

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Thèse de Doctorat

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et matériaux

Présentée par :

Youcef BOUAMRA

THÈME

**Contribution à l'amélioration de la rigidité flexionnelle des
poutres par une nouvelle technique de confinement**

Devant le jury composé de :

HANNACHI Naceur Eddine	Professeur	U.M.M.T.O	Président
AIT TAHAR Kamal	Professeur	U.M.M.T.O	Rapporteur
ZERIZER Abdellatif	Professeur	U.M.B Boumerdes	Examineur
GHERNOUTI Youcef	Maitre de conférences Classe A	U.M.B Boumerdes	Examineur

-Soutenue en 2016-

Dédicaces.

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents pour leur présence et leur soutien au cours de mes années d'étude, sans eux je ne serai jamais ce que je suis, ils se sont donnés cœur et âme pour me voir réussir, leur dédier ce travail ne serait qu'une modeste reconnaissance.

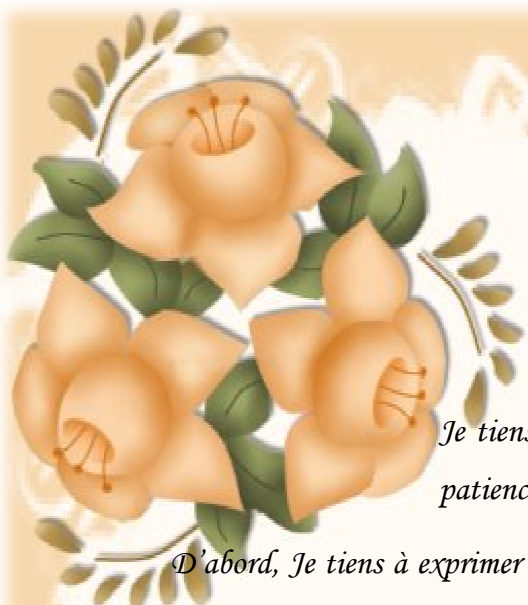
À ma très chère épouse qui m'a soutenue dans les plus durs moments et qui a fait preuve de patience et de compréhension ainsi qu'à ma petite fille « Loubna » sans son sourire la volonté ne sera pas au rendez-vous.

À mes chères sœurs pour leurs encouragements

Aux familles :

- ✓ Bouamra ,*
- ✓ Zaamouchi ,*
- ✓ Bachir Bey,*
- ✓ Allad,*
- ✓ Ait Tahar ,*
- ✓ Kheloui .*

Et bien sur sans oublier toutes les personnes qui m'ont soutenu durant mon cursus de formation,



REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier le bon Dieu de m'avoir donné la force, la patience et la persévérance de réaliser ce modeste travail.

D'abord, Je tiens à exprimer toute ma gratitude et ma parfaite considération à mon Directeur de thèse, le professeur Ait Tahar Kamal, pour avoir accepté de me proposer ce thème et diriger cette thèse,

C'est grâce à lui que ce travail a été réalisé dans les meilleures conditions. Sans lui, nos efforts seront en vain, les mots ne suffisent jamais pour décrire sa précieuse aide, son soutien permanent et sa présence durant les années de travail, ces modestes mots ne peuvent être qu'une simple reconnaissance à lui en tant que personne exemplaire sur tous les axes.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger notre travail

Je voudrai aussi remercier Docteur Mme Kheloui Fatma pour tous ses encouragements et toute l'aide qu'elle m'a apporté

Mes remerciements sont destinés de même à, Mr B. Moussaoui, Mr S. Boukai, Mr Mamou et Mr A.Si Salem,

Je tiens également à remercier toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ma thèse de Doctorat.

Enfin, je tiens à adresser mes sincères remerciements ainsi que ma gratitude la plus dévouée, pour leur dévouement et surtout pour leur amour et le sacrifice qu'ils m'ont accordés, à mes deux étoiles scintillantes (mes parents), à ma très chère épouse et surtout ma petite fille « Loubna » que le Bon Dieu me les garde aussi longtemps.

Bouamra Youcef.



RESUME

Le recours aux techniques de confinement de béton pour améliorer la rigidité des éléments structuraux est une question d'actualité, vu l'état de dégradation d'un nombre assez important d'ouvrages de génie civil et de travaux publics. En effet, une faible variation de l'état de fissuration peut provoquer des variations assez importantes de la rigidité flexionnelle des poutres.

En s'inspirant des études sur le confinement de béton et sur les courbures des barres, nous proposons, dans ce travail de recherche, un procédé innovant de confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre, produit par l'effort de compression dû à la composante normale de l'effort de traction sollicitant l'armature de résistance, au niveau de l'ancrage de la barre.

Cette technique permet de mobiliser des contraintes de confinement dès le début du chargement, qui vont s'opposer à l'initiation et à l'ouverture des fissures de flexion. La capacité de la poutre confinée est améliorée comparativement à la poutre en béton armé de conception traditionnelle.

Dans le but de quantifier les augmentations en termes de résistance et de rigidité flexionnelle, une investigation expérimentale et une analyse numérique sont réalisées. En s'appuyant sur la notion d'équilibre des sections, un organigramme de calcul de la charge équivalente est développé dans le but d'optimiser les paramètres conceptuels inhérents au procédé de confinement proposé.

D'un point de vue économique, ce procédé permet de mobiliser la pression de confinement, sans utiliser des matériaux additionnels, il peut concurrencer les méthodes traditionnelles de confinement qui nécessitent des procédures beaucoup plus complexes et onéreuses. Le procédé proposé permet de mobiliser le confinement de béton dès le début du chargement de la poutre contrairement aux procédés existants.

Mots clés : Procédé de confinement, Courbure, Essais, Modélisation Analytique, Simulation Numérique, Résistances, Rigidités.

ABSTRACT

The use of the techniques of confinement of the concrete to improve the rigidity of the structural elements is a topical issue, given the state of degradation of a significant number of civil engineering and public works. Indeed, a small variation in the cracking state can cause quite significant variations in the flexural stiffness of the concrete beams.

Taking account of the studies of the confinement of concrete and the curvature of the steel reinforcement bars, we propose, in this research, an innovative process of the axial confinement of the tensile zone of the concrete beam produced by the compression force due to the normal component of the tensile effort developed in the steel reinforcement bars.

This technique can mobilize the stresses of confinement from the beginning of loading, which will oppose the initiation and opening of bending cracks. The mechanical performances of the confined beam are improved compared to the traditional reinforced concrete beam.

In order to quantify the increases in terms of strength and flexural stiffness, an experimental investigation and numerical analysis are conducted. Building on the concept of balance of the sections, a flow chart for calculating the equivalent load is developed to optimize the design parameters of the proposed confinement process. The obtained results show and demonstrate that this new process of confinement by induced compression in the tensile zone of the concrete beam is very effective.

From an economic point of view, this process of mobilizing the confining pressure without using additional materials, it can compete with traditional confinement methods that require the use of additional materials and procedures more complex and expensive. The proposed process can mobilize the confinement stress of the concrete from the beginning of loading, contrast to existing methods.

Keywords: Process of confinement, Curvature, Testing, Modeling, Numerical Simulation, Strength, Rigidity.

Table des matières

➤ Résumé	i
➤ Abstract	ii
➤ Table des matières	iii
➤ Liste des figures	iv
➤ Liste des tableaux	v
Introduction générale	1
 CHAPITRE I : RIGIDITE FLEXIONNELLE DES POUTRES ET NOTIONS DE CONFINEMENT	
I.1. Introduction	5
I.2 Béton	5
I.2.1. Définition	5
I.2.2. Lois de comportement	6
I.2.2.1. Le béton en compression	6
I.2.2.2. Le béton en traction	7
I.3. L'acier	8
I.4. Théorie des poutres	10
I.4.1. Principes fondamentaux de la théorie des poutres	11
I.4.1.1. Théorie de Navier Bernoulli	13
I.4.1.2. Lois de comportement pour la théorie de Timoshenko	14
I.4.1.3. Principe de Saint-Venant	15
I.5. Notions sur la rigidité flexionnelle des poutres	16
I.6. Modes d'endommagement et de rupture des poutres	18
I.6. 1. Modèles d'endommagement	20
I.6. 1.1. Modèles d'endommagement isotrope	21
I.6.1.2. Modèles d'endommagement anisotrope	21
I.7. Notions sur le confinement du béton armé	22
I.8. Paramètres influents sur la relation σ - ε du béton confiné	23

I.9. Revue de littérature sur le renforcement et Confinement des poutres.....	25
I.9.1. Techniques de renforcement des poutres.....	25
I.10. Conclusion du chapitre.....	37

CHAPITRE II : INVESTIGATION EXPERIMENTALE

II.1 Introduction	38
II.2 Procédure expérimentale.....	39
II.2.1 Caractérisation des matériaux utilisés.....	39
II.2.1.1 Le matériau béton.....	39
II.2.1.2 Les armatures de résistance.....	42
II.2.2 Essais de flexion 4-points sur les poutres confinées par une compression induite dans la zone tendue	43
II.2.2.1 Présentation du Procédé de confinement par la compression induite.....	44
II.2.2.2 Préparation des spécimens prismatiques “Poutres”.....	46
II.2.2.3 Façonnage des ancrages par courbure.....	48
II.2.2.4 Coffrage et bétonnage.....	48
II.2.2.5 Chargement et acquisition	50
II.3 Résultats et Confrontation.....	51
II.4 Analyse Du comportement expérimental de La poutre confinée.....	55
II.5 Analyse du confinement axial interne du béton par compression induite.....	56
II.6 Modes de rupture	59
II.7 Conclusion du chapitre.....	61

CHAPITRE III : ETUDE DU CONFINEMENT AXIAL AU NIVEAU DES ANCRAGES PAR COURBURE DES BARRES DE RESISTANCE

III.1. Introduction.....	63
III.2. Rappel du principe des Etats Limites.....	64
III.3. Influence du ferrailage sur le comportement de la poutre	65
III.4. Ancrage par courbure des barres tendues.....	67
III.4.1. Equilibre d'un élément de l'ancrage par courbure.....	67
III.5. Détermination des efforts de confinement appliqués sur la plaque métallique	68

III.5.1. Composante normale.....	68
III.5.2. Calcul du centre de gravité	69
III.5.3. Notion d'équilibre des sections.....	69
III.6. Présentation des résultats et discussion.....	72
III.7. Analyse des résultats.....	77
III.8. Justification de l'utilisation des plaques.....	78
III.8.1. 1. Sans plaques.....	78
III.8.1. 2. Avec plaques.....	78
III.9. Validation de l'approche.....	81
III.10. Conclusion du chapitre.....	83

CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE DES POUTRES CONFINÉES

IV.I Introduction.....	84
IV.2 Le schéma Dynamique Explicite.....	85
IV.3 Le schéma statique implicite – problème mécanique.....	85
IV.4 Modélisation par éléments finis	86
IV.5 Modélisation numérique du comportement des matériaux.....	87
IV.5.1 Critère de Von Mises	87
IV.5.2 Modèle élastoplastique endommageable pour le béton.....	88
IV.5.2.1 Hypothèse de partition.....	88
IV.5.2.2 Relation contrainte-déformation.....	89
IV.5.2.3 Loi d'écrouissage.....	89
IV.6 Présentation des modèles à simuler.....	92
IV.6.1. Dimensions et géométrie.....	93
IV.6.2 Présentation des variantes de ferrailage.....	94
IV.6.3 Maillage de la zone comportant la plaque et la zone courante.....	97
IV.6.4 Présentation des résultats et discussion.....	98
IV.6.5 Conclusion du chapitre.....	105
Conclusion générale.....	106
Références bibliographiques.....	110

Liste des figures

Figure I.1: Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique.....	7
Figure I.2: Loi de comportement monotone de l'acier.....	8
Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier.....	9
Figure I.4: Schéma de poutre non chargée et poutre chargée uniformément.....	10
Figure I.5: Sollicitations dans la poutre.....	11
Figure I.6: Description du champ de déplacement virtuel.....	13
Figure 1.7 : Bilan des efforts extérieurs.....	15
Figure 1.8 : Influence de la rigidité flexionnelle, de l'adhérence et de la présence d'armature sur les risques de décollement dans une structure composite.	16
Figure 1.9 : Poutre bi-appuyée soumise à une force concentrée en son centre.....	17
Figure 1.10 : Diagramme des moments fléchissant.....	17
Figure 1.11 : Modes de fissures dans une poutre en béton armé	19
Figure 1.12 : Mise en évidence de l'anisotropie du matériau.Essai de traction et de compression.....	21
Figure 1.13 : Comportement contrainte déformation du béton confiné.....	22
Figure 1.14 : confinement du béton.....	23
Figure 1.15 : Effet de l'espacement du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement.....	24
Figure 1.16 : Influence de la forme de l'armature transversale.....	24
Figure 1.17 : Renforcement d'une poutre en béton armé avec profilés métalliques.....	26
Figure 1.18 : Bandes de renfort en sous face d'une dalle et sur des poutres.....	27
Figure 1.19 : Différentes techniques de renforcement sur une poutre.....	27

Figure I. 20: Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF.....	28
Figure I.21: Trois types d’ancrages utilisés.....	28
Figure I.22: Courbe typiques de charge-déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «PRF»	29
Figure I. 23 Application du mortier renforcé par une enveloppe en textile dans les zones de cisaillement: application spirale	29
Figure I. 24. Technique de renforcement proposée.....	30
Figure I.25. Détails de la poutre confinée.....	31
Figure I.26.: Différents types de poutre et différents mécanismes de rupture.....	32
Figure I.27 dimensions de la poutre.....	33
Figure I.28. Conception de la poutre proposée (section en béton avec deux spirales imbriquées).....	33
Figure I.29 : Courbe contraintes-déformations.....	34
Figure I.30 : Comportement en flexion de poutre en béton confiné par des étriers.....	35
Figure II.1: Matériaux utilisés.....	39
Figure II.2: Matériels et matériaux utilisés.....	40
FIGURE. II.3. Comportement de béton en compression et en traction par flexion.....	42
Figure. II.4. diagramme contrainte-déformation de l’armature	43
FIGURE. II.5. Procédé de confinement proposé.....	45
Figure. II.6. Principe de fonctionnement du Procédé de confinement proposé.....	45
Figure II.7. Présentation des différentes variantes de ferrailage des poutres.....	47
Figure II.8. Présentation des détails du crochet.....	48
Figure II.9. Vue du coffrage, bétonnage, disposition du ferrailage dans les poutres....	50
Figure II.10. Vue des poutres.....	50
FIGURE. II.11. Machine de flexion IBERTEST.....	51

Figure. II.12. Courbe Force – Flèche de la poutre P-Réf.....	53
Figure. II.13 Courbe Force – Flèche de la poutre proposée P-CC.....	53
Figure. II.14. Confrontation des courbes Force – Flèche des poutres P-CC et P-Réf.....	54
Figure. II.15. Histogramme des résistances et des flèches des poutres P-Réf et P-CC.....	54
Figure .II.16 .Histogramme des gains en résistance et en masse (%).....	55
Figure .II.17 confrontation des différents résultats expérimentaux	57
FIGURE. II.18. Histogramme des rigidités flexionnelles.....	57
FIGURE. II.19. Histogramme des différents gains	58
Figure II.20. Modes de rupture par flexion des différentes poutres selon le ferrailage adopté.....	59
Figure III.1. Différents états limites.....	65
Figure III.2. Mécanisme de ruine d’une poutre en béton sans armatures.....	66
Figure III.3. Mécanisme de ruine d’une poutre en béton armé	66
Figure III.4. Etat d’équilibre d’un élément de courbure	67
Figure III.5. .Equilibre de la section de la poutre confinée.....	69
Figure III.6. Organigramme de calcul.....	71
Figure III.7. Variation de la force de confinement en fonction de la charge P1 appliquée	72
Figure III.8. Variation du moment de flexion en fonction de la charge P1 appliquée	72
Figure III.9. Variation de la charge P2 en fonction de la charge P1 appliquée	73
Figure III.10. Variation de l’effort de traction dans l’armature tendue F_s en fonction de la charge P1 appliquée	73
Figure III.11. Variation de l’effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction du rayon ‘R (cm)’ de la plaque demi-cylindrique	74

Figure III.12. Variation de l'effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction de la charge appliquée 'P1 (Kn)' selon différentes valeurs du rayon 'R (cm)' de la plaque demi-cylindrique	74
Figure III.13. Variation de l'effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction de la charge appliquée 'P1 (Kn)' selon différentes valeurs de l'angle de courbure ' θ ' de la plaque demi-cylindrique	75
Figure III.14. Variation de P2-P1 en fonction de la charge P1	75
Figure III.15 Variation de l'effort de confinement F_{cc} en fonction de la charge F_{cc1} en fonction de P1 et F_{cc2} en fonction de P2.....	76
Figure III.16. Variation de la contrainte de confinement σ_{cc} (MPa) en fonction du diamètre de la barre de résistance ' ϕ (mm)' dans la poutre confinée	76
Figure III.17. Variation de la contrainte de confinement σ_{cc} (MPa) en fonction de la charge appliquée P1 (KN) pour les poutres P-SP.....	79
Figure III.18. Variation de la contrainte de confinement σ_{cc} (MPa) en fonction de la charge appliquée P1 (Kn) pour les poutres confinées avec plaques P-CC.	79
Figure III.19. Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques.....	81
Figure IV.1. Eléments finis utilisés pour la discrétisation des formes complexes.....	87
Figure IV.2 : Ecrouissage isotrope.....	90
Figure IV.3 : Réponse du modèle à la traction.....	91
Figure IV.4 : Réponse du modèle à la compression simple.....	91
Figure. IV.5. Conception de la poutre proposée et les dimensions géométriques des renforts utilisées...	93
Figure IV.6 : Poutre de référence (P-Réf)	94
Figure IV.7. : Poutre P-CSP.....	95
Figure IV. 8 : La géométrie de la poutre demi-boucle soudées avec des plaques	95
Figure IV.9 : Maillages adoptés lors des simulations numériques.....	97
Figure IV.10 : Evolution de contrainte de Von Mises pour P-Réf.....	98

Figure IV.11 : Evolution de contrainte de Von Mises pour P-CC.....	98
Figure IV.12 : Evolution de la fissuration pour P-Réf.....	99
Figure IV. 13 : Evolution de la fissuration pour P-CC.....	99
Figure IV.14 : Evolution de l'endommagement P-Réf.....	99
Figure IV.15 : Evolution de l'endommagement pour P-CC.....	99
Figure IV. 16 : Evolution de champs des contraintes pour P-Réf.....	100
Figure IV. 17 : Evolution de champs des contraintes pour P-CC.....	100
Figure IV.18 : Force – déplacement pour une éprouvette avec ferrailage classique (P-Réf).....	101
Figure IV.19 : Forces – déplacement pour le types de poutres P-CSP.....	102
Figure IV.20 : Forces – déplacement pour les types de poutres P-CC.....	102
Figure IV.21 Confrontation des courbes des Forces – déplacement pour les trois types.....	103
de poutres P-Réf, P-CSP et P-CC	
Figure IV.22. Le La naissance des champs des contraintes à l'intérieur des plaques métalliques.....	103

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les efforts internes et les déplacements d'une poutre.....	14
soumise à des sollicitations externes	
Tableau II.1 : Composition du béton.....	39
Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques du béton.....	41
Tableau II.3 : types de ferrailage utilisés.....	48
Tableau II.4 : Résultats des essais de la flexion 4-points.....	52
Tableau II.5 : Résultats des essais de la flexion 4-points.....	56
Tableau III.1 .Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques.....	81
Tableau IV.1 . Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.....	92
Tableau IV-2 . Caractéristiques mécaniques du béton	96
Tableau IV-3 . Caractéristiques mécaniques de l'Acier.....	96

Introduction générale

Introduction générale

La réparation des ouvrages de génie civil consiste à chercher à compenser les pertes de rigidité ou de résistance dues à la fissuration. Parmi les techniques proposées dans la littérature, on peut citer la réparation de structures en béton armé par des chemises en acier, tôles collées, incorporation de profilés métalliques, modification de la section structurelle (Chemisage en béton armé), précontrainte additionnelle externe et plus récemment, par des matériaux composites 'FRP'. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton. Les exigences de réhabilitation des structures endommagées requièrent un renforcement qui peut être procuré par un confinement additionnel, afin d'assurer une résistance et une ductilité suffisante.

Dans le secteur de la construction, le renforcement vis à vis de la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée est réalisé par collage externe des lamelles composites.

Les poutres, sont des éléments porteurs de la structure, sollicitées en flexion. Le mode de rupture dépend surtout du ferrailage. Comme le béton présente une résistance faible en traction comparativement à sa résistance en compression, pour une poutre en béton soumise à un chargement de flexion, la rupture est fragile. La rupture se produit lorsque la limite de résistance en traction est atteinte. Pour modifier le mode de rupture de fragile à ductile, il est nécessaire d'introduire des barres d'acier dans la partie tendue pour reprendre les efforts de traction. En effet, dans le cas des poutres en béton armé, les fissures créent des discontinuités locales de la matrice béton. Lorsque les différents blocs sont séparés, c'est l'armature qui joue le rôle de tirant pour solidariser et relier les blocs de la poutre.

Dans une poutre avec une section fissurée, le type des aciers, la position de l'armature et les propriétés des constituants du béton, ont une influence directe sur la rigidité de la poutre. La rigidité flexionnelle varie rapidement avec l'état de fissuration.

Enfin, la résistance du béton est le paramètre qui gouverne les différences de rigidité des poutres.

Pour éviter le dépliement des courbures des barres, il est recommandé de réaliser des ancrages au niveau des extrémités des barres, les angles les plus utilisés sont 150° et 180° , en plus de l'ancrage dans la matrice béton, un confinement localisé se produit au niveau du contact entre la barre d'acier et le béton à l'intérieure de la courbure, produit par la composante normale de l'effort de traction sollicitant l'armature de résistance.

Le confinement consiste à mobiliser une pression latérale ou radiale sur le support béton. Toutes les techniques qui existent dans la littérature font appel à des nouveaux matériaux, tels que le chemisage du béton, les tubes (métalliques ou en polymère) et les matériaux composites (lamelle, tissu FRP et enveloppe composite).

Dans ce travail de recherche, l'objectif fixé consiste à proposer un nouveau procédé de confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre sans utiliser d'autres matériaux. Pour mener à bien cette investigation, après le développement du concept et la mise en œuvre pratique du procédé, une analyse expérimentale et une étude théorique ont été menées pour mettre en évidence tout l'intérêt de notre proposition.

Problématique

Généralement, Les résultats des travaux publiés se concentrent sur le confinement et le renforcement des poutres par le collage des composites 'FRP'. En analysant les différentes études, on s'est posé la question suivante : est-il possible de confiner une poutre en béton armé sans utiliser des matériaux additionnels, tels que les composites 'FRP', dans le but d'améliorer sa résistance, sa rigidité et sa ductilité sous un chargement de flexion ?

Originalité

Le procédé proposé permet la mobilisation de contraintes de confinement dès le début du chargement de la poutre contrairement aux procédés existants.

En s'inspirant de la théorie de la courbure des barres et des études sur le confinement, nous proposons, dans ce travail de recherche, un procédé innovant de confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre, basé sur l'idée de la compression induite due à la composante normale de l'effort de traction sollicitant l'armature de résistance, au niveau de l'ancrage. La capacité de la poutre confinée est améliorée comparativement à la poutre en béton armé de conception traditionnelle.

Le travail est présenté sous forme de quatre chapitres liés directement à la thématique générale qui concerne le développement de nouvelles techniques de confinement des éléments structuraux en béton armé.

Le mémoire est structuré comme suit :

- **Chapitre I** : après une ***introduction générale*** sur la thématique traitée dans ce travail de recherche, où la problématique et les objectifs recherchés sont définis, le **chapitre 1** est totalement consacré à la présentation d'une synthèse bibliographique exhaustive qui résume le comportement du béton et de l'acier, la théorie des poutres, l'endommagement, les notions sur la rigidité flexionnelle des poutres, les modes d'endommagement et enfin les techniques de confinement et de renforcement des poutres. Les résultats de quelques chercheurs dans le domaine de renforcement des éléments structuraux, les paramètres étudiés et les conclusions établies sont présentés.

- **Le chapitre II** présente le programme expérimental réalisé dans le cadre de ce travail. Une description détaillée de la caractérisation des matériaux utilisés, des dimensions des éprouvettes, du procédé de confinement, des moyens d'essai et dispositifs de mesure ainsi que les différents résultats obtenus sont présentés et discutés. Les différents résultats des essais de flexion réalisés sur les différentes poutres sont présentés dans des tableaux et illustrés par des courbes Forces-flèches et des histogrammes qui montrent les gains de résistances et de rigidités, procurés par le procédé proposé. Enfin, les modes de rupture

observés pour chaque variante de poutres sont illustrés et discutés. L'effet du confinement axial est mis en évidence par les différentes courbes forces-flèches, donnant les valeurs limites des résistances, les flèches correspondantes et les rigidités flexionnelles, comparativement aux poutres de référence. Les différents gains sont évalués à travers la confrontation des valeurs des résistances, le chargement ultime externe et les rigidités flexionnelles.

- **Le chapitre III** est dédié à la présentation d'une approche théorique basée sur l'état d'équilibre de la section, pour le calcul du moment fléchissant ultime de la poutre confinée par l'équilibre des forces, en tenant compte des efforts de confinement appliqués sur le béton tendu de la poutre en flexion. Un organigramme de calcul est présenté. L'approche théorique développée est validée en prenant en considération les résultats des essais. L'approche proposée et développée à partir de l'équilibre des sections permet en effet de décrire d'une manière fiable le comportement jusqu'à la rupture des poutres confinées par le procédé de confinement axial interne par compression induite du béton de la zone tendue de la poutre soumise à la flexion et justifie le recours aux plaques soudées aux extrémités à l'intérieur des crochets des barres.

- **Le chapitre IV** est consacré à la simulation numérique, moyennant le code de calcul par éléments finis, des différentes variantes de poutres considérées dans ce travail de recherche pour une meilleure compréhension des observations expérimentales et de quantifier le niveau de confinement du béton de la zone tendue. La modélisation des poutres est menée dans un espace tridimensionnel. Les actions principales permettent de créer la géométrie et les conditions aux limites du modèle ainsi que le fonctionnement du code de calcul par éléments finis sont détaillées. Le comportement global des poutres considérées a été analysé en tenant compte des résultats obtenus, en termes de résistances et des évolutions des contraintes, des déplacements et de l'endommagement en compression et en traction. L'analyse des résultats montre clairement l'influence de l'effort de confinement axial interne par compression induite, fonction de l'effort de traction dans les armatures, développé dans un essai de flexion, dans l'amélioration des résistances et des rigidités.

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

Chapitre I: Recherche bibliographique

***Rigidité flexionnelle des poutres et notions de
confinement***

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE :

RIGIDITE FLEXIONNELLE DES POUTRES ET NOTIONS DE CONFINEMENT

I.1. Introduction

Depuis plusieurs années, le nombre de recherches ne cessent d'augmenter dans le but de promouvoir une utilisation rationnelle des matériaux de construction traditionnels tels que le béton et les aciers, la création de nouveaux types de matériaux et l'instauration de nouvelles techniques de conception des éléments structuraux (poutres, poteaux, dalles, voiles, etc). Ces derniers doivent impérativement répondre aux règles d'économie et de sécurité des constructions. Toutes les études effectuées s'accordent sur la conséquence majeure de ces nouvelles conceptions sur le comportement du béton, en l'occurrence : la résistance, la rigidité et la ductilité. Ces propriétés dont l'identification est plus que nécessaire si l'on veut faire un calcul de structures.

Le développement de la construction est intimement lié au développement effectif des techniques de conception, de mise en œuvre et de réalisation. Suite au développement de nouveaux matériaux, les concepteurs ont posé un nouveau défi dont le premier souci est de prolonger la durée de vie des structures, tout en respectant bien sûr les normes de sécurité et de performances mécaniques de plus en plus sévères.

Dans ce chapitre la démarche adoptée, avant l'étude des poutres du point de vue rigidité, endommagement, rupture, renforcement et confinement, est d'abord de présenter un état de connaissances sur les matériaux utilisés dans la confection des poutres notamment le matériau béton et l'acier.

I.2 Béton

I.2.1. Définition

Par définition le matériau béton est un matériau granulaire particulier à cohésion non nulle. Il est confectionné à partir d'un assemblage de matériaux de nature généralement minérale. Il met en présence des matières inertes, appelées granulats ou agrégats (gravillons, sables, etc.), et un liant (ciment, bitume,

argile), 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. Mêlés à de l'eau, on obtient une pâte, à homogénéité variable, qui peut selon le matériau, être moulée en atelier (pierre artificielle), ou coulée sur chantier. Le béton fait alors « prise », c'est-à-dire qu'il se solidifie. Après ce durcissement, le béton se présente sous la forme d'un élément de construction monolithique très résistant. De ce fait, on distingue:

Béton de terre : Probablement le plus ancien de tous les bétons, confectionné avec de l'argile.

Béton de ciment : Le ciment est employé comme liant. Lorsque les granulats utilisés avec le liant hydraulique se réduisent à des sables, on parle alors de *mortier*. On peut largement optimiser la courbe granulaire du sable, on parlera de « *béton de sable* ».

Béton bitumineux : Un liant hydrocarboné (bitume) peut également être utilisé,

Une nouvelle classe de béton émerge. Elle qui prend le nom de *Géo polymère*. La géo polymérisation remplace la chaux par des bases plus puissantes comme la potasse ou la soude . Elles réagissent avec les argiles pour former une matrice vitreuse qui lie les grains entre eux.

I.2.2. Lois de comportement

Le béton armé est un matériau composé d'acier et de béton. Deux matériaux aux réponses mécaniques très différentes lorsqu'il est déformé, surtout en traction. Il est donc essentiel, dans l'objectif de bâtir un modèle de prédiction du comportement d'éléments en béton armé, de bien comprendre les hypothèses émises et les lois considérées dans la définition du comportement de chacun de ces matériaux.

I.2.2.1. Le béton en compression

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression est traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à 40% de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et

se propage parallèlement au chargement lors de son augmentation [1]. La relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d'une contrainte de 70 à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration parallèle à l'axe de chargement.

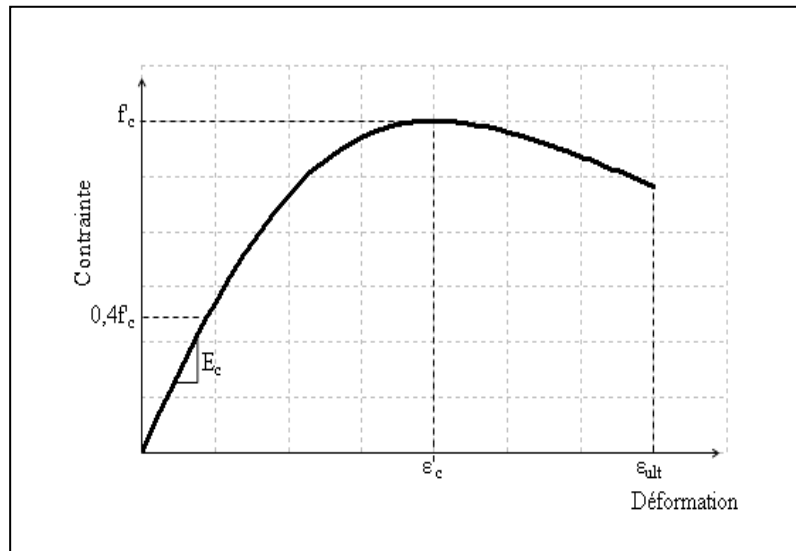


Figure I.1: Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique [2]

La relation contrainte-déformation représentant le béton en compression la plus simple est la parabole, profil qui représente bien l'augmentation croissante de la résistance et sa diminution subséquente, mais qui tend à surestimer le taux décroissant de contraintes dans la portion descendante.

I.2.2.2. Le béton en traction

Le comportement en traction du béton est caractérisé par une propagation stable et constante de fissures perpendiculaires à l'axe de chargement, qui se traduit par une relation pratiquement linéaire et proportionnelle au module d'élasticité du béton. Si la résistance à la compression est un bon indicateur, il devrait exister une relation directe entre celle-ci et la résistance à la traction. Cela dépend en effet, de la méthode d'essai (traction directe, par fendage ou par flexion), de la qualité du béton (basse, moyenne ou haute résistance), des caractéristiques des granulats et des ajouts chimiques ou minéraux [2].

I.3. L'acier

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, lorsqu'il est bien conçu. Il permet alors aux éléments du béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

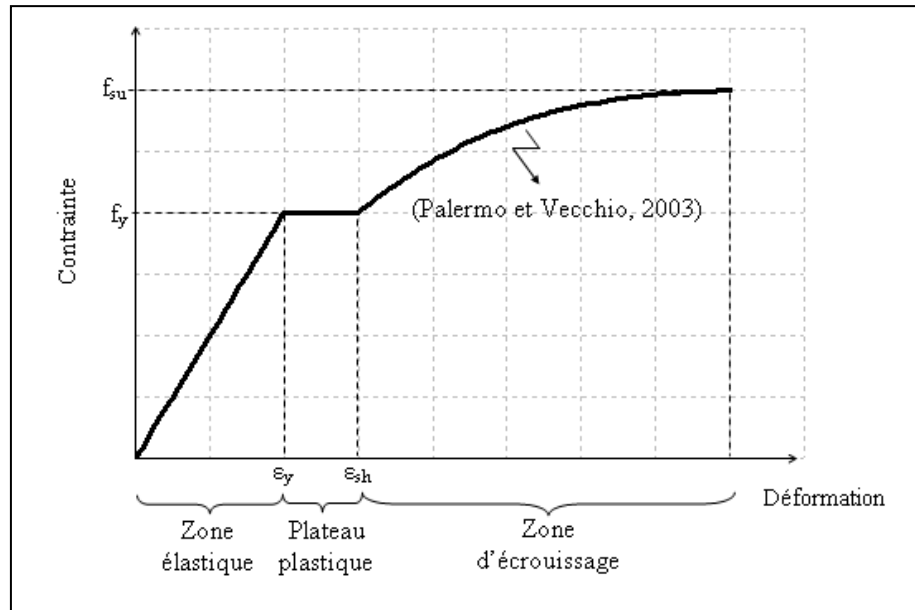


Figure I.2: Loi de comportement monotone de l'acier [3].

On distingue quatre types d'acier pour armature, du moins au plus écroui [4]:

- Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235MPa. Ce sont les ronds lisses (noté $\bar{A}$), ils sont utilisés que pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).
- Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dit aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14%.
- Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dit aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12%.

- Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bobines. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8%.

L'action de l'écrouissage est d'augmenter la limite d'élasticité en faisant disparaître le palier de plasticité, et de diminuer l'allongement à la rupture (plus fragile). Les quatre types d'acier ont le même comportement élastique, donc un même module de Young de $E_s = 210\,000\text{MPa}$. La déformation à la limite élastique est voisine de 0,2%, en fonction de la valeur de la limite d'élasticité [4].

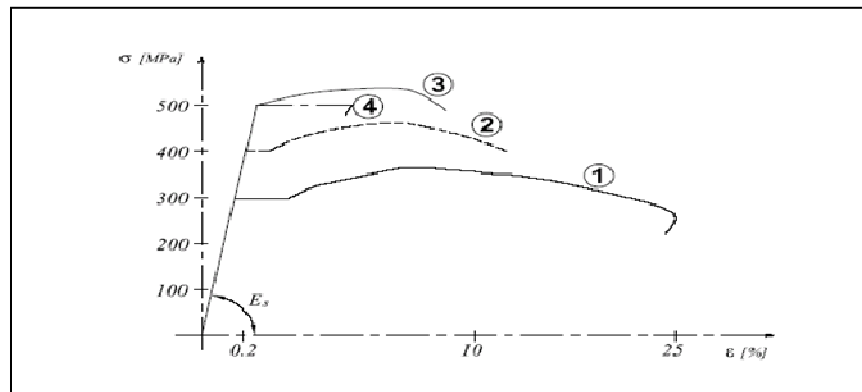


Figure I.3: Diagramme contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier [5].

I.4. Théorie des poutres

Par définition une poutre est un élément de structure de forme parallélépipédique, destinée pour résister principalement à la flexion. Le choix et la définition du type de poutre le plus approprié à une destination donnée résulte de la synthèse des différents phénomènes et modes de ruine gouvernant le comportement des poutres et de leurs assemblages d'une part et des conséquences économiques des solutions envisagées, d'autre part.

Elle est placée, en général en position horizontale, où elle sert à supporter des charges au-dessus du vide. Les poids de la construction et du mobilier et à les transmettre aux piliers, poteaux, colonnes ou aux murs sur lesquels elle s'appuie.

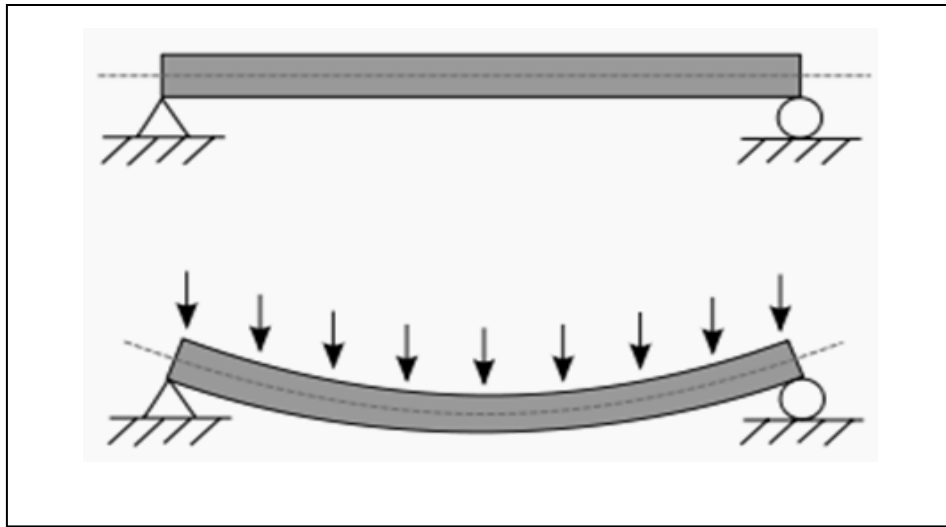


Figure I.4: Schéma de poutre non chargée et poutre chargée uniformément.

La théorie des poutres est un modèle utilisé dans le domaine de la résistance des matériaux. On utilise deux modèles :

- la théorie d'Euler-Bernoulli, qui néglige l'influence du cisaillement;
- la théorie de Timoshenko qui prend en compte l'effet du cisaillement.

La paternité de la théorie des poutres est attribuée à Galilée, mais des études récentes indiquent que Léonard de Vinci l'aurait précédé. Ce dernier avait supposé que la déformation variait de manière linéaire en s'éloignant de la surface neutre, le coefficient de proportionnalité étant la courbure, mais il ne put finaliser ses calculs car il n'avait pas imaginé la loi de Hooke. Ce sont Leonhard Euler et Jacques Bernoulli qui proposèrent la première théorie utile vers 1750. Ce n'est qu'au XIX^e siècle, avec la Tour Eiffel et les grandes roues, que l'on démontra la validité de la théorie à grande échelle.

Pour étudier les poutres, on met en relation:

- Les efforts de cohésion avec les efforts extérieurs, grâce au principe de la coupure;
- Les efforts de cohésion avec le tenseur des contraintes, grâce au principe d'équivalence;
- Le tenseur des contraintes avec le tenseur des déformations, grâce à la loi de Hooke généralisée;
- La forme finale de la poutre, c'est-à-dire le champ des déplacements, avec le champ de tenseur des déformations.

Le modèle de poutre permet de passer des efforts de cohésion au tenseur des contraintes; il permet d'appliquer le principe d'équivalence.

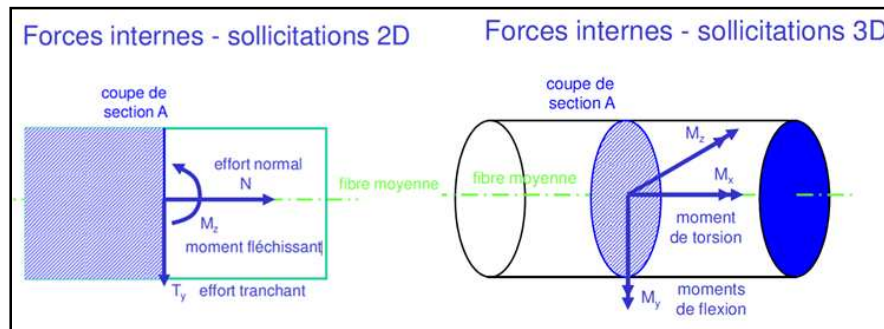


Figure I.5: Sollicitations dans la poutre [6].

I.4.1. Principes fondamentaux de la théorie des poutres.

Deux des dimensions de la poutre sont petites par rapport à la troisième. En d'autres termes, les dimensions de la section droite sont petites par rapport à la longueur de la poutre. Ce principe permet d'approximer la poutre par une ligne (droite ou courbe) et des sections droites. En général, une longueur ou une distance de l'ordre de deux à trois fois la plus grande dimension de la section droite est considérée suffisante pour appliquer le modèle RDM.

Le principe de Saint-Venant précise que le comportement en un point quelconque de la poutre, pourvu que ce point soit suffisamment éloigné des zones d'application des forces et des liaisons, est indépendant de la façon dont sont appliquées les forces et de la façon dont sont physiquement réalisées les liaisons; le comportement dépend alors uniquement du torseur des forces internes en ce point. La conséquence est que les contraintes produites par un système de forces dans une section éloignée du point d'application de ces forces ne dépendent que de la résultante générale et du moment résultant du système des forces appliquées à gauche de cette section.

Le modèle RDM n'est plus valide lorsque le principe de Saint Venant n'est pas satisfait, c'est-à-dire à proximité des liaisons, des appuis ou des points d'application des forces. Dans ces cas particuliers, il faut appliquer les principes de la mécanique des milieux continus.

Le principe de Navier Bernoulli précise que les sections droites le long de la fibre moyenne restent planes après déformation. Les déformations dues à l'effort tranchant montrent que les sections droites ne peuvent pas rester planes mais subissent un gauchissement. Pour tenir compte de ce fait, l'énoncé de ce principe peut prendre la forme suivante: deux sections droites infiniment voisines deviennent après déformation deux sections gauches superposables par déplacement. Comme ce déplacement est petit, on peut considérer que les allongements ou raccourcissements de tout tronçon de fibre sont des fonctions linéaires des coordonnées de la fibre dans le plan de la section.

La loi de Hooke précise que, dans le domaine élastique du matériau, les déformations sont proportionnelles aux contraintes. Le principe de superposition permet de décomposer toute sollicitation complexe en une somme de sollicitations élémentaires, dont les effets sont ensuite additionnés. Ce principe est directement lié à l'hypothèse de linéarité de la loi de Hooke.

L'équilibre statique d'un système exige que:

- La somme des forces extérieures en tout point est égale au vecteur nul:

$$\sum \vec{F}_{ext} = \vec{0} \dots\dots\dots (I-1)$$

- La somme des moments calculés en tout point est égale au vecteur nul:

$$\sum \vec{M}_{ext} = 0 \dots\dots\dots (I-2)$$

.

Le théorème de *Castigliano* définit le déplacement du point, lieu d'application d'une force, par la dérivée du potentiel élastique par rapport à cette force.

I.4.1.1. Théorie de Navier Bernoulli

Dans la théorie qui a été développée jusque là, une section plane reste plane, mais pas perpendiculaire à l'axe neutre. Si les cisaillements sont faibles, il est raisonnable de rajouter cette dernière hypothèse à l'aide d'une liaison interne. On retrouve alors la théorie dite classiquement de Navier-Bernoulli.

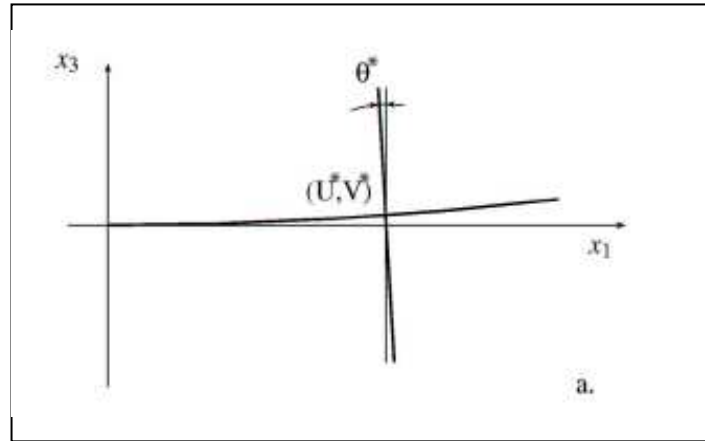


Figure I.6: Description du champ de déplacement virtuel.[7]

$$u^* = u_1^*(x_1, x_3) x_1 + u_3^*(x_1, x_3) x_3 \quad \forall (x_1, x_2, x_3) \in \Omega \quad \dots\dots\dots (I-3)$$

$$u_1^* = U^*(x_1) + \theta^*(x_1) x_3 \quad U_3 = V^*(x_1) V_1^* + \theta^* = 0$$

$$\varepsilon_{11}^* = U_1^* + \theta_1^* x_3 \quad 2\varepsilon_{13}^* = 0$$

Il y a deux champs unidimensionnels (U^* , V^*), définis sur l'intervalle $[0; L]$.

Calcul des travaux virtuels.

- Travail virtuel des efforts internes

$$W_{int}^* = - \int_{\Omega} \varepsilon_{ij}^* \sigma_{ij} dV \quad \dots\dots\dots (I-4)$$

$$= - \int_{\Omega} (\varepsilon_{11}^* \sigma_{11} + 2\varepsilon_{13}^* \sigma_{13}) dV$$

$$= - \int_c (U_1^* \int_s \sigma_{11} dS + \theta_1^* \int_s x_3 \sigma_{11} dS + (V_1^* + \theta^*) \int_s \sigma_{13} dS) dx_1$$

On introduit alors naturellement les quantités N , T , M conjuguées de U_1^* , $(V_1^* + \theta^*)$, θ^*

Par définition c'est l'effort normal, l'effort tranchant et le moment fléchissant (exprimé au point G).

$$N = \int_s \sigma_{11} dS \quad T = \int_s \sigma_{13} dS \quad M = \int_s x_3 \sigma_{11} dS \quad \dots\dots\dots (I-5)$$

Ce sont les composantes du torseur des efforts intérieurs. Ceci donne:

$$W_{int}^* = - \int_c (NU_1^* + M\theta_1^* + T(V_1^* + \theta^*)) dx_1 \quad \dots\dots\dots (I-6)$$

Calcul des travaux virtuels.

- Travail virtuel des efforts internes
- Travail virtuel des efforts extérieurs

$$W_{ext}^* = F_0 U^*(0) + F_L U^*(L) + P_0 V^*(0) + P_L V^*(L) + M_0 \theta^*(0) + M_L \theta^*(L) \dots (I-7)$$

$$+ \int_c (\rho V^* + t U^*) dx_1$$

Principe des travaux virtuels pour la théorie de Timoshenko:

$$W_{int}^* + W_{ext}^* = 0 \quad \forall (U^*, V^*, \theta^*) \dots (I-8)$$

On en déduit les conditions d'équilibre suivantes :

$$N_1 + t = 0 \quad T_1 + p = 0 \quad M_1 - T = 0$$

$$N(0) = -F_0 \quad N(L) = F_L \quad T(0) = -P_0 \quad T(L) = P_L$$

$$M(0) = -M_0 \quad M(L) = M_L$$

I.4.1.2. Lois de comportement pour la théorie de Timoshenko

L'idée consiste, pour un solide élancé, à postuler une description simplifiée, globale, de la structure, au lieu de chercher une solution exacte. Les solutions obtenues sont d'autant plus satisfaisantes que l'élancement est important.

Pour traiter le cas d'une poutre plane, on conserve dans la description géométrique deux translations et un angle. Il leur correspondra deux forces et un moment, conjugués (au sens du travail virtuel). Pour le cas d'une poutre mince, on négligerait le cisaillement (modèle N, M, Navier–Bernoulli).

Tableau I.1 : Les efforts internes et les déplacements d'une poutre soumise à des sollicitations externes

Sollicitation	Axe de la poutre	Perp à l'axe	Moment de flexion
Force	N	T	M
Déplacement	U	V	θ

On considère un champ de déplacement de la forme du champ de déplacement virtuel:

$$u = u_1(x_1, x_3) x_1 + u_3(x_1, x_3) x_3 \quad \forall (x_1, x_2, x_3) \in \Omega \dots (I-9)$$

$$u_1 = U(x_1) + \theta(x_1) x_3 \quad U_3 = V(x_1)$$

$$\varepsilon_{11} = U_1 + \theta_1 x_3$$

$$2\varepsilon_{13} = V_1 + \theta$$

Les sections droites restent planes.

Lois de comportement linéaires pour un matériau élastique homogène dans S:

Traction-compression

$$N = E S U_1 \dots\dots\dots (I-10)$$

Flexion, $I = \int_S x_3^2 dS$ avec, moment quadratique par rapport à x_2 :

$$M = E I \theta_1 \dots\dots\dots (I-11)$$

Cisaillement

$$T = \mu S (\theta + V_1) \dots\dots\dots (I-12)$$

I.4.1.3. Principe de Saint-Venant

Le traitement de la théorie des poutres s'appuie sur le principe de Saint-Venant. Celui-ci considère le cas où, ayant résolu un problème de mécanique des milieux continus tridimensionnels, on évalue à l'aide de la solution obtenue, les torseurs des efforts extérieurs dans une section quelconque. Si ceux-ci sont effectivement égaux à ceux qui sont appliqués, le principe de Saint-Venant indique que, même si la répartition des contraintes n'est pas la même dans les deux cas, la solution trouvée sera valable, si on se place «suffisamment loin» du point d'application des charges. En d'autres termes, la perturbation n'est que locale.

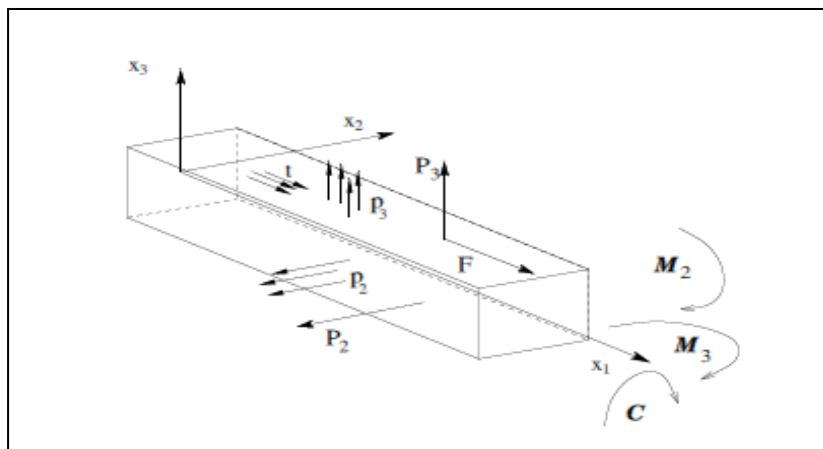


Figure 1.7 : Bilan des efforts extérieurs [7]

Sous certaines hypothèses, la théorie des poutres et la théorie générale des milieux continus coïncident avec la solution de Saint-Venant. L'hypothèse de Saint-Venant consiste à chercher la solution du problème d'équilibre d'un tronçon de poutre droite sous la forme d'un état de contrainte contenant uniquement deux cisaillements et un terme de contrainte axiale:

$$(\sigma_{,,}) = \begin{pmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & 0 & 0 \\ \sigma_{31} & 0 & 0 \end{pmatrix} \dots \dots \dots (I - 13)$$

Les formulations des lois de comportement sont alors liées.

$$N = \int_S \sigma_{11} dS = \int_S E \varepsilon_{11} dS = \int_S E u_{11} dS + \int_S E U_{,1} dS + \int_S E (\theta x_3)_{,1} dS \dots (I-14)$$

$$M = \int_S x_3 \sigma_{11} dS = \int_S x_3 E \varepsilon_{11} dS = \int_S x_3 E U_{,1} dS + \int_S x_3 (\theta x_3)_{,1} dS \dots \dots \dots (I-15)$$

$$T = \int_S \sigma_{13} dS = \int_S 2\mu \varepsilon_{13} dS = \int_S (u_{1,3} + u_{3,1}) dS = \int_S \mu (\theta + V_{,1}) dS \dots \dots \dots (I-16)$$

I.5. Notions sur la rigidité flexionnelle des poutres

Dans une poutre avec une section fissurée, la rigidité est en fonction de la position et du type des aciers d'armature ainsi que des propriétés des bétons composant la poutre. Une faible variation de l'état de fissuration des poutres peut provoquer des variations de la rigidité flexionnelle assez importante.

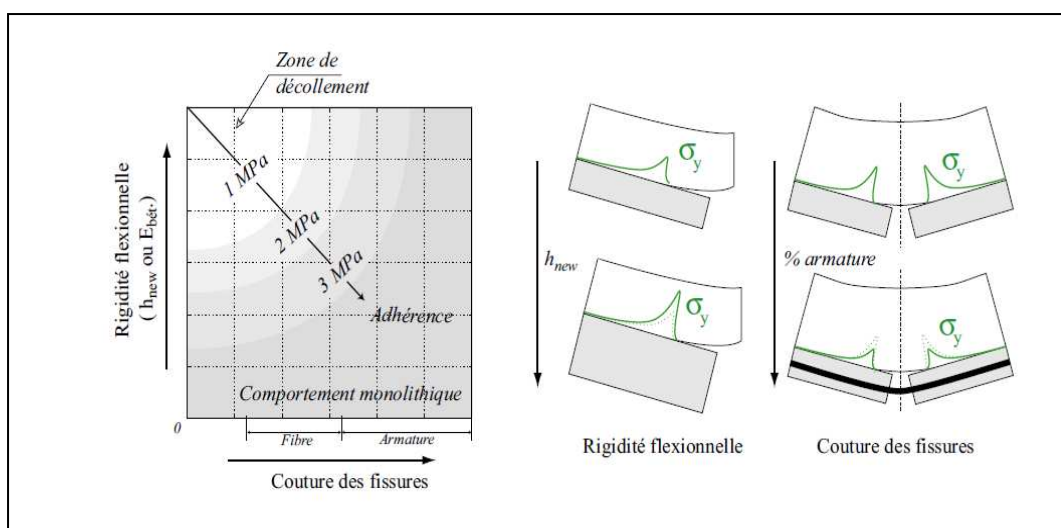


Figure 1.8 : Influence de la rigidité flexionnelle, de l'adhérence et de la présence d'armature sur les risques de décollement dans une structure composite. [8]

La rigidité à la flexion d'une poutre varie le long de la longueur en fonction de x selon l'équation suivante:

$$EI \frac{dy}{dx} = \int_0^x M(x) dx + C \dots\dots\dots (I-17)$$

Avec :

E : module d' Young (en Pa),

I : moment d'inertie (à m^4),

y : déplacement transversal de la poutre en x

$M(x)$: moment de flexion dans la section au point ' x '.

La nature des liaisons et celle du matériau utilisé pour la confection de l'élément ainsi que sa section et son élancement représentent les paramètres essentiels pour définir sa rigidité.

Si la poutre est de section constante et de matériau homogène, alors le terme EI_{Gz} est une constante et l'on obtient la déformée en intégrant simplement deux fois M_f par rapport à x , en tenant compte des conditions aux limites.

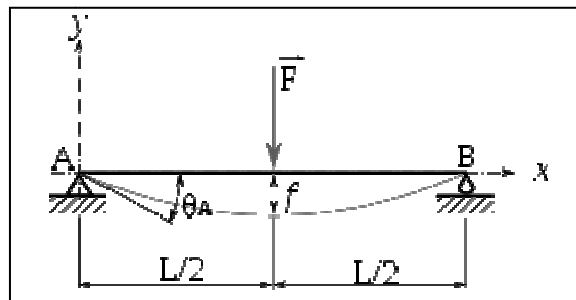


Figure 1.9 : Poutre bi-appuyée soumise à une force concentrée en son centre.

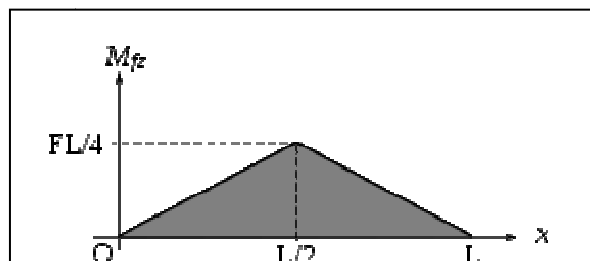


Figure 1.10 : Diagramme des moments fléchissant.

Dans le cas d'une poutre de longueur L sur deux appuis avec une force F s'exerçant en son centre, sur la première moitié ($0 \leq x \leq L/2$), le moment fléchissant est

$$M_f(x) = \frac{F}{2}x, \quad \text{donc}$$

$$EI_G y'(x) = \int_0^x \frac{F}{2} t dt + A = \frac{F}{4} x^2 + A \dots\dots\dots (I-18)$$

En considérant les conditions aux limites, la forme de la deuxième moitié est symétrique ; elle est décrite par un autre polynôme de forme similaire. La flèche (déplacement maximal) est au centre $x = \frac{L}{2}$:

$$f = - \frac{FL^3}{48EI_G} \dots\dots\dots (I-19)$$

.

I.6. Modes d'endommagement et de rupture des poutres

Par définition, l'endommagement est l'apparition dans un matériau de dommages causés par l'usure ou une attaque physique ou chimique. Il conduit à une dégradation de ses capacités physiques pouvant conduire à la rupture.

Le mécanisme de rupture s'intéresse à l'évolution de tout le processus mécanique provoquant au sein d'un matériau quelconque une discontinuité locale de matière ou plus précisément une fissure. A partir d'un défaut d'origine (physique, chimique, mécanique, ...) la fissure se crée à l'échelle microscopique, appelée aussi « *microfissure* », son champ de propagation engendre de nouvelles surfaces de rupture à l'échelle macroscopique appelées « *macro fissures* ».

Lorsqu'une poutre est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment; au fur et à mesure que le chargement augmente, ces microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles pour former une macro-fissure entraînant la rupture du matériau. Etudier l'évolution des fissures impose la prise en compte de la modification des champs de contraintes et de déformation engendrées par ces actions géométriques, c'est de la *mécanique de la rupture*. Etudier et prévoir l'apparition des fissures macroscopiques fait

appel aux théories de *l'endommagement* ; Ce dernier sous entend la détérioration progressive de la cohésion de la matière sous l'action de sollicitations monotones ou répétées, qui conduit à la rupture de la structure [4].

Les facteurs qui influencent le comportement à la rupture par fissuration des matériaux sont de deux natures:

- *Les facteurs mécaniques* concernent l'état des déplacements, déformations et contraintes ainsi que les conditions d'environnement, telle que la température.
- *Facteurs métallurgiques*, on parle des impuretés, de taille des grains, état de surface,...etc.

Dans les structures en béton armé, ils existent plusieurs modes de fissures des poutres. Parmi ces modes, on distingue comme indiqué sur la figure suivante [9]:

- Fissure par écrasement du béton (Figure I.10.a).
- Fissure par effort tranchant (Fig I.10.b)
- Fissure par flexion (Fig I.10.c).

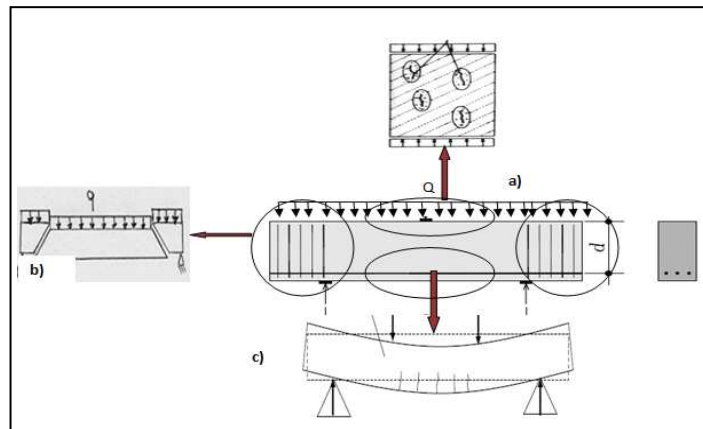


Figure 1.11 : Modes de fissures dans une poutre en béton armé [9] .

I.6. 1. Modèles d'endommagement

La spécificité de ce type de modèle est qu'il doit simuler la perte de rigidité du matériau au cours du chargement. Une variable d'endommagement D , scalaire dans le cas isotrope,

tensorielle sinon, est définie. Dans le cadre de l'isotropie, la relation contraintes-déformations s'écrit comme [10]:

$$\sigma_{ij} = (1 - D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl}^e \dots\dots\dots(I-20)$$

où E_{ijkl} et ε_{kl}^e sont respectivement les composantes du tenseur d'élasticité d'ordre 4 et du tenseur des déformations élastiques. Dans la mécanique de l'endommagement, la notion de contrainte effective ' σ'_{ij} ', introduite par Rabotnov en 1968, est considérée. Elle correspond à une contrainte du matériau non endommagé :

$$\sigma'_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{(1 - D)} \dots\dots\dots(I - 21)$$

Cet endommagement D peut également être décrit par une réduction de la surface résistante du matériau, par rapport à la charge appliquée. C'est le concept de surface effective [11] L'endommagement est alors défini par:

$D = \frac{S_d}{S}$ où S_d est la surface occupée par les micro-défauts et S la surface totale. Si D est indépendant de l'orientation de la surface considérée (micro-défaut sphérique), la modélisation est dite isotrope. Dans le cas contraire, elle devient anisotrope.

I.6. 1.1. Modèles d'endommagement isotrope

Mazars a modélisé les phénomènes de dégradation du béton par l'introduction d'une seule variable scalaire d'endommagement ' D '. Celle-ci agit sur le comportement du matériau en modifiant ses caractéristiques mécaniques de la façon suivante [12] :

$$\sigma_{ij} = (1 - D)E_{ijkl}\varepsilon_{kl}^e \dots\dots\dots(I-20')$$

On constate que cette équation correspond strictement à la première équation (I-20) car aucun phénomène irréversible n'est pris en compte. La variable d'endommagement D quantifie l'influence de la microfissuration et vaut 0 pour un matériau sain et 1 pour un matériau totalement endommagé.

I.6.1.2. Modèles d'endommagement anisotrope

D'un point de vue microscopique, les fissures et les vides se développent dans des directions dépendantes du chargement imposé. Généralement, une direction privilégiée est celle perpendiculaire à la direction de plus forte contrainte de traction. Ces directions privilégiées conduisent à une anisotropie macroscopique du matériau qui est fonction de l'histoire du matériau. Elle est induite par l'endommagement. La figure montre les orientations privilégiées des fissures sur un essai de traction-compression du béton. Alors qu'en traction, les fissures se forment perpendiculairement à la direction de chargement, en compression, leurs directions deviennent parallèles [10].

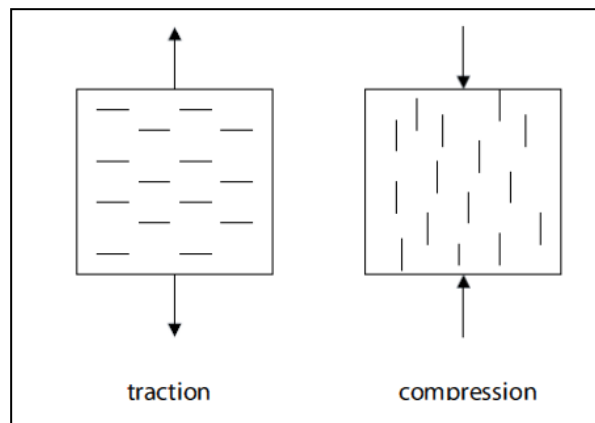


Figure 1.12 : Mise en évidence de l'anisotropie du matériau,
Essai de traction et de compression.

Dans les cas de structures simples, si les chargements appliqués sont proportionnels, on peut estimer que l'anisotropie, ainsi créée, n'aie que peu d'effets. Cependant, pour les chargements plus complexes et pour les matériaux anisotropes, cette modélisation n'est pas suffisante et il est indispensable de poser la question de la modélisation anisotrope.

La façon la plus générale de modéliser l'anisotropie et de considérer un tenseur d'endommagement d'ordre 4 M . Dans ce cas, la relation liant les contraintes effectives et réelles est donnée par la relation [10]:

$$\sigma_{ij} = M(D)_{ijkl} \sigma_{ji}' \dots\dots\dots (I-22)$$

I.7. Notions sur le confinement du béton armé

La majorité des techniques ont été développées pour renforcer des colonnes existantes en béton armé en utilisant des composites «PRF» afin d'améliorer les performances (capacité portante, ductilité, etc) du matériau béton et son comportement mécanique en compression et en traction. Toutes ces techniques sont basées sur le principe de mobilisation de la pression latérale de confinement exercée sur le support béton. Lorsque le béton est soumis à une compression axiale, celui-ci se déforme latéralement. Cette déformation produit des fissures qui augmentent avec l'accroissement d la charge. Elle conduit finalement à la rupture du béton. Si le béton est retenu latéralement de façon à réduire cette déformation, la résistance du béton et sa ductilité seront augmentées. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton [13]. Le confinement du béton qui consiste à empêcher ces déformations, peut être réalisé soit par une enveloppe externe, soit par un faible espacement entre les étriers.

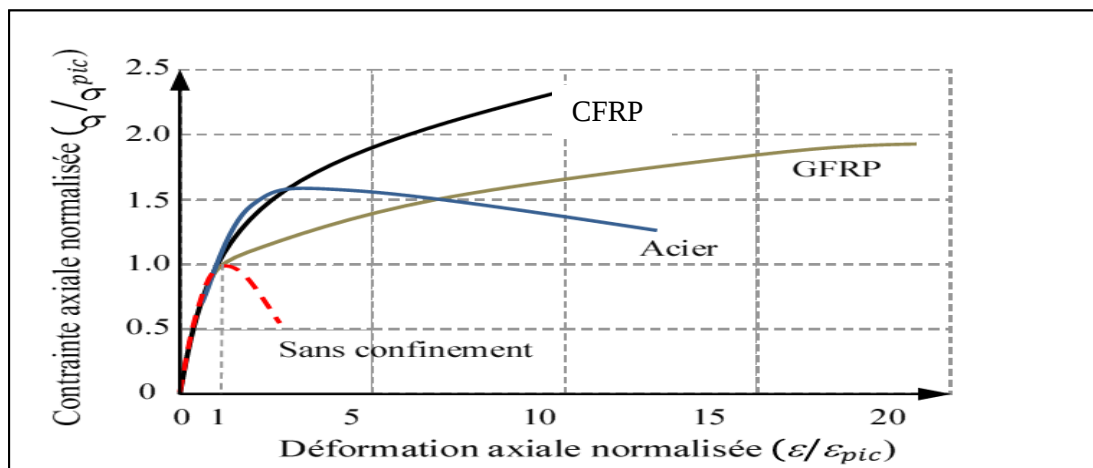


Figure 1.13 : Comportement contrainte déformation du béton confiné [14]

Le confinement du béton est assuré par le ferrailage transversal, généralement sous forme de spires ou de cadres en acier étroitement espacés. Pour de faibles contraintes dans le béton, l'intervention du ferrailage transversal en tant qu'armature de confinement est non significative par conséquent, le béton est considéré comme non confiné. Le béton devient effectivement confiné lorsque les contraintes développées par le noyau du béton s'approchent de la résistance limite. Les déformations transversales deviennent très importantes en raison de la fissuration interne progressive dans le béton qui s'appuie sur le

ferrailage transversal, qui à son tour répond par une réaction de confinement sur le béton la figure suivante montre les régions du béton confiné dans deux types de sections carrés et circulaires. [15].

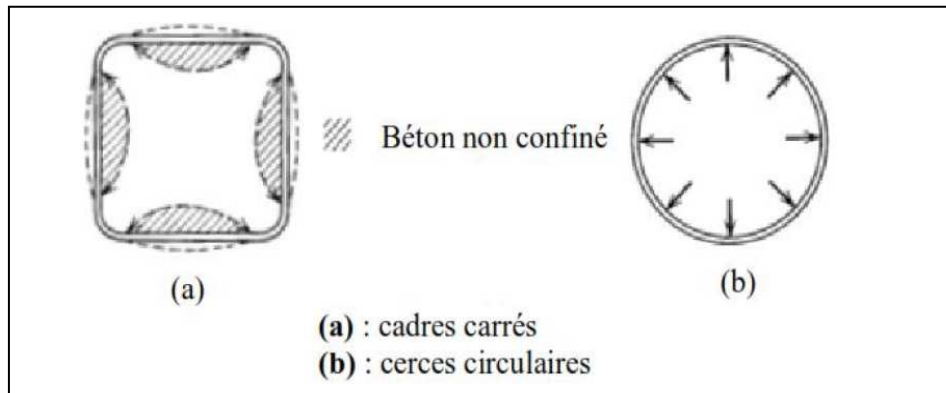


Figure 1.14 : confinement du béton [15].

I.8. Paramètres influents sur la relation σ - ϵ du béton confiné

La relation contrainte déformation du béton confiné dépend de plusieurs facteurs notamment [15]:

- Le rapport du volume d'acier transversal au volume du béton confiné, parce qu'un contenu élevé du ferrailage transversal signifiera une pression de confinement élevée.
- La résistance élastique de l'acier transversal, parce que celle ci donne une limite supérieure à la pression de confinement [16].
- L'espacement de l'acier transversal, augmente l'efficacité du confinement et contrôle la condition de non flambement comme illustré sur la figure ci-dessous.

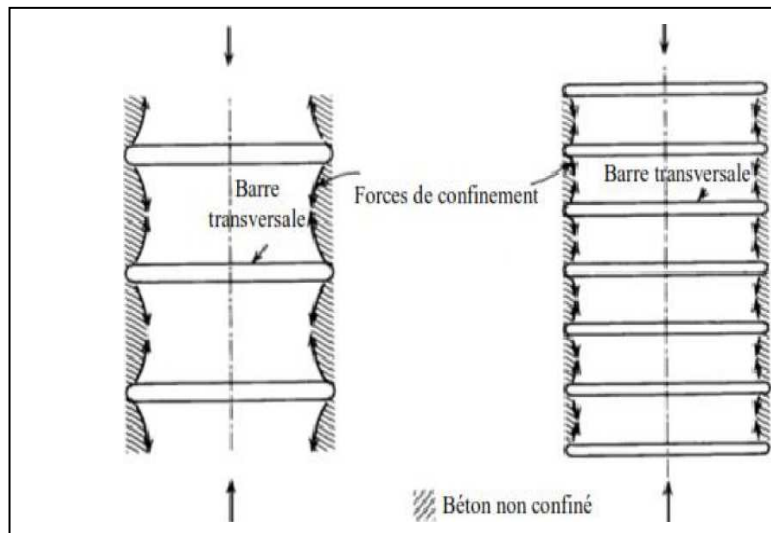


Figure 1.15 : Effet de l'espacement du ferrailage transversal Sur L'efficacité du confinement [15,17].

- Forme et configuration de l'armature transversale. Le confinement par les cerces « cadres circulaires » est plus efficace, car il s'approche du cas idéal de celui de la pression hydrostatique.

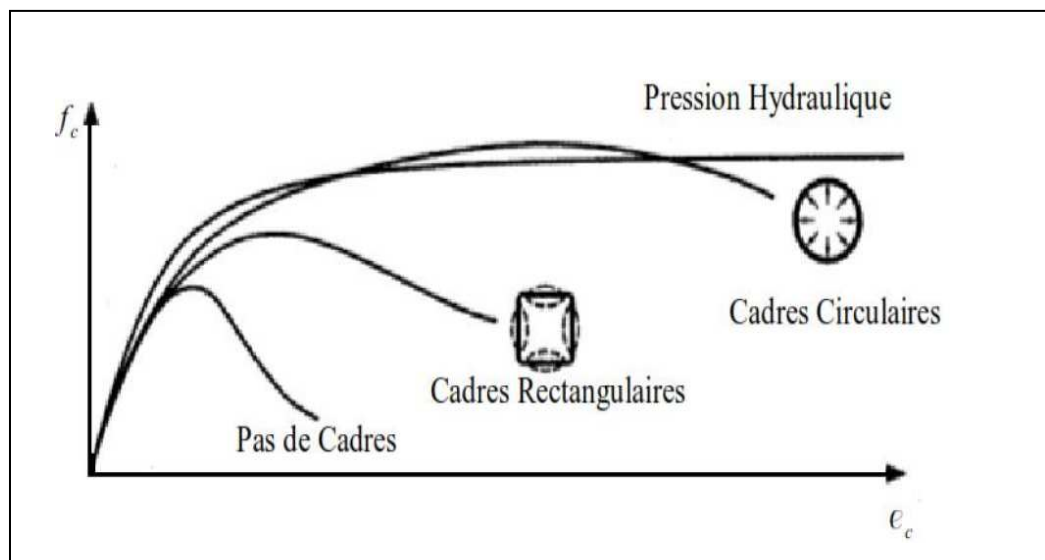


Figure 1.16 : Influence de la forme de l'armature transversale [15,18].

Le dimensionnement à la rupture des structures en béton armé présente des difficultés inhérentes au matériau, lié notamment à son hétérogénéité et à sa fragilité. Ces caractéristiques favorisent des modes de rupture fortement localisés, avec apparition de fissures qu'il est difficile de modéliser mécaniquement puis numériquement, sans avoir

recours à des moyens informatiques lourds. En effet, les approches classiques de calcul des charges extrêmes, qui visent à décrire la fissuration, soit de manière diffuse, soit de manière discrète, nécessitent toute la résolution complète d'un problème d'évolution, depuis l'état initial (mal connu, en raison de la présence de champs d'auto-contraintes dues entre autres au retrait du béton) jusqu'à la ruine de la structure. A l'inverse, les méthodes semi-empiriques employées par les ingénieurs se fondent sur l'exploitation de résultats expérimentaux au moyen de modèles simplifiés visant à rendre compte de la fissuration ainsi que des mécanismes de ruine observés.

Actuellement, peu d'études ont été réalisées sur les poutres confinées. La majorité des auteurs se sont intéressés au renforcement par collages des matériaux composites sur les faces externes de la poutre, soit pour améliorer son comportement en flexion ou en cisaillement. Le renforcement par des enveloppes composites en U permet bien sûr de confiner latéralement la poutre.

I.9. Revue de littérature sur le renforcement et confinement des poutres

I.9.1. Techniques de renforcement des poutres

Le renforcement et la réhabilitation des éléments en béton armé est un enjeu de plus en plus important, c'est un moyen permettant d'assurer une longue durée de vie à des ouvrages vieillissant ou changeant d'utilisation. De nombreuses raisons peuvent justifier des renforcements/réparations: des modifications structurelles, des changements d'utilisation ou même des réparations après des séismes ou autres phénomènes.

Initialement des plaques d'acier collées sous les éléments en béton étaient utilisées comme éléments de renforcement, mais elles ont été remplacées progressivement par d'autres matériaux innovants tels que les matériaux composites, qui sont une solution très attractive pour répondre au besoin de renforcement des bâtiments et des ouvrages d'art.

Le comportement des poutres en béton armé est très complexe: plusieurs paramètres influencent son comportement (poutre profonde ou élancée, taux d'acier, taille,.. etc.). Différents renforcements ont été réalisés de façon à freiner les fissures diagonales pour éviter toute catastrophe conduisant à la ruine des éléments structuraux, voir même toute la structure dans son ensemble.

Pour augmenter la capacité portante des membrures en béton armé, une méthode consistant à apposer des plaques d'acier sur leurs faces extérieures a été utilisée, afin de compenser le manque d'armatures internes. Ces plaques peuvent être placées soit sur les faces en tension des membrures ou mit dans les régions de compression ou de cisaillement. Bien que cette technique soit encore utilisée, elle comporte d'importants inconvénients dont le plus important est la corrosion de ce matériau. Aussi, ces plaques sont lourdes, difficilement maniables et il est impossible de les appliquer sur des surfaces non planes. C'est ainsi que l'introduction des matériaux composites s'inscrit dans les nouvelles technologies les plus employées pour le renforcement ou la réparation des structures nouvellement construites ou ayant déjà servies et d'améliorer leurs comportement mécanique. En effet, les techniques de renforcement et le choix des matériaux qui répondent mieux aux sollicitations auxquelles les structures en question seront soumises, sont des atouts très importants pour une bonne conception (résistance, durabilité, économie,.....). Le besoin de nouvelles technologies de renforcement efficaces avec un moindre coût se fait de plus en plus ressentir. Ces techniques proposées dans les éléments porteurs en béton armé tels que : les poutres, poteaux, les dalles et autres, ... doivent leur procurer une nette amélioration du point de vue durabilité, rigidité et une stabilité avec une capacité portante conséquente.

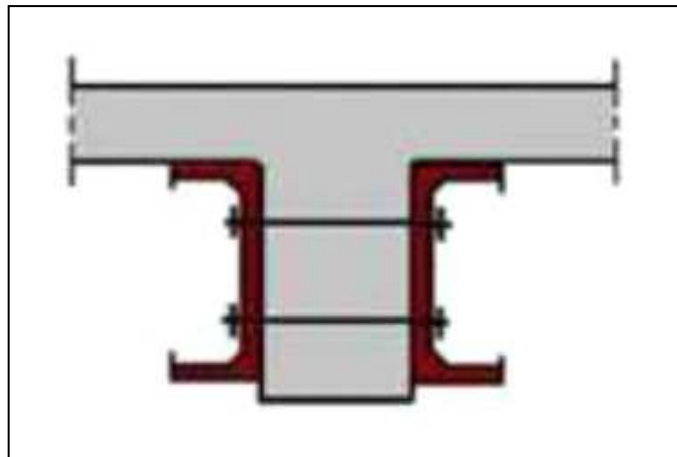


Figure I.17 : Renforcement d'une poutre en béton armé avec profils métalliques [19]

Le renforcement des poutres dans la construction vise essentiellement la reprise des efforts de flexion et des efforts tranchants. Plusieurs auteurs se sont inscrits dans cette démarche, pour en proposer plusieurs solutions de renforcements avec des arguments expérimentaux. Deux techniques de renforcement dans la reprise de l'effort de flexion

dans les poutres sont utilisées, telles que : le collage de plaques ou le collage de bandes sur les faces externes dans les zones du béton tendu. C'est l'une des plus ancienne pratique. A la fin des années 1980, une technique de collage similaire est proposée à la seule différence que l'élément collé est présenté sous forme de bandes, ajustable à la structure renforcée [20].



Figure I.18 : Bandes de renfort en sous face d'une dalle et des poutres.[20]

Dans le cas de la reprise de l'effort tranchant, des renforts sont disposés transversalement à l'axe de la poutre pour renforcer le treillis de Ritter Mörsh. Ces renforts peuvent aussi se présenter sous formes de bandes ou de plaques, mais les résultats des différentes recherches montrent que celle qui prédomine le plus est la méthode de collage par bandes. [21], telle que:

- Le collage des renforts sur les quatre faces de la poutre (a)
- Le collage sur trois faces de la poutre, en « U » (b)
- Le collage sur les deux faces l'âme de la poutre (c)

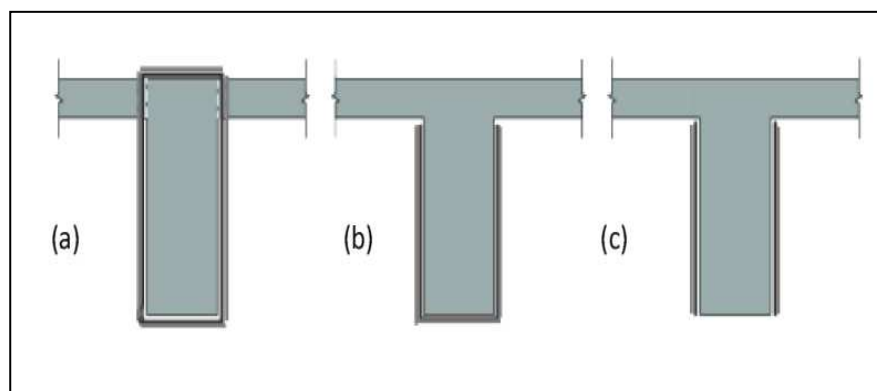


Figure I.19 : Différentes techniques de renforcement sur une poutre.

➤ *Steiner 1996, Teng et al. Benzaid.R :*

Le renforcement vis à vis de la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composites «PRF» est généralement réalisé par collage externe des lamelles «PRF» sur le support de la poutre concernée [22] . Avant l'application de la lamelle «PRF», le support doit être préparé. Le but de la préparation d'une surface adéquate est d'enlever la couche faible de la surface du béton et d'exposer la totalité du béton pour améliorer la liaison avec le «PRF», et de fournir une surface uniforme.

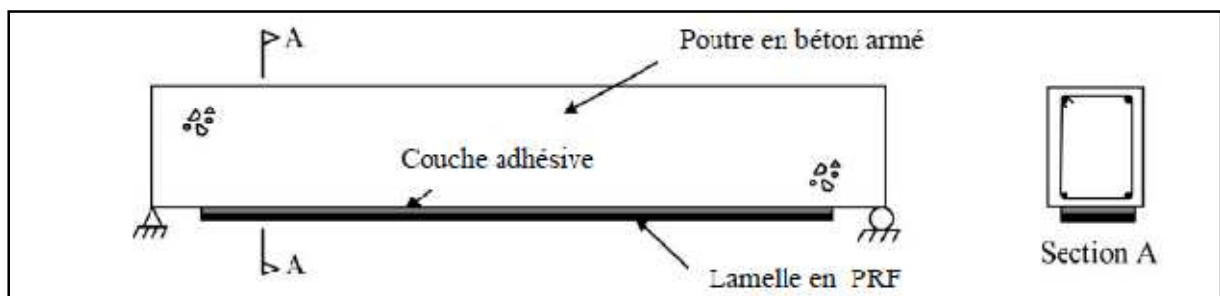


Figure I.20: Une poutre en béton armé renforcée par une lamelle en PRF [23]

Il y a plusieurs variations de la procédure de base. Celles-ci incluent la précontrainte de la plaque, et la prévision d'ancrages, tels que les bandes en U aux extrémités de la plaque, pour réduire le risque des ruptures par décollement comme le montre la figure I.22 [22]

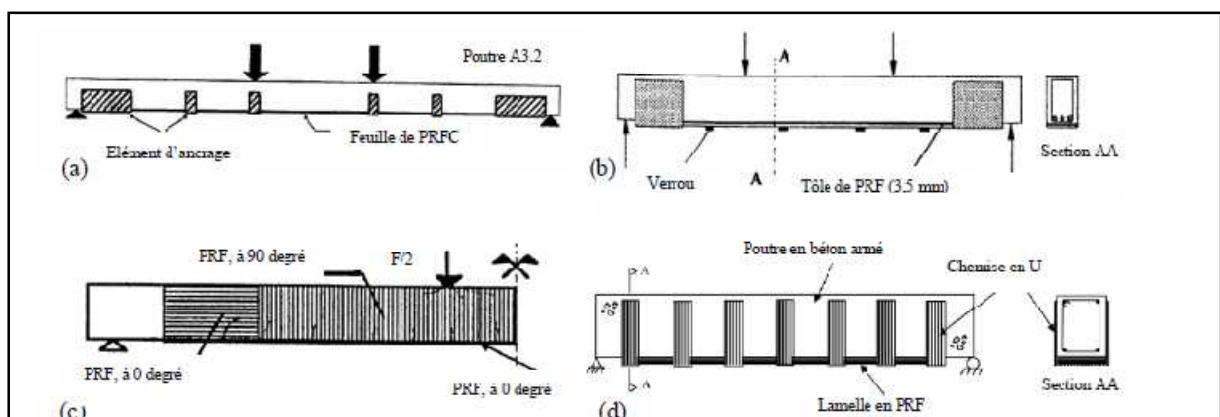


Figure I.21 : Trois types d'ancrages utilisés ; (a) *ancrage avec des chemises en U et des bandes en acier (Spadea et al. 1998)*, (b) *ancrage avec des chemises en U et des verrous en acier (Mukhopadhyaya et al. 1998)*, (c) *ancrage avec des tissus de «PRF» enroulés autour des trois côtés (Arduini et Nanni 1997)*, (d) *ancrage par des chemises de «PRF» en forme de U (Teng et al. 2003)*

La Figure I.23 montre des courbes typiques de charge-déflexion à mi travée pour des poutres simplement appuyées renforcées par des lamelles «PRF» chargées en flexion quatre points. Comparée à la poutre témoin, la poutre plaquée par «PRF» a enregistré un gain de force de 76%, mais avec une réduction de ductilité. Le gain de la capacité portante et la réduction de la ductilité sont les deux conséquences principales du renforcement des poutres par des plaques «PRF» .

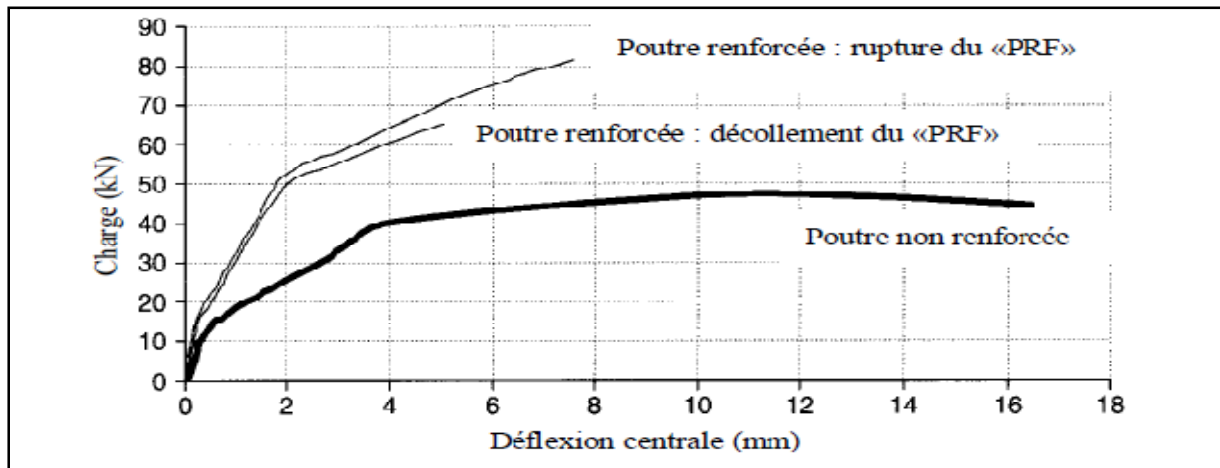


Figure I.22: Courbes typiques de charge-déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «PRF» (Teng et al. 2002)

➤ *Thanasis C. Triantafillou & Catherine G. (2006)*

Le travail expérimental réalisé a porté sur l'application du mortier renforcé par textile (MRT) comme des moyens d'augmenter la résistance au cisaillement des poutres en béton armé. Le 'MRT' peut être considéré comme une solution de rechange aux polymères renforcés de fibres (PRF). Les résultats obtenus montrent que la chemise textile-mortier permet une augmentation substantielle de la résistance au cisaillement; cette augmentation est plus grande à mesure que le nombre de couches augmente

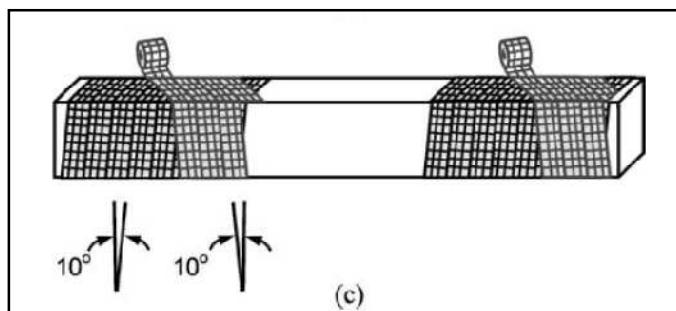


Figure I. 23 Application du mortier renforcé par une enveloppe en textile dans les zones de cisaillement: application spirale

Les auteurs concluent que l'utilisation des chemises MRT est une solution extrêmement prometteuse pour augmenter la résistance au cisaillement des poutres en béton armé.

➤ **R. G. DELALIBERA & J. S. GIONGO**

Une étude numérique et paramétrique a été d'abord effectuée par ces auteurs, en utilisant un programme de calcul par éléments finis qui tient compte des non-linéarités des matériaux et de l'effet de confinement. Pour étudier l'influence du rapport transversal sur la ductilité du renfort dans la poutre, un programme expérimental a également été réalisé. Quatre poutres sur-renforcées étaient testées; trois spécimens de poutres avec armature transversale supplémentaire pour confiner les poutres, et une éprouvette sans confinement. Ce renforcement se compose d'étriers carrés, placés dans la zone de compression de la section transversale de la poutre, afin d'améliorer sa ductilité.

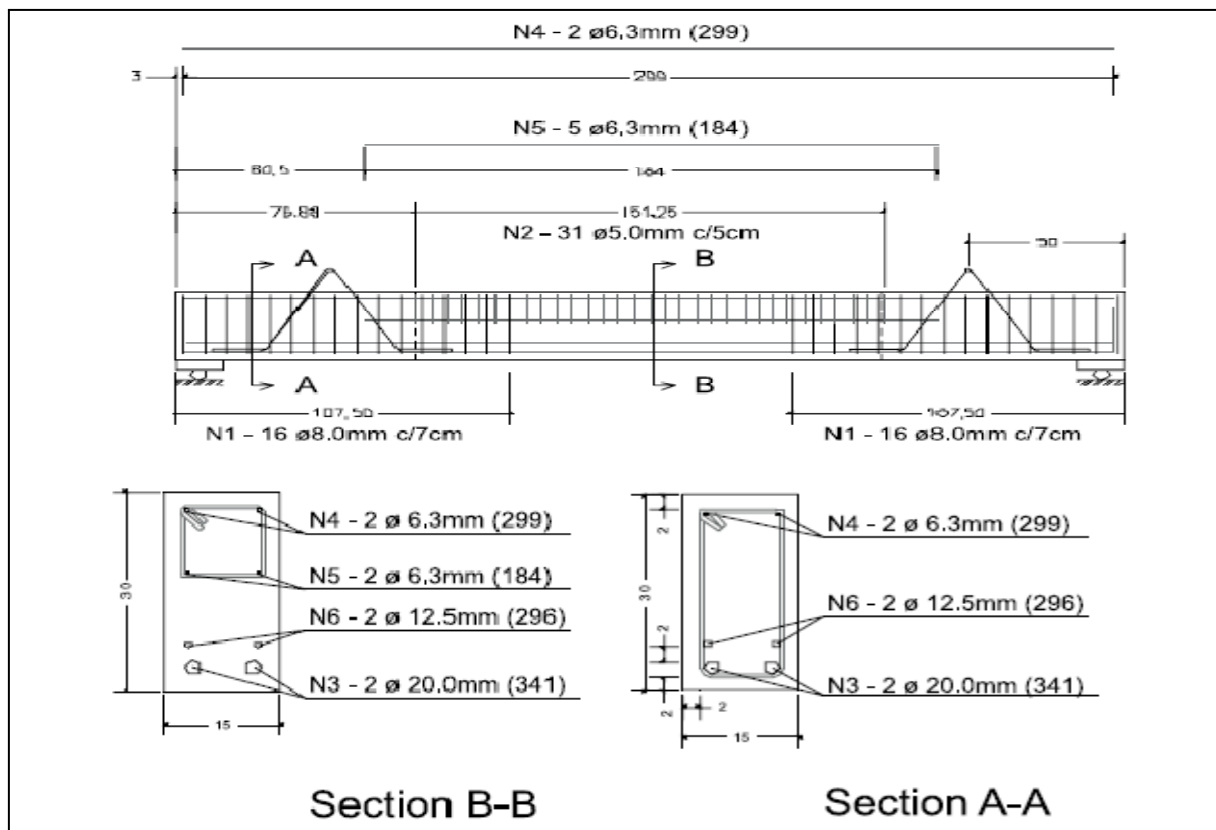


Figure I. 24. Technique de renforcement proposée [24]

Les résultats expérimentaux montrent que la ductilité post-pic est proportionnelle au taux de confinement du renfort. Ils ont également constaté à partir de ces expériences que, l'effet de confinement diminue progressivement pour être très petit à proximité de l'axe neutre de la poutre. L'armature de confinement, en plus de l'avantage d'augmenter la ductilité des éléments structuraux, elle augmente également la résistance à la compression du béton. Cette augmentation est proportionnelle à l'augmentation du rapport volumétrique de l'armature de confinement.

➤ **Muhammad N.S. Hadi *, Nuri Elbasha ,**

Les auteurs ont étudié le béton à haute résistance (HSC) qui est plus fragile que le béton ordinaire. L'étude expérimentale est menée sur des poutres en béton à haute résistance (HSC) confinées par des armatures hélicoïdales (Fig I .26).

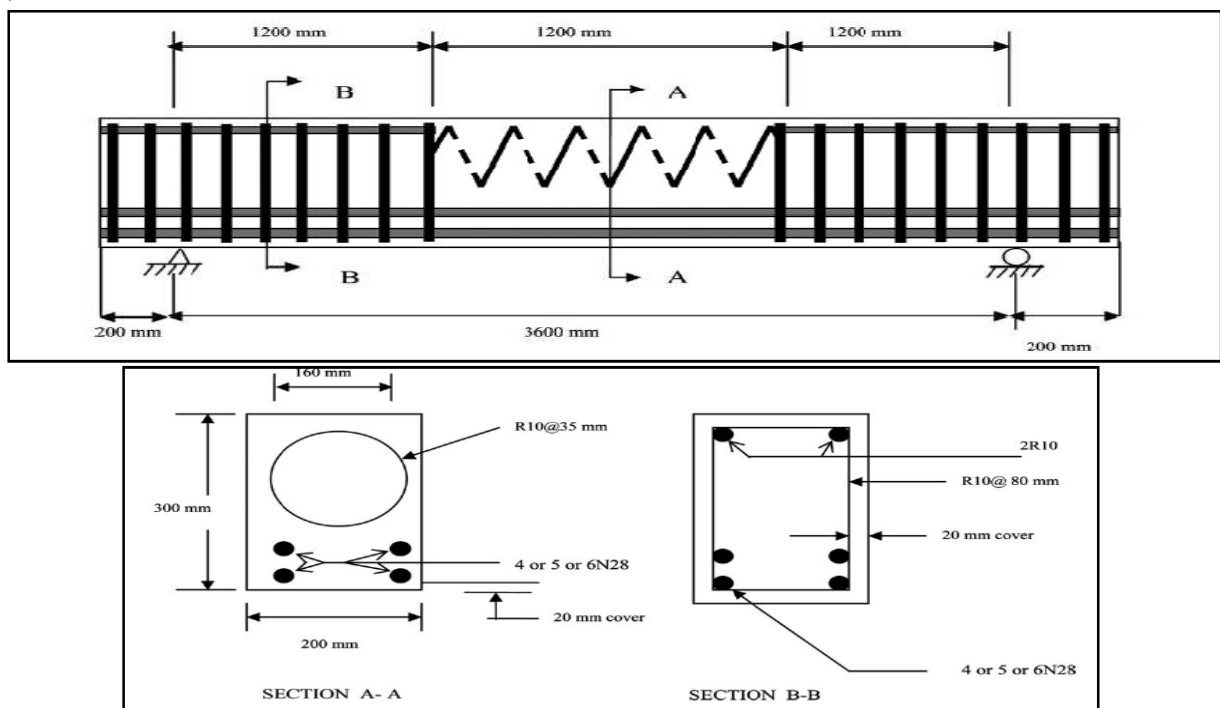


Figure I.25. Détails de la poutre confinée

Les principaux résultats indiquent que la résistance à la compression du béton augmente, la ductilité diminue et la charge augmente. En outre, l'indice de ductilité augmente à mesure que le rapport renforcement longitudinal / charge diminue. L'utilisation des hélices en acier pour envelopper le béton dans la zone de compression des poutres permet d'augmenter leurs ductilités et d'améliorer leurs performances globales.

➤ **Arduini et al.**

ont fait des essais sur des poutres en béton armé renforcées ou non renforcées par collage de matériaux composites. Quatre types de poutres ont été testés. Les poutres de Type 1 étaient sans renforcement en plaques de matériau composite. Sur la face tendue des poutres de type 2, des plaques composites contenant une couche de matériau composite ont été collées. Les poutres de type 3 étaient renforcées par collage de plaques contenant trois couches de matériau composite. Les poutres de type 4 avaient une plaque composite de trois couches aussi, mais sur les côtés latéraux une plaque monocouche a été collée.

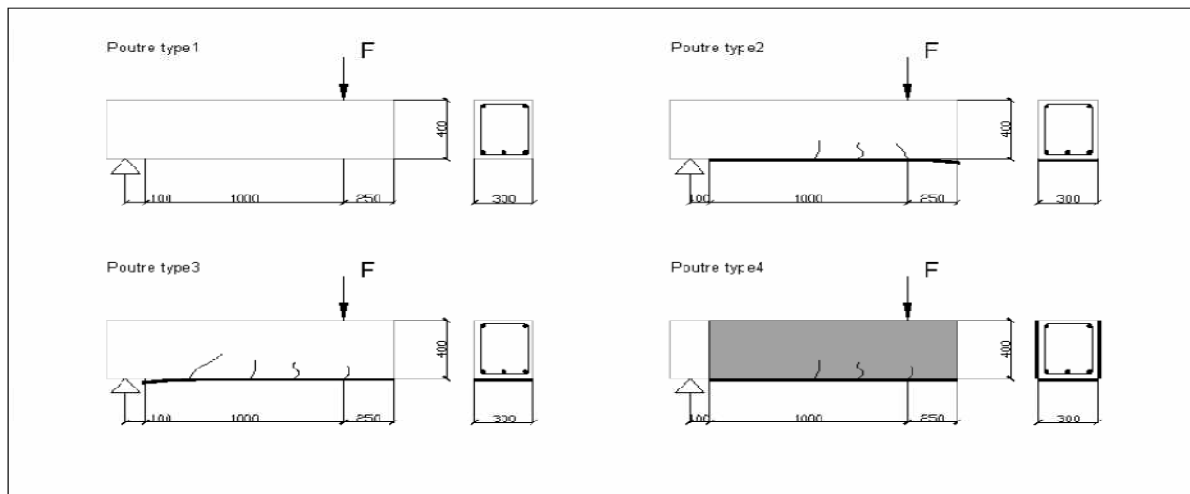


Figure I.26: Différents types de poutre et différents mécanismes de rupture.

Les chercheurs ont observé une augmentation de la capacité portante avec la mise en place de renforcement en matériau composite, accompagnée par un changement du mode de rupture. La rupture pour la poutre type 1 s'est produite par écrasement du béton longtemps après l'écoulement plastique de l'acier de l'armature tendue. Pour la poutre type 2 une rupture du matériau composite dans la zone de la section médiane a été observée après l'écoulement dans l'armature longitudinale. La plaque contenant 3 couches de FRP, collée sur la poutre type 3, a subi un décollement.

➤ **Muhammad N. S. Hadi and Lewis C. Schmidt**, ont étudié le gain en résistance et en ductilité des poutres en béton armé, renforcées en traction. Les poutres de portée de 4 m ont été soumises à un chargement de flexion. Le renforcement par des armatures hélicoïdales, placées dans la zone de compression de la section transversale de la poutre.

Les résultats ont montré que le renforcement hélicoïdal est un moyen efficace pour augmenter la ductilité des poutres en béton.

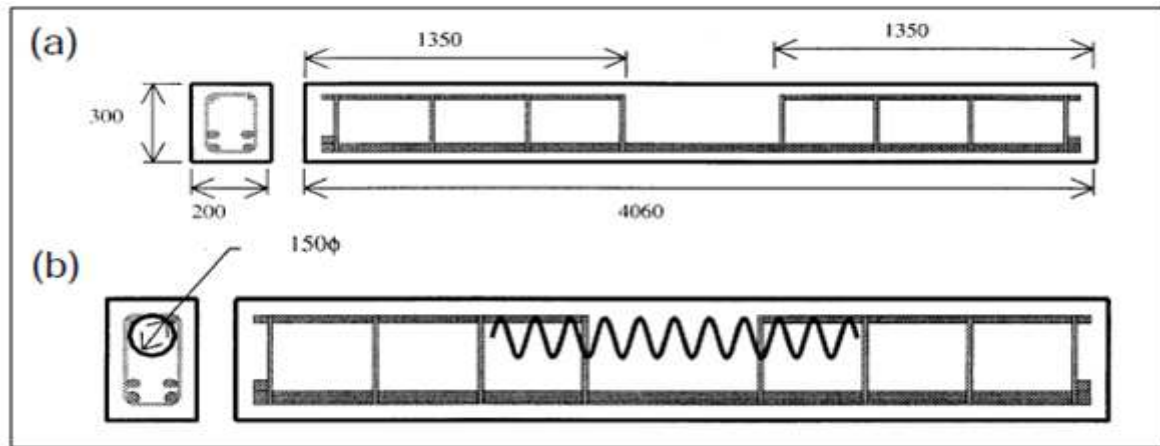


Figure I.27 dimensions de la poutre, (a) poutre universelle; et (B) poutres hélicoïdalement renforcées.

➤ **Hau Yan Leung and Chris J. Burgoyne** ont développé un modèle théorique pour décrire la relation contrainte-déformation uni axiale d'un béton confiné en spirale. En plus d'utiliser une seule spirale, le béton confiné par deux spirales imbriquées est également étudié, en utilisant un modèle d'éléments finis pour déterminer les conséquences d'un confinement multiple. Les prévisions pour le comportement des spécimens en compression avec différents types de renfort ont été explorées. Les méthodes de détermination du comportement du béton dans la zone de compression des poutres en flexion. Elles sont soumises à des contraintes qui varient à travers la profondeur, sont également présentées.

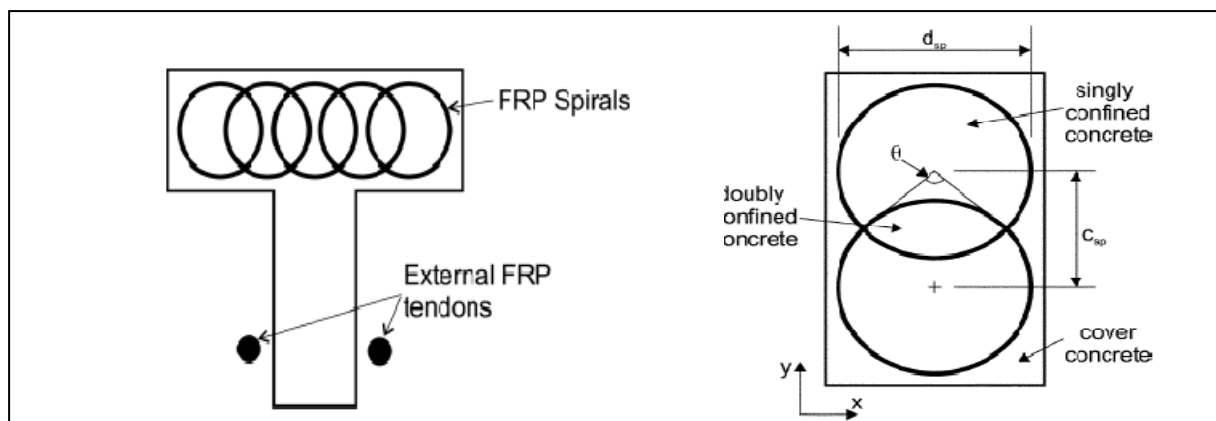


Figure I.28. Conception de la poutre proposée (section en béton avec deux spirales imbriquées). [25]

L'effet de l'utilisation de l'acier pour le confinement est représenté sur la figure I.24 . Pour le béton ayant une résistance de 40 MPa et un pas d'hélice de 20 mm. La rigidité supplémentaire de l'acier augmente la résistance passive du béton au-dessus de celui des spirales en aramides, mais dès les aciers se plastifient on ne constate aucune amélioration supplémentaire de la résistance ainsi la contrainte chute rapidement.

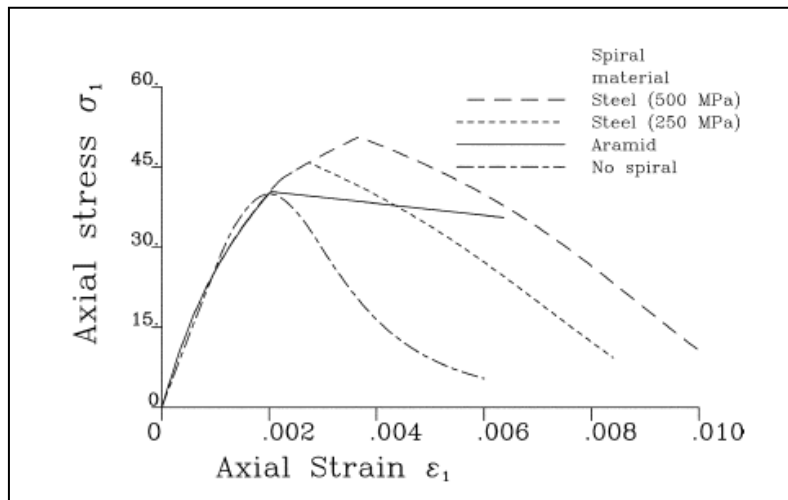


Figure I.29 : Courbe contraintes-déformations. [25]

Si deux spirales imbriquées sont placées dans une colonne rectangulaire, la section peut être divisée en trois zones: une zone doublement confinée, une zone simplement confinée et la zone enveloppe béton comme représenté sur la figure I.28. A l'intérieur de la zone doublement confinée du béton, l'espacement de la spirale peut être exprimé comme étant la moitié de celle d'une zone simplement confinée, en supposant que les spirales ont un pas égal. La pression latérale sur la limite intérieure de la zone doublement confinée est supérieure à celle de la limite extérieure d'une zone simplement confinée.

➤ **Tanaka et Park** ont utilisé le concept du rapport volumétrique des spirales et ont souligné que le degré de confinement de la zone de compression dans les extrémités de la section centrale confinée par des spirales imbriquées peut être inférieur à celui du reste de la zone confinée. Ceci est dû à la répartition inégale de la pression latérale qui est générée. Les auteurs proposent les expressions, de calcul des contraintes dans les directions x et y, suivantes dans les deux cas de figures:

- Zone simplement confinée

$$\sigma_X^{sc} = \frac{2A_{sp}}{d_{cs}} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \sigma_{sp} k_{LX}^{sc} = \sigma_L k_{LX}^{sc} \dots\dots\dots(I-23)$$

$$\sigma_Y^{sc} = \frac{2A_{sp}}{d_{cs}} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \sigma_{sp} k_{LY}^{sc} = \sigma_L k_{LY}^{sc} \dots\dots\dots(I-24)$$

- Zone doublement confinée

$$\sigma_X^{dc} = \frac{2A_{sp}}{d_{cs}} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \sigma_{sp} k_{LX}^{dc} = \sigma_L k_{LX}^{dc} \dots\dots\dots(I-25)$$

$$\sigma_Y^{dc} = \frac{2A_{sp}}{d_{cs}} \left(1 - \frac{s}{d_c}\right) \sigma_{sp} k_{LY}^{dc} = \sigma_L k_{LY}^{dc} \dots\dots\dots(I-26)$$

➤ **M. Ziara, D. Haldane, and al** ont examiné, à la fois théoriquement et expérimentalement le comportement en flexion des poutres de structure en béton dans lesquelles les étriers de confinement ont été introduits dans les régions de compression.

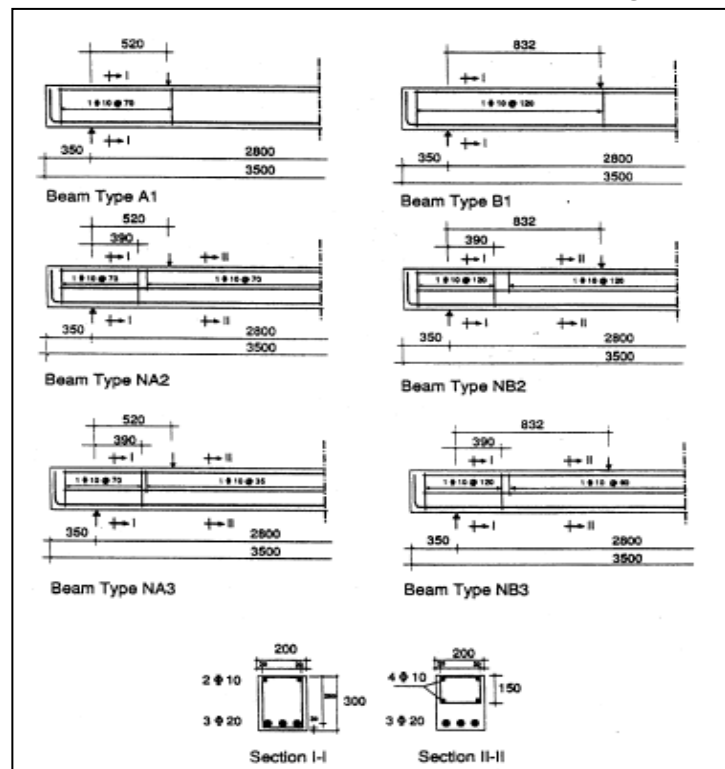


Figure 1.30 : Comportement en flexion de poutre en béton confiné par des étriers [26]

Les résultats des essais ont montré que l'augmentation significative de la ductilité est directement liée à la quantité d'étriers introduite, dans la gamme des poutres testées,

aucune augmentation de la capacité en flexion des poutres sous-renforcées n'a été trouvée contrairement à la capacité de flexion de poutres avec confinement.

Le rapport de renforcement maximal pour les zones de flexion recommandé par les codes de pratique est inutilement restrictif dans des situations où des mesures sont introduites pour confiner les régions de compression au sein d'une poutre. Le rapport de l'armature longitudinale peut donc être augmenté pour améliorer la capacité de la poutre en flexion.

La spécification des modèles de poutre en béton armé dépend des paramètres tels que, la contrainte de béton en compression, les dimensions des poutres, la catégorie, le diamètre nominal et les détails des barres de renfort. D'après toutes les recherches faites dans ce sens, celles-ci estiment que le renforcement devient très intéressant dans les poutres, là où les risques de rupture brusque de l'élément structurel existent en raison de l'écrasement du béton dans la zone de compression de la section transversale.

Les références citées dans cette section ne sont que quelques exemples de recherche dans le domaine de confinement du béton, ces derniers montrent que la compression induit un gonflement du béton soumettant ainsi l'enveloppe qui l'entoure à une tension uniforme. La forme de la section transversale affecte directement l'efficacité du confinement.

I.10. Conclusion du chapitre

La nécessité de la mise au point de nouvelles techniques de réhabilitation, de renforcement et de confinement des éléments structuraux ainsi que la maîtrise des propriétés et du comportement mécanique des matériaux de construction est la priorité de tout concepteur en Génie Civil.

Pour résumer les études expérimentales et théoriques citées ci-dessus, nous pouvons conclure qu'avec le collage de matériaux composites, tous les chercheurs ont observé une augmentation de la capacité portante et de la rigidité de la structure renforcée. La totalité des travaux sur le confinement ont été développés plus pour les colonnes (piles, poteaux, ..) soumises à une charge de compression . Généralement, le confinement ou le renforcement des poutres est réalisé par le collage des composites 'FRP'.

En conclusion, l'analyse critique de cette recherche bibliographique, nous a amené à poser la question suivante : est-il possible de confiner une poutre en béton armé sans utiliser des matériaux additionnels, tels que les composites 'FRP', dans le but d'améliorer sa résistance, sa rigidité et sa ductilité sous un chargement de flexion ?

Pour répondre à cette question, en s'inspirant de la théorie de la courbure des barres et des études sur le confinement, nous proposons, dans ce travail de recherche, un procédé innovant de confinement axial interne de béton de la zone tendue de la poutre, basé sur l'idée de la compression induite au niveau de l'ancrage, due à la composante normale de l'effort de traction sollicitant l'armature de résistance.

Chapitre II :

Investigations expérimentales

CHAPITRE II : INVESTIGATION EXPERIMENTALE**II.1 Introduction**

L'investigation expérimentale du comportement des différentes poutres en béton armé confinées par le nouveau procédé de confinement axial interne par compression induite du béton de la zone tendue de la poutre soumise à un chargement de flexion 4-points, proposé dans ce travail de recherche, est réalisée au laboratoire de génie civil (LAMOMS) de l'université Mouloud Mammeri de Tizi ousou.

L'objectif de cette analyse expérimentale consiste à mettre en exergue l'apport de ce nouveau procédé de confinement innovant, en termes d'amélioration de la capacité portante et de la rigidité flexionnelle, comparativement aux poutres de référence en béton armé de conception traditionnelle. L'identification expérimentale des paramètres de résistance est nécessaire pour pouvoir optimiser les paramètres conceptuels inhérents au procédé de confinement proposé.

Les principales étapes de l'investigation expérimentale sont largement présentées et les résultats sont analysés et discutés. Des essais de caractérisation des différents matériaux utilisés, à savoir le béton et l'acier, à travers des essais de compression des cylindres en béton de dimension normalisée ($h=32\text{cm}$, $\phi 16\text{cm}$) et de traction directe des barres métalliques de diamètre 6mm, sont respectivement réalisés. Par la suite, des essais de flexion 4-points sont réalisés sur des éprouvettes prismatiques de dimensions 8x16x110 cm, selon les différentes variantes de ferrailage proposées.

Cette investigation expérimentale nous a permis d'une part de mieux comprendre l'influence du confinement axial sur le comportement des poutres confinées et surtout les mécanismes de rupture des éléments étudiés et d'autre part d'utiliser les différents résultats expérimentaux obtenus sur les différents échantillons (spécimens) dans la modélisation numérique du comportement des matériaux et les éléments poutres. Les résultats obtenus, sur chaque série d'essai, ont été analysés et discutés.

II.2 Procédure expérimentale**II.2.1 Caractérisation des matériaux utilisés****II.2.1.1 Le matériau béton**

Une formulation précise des composants du béton est fondamentale pour obtenir les caractéristiques mécaniques visées pour la structure finale. Pour notre travail, La formulation du béton est faite d'après la méthode de Dreux Gorisse basée sur l'analyse granulométrique du sable et des différentes fractions des graviers. En effet, le béton est confectionné avec un ciment de type CEM II, 32,5 de résistance réelle de 420 bars, un sable roulé (0/5), et un gravier (8/15) et (15/25) lavés et séchés à l'étuve à une température de 105°C, et un Super-plastifiant (MedaFlow-30). Une même gâchée est utilisée pour chaque série de test. Les constituants du béton sont présentés dans le Tableau II.1. Le matériau béton est confectionné dans un malaxeur rotatif à axe vertical de 65 litres.



Figure II.1: Matériaux utilisés

Les fractions massiques du béton utilisées pour 1 m³ de volume sont données dans le tableau (II.1).

Tableau II.1: Composition du béton

Constituants	Ciment	Sable	Gravier (8-15)	Gravier (15-25)	Eau (L)	Super-plastifiant	Slump test	Air occlus	W/C
Masse en (Kg) pour 1m ³	400	688	355	806	198	325 ml	7.2 cm	2.4%	0,49

➤ Essai de Compression

Le béton présente une bonne résistance à la compression. Les résistances obtenues dépendent de la composition considérée. Des essais sous une charge axiale de compression sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm. À partir de la courbe contrainte-déformation d'un essai de compression, on peut déterminer les autres paramètres, tels que : le module de Young instantané 'E', la contrainte de rupture ' σ_{rup} ', la déformation maximale à la rupture ' ϵ_{rup} ' et le coefficient de poisson ' ν '. Les essais ont été réalisés sur les éprouvettes cylindriques après 28 jours de murissement dans des bacs hygrométriques à une $T^{\circ}=20^{\circ}\text{C}$., dans des conditions de température et d'humidité contrôlées selon la norme NF EN12390-4. La figure II.2 présente le matériel utilisé lors de la préparation des éprouvettes.



Figure II.2: Matériels et matériaux utilisés.

✓ Chargement et acquisition

Une presse hydraulique avec un contrôle de déplacement, dont le plateau inférieur est mobile et l'appui supérieur fixe est une rotule, de type AUTOTEST de capacité 3000 KN est utilisée pour l'essai de compression. Pour assurer le parallélisme et la planéité des faces d'appui, une opération de surfacage est appliquée sur les deux extrémités des cylindres. Le chargement quasi statique est appliqué avec une vitesse de chargement de 2,5 KN /s. Les déformations axiales et radiales sont mesurées à des intervalles rapprochés, selon le pas de chargement considéré. Les déformations transversales ont été

mesurées radialement, au milieu de deux faces opposées, environ à mi-hauteur de la colonne, dans le but de déterminer la valeur du coefficient de poisson, qui nous renseigne sur l'expansion latérale du cylindre due à la charge de compression uni axiale. Les valeurs des forces appliquées sont directement données par la machine selon le pas de chargement imposé. Le comportement expérimental du matériau béton, illustré sous forme de courbe de contraintes- axiales et radiales des spécimens cylindriques, à 28 jours est illustré par la figure II.3. Les caractéristiques du béton utilisé sont récapitulées dans le tableau II.2.

➤ **Essais de traction par flexion**

La caractérisation du comportement du béton à la traction est réalisée suivant un essai de traction par flexion. Les essais sont réalisés sur des poutres prismatiques en béton, de dimensions normalisées 40x10x10 cm sur une machine de flexion universelle de marque IBERTEST avec une capacité de charge maximale de 200 KN. La vitesse de chargement est de 0,1k N/s. Trois (03) poutres ont été réalisées à partir de la même gâchée de béton. La figure II.3 montre la courbe Charge- déplacement. On peut observer que le comportement de la poutre prismatique en béton sous un charment de flexion 3 points est fragile. En effet, la rupture est obtenue au milieu de la poutre , dans la section correspondant au point d'application de la charge. Avant l'atteinte du pic le comportement est presque linéaire, à l'approche du pic, une non linéarité apparaît. Lorsque la charge ultime est atteinte, la poutre se rompt brusquement. La résistance décroît très rapidement alors que le déplacement correspondant croît plus rapidement. La poutre est totalement subdivisée en deux parties presque similaires identiques. La résistance du béton à la traction est déduite de la charge ultime. Les paramètres mécaniques intrinsèques de la poutre non armée sont donnés dans le tableau II.2.

Tableau II.2 : Caractéristiques mécaniques du béton

	Paramètres mécaniques	Valeur
Compression Axiale	Resistance à la compression à 28 jours (Mpa)	30.6
	Déformation correspondante au pic (‰)	1.96
	Déformation axiale de rupture (‰)	3.40
	Module d'élasticité (Mpa)	29120
	Coefficient de poisson	0.196
Traction par Flexion	Resistance à la traction à 28 jours (Mpa)	3.1
	Flèche au pic (mm)	0.17

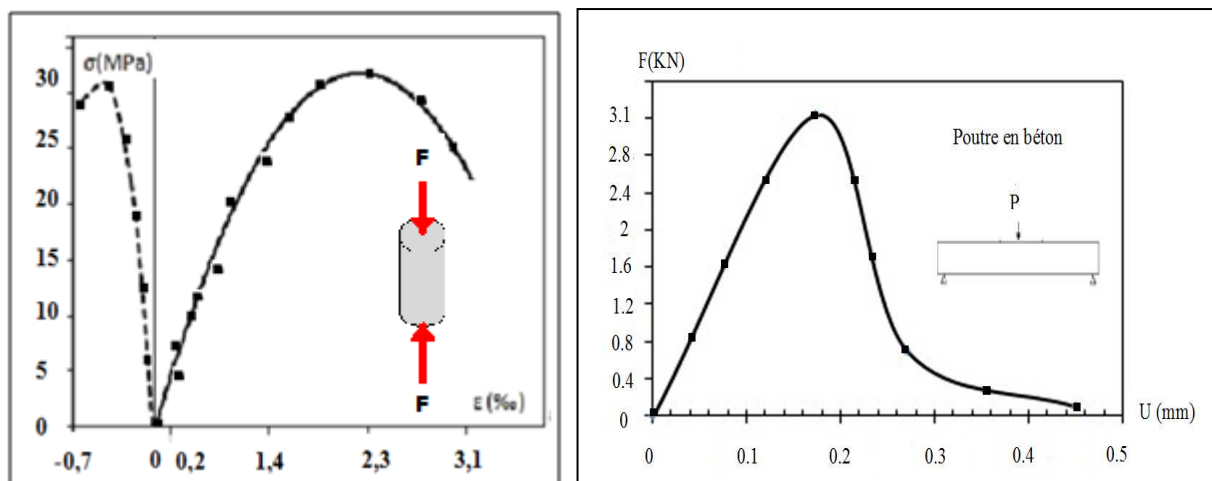


Figure. II.3. *Comportement de béton en compression et en traction par flexion*

Les constantes introduites dans le modèle numérique de comportement de béton “Concrete Damage Plasticity” sont directement tirées des courbes contrainte-déformation des éprouvettes en béton, sollicitées en compression et en traction.

II.2.1.2 Les armatures de résistance

- Essai de traction directe

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques de résistance des barres d’acier doux lisse de 6 mm de diamètre ($\phi 6$). Les caractéristiques mécaniques des armatures utilisées sont celles fournies par le fabricant, à savoir : Une limite élastique $f_e = 240$ MPa et une résistance à la rupture $f_r \geq 400$ MPa. Des essais de traction directe ont été réalisés sur des éprouvettes de 110 mm de longueur, en utilisant une machine de marque IBERTEST équipée d’une cellule de force maximale de 200 kN. Elle est munie d’un logiciel de commande et de traitement des résultats. Les différents résultats sous formes de graphes (diagrammes force/déplacement et force/temps) sont directement reproduits par le système d’acquisition avec une bonne précision.

La machine est pilotée à vitesse de traverse constante fixée à 10 mm/min soit 0.1kN/s. pour assurer une bonne reproductibilité des résultats, six éprouvettes au moins sont testées pour chaque série d’essai. Les éprouvettes utilisées pour les essais sont dimensionnées selon la norme NF EN ISO 178.

L’essai en traction consiste à soumettre une éprouvette (barre) du matériau à étudier à une traction et à mesurer l’allongement correspondant à une force F appliquée. Les

caractéristiques de la résistance en traction de l'acier sont déterminées à partir de l'enregistrement graphique de l'allongement d'un échantillon en fonction de la charge.

L'essai de traction permet de définir les valeurs limites élastiques des résistances et des déformations correspondantes de l'armature en acier, à savoir :

- ✓ La limite d'élasticité f_e
- ✓ La contrainte de traction $\sigma_s = F_{st}/S$
- ✓ L'allongement relatif ϵ_s
- ✓ Le module d'élasticité $E_s = f_e/\epsilon_s$

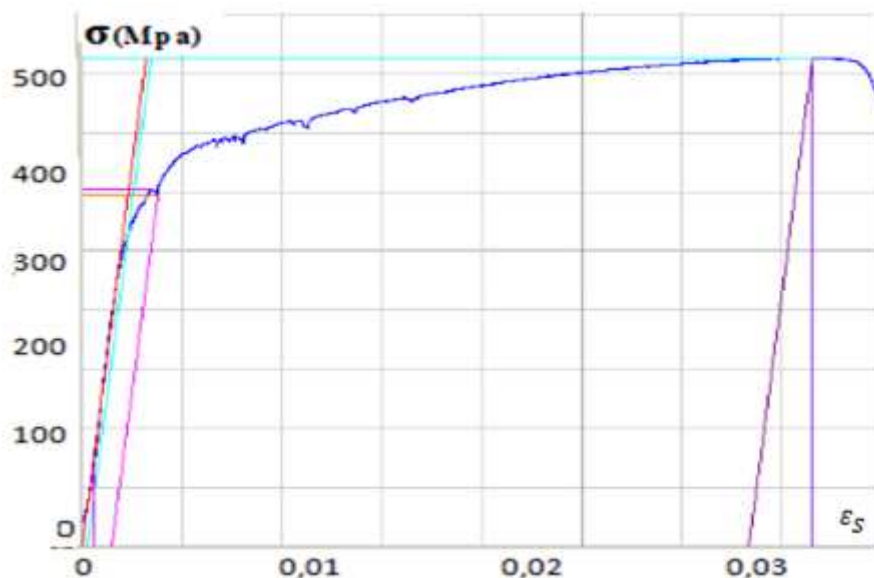


Figure. II.4. diagramme contrainte-déformation de l'armature

II.2.2 Essais de flexion 4-points sur les poutres confinées par une compression induite dans la zone tendue

Les essais de flexion 4-points sont menés sur des poutres en béton armé confinées, de longueur de 110 cm, avec une section de 8 cm de largeur et de 16 cm de hauteur. Les poutres sont sollicitées par deux charges concentrées, espacées de 20 cm. La distance entre les appuis est prise égale à 100 cm. Ce dispositif permet d'analyser la partie centrale soumise à la flexion pure, sans l'influence de l'effort tranchant.

II.2.2.1 Présentation du Procédé de confinement par compression induite

La présentation des détails du procédé de confinement axial interne des poutres en béton proposé dans ce travail de recherche est illustrée par la figure II.5. Ce procédé est développé en s'inspirant de l'analyse des courbures des barres d'acier et des notions de confinement de béton. En effet, au niveau de l'ancrage courbe de l'armature de résistance, une plaque semi-cylindrique est soudée à la barre à l'intérieur de la courbure.

Les plaques sont obtenues en sciant un tube métallique de diamètre 6 cm et de 5 cm de longueur, en deux parties égales. Ces deux plaques sont soudées aux barres d'acier pour assurer une bonne adhérence qui permet à son tour de reporter totalement l'effort de traction développé dans l'armature métallique à la plaque d'acier ce qui engendrera des efforts de compression produits par la composante normale de l'effort de traction sollicitant l'armature de résistance, dans le béton de la zone tendue de la poutre.

L'utilisation de plaques métalliques est justifiée par la nécessité de répartir l'effort de confinement sur toute la largeur de la section transversale; ceci permet de confiner complètement la section transversale de la poutre et d'éviter l'écrasement du béton aux points de contact de l'armature, dans le cas des courbures sans plaques. Des essais préliminaires ont permis d'observer ce phénomène. Ce point sera également détaillé dans la partie théorique. Les caractéristiques géométriques de la section considérée sont illustrées sur la figure II.5.

Une pression axiale de compression exercée sur la section transversale de la zone tendue de la poutre, est mobilisée grâce à l'effort de traction sollicitant les barres de résistance, transmise au volume du béton emprisonné entre les deux plaques métalliques demi-cylindriques. On obtient ce qu'on a appelé ' le confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre par compression induite. Les fissures de flexion sont gênées et ralenties grâce à la mobilisation de cette pression de confinement du béton. A cet effet, ce procédé innovant permet de s'opposer à l'ouverture des fissures et de diminuer la vitesse de propagation et de développement des fissures initiales de flexion dans la poutre proposée. Le confinement est donc assuré dès le début du chargement, fonction de l'effort de traction développé dans l'armature dans un essai de flexion.

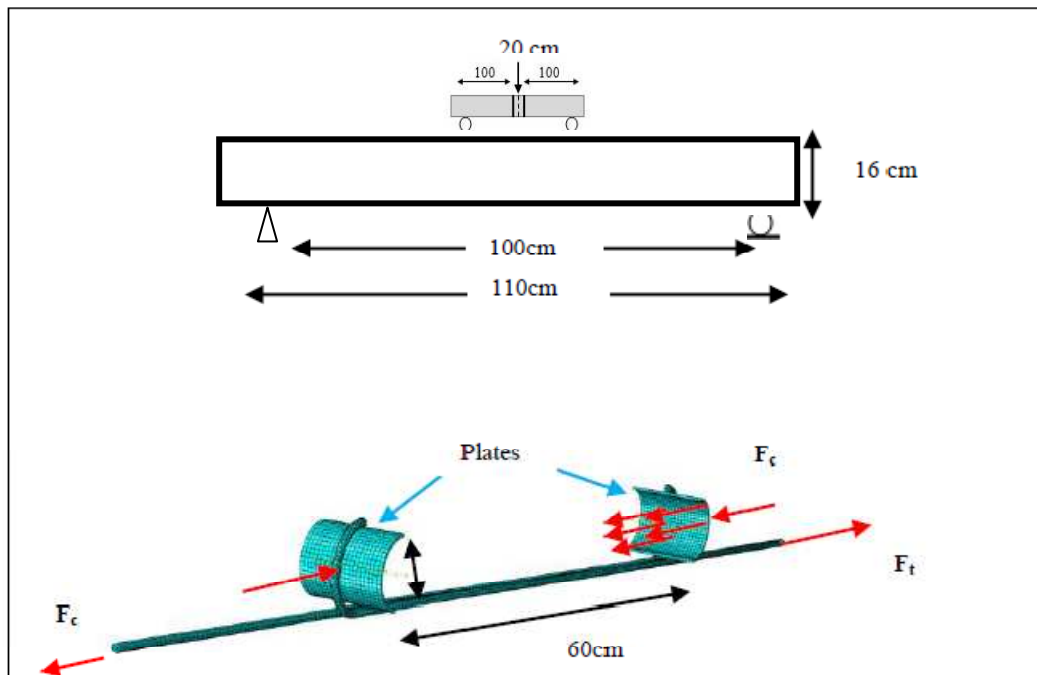


Figure. II.5. Procédé de confinement proposé

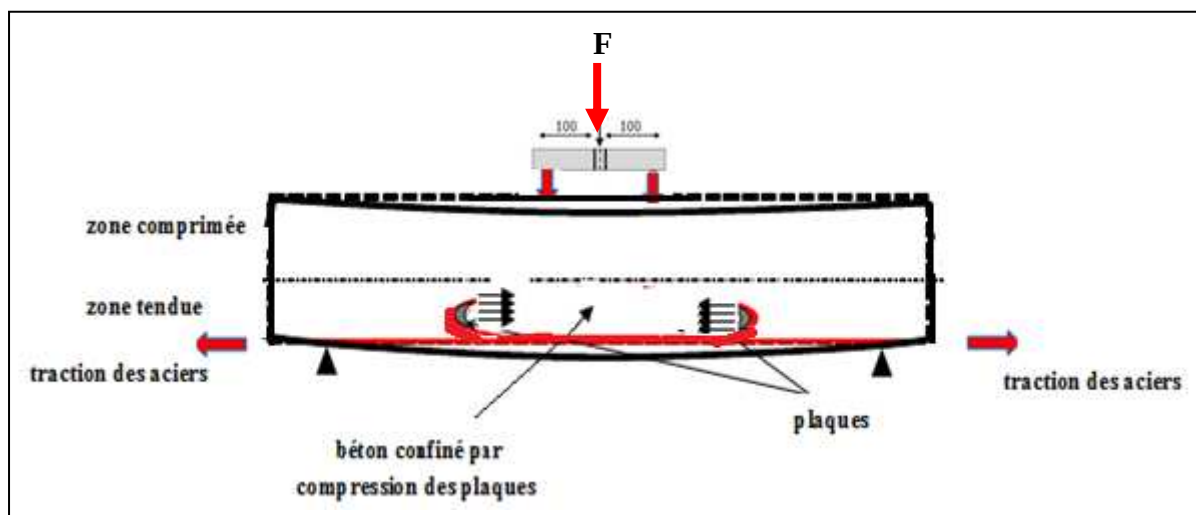


Figure. II.6. Principe de fonctionnement du Procédé de confinement proposé

A la différence du béton précontraint, où l'effort de compression produit par l'effort de précontrainte à travers les câbles, le procédé proposé repose sur le même principe, sauf que l'effort de confinement au niveau des courbures est produit automatiquement par l'effort de traction développé dans les armatures de résistance lors du chargement extérieur. La solidarisation des courbures des barres avec les plaques permet d'assurer un

travail d'ensemble en toute synergie. Le dépliement du crochet de la barre de résistance est empêché grâce à l'adhérence parfaite avec les plaques.

Pour la confection des spécimens témoins en béton armé, l'acier utilisé pour le renfort dans la zone tendue est le rond lisse (RL). Le renforcement inférieur est constitué de deux barres, de 6 mm de diamètre $\phi 6$, l'enrobage est pris égal à **20 mm**, selon les recommandations de l'Eurocode 2.

II.2.2.2 Préparation des spécimens prismatiques “Poutres” : variantes considérées

Pour étudier le comportement des poutres proposées, un coffrage en bois est réalisé qui permet de confectionner trois 03 poutres à partir de la même gâchée de béton, obtenue après malaxage selon la formulation déterminée en fonction des constituants, donnée précédemment, dans un malaxeur standard de capacité 65 litres. Chaque série est composée de trois à six poutres identiques, selon la variante considérée. Pour mener à bonne effcience, notre investigation expérimentale, 02 variantes ont été considérées. Signalons que la variante de poutres en béton armé avec deux barres ($2\phi 6$), présentant chacune un ancrage courbe sans plaque n'a pas été expérimentée, étend donné que les résultats de la simulation numérique ont donné de mauvais résultats ; En effet, au niveau des crochets, la composante normale de l'effort de traction sollicitant l'armature tendue produit des contraintes localisées qui dépassent la résistance ultime de béton en compression. Des fissures apparaissent et se développent au niveau des courbures. Généralement, la rupture de la poutre est obtenue pour une charge appliquée inférieure à celle appliquée sur les poutres de références. Cette variante a été considérée pour justifier la nécessité de placer des plaques aux extrémités pour assurer un bon confinement du béton de la zone tendue de la poutre.

- **Variante 1** : série de poutres en béton armé avec deux barres ($2\phi 6$) placées dans la zone tendue (Poutres de référence)
- **Variante 2** : série de poutres en béton armé avec deux barres ($2\phi 6$), de conception identique à la variante 1, sauf que les ancrages par courbure des barres d'acier sont soudés à des plaques d'acier, de forme demi-cylindrique. Chaque barre comporte un (01) crochet à 180° à une extrémité seulement. Les deux crochets sont

disposés dans la zone tendue de la poutre et diamétralement opposés. La distance centrale assujettie au confinement, comprise entre les plaques est de 60 cm.

Les plaques d'acier de forme demi cylindrique sont obtenues, en sciant un tube métallique de diamètre 6 cm et de 5cm de longueur, en deux parties égales. Ces deux plaques sont soudées aux barres d'acier pour assurer une bonne adhérence qui permet à son tour de reporter totalement l'effort de confinement produit par la composante normale de l'effort de traction développé dans l'armature métallique, à la plaque d'acier ce qui engendrera des efforts de compression dans toute la section transversale de la zone tendue de la poutre.



Variante 1 : ferrailage avec 2 ϕ 6 FA : (P- Réf)



Variante 2 : ferrailage avec 2 ϕ 6 avec crochets et plaques aux extrémités (P-CC)

Figure II.7. Présentation des différentes variantes de ferrailage des poutres

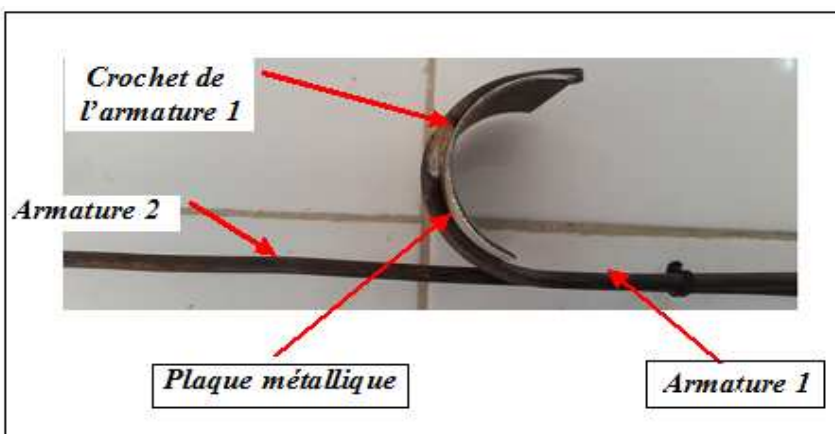




Figure II.8. Présentation des détails de l’ancrage par courbure (dispositif de confinement)

Tableau II.3 : Types de ferrailage utilisés

Type ferrailage	Nombre de barres	Diamètre (mm)	Poids (g)	Longueur totale (cm)
variantes				
1 : (P-Ref)	2	φ6	498	220
2: (P-CC)	2	φ6	339	150
Plaque	Nombre	Epaisseur (mm)	Poids	surface dev (mm ²)
1	2	1	84	60*50

II.2.2.3 Façonnage des ancrages par courbure

Pour assurer une géométrie uniforme des plaques métalliques, nous avons utilisé un tube métallique de diamètre 6cm. Ce tube a été scié à chaque 5 cm de longueur. Par la suite, chaque élément cylindrique a été coupé en deux parties égales, ainsi on a obtenu des demi-cylindres de dimensions identiques.

Après avoir réalisé les courbures (crochets) des barres lisses, en utilisant un moule métallique spécialement conçu pour respecter les dimensions considérées, nous avons procédé au soudage des demi-cylindres dans les crochets des barres coudées à 180°. Chaque barre d’acier possède un seul ancrage (crochet) muni de plaque métallique, l’autre extrémité est rectiligne. Une attention particulière a été prise concernant la continuité du

soudage sur toute la génératrice de la barre lisse. Ceci permet bien sur de transmettre convenablement l'effort au béton en minimisant les pertes au maximum.

II.2.2.4 Coffrage et bétonnage

Pour le besoin, un coffrage en bois est réalisé à partir de planches en bois, qui permet de confectionner une série de trois poutres à partir de la même gâchée de béton. Un agent de démoulage est utilisé pour faciliter le démoulage des éprouvettes après la prise du béton. Toutes les opérations de réalisation des poutres et cylindres au laboratoire ont été effectuées dans les mêmes conditions climatiques et de stockage pour l'ensemble des spécimens

Le procédé de fabrication de chaque série d'éprouvettes est comme suit :

- *Coffrage* : Il permet de réaliser trois poutres simultanément de dimensions 110 x 16 x 8 cm. Les planches de bois démontables sont imprégnées par un agent démoulant pour faciliter l'extraction des éprouvettes, après la prise du béton.

- *Bétonnage* : Le remplissage des moules est réalisé en deux phases, pour chaque phase, une vibration du béton est effectuée au moyen d'une vibration externe par une aiguille vibrante de diamètre $\phi = 40$ mm. . Pour le cas des poutres armées, les armatures d'acier sont préalablement disposées à l'intérieur du coffrage, sur des calles, pour respecter l'enrobage de 2 cm, tout le long de la poutre.

- *Mûrissement* : Juste après l'opération de bétonnage, Les poutres ont été recouvertes d'un tissu en plastique pour minimiser au maximum le retrait. Les spécimens seront démoulés à 24h après le coulage, par la suite, toutes les éprouvettes ont été mises en mûrissement, pour subir la cure dans des bacs hygrométriques à une $T^{\circ}=20^{\circ}\text{C}$, pendant une durée de 28 jours, selon la norme européenne (NF 2001) relative à la confection et la conservation des éprouvettes.

Remarques

- Un contrôle d'affaissement en utilisant un cône d'Abrams (slump test) (EN 12350-2) est toujours effectué avant l'opération de bétonnage.
- Des mesures de masses volumiques et d'air occlus à l'aide d'un aéromètre selon les normes [NF EN 12350-7 2001] et [NF EN 12350-6 2000] sont effectuées pour caractériser le béton à l'état frais

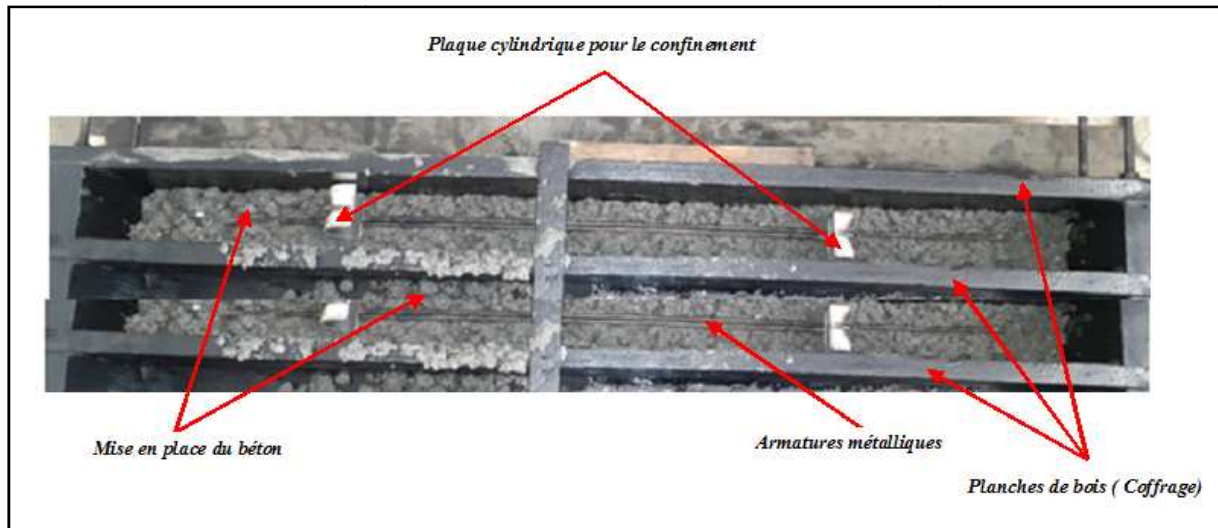


Figure II.9. Vue du coffrage, bétonnage, disposition du ferrailage dans les poutres



Figure II.10. Vue des poutres

II.2.2.5 Chargement et acquisition

Après 28 jours de murissement et de conservation dans des conditions climatiques ambiantes, toutes les poutres confectionnées sont testées sous chargement de flexion. Le principe de l'essai de flexion est de déterminer l'aptitude à la déformation des poutres sur deux appuis avec une application d'une charge à mi-distance des appuis. Il est alors possible de mesurer en fonction de la charge appliquée, à une vitesse constante, les déplacements de la traverse mobile de la machine et les flèches correspondantes. Les précautions à prendre pour ce type d'essai se situent principalement au niveau des appuis. En effet, l'éprouvette doit être parfaitement perpendiculaire au plan d'application de la charge. Les appuis doivent être assez éloignés les uns des autres pour éviter le cisaillement pur de l'éprouvette.

La machine de flexion type IBERTEST (Voir figure II.11) est utilisée. Elle est constituée d'un bâti supportant une traverse mobile, et d'un pupitre de commande relié à un ordinateur équipé d'une chaîne d'acquisition de contrôle numérique (Wintest). La machine est instrumentée en capteur de force avec une cellule de contrainte de 200 KN. La vitesse de chargement recommandée pour ce type de poutres est de 10 mm/min.

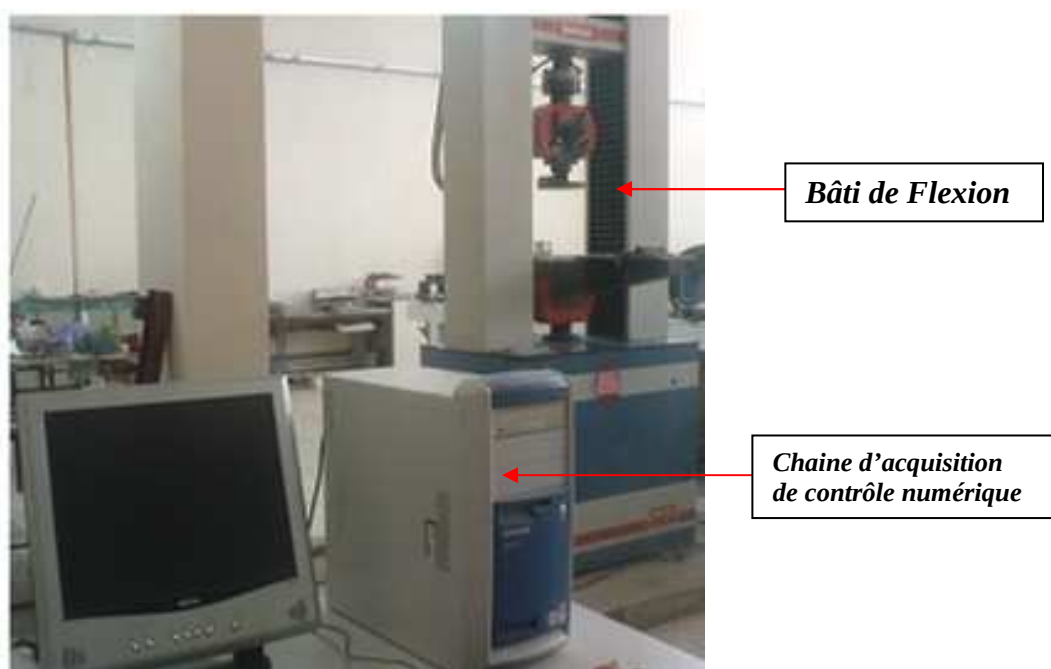


Figure II.11. Machine de flexion IBERTEST

II.3 Résultats et Confrontation

Les différents essais réalisés nous permettent de déterminer les valeurs limites des résistances et des déplacements au pic correspondants ainsi que les mécanismes de rupture observés lors des essais menés sur des poutres confinées soumises à un chargement de flexion quatre points. Une confrontation avec les résultats obtenus sur des poutres de référence est réalisée, à travers la confrontation des courbes forces-déplacements et l'évolution des fissures, pour quantifier les augmentations de résistance et de rigidité et de démontrer que ce procédé de confinement du béton de la zone tendue de la poutre est très efficace, tant au niveau de la performance mécanique (résistance, déformabilité et rigidité) que de la rapidité et facilité de mise en œuvre, comparativement aux autres procédés et techniques de confinement proposées dans la littérature. Les résultats obtenus ainsi que la quantification des différents apports sont résumés dans le tableau (II.4).

Tableau II.4: Résultats des essais de la flexion 4-points

Spécimens / Paramètres		Variante 1 : (P-Ref)	Variante 2 : (P-CC)
Charge max (kN)		10,77	16,67
Flèche au pic (mm)		2,4	3,40
Flèche à la rupture (mm)		5.98	7.23
Gains	Réduction de la masse d'acier (%)	0	32%
	Apport en résistance (%)	0	+54,8

Les courbes forces-déplacements, qui présentent l'évolution du chargement extérieur appliqué en fonction de la flèche maximale mesurée à mi-travée de la poutre sont illustrées sur les Figures (II.12, II.13) Chacune des courbes est présentée en utilisant les valeurs moyennes des résultats de la série d'éprouvettes correspondantes.

La confrontation des courbes forces-déplacements des poutres confinées et des poutres de référence en béton armé, de mêmes caractéristiques géométriques, ferrillées avec deux barres (2 ϕ 6) placées dans les zones tendues des poutres en flexion est montrée sur la figure (II.14).

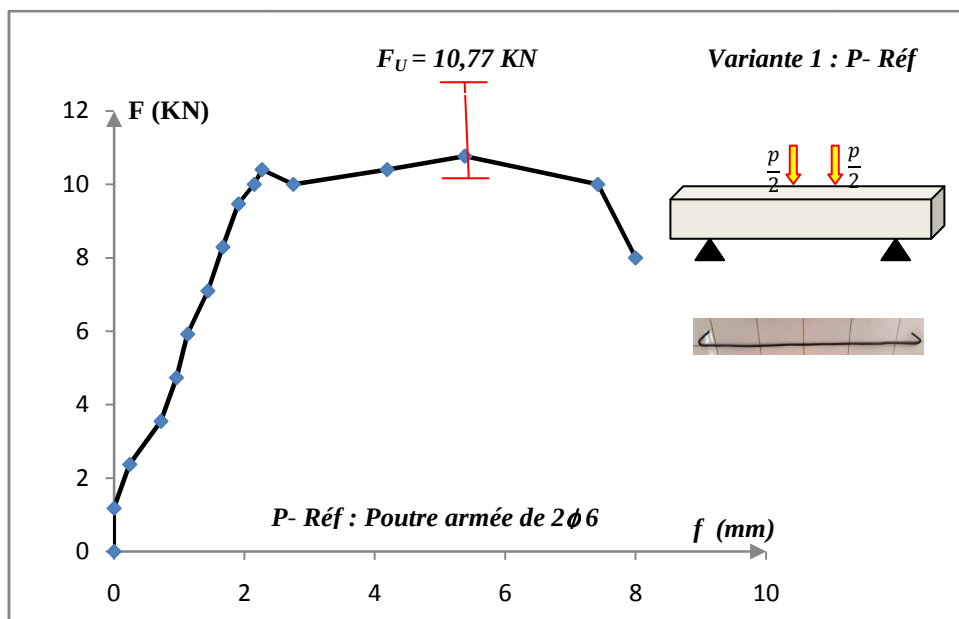


Figure. II.12. Courbe Force – Flèche de la poutre P-Réf

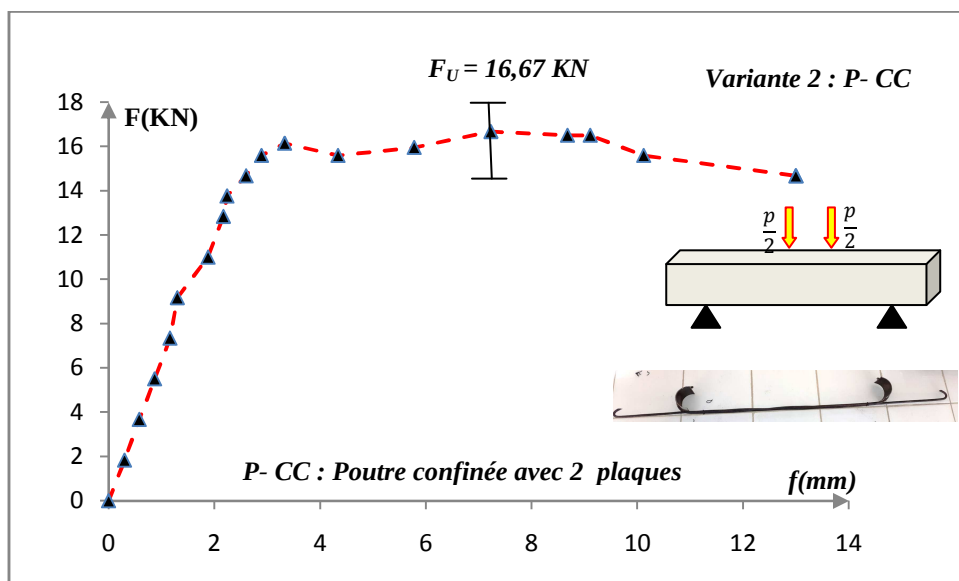


Figure. II.13 Courbe Force – Flèche de la poutre proposée P-CC

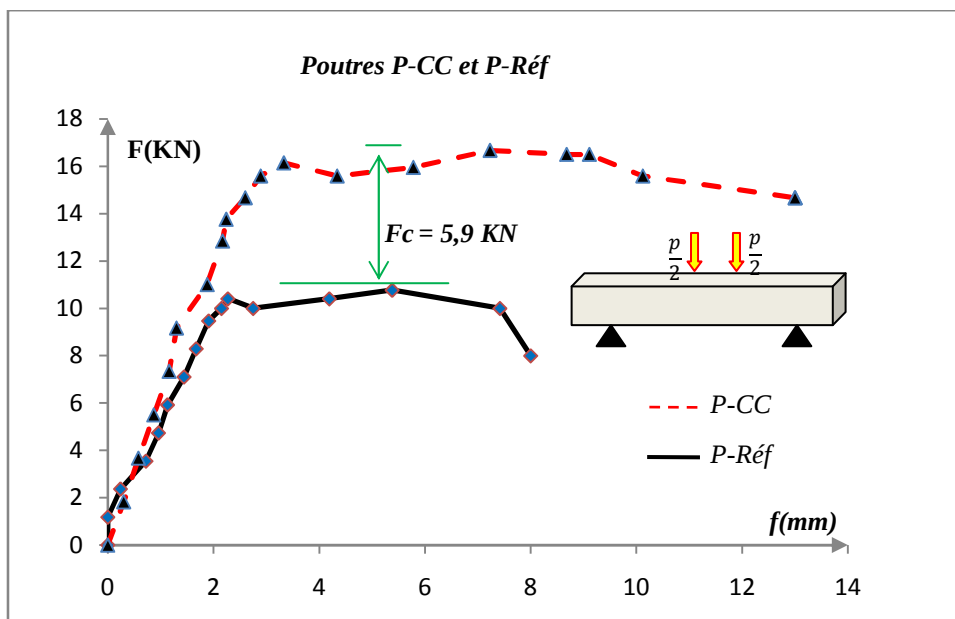


Figure. II.14. Confrontation des courbes Force – Flèche des poutres P-CC et P-Réf

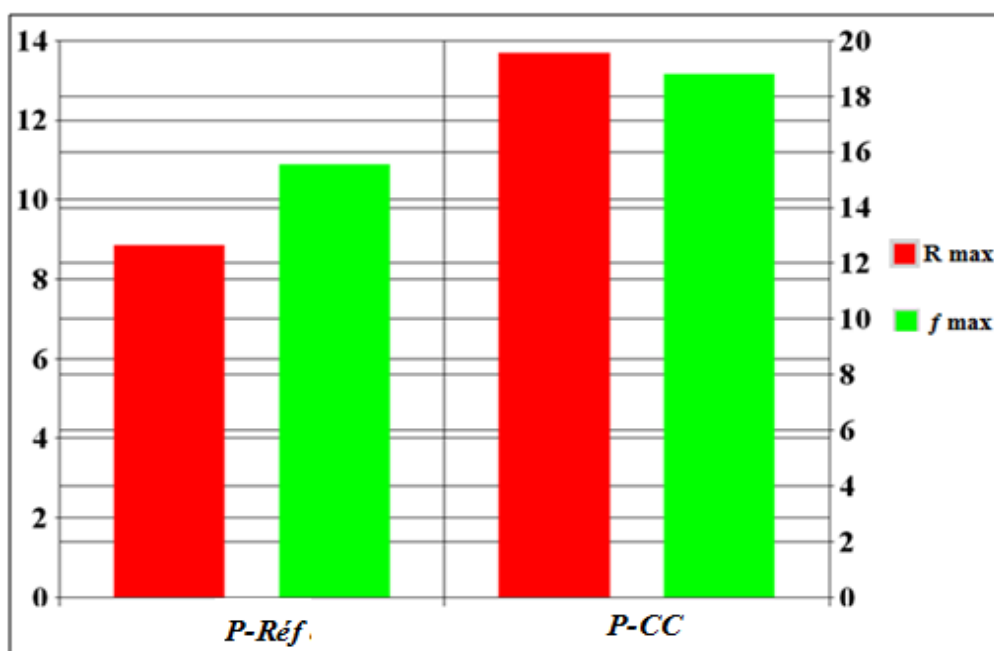


Figure. II.15. Histogramme des résistances et des flèches des poutres P-Réf et P-CC

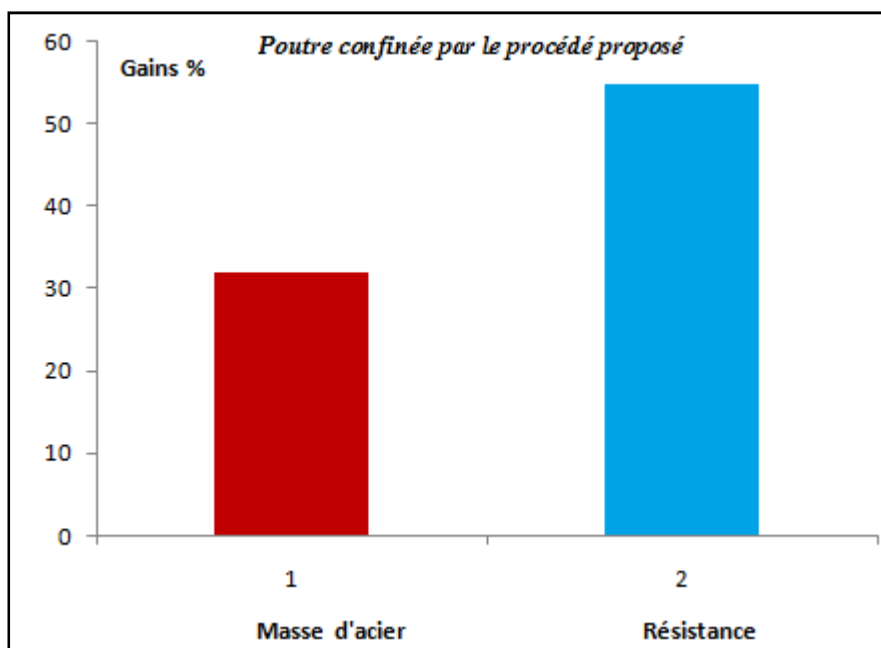


Figure II.16. Histogramme des gains en résistance et en masse en (%)

II.4 Analyse du comportement expérimental de la poutre confinée

L'évolution du comportement expérimental de la poutre confinée est observée et analysée pendant le déroulement des essais :

- *Phase élastique* : l'évolution de la force – déplacement est décrite par une droite linéaire (domaine élastique), la poutre se trouve dans un état non fissuré. Toutes les poutres, selon les différentes configurations de ferrailage, ont presque le même comportement. Pour les poutres confinées, on observe une faible amélioration de la rigidité, étant donné que le taux de confinement produit par l'effort de traction dans les armatures est faible.
- *Phase de prés et post-fissuration* : durant cette phase, on observe un champ de fissures très dense réparties surtout dans la zone centrale de l'élément. Comparativement à la poutre de référence (P- Réf) , la charge engendrant l'apparition de la première fissure est plus importante, ceci est expliqué par l'effet de confinement qui induit une compression dans le béton de la zone tendue de la poutre compris à l'intérieur des plaques métalliques. Dans cette phase, la pression de confinement est bien mobilisée, car l'effort de

confinement est directement lié à l'effort de traction développé dans les armatures de traction. plus les armatures de résistance sont sollicitées plus la composante normale de cet effort augmente et donc les contraintes de confinement sur le béton de la zone tendue de la poutre sont importantes. Cette pression axiale de confinement permet de diminuer la vitesse de propagation des fissures de flexion dans la poutre, en s'opposant aux ouvertures rapides des fissures.

- *Phase plastique et rupture* : Le béton de la zone tendue de la poutre est complètement fissuré, c'est les armatures de résistance qui reprennent tous les efforts de traction développés par le chargement de flexion. Dans cette phase, la mobilisation de la pression axiale de confinement est plus importante car elle est fonction de l'effort de traction. L'augmentation des ouvertures des fissures est retardée, car la pression de confinement axial, génère une compression axiale qui vient s'opposer aux ouvertures des fissures. La vitesse de propagation du champ des contraintes est largement réduite. La poutre supporte alors une charge plus importante comparativement à la poutre de référence. La rupture de la poutre est atteinte pour une charge maximale de 16.67 KN en moyenne avec un déplacement vertical de 3,40 mm.

II.5 Analyse du confinement axial interne du béton par compression induite

L'effet du confinement axial est mis en évidence par la courbe de confrontation forces-flèches, en termes de valeurs limites des résistances, des déplacements au pic correspondants et de rigidités flexionnelles, comparativement aux poutres de référence. Les différents gains sont évalués à travers la confrontation des valeurs des résistances, le chargement ultime externe, la rigidité flexionnelle et l'évolution des fissures. Les résultats sont donnés dans le tableau II.5 et illustrés par la figure II.17. Les histogrammes des rigidités flexionnelles des différentes poutres étudiées et les gains procurés par cette technique sont illustrés dans les figures II.18 et II.19.

Tableau II.5 : Résultats des essais de la flexion 4-points

Désignation \ Caractéristiques	Force/ 1 ^{ère} fissure (KN)	Flèche/ 1 ^{ère} fissure (mm)	Force/ rupture (KN)	Flèche/ Rupture (mm)	Rigidité flexionnelle (N/mm)
Variante1 (P-Ref)	9,68	1.64	10,77	5,98	5902.43
Variante 2 : (P-CC)	13.30	1.80	16.67	7.23	7388 ,89

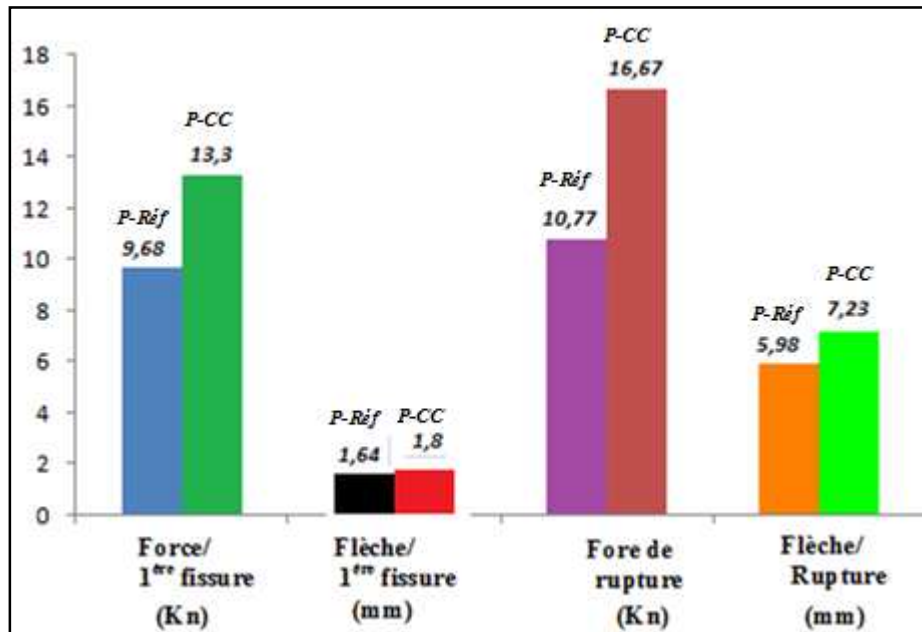


Figure. II.17. Confrontation des différents résultats expérimentaux

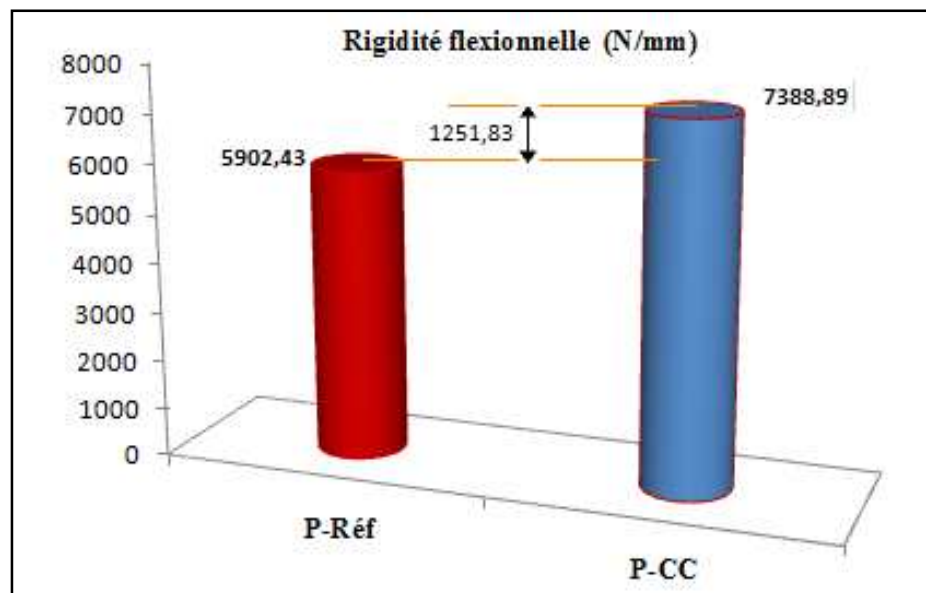


Figure. II.18. Histogramme des rigidités flexionnelles

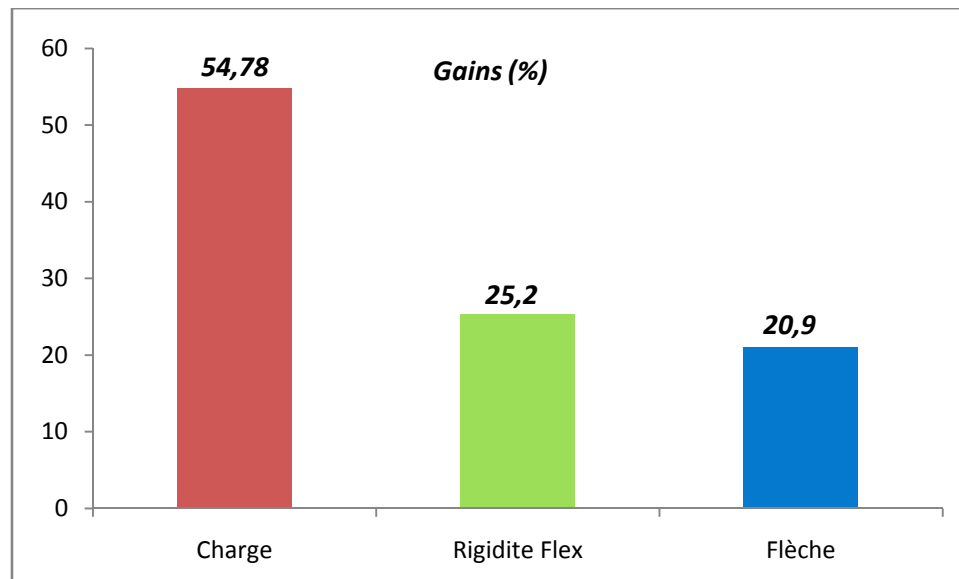


Figure. II.19. *Histogramme des différents gains*

On remarque que dans la première branche de la courbe, l'effet du confinement est faible, car les armatures ne sont pas très sollicitées, donc la mobilisation des contraintes de confinement engendrées par la compression induite fonction de l'effort de traction développé dans les armatures est également faible.

Le déplacement vertical augmente linéairement en fonction de la charge appliquée. Une amélioration légère de la rigidité est notée.

Comme la contrainte de confinement est fonction de l'effort de traction développé dans les armatures, plus on se rapproche de la charge de rupture de la poutre de référence, plus la mobilisation du confinement est plus importante dans la poutre confinée, d'où la résistance au pic pour la poutre confinée est plus importante.

Concernant les autres branches des courbes, après le pic, toutes les poutres armées et confinées présentent presque la même forme d'évolution, le déplacement augmente très rapidement avec une faible augmentation de la charge puis on assiste à une chute de la résistance et une décroissance de la vitesse de déplacement..

La résistance maximale au pic de la poutre confinée par plaques est de l'ordre de 16.67 kN, avec un déplacement vertical correspondant 3,40mm. La poutre de référence en béton armé présente un comportement assez ductile avec une résistance maximale au pic de 10.77 kN et une flèche correspondante 2.4 mm

II.6 Modes de rupture

Les modes de rupture des différentes variantes des poutres soumises à un chargement de flexion 4-points sont illustrés par la Figure II.20. Toutes les poutres présentent une rupture par flexion. Le champ des contraintes apparaît en premier lieu dans la zone tendue de la poutre.

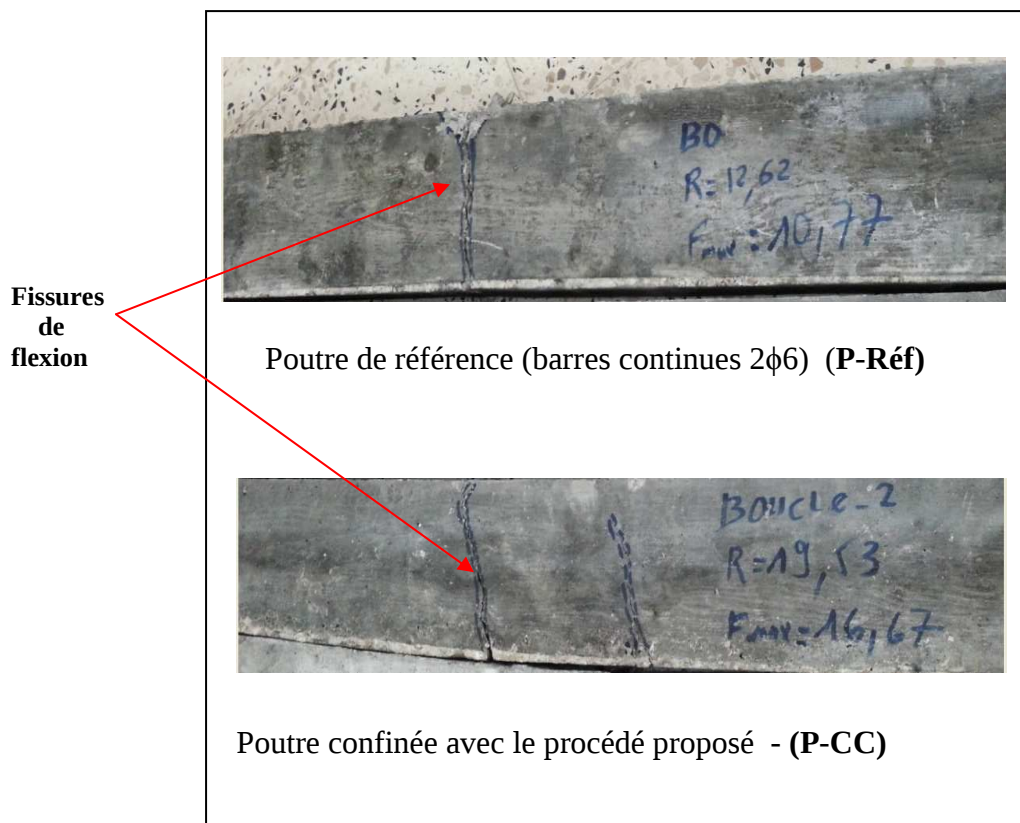


Figure II.20. Modes de rupture par flexion des différentes poutres selon le ferrailage adopté

- *Poutre de référence (P-Réf)*: la rupture par flexion est obtenue après la formation et développement des fissures dans la zone centrale de la poutre. Dans l'ensemble, on assiste à une rupture ductile, les efforts de traction sont repris par les armatures de résistance disposées dans la zone tendue de la poutre.
- *Variante 2 (P-CC)*: Le mode de rupture est également par flexion. Au cours du chargement, des fissures normales de flexion se développent dans la zone centrale, après un certain taux de chargement, des fissures inclinées apparaissent. Cependant, la rupture se produit dans la zone de flexion pure sous la charge de rupture maximale.

.

Remarque :

Toutes les poutres (P-Réf et P-CC) ont été endommagées par flexion. Ce type de rupture est clairement identifié en observant les différents graphes des forces en fonction des flèches au milieu de la poutre et l'état réel de la poutre à la fin de l'essai. Les trois phases typiques du comportement caractéristique sont :

1^{ère} Phase : Domaine élastique , Poutre non fissurée;

2^{ème} Phase : Domaine élasto-plastique , Poutre fissurée limitée par la plastification des armatures tendues ;

3^{ème} Phase : Domaine Plastique qui correspond à la plastification des armatures tendues.

II.7 Conclusion

Le but de cette étude expérimentale est de mesurer et de quantifier les différents gains de résistance et de rigidité, d'analyser l'influence de la technique de confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre par compression induite, sur le comportement des poutres. Plusieurs variantes ont été considérées afin de mettre en évidence, à travers les confrontations des résultats, tout l'intérêt du procédé de confinement axial proposé et surtout la faisabilité du confinement du béton induit au niveau des courbures des barres de résistance sans faire appel à d'autres matériaux.

Les constatations suivantes peuvent être formulées :

- Les courbes forces-déplacements montrent les gains en résistance et en rigidité ;
- Ce procédé met en avant un nouveau concept de confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre, en effet contrairement aux techniques de confinement qui utilisent les matériaux composites 'FRP' pour mobiliser la pression latérale ou radiale de confinement, ce procédé permet d'obtenir un confinement axial interne du béton de la zone tendue de la poutre ,compris entre les deux plaques , fonction de l'effort de traction produit dans les armatures de résistance de la poutre en flexion ;
- La charge de rupture augmente considérablement d'environ 55%
- La déformabilité augmente également, jusqu'à près de 20 %
- La rigidité flexionnelle est améliorée de l'ordre de 54,78 %
- La masse des armatures est réduite de 32% , sans tenir compte de la masse des plaques ;
- Quelque soit le nombre de barres tendues, on ne peut disposer dans la poutre que deux plaques aux extrémités des barres ;
- Les ancrages par courbure (crochets) des barres de résistance ne doivent jamais être prolongés dans la zone comprimée, afin d'éviter la rupture de la poutre par éclatement du béton dans la zone comprimée, suite au dépliement des crochets ;
- Le mode de rupture n'est pas influencé par le procédé proposé (rupture par flexion)

- Le procédé proposé permet la mobilisation des contraintes de confinement dès le début du chargement de la poutre contrairement aux procédés existants ;
- Le procédé de confinement par compression induite est très pratique, facile à mettre en œuvre, et ne fait pas appel à d'autres matériaux, contrairement à tous les procédés de confinement du béton existants ;
- Ce procédé peut être très concurrentiel face aux méthodes traditionnelles de confinement qui nécessitent des procédures beaucoup plus complexes et très onéreuses ;
- L'inconvénient, peut être lié à l'obligation d'utiliser deux plaques métalliques dans chaque poutre quelque soit le nombre de barres tendues de résistance.

Chapitre III :

Influence du confinement sur les performances des poutres : Approche théorique

CHAPITRE III. ETUDE DU CONFINEMENT AXIAL AU NIVEAU DES ANCRAGES PAR COURBURE DES BARRES DE RESISTANCE**III.1. Introduction**

La modélisation analytique permet de simuler des phénomènes physiques non complexes. Généralement, les modèles de comportement développés ont une forme simple, basés sur une théorie régissant le comportement du système réel, prenant en compte tout ou une partie de la géométrie de la structure analysée. Une analyse de sensibilité des paramètres qui gouvernent le comportement micro et macro mécanique est indispensable pour définir les variables d'étude les plus prépondérantes à considérer dans les équations de la mécanique pour le développement du modèle, en adéquation avec la théorie utilisée [27].

Dés fois, il s'avère nécessaire d'ajuster les équations théoriques pour les faire concorder aux phénomènes réels observés dans l'expérimental. Le développement d'un modèle analytique est généralement étroitement lié à la base d'expériences réelles réalisées sur les éléments de structures considérés. La modélisation analytique permet de prendre en compte les relations existantes entre les divers paramètres mécaniques intrinsèques du système étudié [27, 28].

Enfin, les modèles analytiques permettent de tirer des conclusions plus ou moins fiables sur la réponse mécanique de la structure, les valeurs limites de résistances, son mode de rupture, etc.

L'objectif visé dans ce chapitre consiste à prendre en considération les contraintes induites par l'effort de compression transmis par la plaque métallique au béton de la zone tendue de la poutre, compris entre les deux plaques demi cylindriques soudées aux barres de résistance au niveau des ancrages par courbure et d'évaluer la capacité portante de la poutre proposée soumise à un chargement de flexion quatre points et de quantifier l'apport de cette technique, à travers la présentation des gains en résistance et en rigidité, procurés par le procédé proposé, comparativement à la poutre de référence en béton armé.

L'approche proposée permet d'établir un organigramme de calcul de la charge maximale équivalente la poutre confinée soumise à un moment développé dans la poutre de

référence et d'en déduire l'effort de confinement. Les différents résultats peuvent être utilisés dans l'optimisation des paramètres de conception, à savoir les dimensions et la forme des plaques, le rayon de la plaque, la nuance de l'acier utilisé comme armatures de résistance, la résistance caractéristique du béton, etc.

Le comportement élastique et surtout post-élastique de la poutre proposée soumise à un effort de confinement axial interne par compression induite du béton de la zone tendue de la poutre est modélisé, en tenant compte des contraintes développées par l'effort de compression induit par la composante normale de l'effort de traction développé dans les barres de résistance de la poutre soumise à un chargement de flexion.

En s'appuyant sur la notion d'équilibre des sections, un organigramme de calcul de la charge équivalente est développé dans ce chapitre. Une confrontation des résultats obtenus avec les résultats expérimentaux est réalisée, pour valider l'approche proposée.

III.2. Rappel du principe des Etats Limites

Une bonne conception d'une structure en béton armé doit résister aux sollicitations auxquelles est soumise et assurer le fonctionnement en service. Aucune ruine n'est tolérée dans la conception et le fonctionnement mécanique en service (limitation de la fissuration) de la structure doit être assuré. L'ensemble des éléments porteurs doit rester en équilibre lorsque le chargement est appliqué. Les exigences fonctionnelles doivent être impérativement assurées, à cet effet, il faut s'assurer de la non rupture des matériaux constituants (béton et acier), de la stabilité dimensionnelle des éléments porteurs verticaux (flambement), de la durabilité et durée de vie de la structure, de la limitation des ouvertures des fissures et des flèches, etc.

Les conditions de rupture définissent les états limites ultimes. Les règlements de calcul, BAEL, BPEL [29,30] exigent d'appliquer des coefficients de sécurité sur les matériaux (béton et acier) et des coefficients de pondération aux charges sollicitant la poutre pour minimiser le risque et la probabilité de rupture. La figure III.1 illustre les différents modes de rupture et les mécanismes observés selon l'état limite considéré.

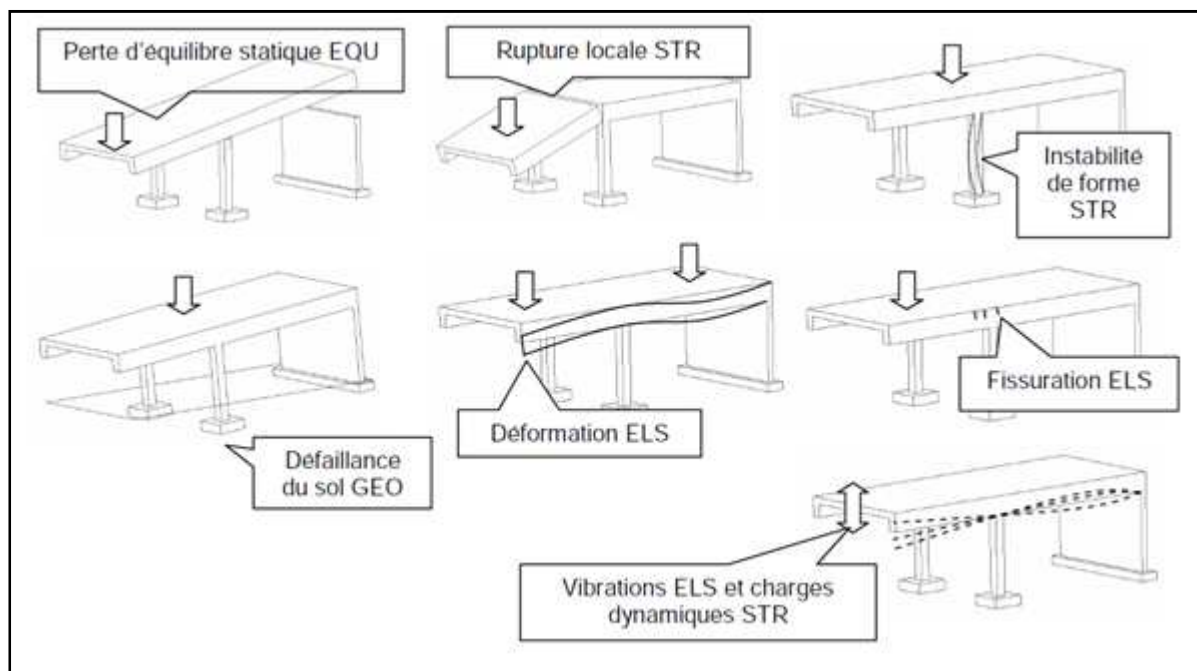


Figure III.1. Différents états limites [31]

III.3. Influence du ferrailage sur le comportement de la poutre

Les armatures ont une influence directe sur les mécanismes de ruine des poutres, en effet, comme la résistance en traction du béton est très faible, la poutre non armée (sans armatures de résistance), atteint rapidement l'état de ruine lorsque la contrainte de traction dans le béton atteint sa valeur maximale ultime obtenue sous une charge très faible. La rupture est dans ce cas est fragile. Sous une charge de flexion 3-points, une fissure se développe sous le point d'application de la charge, l'ouverture de la fissure est très rapide. En terme de résistance, le volume du béton de la zone tendue de la poutre constitue une charge 'morte' pour la poutre et est inefficace mécaniquement dans la reprise des efforts développés par le chargement extérieur. La figure III.2. illustre le mécanisme de ruine d'une poutre en béton.

Par contre, en introduisant des armatures adhérentes où possédant des ancrages par courbure (crochets) au niveau des extrémités, le mécanisme de ruine sera complètement modifié. Comparativement à la poutre en béton, sous la même intensité de la charge, des fissures apparaissent et se densifient mais la poutre armée ne se ruine pas. Lorsque le béton tendu se fissure, les deux blocs de béton seront solidarisés grâce à l'armature qui

reprend tout l'effort de traction, pour assurer l'équilibre de la section, en jouant le rôle de tirant [31].

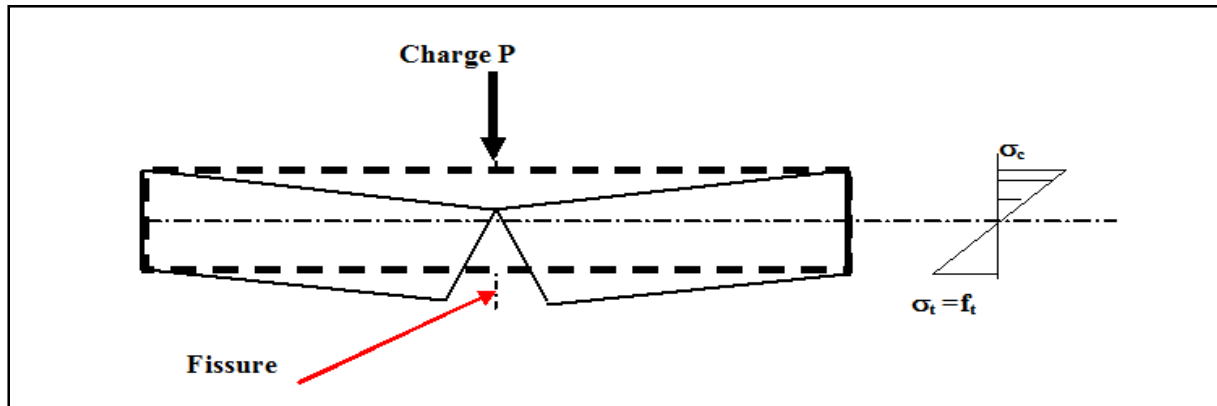


Figure III.2. Mécanisme de ruine d'une poutre en béton sans armatures

En général, les poutres en béton armé sollicitées en flexion affichent dans la zone centrale des fissures verticales et au niveau des appuis des fissures inclinées, régulièrement réparties, découpant des segments non fissurés reliés entre eux par l'armature tendue. En augmentant l'intensité de la charge, le diagramme des contraintes triangulaire évolue vers une répartition parabolique en compression et une force ponctuelle sur l'armature. Tout l'effort de traction est repris par les armatures d'acier de résistance. La rupture de la poutre devient ductile et la ruine totale se produit lorsqu'un des états limites est atteint (résistance limite de l'acier, résistance du béton en compression) [31]. La Figure III.3. illustre le mécanisme de ruine d'une poutre en béton armé.

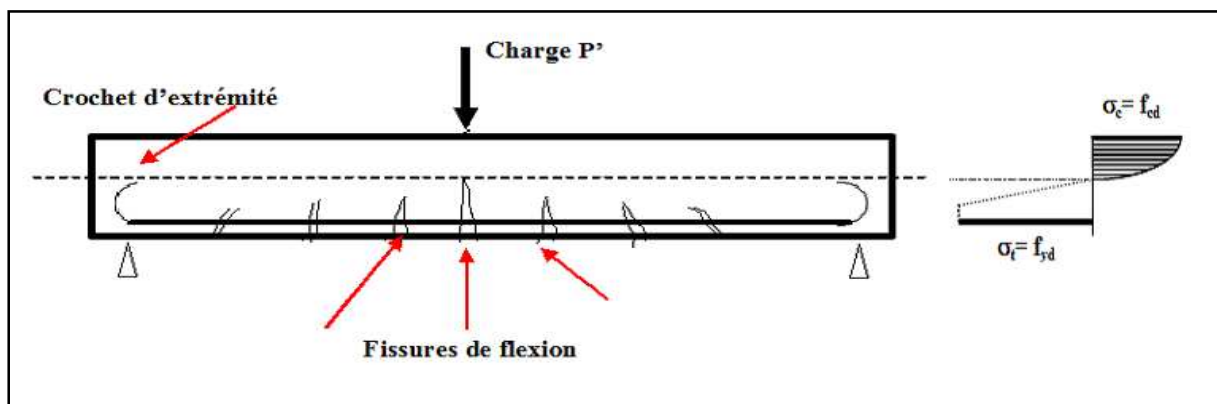


Figure III.3. Mécanisme de ruine d'une poutre en béton armé

III.4. Ancrage par courbure des barres tendues

L'ancrage des barres de résistance à leurs extrémités, permet la solidarisation par adhérence de la barre d'acier, à son extrémité, à la matrice béton. Cette solidarisation permet d'assurer un travail d'ensemble en toute synergie. L'effet d'obstacle induit un effort de compression sur le béton situé à l'intérieur du crochet. Même s'il est admis qu'un retour à 150° de l'ancrage procure un meilleur rapport efficacité/prix et comme les éléments en béton armé comportant des armatures dont la mise en tension peut provoquer l'éclatement du béton de parement (enrobage) sont sujets à la poussée au vide [31], un ancrage courbe à 180° est utilisé dans notre étude, pour un meilleur transfert des efforts de compression induits par la composante normale de l'effort de traction dans les barres d'acier, au béton compris entre les deux plaques d'acier disposées à l'intérieur des ancrages courbes des barres de résistance.

III.4.1. Equilibre d'un élément de l'ancrage par courbure

Lorsque l'effort de traction est exercé sur l'élément de l'encrage courbe scellé dans le béton, la courbure de la barre donne naissance à un effort de frottement, fonction de la courbure de la barre et du coefficient de frottement acier sur béton [32]. La figure III. 4 illustre l'état d'équilibre de l'élément de courbure.

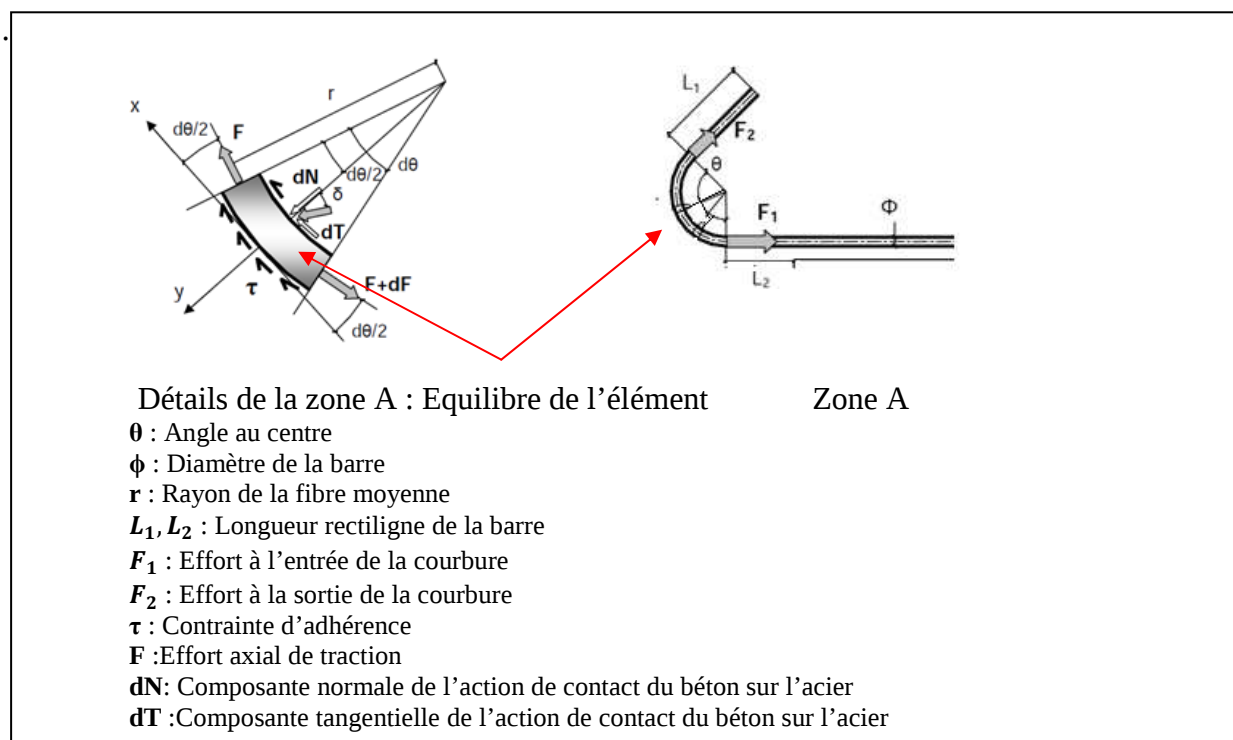


Figure III.4. Etat d'équilibre d'un élément de courbure [31]

III.5. Détermination des efforts de confinement appliqués sur la plaque métallique**III.5.1. Composante normale**

Dans cette étude, nous avons utilisé des barres lisses, on est dans le cas du frottement nul entre les armatures et la matrice béton. La composante dN de l'effort de traction développé dans l'armature de résistance, est considéré comme un effort de compression appliqué sur la plaque d'acier demi cylindrique, qui à son tour va le transmettre au volume du béton compris entre les deux plaques demi-cylindriques. Lorsqu'on a un frottement nul (aucune perte), on considère que l'effort de traction dans les armatures produit par le chargement appliqué, est constant dans toute la longueur rectiligne de la barre, cependant, au niveau de la courbure, c'est la composante normale qui produit un effort de confinement sur le béton.

En considérant l'état d'équilibre d'un élément de courbure [31] (Figure III.4), on peut écrire :

$$\begin{aligned}
 dN - F \sin d\theta / 2 - (F + dF) \cdot \sin d\theta / 2 &= 0 \\
 dN &= (F + dF) \cdot \sin d\theta / 2 + F \sin d\theta / 2 \quad (III.1) \\
 dN &= 2 F \sin d\theta / 2 + dF \cdot \sin d\theta / 2
 \end{aligned}$$

$d\theta$ étant très petit, les sinus sont approximés à la valeur de l'angle en radian, d'où

$$dN = 2 F \frac{d\theta}{2} + dF \cdot \frac{d\theta}{2}$$

Comme $dF \cdot d\theta$ est un infiniment petit du second ordre que l'on néglige devant les autres termes de l'équation, par mesure de simplification, on peut écrire:

$$dN = F d\theta \quad \text{avec } \theta \text{ en radian.}$$

Donc :

$$N = F \sin\theta \quad (III.2)$$

III.5.2. Calcul du centre de gravité

Le centre de gravité d'un arc de cercle de centre O, de rayon R, de longueur L et de corde C est situé sur l'axe de symétrie de cet arc et à une distance du centre O égale à :

$$OG = R \sin \theta / \theta, \quad (\text{III.3})$$

Avec : 2θ est l'angle au centre de cet arc de cercle.

NB : Le calcul du centre de gravité, nous permet de déterminer par la suite les points d'application des résultantes des efforts de confinement qui s'exercent sur les plaques métalliques.

III.5.3. Notion d'équilibre des sections

La pression de confinement σ_c est supposée suivre une distribution sinusoïdale des contraintes, étend donné que la composante normale de l'effort de traction dans l'armature est fonction de sinus de l'angle de courbure ' θ ' ($N = F \cdot \sin \theta$). Par mesure de simplification, on peut considérer une répartition uniforme des contraintes eu égard à la nature de la plaque métallique.

La contrainte axiale de confinement agit en fonction de l'effort de traction développé dans l'armature, surtout à l'état limite de l'apparition de la première fissure. On suppose que l'effort de traction est transmis à la plaque selon une évolution sinusoïdale, il est maximal en bas de la plaque et change d'évolution à partir du point 'G'. L'effort de compression est fonction de sinus de l'angle ' θ '. La figure III.5 illustre l'équilibre de la section de la poutre confinée.

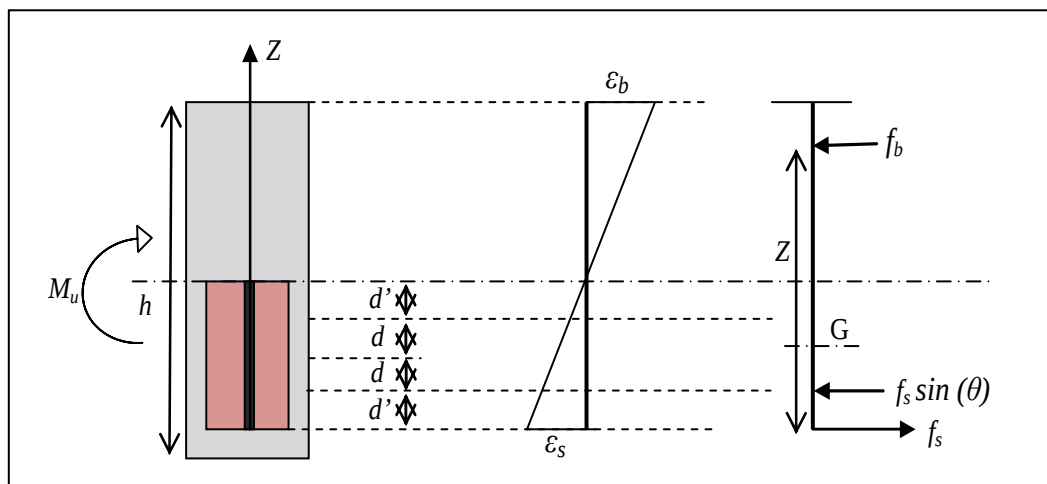


Figure III.5. .Équilibre de la section de la poutre confinée

En se basant sur l'état d'équilibre de la section, le moment fléchissant ultime de la poutre confinée est déterminé par l'équilibre des forces de la figure III.5. , l'axe de référence pour l'équilibre de forces est celui qui est défini par le point d'application de la force de compression. Il est donné comme suit :

$$Mr = fs.z - fs.\sin \theta.(z - d') \quad (III.4)$$

Les contraintes de confinement sont déterminées en divisant l'effort de traction dans l'armature sur la surface de la plaque métallique, soit :

$$F_{cc} = \sigma_c \cdot S_{demi-plaque}$$
$$\sigma_c = \frac{2.F_s \sin \theta.}{\pi.L.R} \quad (III.5)$$

L'équilibre des forces de la section transversale de la poutre conduit à des moments et des charges ultimes pour les éprouvettes confinées.

Pour valider notre hypothèse de distribution des contraintes sur la plaque métallique et le développement de l'effort de confinement par la composante normale de l'effort de traction F_s , un programme par Excel est réalisé. L'organigramme de calcul est présenté par la figure III.6.

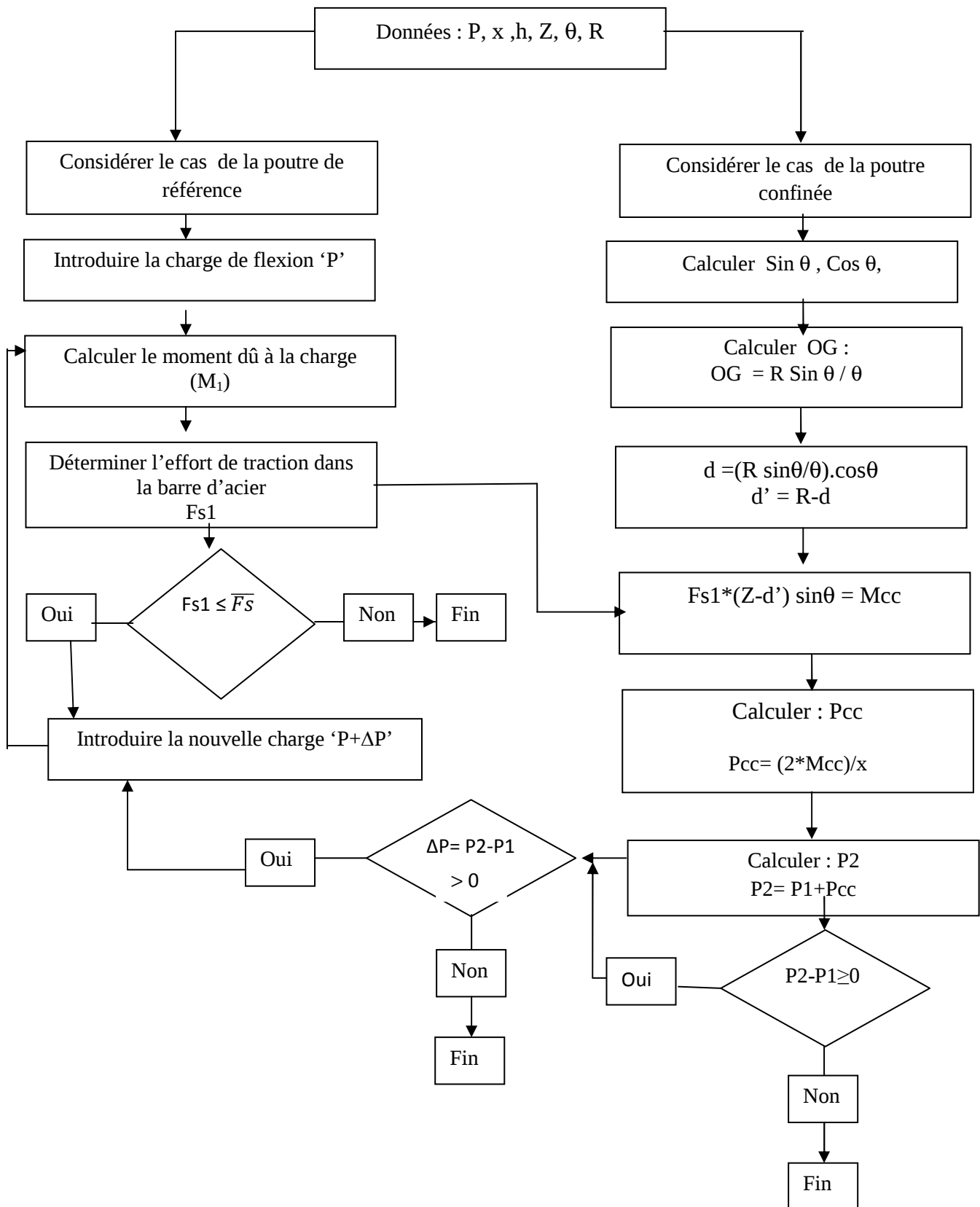


Figure III.6. Organigramme de calcul

III.6. Présentation des résultats et discussion

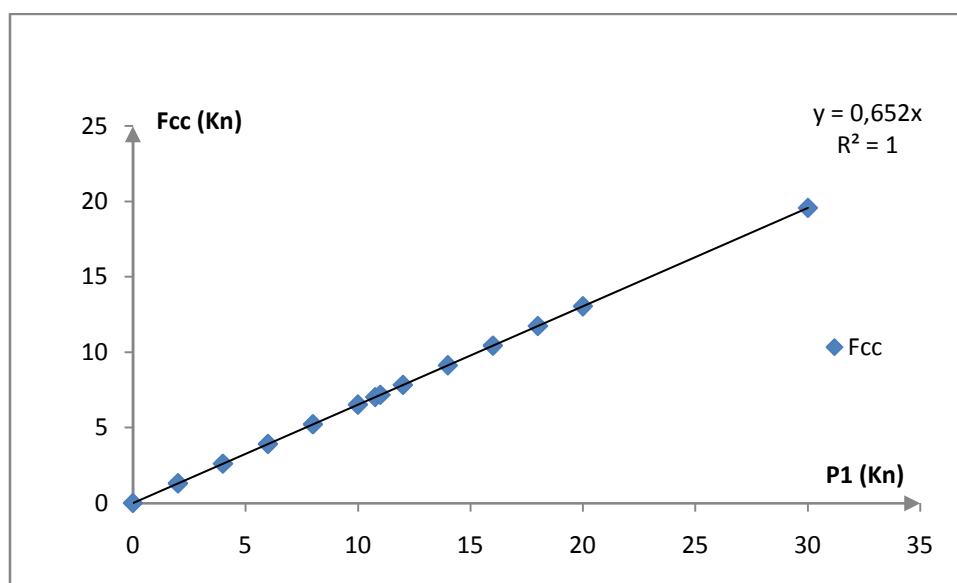


Figure III.7. Variation de la force de confinement en fonction de la charge P1 appliquée

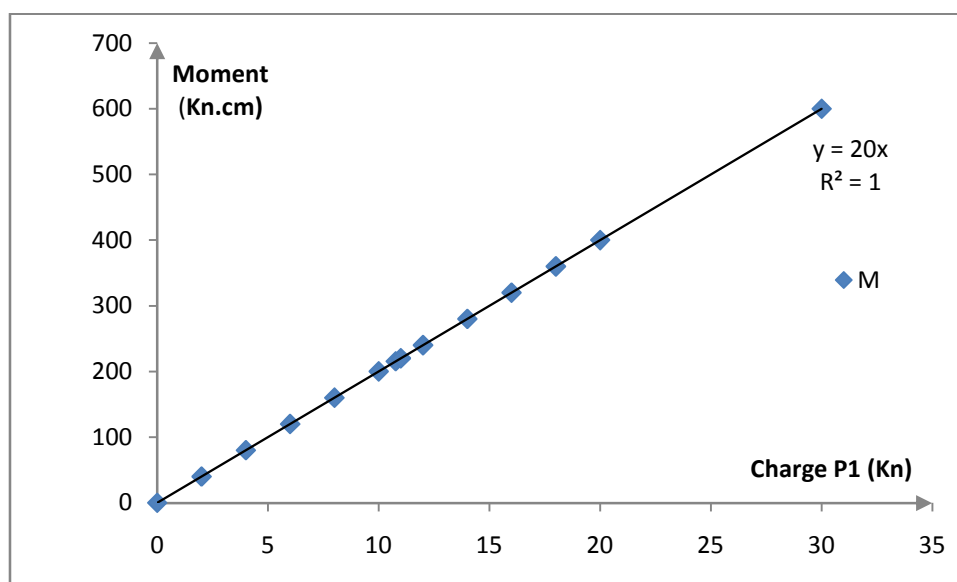


Figure III. 8. Variation du moment de flexion en fonction de la charge P1 appliquée

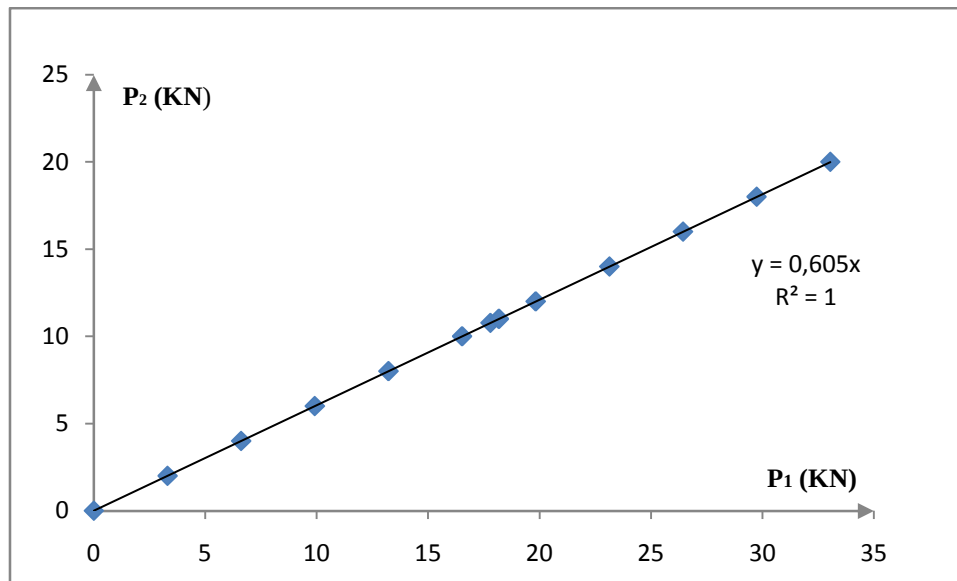


Figure III.9. Variation de la charge P_2 en fonction de la charge P_1 appliquée

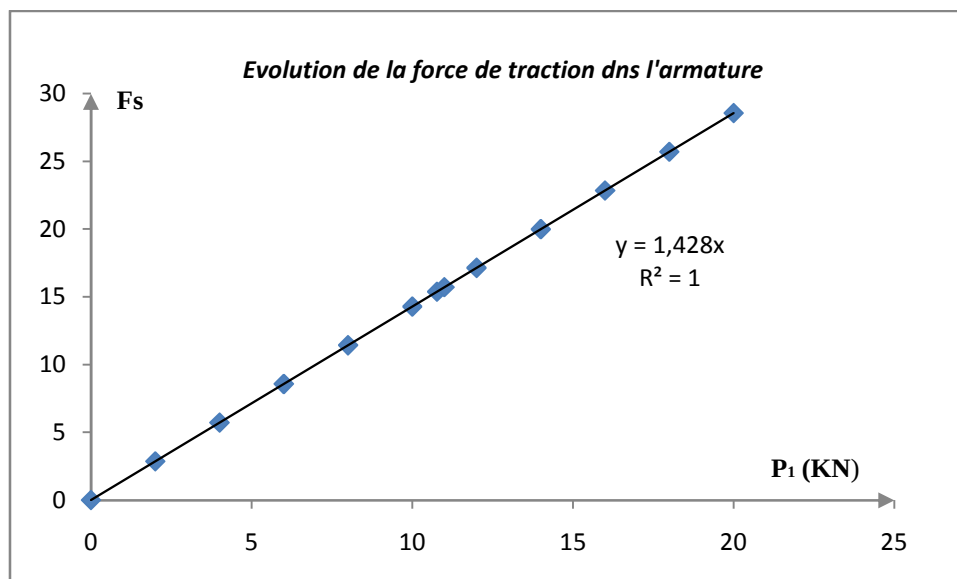


Figure III.10. Variation de l'effort de traction dans l'armature tendue F_s en fonction de la charge P_1 appliquée

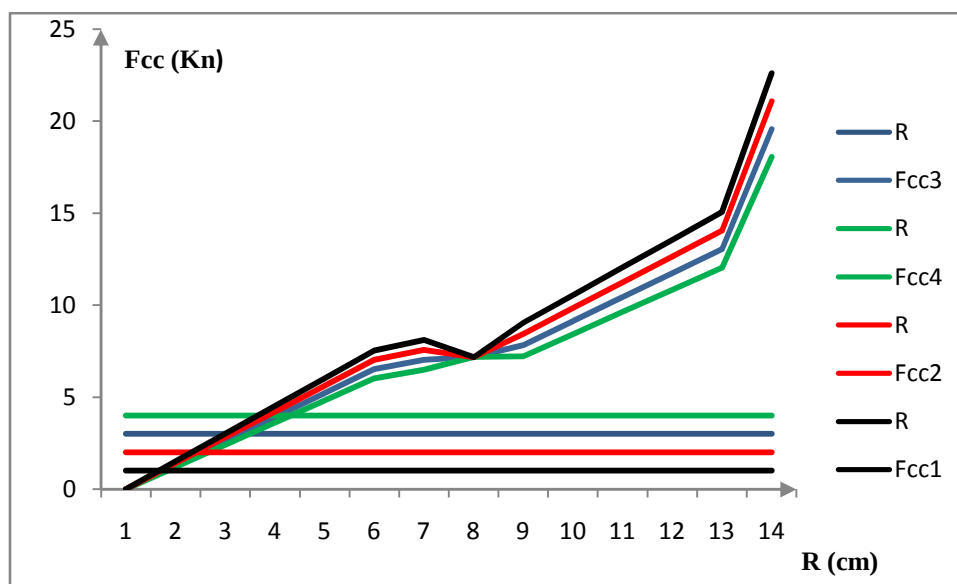


Figure III. 11. Variation de l'effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction du rayon ' R (cm)' de la plaque demi-cylindrique

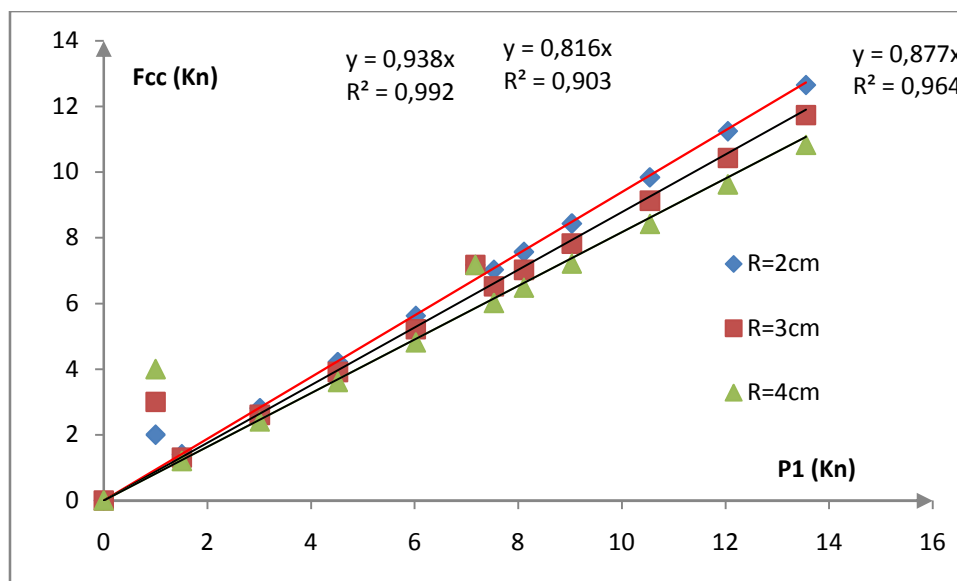


Figure III.12. Variation de l'effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction de la charge appliquée ' P_1 (Kn)' selon différentes valeurs du rayon ' R (cm)' de la plaque demi-cylindrique

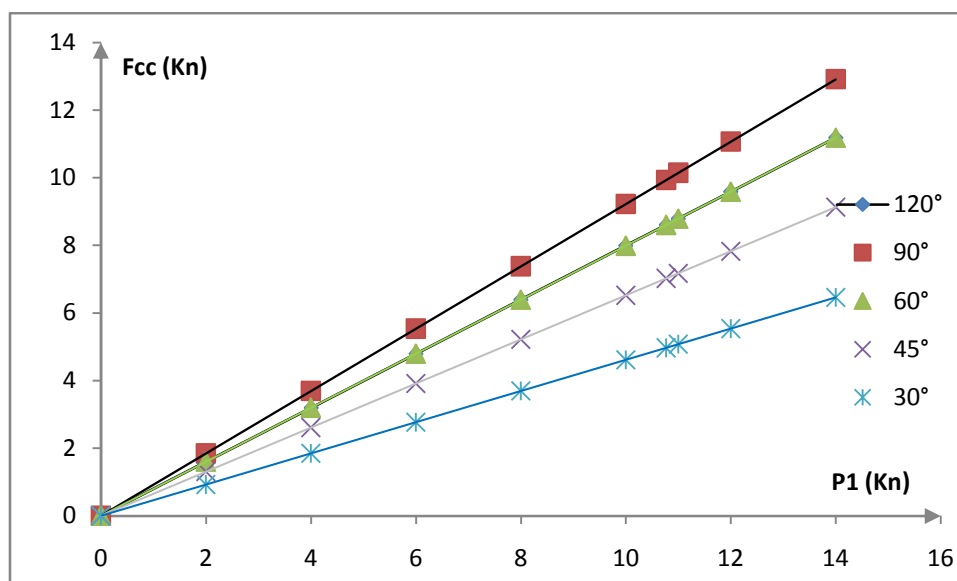


Figure III.13. Variation de l'effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction de la charge appliquée ' P_1 (Kn)' selon différentes valeurs de l'angle de courbure ' θ ' de la plaque demi-cylindrique

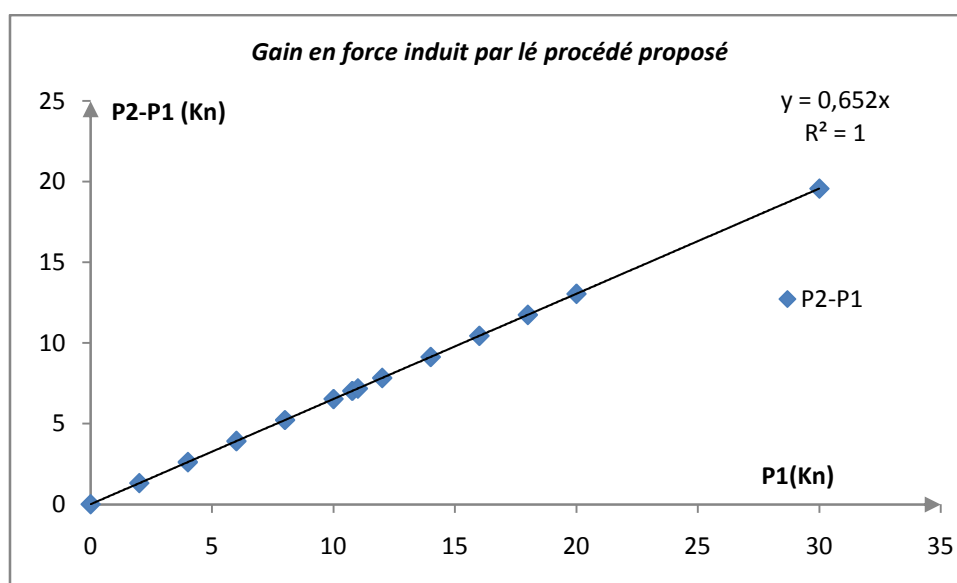


Figure III.14. Variation de $P_2 - P_1$ en fonction de la charge P_1

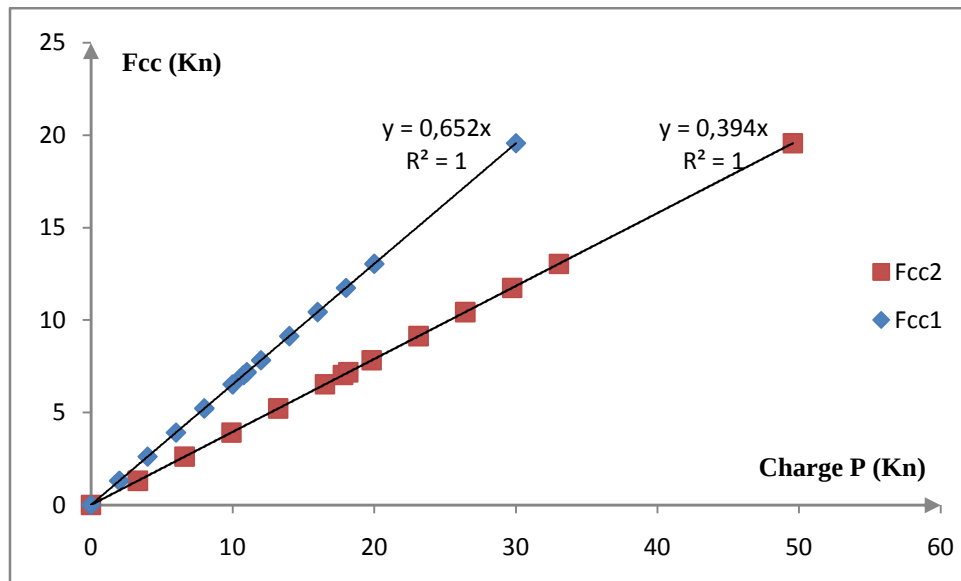


Figure III. 15. Variation de l'effort de confinement F_{cc} en fonction de la charge F_{cc1} en fonction de P_1 et F_{cc2} en fonction de P_2

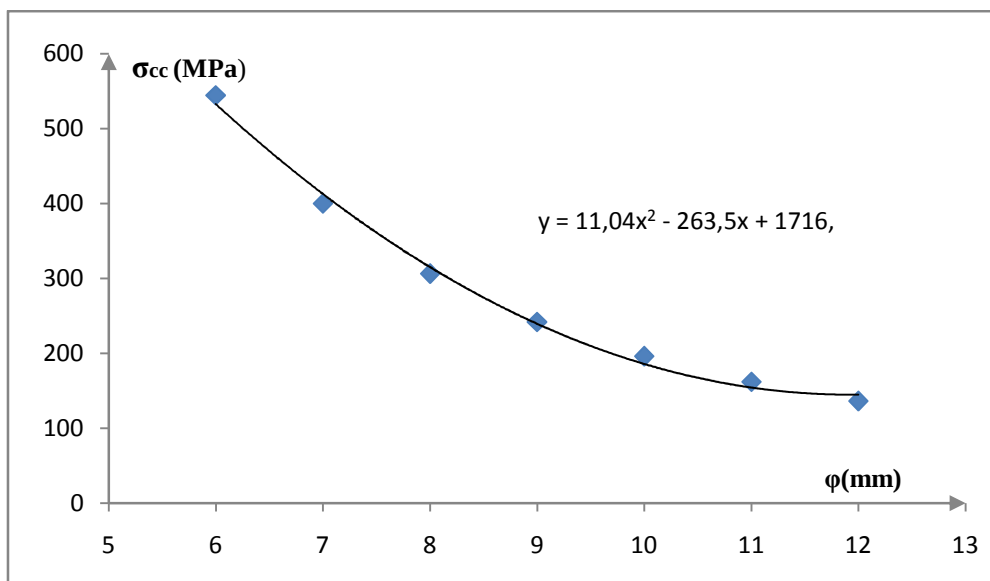


Figure III.16. Variation de la contrainte de confinement σ_{cc} (MPa) en fonction du diamètre de la barre de résistance ' ϕ (mm) dans la poutre confinée

III.7. Analyse des résultats

Les différents résultats nous permettent de formuler ces quelques conclusions :

- Les résultats donnés par cette approche de calcul montrent une bonne concordance avec les résultats des essais. L'erreur est environ de 6,7% ;
- Les résultats théoriques concernant les valeurs des charges de rupture obtenues respectivement sur la poutre de référence (P-Réf) égale à 10,77 KN et sur la poutre confinée (P-CC) égale à 17,7 KN, sont validés par les résultats expérimentaux , $P_{Réf} = 10,77 \text{ Kn}$ et pour la poutre P-CC est égale à 16,67 KN ;
- La confrontation des résultats, nous a permis de valider une observation faite sur le cas de la variante des poutres, lorsque les crochets ne sont pas soudés à des plaques. Le crochet a tendance à s'ouvrir (dépliage de l'armature) ce qui facilite le glissement de la barre et la perte en résistance de la poutre. La partie supérieure de l'arc de l'ancrage courbe (crochet) est soumise à une force de confinement contraire à celle de la partie inférieure. En effet, la composante normale de l'effort de traction des armatures de résistance est inversée. La composante tangentielle devient plus importante et le crochet a tendance à s'écarter du support béton (dépliage du crochet). Des contraintes de compression localisées très importantes peuvent apparaître au niveau du contact barre- béton, qui dépassent la valeur limite de la contrainte de compression de béton, ce qui provoque une rupture rapide des poutres P-CSP.
- Pour les poutres P-CC, la liaison entre la barre et la plaque diminue le glissement, étend donné que la surface de contact plaque- béton est plus importante. La contrainte tangentielle est réduite et les contraintes de confinement développées par la composante normale de l'effort de traction sont bien réparties sur toute la section transversale de la zone tendue de la poutre ;
- Ce résultat justifie les recommandations et dispositions constructives concernant la réalisation des courbures des barres, en imposant le recours à l'ancrage droit, surtout dans les nœuds, pour éviter l'éclatement du béton dans cette zone très sensible lors des séismes. Conformément au PS92 art.11.312, L'emploi de coudes ou crochets dans les

pièces comprimées ou les parties comprimées des pièces fléchies est interdit. Toutefois en cas de nécessité (liaison avec une semelle de fondation, voisinage d'une surface libre, etc.), les ancrages d'extrémité peuvent être assurés au moyen de coudes à 90°. L'ancrage droit (équerre normalisée) permet ainsi de minimiser au maximum la composante tangentielle créant le cisaillement du béton suite au dépliement du crochet à l'intérieur du nœud qui entraîne l'éclatement du béton. La Figure III.13. montre que la variation de l'effort de confinement F_{cc} (Kn) en fonction de la charge appliquée 'P1 (Kn)' dépend également de l'angle de courbure ' θ ' de la plaque demi-cylindrique et que le meilleur résultats est obtenu lorsque l'angle est égal à 90°.

III.8. Justification de l'utilisation des plaques

Le recours aux plaques est justifié par la nécessité de répartir l'effort de confinement sur toute la section transversale de la zone tendue de la poutre. En effet, la contrainte de confinement exercée sur le béton est fonction de la surface de contact. Dans le cas où les plaques ne sont pas utilisées, la contrainte de confinement dépasse la contrainte d'écrasement de béton. Ce phénomène a été observé dans les essais. Les fissures se développent tout le long de la barre d'acier et on assiste à une chute de la capacité portante de la poutre comparativement à la poutre de référence.

III.8.1. Calcul des contraintes

III.8.1. 1. Sans plaques

Les contraintes de confinement sont déterminées en divisant l'effort de traction dans l'armature sur la surface de contact entre la barre et le support béton, soit :

$$F_{cc} = \sigma_c \cdot S_{\text{contact barre/béton}}$$

$$\sigma_c = \frac{2.F_s \sin \theta.}{\phi.\pi.R} \quad (\text{III.6})$$

III.8.1. 2. Avec plaques

Les contraintes de confinement sont déterminées en divisant l'effort de traction dans l'armature sur la surface de la plaque métallique, soit :

$$F_{cc} = \sigma_c \cdot S_{\text{demi-plaque}}$$

$$\sigma_c = \frac{2.F_s \sin \theta.}{\pi.L.R} \quad (\text{III.7})$$

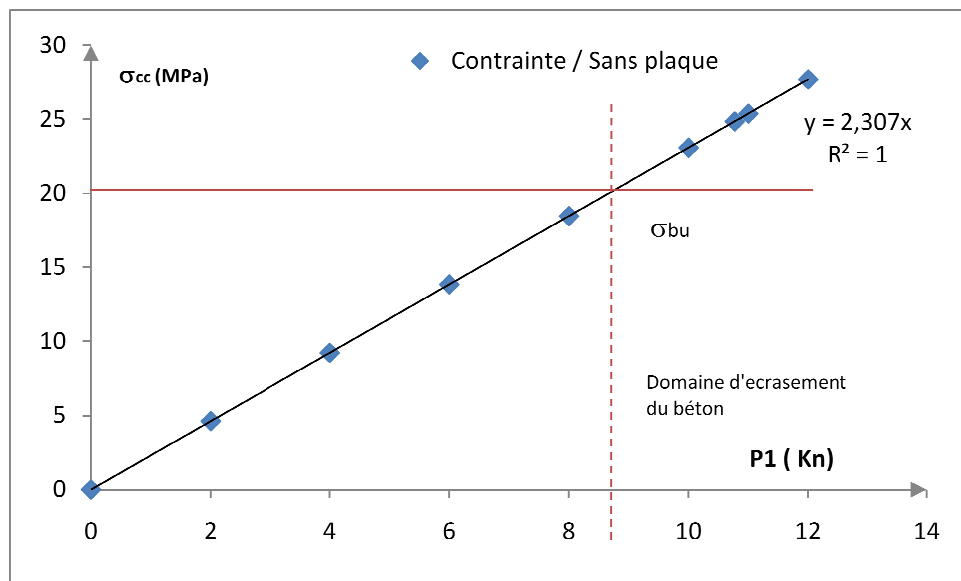


Figure III.17. Variation de la contrainte de confinement σ_{cc} (MPa) en fonction de la charge appliquée $P1$ (KN) pour les poutres P-SP

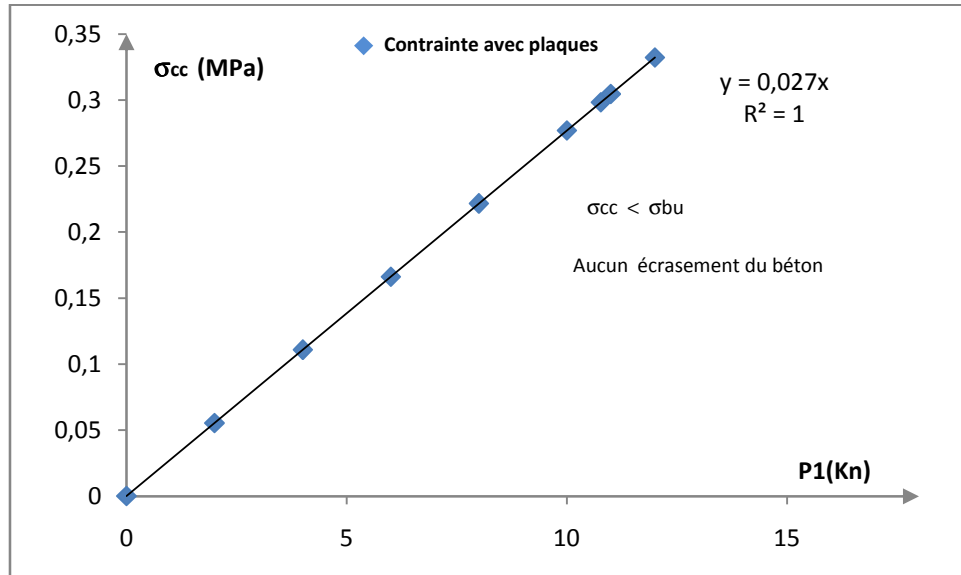


Figure III.18. Variation de la contrainte de confinement σ_{cc} (MPa) en fonction de la charge appliquée $P1$ (Kn) pour les poutres confinées avec plaques P-CC

- Les Figures III.17 et III.18 permettent de justifier le recours aux plaques pour assurer une meilleure répartition des contraintes et surtout d'éviter d'écraser le béton, en effet, lorsque les courbures ne sont pas dotées de plaques, tout l'effort de confinement est appliqué sur la surface d'impact de la barre sur le support béton. Pour une charge faible inférieure à celle appliquée sur les poutres de référence, des fissures apparaissent et se développent tout le long des courbures. La rupture de la poutre est obtenue pour une charge moyenne comprise entre 8-9KN largement inférieure à celle appliquée sur la poutre de référence égale à 10,67 KN. Ce phénomène de fissures qui longent les courbures, observé dans les essais peut être efficacement annihilé en utilisant des plaques soudées à l'intérieur des crochets des barres de résistance pour répartir les contraintes de confinement sur toute la section transversale de la zone tendue de la poutre.
- Le recours aux plaques métalliques de forme semi-cylindriques, malgré leur masse, est justifié à plus d'un titre, à savoir :
 - ✓ La réduction des longueurs des barres permet d'équilibrer la masse des plaques,
 - ✓ La composante normale de l'effort de traction produit un confinement axial interne sur le béton de la zone tendue de la poutre compris entre les deux plaques dès le début du chargement de manière évolutive croissante, fonction de l'évolution de l'effort de traction développé dans les armatures de résistance sous un chargement de flexion.
 - ✓ Le dépliement de l'armature au niveau de la courbure (écartement de l'arc de l'ancrage dans sa partie supérieure) est stoppé par la liaison et l'adhérence importante entre la plaque et le support béton. La barre reste toujours soudée à la plaque. Aucun dépliement n'est possible ;
 - ✓ Les ancrages par courbure des barres de résistance ne doivent jamais être prolongés dans la zone comprimée, afin d'éviter la rupture de la poutre par éclatement du béton dans la zone comprimée.

III.9. Validation de l'approche proposée

- L'approche théorique développée est validée en prenant en considération les résultats des essais. Le principe consiste à déterminer la valeur de la charge équivalente dans la poutre de référence que produit le moment développé dans la poutre confinée. Une confrontation est réalisée en tenant compte des résultats obtenus dans les essais. L'erreur commise est très faible (inférieure à 7%). Lorsqu'on dépasse la valeur expérimentale, l'erreur devient négative ce qui justifie la valeur de la charge de rupture donnée par l'essai. Le modèle développé à partir de l'équilibre des sections permet en effet de décrire d'une manière fiable le comportement jusqu'à la rupture des poutres confinées par la compression induite.
- Le tableau (III.1) récapitule les résultats obtenus par les deux variantes de poutres, P-Réf et P-CC pour l'évaluation du taux de confinement généré par le nouveau procédé de confinement axial des poutres en flexion.

Tableau III.1. Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques

Résultats	P_1 Essais (KN)	P_2 Essais (KN)	P_2 modèle (KN)	$P_{2\text{ Th}}/P_{2\text{ exp}}$	$F_{c\text{ Th}}$ (KN)	$F_{c\text{ exp}}$ (KN)	Erreur (charge appliquée) %
Valeurs	10,77	16,67	17,79	1,12	7,02	5,9	6,73

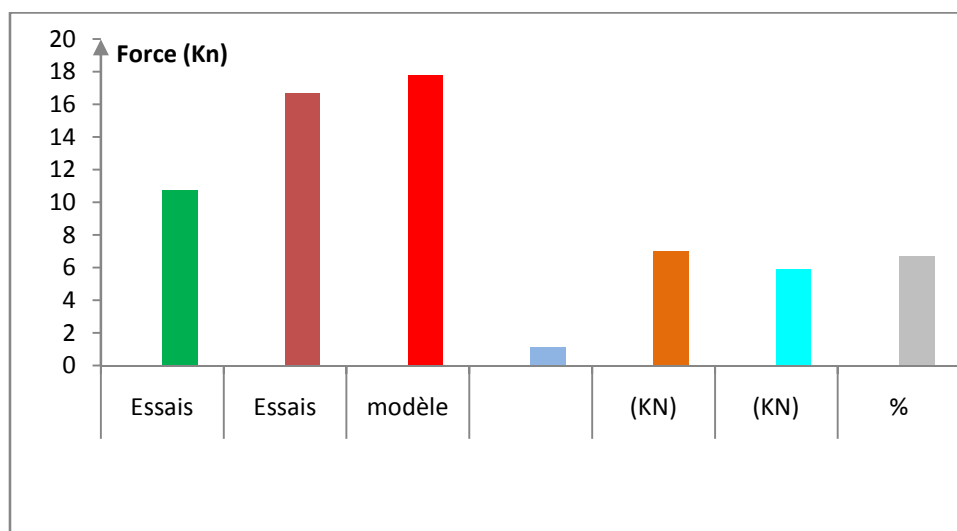


Figure III.19. Confrontation des résultats expérimentaux et théoriques

La figure III.19 met en évidence la bonne concordance, en termes de résistance et du taux de confinement entre les résultats expérimentaux et ceux donnés par l'approche de calcul proposée.

La résistance moyenne à la rupture des poutres confinées par le procédé de confinement axial interne par compression induite obtenue dans les essais est égale à 16,67KN et celle donnée par le calcul est égale à 17,79 KN. La différence est de l'ordre de 6,7%. La force de confinement est égale à 7,02 KN, ce qui représente un apport très appréciable de 65,2 %. Cette amélioration en termes de résistance et de rigidité met en exergue l'efficacité du procédé de confinement proposé.

III.10. Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, en se basant sur l'état d'équilibre de la section de la poutre en flexion soumise à un confinement axial interne par compression induite du béton de la zone tendue de la poutre, un organigramme de calcul de la charge appliquée sur la poutre en fonction du type de ferrailage est proposé. L'approche permet de déterminer la charge équivalente à appliquer sur la poutre de référence lorsqu'elle est soumise à un moment fléchissant ultime calculé dans la poutre confinée. Les différents résultats sont confrontés et validés par les résultats expérimentaux.

L'apport du confinement est largement montré, il est de l'ordre de 65,2 %. Le recours aux plaques métalliques est justifié par les différents résultats, en effet, la plaque joue un rôle important dans le maintien de l'ancrage de la barre de résistance, en évitant son dépliement et surtout permet une meilleure répartition des contraintes de confinement sur la section du béton tendu de la poutre sans dépasser la valeur limite de la résistance du béton en compression. La composante normale de l'effort développé dans la barre d'acier produit un effort de confinement sur la plaque qui transmettra les contraintes de compression au béton de la zone tendue de la poutre.

Chapitre IV :

Simulation numérique des poutres confinées

CHAPITRE IV : SIMULATION NUMERIQUE DES POUTRES CONFINÉES

IV.I Introduction

La simulation numérique par éléments finis des procédés de mise en forme est aujourd'hui une réalité industrielle. Elle permet de mettre au point, des études en réduisant le recours à la méthodologie expérimentale et empirique, d'erreur-correction qui est beaucoup plus coûteuse [33].

Ainsi des logiciels de mise en forme (Abaqus ; Castem, ANSYS etc.) sont aujourd'hui développés dans le but de simuler des phénomènes physiques intervenant en mise en forme des pièces. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement la mise en forme d'un matériau et de jouer sur certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser le procédé. La simulation de l'endommagement dans les procédés de mise en forme a pour but de prédire où et quand un endommagement significatif apparaît. Pour ce faire, les principaux phénomènes et leurs interactions doivent être correctement pris en compte. [34]

Afin de permettre une meilleure compréhension des observations expérimentales et de quantifier le niveau de confinement du béton de la zone tendue, un modèle d'éléments finis a été réalisé avec le logiciel ABAQUS [35]. Dans le processus de simulation, nous nous sommes limités aux problèmes mécaniques, dit «instantané» de contact, plus précisément, le processus physique étudié est adiabatique ($\Delta q = 0$).

L'efficacité de cette nouvelle technique de confinement, en utilisant un processus de mise en forme des renforts en acier avec deux plaques demi- cylindriques opposées, est montrée en menant une confrontation des résultats avec ceux donnés par la poutre de référence avec un ferrailage traditionnel. Pour simuler les conditions d'essai, les échantillons sont soumis à un essai de flexion à 4- points en utilisant deux forces verticales croissantes jusqu'à l'obtention de la rupture.

IV.2 Le schéma Dynamique Explicite :

Le schéma de résolution explicite n'est pas itératif. Il consiste en une résolution explicite des équations du mouvement. La procédure explicite est souvent utilisée pour des problèmes invoquant de fortes non-linéarités géométriques tels que la simulation en quasi-statique des procédés de mise en forme. Elle n'est cependant fiable que sous certaines conditions. En effet, les formulations explicites présentent une stabilité numérique conditionnée par la taille de l'incrément de temps Δt .

Dans le cadre d'une analyse dynamique explicite, on a l'équation qui s'écrit sous la forme :

$$M\ddot{u} + R = 0 \dots\dots\dots(IV.1)$$

La recherche de la solution de l'équation (IV.12) dans le cadre de ce schéma est conduite en utilisant la méthode des différences centrées :

$$\ddot{u}_n = M_n^{-1} R_n \dots\dots\dots(IV.2)$$

$$\dot{U}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{U}_{n-\frac{1}{2}} + \frac{\Delta t_{n+1} + \Delta t_n}{2} \ddot{U} \dots\dots\dots(IV.3)$$

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t_{n+1} \cdot \dot{u}_{n+\frac{1}{2}} \dots\dots\dots(IV.4)$$

Il apparaît des relations précédentes (IV.3)-(IV.4) que la résolution de l'équation (IV.1) nécessite le calcul de la matrice masse. Cette dernière peut être avantageusement diagonalisée pour optimiser le temps de calcul [37].

IV.3 Le schéma statique implicite – problème mécanique :

Le schéma statique implicite correspond à la situation où le terme d'inertie peut être négligé. Par conséquent ; l'équation $I = (M\ddot{u} + F_{int} - F_{ext}) \delta \ddot{u} = 0$ se réduit à

$$R_{n+1} = (F_{int})_{n+1} - (F_{ext})_{n+1} \dots\dots\dots(IV.5)$$

Où : F_{int} est le vecteur des efforts internes et F_{ext} est le vecteur des forces externes de l'élément (e).

R_{n+1} est le résidu de l'équilibre statique à l'instant $n + 1$. La résolution de cette équation dans le cadre de package Standard du code Abaqus[36] est effectuée par la méthode itérative de Newton-Raphson modifiée. Le résidu R_{n+1} est donc linéaire en utilisant un développement limité de Taylor d'ordre 1 :

$$R_{n+1}^{iter} = R_n^{iter} + \left(\frac{\partial R_n}{\partial u_{n+1}}\right)^{iter} \partial U_n + \dots = 0 \dots \dots \dots (IV.6)$$

Ou $\partial U_n = U_{n+1}^{iter} - U_n^{iter}$ est l'incrément de déplacement entre les itérations successives (iter) et (iter+1). Ce processus itératif continue jusqu'à convergence du système ($|R_{n+1}| \leq \varepsilon$) (convergence de système itératif).

L'équation (IV.6) fait apparaître l'expression de la matrice tangente à l'itération (iter) :

$$[K_T^{iter}(U_n)] = - \left(\frac{\partial R_n}{\partial u_{n+1}}\right)^{iter} \dots \dots \dots (IV.7)$$

$[K_T^{iter}(U_n)]$ Joue un rôle central dans la vitesse de convergence de ce schéma itératif [38,39].

IV.4 Modélisation par éléments finis

La fin des années 1960 a connu les premières applications des éléments finis au calcul des structures en béton armé [93] ; Actuellement, cette méthode occupe une place stratégique dans le développement d'un produit complexe qui touche différents domaines de la physique. La MEF est basée sur deux principes fondamentaux : la discrétisation et l'interpolation. Elle peut être abordée en utilisant plusieurs approches : la méthode directe, la méthode des résidus pondérés, application du principe des travaux virtuels ou de puissances virtuelles et enfin la minimisation de l'énergie potentielle ou l'approche variationnelle [40]

La MEF consiste à remplacer un système continu par un système discret équivalent. La discrétisation géométrique du domaine en sous domaines simples (élément finis) interconnectés en des points appelés nœuds. Plusieurs choix sont alors possibles (Voir Figure IV.1).

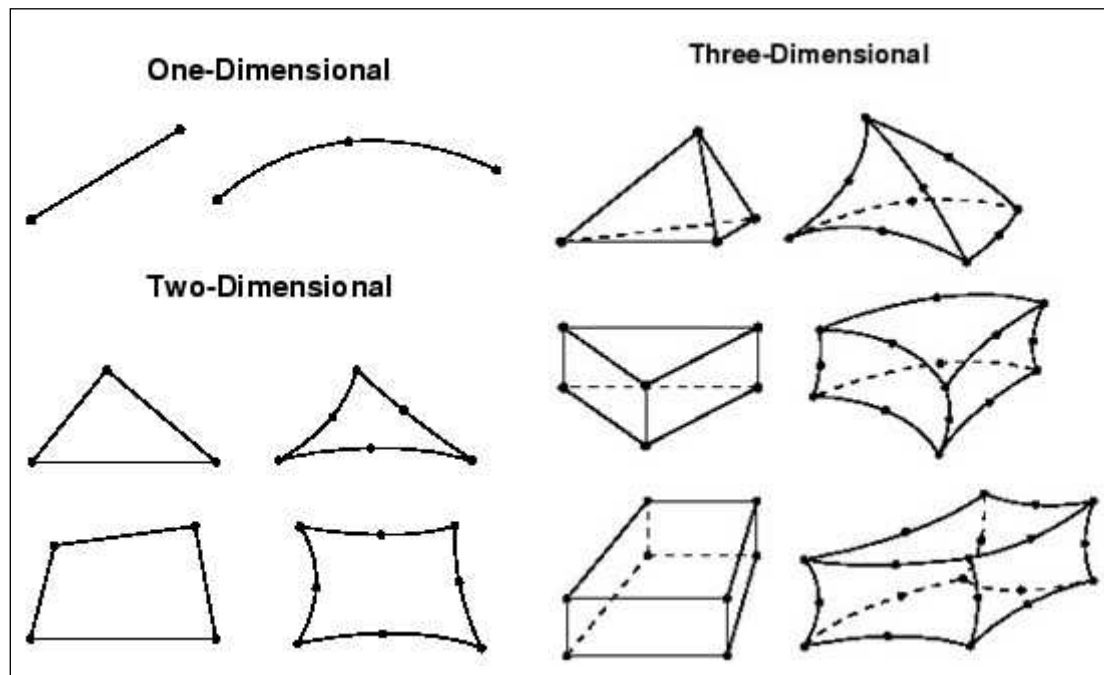


Figure IV.1. Eléments finis utilisés pour la discrétisation des formes complexes

IV.5 Modélisation numérique du comportement des matériaux

L'approche numérique est indispensable pour prédire la réponse réelle de la structure considérée sous des sollicitations extérieures. L'approximation numérique approchée considère le modèle mathématique original mais introduit l'approximation au niveau de la technique de résolution. En réalité, tous les phénomènes physiques peuvent être décrits mathématiquement, à l'aide de système d'équations aux dérivées partielles applicable dans l'espace avec des conditions établies aux frontières de l'espace considéré. Dans notre travail de recherche : deux matériaux sont utilisés : le béton et l'acier.

Le matériau béton appartient à la famille des matériaux quasi-fragiles, son comportement est non-linéaire. Afin de mettre en exergue l'influence de l'endommagement, un opérateur qui agit sur le tenseur des rigidités est introduit. Par contre l'acier est modélisé à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope utilisant le critère de plasticité de Von Mises.

IV.5.1 Critère de Von Mises :

Le critère de Von mises est le plus simple car il n'utilise que le second invariant du déviateur des contraintes.

IV.5.2 Modèle élastoplastique endommageable pour le béton

Pour des charges relativement faibles, le béton reste dans le domaine élastique, c'est-à-dire que les déformations sont le résultat de mouvements quasi réversibles d'atomes. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture a lieu rapidement, d'où le caractère fragile de ce matériau. C'est le phénomène de la décohésion pâte-grains qui donne alors lieu à des déformations permanentes et de rupture. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant [35].

Le comportement fragile du béton disparaît lorsque la pression de confinement est suffisamment importante pour empêcher la propagation des fissures. La rupture dépend alors de la consolidation et de l'affaiblissement de la structure microporeuse [40]. Cependant, le modèle présenté ici n'intègre pas le comportement du béton confiné, afin de rester dans un modèle de matériau quasi-fragile.

Le modèle béton « damaged plasticité model for concrete and other quasi-brittle materials » d'Abaqus [36] permet de gérer les problèmes de plasticité couplés à l'endommagement du béton non-visqueux.

IV.5.2.1 Hypothèse de partition

La théorie de la plasticité permet de décrire le caractère irréversible des déformations que l'on appellera ε^p . La partition de la déformation totale est effectuée en une partie élastique et une partie plastique ou permanente. Les déformations élastiques mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques conduisent à la dissipation d'une énergie irréversible.

$$\varepsilon = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{pl} \dots\dots\dots (IV .8)$$

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

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + v_{i,j}) \dots \dots \dots (IV.9)$$

IV.5.2.2 Relation contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation est définie par :

$$\sigma = (1-d) D_0^{el} / (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} / (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \dots \dots \dots (IV.10)$$

où : D_0^{el} est la matrice de raideur élastique,

$D^{el} = (1-d) D_0^{el}$ représente la matrice de raideur après endommagement

$\bar{\sigma}$ est le tenseur de contrainte effective.

L'utilisation du principe de la contrainte effective conduit à une relation liant la contrainte réelle à la contrainte effective donnée par : $\sigma = (1-d) \bar{\sigma}$

Une nouvelle relation peut être écrite alors, en liant le tenseur de contrainte effective au tenseur de contrainte élastique :

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} / (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \dots \dots \dots (IV.11)$$

Le degré de dégradation du matériau sous un chargement externe est représenté par une variable scalaire unique d'endommagement 'd' affectant le module de Young :
 $\bar{E} = (1 - d)E$

IV.5.2.3 Loi d'écrouissage.

L'écrouissage du matériau est supposé isotrope. L'évolution de la surface de charge est gouvernée par une seule variable scalaire : la déformation plastique cumulée $\tilde{\varepsilon}^{pl}$.

L'écrouissage isotrope correspond à une dilatation simple du critère initial comme schématisé sur la figure ci-dessous. Cette dernière représente une courbe contrainte-déformation plastique en traction-compression ainsi que la projection de celle-ci dans l'espace des contraintes.

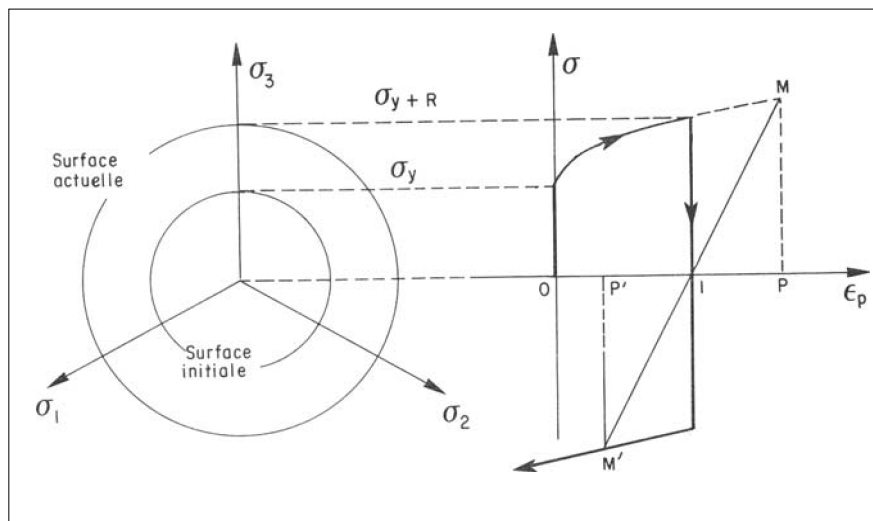


Figure IV.2 : Ecrouissage isotrope (d'après [35])

Cette figure montre pourquoi la déformation plastique cumulée peut être employée comme variable d'écrouissage isotrope : les points M et M' ont le même état et la même déformation plastique cumulée : $OI+IP=OI+IP'$.

La déformation plastique cumulée est donnée par la relation (IV.12):

$$\tilde{\epsilon}^{pl} = \int_0^t \dot{\epsilon}^{pl} dt \dots \dots \dots (IV.12)$$

Comme le comportement du béton est différent en traction et en compression, le modèle béton incorporé dans le code de calcul Abaqus prend en compte deux variables d'écrouissage indépendantes $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$.

Les microfissures en traction et les « écrasements » en compression sont représentés par une augmentation des valeurs des variables d'écrouissages.

Dans le cas de la traction uni axiale, la courbe contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton. Au delà de la contrainte de rupture, la formation de micro fissures est représenté macroscopiquement avec une réponse de ramollissement de contrainte-déformation, qui induit à la localisation des déformations dans le béton.

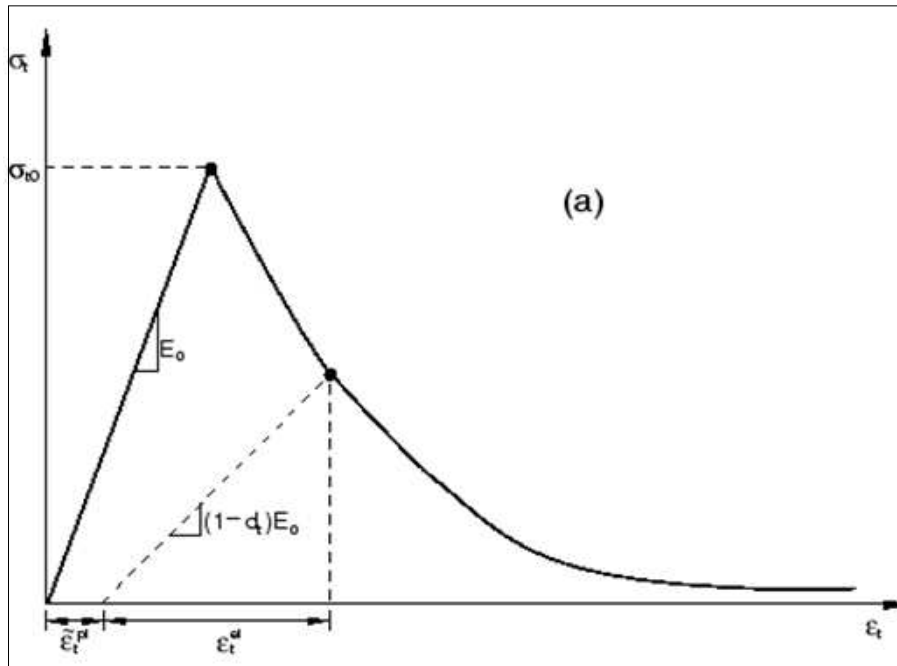


Figure IV.3 : Réponse du modèle à la traction [36].

Dans le cas de la compression uni axiale la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique. Dans le domaine plastique la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement, au delà de la contrainte de rupture.

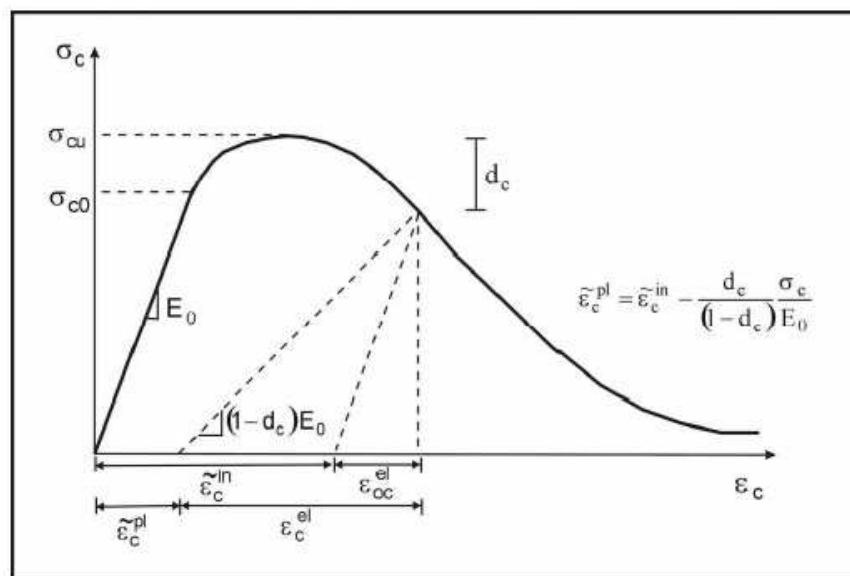


Figure IV.4 : Réponse du modèle à la compression simple [36]

Comme le montre les différentes figures IV.3 et IV.4, lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est endommagée ou dégradée. La dégradation de la rigidité est caractérisée par deux variables d'endommagement qui sont en fonction des déformations plastiques, de la température et des variables prédéfinies.

Les variables d'endommagement peuvent prendre des valeurs de 0 ce qui représente un matériau sain (rigidité initiale) et 1 ce qui représente l'endommagement totale du matériau (une perte totale de rigidité).

La contrainte effective de traction et de compression sont respectivement :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0 (\varepsilon_t - \widetilde{\varepsilon}_t^{pl})$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \widetilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad \dots\dots\dots (IV.13)$$

Tableau IV.1. Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.

Paramètres		Dénomination
Notations	Valeur	
f_c (Mpa)	30.57	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3 f_c$ (Mpa)	9.17	Contrainte élastique en compression
ε_{c1} (‰)	2.2	Déformation au pic en compression
$f_{t0} = 0.6 + 0.06 f_c$ (Mpa)	2.43	Contrainte maximale en traction
ε_{tm} (‰)		Déformation correspondante à f_{t0}
$E = 11000(f_c)^{1/3}$ (Mpa)	34394.67	Module de Young instantané

IV.6 Présentation des modèles à simuler

Le procédé proposé est représenté sur la figure IV.5. Le détail du procédé a été donné et montré dans le chapitre II précédent. La figure IV.5 illustre le principe de transfert des efforts et les dimensions géométriques des plaques utilisées

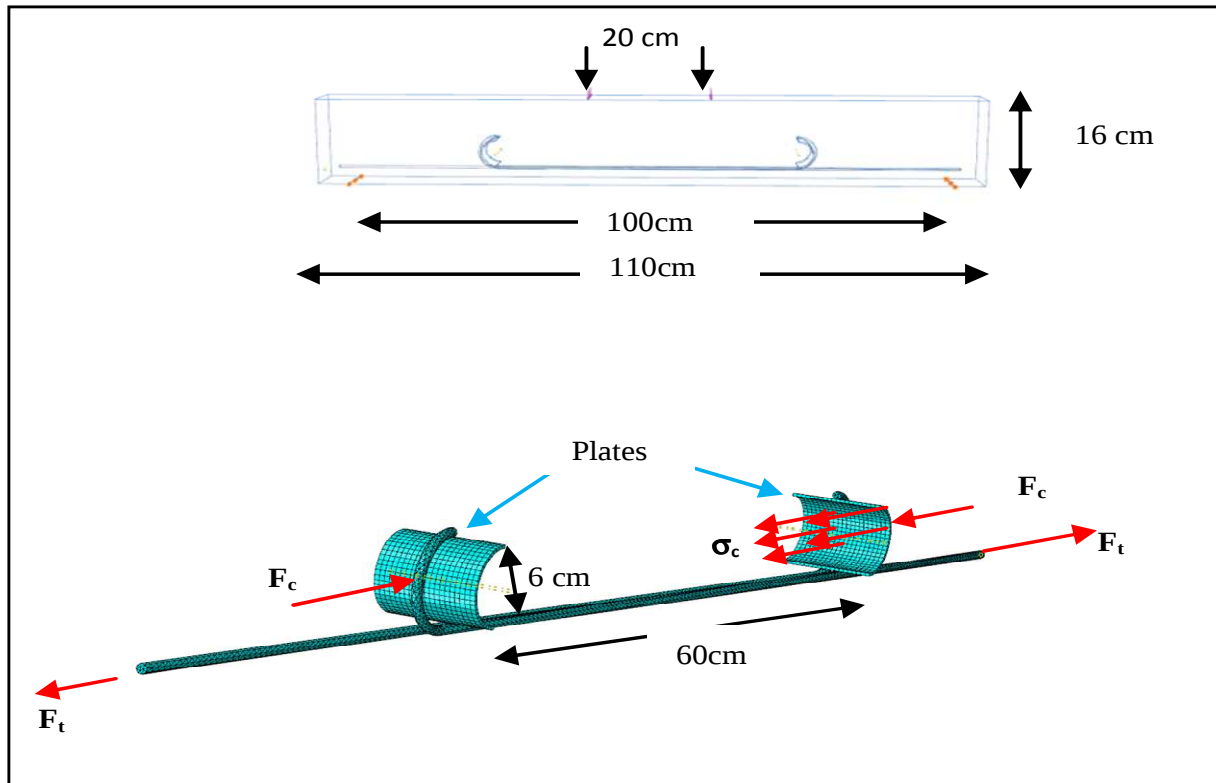


Figure. IV.5. Conception de la poutre proposée et les dimensions géométriques des plaques utilisées

IV.6.1. Dimensions et géométrie

Dans ce travail, nous allons simuler trois (03) poutres prismatiques de dimensions normalisées 08*16*110 cm, de sections droites rectangulaires ferraillées différemment.

- ✓ *La première variante* : Poutre avec un ferraillage classique de deux barres longitudinales de Ø6 et de longueur de 110 cm disposées uniquement dans la zone tendue (Figure IV.6), elle sera considérée comme la poutre de référence (P-Réf) ;
- ✓ *La 2ème variante* : La poutre est ferraillée avec deux (02) barres de Ø6 d'une longueur de 75 cm. Chaque barre possède un ancrage courbe à une extrémité seulement. (Figure IV.7). La distance entre les deux ancrages (crochets) opposés est de 60 cm. (P-CSP) ;

- ✓ La 3^{ème} variante : Poutre illustrée dans la (Figure IV.8) est ferrailée par la nouvelle technique proposée, à savoir avec deux (02) barres de Ø6 d'une longueur de 75 cm dont les courbures aux extrémités sont soudées à des plaques de 6cm de diamètre et 5cm de largeur (figure IV.8) , disposées dans la zone tendue de la poutre. Le béton de la zone tendue de la poutre, compris à l'intérieur des plaques est alors soumis à un effort de confinement produit par la composante normale de l'effort de traction au niveau de l'ancrage de la barre de résistance développé sous un chargement de flexion.

IV.6.2 Présentation des variantes de ferrailage

Les différentes variantes de poutres, la géométrie, le maillage considéré et le mode de chargement sont illustrés par les figures IV6, IV7, et IV.8.

- **Cas de Poutre avec un ferrailage ordinaire de 2Φ6 : (P-Réf)**

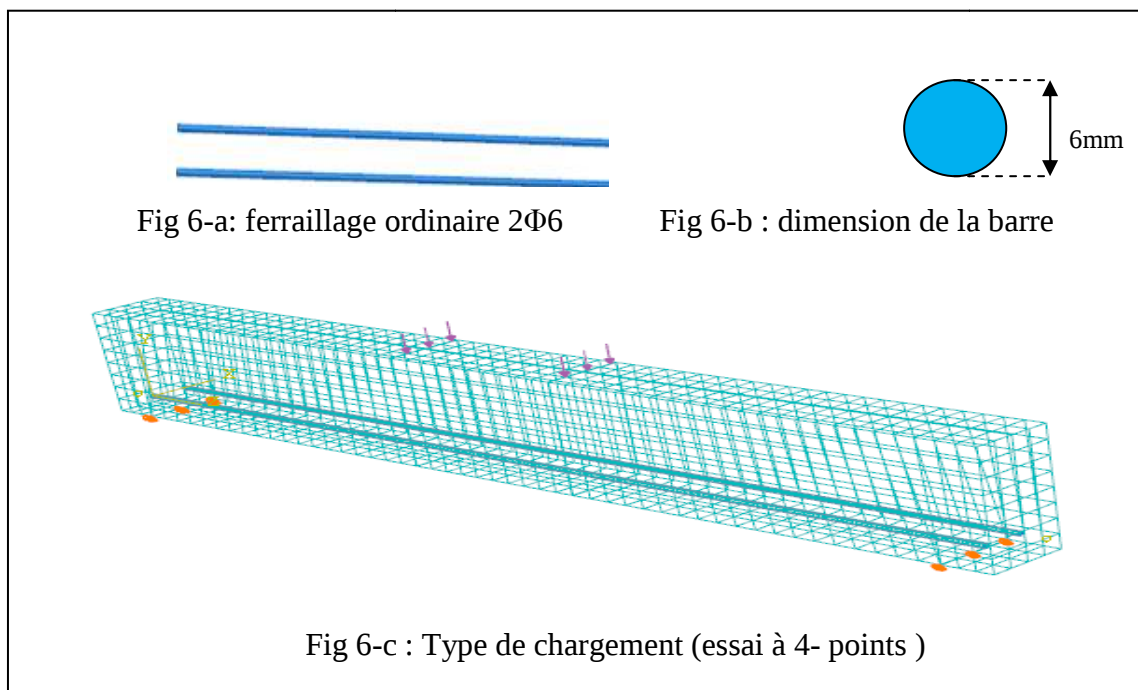


Figure IV.6 : Poutre de référence (P-Réf)

- Variante de poutre (P-CSP) : Sans plaques aux extrémités des barres

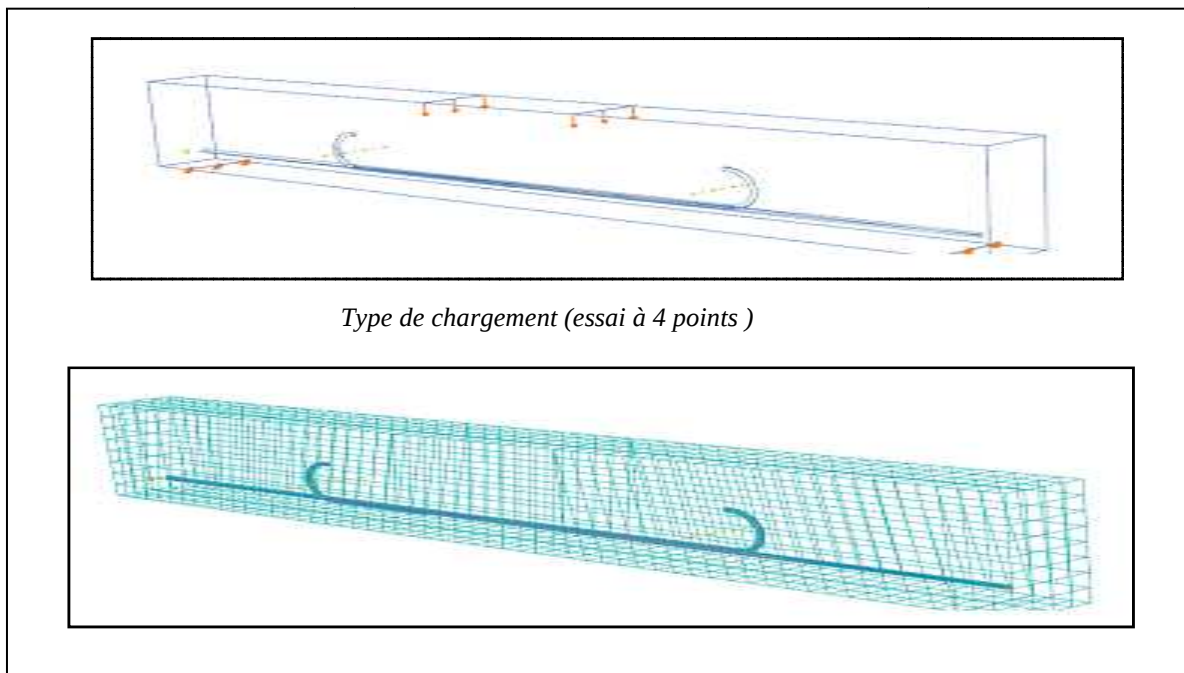


Figure IV.7 : Poutre P-CSP

- Variante de poutre (P-CC) : Ferrailage proposé avec plaques aux extrémités

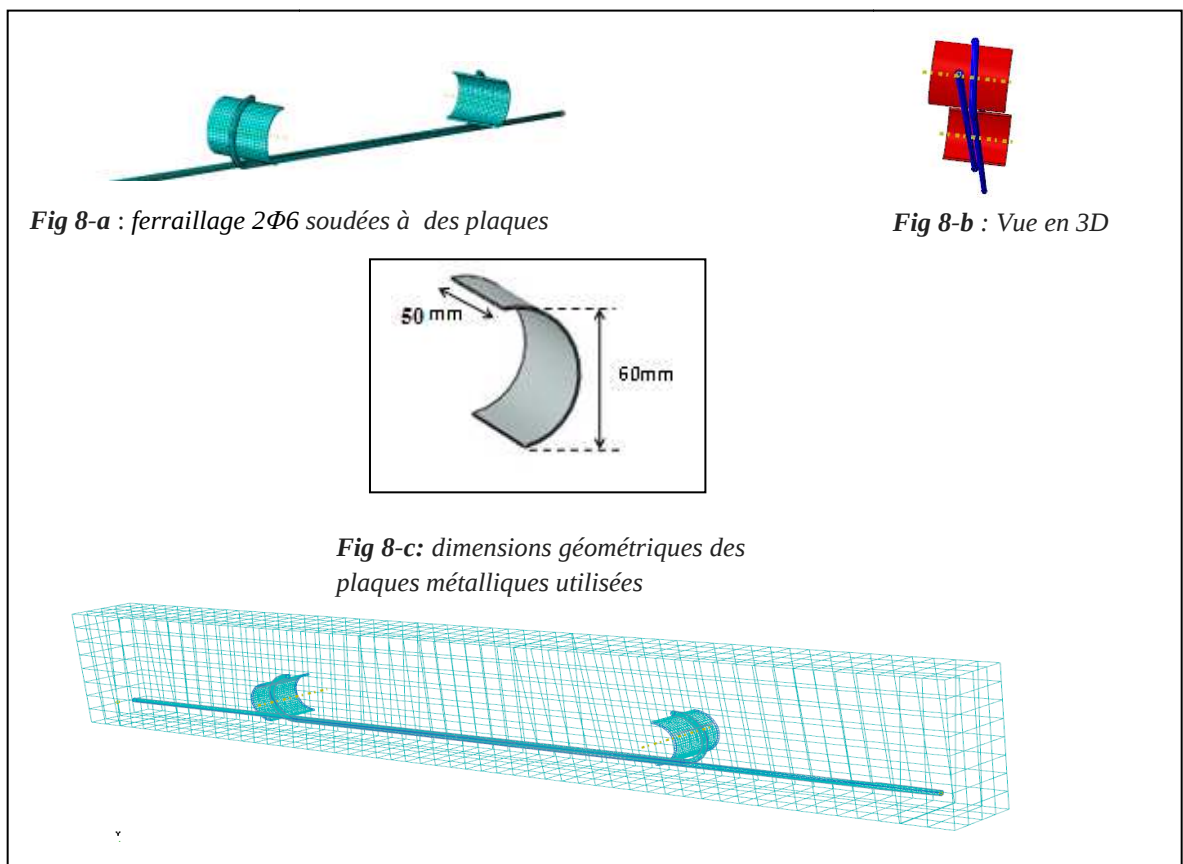


Figure IV.8 . La géométrie de la poutre confinée (P-CC) par le procédé proposé

Les différentes caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, le béton et l'acier, sont données dans les tableaux IV.2 et IV.3.

Tableau IV.2. Caractéristiques mécaniques du matériau béton

Propriétés	Charge uni-axial	Béton
Contrainte de compression	f_c [Mpa]	25
Module du Young	E_c [Mpa]	3216,5
Coefficient du poisson	ν	0.15
Limite d'élasticité en compression	f_{ce} [Mpa]	10
Limite d'élasticité en traction	f_t [Mpa]	2,1

Tableau IV.3. Caractéristiques mécaniques de l'Acier [41]

Propriétés	Charge uni-axiale	Acier
Contrainte de traction	f_s [Mpa]	240
Module du Young	E_c [Mpa]	210000
Coefficient du poisson	ν	0.3

Selon le comportement expérimental du béton, les valeurs des contraintes et des déformations, l'effort de traction et de compression et les paramètres d'endommagement sont injectés point par point, dans le logiciel utilisé. Le comportement de l'acier est modélisé selon un modèle 'élasto-plastique'. Les paramètres employés pour définir ce modèle sont le module élastique, la limite d'élasticité, la limite de plasticité et le coefficient de Poisson ; les valeurs de ces paramètres sont $E = 210$ GPa, $\nu = 0.3$ et $\sigma_y = 348$ Mpa.

IV.6.3 Maillage de la zone comportant la plaque et la zone courante

La génération d'un maillage est la fondation des résultats numériques, habituellement, seules les zones susceptibles de développer des phénomènes significatifs sont maillées finement, le reste de la structure est alors maillée plus grossièrement. Mais l'utilisation d'éléments de même taille, nous permis de ne pas tenir compte de l'influence de leur taille sur les résultats numériques. De plus, la densité de notre maillage doit être optimale afin de réduire autant que possible la taille du problème et le temps d'exécution. Le maillage utilisé lors des différentes simulations est donné dans la Figure IV.9. [41]

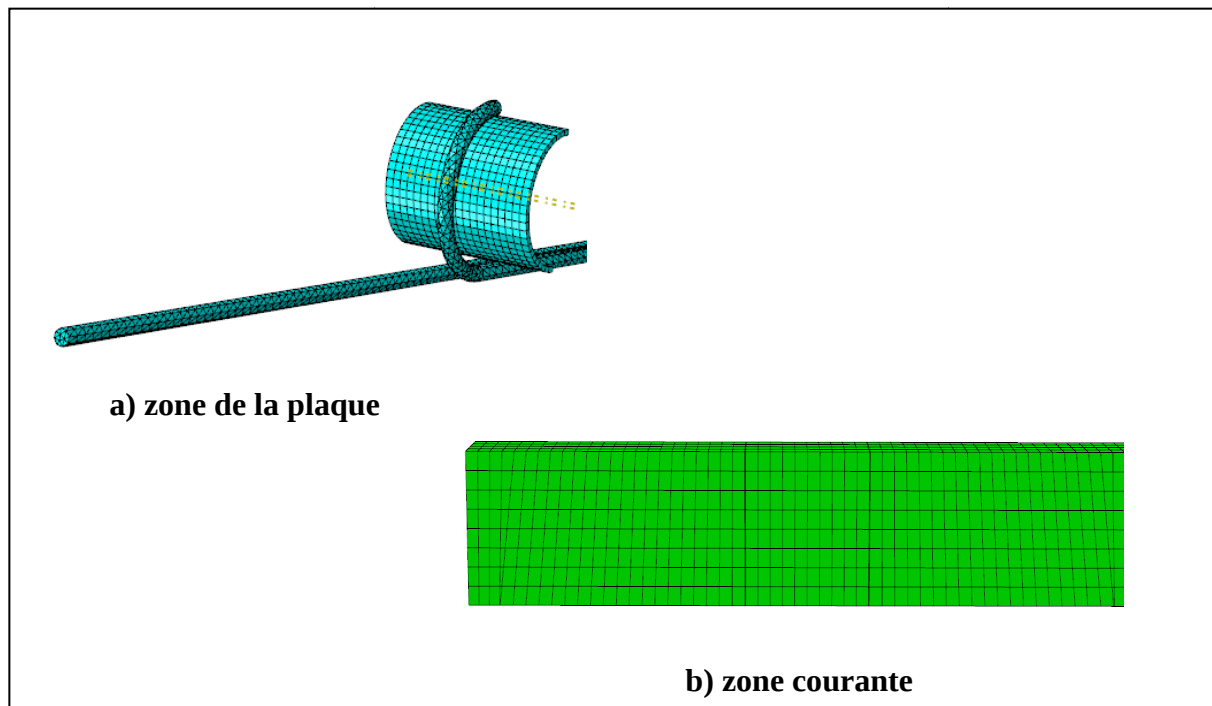


Figure IV.9 : Maillages adoptés lors des simulations numériques

Les modèles sélectionnés tiennent compte du comportement élasto-plastique des matériaux utilisés. Les armatures ont un comportement élasto-plastique, le critère utilisé est celui de Von Mises, tandis que le comportement du béton est également élasto-plastique. Ce model a été implémenté dans le logiciel (Concrete Damaged Plasticity) , les pertes éventuelles d'adhésion ne sont pas prises en compte explicitement .

Le type de maille utilisée dans cette étude est la « Hexhedra » de forme quadratique pour les poutres prismatiques et le type « tétraèdres » pour le cas des barres et la plaque métallique, le nombre total de nœuds pour la poutre est de 8632 nœuds.

Les différents résultats obtenus par la simulation numérique, illustrent le champ des contraintes de Von Mises , le champ des déformations et le champ des déplacements , développés dans les poutres pour les trois (3) types de ferrillages P-CC (ancrage par courbure + plaques), P-CSP (ancrage par courbure mais sans plaques) et P-Réf (ferrailage ordinaire) , sont présentés et analysés ci-après .

IV.6.4 Présentation des résultats et discussion

Les résultats de la simulation numérique en termes d'évolution de l'endommagement, de la raideur et des contraintes de Von Mises sont respectivement présentés dans les figures suivantes, ainsi que l'évolution jusqu'à la rupture de la charge externe appliquée.

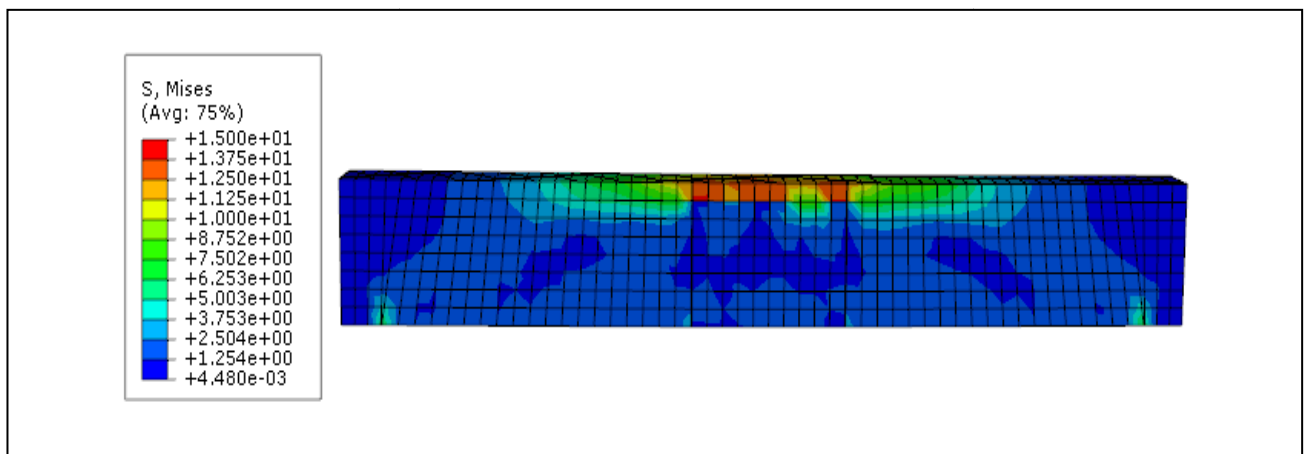


Figure IV.10 : Evolution de contraintes de Von Mises dans la poutre P-Réf

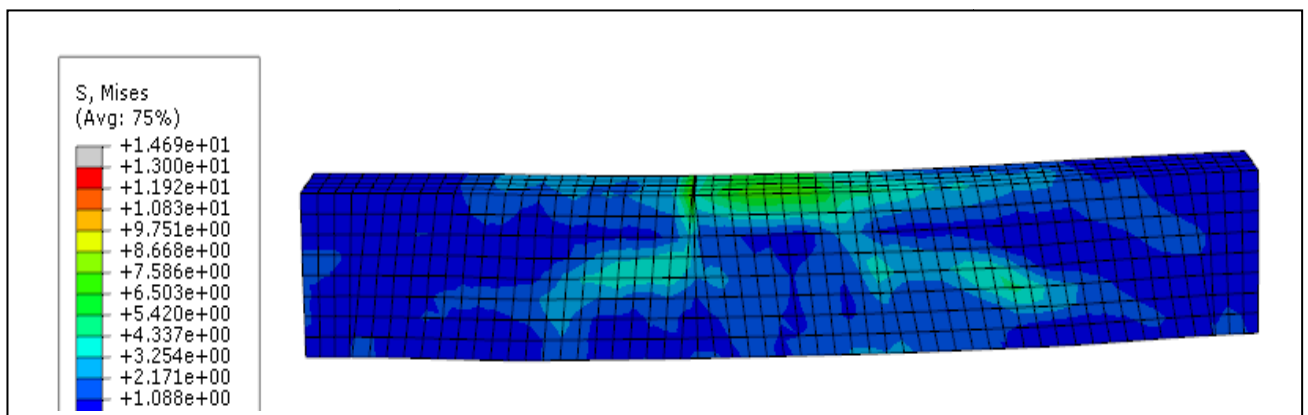


Figure IV.11: Evolution de contrainte de Von Mises dans la poutre confinée P-CC

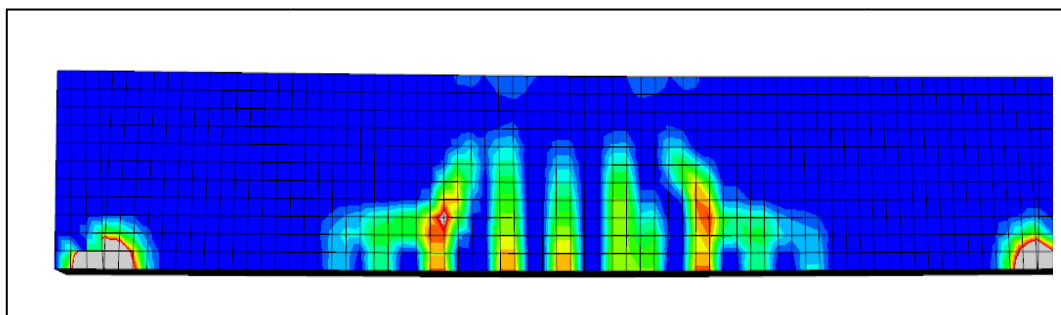


Figure IV.12: Evolution de la fissuration dans la poutre P-Réf

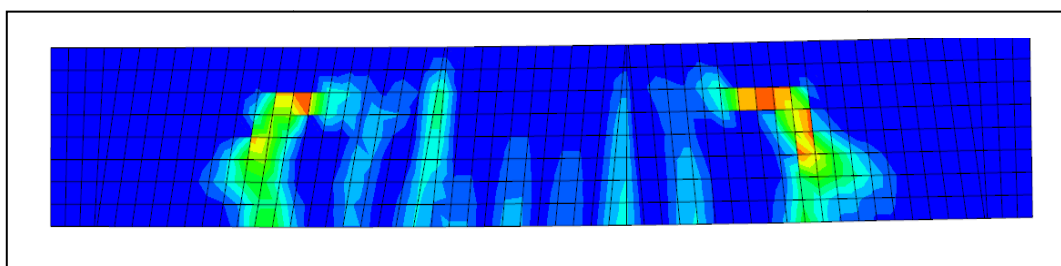


Figure IV.13: Evolution de la fissuration dans la poutre confinée P-CC

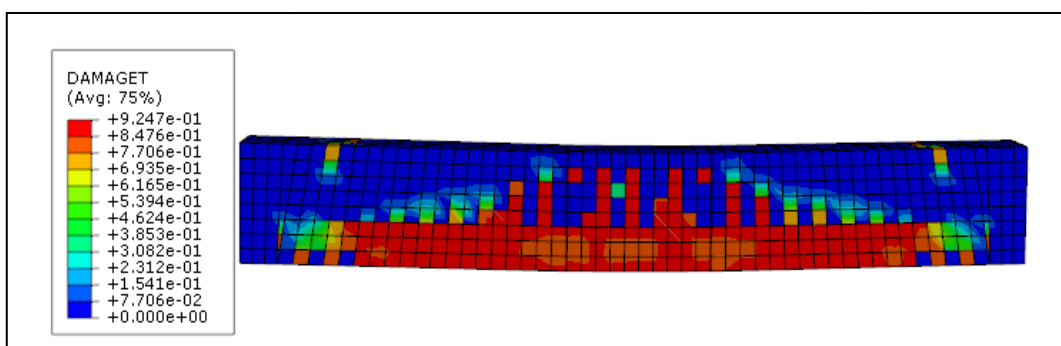


Figure IV.14. Evolution de l'endommagement dans la poutre P-Réf

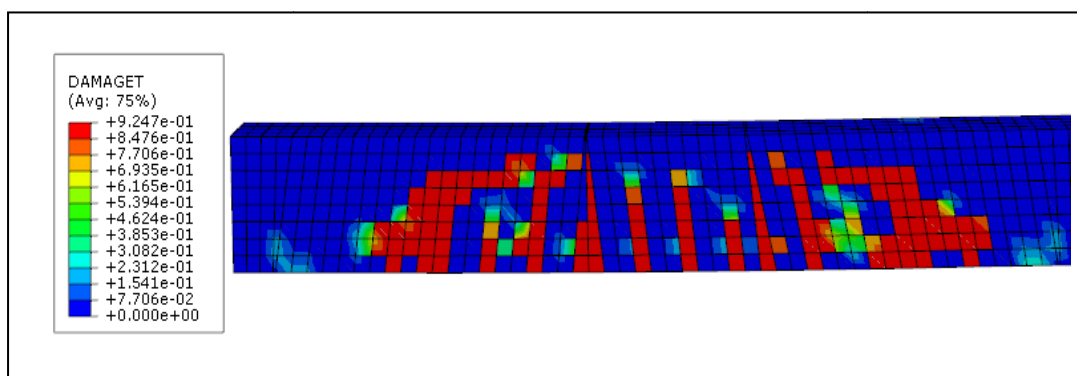


Figure IV.15. Evolution de l'endommagement dans la poutre confinée P-CC

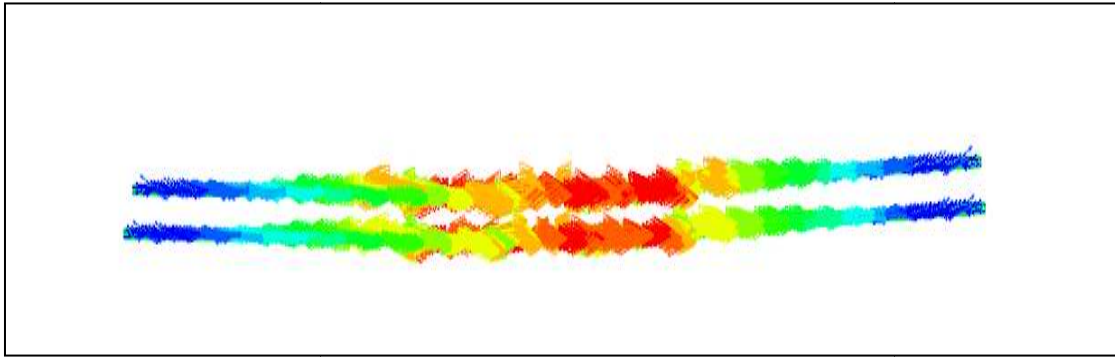


Figure IV.16. Evolution de champs des contraintes dans la poutre P-Réf

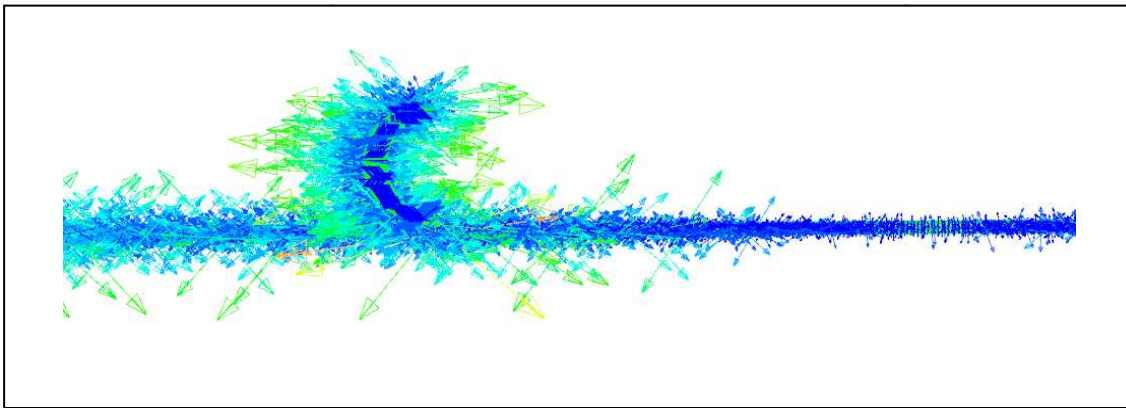


Figure IV.17. Evolution de champs des contraintes dans la poutre confinée P-CC, au niveau de la plaque métallique

La modélisation numérique nous a permis d'observer et d'analyser les différents modes de rupture pour les poutres confinées et non confinées ; nous observons que pour la poutre non confinée (Figure IV.10) une concentration des contraintes de Von mises seulement dans la zone comprimée, par contre, pour la poutre confinée , nous observons une propagation des contraintes de compression dans la zone tendue (Figure IV.11) , ceci est due à l'apparition des champs de contraintes à l'intérieur des plaques métalliques (Figure IV.17) ce qui explique le transfert des contraintes de confinement au béton de la zone tendue de la poutre , produites par la composante normale de l'effort de traction sollicitant les barres de résistance .

Le champ de déformation dû au chargement de flexion 4- points nous a permis d'observer une rupture par flexion au milieu de la poutre non confinée (Figure IV.12) qui est due au

moment fléchissant .Par contre, les fissures dans la poutre confinée (Figure IV.13) se développent au niveau de la zone centrale et au niveau des ancrages , mais sous un chargement plus important comparativement à la poutre de référence. Les valeurs de l'endommagement de traction et compression (Figures IV.14 et IV. 15) prennent des valeurs de zéro. Les poutres sont dans un état non fissuré. La rupture des poutres correspond aux paramètres de dommages ultimes. La poutre a été déformée dans le sens transversal, mais l'armature d'acier reste relativement stable. En d'autres termes, les différents blocs de béton fissuré ont été confinés à l'intérieur de la poutre (Figure IV.17) La force ultime de la poutre en béton confiné par rapport à la poutre de référence de conception traditionnelle augmente de l'ordre de 60 %. Le gain de masse de l'armature d'acier est de 32%.

Les différentes cartographies de propagation des zones endommagées en compression et en traction et de la fissuration dans les différentes zones de la poutre considérée reproduisent les mêmes endommagements observés dans l'expérimental.

Les figures IV.18, IV.19, IV.20 et IV.21 montrent la variation de la force en fonction du déplacement pour les différentes poutres considérées dans ce travail.

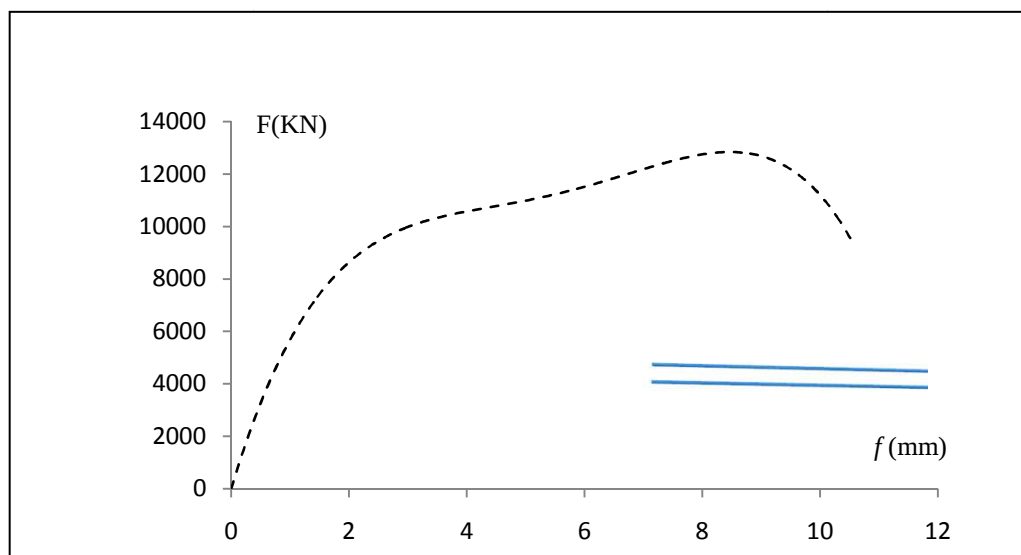


Figure IV.18 : Courbe forces – déplacements : cas de poutres de référence ‘P-Réf’

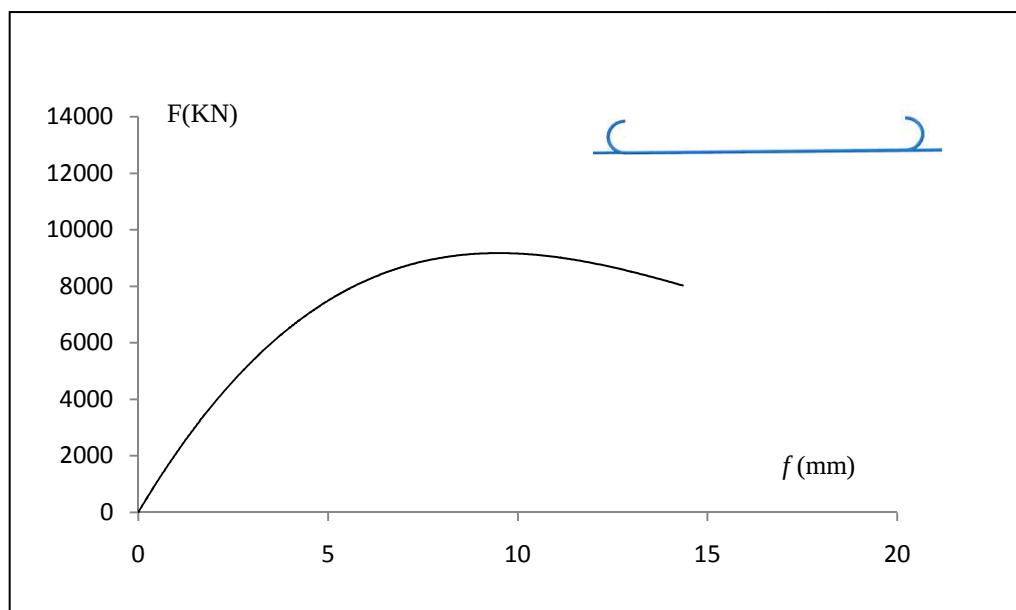


Figure IV.19 : Courbe forces – déplacements : cas de poutres ‘P-CSP’

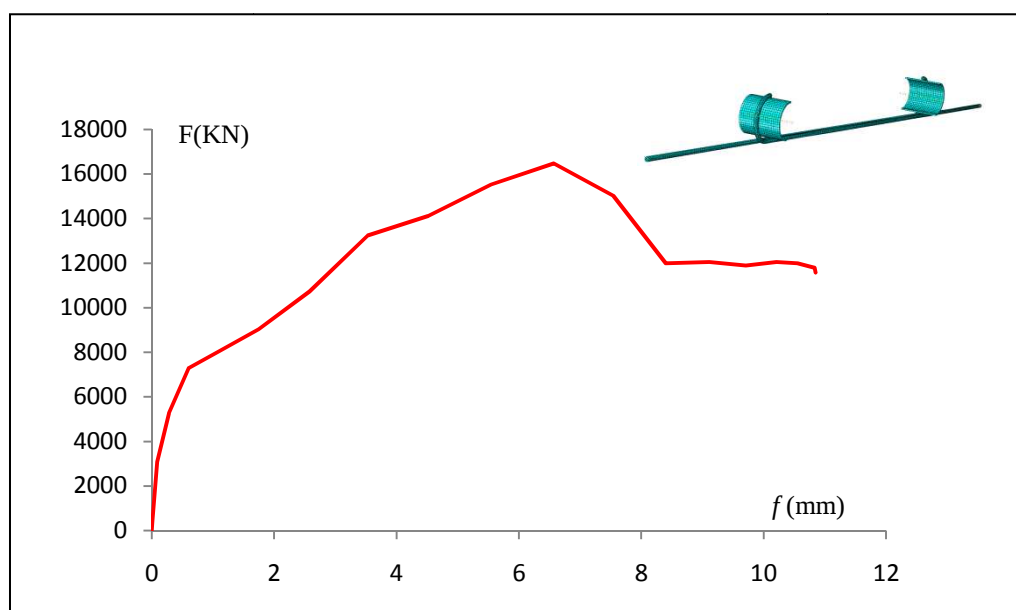


Figure IV.20 : Courbe forces – déplacements : cas de poutres confinées ‘P-CC’

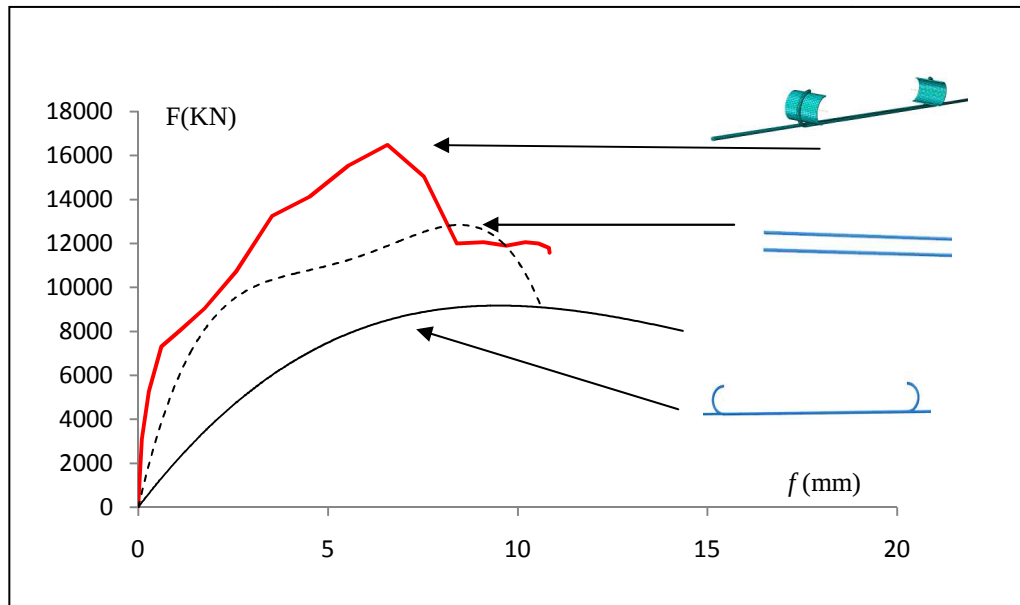


Figure IV.21. Confrontation des courbes ‘forces – déplacements’ pour les trois types de poutres P-Réf, P-CSP et P-CC

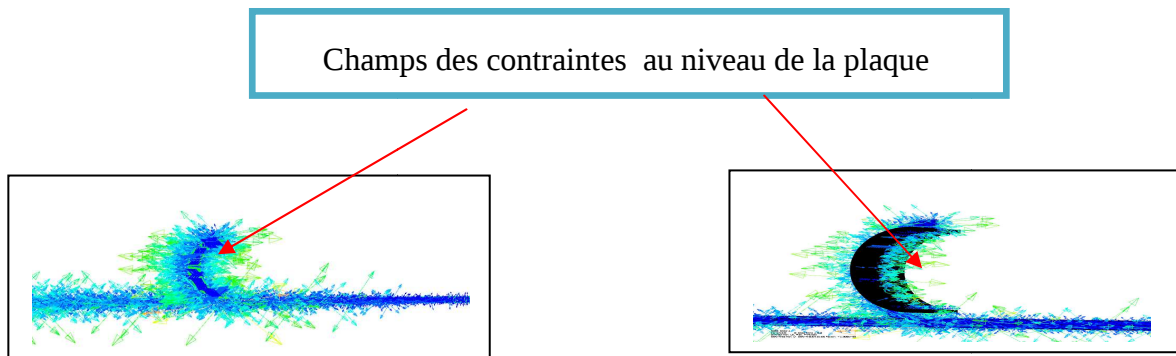


Figure IV. 22. Champs des contraintes à l'intérieur des plaques métalliques

Le calcul nous a permis de confirmer que les plaques métalliques soudées à l'ancrage courbe de l'armature de résistance, ont un rôle important dans le confinement de toute la section transversale du béton de la zone tendue de la poutre. Elles permettent une

amélioration de la rigidité de la poutre, car l'effort de confinement est produit dès le début de chargement d'une manière évolutive croissante, fonction de l'effort de traction développé dans les barres de résistance. La figure IV.22 illustre les champs des contraintes à l'intérieur des plaques métalliques

La confrontation des courbes 'forces – déplacements' pour les trois variantes de poutres montre une amélioration de la charge appliquée de l'ordre de $> 5\text{Kn}$ pour les poutres confinées 'P-CC' comparativement à la poutre de référence (P-Réf), ce qui justifie l'apport positif du procédé de confinement proposé, en ce qui concerne la capacité portante et la ductilité. Pour le ferrailage sans plaques (P-CSP), la force maximale ne dépasse pas la valeur de 9KN , alors que pour la poutre proposée (P-CC) , on obtient une résistance de $16,45\text{ KN}$.

L'analyse des résultats montre clairement l'influence de l'effort de confinement axial interne par compression induite, fonction de l'effort de traction dans les armatures, développé dans un essai de flexion dans l'amélioration des résistances et des rigidités.

IV.6.5 Conclusion du chapitre

Dans ce chapitre, nous avons présenté les actions principales permettant de créer la géométrie et les conditions aux limites du modèle ainsi que le fonctionnement du code de calcul Abaqus, pour simuler le comportement des différentes variantes de poutres considérées dans notre travail, sous un chargement de flexion. Le comportement global des éléments poutres a été analysé en tenant compte des résultats obtenus, en termes de résistances, d'évolution des contraintes et des déplacements ainsi que de l'évolution de l'endommagement en compression et en traction.

L'analyse des différents résultats obtenus comparativement aux résultats donnés par les essais, nous permet de formuler ce qui suit :

- Les valeurs des résistances sont très proches : (P-Réf) la charge théorique est égale à 12,4 KN et la charge expérimentale est égale à 10,77KN, pour la poutre (P-CSP), P théorique = 9KN et P mod =8,90KN, et enfin pour la poutre (P-CC) , P théorique = 16,45KN et P exp =16,67 KN . La résistance à la rupture a augmenté de 32.67%.
- Le procédé de confinement proposé permet de réduire d'environ de 32 % la masse des armatures de résistance, sans tenir compte des masses des plaques ;
- Une amélioration de la rigidité de la poutre confinée est obtenue comparativement à la poutre de référence ;
- Les courbes théoriques 'Forces – déplacements' ont presque la même allure.
- Les différentes cartographies de propagation des zones endommagées en compression et en traction et de la fissuration dans les différentes zones de la poutre considérée reproduisent les mêmes endommagements observés dans l'expérimental.

Conclusion générale

Conclusion générale

Ce travail de recherche représente une contribution au développement de nouveaux procédés de confinement du béton sans utilisation de matériaux additionnels.

Le recours aux techniques de confinement du béton pour améliorer la rigidité des éléments structuraux tels que, les poutres et les poteaux, est une question d'actualité vu l'état de dégradation d'un nombre assez important d'ouvrages de génie civil et de travaux publics, nécessitant une réhabilitation, une adaptation à de nouvelles conditions d'exploitation ainsi que leur mise en conformité vis-à-vis des règlements en vigueur.

De nombreux travaux de recherche ont démontré l'efficacité des techniques de confinement du béton par les matériaux composites 'FRP' à l'amélioration des performances mécaniques des éléments en béton. Les Poutres sont renforcées en flexion par collage de tissus composites sur la face tendue pour améliorer le comportement en flexion et sur les faces latérales pour résister à l'effort tranchant développé dans la poutre sous un chargement de flexion. La synthèse des travaux montre que le confinement est assuré par le collage ou l'ajout d'un autre matériau ayant des caractéristiques mécaniques très intéressantes.

La nature des liaisons et celle du matériau utilisé pour la confection de l'élément ainsi que sa section et son élancement représentent les paramètres essentiels pour définir sa rigidité. Une faible variation de l'état de fissuration des poutres peut provoquer des variations de la rigidité flexionnelle assez importante.

Aussi, L'ancrage des barres de résistance à leurs extrémités, permet la solidarisation de la barre d'acier à son extrémité, à la matrice béton, par adhérence. Cette solidarisation permet d'assurer un travail d'ensemble en toute synergie. Lorsque l'effort de traction est exercé sur l'élément de l'ancrage courbe scellé dans le béton, la composante normale de cet effort produit un effort de confinement sur le béton situé à l'intérieur du crochet.

A partir de l'analyse faite sur la notion de confinement du béton et l'ancrage des barres de résistances à leurs extrémités, on s'est intéressé à développer et expérimenter un nouveau procédé de confinement axial interne de béton de la zone tendue de la poutre, par compression induite, sans utilisation de matériaux additionnels et voir son effet sur la rigidité flexionnelle des poutres confinées.

Ce procédé consiste à souder à l'intérieur des ancrages courbes, des plaques métalliques rigides demi-cylindriques à la barre de résistance, afin d'assurer un confinement sur toute la section transversale de la zone tendue de la poutre. Un ancrage courbe est réalisé sur une extrémité seulement de la barre. Deux barres au minimum sont nécessaires pour confiner le béton compris à l'intérieur des plaques métalliques. En effet, lorsque l'effort de traction est exercé sur l'élément de l'encrage courbe de la barre soudée à la plaque métallique, scellée dans le béton, la composante normale de l'effort de traction sur la plaque produit des contraintes de confinement sur le béton compris entre les deux plaques opposées.

D'un point de vue économique, ce procédé permet de mobiliser la pression de confinement sans utiliser d'autres matériaux, il peut concurrencer les méthodes traditionnelles de confinement qui nécessitent des procédures beaucoup plus complexes et onéreuses. Le procédé proposé permet de mobiliser le confinement du béton dès le début du chargement de la poutre contrairement aux procédés existants.

Afin de valider la faisabilité du concept et de mettre en exergue l'apport en termes de résistance et de rigidité, une campagne expérimentale a été menée. Plusieurs variantes de ferrailage de poutres en béton ont été soumises à un chargement de flexion quatre-points. Les résultats illustrés sous forme de courbes d'évolution des forces en fonction des flèches, démontrent que ce procédé de confinement par compression induite, du béton de la zone tendue de la poutre est très efficace, tant au niveau de la performance mécanique que de la rapidité et facilité de mise en œuvre.

En effet, pour la poutre confinée comparativement à la poutre de référence, la charge de rupture augmente considérablement d'environ 54.78%, la déformabilité augmente jusqu'à près de 20 % et la rigidité flexionnelle est améliorée de 25.2 %. Le mode de rupture est par flexion pour l'ensemble des variantes de poutres, Toutefois, la poutre confinée gagne en ductilité.

Afin de mieux comprendre le fonctionnement et le comportement mécanique des poutres confinées par le procédé développé, en se basant sur l'état d'équilibre de la section, le moment fléchissant ultime de la poutre confinée est déterminé par l'équilibre des forces.

L'équilibre des forces de la section transversale de la poutre conduit à des moments et des charges ultimes pour les éprouvettes confinées. Un organigramme de calcul de la charge équivalente à appliquer sur la poutre de référence lorsqu'elle est soumise à un moment fléchissant ultime, calculé dans la poutre confinée, est proposé.

Une bonne concordance des résultats est obtenue, en termes de résistance et de rigidité. La résistance moyenne à la rupture des poutres confinées par le procédé de confinement axial par compression induite donnée par les essais est égale à 16,67Kn et celle donnée par le modèle est égale à 17,7 Kn. La différence est de l'ordre de 6,7%.

La force de confinement est égale à 7,02 KN, ce qui représente un apport très appréciable de 65,2 %. Cette amélioration en termes de résistance et de rigidité met en exergue l'efficacité du procédé de confinement proposé.

Les résultats confirment que les dispositions constructives faisant appel à l'équerre normalisée retenue par un cadre et solidaire des armatures du poteau sont largement justifiées, surtout dans les nœuds, où le dépliement de l'armature entraîne l'éclatement du béton (poussée au vide)

Une simulation numérique du comportement des poutres confinées est réalisée au moyen d'un code de calcul par éléments finis. Le comportement global des éléments

poutres a été analysé en tenant compte des résultats obtenus, en termes de résistance, évolution des contraintes et des déplacements ainsi que l'évolution de l'endommagement en compression et en traction. L'analyse des différents résultats numériques obtenus, nous permet de formuler ce qui suit :

- Les valeurs des résistances sont très proches : (P-Réf) la charge théorique est égale à 12,4 KN et la charge expérimentale est égale à 10,77KN, pour la poutre (P-CSP), $P_{\text{théorique}} = 9\text{KN}$ et $P_{\text{mod}} = 8,90\text{KN}$, et enfin pour la poutre (P-CC) $P_{\text{théorique}} = 16,45\text{KN}$ et $P_{\text{exp}} = 16,67 \text{ Kn}$. La résistance à la rupture a augmenté de 55% ;
- Le procédé de confinement proposé permet de réduire 32 % la masse des aciers, sans tenir compte des masses des plaques ;
- Les courbes ' Forces – déplacements' théoriques et expérimentales ont presque les mêmes allures ;
- Les différentes cartographies de propagation des zones endommagées en compression et en traction et de la fissuration dans les différentes zones de la poutre considérée reproduisent les mêmes endommagements observés dans l'expérimental ;
- Enfin, Les résultats obtenus sont très encourageants, néanmoins même si, ce procédé peut être très concurrentiel face aux méthodes traditionnelles de confinement qui nécessitent des procédures beaucoup plus complexes et très coûteuses. Le recours au plaques pour assurer le confinement peut être considéré comme un inconvénient eu égard à leur masses, malgré que ce procédé permet d'une part de réduire la masse totale des barres de résistance et chaque poutre ne doit comporter que deux plaques, quelque soit le nombre de barres de ferrailage, d'autre part.

Afin de tirer des conclusions encore plus précises, il serait intéressant en **perspectives**, dans les recherches futures de :

- ✓ Conduire des essais sur des poutres à l'échelle réelle ;
- ✓ Utiliser des barres de résistance Haute Adhérence, pour tenir compte de l'effet de frottement ;
- ✓ Optimiser les dimensions des plaques afin d'évaluer les paramètres conceptuels du procédé proposé ;
- ✓ Modéliser les différents scénarios de défaillance susceptibles de se produire, en ayant recours aux méthodes fiabilistes.

***RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES***

Références bibliographiques

- [1] **MACGREGOR.J.G** «Reinforced concrete: Mechanics and design» 3rd Edition, 1997, 393 p.
- [2] **MEHTA, KUMAR.P** «Concrete structure, properties », Ed Printicee-Hall. International Series in civil engineering and engineering mechanics, New-Jersey, 1986.
- [3] **PALERMO.D., et VECCHIO, F.J**, «Compression Field Modelling of Reinforced Concrete Subjected to Reversed Loading»: Verification, ACI Structural Journal, Vol. 101, No. 2, 2003, pp. 155-164.
- [4] **KHELOUI.F** thèse de doctorat en génie civil, « modélisation du comportement à la fatigue d'éléments de construction en béton de fibres. » université de Tiziouzuou, Année 2012
- [5] **GORISSE F**, «Essais et contrôle des bétons ».Edition EYRILLES, 1978.
- [6] **BOUILLARD.P** « Les poutres » version 12 octobre 2010 université de BRUXELLES
- [7] **RYCKELYNCK.D** « Introduction à la théorie des poutres » centre. des matériaux, Mines Paris Tech, 16 mars 2012.
- [8] **PEREZ.F**, contribution a l'étude du comportement mécanique des éléments bicouches sous sollicitations statiques et cycliques
- [9] **CROUSTON.T** « Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion trois points réparée par matériaux composites (Approche Probabiliste) » Soutenue le 20 Juin 2006.
- [10] **KRAYANI.A** « Approche non locale d'un modèle elasto-plastique endommageable pour le calcul des structures en béton précontraint ». Matériaux. Ecole Centrale de Nantes, Université de Nantes, 2007.
- [11] **LEMAITRE.J et CHABOCHE. J. L** « Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement » Journal de mécanique appliquée, 2:317–365, 1978.
- [12] **MAZARS. J** « Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture de béton de structure » Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie, 1984.

- [13] **MARANDA.R** « *Analyse par éléments finis de poteaux mixtes avec section d'acier en I de classe 4* »Mémoire présenté en vue de l'obtention du diplôme de maîtrise en sciences appliquées (génie civil), école polytechnique de Montréal, décembre 1998.
- [14] **LAURA.Laurenzis** « *A Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with FRP Composites* ». Division of Building Technology, Chalmers University of Technology, Goteborg, Mai 2001, pp: 16-17.
- [15] **HACHEM.R.** « *Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé* », Thème de Magister, Département de Génie Civil, Université Mentouri Constantine, 2003-2004.
- [16] **KARAMICHALIS.N** «*Curvature Ductility of Reinforced Concrete Beams*», Msc Thesis, UMIST, September 2001.
- [17] **PARK.R, PAULAY.P** «*Reinforced Concrete Structures*», John Wiley and Sons, New York, 1975.
- [18] **DAVIDOVICI.V** « *Génie Parasismique* », Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.1985
- [19] **CONSTRUCTALIA** « *présentation des renforts de structures avec profilés métalliques* ». Consulté en aout 2013
- [20] **CHEN;SMITH;LAM;WILEY**, « *présentation des renforts de dalles et de poteaux en béton armé avec des renforts en matériaux composites*», FRP - Strengthened RC Structures, 2002,TESTECHNIFOR, 2013. Consulté en mai 2013
- [21] **FERREIRA** «*Analise do reforço de vigas de concreto armado com fibras de carbono* », 2013
- [22] **BENZAID.R, Habib A.Mesbah, Chikh.N.** « *Contribution à l'Etude des Matériaux Composites Dans le Renforcement et la Réparation Des Eléments Structuraux Linéaires en Béton. Editions Universités Européennes*». Editions Universitaires Européennes, pp.264, 2010, 978-613-1-55146-8. <hal- 00782103>
- [23] **SMITH. S.T , TENG.J.G** « *FRP-strengthened RC beams*». review of debonding strength models Engineering **Structures** Volume 24, Issue 4, April 2002, Pages 385–395
- [24] **DELALIBERA.R.G, GIONGO. J.S** « *Theoretical and numerical analysis of reinforced concrete beams with confinement reinforcement* » volume 1, Mars 2008, pp17-30. ISSN 1983-4195, ibracon structures and materials journal

- [25] **HAUYAN.L, BURGOYNE.J** «*Uniaxial Stress-Strain Relationship of Spirally Confined Concrete* Title no. 1 02-M51». ACI Materials Journal/November-December 2005
- [26] **ZIARA .M, HALDANE.D et KUTTAB.A.S** “*Flexural Behavior of Beams with Confinement*” title no, 92-S11. ACI Structural Journal / January-February 1995
- [27] **CHATEAUNEUF.A** « *Comprendre les éléments finis, Principes, formulations et exercices corrigés* » Ed. Ellipses, (2010).
- [28] **MURAKAMIS** « *A Continuum theory of creep and creep Damage* » In A.R.S. Ponter et D. R. Hayhurst eds., 3rd Creep in Structures Symposium, Leicester, pp 422- 443 IUTAM, Springer Verlag 1980
- [29] **BAEL 91 révisées 99** « *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites* » Fascicule 62, titre 1 er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé , Février 2000
- [30] **BPEL 91 révisé 99** « *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites* » Fascicule n° 62 - Titre I - Section II, AVRIL 1999.
- [31] **HIVIN. G,** « *Initiation au béton armé, Détermination de ferrailage complet d'une poutre en flexion simple (à l'état limite ultime)* », Université de Grenoble.
- [32] **PERCHAT.J** « *codes européens de conception et de calcul des ouvrages* » Eurocode 2. Béton armé, Dispositions et données générales par, Ingénieur des Arts et Manufactures, Professeur honoraire à l'École supérieure des travaux publics et au Centre des hautes études de la construction, chapitre 3 Matériaux 3.2 Aciers de béton armé C 2 330□7
- [33] **ABBAS. M** « *Présentation du logiciel Abaqus et principes et fonctionnement* » Université De Technologie De Compiègne Laboratoire Roberval / Umr Utc-Cnrsb.P.
- [34] **HIBBIT, KARLSSON et SORENSEN** « INC. ABAQUS documentation version6.10 »
- [35] **SHAHAWY.M, MIRMIRAN.A, BEITELMAN.T** « *Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns Composites: Part B* ». engineering 31 (2000) 471-480
- [36] **JANKOWIAK.T, LODYGOWSKI.T** « *Identification Of Parameters Of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model*» Poznan University of Technology, Institute of Structural Engineering (ISE) ul.Piotrowo 5, 60-975 Poznan, Poland.

- [37] **BERNAUER.J, BROCKS. W et SHMITT. W** « *Modifications of the beremin model for cleavage fracture in the transition region of a ferritic steel. Mécanique non linéaire des matériaux.* 2001.
- [38] **N.ARAVAS** « *On the numerical integration of a class of pressure dependent plasticity models*».. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 24:1395-1416, 1987.
- [39] **SIMO.J.C ,HUGHES. T.J.R .** « *Computational inelasticity.* Springer-Verlag,New York» Inc ,1998.
- [40] **AIT TAHAR.K, CHATEAUNEUF.A,** « *Confinement of the Concrete Structures by Embedded Composite Grids*» journal Key Engineering Materials Vol. 425, 2010 pp 195-216 , special volume is Trends in Composite Materials and their Design. TransTech Publications, Switzerland, ISSN: 1662-9795. [www.scientific.net/ KEM](http://www.scientific.net/KEM). 425. 195
- [41] **BOUAMRA. Y.** « *Behavior of concrete confined beam by induced compressive load*’ Volume 114, (2015), Pages165-172.[www. elsevier.Com](http://www.elsevier.com) Doi: 10.1016/j.proeng. 2015.08.055. ISSN 1877-7058. ed. Elsevier. www.elsevier.com
- [42] **GHERNOUTI Y et AIT TAHAR K.,** « *Multiple confinements of concrete columns by various embedded composite grids*» International Journal of reinforced plastics and composites- Sage Publications, 29 august 2008 27(12): 1229-1373
- [43] **GUIDICI.D, CRISPIN.A ,** Projet de Bureau d’Etudes CAP-VERT.
- [44] **HUEI-JENG LIN ET CHIN-TING CHEN,** « *Strength of Concrete Cylinder Confined by Composite Materials*» Journal of reinforced plastics and composites, Vol. 20, No. 18/2001 pp1577-1600
- [45] **MATTHYS.S, TOUTANJI.H , AUDENAERT. K et TAERWE. L.** « *Axial load behavior of large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites*» ACI structural Journal, Vol. 102, No. 2, pp 258-267. (2005).
- [46] **ADAM et NEVILLE .M.** « *Propriétés des bétons* ». Editions Eyrolles, Paris, 2000.
- [47] **ARNOULD .M et VIRLOGEUX .M.** « *Granulats et bétons légers* » Presse de l’école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1986 .
- [48] **AVRIL S. ET AL.** « *Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite* » Compte rendu des 13ème journées nationales sur les composites vol.1, 2003, p.193-204.

- [49] **ANTOINE PICON** « *L'art de l'ingénieur* », Le moniteur, centre Georges Pompidou, Paris.(1997).
- [50] **DREUX .G et FESTA .J** « *Nouveau guide du béton et de ses constituants* » Editions Eyrolles, Paris, 1995.
- [51] **PRAT.M** « *La modélisation des ouvrages* » Edition Hermès,Paris,1995.
- [52] **HAKAN NORDIN** « *Fibre reinforced polymers in civil Engineering* »,LULEA University of technology 2002 .
- [53] **COLLINS.M, MITCHELL.D** « *Prestressed Concrete Structures*» Response Publications, Toronto, Canada, 1997, 61-62 pp.
- [54] **MACGREGOR, J.G** « *Reinforced concrete: Mechanics and design*» , 3rd Edition, 1997, 393 p.
- [55] **HOUDE .M** « *Modélisation de poutres en béton armé endommagées par chargement cycliques. Comportement en flexion et en cisaillement* » ; Mémoire présenté à la Faculté des études supérieures de l'Université Laval dans le cadre du programme de maîtrise en génie civil pour l'obtention du grade de maîtrise sciences (M.Sc.). Département de génie civil, faculté des sciences et de génie, université laval. QUÉBEC, mars 2007.
- [56] **NAWY, E.G.** « *Prestressed Concrete, a Fundamental Approach*», 4th Edition, Prentice Hall, 2003. 939 p.
- [57] **DANIEL MONGEAU.** « *Effet des étriers à haute limite élastique sur le comportement des poteaux en béton a haute performance* » Mémoire de maîtrise en sciences appliquées, spécialité : génie civil, université de scherbrook, août 1996.
- [58] **SHEIKH,S. A., ET UZUMERI, S. M.** « *Strength and Ductility of Tied Concrete Columns*» Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No ST5, May 1980, 1079-1102 pp.
- [59] **PARK, R ET PAULAY, T** « *Reinforced Concrete Structures*», John Wiley and Sons, New York, N.Y, 1975,2 1-23 pp.
- [60] **CHAALLAL. O, ET SHAHAWY,.M** « *Performance of fiber-reinforced polymer-wrapped reinforced concrete column under combined axial-flexural loading*» ACT structural journal, Vol. 97, No. 4, pp 659-668. (2000).

- [61] **AZIZINAMIN.A, BAUMKUSKA.S, BRUNGARDT.P et HATFIELD.E** « *Seismic Behaviour of Square High-strength Concrete Columns* » ACI structural Journal, 91(3), 336-345. 1994.
- [62] **DUQUETTE.P** « *Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de plaques en matériaux composite réalisées in-situ* » Mémoire de maître en sciences (M.Sc.). université LAVAL. février 1998.
- [63] **NAWY E.G.** « *Prestressed Concrete, a Fundamental Approach* » 4th Edition, Prentice Hall, 939 p. 2003.
- [64] **SHEIKH .A, SHAHD. V et KHOURY.S** « *Confinement of High-strength Concrete Column* » A CI Structural Journal, 91 (1), 100-111. 1994.