

Année Universitaire 2021/2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE M'HAMED BOUGARA-BOUMERDES



Faculté de Technologie

Thèse de Doctorat Science

Présentée par

AOUADI Abdelhak

En vue de l'obtention du diplôme de doctorat :

Filière : Sciences et Génie des Matériaux

Option : Physique et Mécanique des Matériaux

TITRE

**Contribution à l'amélioration du comportement en flexion
des poutres en béton armé par l'intégration des grilles
(composite carbone et grille métallique)**

Devant le jury composé de :

Mr SAFI	Brahim	Professeur	UMBB	Président
Mr GHERNOUTI	Youcef	Professeur	UMBB	Rapporteur
Mr TALAH	Aissa	Professeur	USTHB	Examineur
Mme KHELOUI-TAUCHE	Fatma	MCA	UMMTO	Examinatrice

Année Universitaire 2021/2022



Remerciements

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

Au terme de ce travail, Je voudrais exprimer ma sincère gratitude et ma vive reconnaissance à mon directeur de thèse Monsieur GHERNOUT Youcef, professeur à l'Université de Boumerdes. Je lui adresse mes plus vifs remerciements pour l'aide et l'attention qu'il a porté à ce travail et pour la confiance qu'il m'a accordée en me laissant un large champ d'initiative.

Je remercie très sincèrement Monsieur SAFI Brahim, professeur à l'Université de Boumerdes, d'avoir accepté de présider mon jury de soutenance.

Je tiens également à remercier Monsieur TALAH Aissa, professeur à l'université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene de Bab Ezzouar, d'avoir accepté d'examiner cette thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma gratitude.

Je remercie vivement Madame KHELOUI-TAOUCHE Fatma, maître conférence classe (A) à l'Université de Tizi Ouzou, d'avoir accepté d'examiner cette thèse. Je lui suis très reconnaissant de faire partie du jury.

Je voudrai aussi remercier les membres du laboratoire de recherche (CMIDI), MDN. Algérie, et en particulier le docteur Monsieur Djeddi Fakhreddine, pour tous ses encouragements et son aide notamment dans la partie de la modélisation et pour toute l'aide qu'il m'a apporté.

En dernier lieu, je tiens à remercier tous mes proches, ma petite famille, mes parents et amis et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.





Dédicaces

Je dédier ce modeste travail :

A 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.

A ma très chère épouse qui m'a soutenue dans les plus durs moments et qui a fait preuve de patience et de compréhension ainsi que mes petites filles « Douaa et Yasmine » sans leurs sourires la volonté ne sera pas au rendez-vous.

Aux familles Aouadi et Younsi, et bien sûr sans oublier toutes les personnes qui m'ont soutenu durant mon cursus de formation.



Résumé

Ce travail de thèse propose une nouvelle technique de renforcement des poutres en béton armé. À cet effet, une étude expérimentale et numérique a été effectuée afin d'évaluer le comportement flexionnel des poutres en béton armé renforcées par l'intégration des grilles en polymère renforcé de fibre de carbone (grilles CFRP) et des grilles métalliques à mailles hexagonales.

À cet égard. Une série de trente (30) poutres, dont trois (03) poutres en béton armé témoins et vingt-sept (27) poutres renforcées par diverses configurations de renforcement, ont été confectionnées et testées sous un chargement de flexion 4-points. Les résultats obtenus ont été analysés en termes de mode de rupture, résistance, rigidité et ductilité en vue de vérifier l'applicabilité de cette nouvelle technique de renforcement et recherché la configuration de renforcement typique de poutres, qui satisfera à la fois les trois propriétés mécaniques souhaitées telles que la résistance, la rigidité et la ductilité.

Afin de mettre en valeur l'efficacité de cette nouvelle technique, plusieurs paramètres ont été considérés à savoir ; le type de grille, le nombre de couches du renfort, le nombre et l'espacement des armatures transversale et le taux de ferrailage longitudinal. Les gains en termes de résistance, de rigidité et de ductilité ainsi que le mode de rupture des poutres sont aussi évalués et analysés. En complément, une simulation numérique a été développée pour prédire la réponse charge-déplacement et le mode de rupture des poutres, les résultats numériques obtenus ont été comparés aux résultats expérimentaux correspondants, une bonne corrélation a été obtenue.

Mots clés : Renforcement, grilles en fibre de carbone, grilles métalliques, résistance, rigidité, ductilité, simulation numérique et modes de rupture.

Abstract

This thesis work proposes a new technique for strengthening RC beams. For this purpose, an experimental and numerical study was carried out in order to evaluate the flexural behavior of reinforced concrete beams strengthened by embedded carbon fiber reinforced polymer grids (CFRP grids) and metal grids with hexagonal meshes.

In this regard. A series of thirty (30) beams, whose three (03) RC control beams and twenty-seven (27) reinforced beams strengthened by various reinforcement configurations, were made and tested under 4-point bending loading. The obtained results in terms of failure mode, strength, rigidity and ductility were analyzed in order to verify the applicability of this new strengthening technique and sought the typical strengthening configuration of beams, which will satisfy both the three desired mechanical properties such as strength, rigidity and ductility.

In order to highlight the effectiveness of this new technique, several parameters were considered, namely; the type and the number of layers grid, the number and spacing of stirrups and the rate of longitudinal reinforcing bars. The gains in terms of resistance, rigidity and ductility as well as the failure mode of beams are also evaluated and analyzed. In addition, a numerical simulation was developed to predict the load-displacement response and the failure mode of the beams, the obtained numerical results were compared with the corresponding experimental results, a good correlation was obtained.

Keywords: Strengthening, carbon fiber reinforced polymer grids, metal grids, strength, rigidity, ductility, numerical simulation and failure modes.

الملخص

يقترح هذا العمل البحثي تقنية جديدة لتقوية عوارض الخرسانة المسلحة. ولهذا الغرض , أجريت دراسة تجريبية ورقمية من أجل تقييم سلوك الانحناء للعوارض الخرسانية المسلحة المعززة داخليا بشبكات البوليمر المقوى بألياف الكربون (شبكات CFRP) والشبكات المعدنية ذات أشكال سداسية.

في هذا الصدد. تم إنشاء عينات من ثلاثين (30) عارضة ، من بينها ثلاثة (03) عوارض خرسانية مسلحة وسبعة وعشرون (27) عارضة مقواة بتكوينات تقوية مختلفة ، وتم اختبارهم تحت حمولة الإنحناء من 4 نقاط

تم تحليل النتائج التي تم الحصول عليها من حيث طريقة الإنهيار, القوة والصلابة والليونة من أجل التحقق من قابلية تطبيق هاته الطريقة الجديدة في التقوية والبحث عن تكوين تقوية نموذجي للعوارض ، والذي سوف يلبي كل من الخصائص الميكانيكية الثلاثة المطلوبة مثل القوة ، الصلابة والليونة.

من أجل تسليط الضوء على فعالية هذه التقنية الجديدة، تم الأخذ بعين الاعتبار بالعديد من المتغيرات مثل ؛ نوع شبكة التقوية، وعدد طبقاتها، عدد وتباعد التسليح العرضي وكثافة التسليح الطولي.

تم أيضا تقييم الإيجابيات المتحصل عليها من حيث المقاومة, الصلابة والليونة بالإضافة إلى طرق الإنهيار. بالإضافة إلى ذلك, تم تطوير محاكاة رقمية للتنبؤ بسلوك الحمل والإزاحة و طرق إنهيار الروافد. تمت مقارنة النتائج المتحصل عليها عن طريق المحاكاة الرقمية مع التي تم الحصول عليها عن طريق النتائج التجريبية، النتائج المتحصل عليها كانت جد متقاربة

كلمات مفاتيح : التقوية, شبكات البوليمر المقوى بألياف الكربون, الشبكات المعدنية , القوة ، الصلابة , الليونة, محاكاة رقمية وطرق الإنهيار

TABLE DES MATIERES

DEDICASES

REMERCIEMENTS

RESUME

ABSTRACT

الملخص

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE 1

CHAPITRE I : COMPORTEMENT MECANIQUE DES MATERIAUX CONSTITUTIFS

I. Introduction	4
II. Le béton armé	4
II.1. Le béton	4
II.1.2. Comportement mécanique du béton	5
II.1.2.1. Comportement du béton en compression	6
II.1.2.2. Comportement du béton en traction	7
II.2. Les aciers d'armature	8
III. Dégradation des matériaux	10
III.1. Causes de dégradation des structures en béton armé	10
III.1.1. Les causes physiques de dégradation	10
III.1.2. Les causes chimiques de dégradation	12
III.1.3. Les autres causes de dégradation des bétons	12
IV. Techniques de renforcement des structures en béton armé	14
V. Utilisation des matériaux composites « PRF » pour le renforcement des structures	14
V.1. Renforts	15
V.2. Matrices	16
V.3. Comportement mécanique des composites	16
VI. Méthodes de calcul règlementaire des poutres en béton armé renforcées par PRF	17
VI.1 Analyse d'une section en béton armé renforcé par PRF soumis à la flexion simple	18

VI.1.1. Méthode de calcul à l'état limite de service ELS	18
VI.1.2. Méthode de calcul à l'état limite de service ELU	21
VIII. Conclusion	24

**CHAPITRE II : TECHNIQUES DE RENFORCEMENT DES POUTRES EN BETON
ARME PAR MATERIAUX COMPOSITES PRF**

I. Introduction	25
II. Fissuration et modes de rupture des poutres en béton armé	25
II.1. Fissuration	25
II.2. Modes de rupture des poutres en béton armé	27
II.2.1. Rupture par cisaillement et flexion	27
II.2.2. Rupture par cisaillement et compression	28
II.2.3. Rupture par cisaillement avec glissement	28
II.2.4. Rupture par coupure	29
III. Notions sur le confinement du béton armé	29
IV. Revue de littérature sur le renforcement et le confinement des poutres	30
IV.1. Généralités	30
IV.2. Travaux antérieurs sur les renforcements et le confinement des poutres à l'aide du composite PRF	31
V. Conclusion	48

CHAPITRE III : PROGRAMME EXPERIMENTAL

I. Introduction	49
II. Matériaux utilisés	49
II.1. Le matériau béton	49
II.2. Les armatures	53
II.3. Le renfort	54
III. Protocol expérimental	58
III.1. Description des spécimens	58
III.2. Configuration du renforcement des spécimens	59
III.3. Préparation des spécimens et procédé de mise en œuvre du renfort	63
III.4. Programme d'essai (chargement et acquisition)	66
IV. Conclusion	67

CHAPITRE IV : PRESENTATION ET DISCUSSION DES RESULTATS

I. Introduction	68
II. Mode de rupture des poutres et charges de première fissure	68
II.1. Mode de rupture de la poutre témoin	68
II.1. Mode de rupture des poutres renforcées	69
III. Courbes force-déplacement	72
IV. Exploitation des résultats obtenus	75
IV.1. Evaluation des gains des forces et de déplacements	75
IV.2. Evaluation des gains de ductilité	79
IV.3. Evaluation des gains de rigidité	81
IV.4. Evaluation des gains des armatures	85
V. Conclusion	86

CHAPITRE V : SIMULATION NUMERIQUE

I. Introduction	87
II. Modélisation par éléments finis	87
III. Propriétés des matériaux et modèles de comportement	89
III.1. Un modèle élastoplastique endommageable pour le béton	89
III.1.1. Paramètres d'entrée du modèle CDP	89
III.2. Un modèle élastoplastique pour l'acier	94
III.3. Modélisation des grilles du renfort	94
IV. Simulation numérique	95
IV.1. Géométrie du modèle	95
IV.2. Maillage, chargement et conditions aux limites	97
V. Résultats et discussions	99
V.1. Relation force-déplacement	99
V.2. Mode de rupture et déformation	102
VI. Conclusion	105
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	106

REFERENCES

LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Différents constituants du béton	5
Figure I.2. Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique	6
Figure I.3. Différents essais de traction du béton	7
Figure I.4. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	8
Figure I.5. Diagramme contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier	9
Figure I.6. Exemples de dégradation de béton par : (a) Abrasion ; (b) Ressuage ; (c) Erosion ; (d) feux	11
Figure I.7. Exemples de dégradation de béton par : (a) réaction alcali-granulats ; (b) corrosion des armatures	12
Figure I.8. Exemples de dégradation de béton par : (a) mauvaise qualité du béton ; (b) ségrégation de béton ; (c) fissures dues à l'absence de la cure du béton (d) décollements du béton au-dessus d'une armature corrodée	13
Figure I.9. Confrontation du comportement des composites et de l'acier	17
Figure I.10. Diagramme des déformations à l'ELS d'une section rectangulaire en béton armé renforcé par PRF	19
Figure I.11. Section équivalente (section transformée) en BA renforcé par PRF	20
Figure I.12. Diagramme des déformations à l'ELU d'une section rectangulaire en béton armé renforcé par PRF	21
Figure II.1: Processus de ruine d'un élément de structure	26
Figure II.2: Rupture par cisaillement et flexion	27
Figure II.3: Rupture par cisaillement et compression	28
Figure II.4: Rupture par cisaillement et glissement	29
Figure II.5: Rupture par coupure	29
Figure II.6: Comportement du béton sans et avec confinement	30
Figure II.7: Technique de renforcement des poutres par collage de plaque en acier	31
Figure II.8: Renforcement de la poutre par CFRP grids	32
Figure II.9: Confrontation des courbe force-déplacement des poutres testées	32
Figure II.10: Poutre renforcée avec bielles en grille métallique	34

Figure II.11: Valeurs des forces pour les poutres confinées et non confinées	35
Figure II.12: Géogrilles uniaxiales, biaxiales et triaxiales	36
Figure II.13: Poutre sous l'essai de flexion quatre points	36
Figure II.14: Mécanisme de rupture : (a) propagation des fissures dans la poutre renforcée ; (b) mode de rupture des géogrilles uniaxiales ; (c) biaxiales et (d) triaxiales	37
Figure II.15: Courbes force – déplacement des poutres testées ; pour un béton de résistance normale et un béton à haute résistance	37
Figure II.16: Détail du renforcement des poutres testées	38
Figure II.17: Collage de la grille (BRP grids) sur la poutre	38
Figure II.18: Dimensions de la grille (BFRP grid)	39
Figure II.19: Détail du renforcement de la poutre par BFRP grid	39
Figure II.20: Modes de rupture des poutres testées	40
Figure II.21: Courbe force-déplacement des poutres testées	41
Figure II.22: Procédé de confinement proposé	42
Figure II.23: Confrontation des courbes force – flèche des poutres P-CC et P-Réf	42
Figure II.24: Détail du renforcement des poutres testées	43
Figure II.25: Mode de rupture des poutres testées	44
Figure II.26: Confrontation des courbes Force – Flèche des poutres testées	44
Figure II.27: Dimensions et ferrailage des poutres testées	45
Figure II.28: Renforcement des poutres par géogrid	46
Figure II.29: Courbes force – déplacement des poutres testées	46
Figure II.30: Variation de la dégradation de rigidité des poutres testées	47
Figure III.1 : Préparation du béton et essais à l'état frais	50
Figure III.2: Essai de compression sur éprouvettes de béton	51
Figure III.3 : Comportement du béton en compression	51
Figure III.4 : Comportement du béton en traction par flexion	52
Figure III.5 : Exemple de ferrailage d'une poutre	53
Figure III.6 : Dimensions des mailles du renfort : (a) grilles en fibre de carbone et (b) grille métallique	54

Figure III.7 : Essais de traction sur : (a) fil de grille métallique et (b) fil de grille en fibre de carbone	56
Figure III.8 : Courbe contrainte-déformation d'un fil de grille en fibre de carbone	56
Figure III.9 : Courbe contrainte-déformation d'un fil de grille métallique	57
Figure III.10 : Dimensions des poutres testées	58
Figure III.11 : Détails de ferrailage des poutres testées	59
Figure III.12.a : Détails de renforcement des poutres du groupe 01	61
Figure III.12.b : Détails de renforcement des poutres du groupe 02	62
Figure III.12.c : Détails de renforcement des poutres du groupe 03	62
Figure III.12.d : Détails de renforcement des poutres du groupe 04	63
Figure III.13 : Exemple de renforcement des poutres par grilles : (b) grille métallique et (c) grille en fibre de carbone	64
Figure III.14 : Préparation des poutres testées	65
Figure III.15 : Configuration du test de traction par flexion quatre points	66
Figure IV.1 : Mode de rupture de la poutre témoin	68
Figure IV.2 : Exemple de mode de rupture des poutres renforcées du groupe 01 et 02	69
Figure IV.3 : Mode de rupture des poutres renforcées du groupe 03 (poutre MIEL (03))	70
Figure IV.4 : Mode de rupture des poutres renforcées du groupe 03 (poutre CIEL (03))	71
Figure IV.5 : Mode de rupture des poutres renforcées du groupe 04 (poutre CMIEL (04))	72
Figure IV.6 : Courbes force-déplacement des poutres renforcées du groupe 01	72
Figure IV.7 : Courbes force-déplacement des poutres renforcées du groupe 02	73
Figure IV.8 : Courbes force- déplacement des poutres renforcées du groupe 03	73
Figure IV.9 : Courbes force-déplacement des poutres renforcés du groupe 04	74
Figure IV.10 : Courbes typiques de force-déplacement des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «PRF»	75
Figure IV.11.a : Comparaison des valeurs des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 01 avec la poutre témoin	76
Figure IV.11.b : Gains des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 01 en comparaison avec la poutre témoin	77
Figure IV.12.a : Comparaison des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 02 avec la poutre témoin	77

Figure IV.12.b : Gains des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 02 en comparaison avec la poutre témoin	77
Figure IV.13.a : Comparaison des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 03 avec la poutre témoin	78
Figure IV.13.b : Gains des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 03 en comparaison avec la poutre témoin	78
Figure IV.14.a : Comparaison des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 04 avec la poutre témoin	78
Figure IV.14.b : Gain de force et de déplacement des poutres renforcées du groupe 04 en comparaison avec la poutre témoin	79
Figure IV.15 : Définition de l'indice de ductilité en termes d'énergie	79
Figure IV.16.a : Gains de ductilité des poutres renforcées du groupe 01 et du groupe 02	80
Figure IV.16.b : Gains de ductilité des poutres renforcées du groupe 03 et du groupe 04	80
Figure IV.17.a : Gains de rigidité des poutres renforcées du groupe 01 et du groupe 02	82
Figure IV.17.b : Gains de rigidité des poutres renforcées du groupe 03 et du groupe 04	82
Figure V.1 : Discrétisation par éléments finis	88
Figure V.2 : Définition des surfaces d'écoulement et potentielle pour le modèle CDP [H. D. Hibbitt et al 2010] : (a) Forme de la surface d'écoulement sur un plan déviatorique ; (b) Forme de la surface potentielle sur un plan méridien	90
Figure V.3 : Définition de la courbe uni-axiale pour le modèle CDP : (a) en traction, (b) en compression	91
Figure V.4 : Modélisation d'une poutre en béton armé	95
Figure V.5 : Modélisation du ferrailage d'une poutre testée	96
Figure V.6 : Modélisation du renfort en grille de carbone pour la poutre CIEL (02)	96
Figure V.7 : Modélisation du renfort en grille métallique pour la poutre MIEL (02)	97
Figure V.8 : Maillage d'une poutre testée	98
Figure V.9 : Chargement et conditions aux limites de la poutre renforcée CIEL (02)	98
Figure V.10 : Chargement et conditions aux limites de la poutre renforcée MIEL (02)	99
Figure V.11 : Confrontation de résultat expérimental et numérique pour la poutre témoin	100
Figure V.12 : Confrontation de résultat expérimental et numérique pour la poutre renforcée MIEL (02)	101

Figure V.13 : Confrontation de résultat expérimental et numérique pour la poutre renforcée CIEL (02)	101
Figure V.14 : Etat de contrainte dans la poutre MIEL (02)	102
Figure V.15 : Endommagement du renfort en grille métallique de la poutre MIEL (02)	103
Figure V.16 : Etat de contrainte dans la poutre CIEL (02)	103
Figure V.17 : Endommagement du renfort en grille de carbone de la poutre CIEL (02)	104
Figure V.18 : Comparaison entre le mode de rupture expérimental et numérique de la poutre MIEL (02)	104
Figure V.19 : Comparaison entre le mode de rupture expérimental et numérique de la poutre CIEL (02)	105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Quelques caractéristiques des fibres de verre, aramide et de carbone	15
Tableau II.1 : Résultats d'essai des poutres testées	40
Tableau III.2 : Détails de ferrailage des poutres testées	45
Tableau II.3 : Résultats obtenus pour les poutres testées	46
Tableau II.4 : Rapport de la dégradation de rigidité des poutres testées	47
Tableau III.1 : Composition du béton (kg/ m ³)	49
Tableau III.2 : Caractéristiques du béton à l'état frais	50
Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques du béton à 28j	52
Tableau III.4 : Caractéristiques mécaniques de l'acier	53
Tableau III.5 : Propriétés géométriques des grilles	55
Tableau III.6 : Caractéristiques mécanique des grilles	57
Tableau IV.1 : Valeurs des forces et de déplacement à mi-travée des poutres testées	76
Tableau IV.2 : Valeurs de l'indice de ductilité des poutres testées	80
Tableau IV.3 : Valeurs de la rigidité des poutres testées	81
Tableau IV.4 : Valeurs de gain des armatures des poutres testées	85
Tableau V.1 : Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton	93
Tableau V.2 : Paramètres utilisés pour définir le comportement de l'acier	94
Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques de la grille métalliques et la grille en fibre de carbone	94
Tableau V.4 : Confrontation des résultats expérimentaux et numériques des poutres testées	100

Introduction générale

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. La principale qualité du béton est son excellente résistance à la compression mais son principal défaut est sa faible résistance à la traction qui ne représente environ que 10% de sa résistance en compression.

Le béton armé est né avec l'idée d'introduire quelques barres en acier à l'intérieur de ce dernier et le problème de faible résistance en traction du béton fut ainsi résolu. La plupart des infrastructures et des superstructures ont été, sont et seront pendant longtemps construites en utilisant le béton armé comme constituant principal. [T, Croston 2006].

Durant leur durée de vie, les ouvrages en béton armé peuvent être endommagés à cause du vieillissement des matériaux ou/et de la modification des conditions d'exploitation. Divers paramètres font qu'il peut être obligatoire de réparer les éléments d'un ouvrage, à savoir : un mauvais dimensionnement, la fissuration du béton, la corrosion des armatures, des changements d'affectation qui imposent de nouvelles charges, l'évolution des normes, l'endommagement par un tremblement de terre, la prolongation de la durée de vie d'un ouvrage...etc.

Le recours aux techniques de renforcement (confinement) du béton pour améliorer la rigidité des éléments structuraux tels que, les poutres, poteaux, dalles.....etc., est une question d'actualité vu l'état de dégradation d'un nombre assez important d'ouvrages de génie civil.

Les méthodes traditionnelles de renforcement, à l'exemple de l'augmentation de la section par l'ajout de nouvelles sections d'armatures et de béton, sont souvent très complexes à réaliser, très onéreuses et nécessitent une intervention lourde sur la structure [Djeddi, F 2016].

La technique du renforcement ou/et de confinement à l'aide des matériaux composites constitue une avancée majeure dans le domaine de la réfection des éléments structuraux et rentre même dans la conception des structures neuves, car elle simplifie grandement le travail par rapport aux méthodes classiques. De nombreux travaux de recherche ont démontré l'efficacité des techniques de renforcement du béton par l'utilisation des matériaux composites 'FRP' pour l'amélioration des performances mécaniques des éléments en béton.

Les matériaux composites se démarquent par leur légèreté et leur facilité de mise en œuvre. Leur résistance mécanique, physique et chimique. Une diversité de natures sont disponible sur le marché (carbone, verre, aramide et autre) en plusieurs géométries et de design (tissus, tôles, grilles).

Les grilles en PRF sont souvent utilisées comme matériaux de renfort et notamment dans le cas où les conditions de coffrage ne permettent pas de mettre un ferrailage dense, elles offrent une grande rigidité, une bonne résistance à la fatigue, et une excellente résistance à la corrosion et un poids très léger (environ un poids a moins de 10 % de celle de l'acier).

Dans cette perspective, une étude expérimentale et une simulation numérique ont été effectuées afin d'étudier le comportement flexionnel des poutres en béton armé renforcées à l'intérieur par deux types de grilles ; à savoir une grille métallique et une grille en fibre de carbone, dont l'objectif majeur est de recherché à travers plusieurs propositions, une configuration de renforcement optimale, pour l'obtention d'une poutre qui offre les performances mécaniques souhaitées ; résistance, ductilité et déformabilité avec le moins de ferrailage possible, en jouant sur plusieurs paramètres tel que ; le nombre de couche des grilles, le taux de ferrailage adopté...etc, en vue d'améliorer ainsi le comportement flexionnel des poutres renforcées.

Cette thèse est structurée en cinq chapitres :

- Le premier chapitre de cette thèse est consacré à une synthèse bibliographique sur le comportement mécanique des matériaux constitutifs de la poutre renforcée, béton aciers et les matériaux composites, une identification des causes de dégradation des structures en béton armé et l'analyse théorique du comportement des poutres renforcées par PRF ont été exposés.
- Le deuxième chapitre présente les notions de bases relatives à la naissance de la fissuration dans le béton et les modes de ruptures habituels constatés dans les poutres en béton armé. Les différents travaux de recherches liés aux techniques de renforcement des poutres en béton armé ont été exposés. En particulier, nous nous sommes intéressés à l'utilisation des grilles composites en fibre de carbone et des grilles métallique.

- Le troisième chapitre présente le programme expérimental réalisé dans le cadre de ce travail. Une description détaillée de la caractérisation des matériaux utilisés, des dimensions des éprouvettes, les configurations de renforcement, et les moyens d'essai et dispositifs de mesure qui ont été utilisées.

- Dans le quatrième chapitre les modes de rupture observés pour chaque poutres sont illustrés et discutés. Les différents résultats des essais de flexion réalisés sur les différentes poutres testées sont présentés dans des tableaux et illustrés par des courbes forces-déplacement et des histogrammes qui montrent les gains de résistances et de rigidités, procurés par le procédé proposé.

- Le cinquième et le dernier chapitre, est consacré à la simulation numérique en utilisant le logiciel de calcul par éléments finis Abaqus. Le but est de valider les apports de l'expérience dans l'analyse des phénomènes observés, à savoir : effets du renforcement, analyse des processus de fissuration et les modes de rupture.

Enfin, une conclusion générale qui synthétise les principaux résultats obtenus et les perspectives scientifiques offertes par cette recherche clôturent ce travail.

CHAPITRE : I

**Comportement mécanique des matériaux
constitutifs :
Béton -Acier- PRF**

I. Introduction

Le matériau béton, depuis son invention, a toujours été considéré comme un matériau noble par excellence dans les constructions de Génie-Civil.

Sa principale particularité est son excellente résistance à la compression mais son handicap se manifeste à sa faible résistance à la traction qui représente seulement environ 10% de sa résistance en compression. Pour pouvoir résoudre ce problème de faible résistance en traction, une solution a été adoptée, elle consiste en l'introduction de quelques barres en acier à l'intérieur de ce dernier. Cette intégration d'aciers dans la partie du béton tendu a donné un rendement meilleur du point de vue résistance à la traction c'est de là qu'est né cette nouvelle pierre artificielle nommée « Béton armé » utilisée dans toutes les constructions de Génie-Civil [Kheloui, F 2012].

Un ouvrage réalisé en béton armé est dimensionné pour une durée de vie de cent ans en moyenne. Toutefois, plusieurs types de désordres viennent réduire cette durée de vie prévisionnelle [Benzaid, R. et al.2010]. L'utilisation des matériaux composites pourrait être une option envisageable pour augmenter la durée de vie des ouvrages, puisqu'ils sont relativement plus déformables, résistants, légers et présentent une durée de vie prolongée par rapport aux matériaux traditionnels [Si Salem, A. 2016].

Ce chapitre présente l'état de connaissance sur le comportement de tous les matériaux utilisés (béton, acier, renforts), leurs principaux composants et les différentes caractéristiques qui permettent d'identifier leur comportement expérimental. Nous présentons aussi les équations d'analyse et de design modélisant le comportement en flexion d'une poutre en béton armé renforcée et non renforcée par matériaux composites, ces équations sont tirées à partir de la théorie de flexion des poutres tenant compte des propriétés mécaniques de chaque matériau.

II. Le béton armé

II.1. Béton

Le béton est un matériau composite constitué d'une matrice en ciment et d'inclusions de granulats ou agrégats (sables, graviers, cailloux). Le béton est le matériau utilisé par excellence dans tous les domaines de construction, ceci s'explique par les ces avantages suivants : possibilité de varier les propriétés du béton dans de larges limites, facilité des traitements mécaniques des mélanges du béton plastique, qui permet de réaliser sans dépenses sensibles de mains d'œuvre. Une formulation précise des composants du béton est fondamentale pour obtenir

les caractéristiques mécaniques visées [Si Salem, A. 2016]. La figure (I.1) résume tous les constituants nécessaires pour la confection d'un béton ordinaire, destiné à la construction des ouvrages de génie civil.

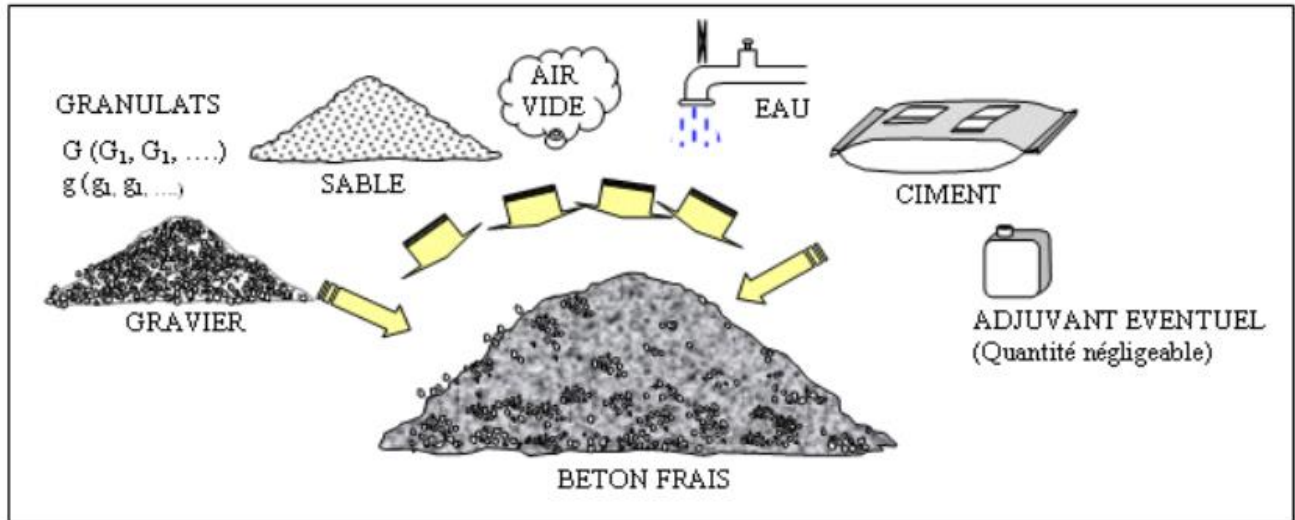


Figure I.1: Différents constituants du béton. [Si Salem, A. 2016].

II.1.2. Comportement mécanique du béton

La première étape d'une exploitation optimisée du béton passe par une connaissance poussée et pointue de son comportement vis-à-vis des différentes sollicitations, d'origine mécanique, thermique, hydrique ou chimique. Un effort important a été engagé sur cet axe majeur de recherche depuis plusieurs années, afin d'établir une base scientifique et un ensemble d'outils avancés permettant la modélisation et la simulation des structures et des ouvrages en béton.

Le béton a un comportement complexe difficile à représenter par une seule loi macroscopique homogène. Cette difficulté est liée notamment à la forte hétérogénéité du béton, qui est un matériau composite constitué de granulats de différentes tailles, d'une matrice cimentaire et de cavités. A cela s'ajoutent des microfissures distribuées de manière aléatoire et présentes même à l'état dit vierge, c'est-à-dire avant toute sollicitation externe. Selon la nature et l'intensité de la sollicitation, le béton se déforme de manière complexe, en faisant intervenir une ou plusieurs combinaisons de mécanismes élémentaires : élasticité, endommagement, glissement, frottement, fissuration, etc. [Kheloui, F 2012].

II.1.2.1. Comportement du béton en compression

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudoductilité liée à la microfissuration du matériau. La résistance à la compression est la caractéristique la plus commune, qui permet de juger de la qualité du béton ; l'essai en lui-même consiste à écraser par compression uni-axiale des éprouvettes cylindriques de dimensions (160×320) mm entre les deux plateaux d'une presse, en veillant à avoir un contact aussi parfait que possible entre ceux-ci, rotules bien parallèles et les faces extrêmes de l'éprouvette rectifiées par abrasion ou par coulage d'une couche de soufre liquide pour obtenir l'état de surface désiré [Mehta, P. K 1986]. La figure (I.2) illustre la relation contrainte-déformation (σ - ε) du béton en compression.

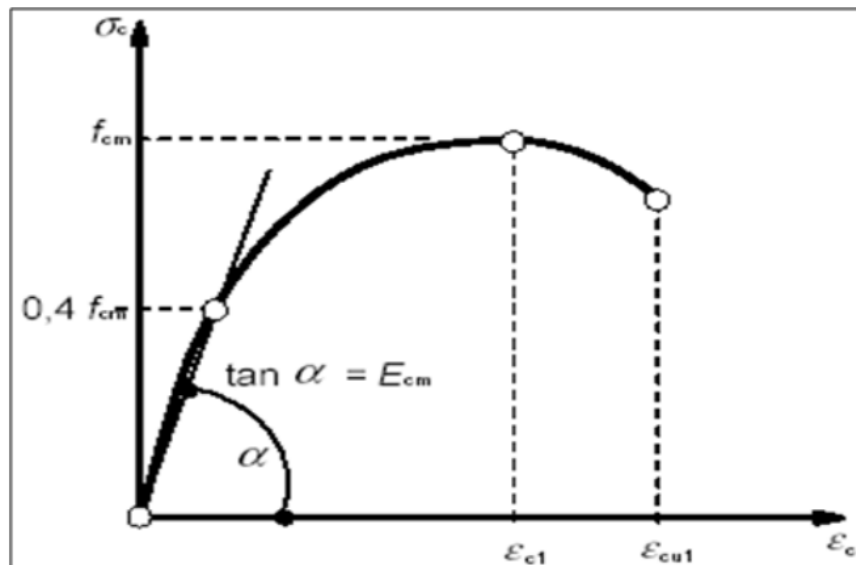


Figure I.2: Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique.
[Mehta, P. K 1986].

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. 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 [Bouamra, Y 2016].

L'atteinte du pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance ultime du béton à la compression, elle correspond à une déformation de l'ordre de 2‰. La rupture se produit au-delà du pic, elle correspond à une déformation de l'ordre de 3.5‰.

II.1.2.2 Comportement du 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 [Mehta, P. K 1986]. La difficulté d'appliquer un effort parfaitement centré et l'introduction de contraintes secondaires non négligeables dans l'essai de traction directe, conduisent à déduire la résistance à la traction par mesure indirecte, notamment par l'essai de fendage, qui consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à des forces de compression radiales suivant deux génératrices diamétralement opposées jusqu'à la rupture, ou par essai de flexion sur des éprouvettes prismatiques de section carrée. La figure (I.3) présente trois dispositifs d'essais différents pour déterminer la résistance du béton en traction.

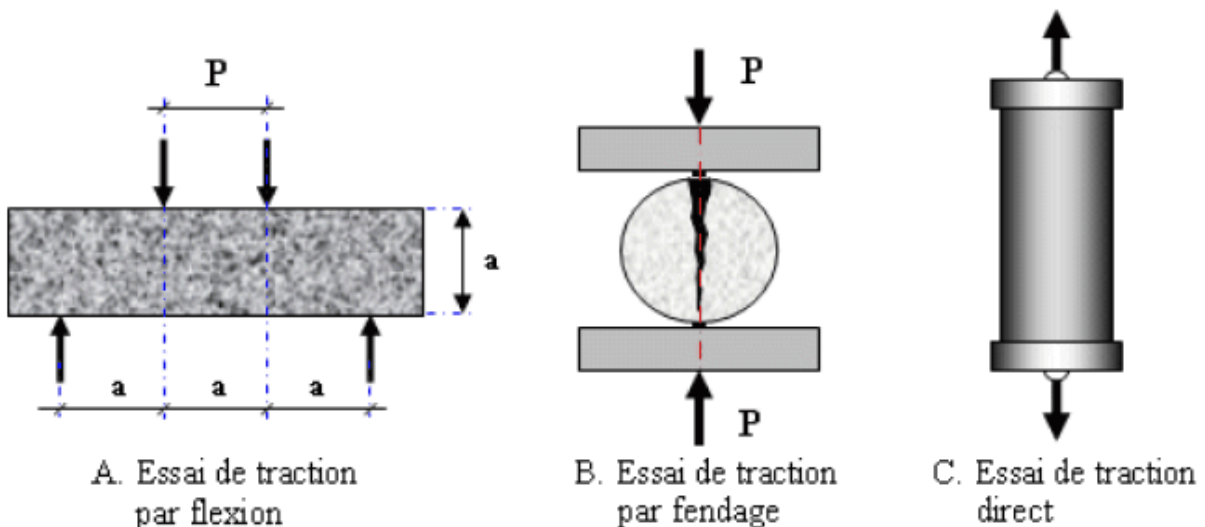


Figure I.3: Différents essais de traction du béton. [Mehta, P. K 1986].

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie en fonction de celle à la compression f_{cj} par la relation (I.1).

$$f_{tj} = 0.1f_{cj} \quad (I.1)$$

La figure ci-dessous (figure I.4) présente l'évolution de la résistance caractéristique à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} . [Mehta, P. K 1986].

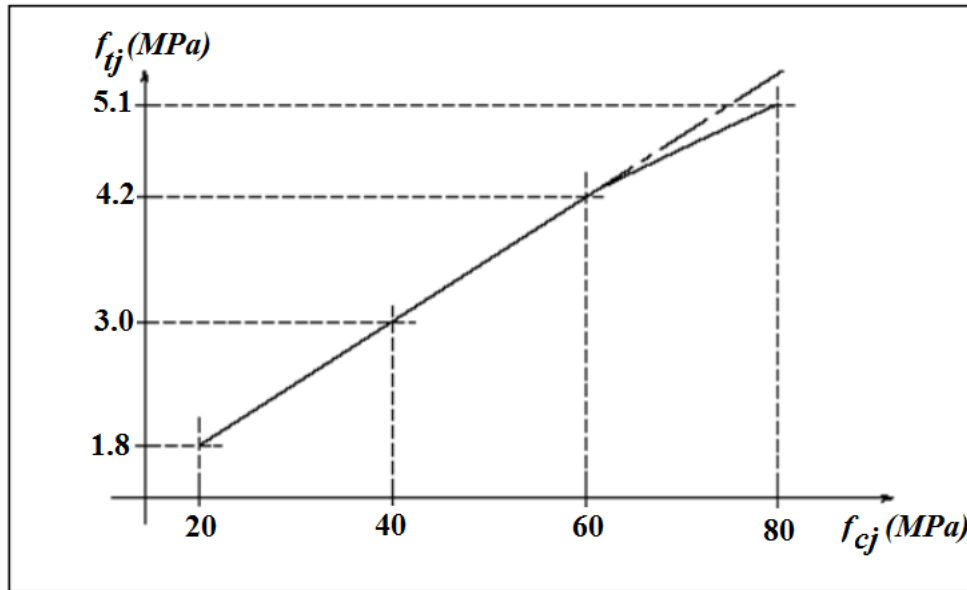


Figure I.4: Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} . [Mehta, P. K 1986].

II.2. Les aciers d'armature

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.

On distingue quatre types d'acier pour armature, du moins au plus écroui [Bouamra, Y 2016]

- 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 Á), qui ne sont plus

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), dits 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. Figure (I.5), 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. [Kheloui, F 2012].

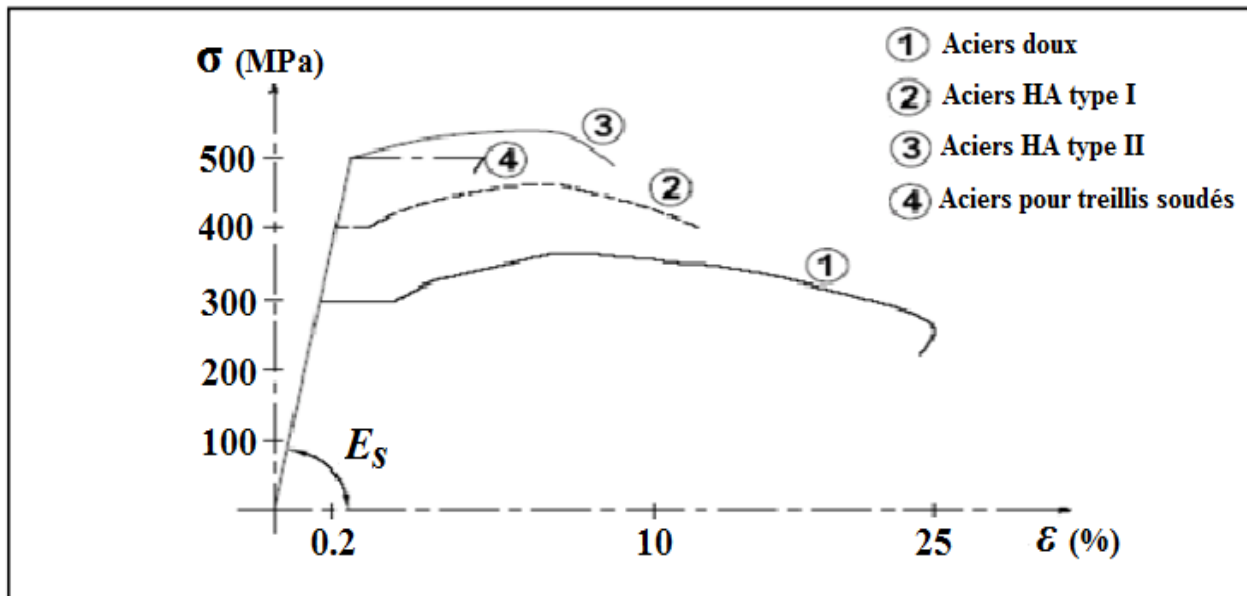


Figure I.5: Diagramme contrainte-déformation d'essais de traction sur les différents types d'acier. [Kheloui, F 2012].

III. Dégradation des matériaux

Les propriétés physiques et, notamment, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage. Ces dégradations sont particulièrement sévères dans certains endroits, en raison de : la corrosion des armatures ; l'action des cycles gel-dégel ; surcharges...ect. Évidemment, ces causes peuvent agir simultanément et de nombreux mécanismes d'interaction sont possibles. Ce qui engendre des dégradations encore plus importantes. [Bousselham, A 2005].

III.1. Causes de dégradation des structures en béton armé

Les principales causes de dégradation des bétons proviennent des attaques physiques et chimiques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins agressif. Les dégradations peuvent provenir de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons. [Tounsi, M. 2017].

III.1.1. Causes physiques de dégradation

- **Abrasion** : Usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots industriels, etc. L'abrasion du béton est essentiellement due à un manque de compacité du béton à la mise en œuvre. La fissuration de surface résulte d'un manque d'étanchéité au niveau des joints de coffrage ou de la reprise de bétonnage. Figure (I.6.a).

- **Retrait** : Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers l'extérieur de l'élément de structure. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle.

- **Ressuage** : Le ressuage correspond à l'exsudation superficielle d'une partie de l'eau de gâchage à la face supérieure du béton frais. Il peut aussi se manifester en dessous des barres d'armature horizontales situées au voisinage de la face supérieure. Ces barres constituent des points fixes qui gênent le tassement, ce qui engendre la création des fissures qui pénètrent jusqu'au lit d'armatures. Figure (I.6.b).

- **Érosion** : Malgré sa résistance mécanique, le béton reste un matériau qui peut être fragilisé par son environnement. Le vent, par son action battante, L'eau de pluie par son écoulement, l'action des cours d'eau et de l'eau de mer conduisent t à l'érosion du béton. Ceci réduit l'enrobage des armatures et facilite la pénétration des agents agressifs. Figure (I.6.c).

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

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

- **Le feu** : Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton. Figure (I.6.d).

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

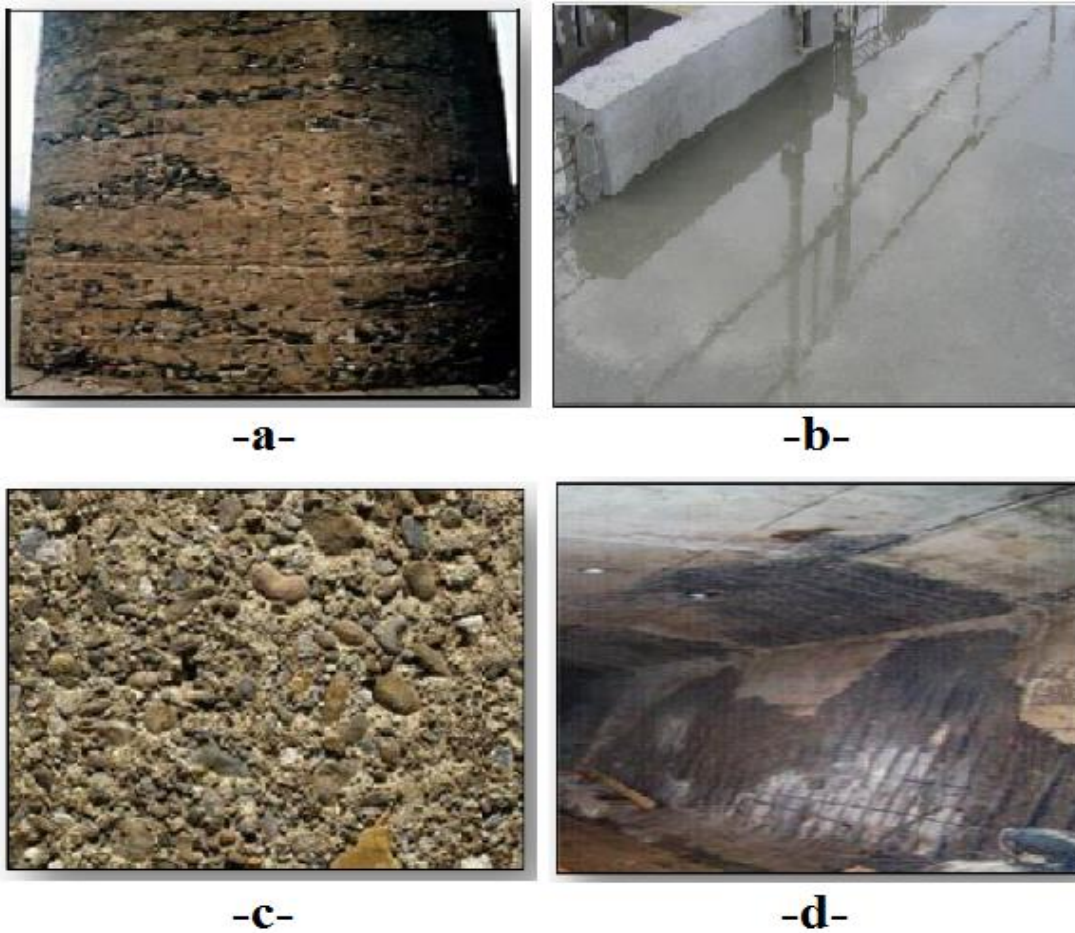


Figure I.6: Exemples de dégradation de béton par : (a) Abrasion ; (b) Ressuage ; (c) Erosion ; (d) feux.

III.1.2. Causes chimiques de dégradation

- **Réaction alcali-granulats ou cancer du béton** : Réaction qui se produit entre la solution interstitielle du béton, riche en alcalin, et certains granulats lorsqu'ils sont placés dans un environnement humide. Des gels gonflants apparaissent en développant des microfaiençages et un éclatement du béton. Figure (I.7.a).

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

- **Corrosion des armatures de béton** : Attaque des matériaux par les agents chimiques. Sur les métaux, la corrosion est une oxydation. Figure (I.7.b).



-a-



-b-

Figure I.7: Exemples de dégradation de béton par : (a) réaction alcali-granulats ;
(b) Corrosion des armatures.

III.1.3. Autres causes de dégradation des bétons

Nous avons vu que les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, essentiellement dues à une mauvaise mise en œuvre, peuvent également participer à la dégradation des bétons. [Tounsi, M. 2017].

- Mauvais positionnement des armatures :

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

- Mauvaise qualité des bétons employés : Un béton trop faiblement dosé en ciment, mal vibré, présentera un aspect défectueux : nids d'abeilles, faïençage, fissures superficielles, trous laissant les armatures apparentes. Figure (I.8.a).

- Vibration trop importante : Une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton. Figure (I.8.b).

- Absence de cure du béton : La cure du béton est indispensable par temps chaud venté. Sans protection de surface, le béton se faïence en surface. Figure (I.8.c).

- Cycle humidité / sécheresse : Les cycles répétés d'humidité/sécheresse entraînent des variations dimensionnelles du béton pouvant créer des fissures et par conséquent la corrosion des aciers. Figure (I.8.d).

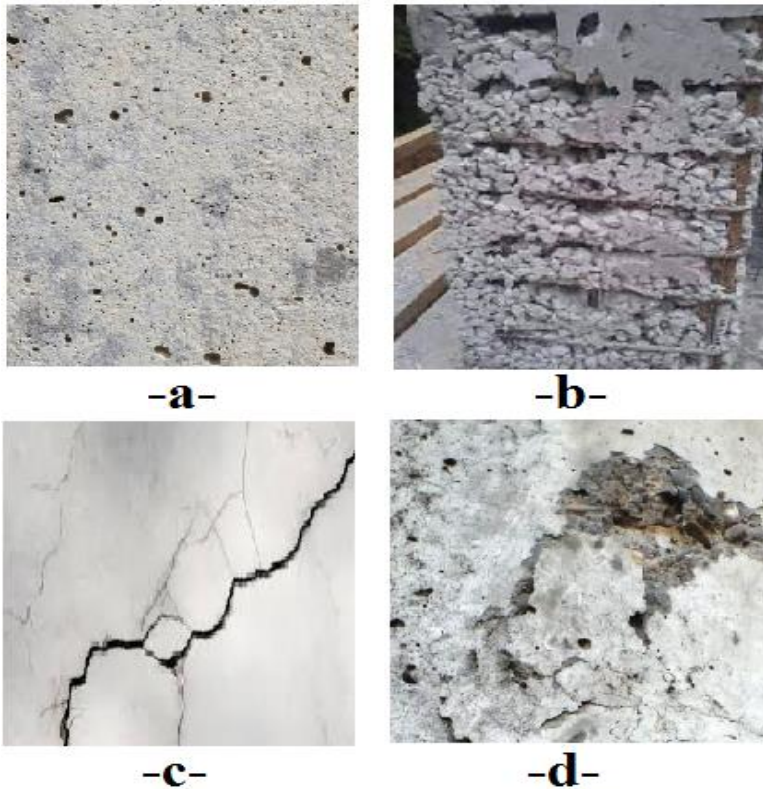


Figure I.8: Exemples de dégradation de béton par : (a) mauvaise qualité du béton ; (b) ségrégation de béton ; (c) fissures dues à l'absence de la cure du béton (d) décollements du béton au-dessus d'une armature corrodée.

IV. Techniques de renforcement des structures en béton armé

Le chemisage des éléments, l'utilisation de la précontrainte extérieure, le renforcement par collage des tôles d'acier, constituent des techniques de renforcement structural efficaces et éprouvées.

Historiquement, l'acier était, probablement, le plus utilisé pour le renforcement externe des structures. Cette technique pose cependant le problème de sa durabilité, sérieusement compromise par la corrosion, surtout lorsque cette dernière affecte l'interface acier-béton, difficile alors à contrôler. À cela, il faut ajouter le poids additionnel des tôles ainsi que d'autres problèmes d'ordre technologique : les limites de la technique en termes de surface et de formes à renforcer ; la complexité des travaux ; et l'impérative spécialisation des entreprises.

Une solution alternative, consiste en l'utilisation des matériaux composites « PRF » pour le renforcement et la réparation des structures en béton armé, cette technique a fait son apparition dans l'industrie de la construction vers les années 80. Mais c'est à partir des années 90 que cette technique a été promue au rang des procédés de renforcement sérieux et économiquement viables. Depuis, le nombre de projets qui l'utilisent dans les ouvrages d'art surtout, mais aussi dans le bâtiment, ne cesse de croître. [Bousselham, A 2005].

V. Utilisation des matériaux composites « PRF » pour le renforcement des structures

Un matériau composite appelé souvent PRF (polymère renforcé de fibre), consiste en deux ou plusieurs matériaux distincts combinés à l'échelle macroscopique afin de produire un produit possédant des caractéristiques qui dépassent celles de leurs composantes seules. Un PRF est une combinaison de *fibres* à haute résistance (les fibres de verre, de carbone et d'aramide sont les plus utilisées) dans une *matrice* (polyester, vinylester, époxy ou autre). Le matériau ainsi obtenu est hétérogène et anisotrope. Les fibres donnent la résistance mécanique alors que la matrice unit les fibres, les protège et transfère les charges aux fibres par cisaillement.

Les fibres peuvent être disposées de différentes façons dans un pli. On distingue le pli à fibres unidirectionnelles (aussi appelé nappe unidirectionnelle), le pli à fibres tissées (appelé tissu) et le pli mat (fibres disposées dans un plan sans aucune orientation préférentielle).

La plus importante caractéristique des PRF est leur rapport résistance-masse. On peut facilement produire un PRF dont la résistance à la traction est supérieure à celle de l'acier, et cela pour une masse correspondante à moins de 10 % de celle de l'acier. Les PRF ont une grande

rigidité (certaines fibres de carbone ont un module d'élasticité d'environ deux fois celui de l'acier), généralement une bonne résistance à la fatigue (excepté pour les fibres de verre), une excellente résistance à la corrosion et un poids très léger.

Malgré que le poids des PRF soit quatre à cinq fois inférieur à celui de l'acier, leur coût demeure relativement élevé. Par contre, l'utilisation croissante de ces nouveaux matériaux et le développement de la technologie font que les prix ont tendance à diminuer graduellement. [Duquette. P 1998].

V.1. Renfort

Le rôle principal des fibres (renforts) est d'assurer la résistance du matériau composite. Une variété de fibres sont disponible dans le marché ; tel que les fibres de verre, d'aramide (Kevlar), graphite, bore, silice, carbone...etc. Elles offrent une gamme de propriétés mécaniques incluant des résistances en traction de 700 à 4200 MPa et des modules d'élasticité de 50 GPa à 400 GPa. Les fibres ont généralement des propriétés différentes dans les trois directions principales. Le tableau 1 présente quelques caractéristiques de certaines fibres couramment utilisées en génie civil. [Duquette. P 1998 1998].

Tableau I.1 : Quelques caractéristiques des fibres de verre, aramide et de carbone
[Duquette. P 1998].

Types de fibres	Masse volumique (g/cm ²)	Module d'élasticité (MPa)	Résistance à la traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Température maximale d'utilisation (C°)
Verre	2.1 – 2.6	52 – 84	2410 – 4800	4.8 – 5.4	500 – 780
Aramide	1.44 – 1.47	83 – 186	3470 – 3620	2.0 – 4.0	400 – 425
Carbon (haute résistance)	1.78	200	2800	1.0	2000
Carbon (haut module)	1.80	400 – 500	2200	0.5	2500

V.2. Matrices

La matrice la plus utilisée pour la fabrication des matériaux composites consiste en un matériau résineux constitué de polymères, modifié par différents adjuvants et additifs. Ces polymères ont habituellement de faibles propriétés mécaniques et leur comportement est dépendant de la durée, du taux et des cycles d'application de la charge, ainsi que de la température.

On distingue deux grandes familles de résines polymères : les résines thermodurcissables (polyester, époxy, vinylester, ...) et les résines thermoplastiques (polychlorure de vinyle, polyamide, polyéthylène, ...). En construction de génie civil, les résines thermodurcissables sont de loin les plus utilisées. [Duquette. P 1998].

V.3. Comportement mécanique des composites

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans leur direction. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège. Selon un bulletin de la Fédération Internationale de Béton (FIB bulletin 14, 2001 [Si Salem, A 2016]), les propriétés mécaniques des matériaux composites sont données par les relations suivantes :

$$E_c = E_f V_f + E_m V_m \quad (I.2)$$

$$R_c = R_f V_f + R_m V_m \quad (I.3)$$

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

La fraction volumique typique des fibres est de l'ordre de 0,6 – 0,65. La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants par rapport à ceux de la matrice. Le comportement mécanique des matériaux composites est donc piloté par les propriétés mécaniques des fibres et la quantité de fibres (fraction volumique). Ils possèdent un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture. Les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique - fragile".

La figure (I.9) montre la réponse globale des différents composites sous chargement de traction directe comparativement à celui des aciers classiques. Plusieurs facteurs déterminent les propriétés des matériaux composites, comme la concentration du renfort, sa distribution dans le volume du composite pour une concentration donnée et la nature de l'interface matrice-renfort. Les caractéristiques élastiques d'un composite unidirectionnel peuvent être estimées à partir des caractéristiques de ses constituants. [Si Salem, A 2016].

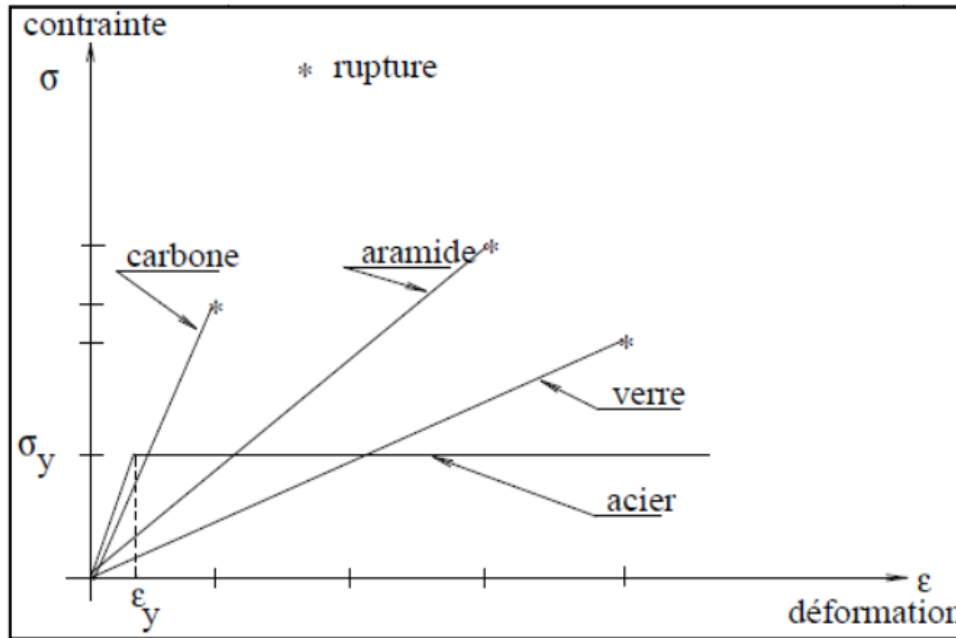


Figure I.9: Confrontation du comportement des composites et de l'acier [Si Salem, A 2016].

VI. Méthodes de calcul réglementaire des poutres en béton armé renforcée par PRF

Les calculs réglementaires des éléments de structures en béton armé renforcées par matériaux composites, s'appuient sur les hypothèses conventionnelles du calcul du béton armé

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

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

VI.1. Analyse d'une section en béton armé renforcé par PRF soumis à la flexion simple

VI.1.1. Méthode de calcul à l'état limite de service ELS

Dans cette partie il est nécessaire de décrire la théorie élastique pour deux types de section en béton armé, le premier cas concerne la section non fissurée alors que le deuxième présente la section fissurée.

La première phase concerne une valeur des moments allant de 0 à M_{cr} (moment où la première fissure apparaît), la flèche quant à elle varie de 0 à Δ_{cr} alors que la courbure de 0 à ϕ_{cr} , d'où :

$$M_{cr} = \frac{2I_g f_t}{h}, \quad \Delta_{cr} = \frac{M_{cr}}{24E_c I_g} (3L^2 - 4a^2), \quad \phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_g}$$

Où I_g est le moment d'inertie de la section non fissurée $I_g = \frac{bh^3}{12}$, et f_t la contrainte de traction

du béton $f_t = 0.3f_c^{2/3}$ et $E_c = 22000 \left[\frac{f_{cm}}{10} \right]^{0.3}$ avec $f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ [EC2].

Avec aussi « a » la distance entre l'appui et le point d'application de la charge, et « L » c'est la longueur de la poutre (entre nus d'appuis).

Le deuxième cas (section fissurée), est s'achevé lorsque la valeur du moment atteint la limite élastique M_y (post-fissuration). Quand la contrainte dans la fibre la plus tendue du béton dépasse la valeur de f_t , le béton dans la partie tendue ou en-dessous de l'axe neutre est négligé. Dans cette partie la figure I.10 présente les déformations et les contraintes d'une section en béton armé renforcée par PRF soumis à la flexion simple. [Boukhezar, M 2014].

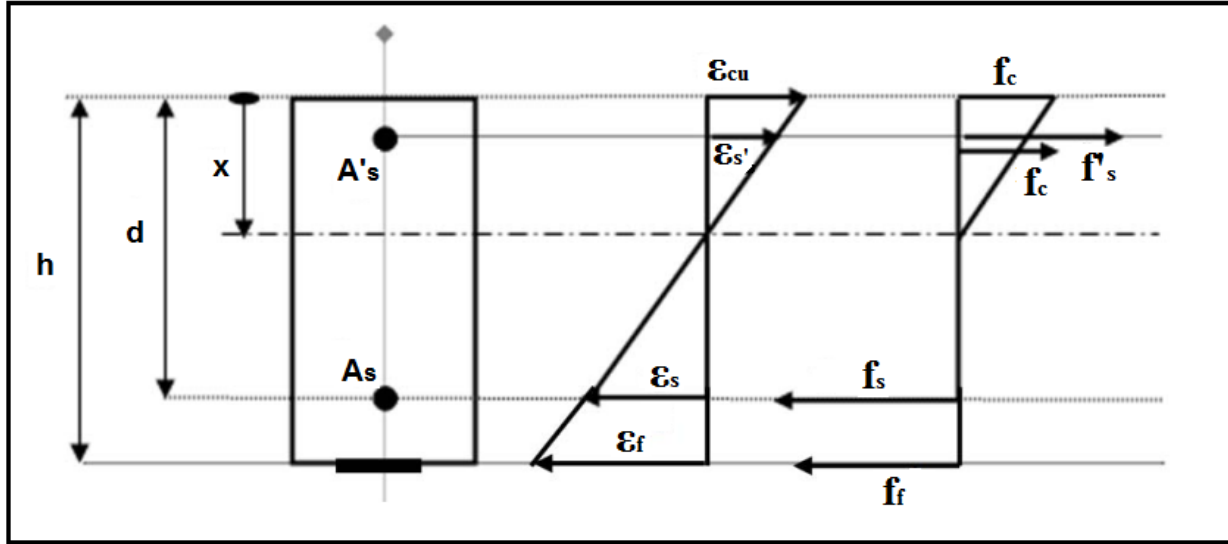


Figure I.10: Diagramme des déformations à l'ELS d'une section rectangulaire en béton armé renforcé par PRF [Boukhezar, M 2014].

De la condition de compatibilité les déformations relatives ont donné

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - d'}{x} \right) \varepsilon_c \quad , \quad \varepsilon_s = \left(\frac{d - x}{x} \right) \varepsilon_c \quad , \quad \varepsilon_f = \left(\frac{h - x}{x} \right) \varepsilon_c$$

Vu que les matériaux sont en élasticité, les contraintes des matériaux sont égales à :

$$f_c = E_c \varepsilon_c \quad , \quad f'_s = E_s \varepsilon'_s = \alpha_e E_c \varepsilon'_s \quad , \quad f_s = E_s \varepsilon_s = \alpha_e E_c \varepsilon_s \quad , \quad f_f = E_f \varepsilon_f = \alpha'_e E_c \varepsilon_f$$

Où α_e et α'_e sont les modules des rapports $\frac{E_s}{E_c}$ et $\frac{E_f}{E_c}$ des sections équivalentes

L'équation d'équilibre des efforts internes est :

$$\frac{1}{2} A_c f_c + A'_s f'_s = A_s f_s + A_f f_f \quad (I.4)$$

Où A_c est l'aire du béton à la compression A_s , A'_s et A_f sont les sections d'armatures tendues, comprimées et du renfort en PRF respectivement. L'utilisation des équations de compatibilité, l'équation d'équilibre devient une expression en fonction de terme ε_c

$$\frac{1}{2} A_c E_c \varepsilon_c + A'_s \alpha_e E_c \frac{x - d'}{x} \varepsilon_c = A_s \alpha_e E_c \frac{d - x}{x} \varepsilon_c + A_f \alpha'_e E_c \frac{h - x}{x} \varepsilon_c \quad (I.5)$$

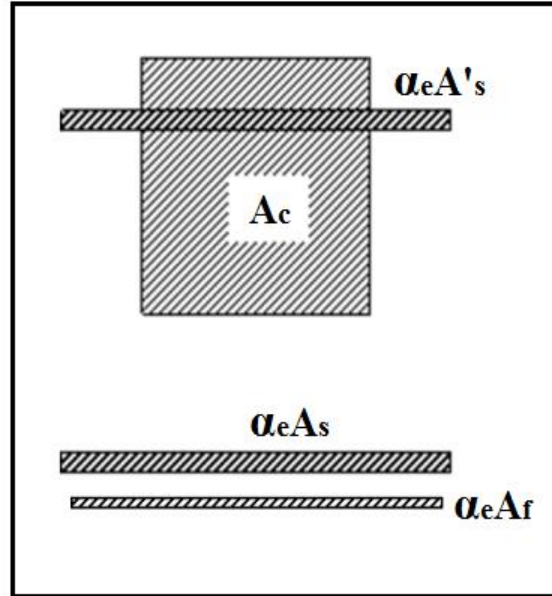


Figure I.11: Section équivalente (section transformée) en BA renforcé par PRF [Boukhezar, M 2014].

Cette équation peut être simplifiée et devienne :

$$\frac{1}{2}bx^2 + A'_s\alpha_e(x - d') = A_s\alpha_e(d - x) + A_f\alpha'_e(h - x) \quad (I.6)$$

L'axe neutre de la section fissurée passe par le centre de gravité de la section transformée, ce dernier peut se déterminer soit par le théorème de Huigueness

$$x = \frac{\sum(Ax)}{\sum A} = \frac{dx \cdot \frac{x}{2} + \alpha_e A_s \cdot d + \alpha_e A'_s d' + \alpha'_e A_f h}{dx + \alpha_e A_s + \alpha_e A'_s + \alpha'_e A_f} \quad (I.7)$$

Ou bien à partir de l'équation d'équilibre, c'est une équation de deuxième degré de type $Ax^2 + Bx + C = 0$

$$\frac{1}{2}bx^2 + ((A'_s + A_s)\alpha_e + A_f\alpha'_e)x - ((A_s d + A'_s d')\alpha_e + A_f h \alpha'_e) = 0 \quad (I.8)$$

La solution est :

$$x = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 + 4AC}}{2A} \quad (I.9)$$

En remplaçant dans l'équation (I.9) :

$$x = \frac{-((A_s + A'_s)\alpha_e + A_f\alpha'_e) \pm \sqrt{((A_s + A'_s)\alpha_e + A_f\alpha'_e)^2 + 2b((A_s d + A'_s d')\alpha_e + A_f h\alpha'_e)}}{b} \quad (I.10)$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est déterminée. Le moment élastique par rapport au centre de gravité de bloc des contraintes de la section est défini par :

$$\frac{M_y}{cg} = F'_s \left(\frac{1}{3}x - d'\right) + F_y \left(d - \frac{1}{3}x\right) + F_f \left(h - \frac{1}{3}x\right) \quad (I.11)$$

Avec F_y étant l'effort de traction au niveau des armatures tendues lorsque $\epsilon_s = \epsilon_y$.

La courbure à la mi-travée et la flèche correspondante de la poutre vaut :

$$\phi_y = \frac{M_y}{E_c I_{cr}} \quad , \quad \Delta_{cr} = \frac{M_y}{24 E_c I_{cr}} (3L^2 - 4a^2) \quad (I.12)$$

Dans cette phase, le moment d'inertie est égal à :

$$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d-x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A'_s (x-d')^2 + \frac{E_s}{E_{c_s}} A_f (h-x)^2 \quad (I.13)$$

VI.1.2. Méthode de calcul à l'état limite ultime ELU

Soit une section rectangulaire renforcée où : A_s et A'_s représente respectivement les sections des armatures tendues et comprimées, A_f étant la section du renfort.

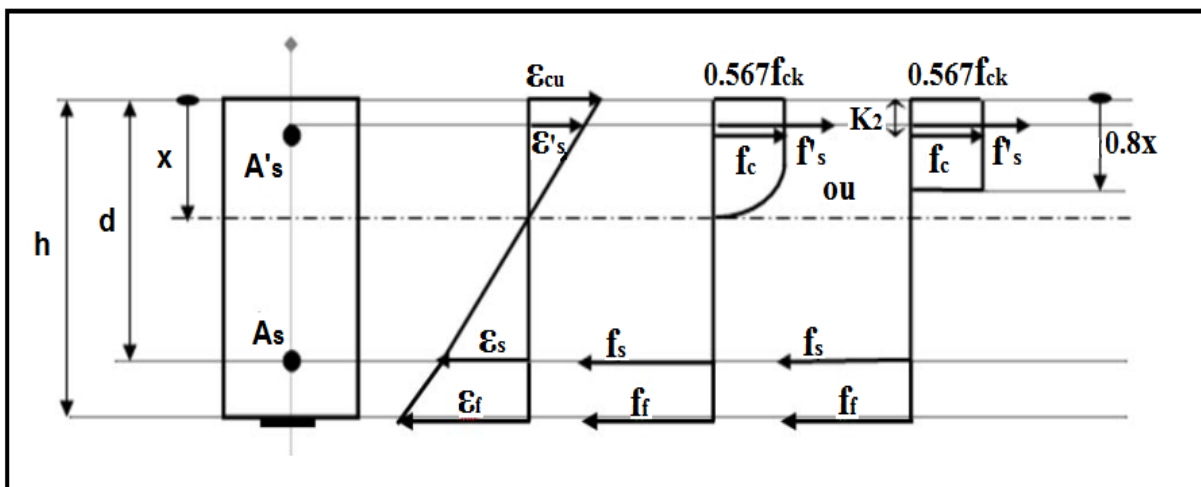


Figure I.12: Diagramme des déformations à l'ELU d'une section rectangulaire en béton armé renforcé par PRF [Boukhezar, M 2014].

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite : la hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à 3.5‰, pour une section à l'état limite ultime.

La compatibilité des déformations des matériaux : l'acier, le matériau composite et le béton, sont exprimés par les relations suivantes :

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d - x}{x} \right) \varepsilon_{cu} \quad (\text{I.14})$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - d'}{x} \right) \varepsilon_{cu} \quad (\text{I.15})$$

$$\varepsilon_f = \left(\frac{h + \frac{t}{2} - x}{x} \right) \varepsilon_{cu} \quad (\text{I.16})$$

Avec :

t : l'épaisseur du renfort

K₁ : pris égal à 0.567

K₂ : est le coefficient de positionnement pris égal à 0.4

A partir de l'équation d'équilibre des forces internes de la section renforcée :

$$F_c + F'_s = F_s + F_f \quad (\text{I.17})$$

Où F_c est la force de compression dans le béton

$$F_c = K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_c(x) \quad (\text{I.18})$$

$$F_c = 0.567 \cdot f_{ck} \cdot A_c(x) \quad (\text{I.19})$$

F'_s est la force de compression au niveau des armatures comprimées

$$F'_s = f'_s \cdot A'_s \quad (\text{I.20})$$

F_s : est la force de traction au niveau des armatures tendues

$$F_s = f_s \cdot A_s \quad (\text{I.21})$$

F_f : est la force due au renforcement au moyen de matériau composite

$$F_f = f_f \cdot A_f \quad (I.22)$$

L'équation d'équilibre devient alors :

$$K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_c(x) + f'_s \cdot A'_s = f_s \cdot A_s + f_f \cdot A_f \quad (I.23)$$

En divisant les termes de l'équation par le terme de "Au" définissant une section utile :

$$0.567 \cdot f_{ck} \cdot \frac{A_c(x)}{A_u} + f'_s \cdot \rho'_s = f_s \cdot \rho_s + f_f \cdot \rho_f \quad (I.24)$$

L'équation (I-23), représente une équation à quatre inconnues interdépendantes : $A_c(x)$, f_s , f'_s , et f_f devenue plus laborieuse que la précédente, et qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs.

Les étapes à suivre dans cette méthode sont :

- Fixer la profondeur de l'axe neutre "x", commencer par $x=d/2$,
- Calculer les déformations relatives " ϵ_s ", " ϵ'_s " et " ϵ_f " à partir des équations (I-14), (I-15) et (I-16),
- Evaluer les contraintes f_s , f'_s et f_f respectivement à partir des diagrammes contraintes déformations appropriés,
- Injecter x , f_s , f'_s et f_f dans l'équation d'équilibre,
- Vérifier à travers l'équation (I-23) si l'équilibre est atteint, donc "x" est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession des valeurs de "x" jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint :

$$F_c + F'_s = F_s + F_f \quad (I.25)$$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, le moment ultime de la section s'exprime comme suit :

$$\frac{M_u}{c_g} = F'_s (0.4x - d') + F_s (d - 0.4x) + F_f (h - \frac{t}{2} - 0.4x) \quad (I.26)$$

La courbure à la mi-travée de la poutre est :

$$\phi_u = \frac{M_u}{E_c I'_{cr}} \quad (I.27)$$

Alors que le déplacement est :

$$\Delta_u = \frac{M_u}{24E_c I'_{cr}} (3L^2 - 4a^2) \quad (I.28)$$

L'expression du moment d'inertie est égale à :

$$I_{cr} = \frac{1}{3} bx^3 + \frac{E_s}{E_c} A_s (d - x)^2 + \frac{E_s}{E_c} A_f (h - x)^2 \quad (I.29)$$

VII. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons passé en revue les points susceptibles inhérents aux matériaux utilisés dans la présente étude, à savoir le béton, armatures d'acier et les composites PRF. En premier temps, nous avons présenté les principaux constituants de ces matériaux. Par la suite, nous nous sommes consacrés à la présentation de leurs caractéristiques mécaniques et physico-chimiques ainsi que leurs lois de comportements respectives sous différent type de chargement. L'analyse de cette recherche bibliographique nous a permis aussi de lister les différentes pathologies du béton, et son processus de dégradation d'ordre physiques chimiques et autre. L'aspect théorique et le calcul de type réglementaire rugissants le comportement des poutres en béton armé renforcées par PRF à L'ELS et à L'ELU ont été aussi présentés.

CHAPITRE : II

**Techniques de renforcement des poutres
en béton armé par matériaux composites
PRF**

I. Introduction

Penser au remplacement systématique des constructions, au moment où l'on assiste à des restrictions budgétaires sans précédent, serait complètement absurde. Les efforts financiers que nécessitent la maintenance, la réparation, et parfois le renforcement, à eux seuls, sont déjà insupportables.

Dans ce contexte, le développement de techniques de réparation et/ou de renforcement efficaces, durables et économiques, représente aujourd'hui un défi majeur pour l'industrie de la construction. On notera, à ce propos, l'utilisation, de plus en plus fréquente, d'expressions comme durabilité, maintenance, réhabilitation. Il s'agit, de toute évidence, d'une ère nouvelle où, désormais, la mission de l'ingénieur ne se limite plus à bâtir du neuf, mais aussi à maintenir en service le bâti existant. [Bousselham, A 2005].

L'une des techniques qui suscite un intérêt grandissant est l'utilisation des polymères renforcés de fibres « PRF » pour le renforcement des structures en béton armé [Thériault, M., & Neale, K. W, 2000]. Les multiples avantages de cette technique, reliés aux propriétés des FRP telles que le ratio résistance/poids élevé, l'immunité contre la corrosion, ou encore la facilité qui caractérise leur mise en place, sont particulièrement intéressants du point de vue économique. Face à la détérioration de plus en plus préoccupante des ouvrages existants, de tels avantages encouragent à lui prédire un avenir très prometteur. D'ailleurs, ses applications à travers le monde, à la fois nombreuses et diversifiées, connaissent, depuis son introduction dans l'industrie de la construction, il y a une quinzaine d'années, un succès remarquable [Rizkalla et al. 2003, Bakis et al. 2002].

II. Fissuration et modes de rupture des poutres en béton armé

II.1. Fissuration

Le matériau béton est un matériau composite granulaire et hétérogène, à cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. Lorsque cette structure 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, les microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles pour former une macro-fissure

entraînant la rupture du matériau (Figure II.1). La fissure est une surface de discontinuité dans la matrice béton. L'échelle dimensionnelle de cette discontinuité surfacique dépend, en fait, directement du moyen de mesure utilisé, et bien entendu, de la nature de l'approche recherchée. Une fissure étant amorcée dans une structure, sous l'effet de sollicitation, elle peut croître et provoquer la rupture de cette structure, c'est-à-dire sa séparation en plusieurs morceaux. [Kheloui, F 2012].

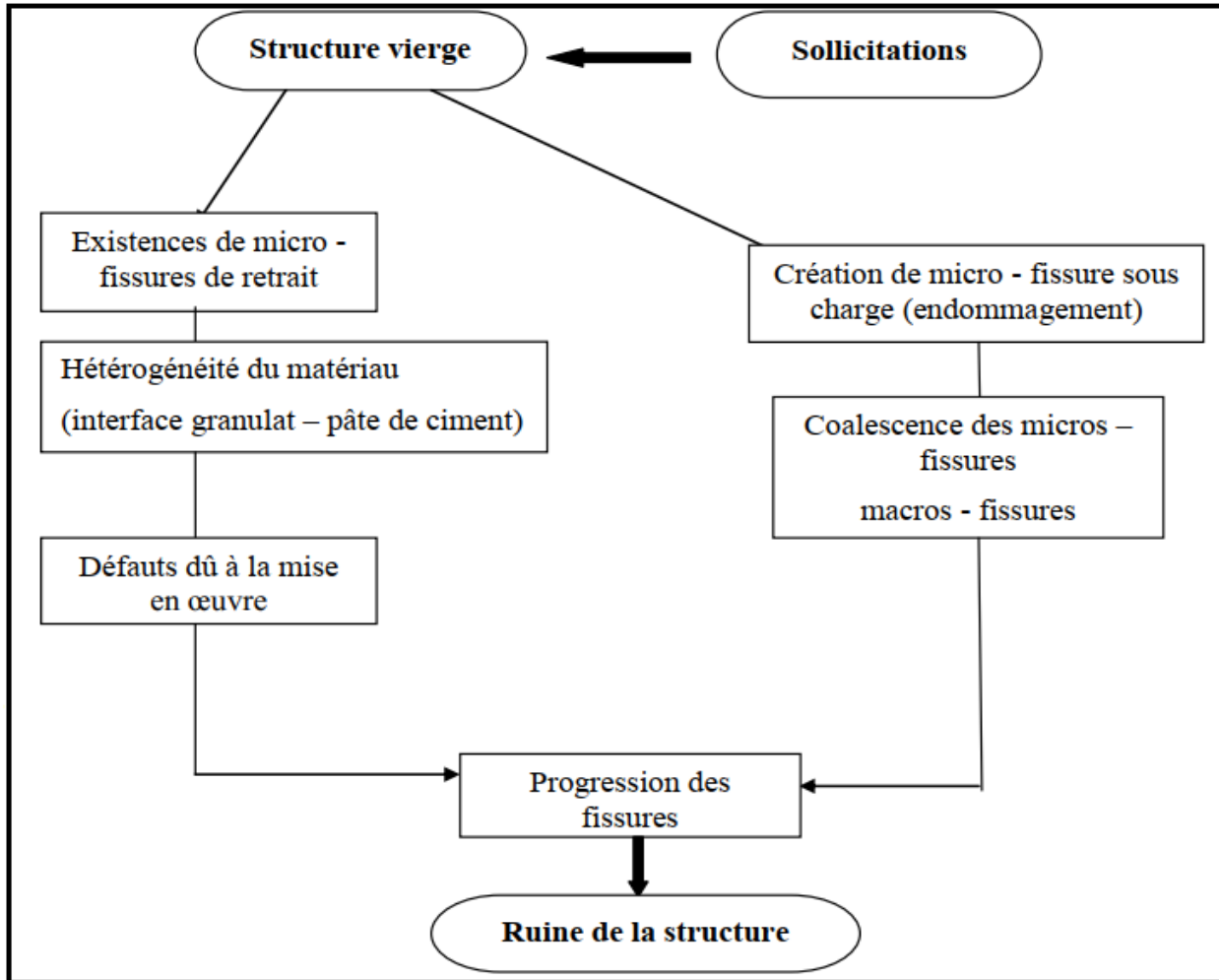


Figure II.1: Processus de ruine d'un élément de structure. [Kheloui, F 2012].

Dans une poutre en béton armé, on distingue, en général, deux types de fissures : verticales et obliques. Les fissures verticales, dues à la flexion, se forment les premières et apparaissent là où la contrainte de flexion est maximale. Les fissures obliques apparaissent au voisinage des extrémités de la poutre et sont dues au cisaillement et à la flexion, agissant simultanément. [Bousselham, A 2005].

II.2. Modes de rupture des poutres en béton armé

Pour ce qui concerne les modes de rupture, plusieurs possibilités sont envisageables, en fonction de la quantité d'armatures longitudinale et transversale, de la forme de la section, de l'adhérence des armatures au béton et du mode d'ancrage des barres au-dessus des appuis et en fonction de la géométrie de la poutre [Djeddi, F 2016]. Pour une poutre en béton armé simplement appuyée nous distinguons les types de rupture suivants :

II.2.1 Rupture par cisaillement et flexion

Ce type de rupture se caractérise par la disposition des fissures représentée sur la figure II.2. Il peut apparaître quand la poutre est relativement ramassée et n'est pas suffisamment armée à la flexion sur toute sa longueur. Dans le cas de réduction d'armature en fonction du diagramme des moments, la limite d'écoulement de l'acier de l'armature principale est atteinte en dehors du centre de la poutre, dans la zone de l'action simultanée de l'effort tranchant et du moment fléchissant. Ceci conduit à un cheminement excessif de la fissure oblique et finalement à la rupture qui se traduit par l'écrasement du béton dans la zone au-dessus de cette fissure [MacGregor, J.G 1997].

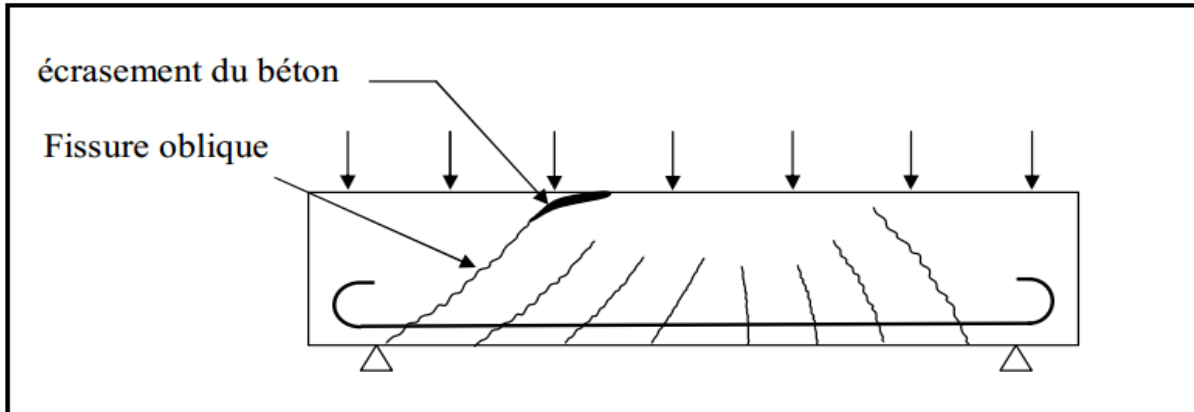


Figure II.2: Rupture par cisaillement et flexion [MacGregor, J.G 1997].

II.2.2 Rupture par cisaillement et compression

Ce mode de rupture peut intervenir dans les poutres dont l'armature principale est relativement importante et l'armature transversale faible ou même inexistante. La cause de la rupture est la destruction du béton par séparation et glissement dans la zone de compression au-dessus de l'extrémité de la fissure oblique. A cet endroit, un pseudo d'articulation se forme, autour de laquelle a lieu une rotation des deux parties de la poutre séparées par la fissure oblique (Figure.II.3), avec un glissement tangentiel simultané [MacGregor, J.G 1997].

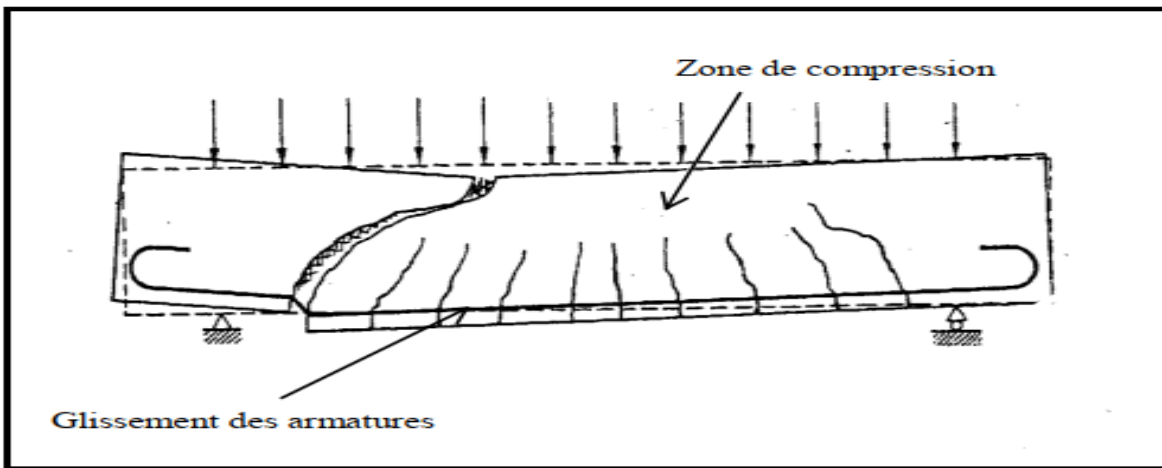


Figure II.3: Rupture par cisaillement et compression [MacGregor, J.G 1997].

II.2.3 Rupture par cisaillement avec glissement

Ce mécanisme de rupture est reconnaissable par l'apparition des premières fissures obliques, l'élargissement de celles-ci augmente avec la charge et de nombreuses petites fissures inclinées s'ouvrent au niveau de l'armature principale, l'adhérence de l'acier au béton disparaît graduellement et finalement, l'épuisement de la capacité portante de l'élément est causé par le glissement des armatures principales dans l'ancrage au-dessus de l'appui (Figure II.4). Dans ce cas, les crochets des barres lisses provoquent des éclatements visibles sur les faces frontales de la poutre si l'armature locale transversale n'est pas convenablement choisie. [MacGregor, J.G 1997].

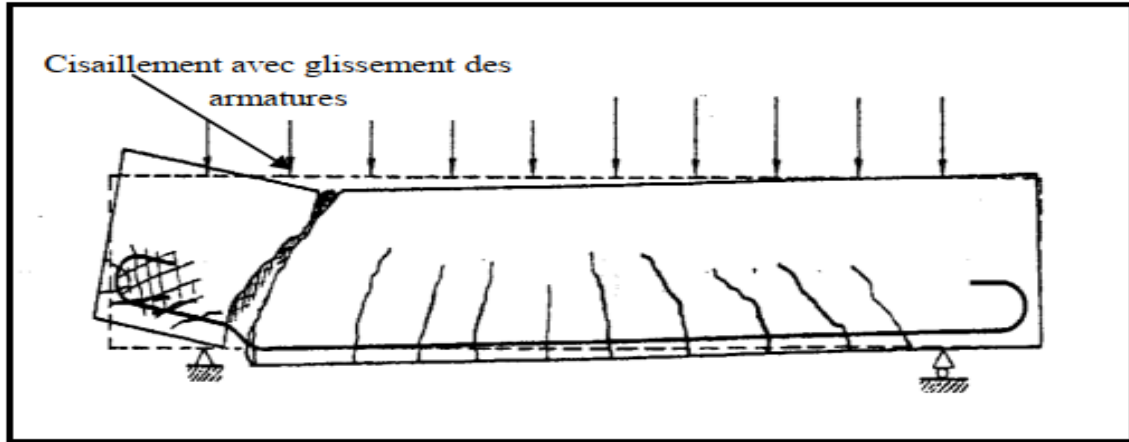


Figure II.4: Rupture par cisaillement et glissement [MacGregor, J.G 1997].

II.2.4 Rupture par coupure

La rupture par coupure ne peut intervenir que dans le cas d'un effort transversal très important avec un faible moment fléchissant sur des poutres minces (Figure.II.5), donc surtout quand une force concentrée est appliquée près de l'appui [MacGregor, J.G 1997].

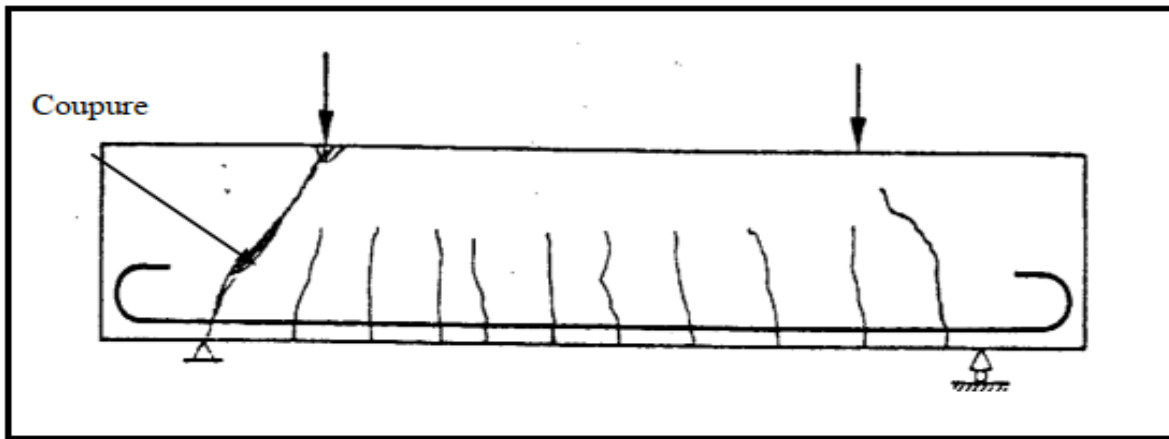


Figure II.5: Rupture par coupure [MacGregor, J.G 1997].

III. 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 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 de 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 (Figure.II.6). Ce phénomène est communément appelé confinement du béton [Bouamra, Y 2016]. Le confinement du béton qui consiste à empêcher ces déformations, peut être réalisé soit par une enveloppe externe, collage des plaques d'acier généralement en forme U, soit par un faible espacement entre les étriers, il peut se réaliser aussi à l'aide d'enveloppes en matériaux composites à base de fibres de verre, de carbone et d'aramide et autres. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton confiné.

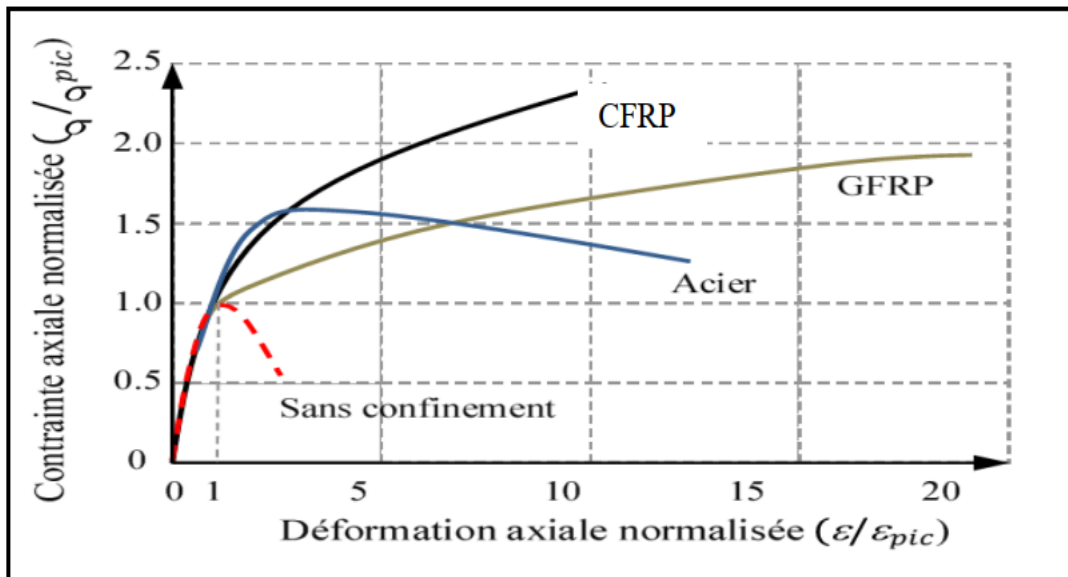


Figure II.6: Comportement du béton sans et avec confinement [Bouamra, Y 2016].

IV. Revue de littérature sur le renforcement et le confinement des poutres

IV.1. Généralités

Actuellement, plusieurs méthodes et techniques de réparation ou/et de renforcement sont proposées dans la littérature. Le choix de la technique dépend de plusieurs paramètres, tels que : le degré d'endommagement de la structure ou des éléments, les matériaux de renforcement, la nature et la forme de l'élément, etc. La solution la mieux adaptée sera alors définie en fonction de la structure à renforcer, de l'espace disponible pour l'exécution des travaux et de l'usage futur de la structure renforcée ou réparée et le coût de l'opération de renforcement [Djellad, Z. A 2015].

Initialement des plaques d'acier collées sous les éléments en béton étaient utilisées comme éléments de renforcement afin de compenser le manque d'armatures internes (Figure.II.7). 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 comportements mécaniques. [Bouamra, Y 2016].

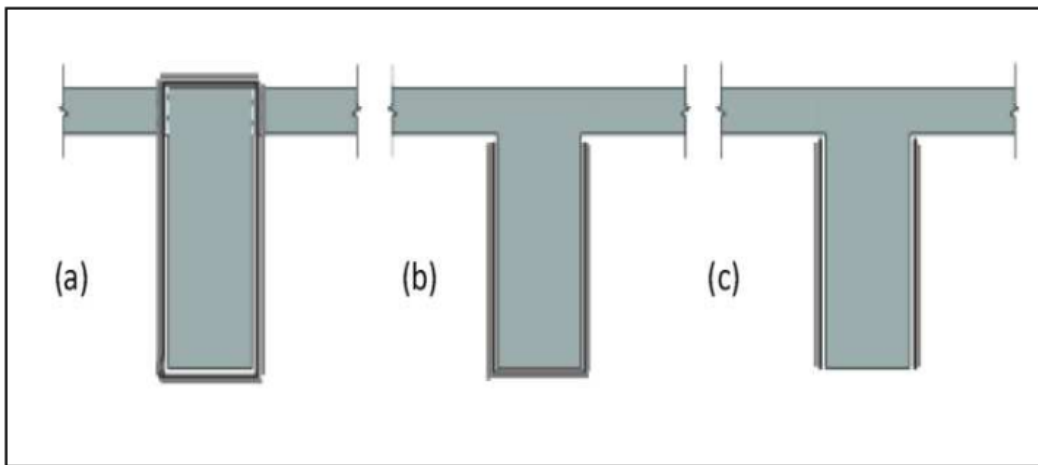


Figure II.7: Technique de renforcement des poutres par collage de plaque en acier.
[Bouamra, Y 2016]

IV.2. Travaux antérieurs sur les renforcements et le confinement des poutres à l'aide du composite PRF

Le renforcement des poutres dans la construction vise essentiellement la reprise des efforts de flexion et des efforts tranchants. Actuellement, on recense de nombreuses recherches menées sur l'utilisation des matériaux composites pour proposer plusieurs solutions de renforcements telles que : le collage de plaques, grilles ou de bandes en FRP sur les faces externes et /ou interne de l'élément à renforcer, utilisation des barres de renforcement en FRP.....etc. Le renforcement par utilisation des grilles est le procédé qui nous intéresse dans cette étude.

[Tavarez, F et al 2003] On fait une étude numérique et expérimentale sur le comportement des poutres en béton armé confinées par des grilles en fibre de carbone (CFRP grids) soumises à l'essai de flexion quatre points. Trois (03) types de poutres ont été analysées à savoir ; les poutres courtes, moyennes et les poutres longues. La simulation numérique a été faite avec le logiciel élément fini LS-DYNA. La grille composite a été modélisée par des éléments de types poutres et Shell.

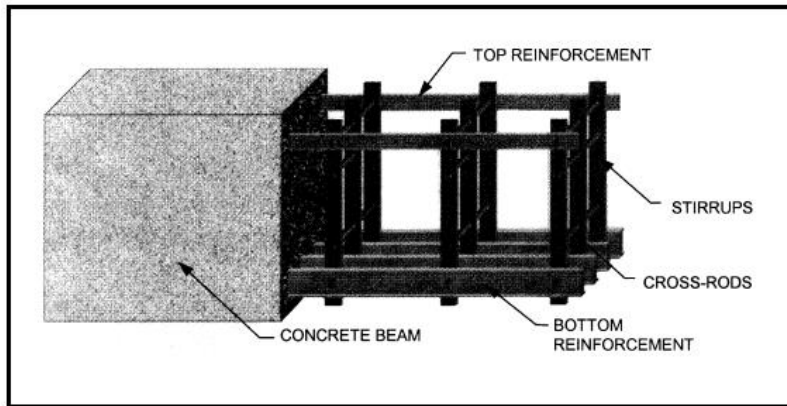


Figure II.8: Renforcement de la poutre par CFRP grids [Tavarez, F et al 2003].

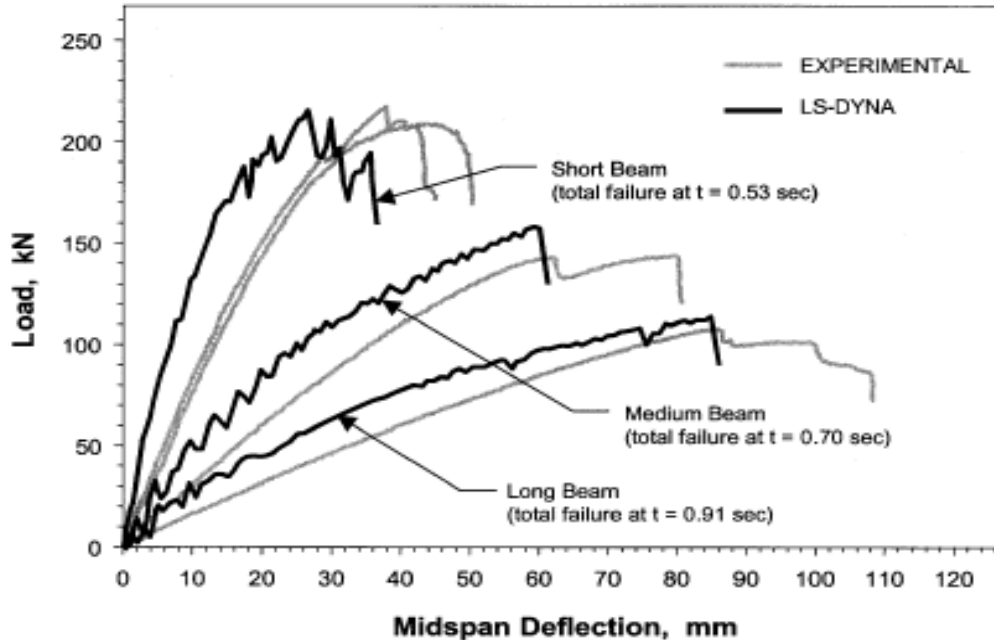


Figure II.9: Confrontation des courbes force-déplacement des poutres testées [Tavarez, F et al 2003].

Les principales conclusions tirées de cette étude sont :

- Les courbes de charge-déformation obtenues à partir des simulations ont montrées une bonne corrélation avec les résultats expérimentaux.
- Le modèle numérique surestime légèrement la rigidité de la poutre et sous-estime la flèche maximale par rapport aux résultats expérimentaux.
- La baisse significative de la charge observée dans les courbes charge-flèche produites dans le modèle numérique (LS-DYNA) est due à la rupture des barres longitudinales.
- La rupture des poutres dans le modèle numérique a été causée par la rupture des barres longitudinales, tandis que les poutres dans les essais expérimentaux ont été rompues par écrasement du béton dans la zone comprimée à la proximité du point d'application de la charge suivi d'une rupture des barres longitudinales.
- La charge ultime de rupture obtenue dans les poutres longues est inférieure à celle des poutres moyennes et courtes, par contre les poutres longues sont plus ductiles que les poutres moyennes et courtes.

[**Kheloui, F 2012**] a réalisé un programme de recherche expérimental, dont le but est la proposition d'une nouvelle technique qui s'inscrit dans le cadre de la reprise de l'effort tranchant dans les poutres en béton armé et de proposer un modèle de comportement propre, qui permet de transcrire et d'appréhender le comportement réel de l'élément soumis à des sollicitations de flexion. Des essais de flexion quatre points ont été réalisés, sur des poutres prismatiques de dimensions 10*20*120 cm, renforcés de bielles de béton inclinées à 45°, confinées par des grilles métalliques, disposées dans la zone d'influence de l'effort tranchant. Ces spécimens ont été soumis à un chargement imposé évoluant progressivement jusqu'à la rupture. Les résultats expérimentaux des différents essais montrent clairement le passage d'un mode de rupture fragile à un mode de rupture ductile sous un même chargement. Cet apport de ductilité à travers des bielles de béton confiné confère sans doute à la structure une capacité portante plus importante. Ainsi, grâce à la conjugaison des performances mécaniques de la grille utilisée, celle-ci procure à l'ensemble un frein pour la propagation de la fissuration en zones d'appuis puisqu'elle empêche l'expansion de cette dernière elle en réduit même le nombre. Le changement du mode de rupture affirme aussi l'aspect positif de cette technique. L'incorporation des grilles métalliques en zones d'appuis a fourni une augmentation substantielle des résistances mécaniques des poutres soumises à la flexion de l'ordre de 13KN, cela est dû à la conjugaison des performances

mécaniques de la grille utilisée et son rôle qui consiste à confiner le béton, ce qui lui confère une plus grande réserve de résistance. La fissuration est plus diffuse et l'ouverture de celle-ci est de l'ordre de 1.6cm pour la poutre classique contre une ouverture de la fissure de 1cm pour la poutre avec bielles.

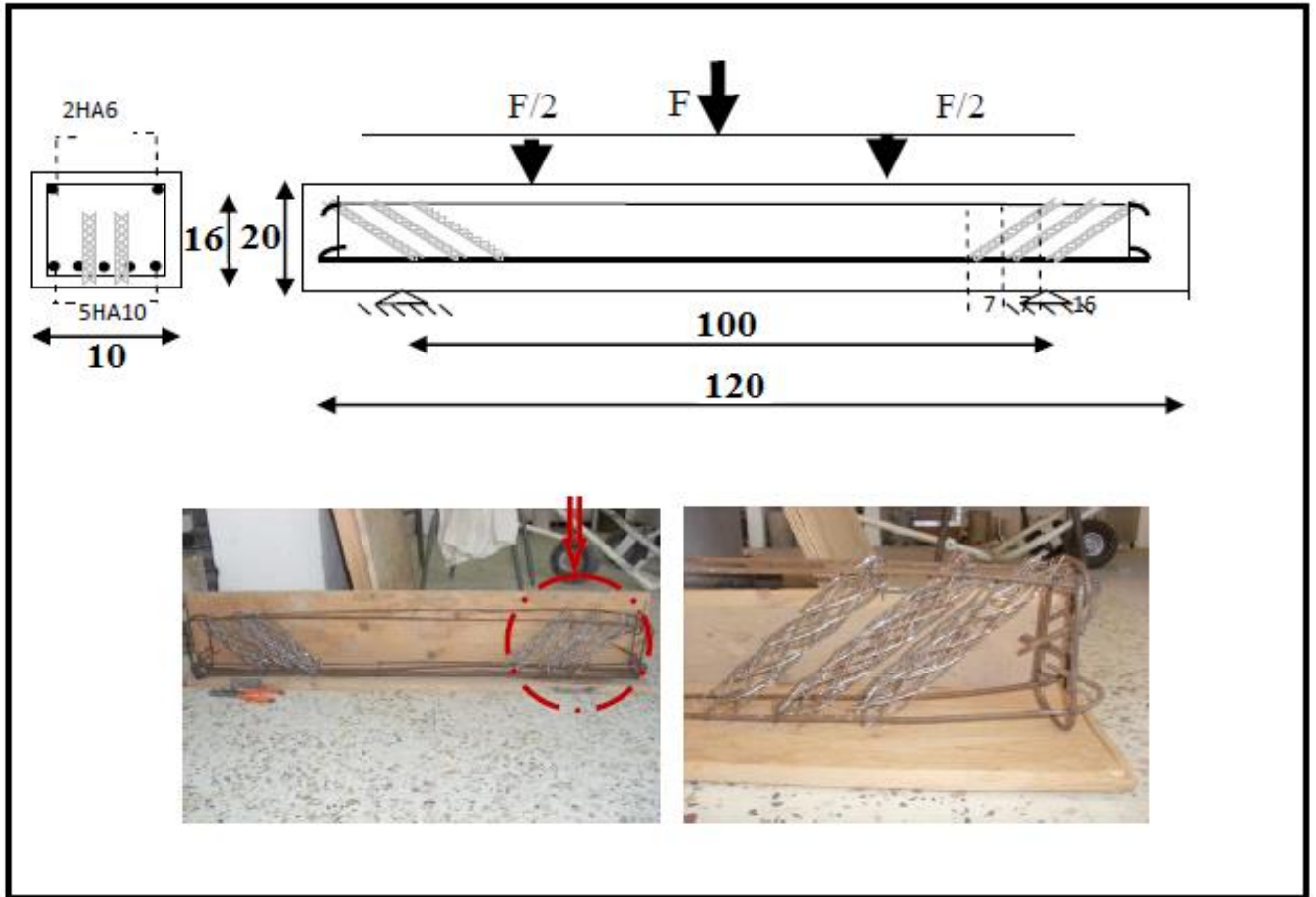


Figure II.10: Poutre renforcée avec bielles en grille métallique [Kheloui, F 2012].

Les valeurs moyennes des gains de résistance de l'ensemble des spécimens du programme expérimental ont été exprimées en fonction de la résistance du béton non confiné (f_{co}), les résultats présentés sur l'histogramme de la figure II.11 montrent clairement que ce type de confinement permet d'augmenter considérablement la charge ultime, comparativement aux bétons non confinés, des gains de résistance ont été obtenus soient respectivement 46,27% pour f_f 47,37% pour f_d et 16,25% pour f_{rup} .

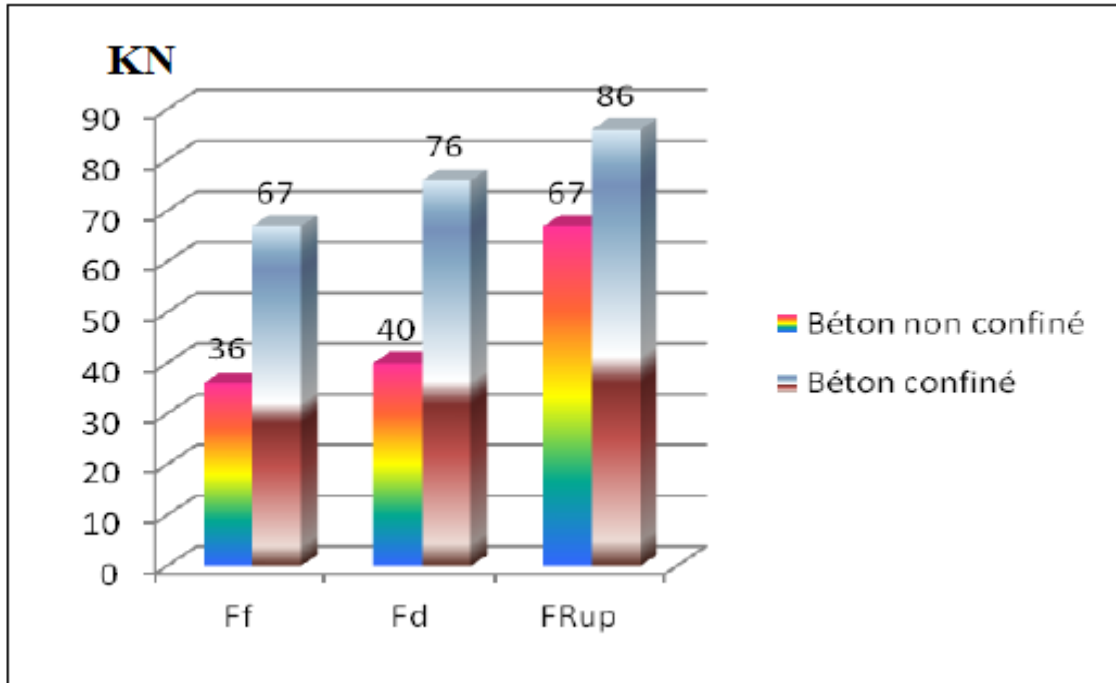


Figure II.11: Valeurs des forces pour les poutres confinées et non confinées [Kheloui, F 2012].

f_f : force de première fissure

f_d : force qui correspond à l'apparition de multiples fissures.

f_{rup} : la force de rupture.

[El Meski, F., & Chehab, G. R 2014] ont réalisé une étude expérimentale sur le comportement flexionnel des poutres en béton renforcées par différentes formes géométriques de géogrilles (uniaxiales, biaxiales et triaxiales) ayant des propriétés physiques et mécaniques différentes, figure II.12. Le programme expérimental consistait à tester 21 poutres non renforcées et renforcées de géogrilles soumises à l'essai de flexion quatre points figures II.13. Deux types de béton ont été utilisés à savoir ; un béton de résistance normal et un béton à haute résistance. Les résultats des essais ont montré l'avantage du renforcement des poutres par géogrilles, plusieurs paramètres ont été améliorés tel que la charge ultime de rupture, limitation de fissures, la ductilité. Il a été noté aussi que la forme géométrique des géogrilles a beaucoup influencé sur le comportement flexionnel des poutres renforcés, l'initiation d'apparition des fissures à été retardé dans les poutres confinées par rapport à la poutre témoin (Figure II.14), la figure II.15 montres des courbes typiques de charge-déflexion à mi travée pour les poutres témoins et renforcés. Comparées à la poutre renforcée par les géogrilles biaxiales et triaxiales, la poutre renforcée par

des géogrilles uniaxiales a enregistré une augmentation de 20% de la charge portante par rapport aux deux autres types, et aussi une augmentation considérable de la ductilité. Cependant l'augmentation de la résistance du béton a modifié le comportement des poutres renforcées par les géogrilles triaxiales qui a provoqué une rupture fragile, mais avec une augmentation de 51% environ de la ductilité comparée à la poutre témoin.

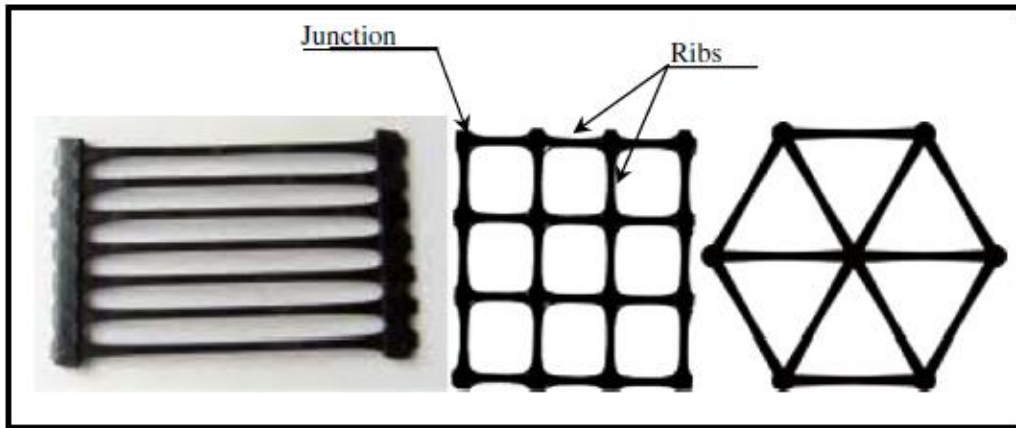


Figure II.12: Géogrilles uniaxiales, biaxiales et triaxiales [El Meski, F., & Chehab, G. R 2014].

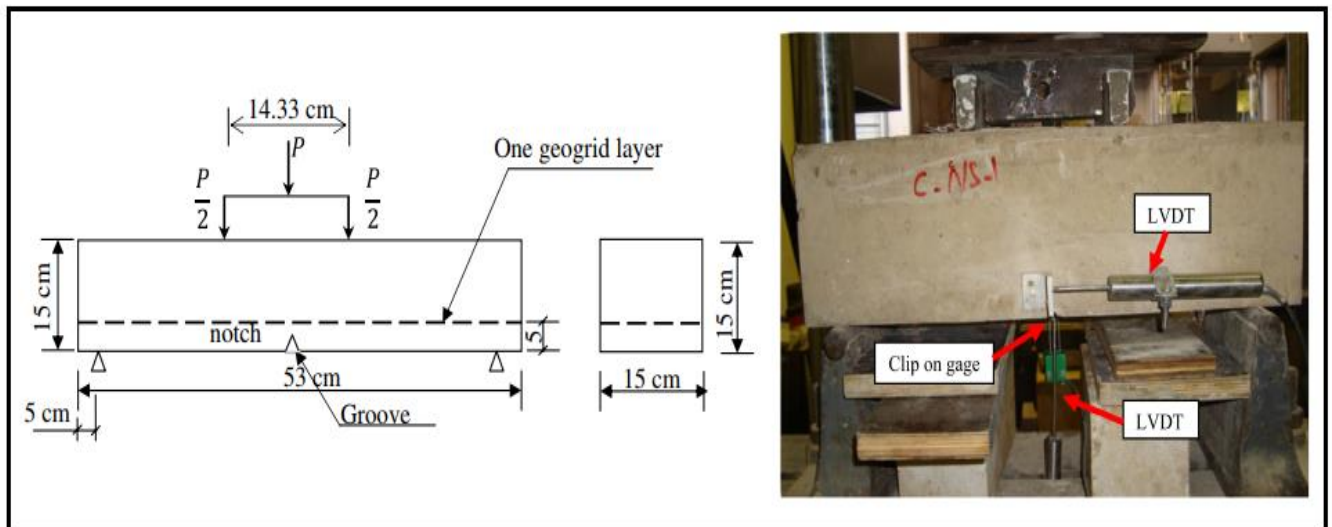


Figure II.13: Poutre sous l'essai de flexion quatre points [El Meski, F., & Chehab, G. R 2014].

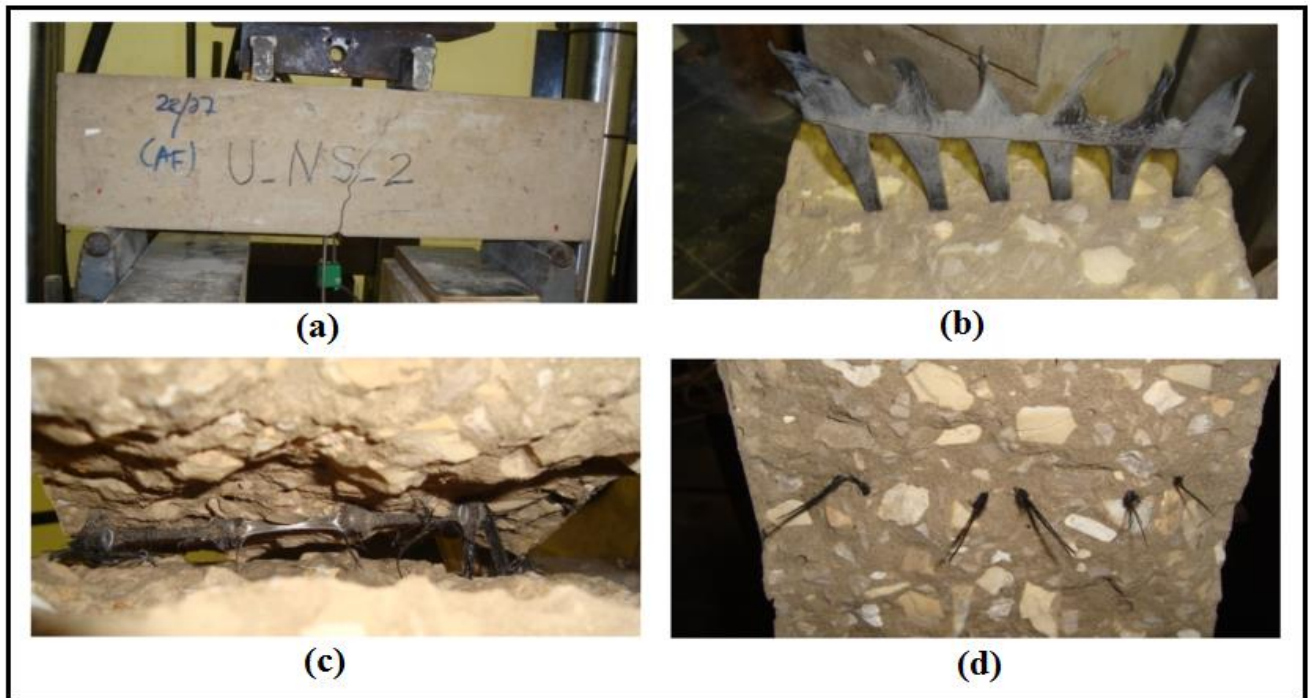


Figure II.14: Mécanisme de rupture : (a) propagation des fissures dans la poutre renforcée ; (b) mode de rupture des géogrilles uniaxiales ; (c) biaxiales et (d) triaxiales [El Meski, F., & Chehab, G. R 2014].

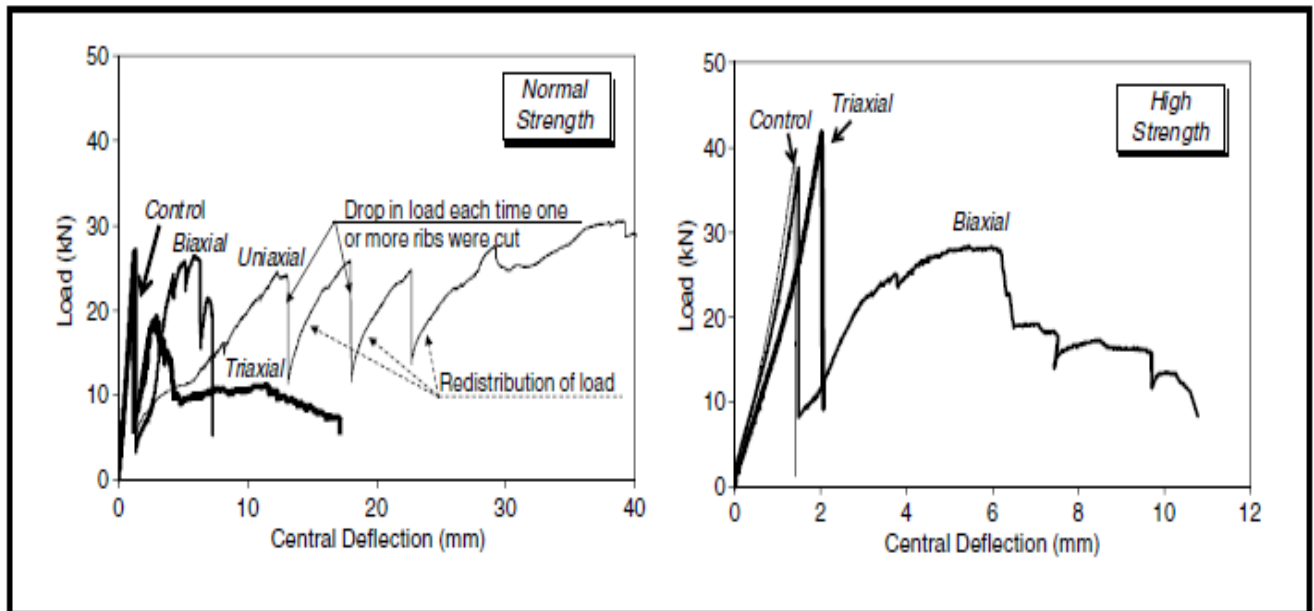


Figure II.15: Courbes force – déplacement des poutres testées ; pour un béton de résistance normale et un béton à haute résistance [El Meski, F., & Chehab, G. R 2014].

[Ali, N. M. et al 2015] ont testé expérimentalement sous l'essai de flexion 4-points une série de poutres en béton armé renforcées par grilles en polymère renforcé de fibres de basalte (BRP grids), figure II.16, cette dernière a été collée sur la poutre à l'aide d'une résine époxy, figure II.17. L'étude comprenait l'analyse du comportement en traction des grilles de basalte (BRP grids) avec trois épaisseurs différentes, le comportement d'adhérence entre les grilles et le béton, ainsi que le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées avec les grilles en fibres de basalte (BRF grids). Les résultats ont révélé que le module d'élasticité des grilles de basalte (BRP grids) variait entre 40 et 43 GPa, et leur résistance à la traction variait entre 815 et 931 MPa. Le comportement d'adhérence entre les grilles et le béton a présenté une rupture ductile, la force d'adhérence des grilles FRP de basalte testé était de l'ordre de 3,26 à 6,06 MPa, et son glissement (déplacement) au pic variait entre 0,15 et 0,4 mm. Les poutres renforcées se sont rompues par écrasement du béton ou par rupture du polymère renforcé de fibres, et aucune rupture par décollement du renfort n'a été observée dans les poutres testées.

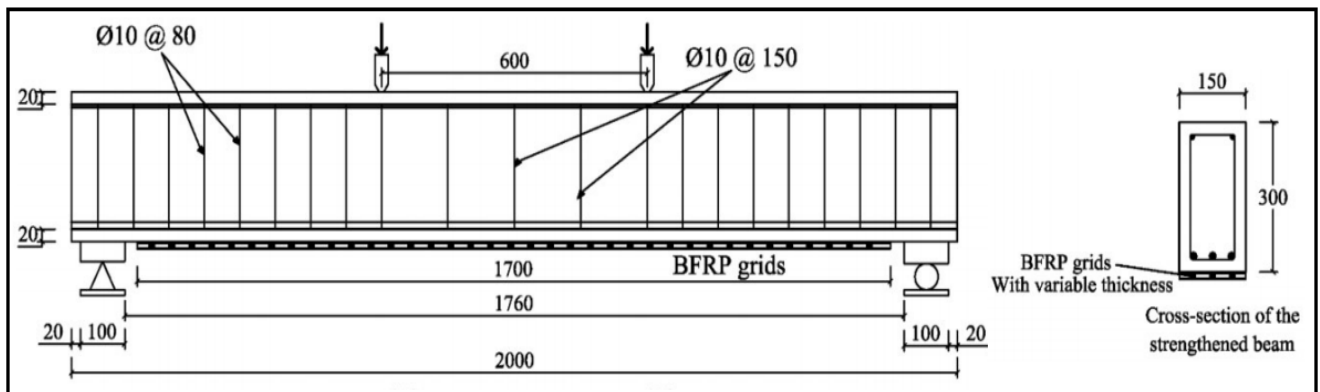


Figure II.16: Détail du renforcement des poutres testées [Ali, N. M. et al 2015].

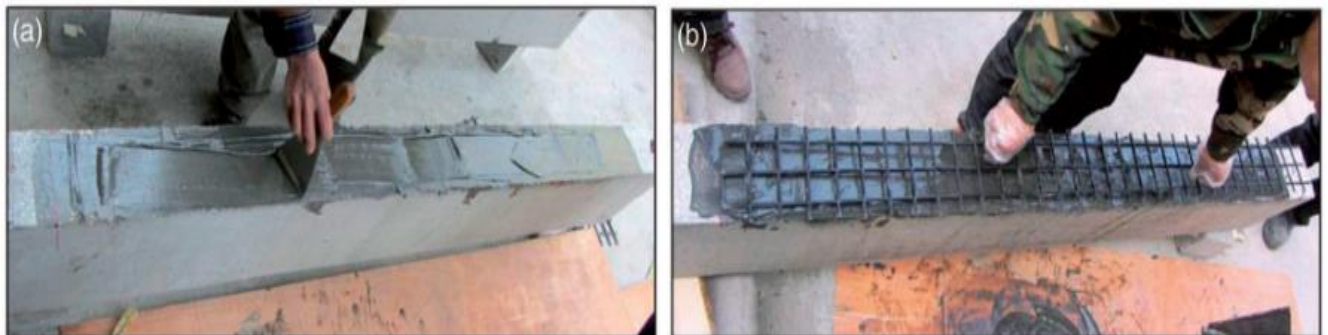


Figure II.17: Collage de la grille (BRP grids) sur la poutre [Ali, N. M. et al 2015].

[Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. 2015] ont testé la performance d'un nouveau system de renforcement des poutres en béton armé, ce système consiste à utiliser une grille renforcée en fibre de basalte (BFRP grid), figure II.18, collé à l'aide d'un mortier spécial constitué de ciment, de sable fin, de l'eau et des fibres afin de minimiser l'effet de décollement des grilles de la poutre, figure II.19. Trois types de poutres renforcées de grille avec déférentes épaisseurs du mortier ont été testés, tableau II.1. D'après les essais de flexion 4points sur les poutres restées, deux modes de rupture ont été observés, rupture de la grille accompagnée d'un écrasement de béton et une rupture par décollement local de la grille, figure II.20. Les résultats des essais montrent aussi que l'épaisseur du mortier de collage de la grille joue un rôle important dans l'amélioration de la rigidité en flexion et de la charge ultime de rupture. Ce mode de collage par mortier spécial a considérablement limité de décollement des grilles.

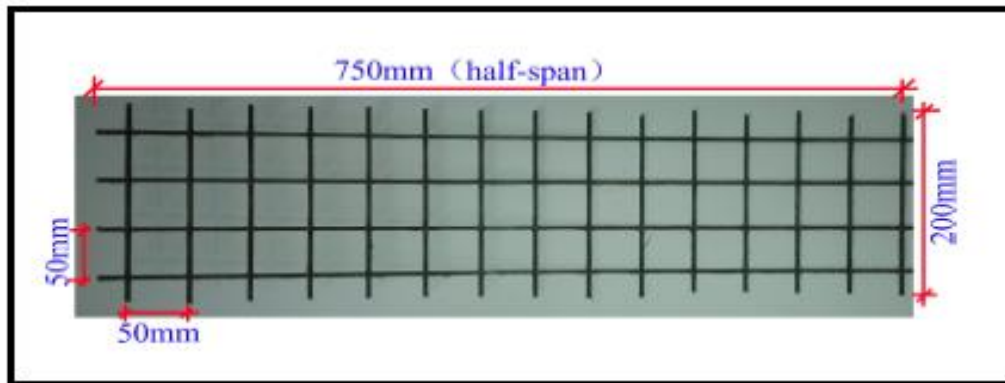


Figure II.18: Dimensions de la grille (BFRP grid) [Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. 2015].

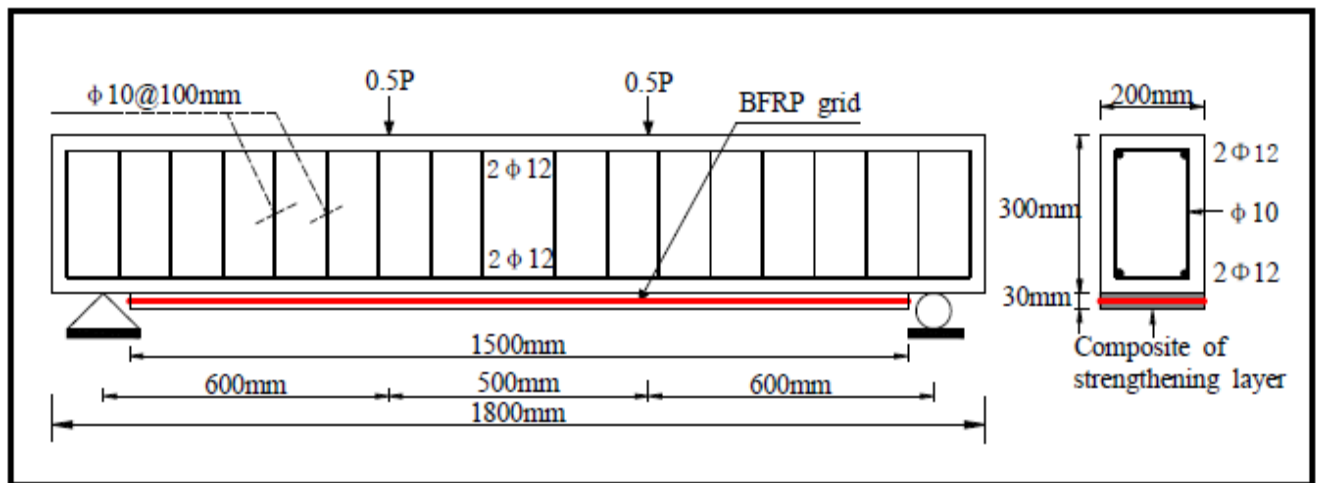


Figure II.19: Détail du renforcement de la poutre par BFRP grid [Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. 2015].

Tableau II.1 : Résultats d'essai des poutres testées. [Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. 2015].

Identification des poutres	A l'écrasement du béton		A la Limite élastique		A l'état ultime (rupture)		Mode de rupture
	Charge (kN)	Flèche (mm)	Charge (kN)	Flèche (mm)	Charge (kN)	Flèche (mm)	
BB0	31	0.25	101	4.42	126	25.88	C
BB1-1	54	0.57	121	4.76	131	10.32	R+C
BB2-3	61	0.60	126	4.41	146	10.51	R+C
BB3-5	56	0.67	136	5.13	167	10.54	D+R

Note :

C-Ecrasement de béton ; **R**-Rupture de la grille ; **D**-Décollement de la grille

BB0 : poutre témoin

BB1-1 : Poutre renforcé dont l'épaisseur du mortier de collage égale à 1mm

BB2-3 : Poutre renforcé dont l'épaisseur du mortier de collage égale à 3mm

BB3-5 : Poutre renforcé dont l'épaisseur du mortier de collage égale à 5mm

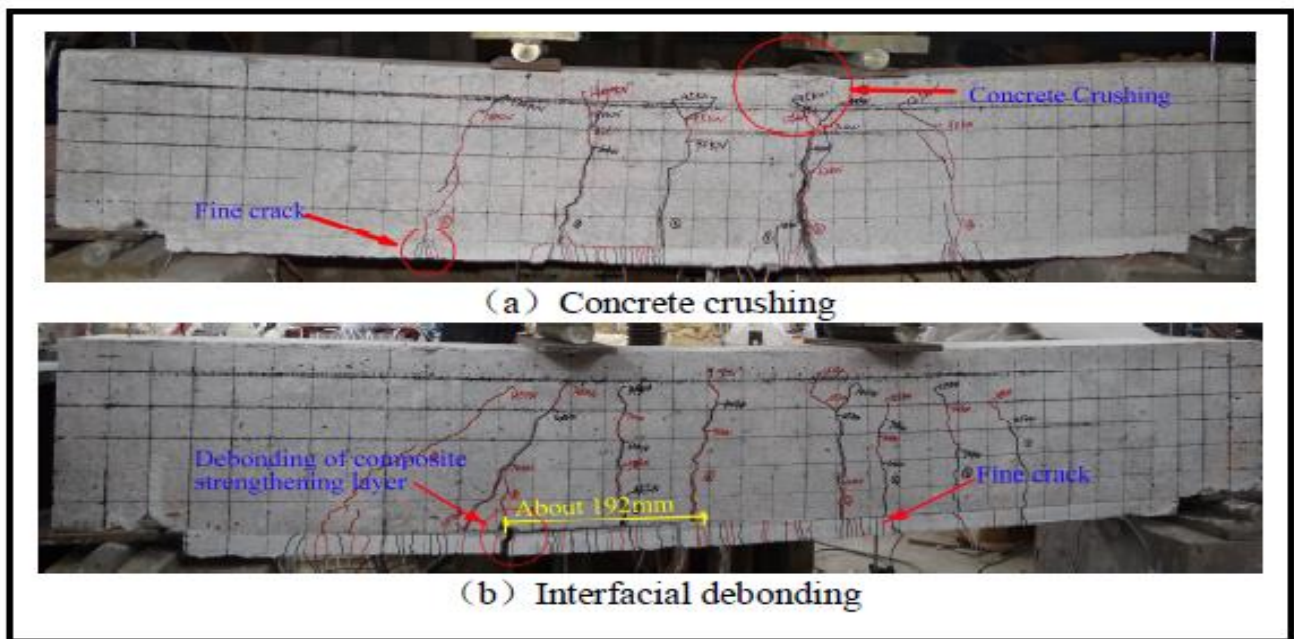


Figure II.20: Modes de rupture des poutres testées [Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. 2015].

Pour toutes les poutres renforcées, il y a eu une augmentation remarquable de la charge ultime, l'augmentation a varié entre 4% et 33% par rapport à la poutre témoin BB0 comme indiqué sur la figure II.21.

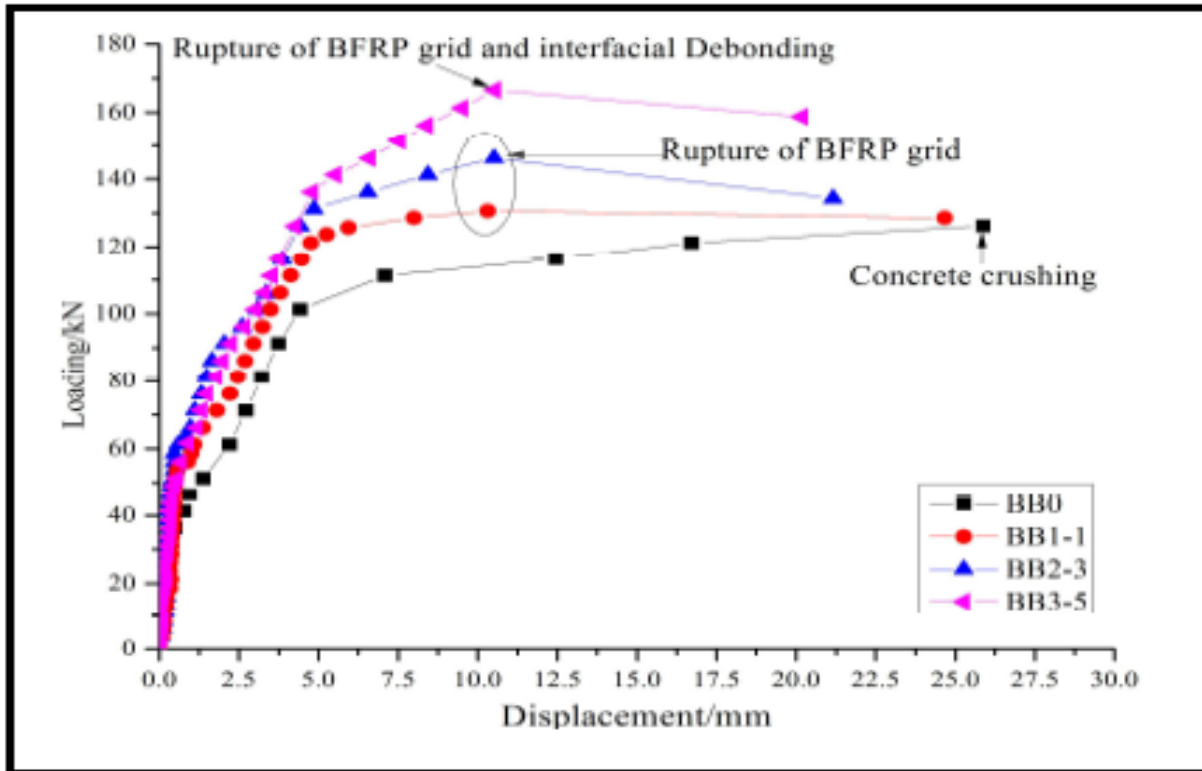


Figure II.21: Courbe force-déplacement des poutres testées [Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. 2015].

[Bouamra, Y 2016] a étudié 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, figure II.22. Pour cela, une série de poutres ont été soumis à l'essai de flexion 4points afin d'évaluer expérimentalement l'efficacité du procédé. Les résultats obtenus ont montré que la charge de rupture et la déformabilité sont augmentées de 55% et 20% respectivement, la rigidité flexionnelle est considérablement améliorée d'environ 54,78 % avec une réduction de la masse des armatures de 32% par rapport à la poutre témoin. Figure II.23.

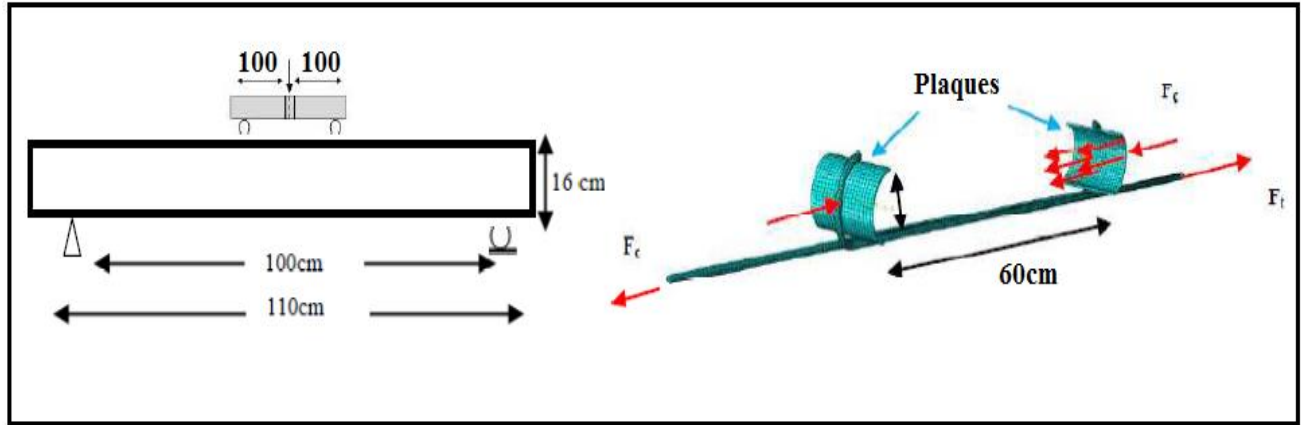


Figure II.22: Procédé de confinement proposé [Bouamra, Y 2016].

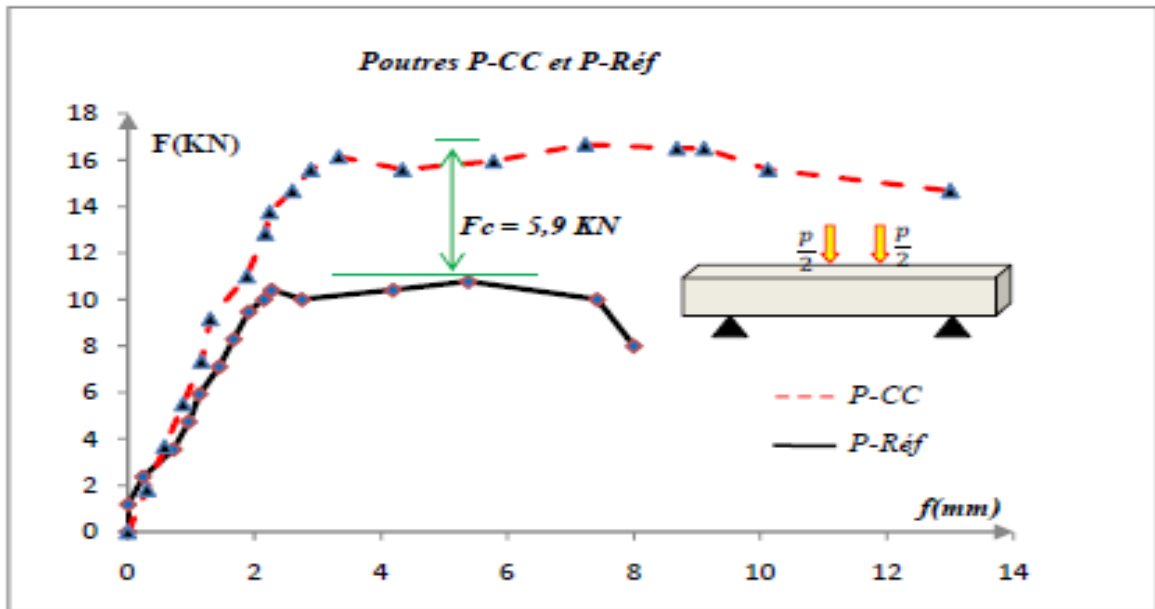


Figure II.23: Confrontation des courbes Force – Flèche des poutres P-CC et P-Réf [Bouamra, Y 2016].

[Yang, X et al 2017] on fait une étude expérimentale pour le renforcement des poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant, figure II.24. Une poutre de référence et trois séries de poutres avec différentes configurations du renforcement ont été testés à l'essai de flexion 4point. La première série de poutres (poutres B) ont été renforcées par une couche de 20mm d'épaisseur de mortier de réparation thixotrope à base de résine époxy (Sikadur®-41 CF Normal, The polymer-modified mortar PMM) (Figure II.25.b), une série de poutre (poutres C) ont été renforcées par un mortier constitué de ciment, de sable fin, de l'eau et des fibres (Engineered Cementitious Cement

ECC) (Figure II.25.c), et une série de poutre (poutres D) ont été renforcées par une grille en fibre de carbone collée à l'aide du mortier spéciale (ECC) (Figure II.25.d), les courbes « forces-déplacements » (Figure II.26) ont montrés que les poutres renforcées B,C et D ont enregistré une augmentation importante d'environ de 100%, 104%, 124% respectivement en terme de capacité portante au cisaillement, et de 72%, 100% et 82% respectivement en terme de ductilité. Les poutres « D » avaient enregistré les plus grandes augmentations par rapport aux poutres B et C, et cela est dû à la contribution significative des grilles en fibre de carbone (CFRP grids) dans l'amélioration du comportement des poutres au cisaillement.

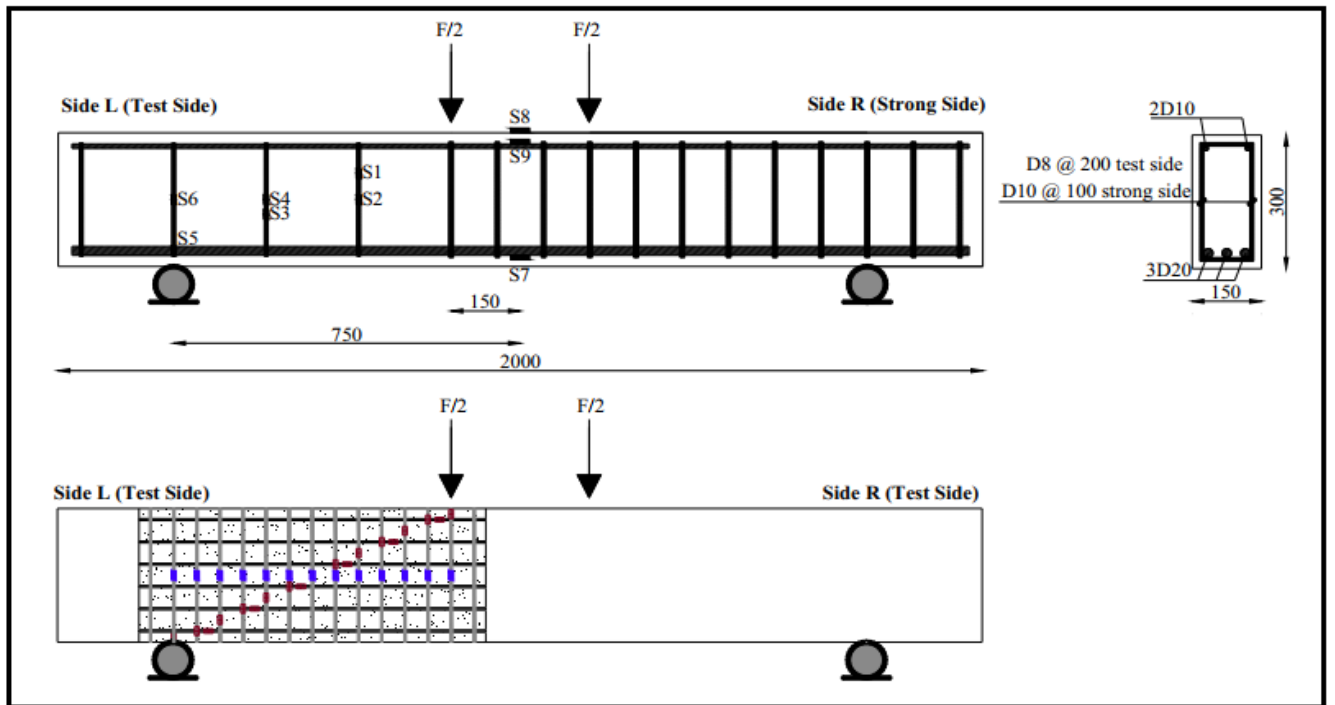


Figure II.24: Détail du renforcement des poutres testées [Yang, X et al 2017].

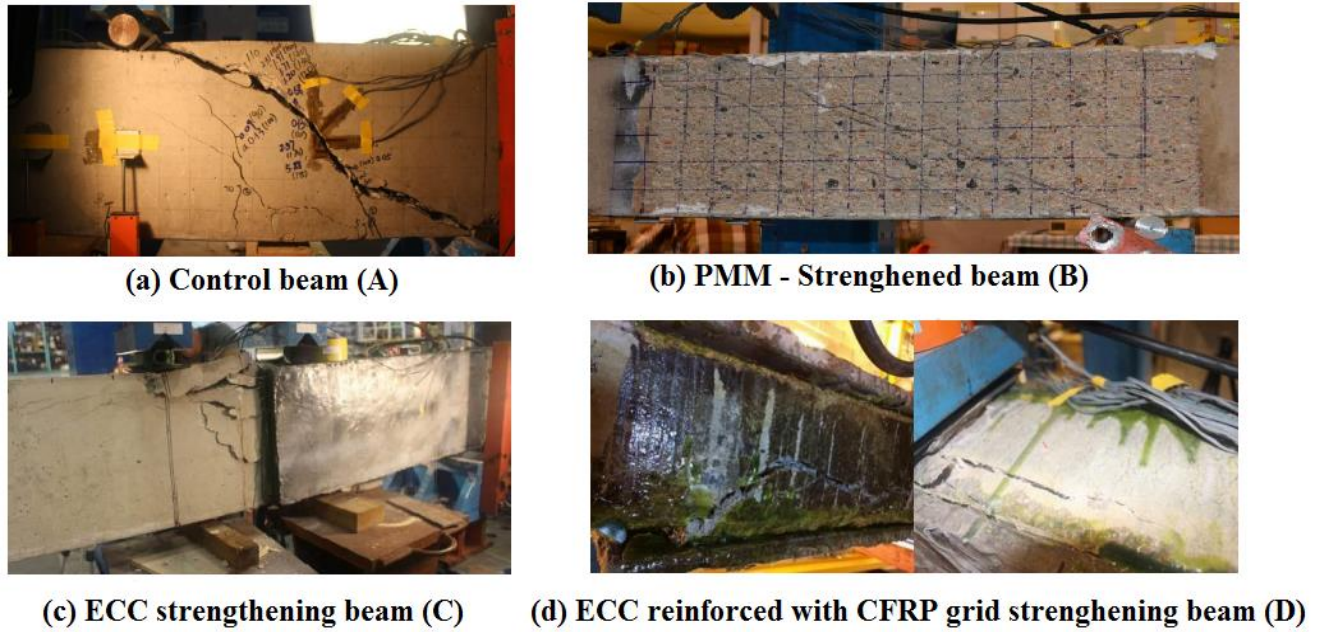


Figure II.25: Mode de rupture des poutres testées [Yang, X et al 2017].

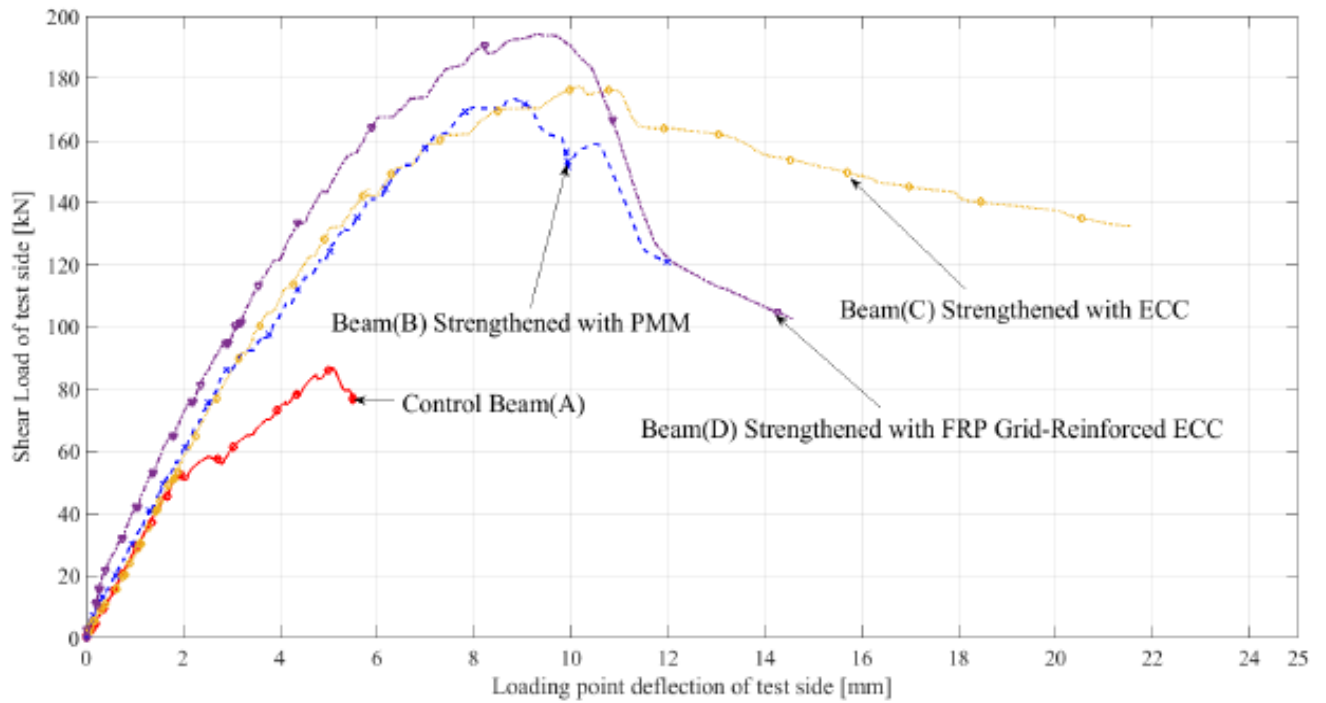


Figure II.26: Confrontation des courbes force – flèche des poutres testées [Yang, X et al 2017].

[Sivakamasundari, S et al 2017] ont effectué une série d'essais sur des poutres en béton armé avec et sans utilisation des fibres d'aciers dans le mélange du béton, ces poutres ont été confinées par des géogrilles dans la partie d'influence d'effort tranchant (Figures II.27 et II.28) dont les descriptions de ferrailage, pourcentage de fibre d'acier et configuration de renforcement sont présentées dans le tableau III.2. Les résultats des essais ont montré une amélioration significative de la résistance à la flexion et une dégradation de la rigidité (Figures II.29 et II.30, Tableau III.3). La catégorie des poutres (SFRC) sont les plus résistants et les plus ductiles à cause de la contribution considérable des fibres en aciers dans la limitation d'apparition des fissures, ainsi que l'apport de confinement par géogrille pour l'amélioration de la capacité portante des poutres.

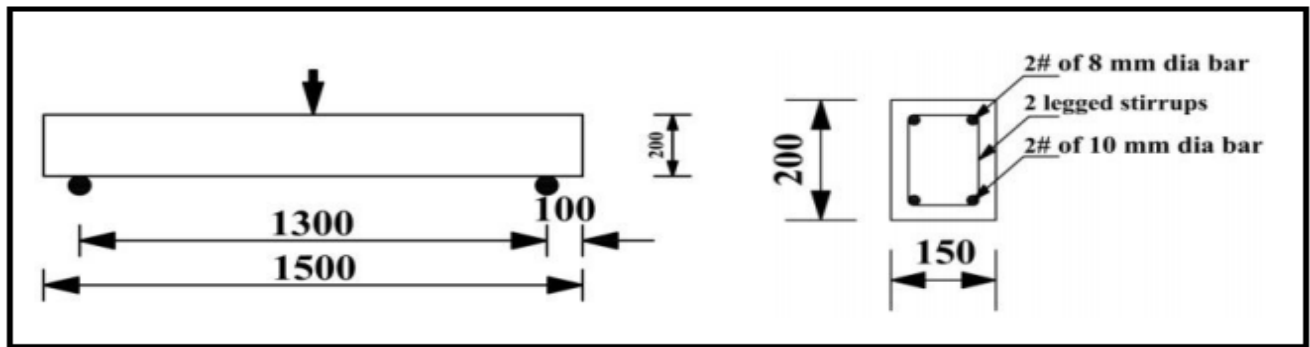


Figure II.27: Dimensions et ferrailage des poutres testées [Sivakamasundari, S et al 2017].

Tableau II.2 : Détails de ferrailage des poutres testées. [Sivakamasundari, S et al 2017].

Specimen	Longitudinal Reinforcement		Transverse Reinforcement		% of Steel Fiber	Description
	Top (mm)	Bottom (mm)	Size (mm)	Spacing (mm)		
Type A	Fully confined					
A1	2 - 8Φ	2 - 10Φ	6Φ	150	-	Conventional
A2	2 - 8Φ	2 - 10Φ	6Φ	150	-	GG in hinge region
A3	2 - 8Φ	2 - 10Φ	6Φ	150	0.5	GG in hinge with SFRC
Type B	Moderately confined					
B1	2 - 8Φ	2 - 10Φ	6Φ	250	-	Conventional
B2	2 - 8Φ	2 - 10Φ	6Φ	250	-	GG in hinge region
B3	2 - 8Φ	2 - 10Φ	6Φ	250	0.5	GG in hinge with SFRC

Conventional : Poutre témoin.

GG in hing region: Poutre renforcée par géogrille dans la partie d'influence de l'effort tranchant avec un béton sans fibres d'aciers.

GG in hing with SFRC : Poutre renforcé par géogrille dans la partie d'influence de l'effort tranchant avec un béton en fibres d'aciers.



Figure II.28: Renforcement des poutres par géogrille [Sivakamasundari, S et al 2017].

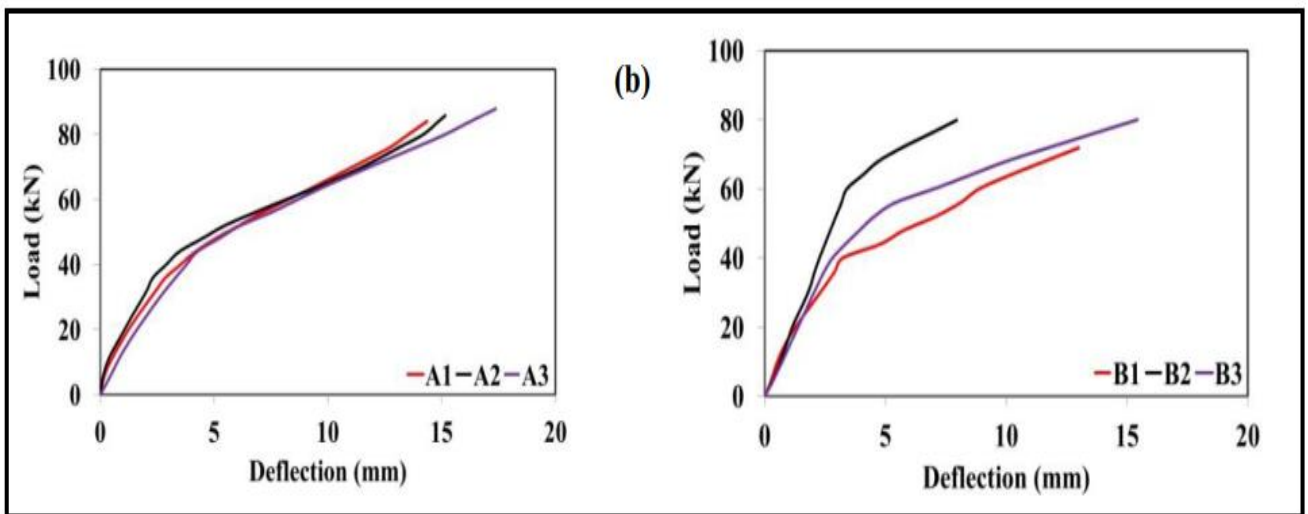


Figure II.29: Courbes force – déplacement des poutres testées [Sivakamasundari, S et al 2017].

Tableau II.3 : Résultats obtenus pour les poutres testées. [Sivakamasundari, S et al 2017].

Specimen	Yield Stage		Ultimate Stage	
	Load (kN)	Deflection (mm)	Load (kN)	Deflection (mm)
A1	73.9	12.16	84	14.36
A2	75.4	12.99	86	15.20
A3	76.4	14.00	88	17.42
B1	64.0	10.17	72	13.04
B2	66.7	4.49	80	7.99
B3	66.2	9.33	80	15.44

La dégradation de la rigidité dans les poutres témoins (A1) et dans les poutres confinées type (A2) est pratiquement la même. Alors que la dégradation de la rigidité dans les poutres type (A3) est inférieure de 3% par rapport aux poutres témoins. La dégradation de la rigidité des poutres confinées seulement par géogrilles (B2) et les poutres confinées par géogrilles avec fibres d'aciers SFRC (B3) est de 24% et 19 % respectivement en comparaison avec les poutres témoins.

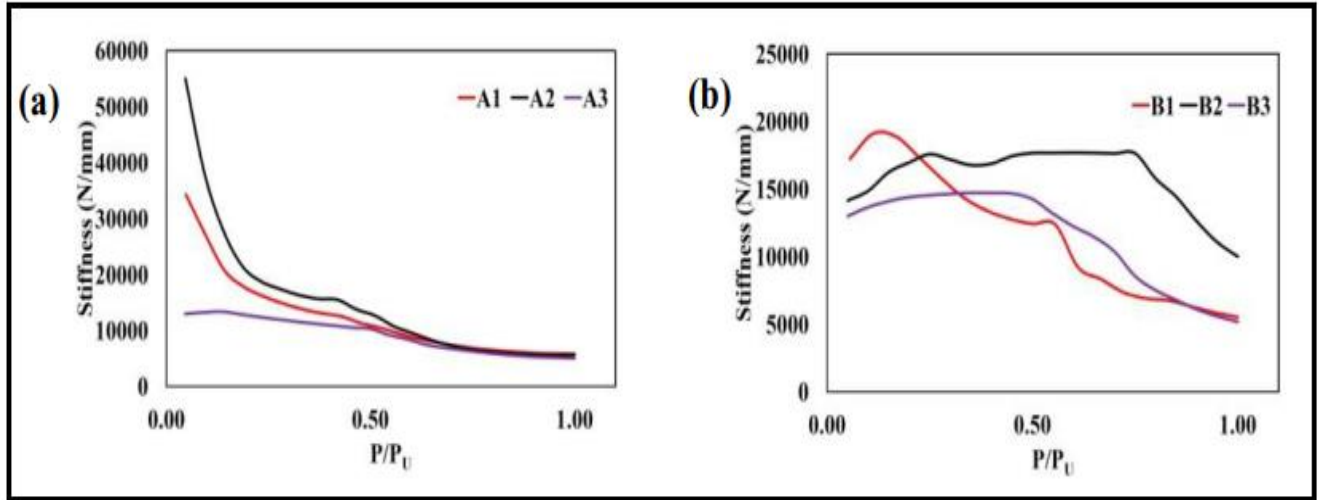


Figure II.30: Variation de la dégradation de rigidité des poutres testées [Sivakamasundari, S et al 2017].

Tableau II.4 : Rapport de la dégradation de rigidité des poutres testées [Sivakamasundari, S et al 2017].

Specimen	Stiffness (N/mm)		Variation in stiffness degradation
	Yield	Ultimate	
A1	6076.4	5849.6	0.96
A2	5807.1	5657.9	0.97
A3	5459.7	5051.5	0.93
B1	6296.4	5522.8	0.88
B2	14845.5	10016.2	0.67
B3	7093.4	5185.1	0.73

V. Conclusion

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 l'utilisation des matériaux composites (grilles en polymère renforcé de fibre) pour le confinement et/ou le renforcement, tous les chercheurs ont observé une augmentation de la capacité portante et de la rigidité de la structure renforcée ou neuve. Les grilles en polymère renforcé de fibre ont une grande rigidité, bonne résistance à la fatigue, une excellente résistance à la corrosion et un poids très léger. L'analyse critique de cette recherche bibliographique, nous a amené à conclure que la plupart des modes de rupture observés pour les poutres renforcées extérieurement étaient le décollement du renfort à la surface du béton renforcée.

Dans le but de minimiser ce problème, un procédé proposé qui consiste à attacher la grille au ferrailage de l'élément à confiner sans utilisation d'une résine, ni d'autres matériaux. L'objectif assigné ainsi, est de réduire le poids propre des éléments par la substitution de l'acier par le renfort afin d'améliorer ces performances mécaniques.

CHAPITRE : III

Programme expérimental

I. Introduction

L'objectif principal du chapitre est l'identification des paramètres mécaniques intrinsèques des matériaux utilisés dans la confection des poutres. Des essais de caractérisation des différents matériaux utilisés, à savoir le béton et les grilles sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, cette caractérisation classique du comportement mécanique (traction axiale sur la grille, compression simple sur des cylindres de béton et flexion sur des éprouvettes prismatiques) a conduit à étudier les propriétés élastiques ainsi que la rupture de chaque matériau. Par la suite une série de poutres de dimensions 100 mm de largeur, 150 mm de hauteur et de 1000 mm de longueur seront confectionnées en considérant diverses configurations de renforcement dans le but d'améliorer leurs performances mécaniques sous un chargement de flexion 4-points. Les résultats obtenus, ont permis de fournir des informations indispensables à la compréhension du comportement sous chargement des poutres renforcées ainsi que leurs modes de rupture.

II. Matériaux utilisés

II.1. Le matériau béton

Dans notre programme expérimental, un seul type de mélange de béton a été utilisé pour la fabrication des différents spécimens à étudiés. La formulation de ce béton a été déterminée à partir de la méthode de Dreux-Gorisse [Dreux, G., & Festa, J 2007], basée sur l'analyse granulométrique du sable et des différentes fractions des graviers suivant la norme NF P18-560, [NF, P. (1990). P 18-560]. La composition du béton utilisée pour 1 m³ de volume est présentée dans le tableau III.1. Le malaxage du béton a été réalisé avec un malaxeur à axe vertical, sa capacité est de 50 litres. (Figure III.1).

Tableau III.1 : Composition du béton en (kg/ m³).

Composants	
Ciment CEM II/A 42.5	350
Sable fin	162
Sable grossier	657
Gravier 8/15	555
Gravier 15/25	448
L'eau	189

Tableau III.2 : Caractéristiques du béton à l'état frais.

Caractéristiques du béton à l'état frais	
Masse volumique M_v (kg/m^3)	2361
Affaissement (Slump test) (cm)	7

**Figure III.1** : Préparation du béton et essais à l'état frais.

➤ Essai de compression

L'essai de compression est utilisé pour déterminer la résistance ultime du béton à la compression. Des éprouvettes cylindriques de dimensions 160mm de diamètre et 320mm de hauteur, sont testées selon le mode opératoire défini dans la norme NF EN 12390-3 [NF EN 12390-3. (2012)]. Pour assurer le parallélisme et la planéité des faces d'appui, une opération de surfacage est appliquée sur les deux extrémités des l'éprouvettes, ces derniers sont par la suite chargées axialement en utilisant une machine universelle de marque (3R RP3000QC) de capacité 3000KN avec une vitesse de chargement uniforme de 0,5MPa/s (Figure III.2). Pour décrire le comportement du béton en compression, nous avons équipé les éprouvettes cylindriques du béton d'un Extensomètre de compression 3R, il dispose trois comparateurs LVDT qui mesurent les déformations longitudinales des éprouvettes et deux comparateurs radiaux permettant de déterminer le coefficient de Poisson ν , ces comparateurs sont liés directement à un PC qui interprète les résultats sous forme d'une courbe contrainte-déformation. La figure III.3 montre la courbe contrainte déformation du béton.

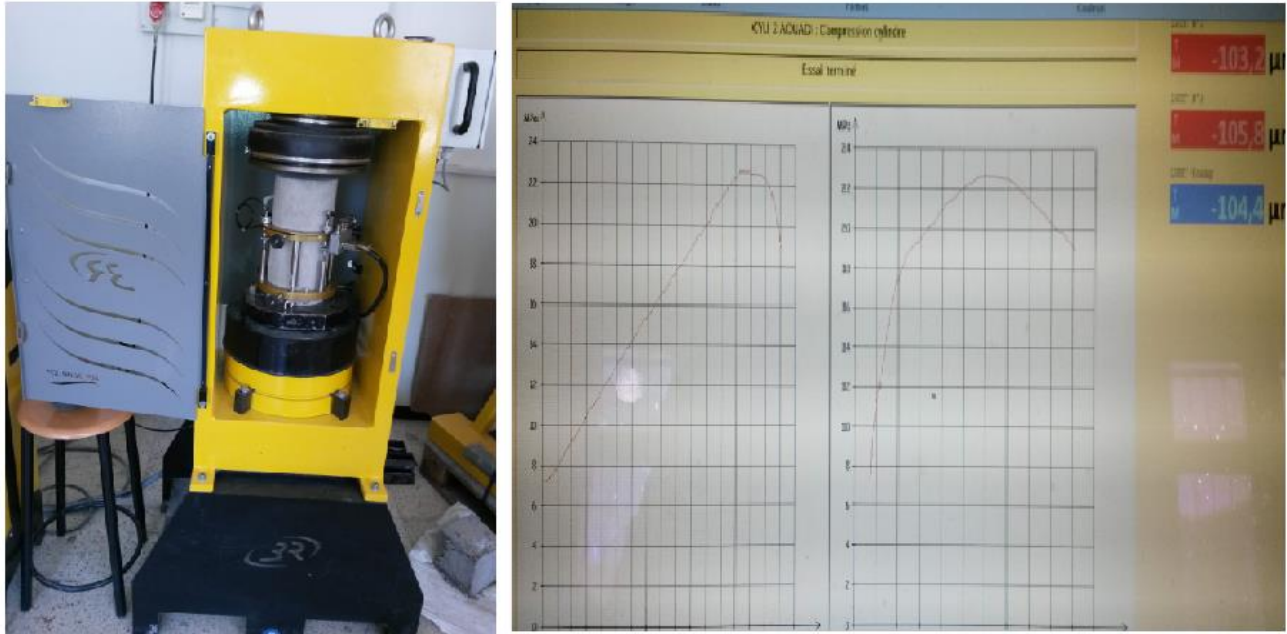


Figure III.2: Essai de compression sur éprouvettes de béton.

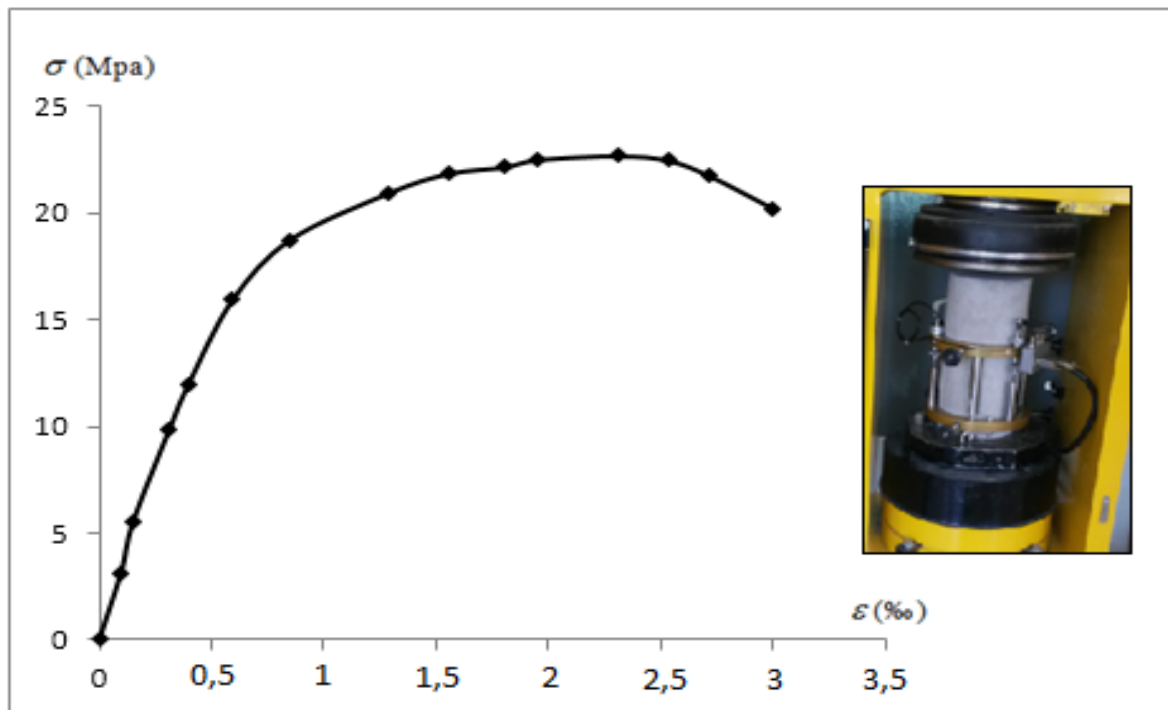


Figure III.3 : Comportement du béton en compression.

➤ Essai de traction

La caractérisation du comportement du béton à la traction est réalisée suivant un essai de traction par flexion selon le mode opératoire défini dans la norme NF EN 12390-5 [NF EN 12390-5. (2012)]. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes prismatiques en béton de dimensions normalisées (10x10x40) cm³ en utilisant une machine de flexion universelle de marque (3R RP200) de capacité 200 KN avec une vitesse de chargement de 0,3MPa/s. Le chargement mécanique est appliqué à l'aide d'un bras hydraulique à mi travée de la poutre à travers un système d'appui rigide. L'essai est piloté en force. Durant le chargement, l'effort et le déplacement vertical au milieu de la poutre sont relevés automatiquement. La figure (III.4) montre le comportement du béton en traction par flexion. Les caractéristiques mécaniques du béton à l'âge de 28 jours sont données dans le tableau (III.3).

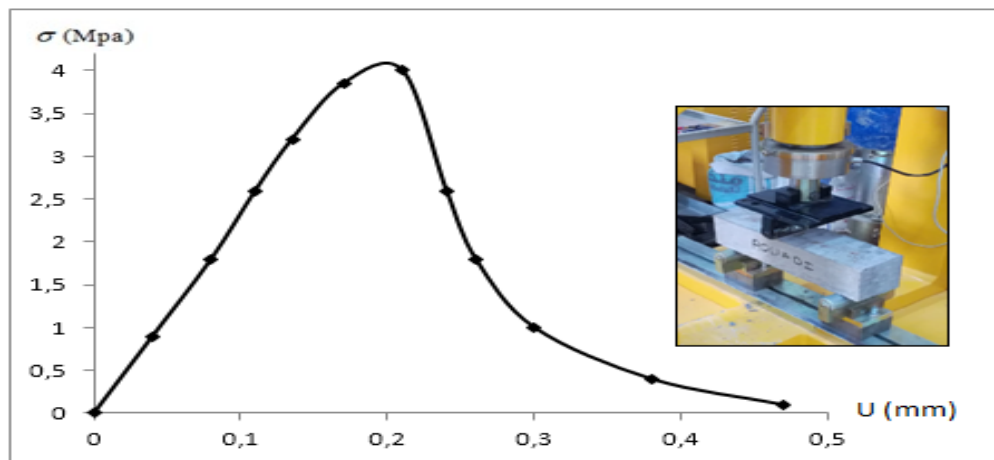


Figure III.4 : Comportement du béton en traction par flexion.

Tableau III.3 : Caractéristiques mécaniques du béton à 28j.

	Paramètres mécaniques	Valeurs
Compression Axiale	Résistance à la compression à 28 jours « f_{c28} » (MPa)	23
	Déformation correspondante au pic (‰)	2.30
	Déformation axiale de rupture (‰)	3.0
	Module d'élasticité « E » (GPa)	27
	Coefficient de poisson « ν »	0.20
Traction par Flexion	Résistance à la traction à 28 jours « f_{t28} » (MPa)	4
	Déplacement au pic (mm)	0.21

II.2. Les armatures

Nous avons utilisé deux types d'armatures pour le ferrailage des poutres, des armatures à haute adhérence Fe E500 pour les barres de diamètre 8mm, et des armatures doux Fe E235 pour les barres de diamètre 6mm (Figure III.5). Les caractéristiques mécaniques des armatures d'acier utilisées sont celles fournies par le fabricant comme le montre le tableau (III.3).

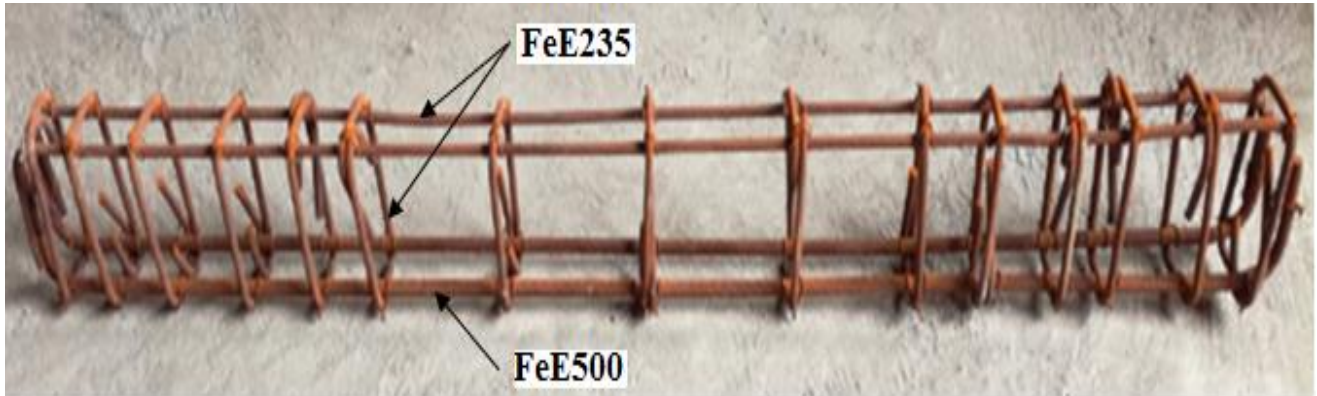


Figure III.5 : Exemple de ferrailage d'une poutre.

Tableau III.4 : Caractéristiques mécaniques de l'acier

Types d'aciers	Désignation	Limite élastique f_e (MPa)	Résistance à la rupture f_r (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Module d'élasticité E (MPa)	Coefficient de poisson ν
Armatures à haut adhérence	Fe E500	500	550	12	210000	0.3
Armatures doux	Fe E235	235	410	25	210000	0.3

II.3. Le renfort

Pour le renforcement des poutres en béton armé, deux types de grilles composites ont été utilisées ; la grille en fibre de carbone (CFRP grid), et la grille métallique (Metallic grid).

➤ **Grille en fibre de carbone (CFRP grid)**

La grille en fibre de carbone (CFRP grid) utilisée dans ce travail a été fabriquée par l'entreprise (*Chomarat industrial group*), cette grille est connue sous le nom commercial *C-GRID 50-1.8x1.6* commercialisée en Europe par l'entreprise (*B&R Building Materials company*). La grille en fibre de carbone (CFRP grid) est fabriquée à partir de fibres de carbone intégrées dans une matrice époxy, la grille est composée d'ensemble de mailles de forme rectangulaire de dimension de 46mm dans le sens longitudinal est 41 mm dans le sens transversal. La maille de la grille en fibre de carbone (CFRP grid) contient 69% de vide par rapport à la surface de la maille, ce qui signifie que seulement 31% de la surface de la maille est recouverte de fibres de carbone. (Figure III.6.a).

➤ **Grille métallique (Metallic grid)**

La grille métallique utilisée dans ce travail est constituée de mailles hexagonales ayant des dimensions du trou hexagonal de 18 mm en horizontal et 34 mm en vertical (Figure III.6.b). L'utilisation des grilles métalliques est généralisée en raison de leurs propriétés mécaniques relativement bonnes, de leur légèreté et de leur coût modéré.

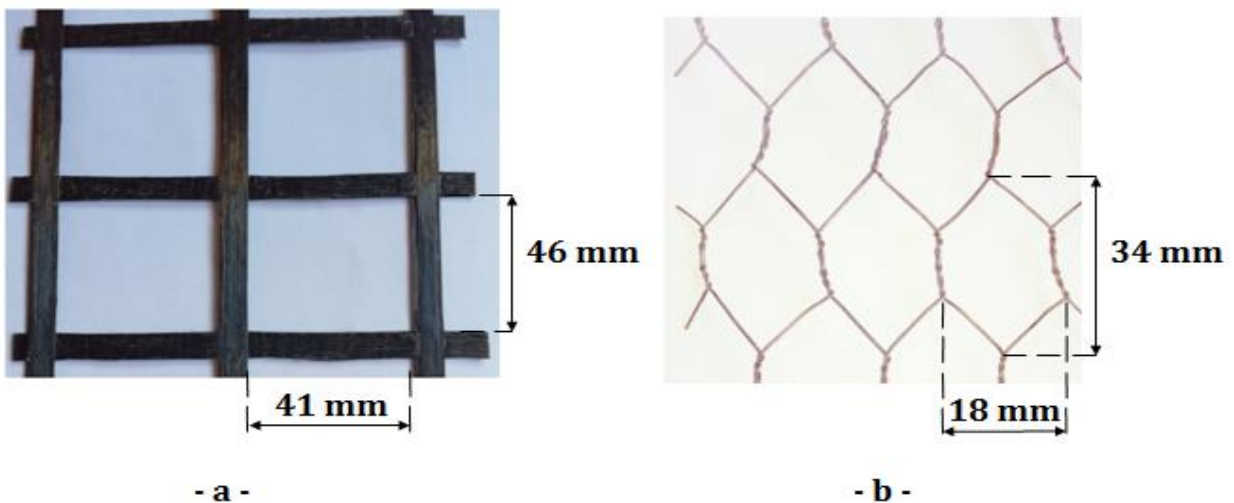


Figure III.6 : Dimensions des mailles du renfort : (a) grille en fibre de carbone et (b) grille métallique.

Les dimensions de la grille métallique et la grille en fibre carbone concordent bien avec la granulométrie des bétons usuels, ce qui permet un passage facile des agrégats du béton dans les mailles de la grille et pour éviter aussi le problème de ségrégation du béton. Les propriétés géométriques des grilles sont résumées dans le tableau (III.4).

Tableau III.5 : Propriétés géométriques des grilles.

Propriétés	Grille en fibre de carbone (CFRP Grid)	Grille métallique (Metallic Grid)
Poids par m² (g/m²)	500	250
Diamètre (mm)	/	0.43
Dimension de la maille (mm)	41x46	18x34
Nombre de maille par m²	480	1269
Surface de la section transversale (mm²)	5.18	0.145

Les propriétés mécaniques de la grille en fibre de carbone et la grille métallique ont été obtenues par un essai de traction simple sur des fils de longueurs de 300mm de longueur conformément à la norme ASTM D7205 / D7205M [Ali, N. M. et al 2015]. L'essai de traction a été effectué sur trois éprouvettes de chaque type de grille en utilisant une machine d'essai numérique universelle ZWICK / Z005 d'une capacité de 5kN avec une vitesse de chargement de 3mm/min selon les recommandations de la norme NF EN ISO 527-4. Les fils ont été introduits dans les mâchoires de la machine permettant un ajustement manuel de la pression exercée par les pinces sur les fils (Figure III.7). De plus, la surface rugueuse de ces pinces empêche le glissement des éprouvettes. Ces pinces sont aussi dotées de repères permettant l'alignement de l'axe de l'éprouvette avec celui des mâchoires. Les figures III.8 et III.9 présentent le comportement en traction des fils des grilles. Le tableau III.6 résume les caractéristiques mécaniques des grilles étudiées.

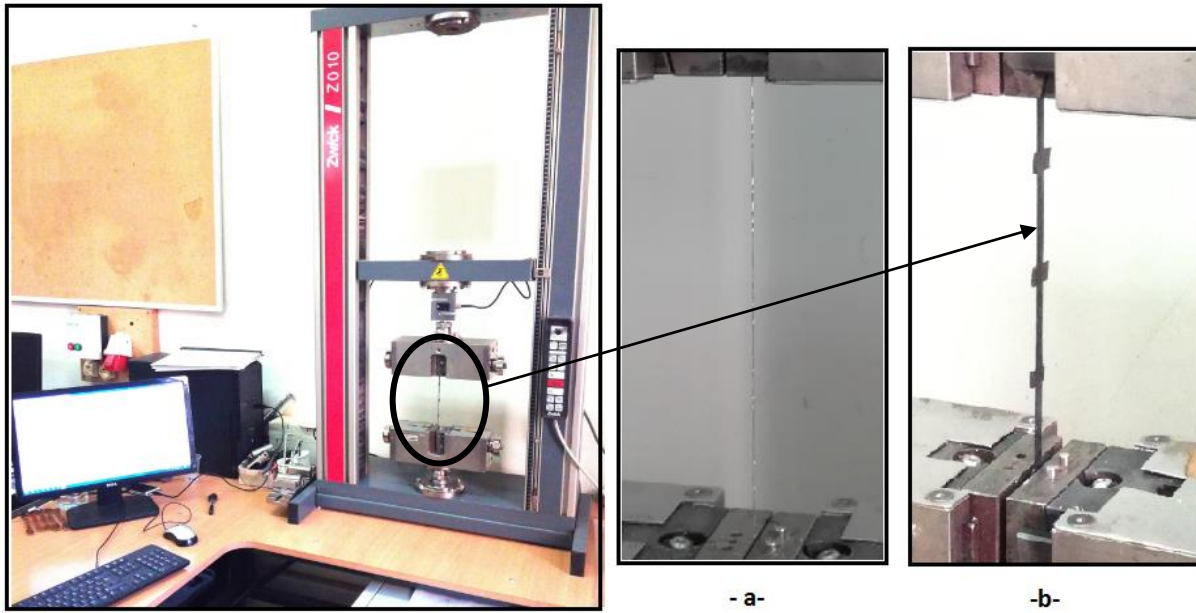


Figure III.7 : Essais de traction sur : (a) fil de grille métallique et (b) fil de grille en fibre de carbone.

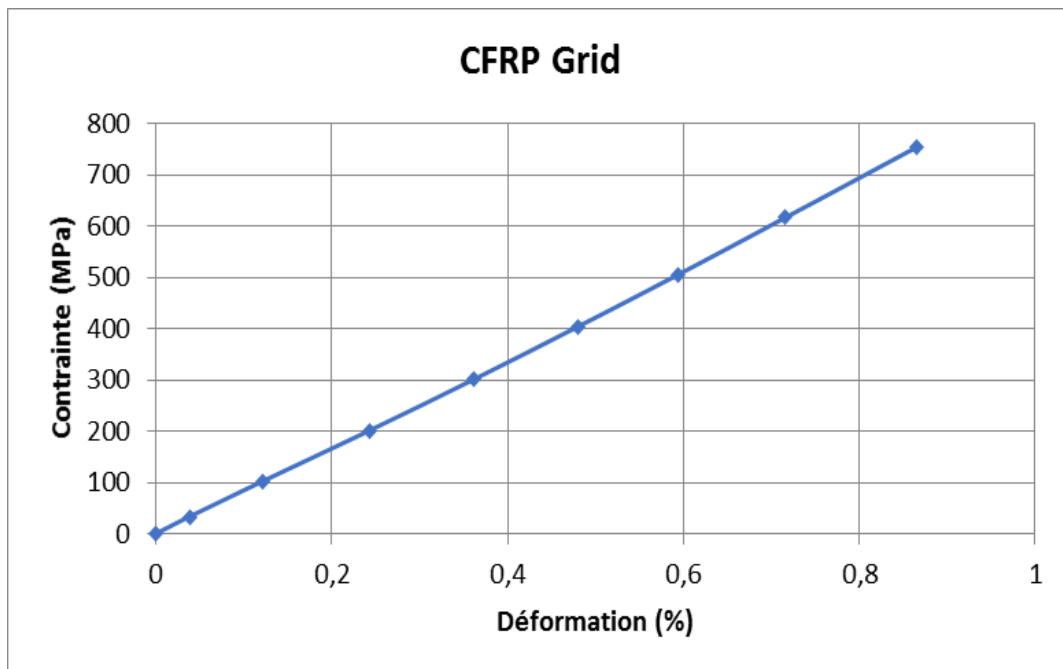


Figure III.8 : Courbe contrainte-déformation d'un fil de grille en fibre de carbone.

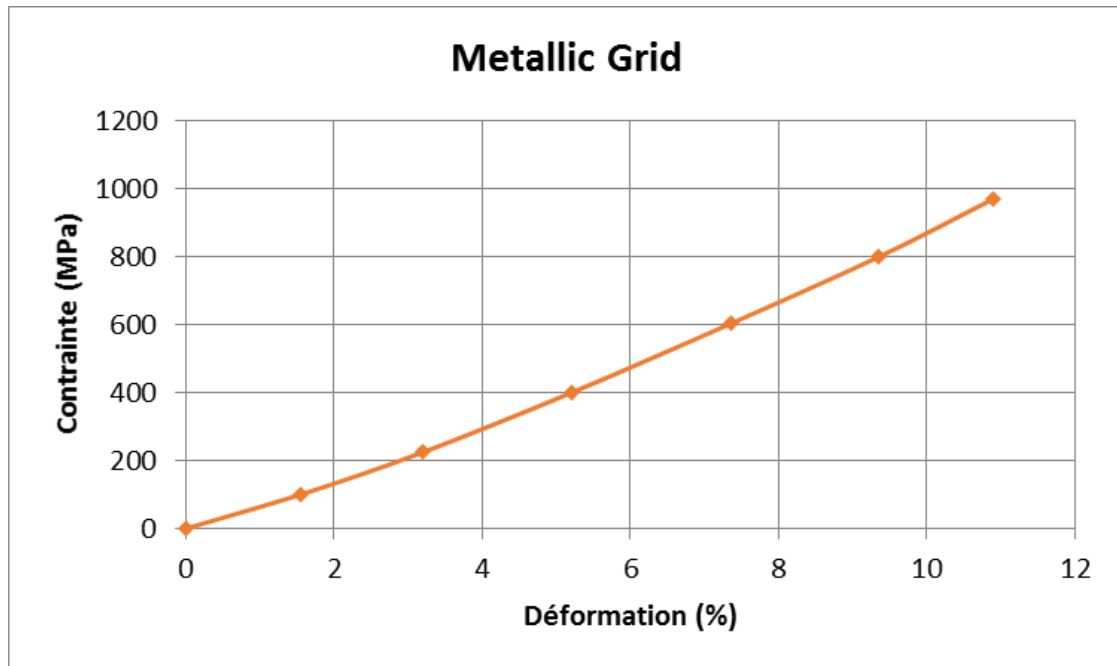


Figure III.9 : Courbe contrainte-déformation d'un fil de grille métallique.

Tableau III.6 : Caractéristiques mécanique des grilles.

Propriétés	Grille en fibre de carbone (CFRP Grid)	Grille métallique (Metallic Grid)
Force axiale ultime (KN)	3.90	0.141
Contrainte axiale ultime (MPa)	753.01	971.10
Module d'élasticité (GPa)	84.05	8.74
Déformation axiale ultime (%)	0.86	10.90

III. Protocol expérimental

III.1. Description des spécimens

Un total de trente poutres de dimensions 100 mm de largeur, 150 mm de hauteur et de 1000 mm de longueur ont été fabriqués (Figure III.10). Le ferrailage longitudinal supérieur des poutres est réalisé avec des barres de 6 mm de diamètre pour toutes les poutres étudiées, tandis que le ferrailage inférieur est variable selon le groupe des poutres considéré, pour les poutres témoins et les poutres du groupe 01,02 et 03 il est réalisé avec des barres de 8 mm de diamètre, tandis que pour les poutres du groupe 04 il est réalisé avec des barres de 6 mm de diamètre. Concernant les armatures transversales, nous avons utilisé des cadres de 6 mm de diamètre dont le premier cadre est placé à 2,5 cm de l'extrémité des poutres et les autres espacements entre cadres sont variables selon le groupe des poutres considérées. Pour les poutres témoins et les poutres du groupe 1, nous avons adopté un espacement entre cadres de 50mm sur une distance de deux (2 fois) la hauteur de la poutre ($2h=300\text{mm}$), et un espacement de 100mm en dehors de cette zone. Pour les poutres du groupe 02, un espacement identique de 100mm sur toute la longueur de la poutre. Et pour les poutres du groupe 03 et 04, l'espacement entre cadres transversales est égal à 300mm sur toute la longueur de la poutre. L'enrobage des armatures pour toutes les poutres est de 25 mm conformément à l'Eurocode 2 [Roux, J 2009]. La figure III.11 montre les détails de ferrailage des poutres testées.



Figure III.10 : Dimensions des poutres testées.

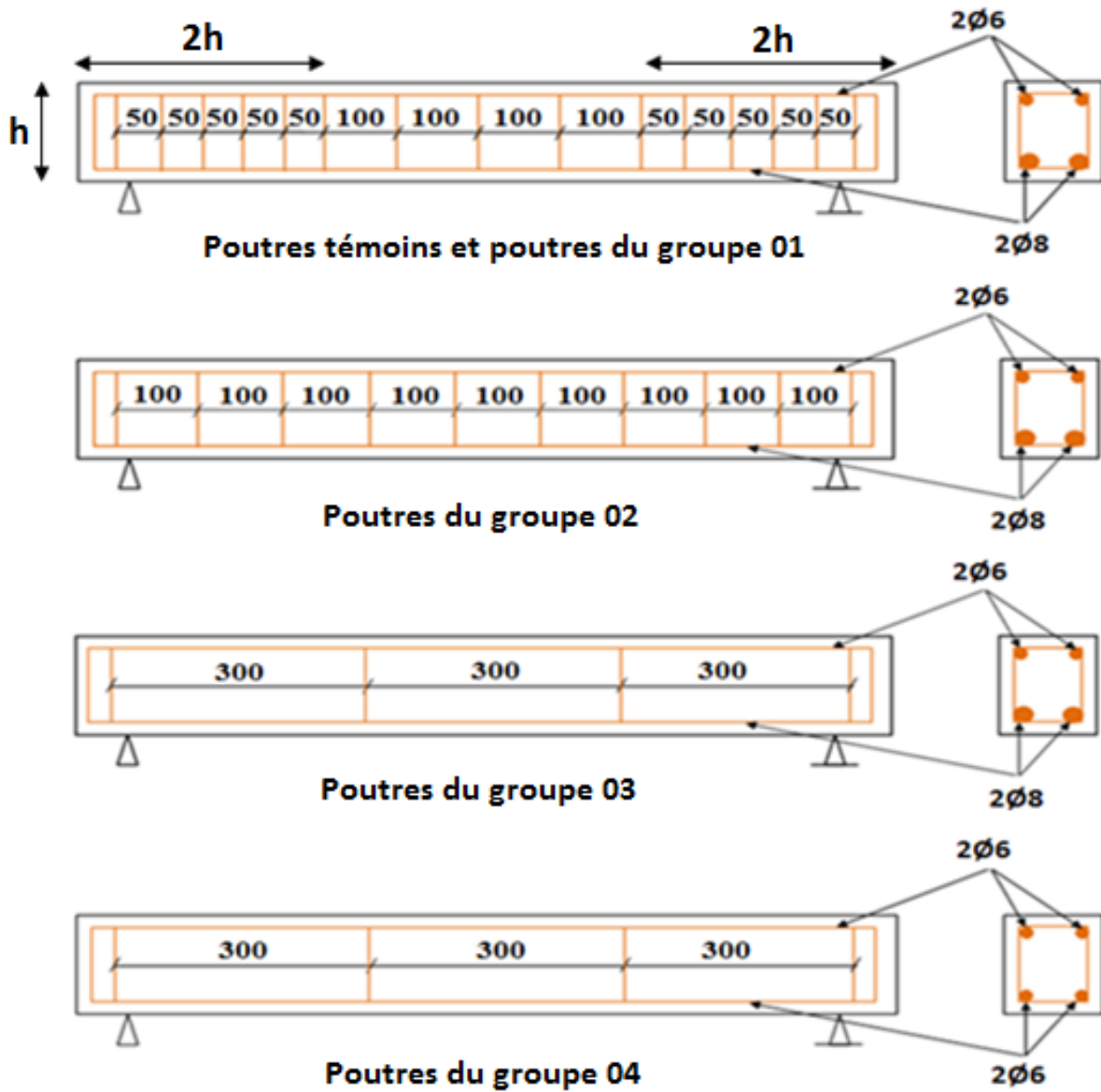


Figure III.11 : Détails de ferrailage des poutres testées.

III.2. Configuration du renforcement des spécimens

Les configurations de renforcement ainsi que la notation des poutres testées sont présentées dans les figures (III.12, a,b,c,d). Dans ce travail le renfort s'attache directement au ferrailage des poutres. Les trente (30) poutres testées sont désignées comme suit :

- Poutres témoins (PT) : Trois (03) poutres en béton armé sans renfort,
 - Poutres renforcées : Vingt-sept (27) poutres en béton armé renforcées à l'intérieur avec grilles en fibre de carbone (CFRP grid) et grilles métallique (Metallic grid), ces poutres ont été divisées en 04 groupes.
- ✓ Groupe 1 : Six (06) poutres renforcées avec une seule grille placée à la face inférieure du ferrailage des poutres, dont (trois (03) poutres avec renfort en grille de carbone et trois (03) poutres avec renfort en grille métallique), ces poutres sont désignées par les noms CI (01) et MI (01) respectivement. Et six (06) poutres renforcées avec une seule grille placée à la face inférieure et sur les deux extrémités du ferrailage des poutres, dont (trois (03) poutres avec renfort en grille de carbone et trois (03) poutres avec renfort en grille métallique), ces poutres sont désignées par les noms CIE (01), MIE (01) respectivement (Figure III.12.a),
 - ✓ Groupe 2 : Six (06) poutres renforcées avec une seule grille placée dans la face inférieure, sur les deux extrémités et sur les deux côtés de ferrailage des poutres sur une longueur ($2xh=300\text{mm}$), dont (trois (03) poutres avec renfort en grille de carbone et trois (03) poutres avec renfort en grille métallique), ces poutres sont désignées par les noms CIEL (02) et MIEL (02) respectivement (Figure III.12.b),
 - ✓ Groupe 3 : Six (06) poutres renforcées avec une seule couche de grille placée dans la face inférieure, sur les deux extrémités et sur toute la longueur des deux côtés de ferrailage des poutres, dont (trois (03) poutres avec renfort en grille de carbone et trois (03) poutres avec renfort en grille métallique), ces poutres sont désignées par les noms CIEL (03) et MIEL (03) respectivement (Figure III.12.c),
 - ✓ Groupe 4 : Trois (03) poutres renforcées par une grille de carbone et une grille métallique (renforcement hybride) placées dans la face inférieure, sur les deux extrémités et sur toute la longueur des deux côtés de ferrailage des poutres, les poutres sont désignées par le nom CMIEL (04) (Figure III.12.d).

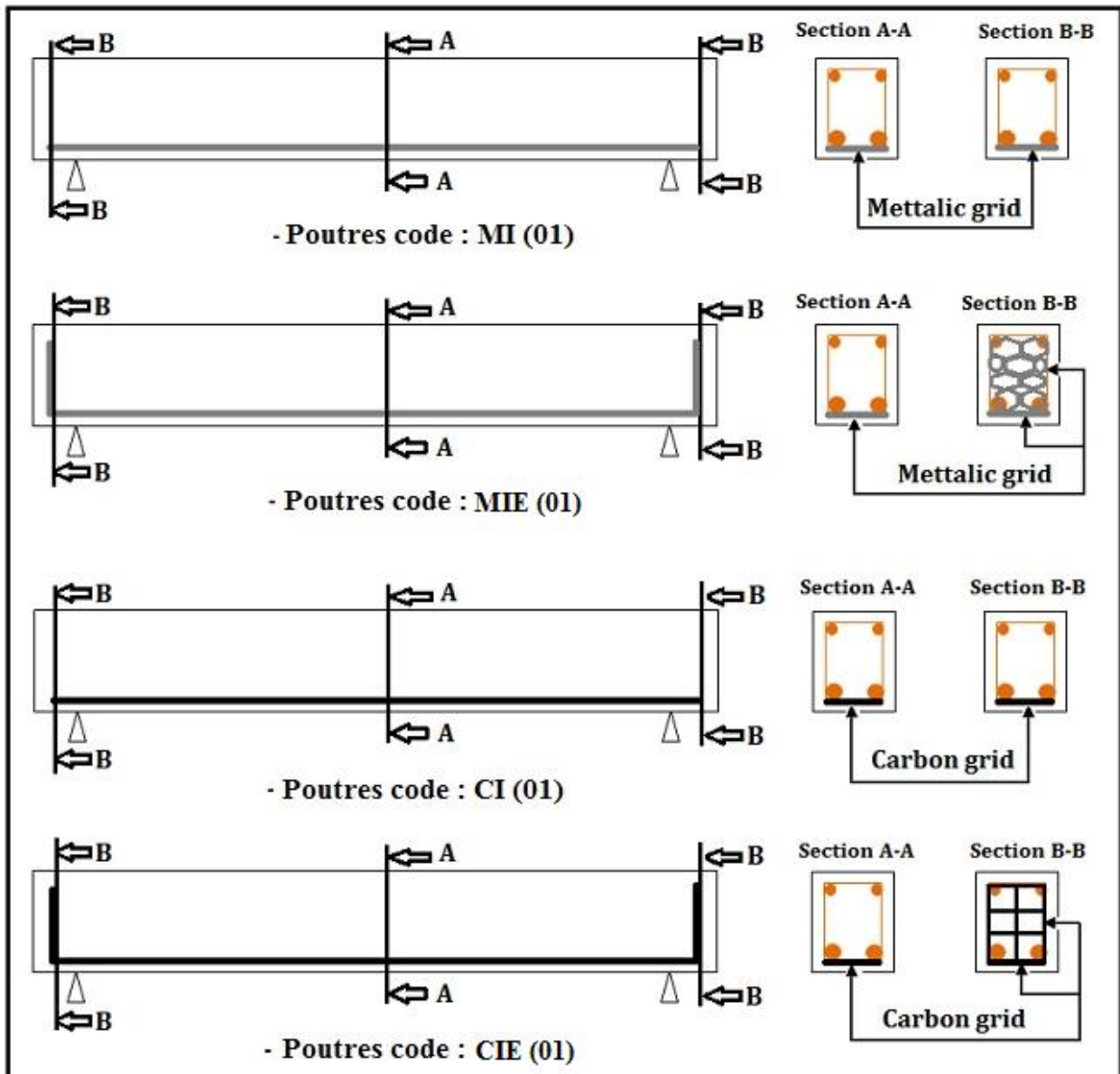


Figure III.12.a : Détails de renforcement des poutres du groupe 01.

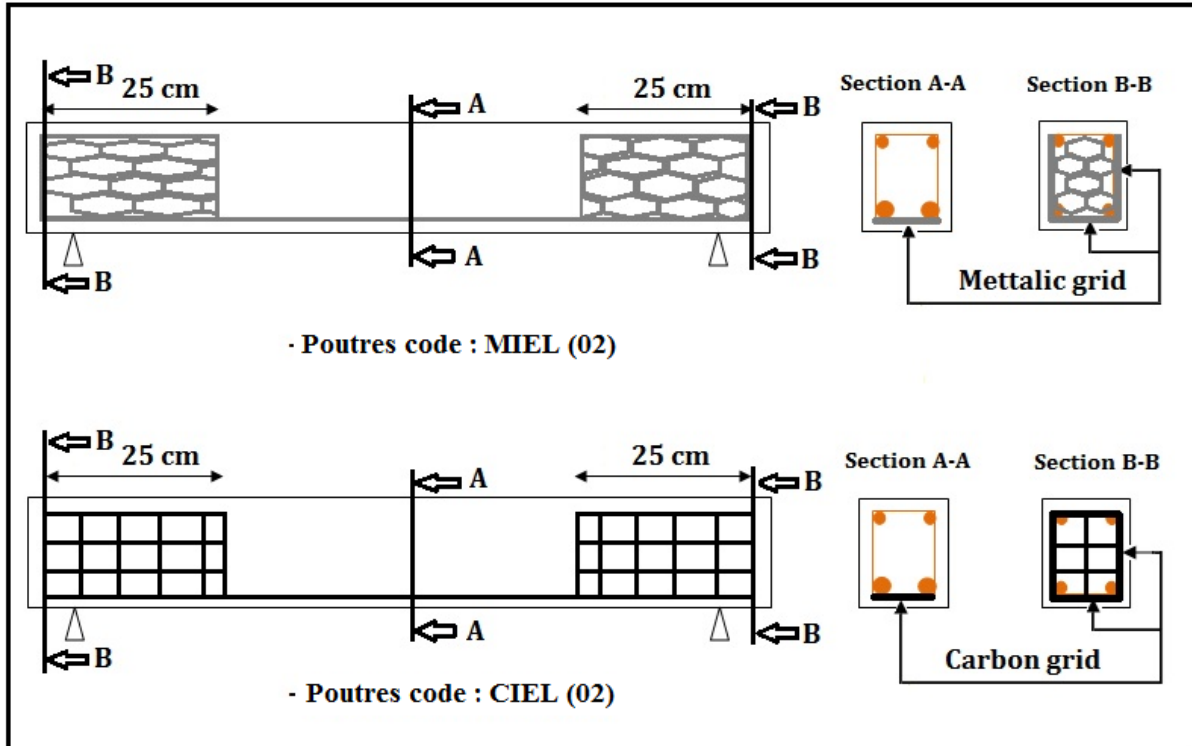


Figure III.12.b : Détails de renforcement des poutres du groupe 02.

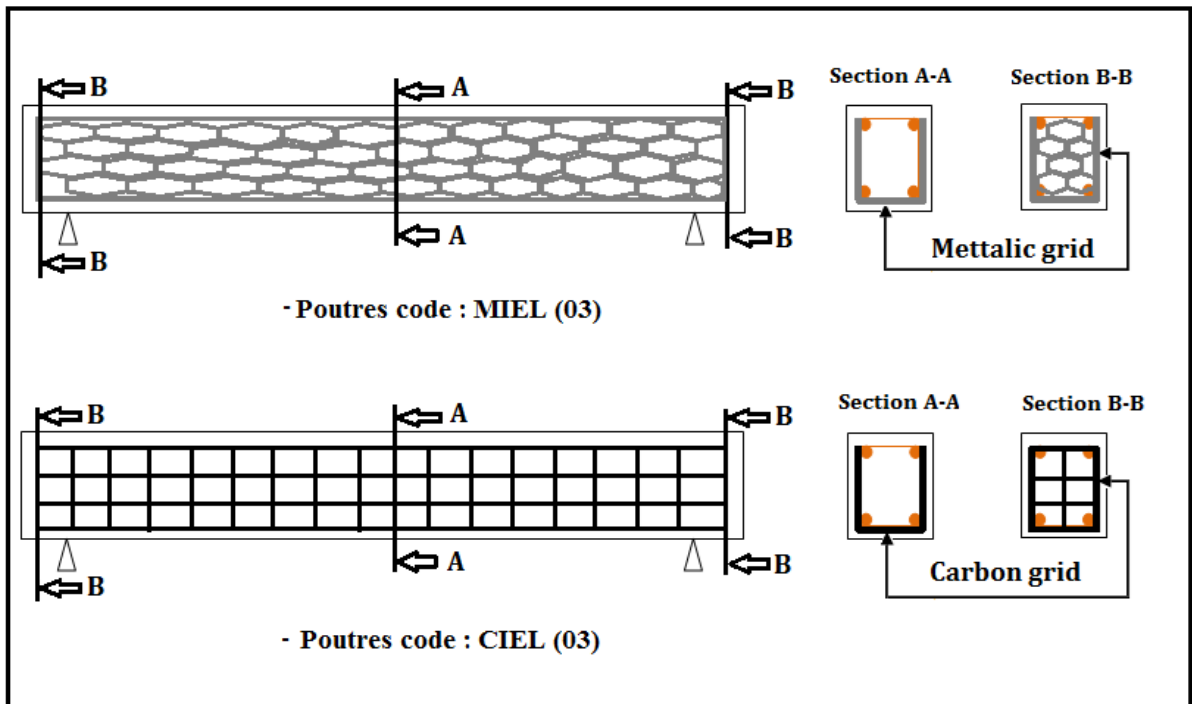


Figure III.12.c : Détails de renforcement des poutres du groupe 03.

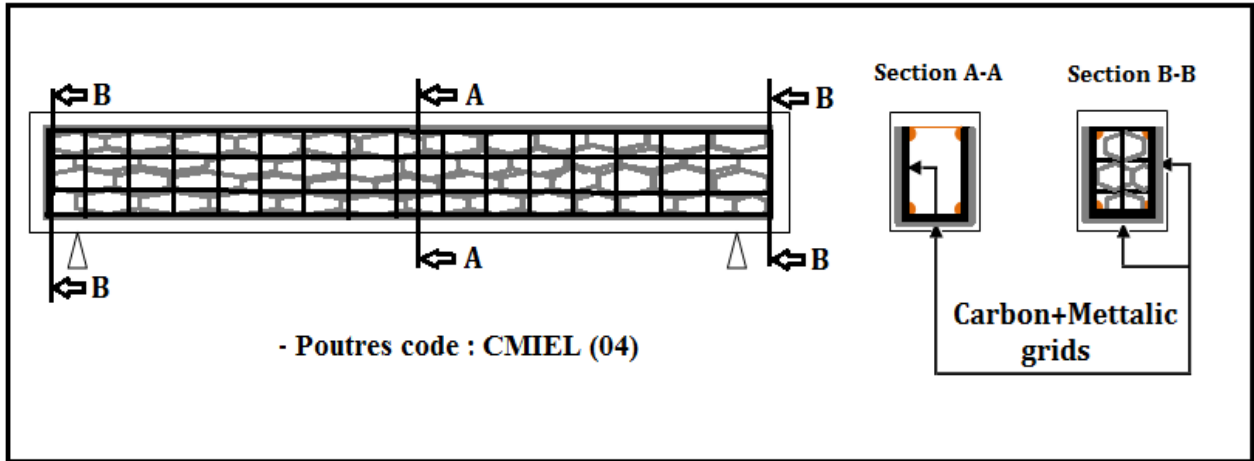


Figure III.12.d : Détails de renforcement des poutres du groupe 04.

CMIEL : CM désigne la nature du renfort (C, grille de carbone, M, grille métallique). ITL désigne l'emplacement du renfort (I, face inferieur), E (Extrémisées droite et gauche des poutres), L (longueur des deux côtés des poutres), (01, 02 03 et 04) indique le numéro du groupe des poutres.

III.3. Préparation des spécimens et procédé de mise en œuvre du renfort

Le renforcement des poutres à l'aide des grilles de carbone (CFRP grid) et grilles métallique (Metallic grid) a été effectué directement sur le ferrailage des poutres en utilisant le fil d'attache et cela avant le collage du béton (Figure III.13). Après application du renfort sur le ferrailage des poutres conformément aux variantes adoptées, nous avons procédé à l'opération de bétonnage des poutres qui se décompose comme suit (Figure III.14) :

Coffrage : Il permet de réaliser trois poutres simultanément de dimensions 10x15x1000 cm, les moules de coffrage sont démontables, constitués de planches de bois imprégnés 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 $\varphi = 40$ mm. 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. Un contrôle d'affaissement en utilisant un cône d'Abrams conformément à la norme NF EN 12350-2 est toujours effectué avant chaque opération de bétonnage.

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 conformément à la norme NF EN 12390-2 relative à la confection et la conservation des éprouvettes.

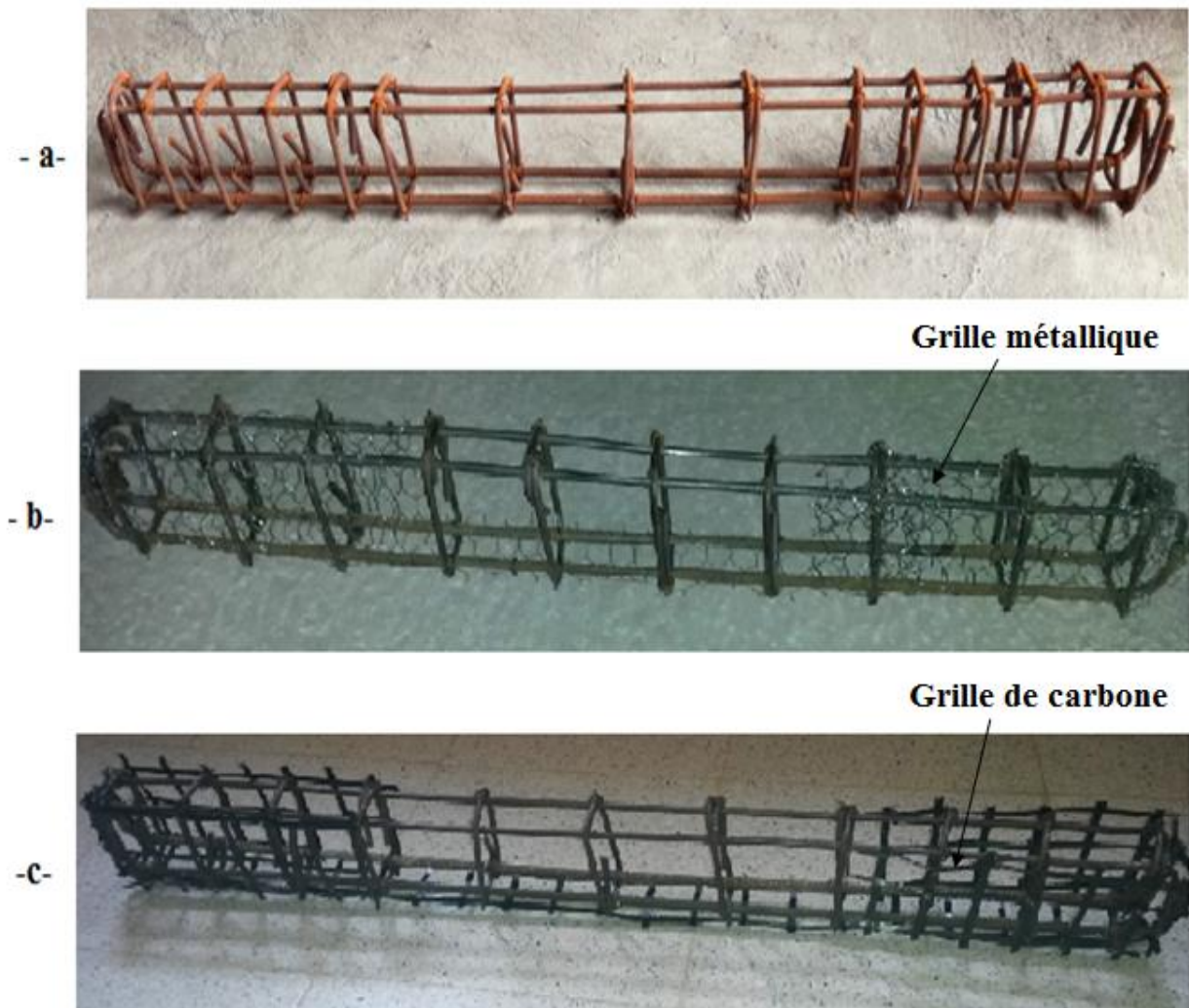


Figure III.13 : Exemple de renforcement des poutres par grilles : (b) grille métallique et (c) grille en fibre de carbone.

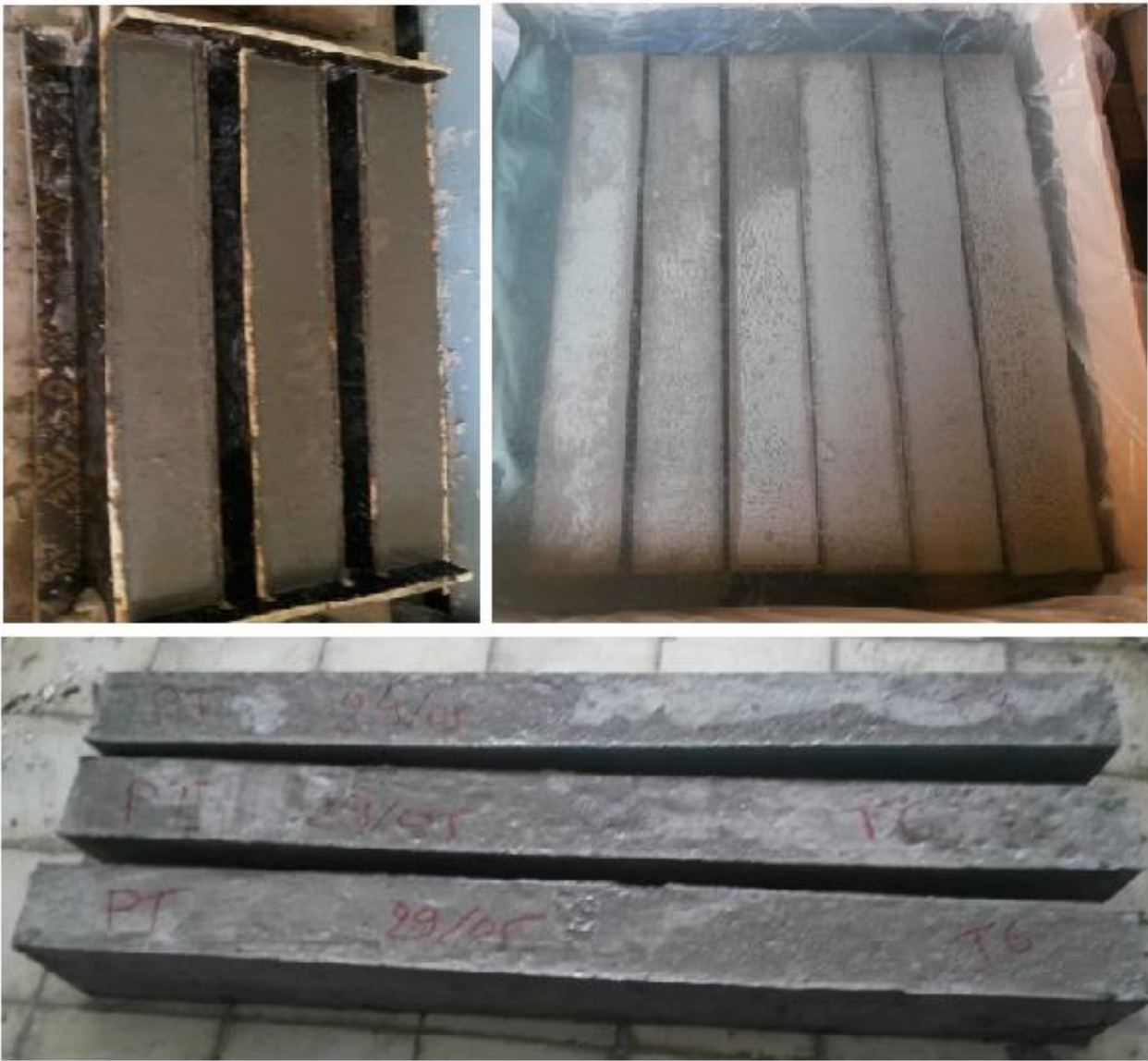


Figure III.14 : Préparation des poutres testées

III.4. Programme d'essai (chargement et acquisition)

Les poutres ont été chargées en flexion quatre points jusqu'à la rupture en utilisant une machine universelle de marque (3R RP200) de capacité 200KN avec une vitesse de chargement de 0.05MPa/s conformément à la norme NF EN 12390-5, [NF EN 12390-5 (2012)]. La portée libre des poutres était de 800mm et la distance entre les deux plateaux de chargement est égale à 150mm (Figure III.15). La machine d'essai est pilotée par ordinateur et elle permet d'enregistrer les valeurs de la force verticale et du déplacement correspondant, le déplacement à mi-travée est mesuré avec deux capteurs LVDT (Linear Variable Differential Transformer) placés à mi-portée des poutres dans le but de prendre différentes valeurs de déplacement.

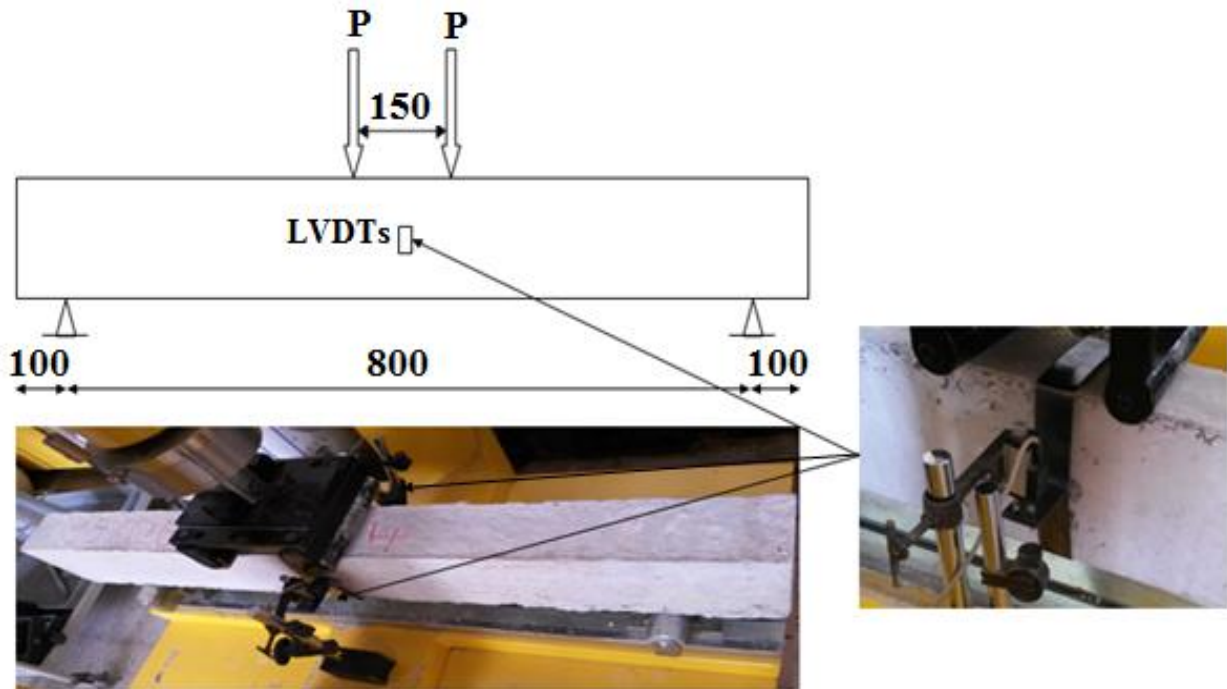


Figure III.15 : Configuration du test de flexion quatre points

IV. Conclusion

L'objectif principal de ce chapitre était la caractérisation des matériaux utilisés pour la confection et le renforcement des poutres d'essais, une formulation du béton utilisé, et des essais de traction directe sur des éprouvettes normalisés sur des files de renforts ont été effectués, le comportement de chaque matériau constituant a été analysé séparément, et à la base de ces essais, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le béton à utiliser est un béton ordinaire avec une résistance à la compression moyenne égale à 23MPa, et de résistance à la traction égale à 4MPa,
- Deux types de nuances d'acier seront utilisés pour le ferrailage des poutres, des armatures de haute adhérence FeE500, et des armatures doux FeE235,
- Le comportement des renforts (grille de carbone et métallique) est élastique linéaire,
- Les grilles métalliques ont un allongement ultime considérable par rapport aux grilles de carbone (10.90 % pour la grille métallique, et 0.86% pour la grille de carbone) qui permet à l'élément renforcé une capacité importante de déformabilité qui reflète directement sur sa ductilité.
- Les grilles de carbone présentent une résistance importante à la traction par rapport à celle de la grille métallique (3.9KN pour la grille de carbone, et 0.141KN pour la grille métallique) cela est dû la rigidité élevée des fibres de carbone constituant la grille,
- Les grilles métalliques et de carbone offre des propriétés mécaniques souhaitables si elle est utilisée comme un matériau de renforcement,
- Les dimensions de la grille métallique et la grille de carbone concordent bien avec la granulométrie du béton utilisé, ce qui permet un passage facile des agrégats du béton dans les mailles de la grille qui évite aussi le problème de ségrégation du béton.

CHAPITRE : IV

Présentation et discussion des résultats

I. Introduction

Dans ce chapitre, les résultats des essais de flexion 4-points obtenus sur chaque série d'essai, en termes de capacité portante et de déformabilité sont présentés et discutés à savoir, les modes de rupture, gains de résistance, rigidité, ductilité et gain d'armature ainsi que la confrontation des courbes forces-déplacements des différents spécimens. Ces résultats ont permis de quantifier les différents apports de cette nouvelle conception comparativement aux poutres de référence non renforcées afin de mettre en valeur l'efficacité de la technique proposée.

II. Mode de rupture des poutres et charges de première fissure

L'analyse des modes de rupture des poutres testées doit permettre de mieux évaluer l'apport du renfort pour la limitation de la propagation des fissures qui influe directement sur la résistance de ces poutres. Les modes de rupture obtenus par les essais de flexion 4-points sur les différents spécimens sont illustrés sur les figures IV.1 au IV.5.

II.1. Mode de rupture de la poutre témoin

➤ La poutre témoin a subi une rupture conventionnelle du béton chargé en flexion, le mode de rupture observée sur les échantillons à une forte propagation des fissures. Un écrasement du béton dans la zone de compression en raison de la fragilité du béton a été observé (Figure IV.1). La valeur de la charge correspondant à la première fissure est de 17,01 KN.

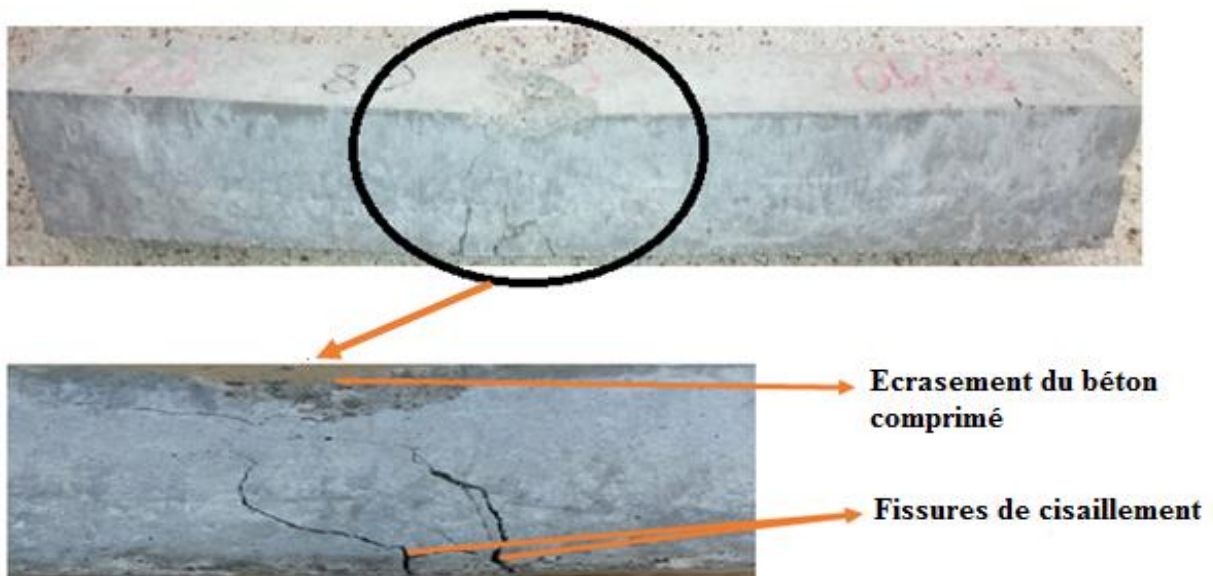


Figure IV.1 : Mode de rupture de la poutre témoin.

II.2. Mode de rupture des poutres renforcées

Pour les poutres renforcées, deux grands modes de rupture ont été notés, à savoir ; rupture par flexion et rupture par effort tranchant et cela tout dépend de la configuration de ferrailage et du renforcement adoptée. On note aussi que l'apparition des fissures et leur largeur ont été réduites.

➤ Le mode de rupture des poutres du groupe 01 et 02 est identique à celui observé dans la poutre témoin (rupture par flexion) avec fracture des grilles du renfort (Grilles en fibre de carbones et grille métallique) placées dans la zone tendue de la poutre (Figure IV.2). La valeur de la charge correspondant à la première fissure des poutres du groupe 01 est 19.92KN, 20.72KN, 21.30KN et 22.07KN pour les poutres MI (01), MIT (1), CI (1) et CIT (1) respectivement, ces valeurs sont supérieures à la valeur de la charge de première fissure de la poutre témoin de 17 à 30%. Pour les poutres du groupe 02, nous avons enregistré des valeurs de 23,26 KN pour la poutre MIEL (02) et 25,94 KN pour la poutre CIEL (02), soit une augmentation de 37% et 52% respectivement par rapport à la poutre témoin. Cette amélioration des valeurs de la charge correspondant à la première fissure des poutres du groupe 01 et 02 est justifiée par l'ajout du renfort (Figure III.11.a et III.11.b), qui offre aux poutres renforcées un meilleur confinement du béton qui ralentit par son tour l'apparition de la première fissure.

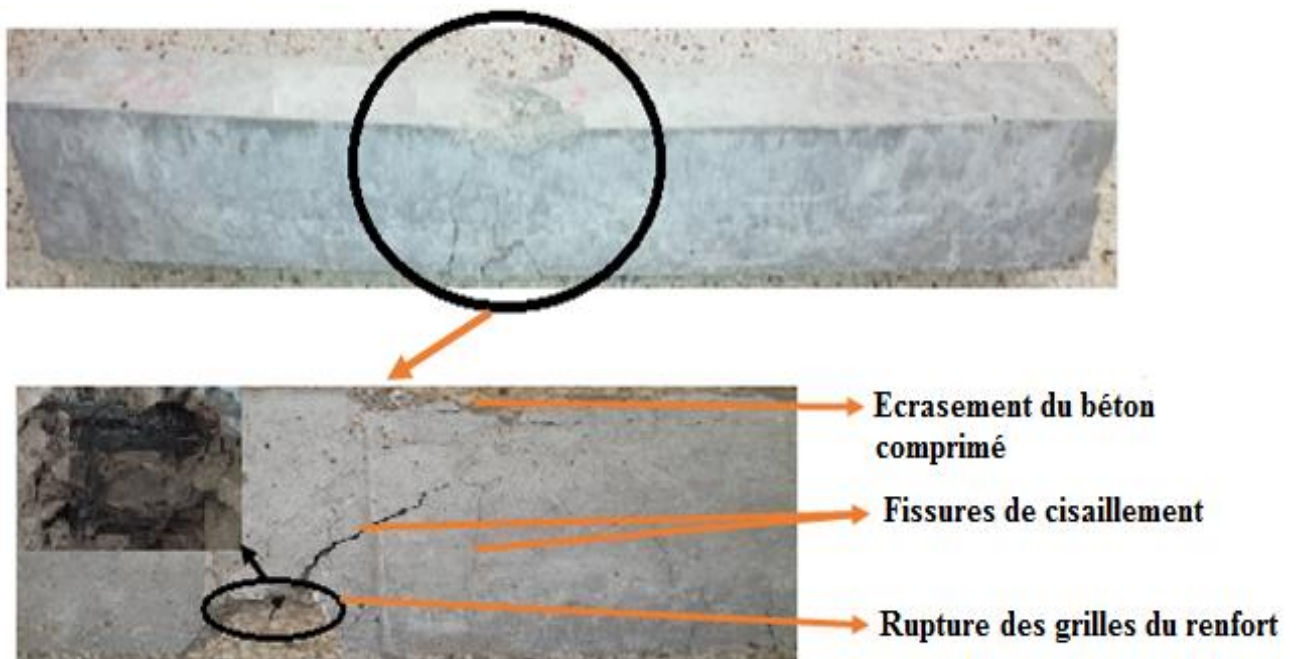


Figure IV.2 : Exemple de mode de rupture des poutres renforcées du groupe 01 et 02

➤ Les poutres du groupe 03 ont été rompues en cisaillement par écrasement du béton et rupture des grilles métalliques figure IV.3, et des grilles en fibre de carbone, figure IV.4. Il y a lieu de noter que pour ces poutres, une propagation rapide des fissures de cisaillement est observée et que la largeur d'ouverture des fissures est importante, ces fissures de cisaillement se propageant rapidement des appuis vers le point de chargement. Cela est dû essentiellement à l'augmentation de l'espacement des étriers dans la zone d'influence de l'effort tranchant (Figure III.11). Le nombre des cadres transversales a été réduit et cette zone est devenue fragile. On conclut donc qu'une seule couche du renfort n'a pas pu empêcher la propagation des fissures dans cette zone. Pour la charge qui correspond à l'apparition de la première fissure, nous avons enregistré une charge de 17,48KN pour la poutre MIEL (03) et 18,67KN pour la poutre CIEL (03), ces valeurs sont presque les mêmes que celles enregistrées pour la poutre témoin malgré l'augmentation de l'espacement des étriers.

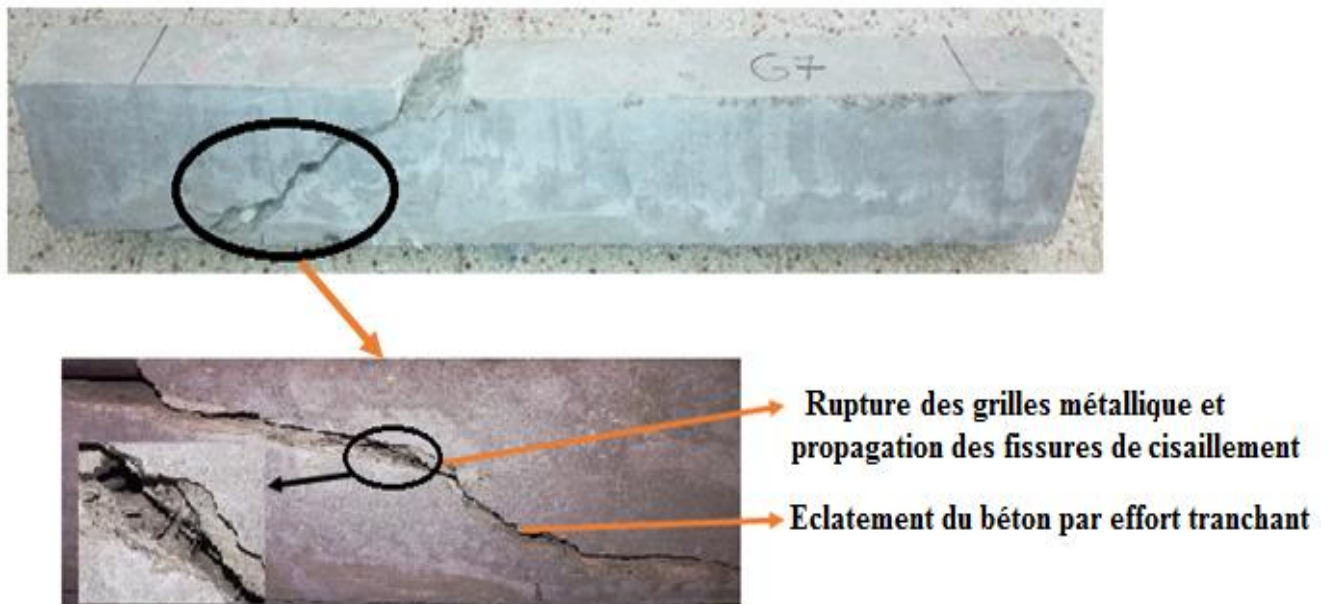


Figure IV.3 : Mode de rupture des poutres renforcées du groupe 03 (poutre MIEL (03)).



Figure IV.4 : Mode de rupture des poutres renforcées du groupe 03 (poutre CIEL (03)).

➤ Pour les poutres du groupe 04, l'utilisation du renfort hybride, avec une couche de grille de carbone et une couche de grille métallique a permis de modifier le mode de rupture, la poutre CMIEL (04) a été rompue en flexion par écrasement du béton et rupture des grilles du renfort, ce mode de rupture est identique à celui observé pour les poutres du groupe 1 et 2 (Figure IV.5). La charge de la première fissure est 19,75KN avec une amélioration de 16% par rapport à la poutre témoin. Grâce à la conjugaison des performances mécaniques de la grille métallique et de la grille en fibre de carbone, ceux-ci procurent à l'ensemble un frein pour la propagation des fissures en zones d'appuis puisqu'elles empêchent l'expansion de ces derniers, et réduit même leurs nombres. Le changement du mode de rupture affirme aussi l'aspect positif de cette technique malgré l'augmentation de l'espacement des étriers et la réduction de la section des armatures inférieures (armature de flexion) en comparaison avec la poutre témoin.

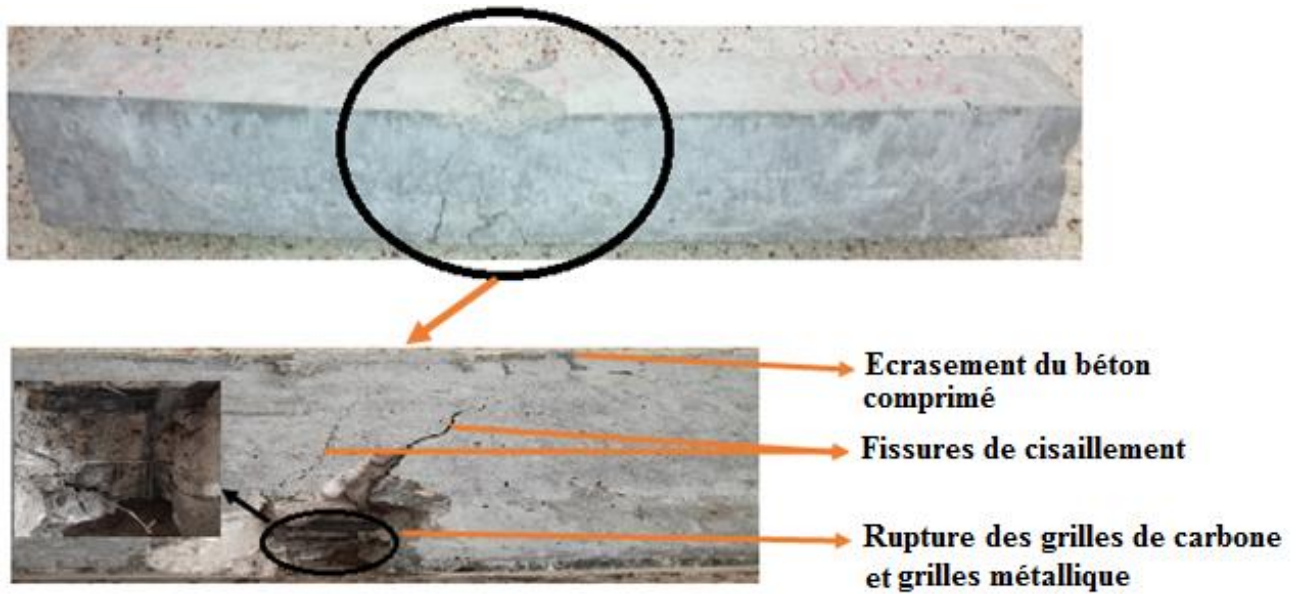


Figure IV.5 : Mode de rupture des poutres renforcées du groupe 04 (poutre CMIEL (04)).

III. Courbes force-déplacement

Les confrontations des courbes forces-déplacements, qui présente l'évolution du chargement en fonction du déplacement vertical mesuré à mi-travée sont illustrés sur les figures IV.6 au IV.9.

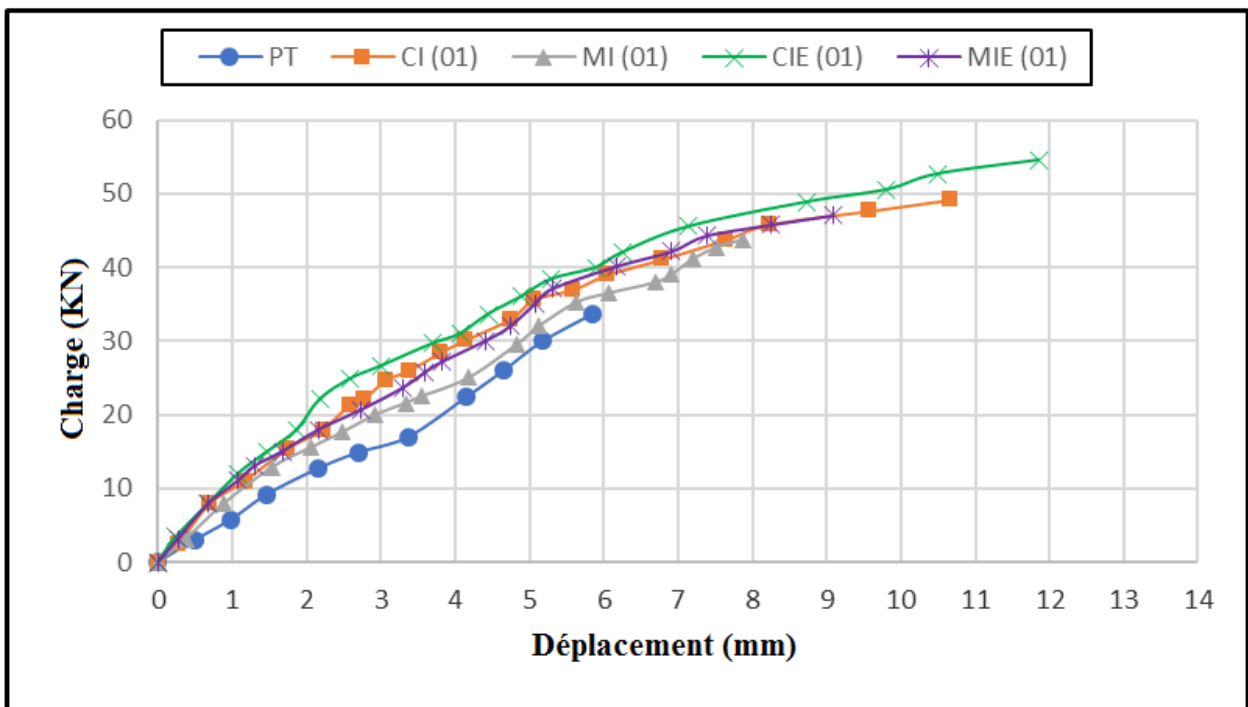


Figure IV.6 : Courbes force-déplacement des poutres renforcées du groupe 01.

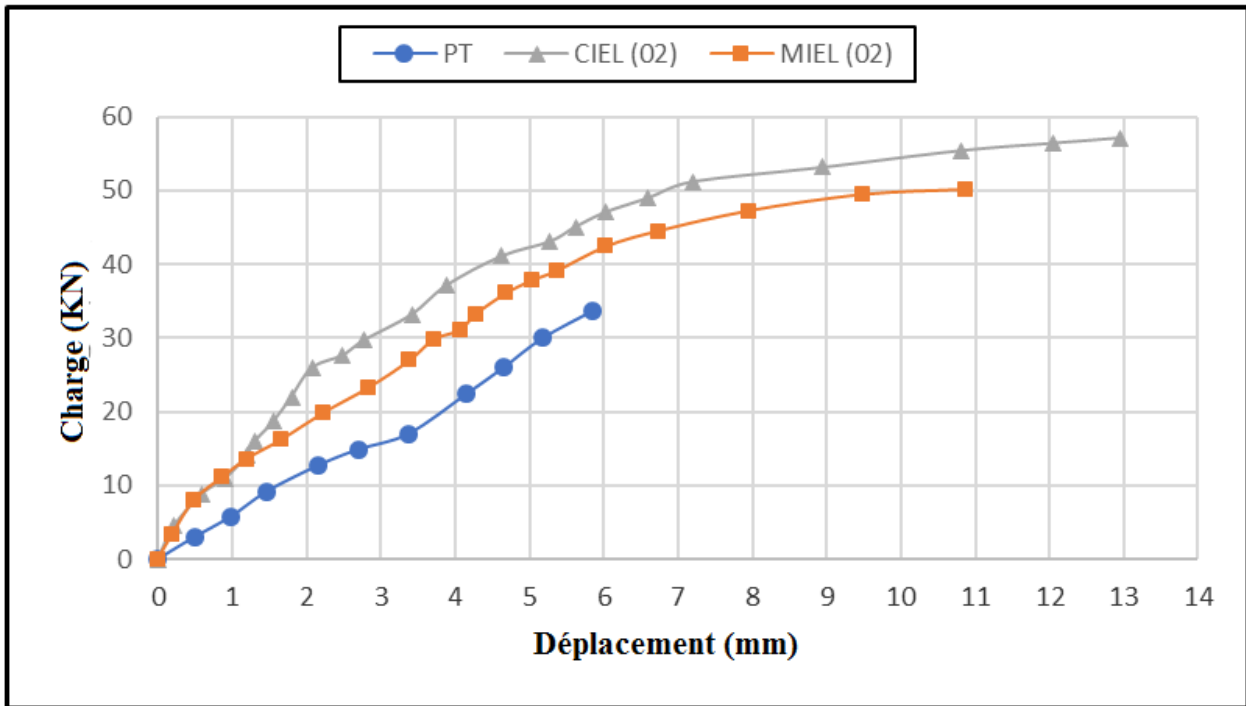


Figure IV.7 : Courbes force-déplacement des poutres renforcées du groupe 02.

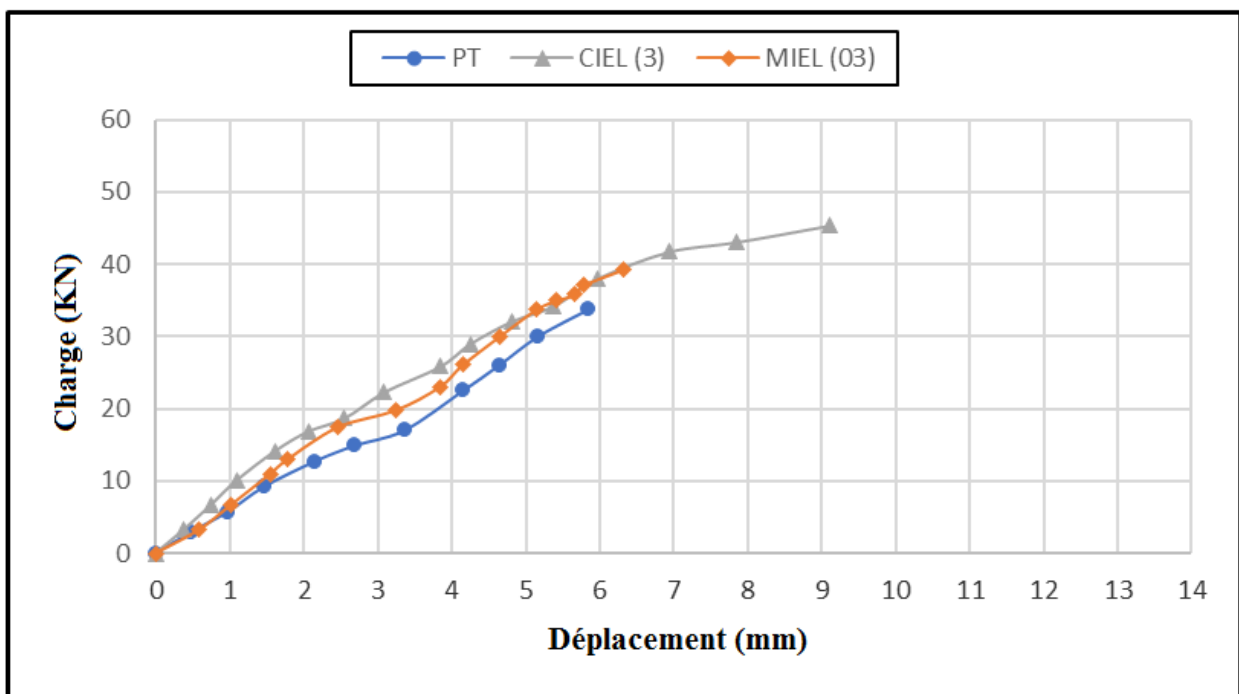


Figure IV.8 : Courbes force- déplacement des poutres renforcées du groupe 03.

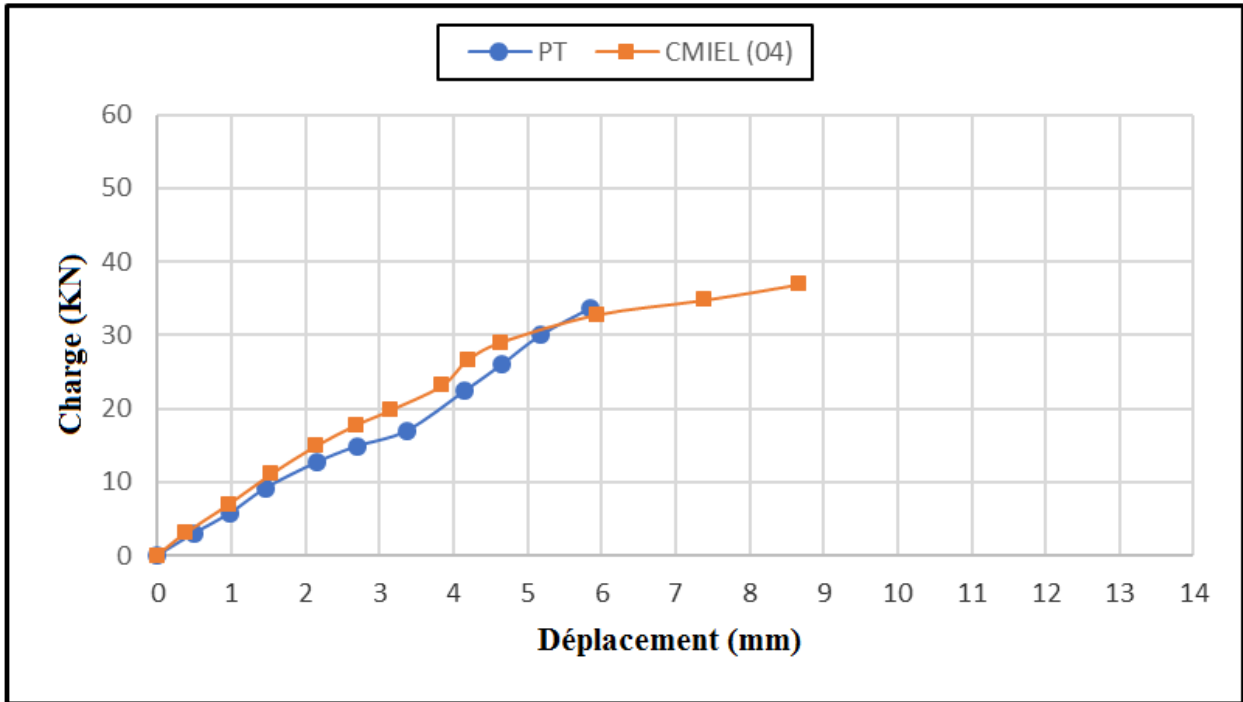


Figure IV.9 : Courbes force-déplacement des poutres renforcées du groupe 04.

Il est visible sur ces figures que le comportement global des poutres testées est similaire au comportement ordinaire d'une poutre en béton armé soumise à un essai de flexion (figure IV.10). Les courbes peuvent être décomposées en trois zones. Dans la première zone, le déplacement vertical augmente linéairement en fonction de la charge appliquée, le comportement des poutres est linéaire, cette zone représente la rigidité des poutres, en comparaison avec la poutre témoin, il est clairement observé que la pente est plus grande dans le cas des poutres renforcées ; la valeur de la rigidité augmente dans les poutres renforcées par rapport à la poutre de référence. Dans la deuxième zone, le déplacement augmente avec l'augmentation de la charge, cette phase correspond à la fissuration du béton et à la reprise des efforts par les armatures tendues et les grilles, dans cette phase on assiste à l'apparition des premières fissures et à leur propagation. Dans la troisième partie, le déplacement vertical augmente également linéairement comme dans la première partie, mais la vitesse d'augmentation est plus élevée. Cette phase est caractérisée par la propagation des fissures et par un début de plastification des armatures tendues et à la déformation des grilles suivi de la rupture de la poutre.

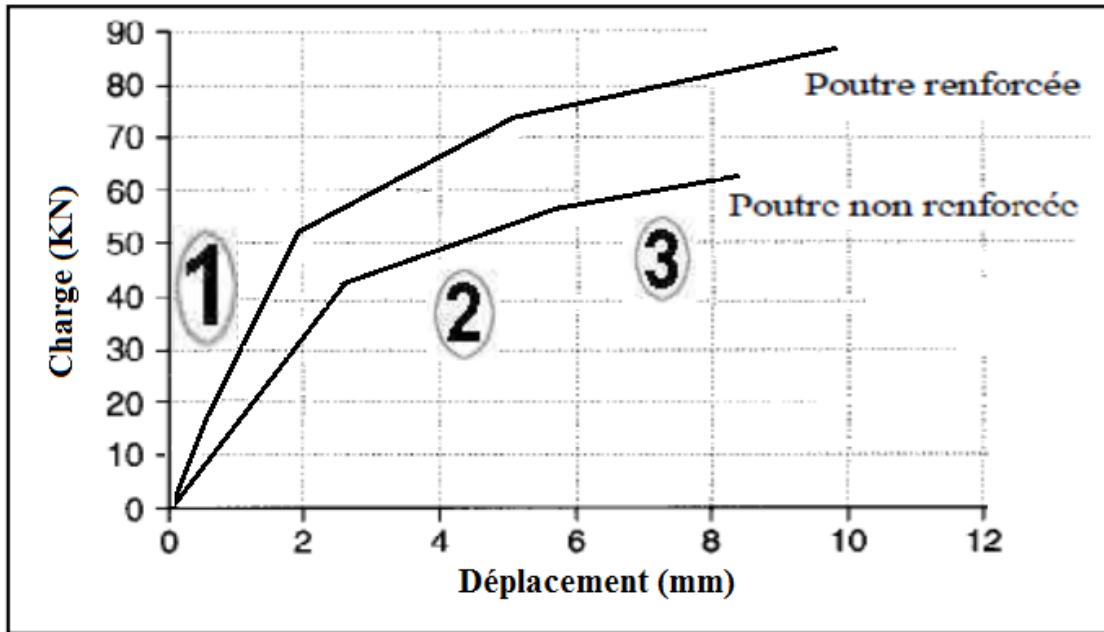


Figure IV.10 : Courbes typiques de force-déplacement des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «PRF» [Bouamra, Y 2016].

IV. Exploitation des résultats obtenus

Sur la base des courbes forces-déplacements des poutres renforcées, les gains apportés par les grilles métallique et les grilles en fibre carbonées pour les poutres renforcées en termes de résistance, déplacement, ductilité, rigidité et de ferrailage par rapport à la poutre témoin ont été déterminés et évalués.

IV.1. Evaluation des gains des forces et de déplacements

Le tableau IV.1 et les figures IV.11 au IV.14 présentent les résultats expérimentaux des forces (résistance) et de déplacements verticaux correspondant à mi-travée des différentes poutres testées.

Tableau IV.1 : Valeurs des forces et de déplacement à mi-travée des poutres testées.

Poutres	f_u (KN)	f_{us} (KN)	δ_u (mm)	δ_{us} (mm)	$\frac{f_{us} - f_u}{f_u}$ (%)	$\frac{\delta_{us} - \delta_u}{\delta_u}$ (%)
PT	33.71	/	5.84	/	/	/
MI (01)	/	43.80	/	7.87	+30	+35
CI (01)	/	49.22	/	10.66	+46	+83
MIE (01)	/	47.05	/	9.08	+40	+55
CIE (01)	/	54.58	/	11.85	+62	+103
MIEL (02)	/	50.10	/	10.87	+49	+86
CIEL (02)	/	57.14	/	12.95	+70	+122
MIEL (03)	/	39.25	/	6.31	+16	+8
CIEL (03)	/	45.38	/	9.11	+35	+56
CMIEL (04)	/	36.88	/	8.66	+9	+48

f_u : Valeur de force de rupture de la poutre témoin,

f_{us} : Valeurs des forces de ruptures des différentes poutres renforcées,

δ_u : Déplacement verticale à mi-travée de la poutre témoin,

δ_{us} : Déplacement verticale à mi-travée des différentes poutres testées.

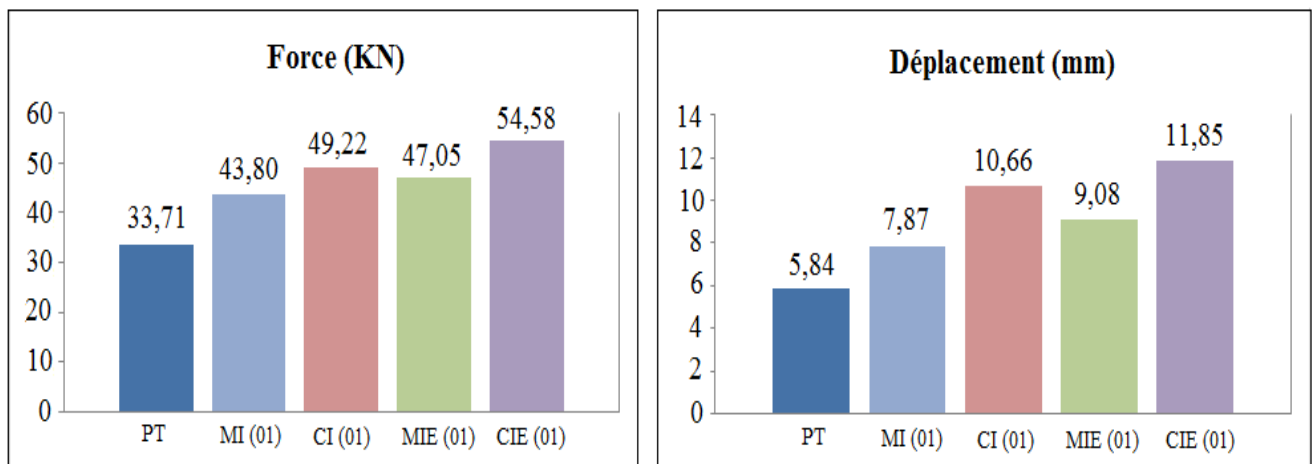


Figure IV.11.a : Comparaison des valeurs des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 01 avec la poutre témoin.

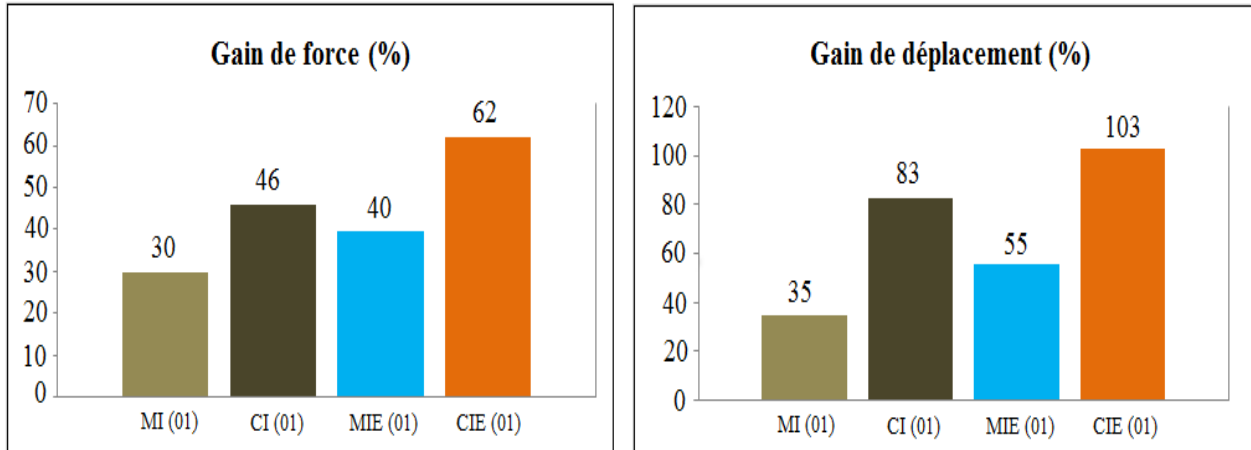


Figure IV.11.b : Gains des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 01 en comparaison avec la poutre témoin.

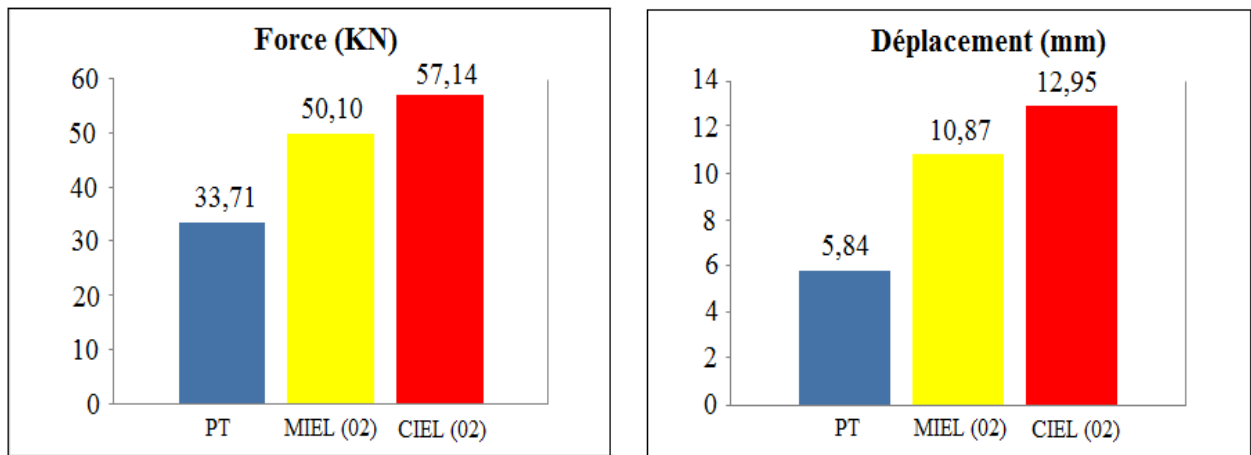


Figure IV.12.a : Comparaison des valeurs des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 02 avec la poutre témoin.

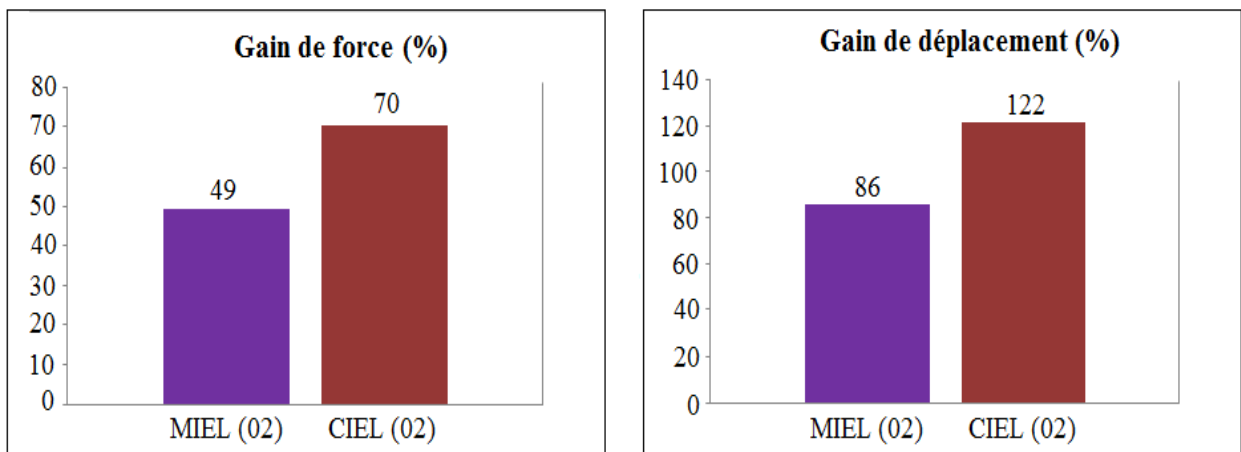


Figure IV.12.b : Gains des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 02 en comparaison avec la poutre témoin.

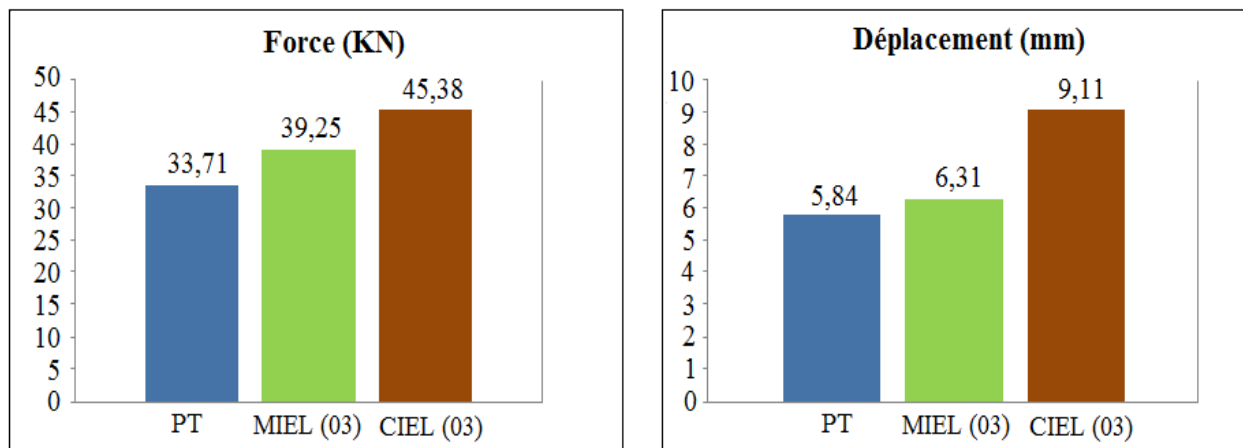


Figure IV.13.a : Comparaison des valeurs des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 03 avec la poutre témoin.

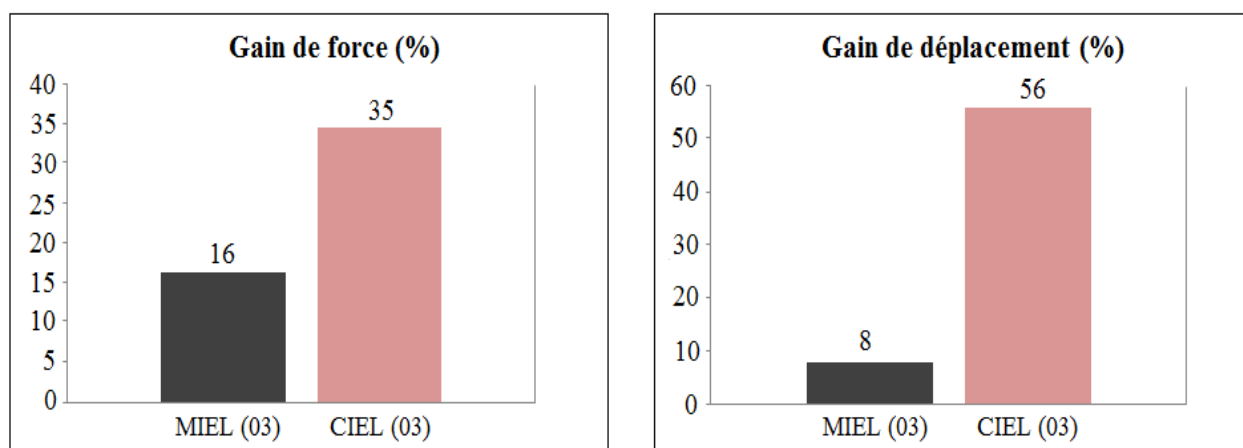


Figure IV.13.b : Gains des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 03 en comparaison avec la poutre témoin.

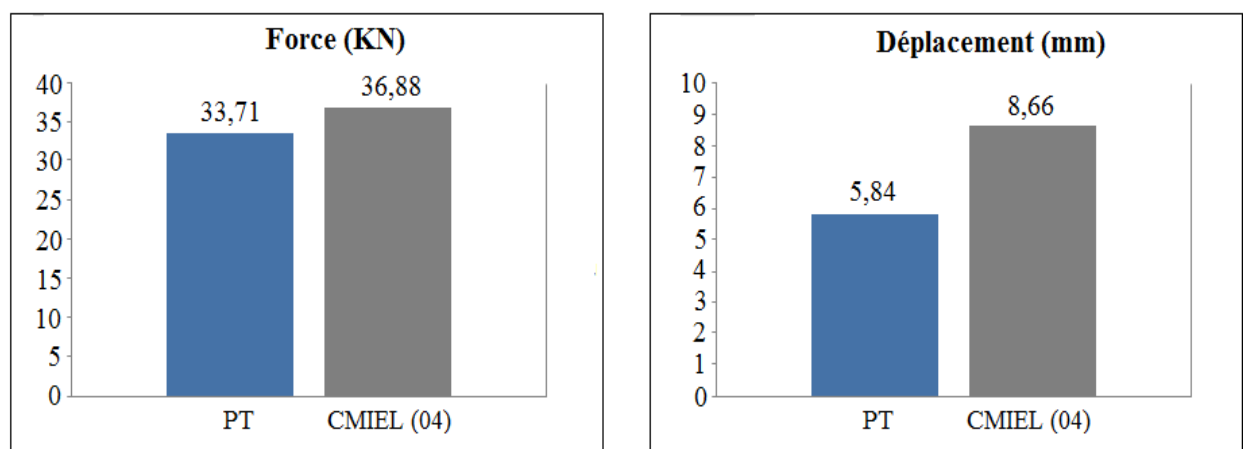


Figure IV.14.a : Comparaison des valeurs des forces et de déplacements des poutres renforcées du groupe 04 avec la poutre témoin.

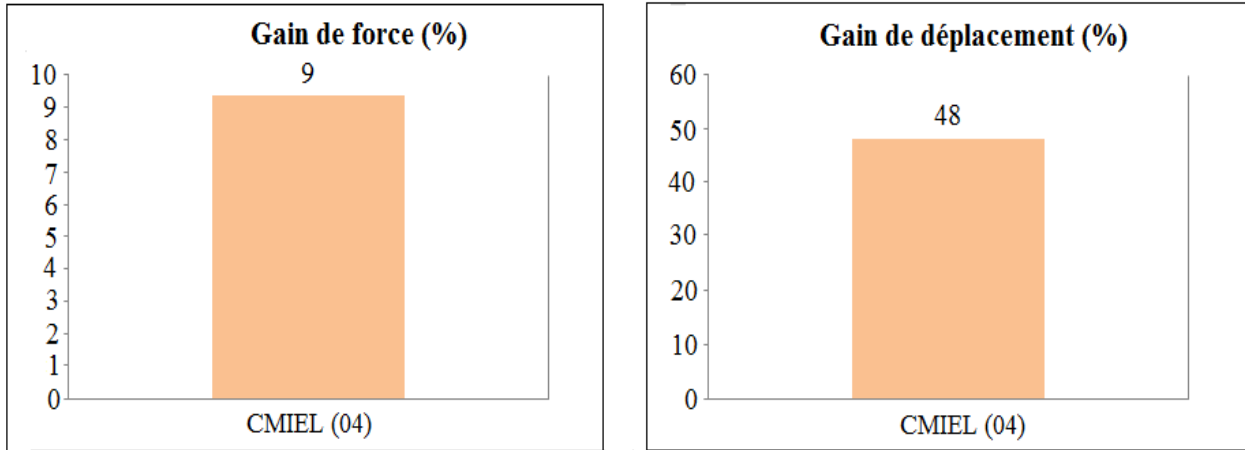


Figure IV.14.b : Gain de force et de déplacement des poutres renforcées du groupe 04 en comparaison avec la poutre témoin.

IV.2. Evaluation des gains de ductilité

La ductilité est une propriété importante dans le dimensionnement des structures. Elle est définie comme étant la capacité d'un élément à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur [Attari et al 2012, Djeddi et al 2016]. Pour quantifier la ductilité (μ_e), l'indice de déformation peut être utilisé. Cet indice est défini comme étant le rapport entre l'énergie à la rupture (E_u) et l'énergie à la limite élastique (E_y). Figure IV.14.

$$\mu_e = E_u / E_y \quad (IV.1)$$

L'énergie peut être calculée comme étant l'aire sous la courbe charge-déplacement. Le tableau IV.2 et les figures IV.15.a et IV.15.b résument les valeurs et les gains de l'indice de ductilité des poutres renforcées en comparaison avec la poutre témoin.

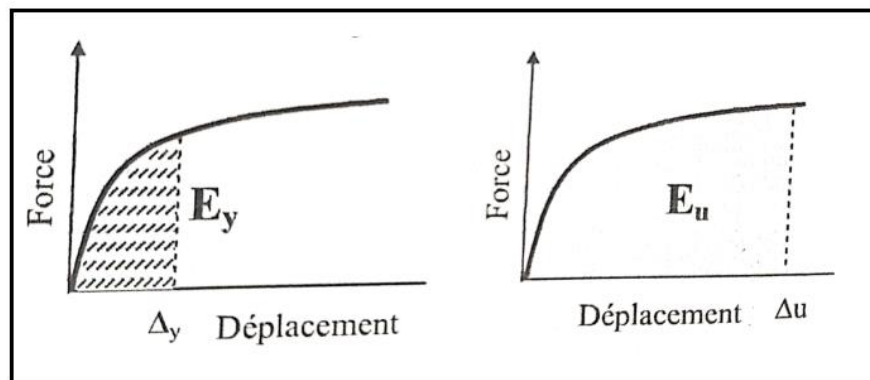
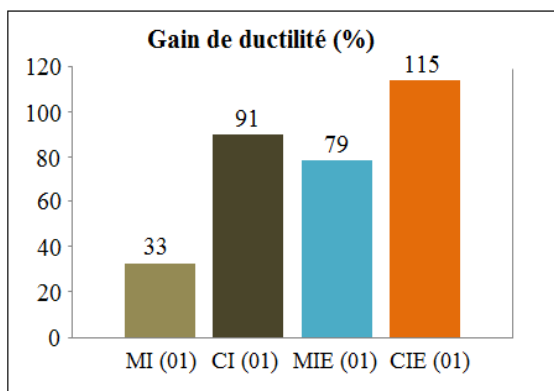


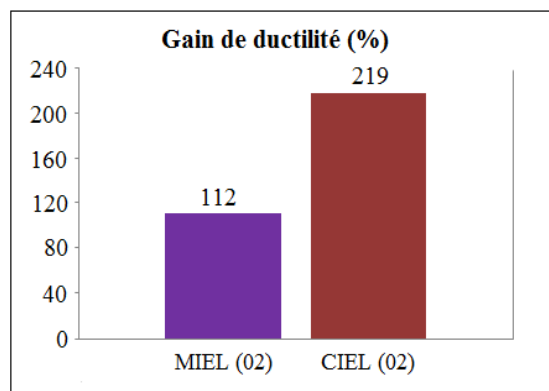
Figure IV.15: Définition de l'indice de ductilité en termes d'énergie. [Attari et al 2012]

Tableau IV.2 : Valeurs de l'indice de ductilité des poutres testées.

Poutres	μ_e	μ_{es}	$\frac{\mu_{es} - \mu_e}{\mu_e} (\%)$
PT	4.45	/	/
MI (01)	/	5,9	+33
CI (01)	/	8,5	+91
MIE (01)	/	7,97	+79
CIE (01)	/	9,56	+115
MIEL (02)	/	9,42	+112
CIEL (02)	/	14,21	+219
MIEL (03)	/	6,11	+37
CIEL (03)	/	6,75	+52
CMIEL (04)	/	6,02	+35

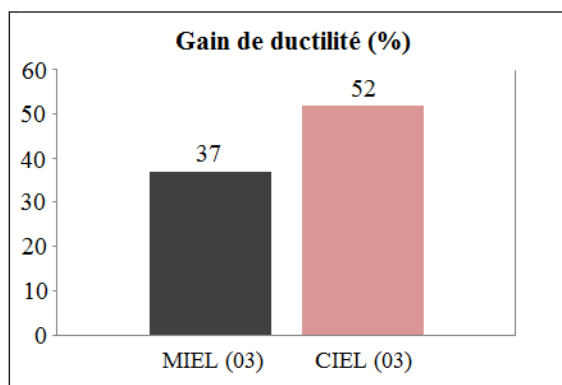


-a-

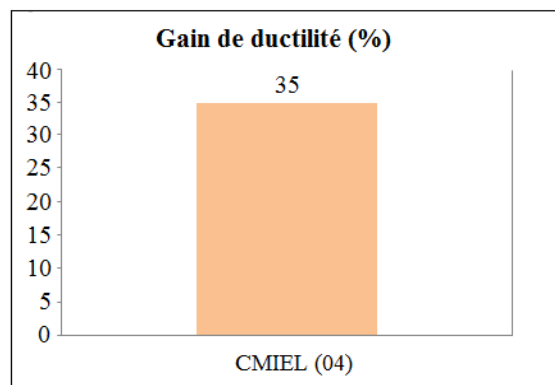


-b-

Figure IV.16.a : Gains de ductilité des poutres renforcées : (a) groupe 01 ; (b) groupe 02.



-c-



-d-

Figure IV.16.b : Gains de ductilité des poutres renforcées : (c) groupe 03 ; (d) groupe 04.

IV.3. Evaluation des gains de rigidité

La rigidité à la flexion des structures est définie comme étant la résistance offerte par une structure lorsqu'elle subit une flexion [Attari et al 2012]. Dans une poutre avec une section fissurée, une faible variation de l'état de fissuration des poutres peut provoquer des variations de la rigidité flexionnelle assez importante.

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

$$EI \frac{dy}{dx} = \int_0^x M(x)dx + C \quad (IV.2)$$

E : Module d'élasticité,

I : Moment d'inertie,

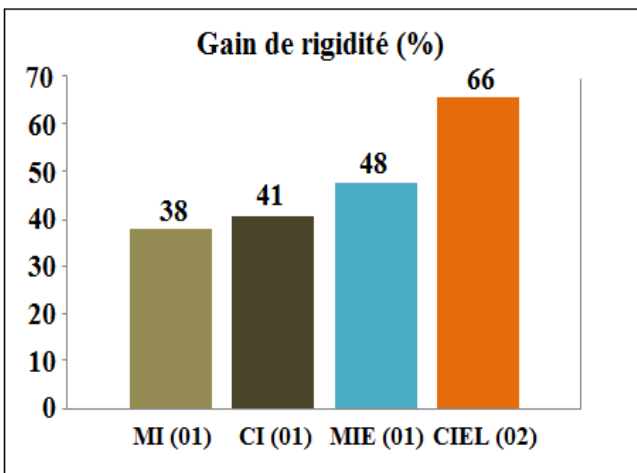
y : Déplacement transversal de la poutre à la position 'x',

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

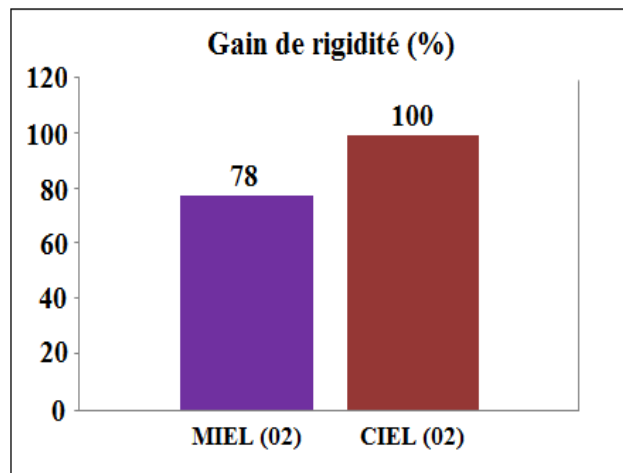
Le tableau IV.3 résume les valeurs de la rigidité des poutres testées, les figures IV.16a et IV.16b présentent les gains de la rigidité des poutres renforcées en comparaison avec la poutre témoin.

Tableau IV.3 : Valeurs de la rigidité des poutres testées.

Poutres	K_u (N/mm)	K_{us} (N/mm)	$\frac{K_{us} - K_u}{K_u}$ (%)
PT	6160,10	/	/
MI (01)	/	8529,40	+38
CI (01)	/	8678,70	+41
MIE (01)	/	9132,30	+48
CIE (01)	/	10199,00	+66
MIEL (02)	/	10994,00	+78
CIEL (02)	/	12334,00	+100
MIEL (03)	/	7067,20	+15
CIEL (03)	/	8551,30	+39
CMIEL (04)	/	7213,00	+17

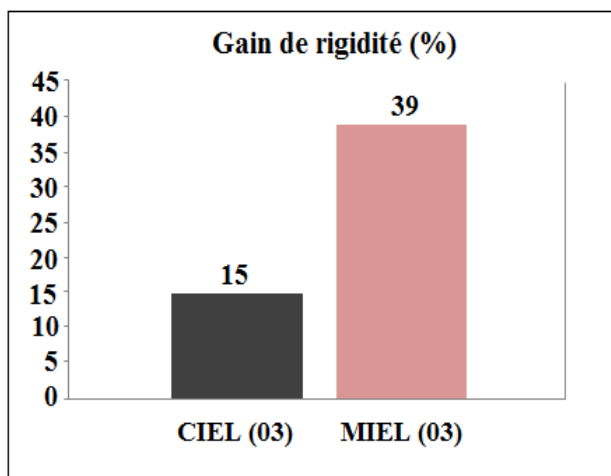


-a-

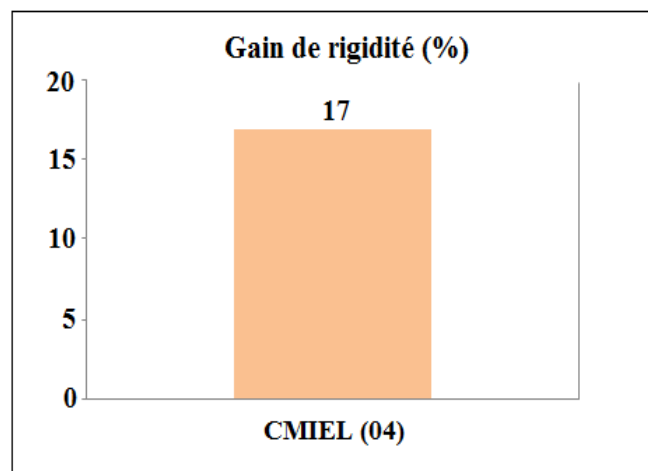


-b-

Figure IV.17.a : Gains de rigidité des poutres renforcées : (a) groupe 01 ; (b) groupe 02.



-c-



-d-

Figure IV.17.b : Gains de rigidité des poutres renforcées : (c) groupe 03 ; (d) groupe 04

Sur la base des résultats obtenus dans ce chapitre en terme de résistance, ductilité et de rigidité, et à partir des valeurs illustrés sur les tableaux IV.1, IV.2 et IV.3, nous pouvons clairement conclure que le procédé de renforcement proposé a montré son efficacité pour les poutres renforcées par les grilles en fibre de carbone et les grilles métallique dans l'amélioration de la charge ultime, le déplacement à mi- portée et la rigidité, cela est dû aux valeurs élevées des propriétés mécaniques des renforts (résistance à la traction et module de Young), ces résultats indiquent clairement que les poutres renforcées par les grilles présentent un gain substantiel en termes de résistance et montrent une meilleure déformabilité par rapport à la poutre témoin. La charge ultime, le déplacement à mi- portée, et la ductilité de l'ensemble des poutres renforcées ont été améliorées par rapport à la poutre témoin. Cette amélioration varie respectivement de 9% à 70%, de 8% à 122% et de 33% à 219% en fonction du type de renfort et de la configuration du renforcement des poutres (figures III.10 et III.11).

➤ Pour les poutres renforcées du groupe 01 montrent une amélioration intéressante en termes de résistance, de déplacement à mis travées, et de ductilité, pour les poutres renforcées à la face inférieure (Poutres CI (01), MI (01), CIE (01) et MIE (01)), l'augmentation de la capacité portante et de déplacement à mis portée est respectivement 30% et 35% pour la poutre renforcée par grilles métallique (Poutre MI (01)) et de 46% et 83% pour la poutre renforcée par grilles en fibre de carbone (Poutre CI (01)), l'indice de ductilité a également été amélioré où nous avons enregistré une augmentation de 33% pour la poutre MI (01) et 91% pour la poutre CI (01). En comparant ces poutres (Poutres CI (01) et MI (01)) à celles renforcées à la face inférieure et sur les deux extrémités transversales (Poutres CIE (01) et MIE (01)), l'indice de ductilité de la poutre MIE (01) a été amélioré de 35% par rapport à la poutre MI (01), par contre l'amélioration de la charge ultime et de déplacement à mis travée n'est pas significative, elle ne dépasse pas 7% et 15% respectivement. Pour la poutre CIE (01), l'amélioration de la charge ultime, la flèche à mis travée et de la ductilité n'est pas significative par rapport à la poutre CI (01), elle tourne au tour de 11%. En revanche, l'amélioration considérable de la ductilité de la poutre MIE (01) par rapport à la poutre MI (01) est expliqué par l'effet du confinement supplémentaire apportée par les grilles métallique placées sur les deux d'extrémités transversales de la poutre qui induit une compression dans le béton, dans cette poutre la déformabilité est bien mobilisée à cause de la valeur élevée de d'allongement ultime des grilles métallique qui explique la grande zone de plasticité qui reflète directement sur la valeur de l'indice de ductilité.

➤ Les poutres du groupe 02 (Poutres CIEL (02), et MIEL (02)) renforcées à la face inférieure, aux deux extrémités transversales et sur les deux côtés des poutres (Figure III.11.b) ont montrées une meilleure amélioration en termes de résistance et de déformabilité. L'augmentation de la capacité portante et de déplacement à mis-portée ainsi que l'indice de ductilité de la poutre renforcée par grilles métallique (Poutre MIEL (02)) est 49%, 86% et 112% respectivement, et pour la poutre renforcée par grilles en fibre de carbone (Poutre CIEL (02)) est de 70%, 122% et 219% respectivement. Ces résultats intéressants fournis par les grilles sont attribuables à leurs propriétés mécaniques (résistance à la traction et module de Young élevées) notamment pour la poutre renforcée par la grille en fibre de carbone. Les grilles empêchent la distribution des fissures et rendent le matériau plus ductile, donc il faut plus d'énergie pour faire avancer la fissure.

➤ Pour les poutres renforcées du groupe 03, la configuration du renforcement est similaire à celle adoptée pour les poutres du groupe 02, sauf que le renforcement latéral a été étalé sur toute la longueur de la poutre afin de compenser l'insuffisance du nombre des étriers (Figure III.11.c). Pour la poutre renforcée par grilles métallique (poutre MIEL (03)), l'augmentation de la charge ultime et de déplacement à mis-portée est non significative, elle est de 16% et 8% respectivement, par contre le gain de ductilité est considérable, il atteint 37%. Pour la poutre renforcée par grilles en fibre de carbone (poutre CIEL (03)) nous avons enregistré un gain intéressant dans la charge ultime, le déplacement à mis-portée ainsi que pour la ductilité, il est de l'ordre de 35%, 56% et 52% respectivement, les courbes charge-déplacement présentent un petit intervalle d'élasticité et une zone de plasticité étendue, ce qui explique l'amélioration de l'indice de ductilité.

➤ Pour les poutres du groupe 04 renforcées par un système hybride, une couche de grilles métallique et une couche de grilles en fibre de carbone, la charge ultime et le déplacement à mis portées ont été améliorées de 9% et 48% respectivement, la ductilité a été aussi améliorée de 35%. En raison de l'augmentation de la résistance à la fissuration, la propagation des fissures dans la poutre hybride est retardée. La conjugaison des performances mécaniques de la grille en fibre de carbone et la grille métallique a permis à la fois de maintenir une rigidité à la flexion acceptable et de diminuer la vitesse de propagation des fissures ce qui offre à la poutre hybride une résistance et une déformabilité améliorée.

IV.4. Evaluation des gains des armatures

Afin de mettre en valeur la technique proposée sur le côté économique, nous avons évalué les gains des armatures longitudinales et transversales pour les poutres renforcées.

Le tableau IV.4 présente le pourcentage de gain des armatures longitudinale (armatures de flexion) et en nombre d'étriers (armatures transversales) pour les poutres renforcées en comparaisons avec la poutre témoin.

Tableau IV.4 : Valeurs de gain des armatures des poutres testées.

<i>Poutres</i>	<i>Section des armatures longitudinales (cm²)</i>	<i>Nombre des étriers /ml</i>	<i>Réduction de la section des armatures longitudinales (%)</i>	<i>Réduction du nombre des étriers /ml</i>
PT	1.0048	15	/	/
MI (01)	1.0048	15	/	/
CI (01)	1.0048	15	/	/
MIE (01)	1.0048	15	/	/
CIE (01)	1.0048	15	/	/
MIEL (02)	1.0048	10	/	-5
CIEL (02)	1.0048	10	/	-5
MIEL (03)	1.0048	4	/	-11
CIEL (03)	1.0048	4	/	-11
CMIEL (04)	0.5652	4	-44	-11

Un gain de cinq (05) étriers par mètre linéaire pour les poutres renforcées du groupe 02 et onze (11) étriers par mètre linéaire pour les poutres renforcées du groupe 03 et 04 est enregistré. Le pourcentage de gain des armatures longitudinales (armature de flexion) des poutres renforcées du groupe 04 (poutres hybrides) a atteint 44 %, et cela, sans perte significatif des performances mécaniques de ces poutres en comparaison avec la poutre témoin. Donc ce procédé de renforcement en utilisant des grilles en fibre de carbone et/ou des grilles métallique peut être une solution efficace pour construire des éléments légers et résistants.

V. Conclusion

Cette étude expérimentale a mis en valeur l'efficacité de l'utilisation des grilles en fibre de carbone et les grilles métallique comme matériaux de renforcement, elles offrent des bonnes caractéristiques mécaniques (résistance à la traction et module de Young) en vue d'améliorer le comportement flexionnel des poutres ainsi que la résistance mécanique à l'initiation de la fissuration dans le béton, cette dernière a été considérablement améliorée en comparaison avec la poutre témoin, où nous avons enregistré un gain allant jusqu'à 52%.

Les résultats expérimentaux indiquent aussi que les poutres renforcées présentent un gain substantiel en termes de résistance et montrent une meilleure déformabilité des poutres renforcées en comparaison avec la poutre témoin. Les gains de charges ultimes sont de 9% à 70%, de 8% à 122% pour les déplacements à mi- portée, et de 33% à 219% pour la ductilité, et cela en fonction du type de renfort et de la configuration du renforcement des poutres testées.

L'intégration du renfort à l'intérieur de la poutre permet aussi de résoudre les problèmes de la corrosion en présence des milieux agressifs. Leurs poids réduits et leurs formes géométriques s'adapte bien aux endroits dont le coffrage ne permet pas l'utilisation d'une grande section d'acier.

CHAPITRE V

Simulation numérique

I. Introduction

La modélisation numérique est un moyen très performant pour l'étude des phénomènes mécaniques complexes. Cependant, elle n'est qu'une technique d'approximation de la réalité. Les résultats donnés par la simulation numérique doivent être toujours confrontés aux résultats donnés par les essais. A ce jour, la méthode des éléments finis continue d'être une approche dominante d'analyse des structures et devenu une solution plus économique que les tests au laboratoire. Dans le cadre d'une modélisation de structure par éléments finis, il existe actuellement plusieurs logiciels commerciaux Abaqus, Ansys, Adena, Ls-Dyna, Atena.....etc. [Vasudevan, G. et al 2013].

Le logiciel d'éléments finis idéal avait été défini comme un logiciel qui permettrait une modélisation rapide et facile d'un problème, allant du simple (poutre ou dalle sur appuis simples) au complexe (structure multi-matériaux avec un comportement du matériau non linéaire et une interface complexe). Il est important que l'utilisateur ait une bonne idée de ce qu'il fait, notamment quant au choix du maillage et du type d'éléments qui doivent être adaptés au problème posé : aucun logiciel ne fait tout pour l'utilisateur, et il faut toujours garder un œil critique vis-à-vis de solutions approchées.

L'objectif de cette partie d'étude est de confronter les résultats trouvés expérimentalement aux résultats numériques en s'appuyant sur le code de calcul Abaqus [Abaqus, V 6.14-1 (2014)] afin de mettre en exergue l'importance de la technique proposée. À cet effet, nous avons choisi de simuler numériquement les poutres renforcées du groupe 02, poutre MIEL (02) et la poutre CIEL (02), car eux qui ont donné d'après les résultats expérimentaux les meilleurs résultats en termes de résistance et ductilité.

II. Modélisation par éléments finis

L'analyse et la prévision de la ruine des structures en béton constituent un enjeu crucial dans le domaine du génie civil. Les modèles non linéaires actuellement utilisés ont montré leur capacité à décrire le comportement non linéaire du béton. Néanmoins la description des ouvertures de fissures et la prédiction du comportement réel de ces structures restent problématiques. Du cout, les premières applications des EF au calcul d'une structure en béton armé datent de la fin des années 1960 [Si Salem, A 2016] ; depuis, une énorme quantité de travaux de recherche est apparue dans la littérature.

La méthode des éléments finis (MEF) est appliquée largement dans le calcul de structures avec des résultats fiables. La MEF permet de résoudre de manière discrète une équation aux dérivées partielles (ou EDP) dont on cherche une solution approchée « suffisamment » fiable. De manière générale, cette EDP porte sur une fonction d'approximation $u(x)$, définie sur un domaine $\psi_n(x)$. Elle comporte des conditions aux limites permettant d'assurer l'existence et l'unicité d'une solution [Tounsi, M 2017].

Sauf cas particuliers, la discrétisation passe par une redéfinition et une approximation de la géométrie, on considère donc le problème posé sur la géométrie approchée par un domaine polygonal ou polyédrique par morceaux. Une fois la géométrie approchée, il faut choisir un espace d'approximation de la solution du problème, dans la MEF, cet espace est défini à l'aide du maillage du domaine (ce qui explique aussi pourquoi il est nécessaire d'approcher la géométrie). Le maillage du domaine permet d'en définir un découpage dont les pavés sont les éléments finis (Figure V.1). Un élément fini est la donnée d'une cellule élémentaire et de fonctions de base de l'espace d'approximation dont le support est l'élément, et définie de manière à être interpolatrice.

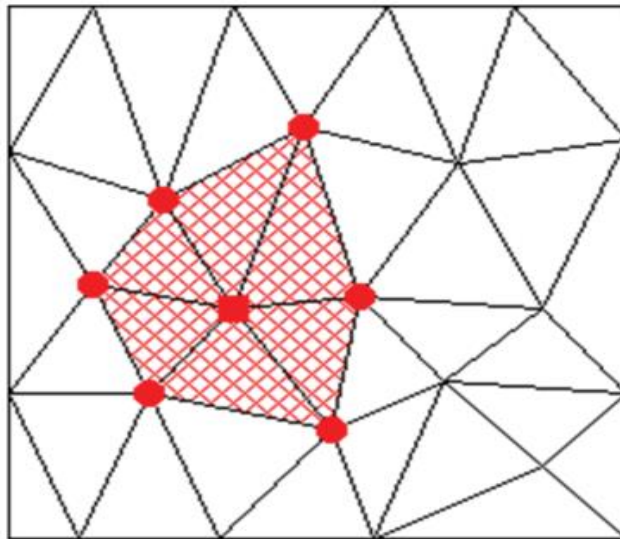


Figure V.1: Discrétisation par éléments finis [Tounsi, M 2017]

III. Propriétés des matériaux et modèles de comportement

Un modèle numérique prédictif doit pronostiquer la réponse réelle de la structure considérée sous des sollicitations extérieures. Dans ce contexte, l'objectif consiste à trouver des modèles éléments finis disponibles dans la littérature, en se basant sur des données phénoménologiques qui décrivent le comportement des matériaux constituant notre structure composite. Le béton, l'acier et les grilles de renfort sont considérés séparément et des lois de comportement pour chaque matériau sont formulées.

III.1. Un modèle élastoplastique endommageable pour le béton

La modélisation du béton n'est pas évidente et son comportement mécanique est encore aujourd'hui très mal décrit par les logiciels industriels. En effet, le développement de microfissure très rapidement obtenues en traction, génère d'énormes difficultés de convergences de ces logiciels.

Le modèle numérique *Concrete Damaged Plasticity (CDP)* intégré dans le code élément finis Abaqus est utilisé pour modéliser le comportement expérimental du matériau béton, le modèle numérique CDP proposé par Lubliner en 1989 [Lubliner, J. et al 1989] et amélioré par la suite par Lee et Fenves en 1998 [Lee, J., & Fenves, G. L 1998] est basé sur la théorie de plasticité endommagement avec une règle d'écoulement non associative. L'évolution du comportement du béton, de la limite d'élasticité à la défaillance est régie par les déformations plastiques. Le comportement du béton est décrit en introduisant des variables scalaires qui représentent la dégradation de module d'Young du béton dans la déformation plastique. Il permet la modélisation de la dégradation ou de la récupération de la rigidité lors des cycles de chargement déchargement. Ce modèle procède la possibilité de modéliser le béton armé avec raidissement en traction ou non armé en utilisant la notion d'énergie de fissuration G_f .

III.1.1. Paramètres d'entrée du modèle CDP

Le modèle CDP est défini par les paramètres suivants :

- Paramètres pour la définition des surfaces d'écoulement et potentielle ;
- Paramètres pour la définition des courbes uni-axiales en traction et en compression.

- Paramètres pour la définition des surfaces d'écoulement et potentielle

La surface d'écoulement F est basée sur la fonction d'écoulement donnée par Lubliner [J. Lubliner et al 1989] qui est définie par les deux invariants de contrainte. La géométrie est définie dans le plan déviatoire en utilisant un paramètre d'entrée Kc (Figure V.2) qui définit le ratio entre le second invariant de contraintes sur la surface d'écoulement situé sur le méridien de traction divisé par celui situé sur le méridien de compression. La valeur par défaut recommandée dans Abaqus est égale à $Kc = 2/3$, et donne de bons résultats pour les états de contrainte de traction ou de faible pression de confinement [W.-F. Chen 2007]. Le paramètre η qui définit la forme de la surface F , représente le rapport entre la résistance en compression bi-axiale (σ_{b0}) et la résistance en compression uni axiale (σ_{c0}). Dans cette étude la valeur $\eta = 1.16$ est recommandé puisqu'elle concorde bien avec les essais de Kupfer [Kupfer, H. et al 1969].

Dans le cadre de la plasticité non associative, la direction de l'écoulement plastique est gérée par une fonction potentielle G différente de F . Elle est définie par une fonction hyperbolique de Drucker-Prager donnée par l'équation ci-dessous :

$$G = \left[\sqrt{(\varepsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} \right] - \bar{p} \tan \psi \quad (V.1)$$

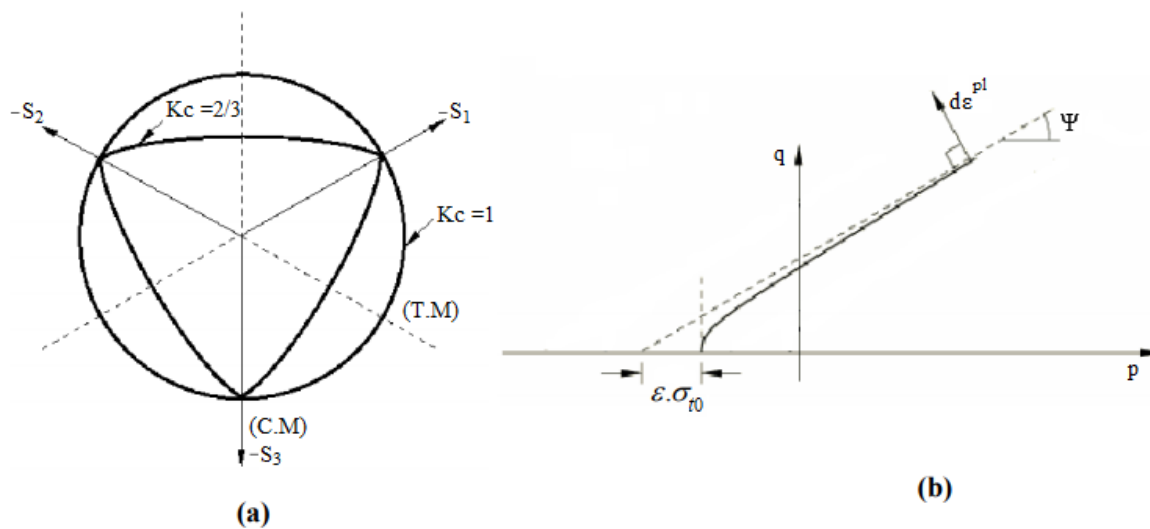


Figure V.2 : Définition des surfaces d'écoulement et potentielle pour le modèle CDP [Kmieciak, P., & Kamiński, M 2011] : (a) Forme de la surface d'écoulement sur un plan déviatoire ; (b) Forme de la surface potentielle sur un plan méridien.

La fonction potentielle G est représentée dans le plan méridien sur la figure V.2b. Ψ est l'angle de dilatation qui définit géométriquement l'inclinaison de G dans le plan méridien $\mathbf{p-q}$ pour des valeurs de confinement élevées. Cet angle est généralement considéré dans la gamme de 30-45 °. σ_{to} est la contrainte de rupture en traction triaxiale prise égale à la résistance uniaxiale en traction f'_t dans le cas de ce modèle. ε est un paramètre matériel du modèle appelé excentricité. Il définit la vitesse avec laquelle la fonction potentielle s'approche de l'asymptote. De plus, comme tous les matériaux présentant une dégradation de la rigidité, la convergence est parfois difficile à atteindre. Ces difficultés de convergence ont été notamment résolues par l'introduction d'un paramètre de viscosité (ν). Abaqus recommande une faible valeur du paramètre de viscosité par rapport à l'incrément de temps caractéristique.

- **Paramètres pour la définition des courbes uni-axiales en traction et en compression**

La définition de la courbe uni-axiale en compression nécessite l'introduction d'une série de points $(\sigma_c, \tilde{\varepsilon}_c^{in})$ tel que décrit à la figure V.3.b. Le premier point $(\sigma_{c0}, \mathbf{0})$ correspond au dernier point sur la portion linéaire élastique. En traction uni-axiale la courbe contrainte-déformation est linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture σ_t soit atteinte. Au-delà de la contrainte de rupture, il y a une chute de contrainte qui correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton ; ces microfissures se localisent progressivement jusqu'à engendrer la rupture du matériau (Figure V.3.a).

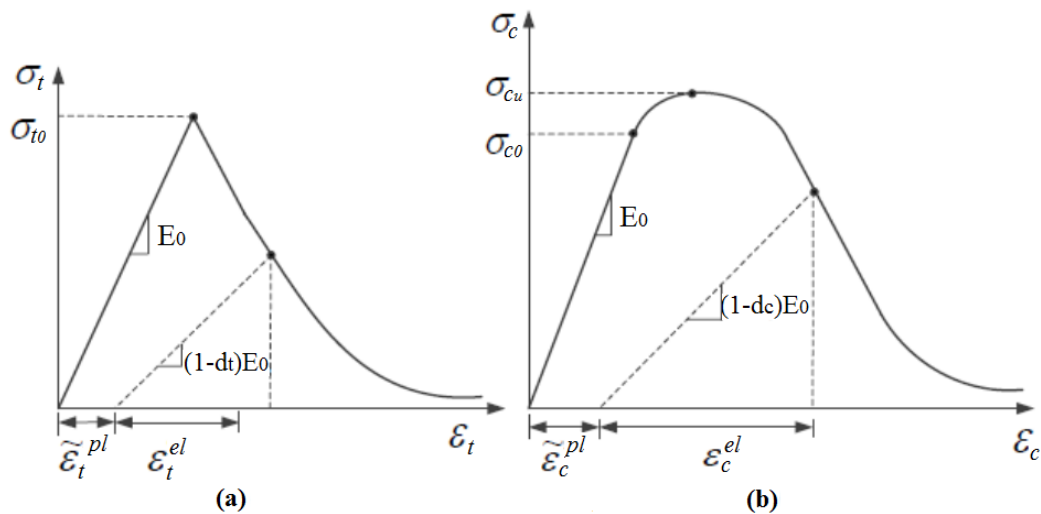


Figure V.3 : Définition de la courbe uni-axiale pour le modèle CDP : (a) en traction, (b) en compression [Benakli, S 2019].

Comme le montrent la figure V.3, lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point d'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est dégradée. Cette dégradation est caractérisée par deux variables d'endommagement d_c et d_t , celles-ci varient de $\mathbf{0}$ pour un matériau non endommagé à $\mathbf{1}$ pour un matériau entièrement endommagé.

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } \mathbf{0} \leq d_t \leq \mathbf{1} \quad (\text{V.2})$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } \mathbf{0} \leq d_c \leq \mathbf{1} \quad (\text{V.3})$$

La relation contrainte-déformation sous traction et compression uni-axiale est déterminée aussi en fonction des variables d_t et d_c :

$$\sigma_t = (\mathbf{1} - d_t) \mathbf{E}_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{V.4})$$

$$\sigma_c = (\mathbf{1} - d_c) \mathbf{E}_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{V.5})$$

Où \mathbf{E}_0 est la rigidité élastique initiale non endommagée du béton, $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ sont respectivement des déformations plastiques équivalentes en traction et en compression. Les contraintes effectives uni-axiale en traction et en compression, qui résultent de la propagation de la fissure et de la réduction de la surface de charge, sont alors données par :

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(\mathbf{1} - d_t)} = \mathbf{E}_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{V.6})$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(\mathbf{1} - d_c)} = \mathbf{E}_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{V.7})$$

Les courbes de contrainte-déformation sont ensuite converties en courbes de contrainte déformation inélastique à utiliser dans la modélisation. La déformation inélastique est définie comme la déformation totale moins la déformation élastique, comme indiqué dans les équations. Abaqus convertira la déformation inélastique en déformation plastique en utilisant ces équations :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon - \frac{\sigma_c}{\mathbf{E}_0} \quad (\text{V.8})$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{in} = \varepsilon - \frac{\sigma_t}{\mathbf{E}_0} \quad (\text{V.9})$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (\text{V.10})$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_t^{in} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (\text{V.11})$$

Toutes les valeurs des paramètres retenus pour le modèle CDP sont résumées dans le tableau V.1

Tableau V.1 : Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton

Paramètres d'Elasticité		Paramètres du modèle CDP		Valeurs
Module de Young	Coefficient de poisson	Angle de dilatation (Ψ)		38°
		Excentricité (ε)		0.1
E (MPa)	v	σ_{b0}/σ_{c0}		1.16
27369	0.20	Kc		2/3
		Viscosité μ		0
Comportement en compression		Endommagement en compression		
Contrainte (Mpa)	Déformation plastique	Endommagement (d_c)	Déformation plastique	
8.2107	0	0	0	
20.3893	0.000155022	0.122	0.000155022	
21.8787	0.000400603	0.254	0.000400603	
18.4853	0.00112459	0.517	0.00112459	
12.6916	0.002036278	0.708	0.002036278	
8.779	0.002879236	0.805	0.002879236	
6.1553	0.0037751	0.863	0.0037751	
Comportement en traction		Endommagement en traction		
Contrainte (Mpa)	Déformation plastique	Endommagement (d_t)	Déformation plastique	
3.83166	0	0	0	
4.07469112	2.11202E-005	0.054262042	2.11202E-05	
3.73275869	9.36136E-005	0.208388646	9.36136E-05	
3.12229165	0.000185919	0.358068804	0.000185919	
2.4004466	0.000312293	0.504328247	0.000312293	
1.85479412	0.00044223	0.606437552	0.00044223	
0.94848157	0.000865345	0.773163395	0.000865345	

III.2. Un modèle élastoplastique pour l'acier

Le comportement de l'acier est modélisé selon un modèle élasto-plastique, le critère utilisé est celui de Von Mises. Les paramètres employés pour définir ce modèle sont le module de Young, la limite d'élasticité, la limite de plasticité et le coefficient de Poisson ; les valeurs de ces paramètres sont décrites dans le tableau V.2.

Tableau V.2 : Paramètres utilisés pour définir le comportement de l'acier.

Acier doux		Acier HA	
Limite d'élasticité F_y (MPa)	235	Limite d'élasticité F_y (MPa)	500
Module de Young E (GPa)	210	Module de Young E (GPa)	210
Coefficient de poisson « ν »	0.30	Coefficient de poisson « ν »	0.30
Contrainte (MPa)	Déformation plastique	Contrainte (MPa)	Déformation plastique
235	0	500	0
300	0.095	580	0.002706

III.3. Modélisation des grilles du renfort

Deux types de renforts sont utilisés pour renforcer les poutres en béton armé : grille métallique et grilles en fibre de carbone. Les grilles sont considérées comme matériaux linéaire élastique isotrope (unidirectionnel) jusqu'à la rupture. La grille est principalement sollicitée dans la direction de la poutre. Il est probable que le module dans la direction de la poutre soit le paramètre le plus important. Les caractéristiques mécaniques des grilles issus des résultats expérimentaux sont présentées dans le tableau V.3.

Tableau V.3 : Caractéristiques mécaniques de la grille métalliques et la grille en fibre de carbone.

Propriétés	Grille en fibre de carbone (CFRP Grid)	Grille métallique (Metallic Grid)
Force axiale ultime (KN)	3.90	0.141
Contrainte axiale ultime (MPa)	753.01	971.10
Module d'élasticité (GPa)	84.05	8.74
Déformation axiale ultime (%)	0.86	10.90

IV. Simulation numérique

IV.1 Géométrie du modèle

Afin de prédire le comportement des poutres en béton armé renforcées en flexion, l'analyse par éléments finis nécessite l'utilisation d'un modèle 3D (Figures V.4 et V.5). Le béton est représenté par des éléments solides à 8 nœuds avec intégration réduite de type (C3D8R). Tandis que les armatures sont représentées de manière discrète en utilisant des éléments de treillis à 2 nœuds (Truss élément T3D2). L'adhérence acier/béton est supposée parfaite : les éventuelles pertes d'adhérence ne sont pas prises en compte de façon explicite. Le renfort en grilles métalliques et grilles renforcées en fibre de carbone est modélisé en 3D solide de type déformable, comme illustré sur les figures V.6 et V.7.

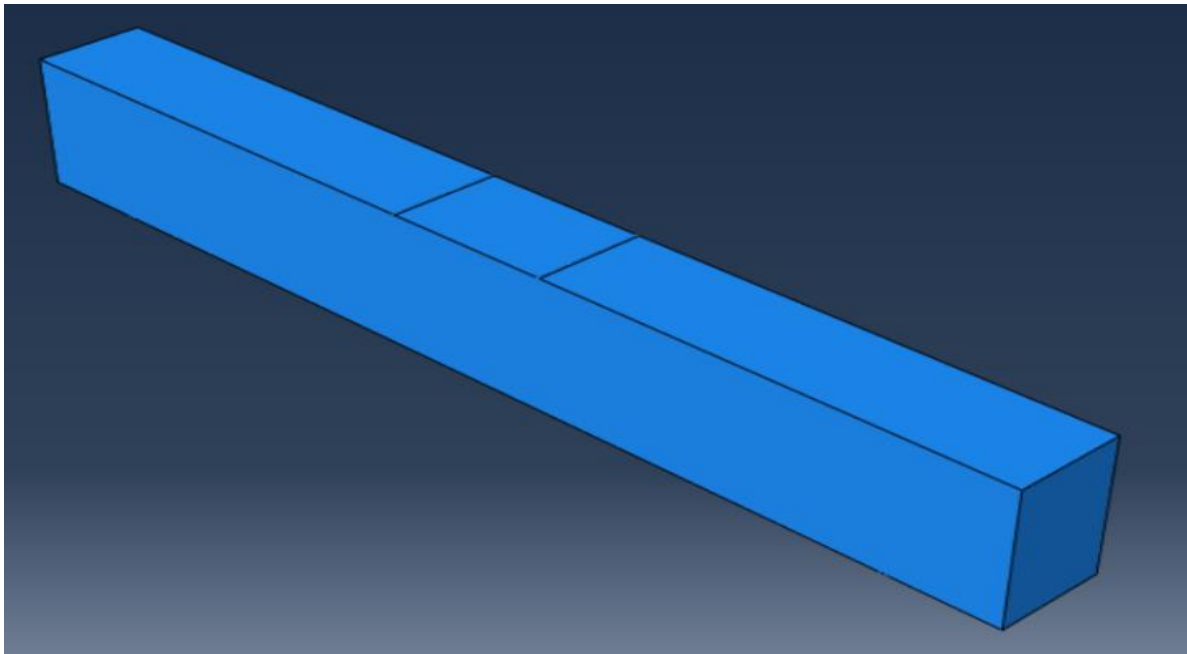


Figure V.4 : Modélisation de la poutre en béton armé.

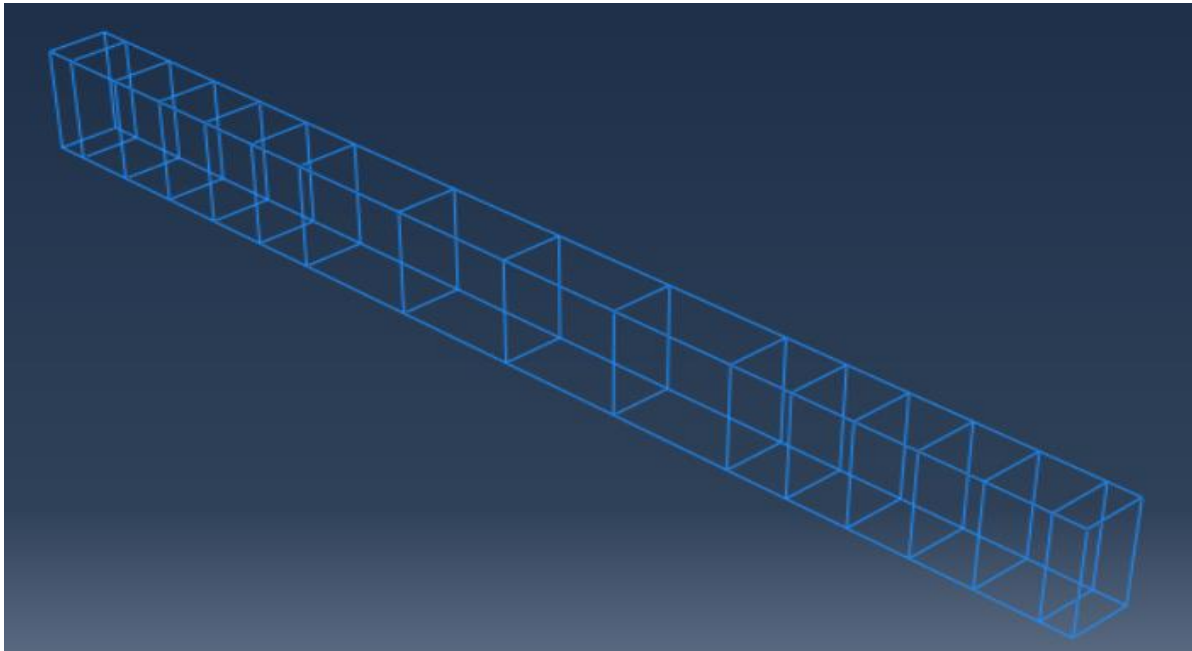


Figure V.5 : Modélisation du ferrailage de la poutre.

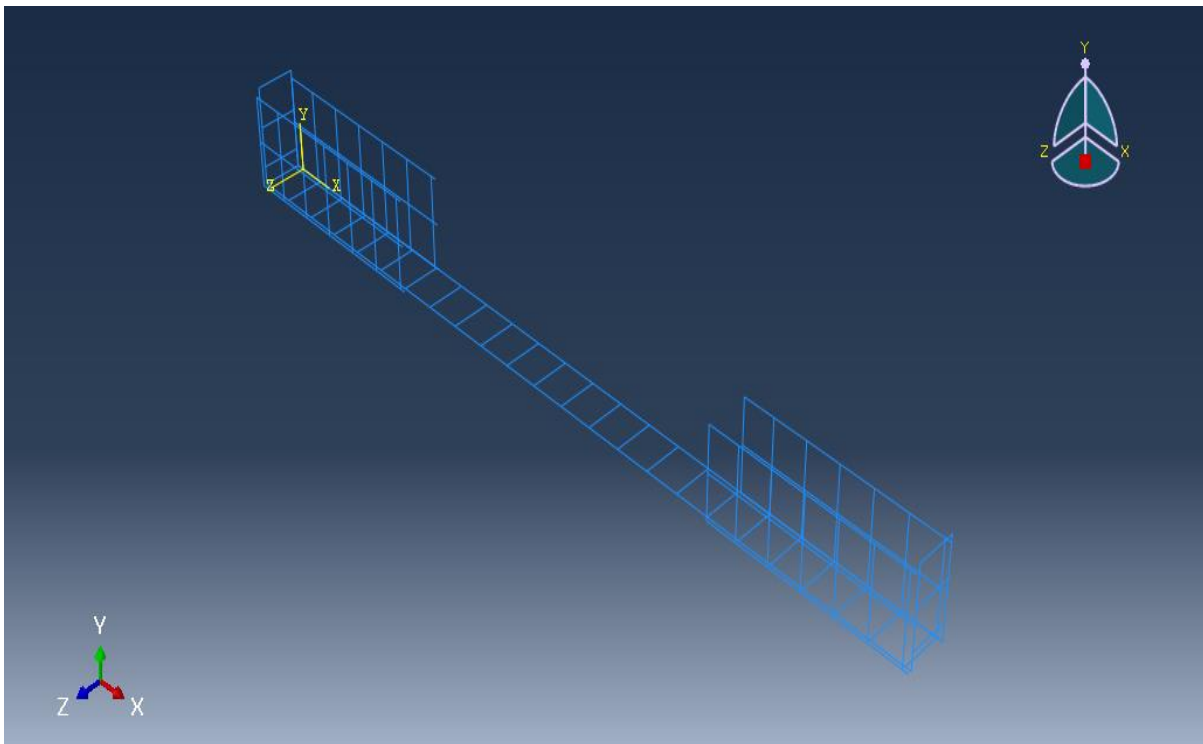


Figure V.6 : Modélisation du renfort en grille de carbone de la poutre CIEL (02).

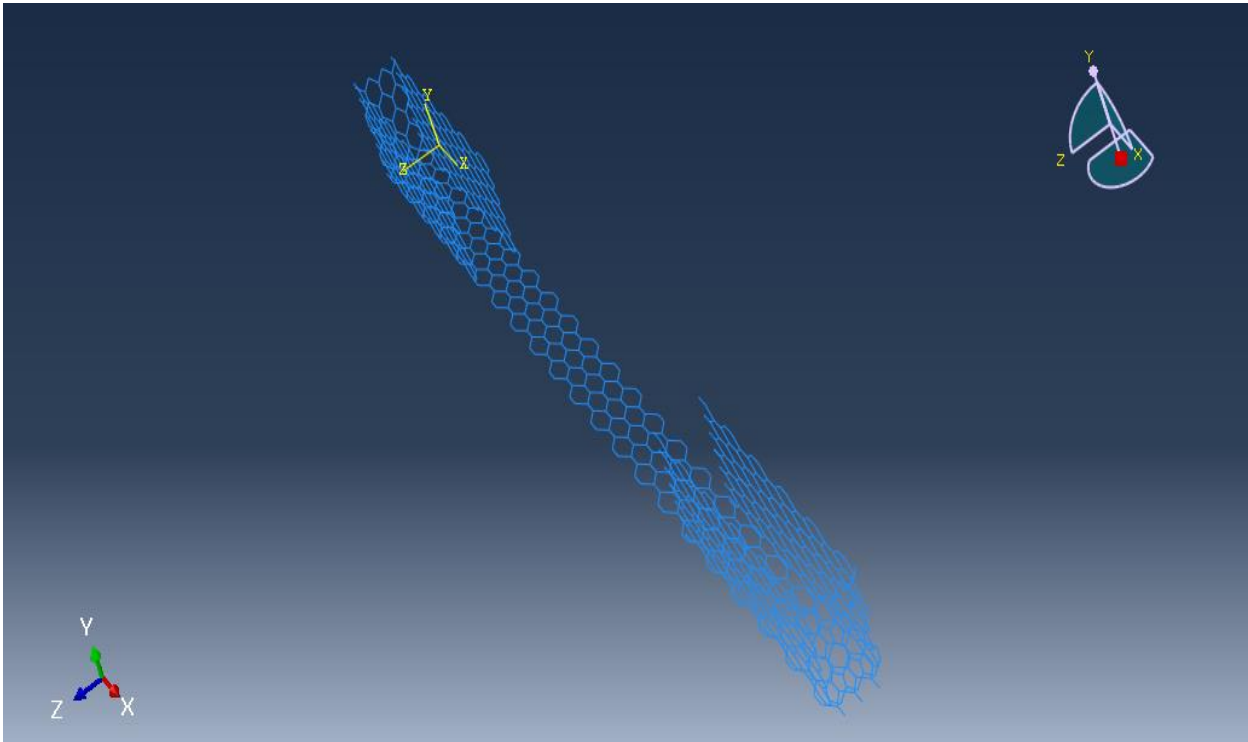


Figure V.7 : Modélisation du renfort en grille métallique de la poutre MIEL (02).

IV.2. Maillage, chargement et conditions aux limites

Dans une analyse par éléments finis, le choix d'un maillage approprié constitue un facteur très important. Ainsi, un bon type de maillage fournira des résultats précis avec un temps de calcul minimal. Pour cette étude, le type de maillage adopté comporte. (Figure V.8).

- Nombre total des nœuds : 19022
- Nombre total des éléments finis : 16190.
 - 15300 éléments finis de type C3D8R.
 - 890 éléments finis de type T3D2.

Afin de simuler le dispositif expérimental, le modèle de la poutre a été soumis à une charge de flexion 4-points. La poutre est simplement appuyée, l'un des appuis est considéré comme appui simple tandis que l'autre est considéré comme un appui double. (Figures V.9 et V.10)

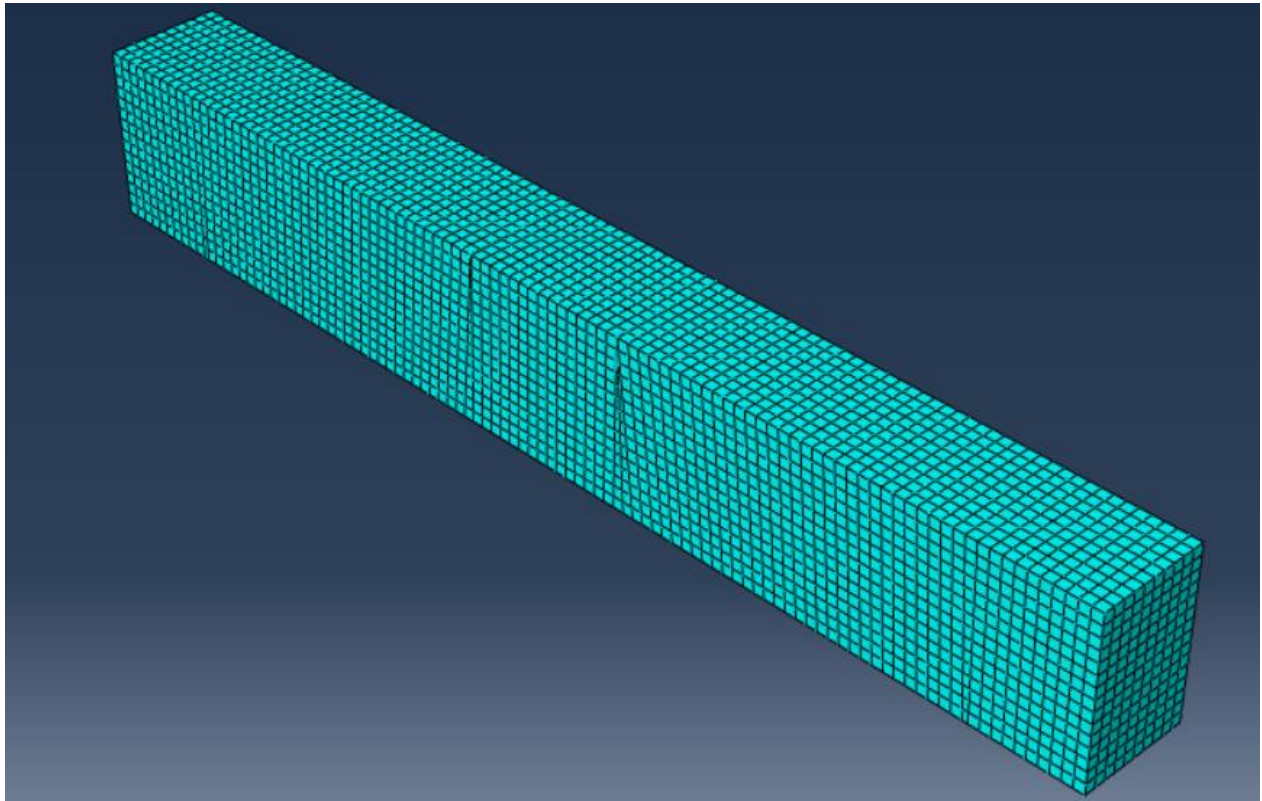


Figure V.8 : Maillage de la poutre.

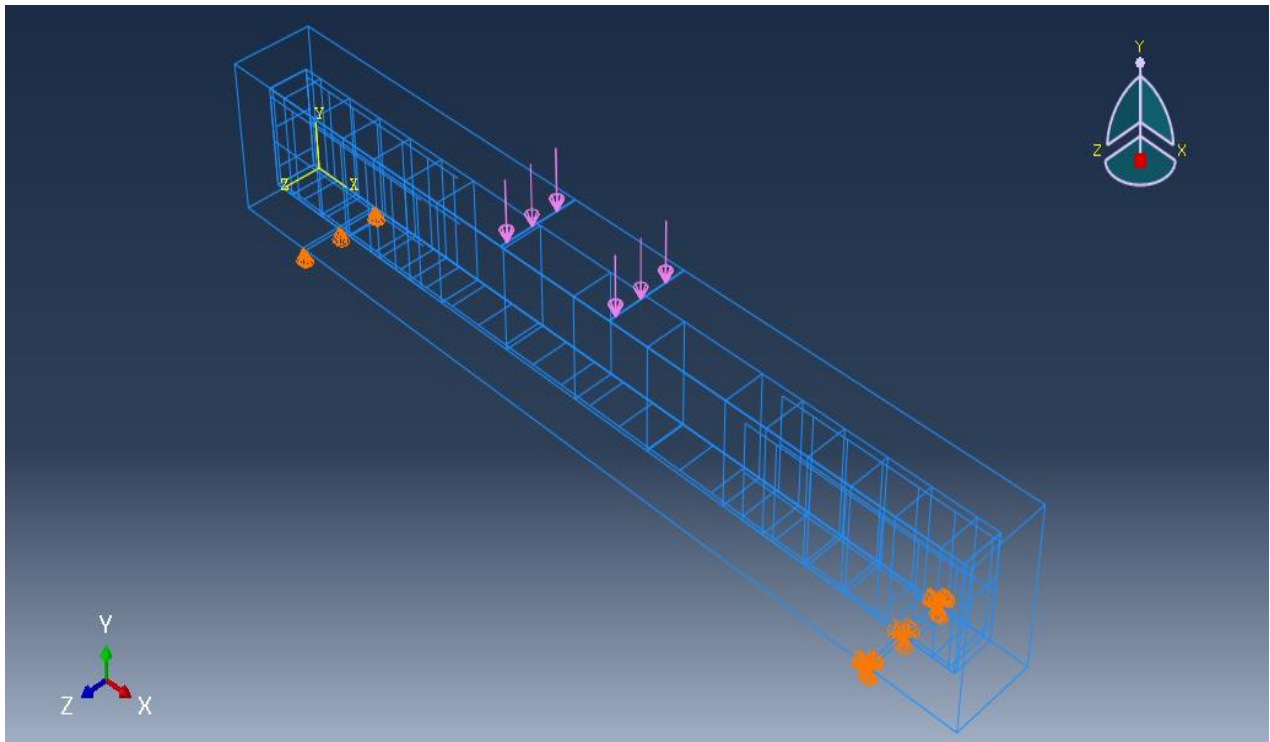


Figure V.9 : Chargement et conditions aux limites de la poutre renforcée CIEL (02).

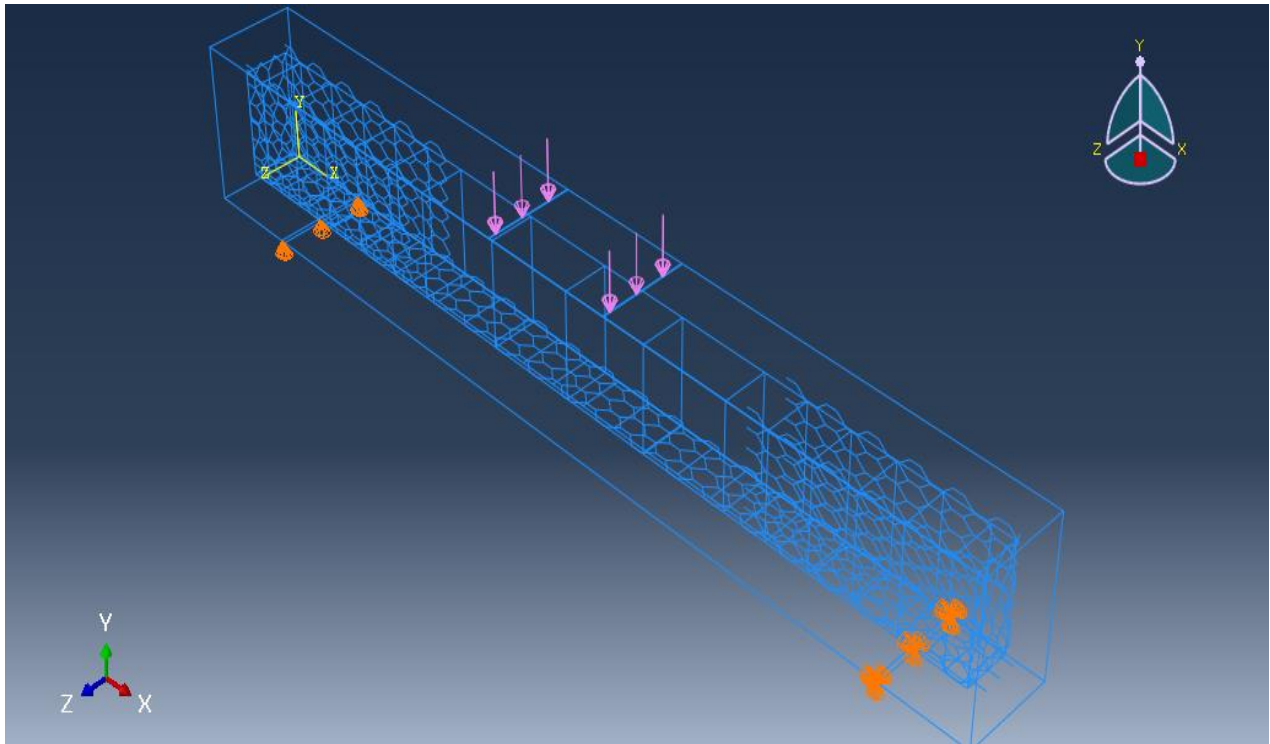


Figure V.10 : Chargement et conditions aux limites de la poutre renforcée MIEL (02).

V. Résultats et discussions

V.1 Relation force-déplacement

Les résultats numériques en termes d'évolution des contraintes, des déplacements et d'évolution des dommages des différents spécimens, sont présentés dans cette étude et confrontés aux résultats obtenus lors des essais expérimentaux. Les valeurs des charges ultimes et de déplacement à mi-portée des poutres testées et leurs confrontations avec les résultats obtenus expérimentalement sont présentés dans le tableau V.4. Il apparaît clairement que les résultats prédits par le modèle numérique sont proches aux résultats obtenus par les essais expérimentaux. Cependant, une différence mineure a été notée. Les figures V.11 au V.13 regroupe les courbes forces-déplacement obtenues pour la poutre témoin CB et les poutres renforcées MIEL (02) et CIEL (02). Nous observons que l'allure des graphes obtenus par la simulation numérique avec Abaqus présente une bonne correspondance avec les graphes obtenus par les essais expérimentaux. En effet, l'écart des valeurs de charge de rupture entre les résultats numériques et expérimentaux est d'environ 11% pour la poutre témoin CB, 3% pour la poutre MIEL (02), et de 2% pour la poutre CIEL (02). Tandis que pour le déplacement à mi-portée est d'environ 6% pour

la poutre témoin CB, 7% pour la poutre MIEL (02), et de 4% pour la poutre CIEL (02). Cela peut être attribué à une identification précise des paramètres de modélisation du comportement de béton par le modèle CDP, basé principalement sur le phénomène du béton endommagé.

Tableau V.4 : Confrontation des résultats expérimentaux et numériques des poutres testées.

Poutres	$f_{u\ exp} \ (KN)$	$f_{u\ num} \ (KN)$	$\delta_{exp} \ (mm)$	$\delta_{num} \ (mm)$	$f_{u\ num} / f_{u\ exp}$	$\delta_{num} / \delta_{exp}$
CB	33.71	30.26	5.84	5.51	0.90	0.94
MIEL (02)	50.10	51.48	10.87	11.59	1.03	1.07
CIEL (02)	57.14	58.57	12.95	13.42	1.02	1.04

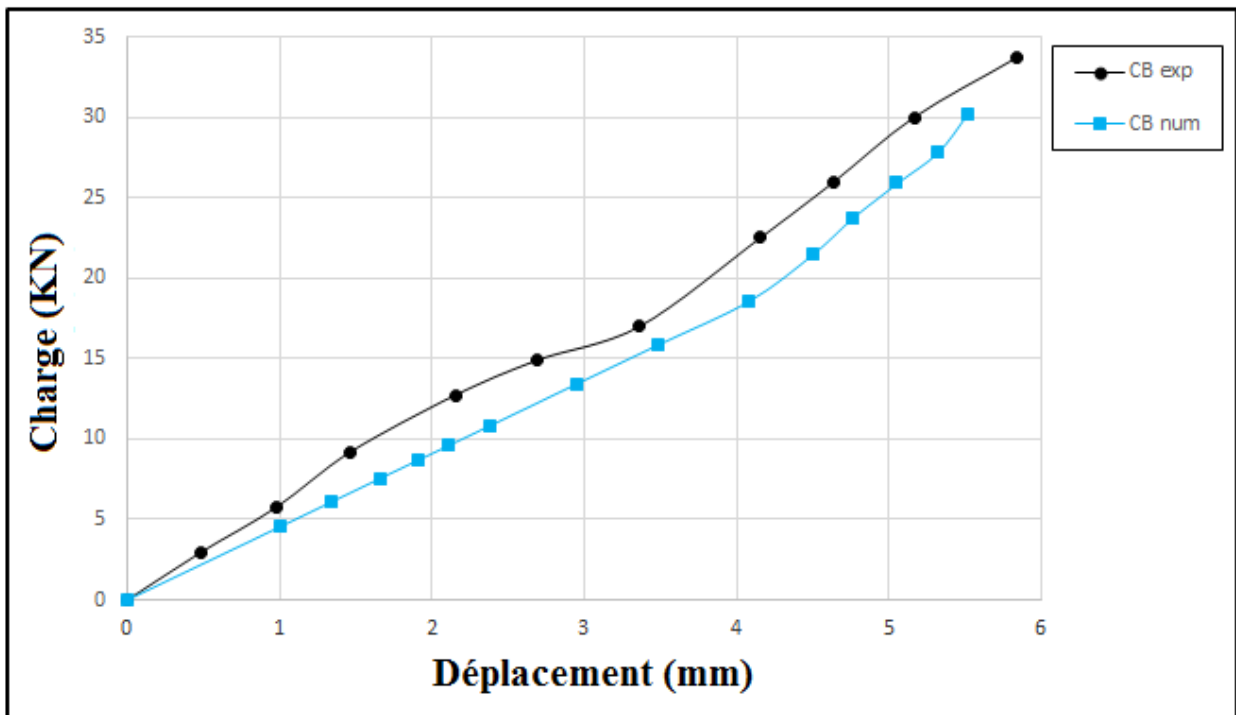


Figure V.11 : Confrontation de résultat expérimental et numérique de la poutre témoin CB.

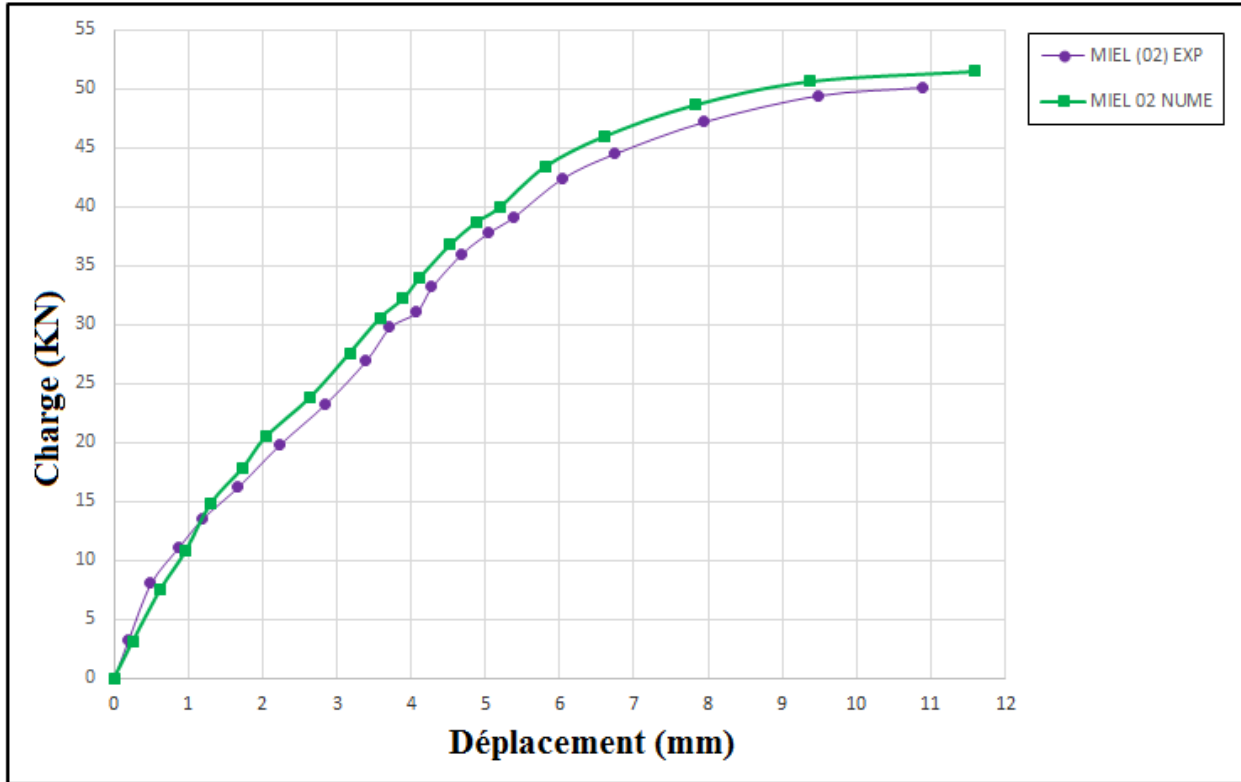


Figure V.12 : Confrontation de résultat expérimental et numérique de la poutre MIEL (02).

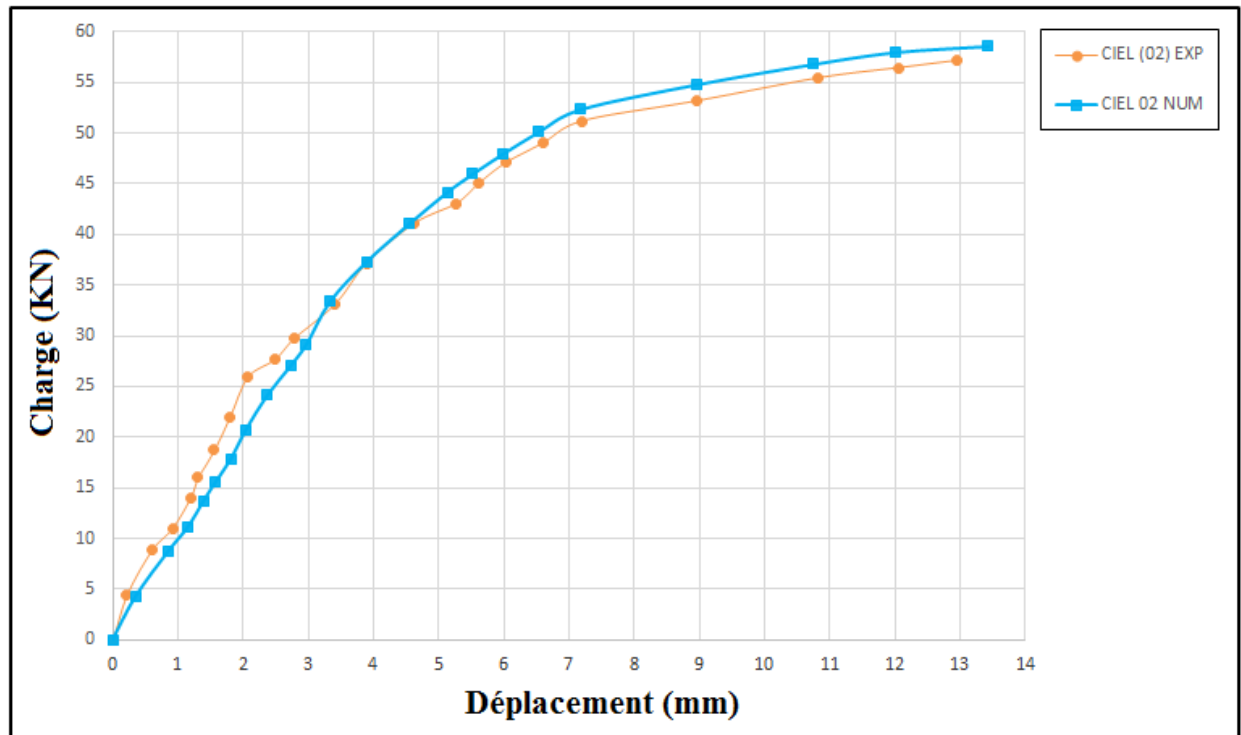


Figure V.13 : Confrontation de résultat expérimental et numérique de la poutre CIEL (02).

V.2 Mode de rupture et déformation

Les figures V.14 et V.16 illustrent la distribution des contraintes du calcul numérique pour les poutres MIEL (02) et CIEL (02) respectivement. Les contraintes de traction et de compression maximales sont concentrées respectivement dans les régions centrales inférieures (ouverture des fissures dans le béton tendu) et supérieures (écrasement du béton comprimé). Une comparaison entre le mode de rupture expérimental et numérique des poutres MIEL (02) et CIEL (02) est illustrée dans les figures V.18 et V.19.

Dans les figures V. 15 et V. 17, on peut constater que la région critique des grilles de renforts, là où il y a une concentration des efforts dans les grilles, se situe au milieu de la poutre (zone tendue), elle apparaît dans les figures en couleur rouge. Ces éléments présentent des valeurs maximales correspondant à la rupture et montrent la concentration et la propagation des fissures dangereuses provoquées par les charges appliquées.

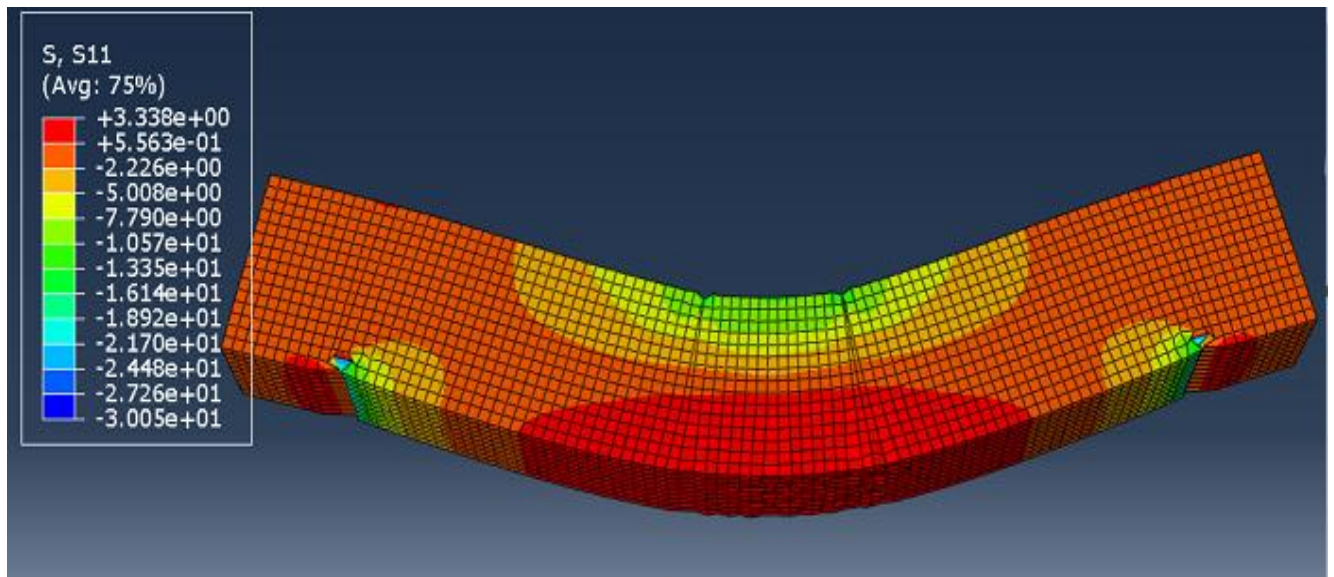


Figure V.14 : Etat de contrainte dans la poutre MIEL (02).

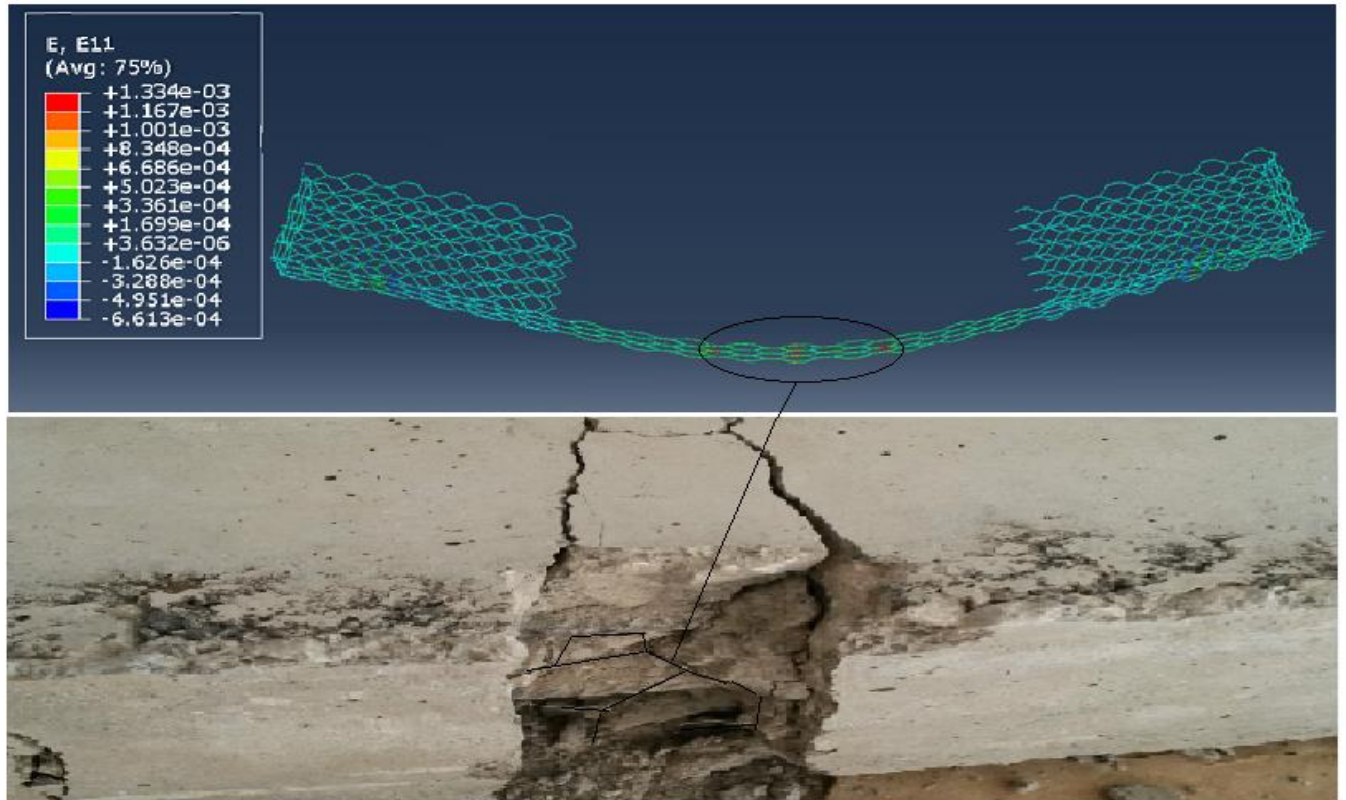


Figure V.15 : Endommagement du renfort en grille métallique de la poutre MIEL (02).

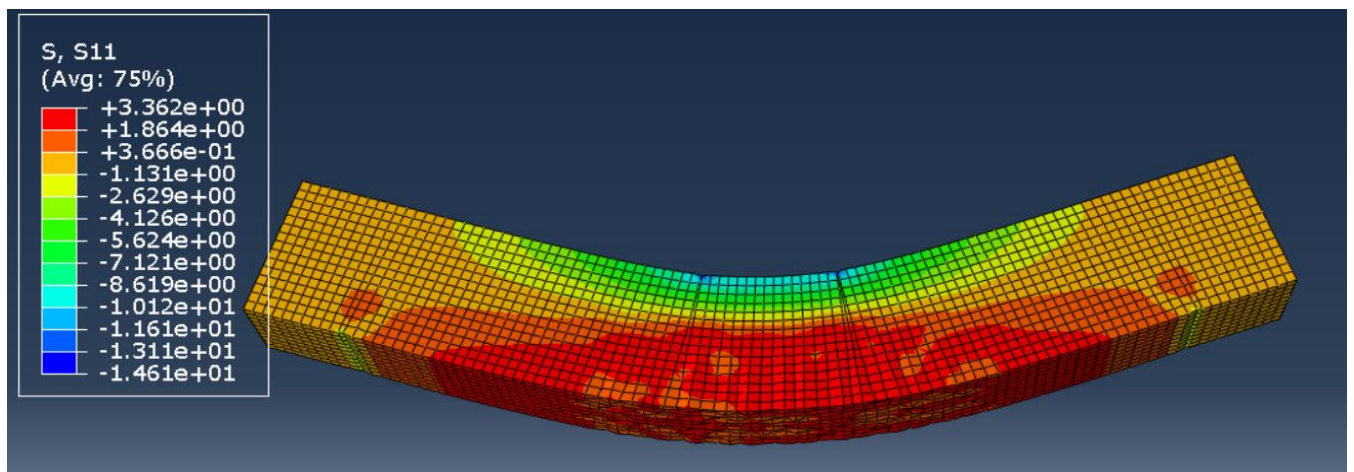


Figure V.16 : Etat de contrainte dans la poutre CIEL (02).

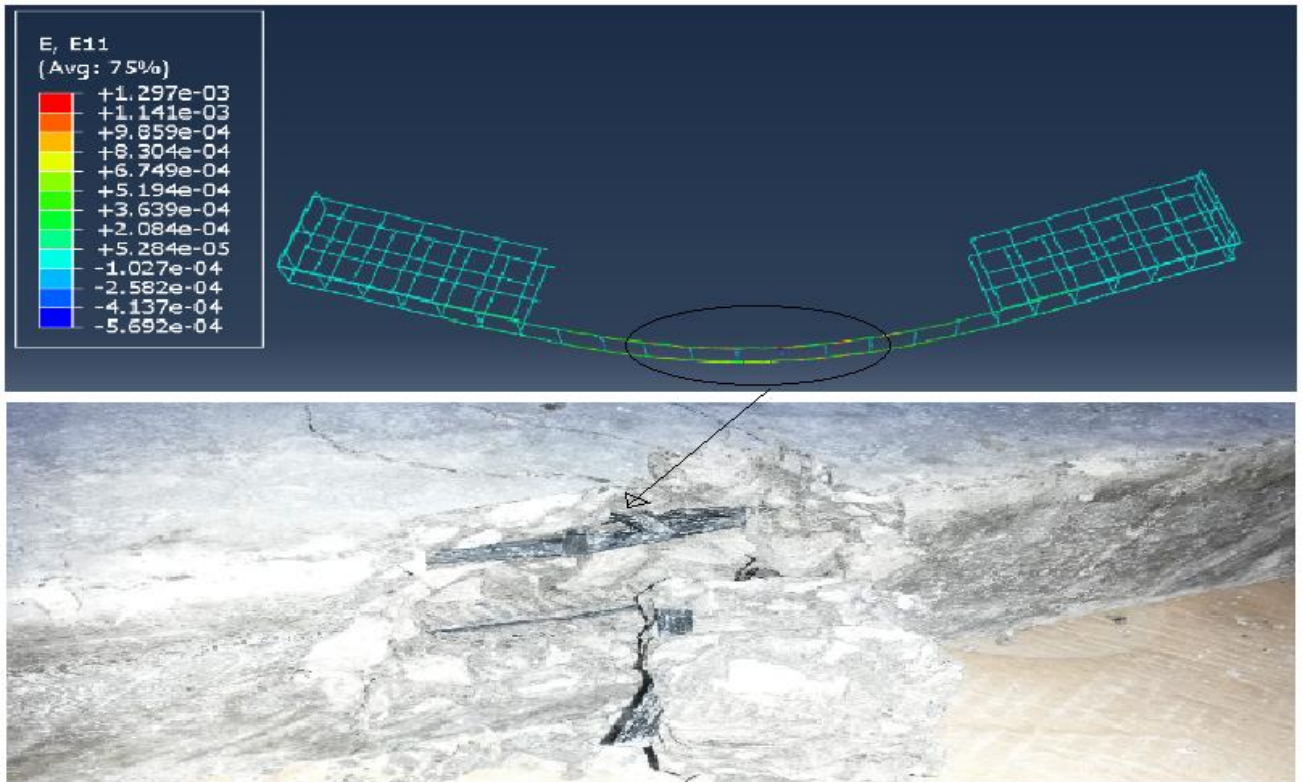


Figure V.17 : Endommagement du renfort en grille de carbone de la poutre CIEL (02).

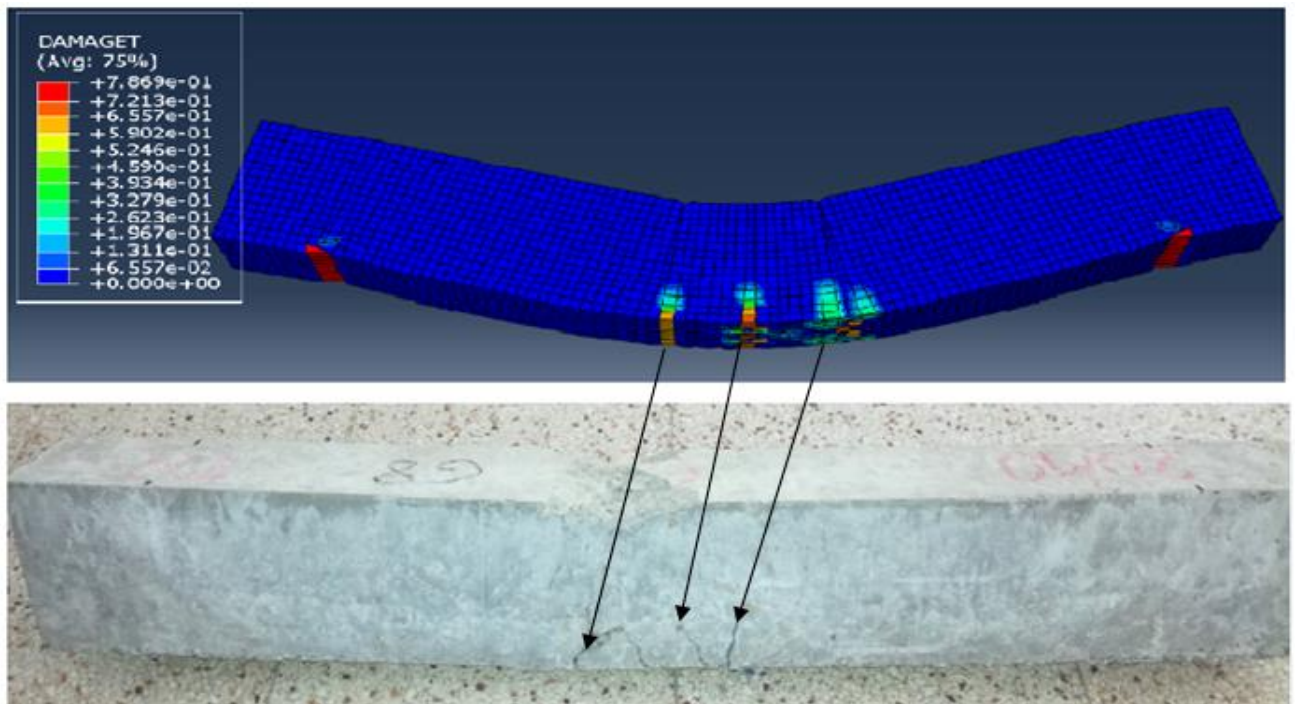


Figure V.18 : Comparaison entre le mode de rupture expérimental et numérique de la poutre MIEL (02).

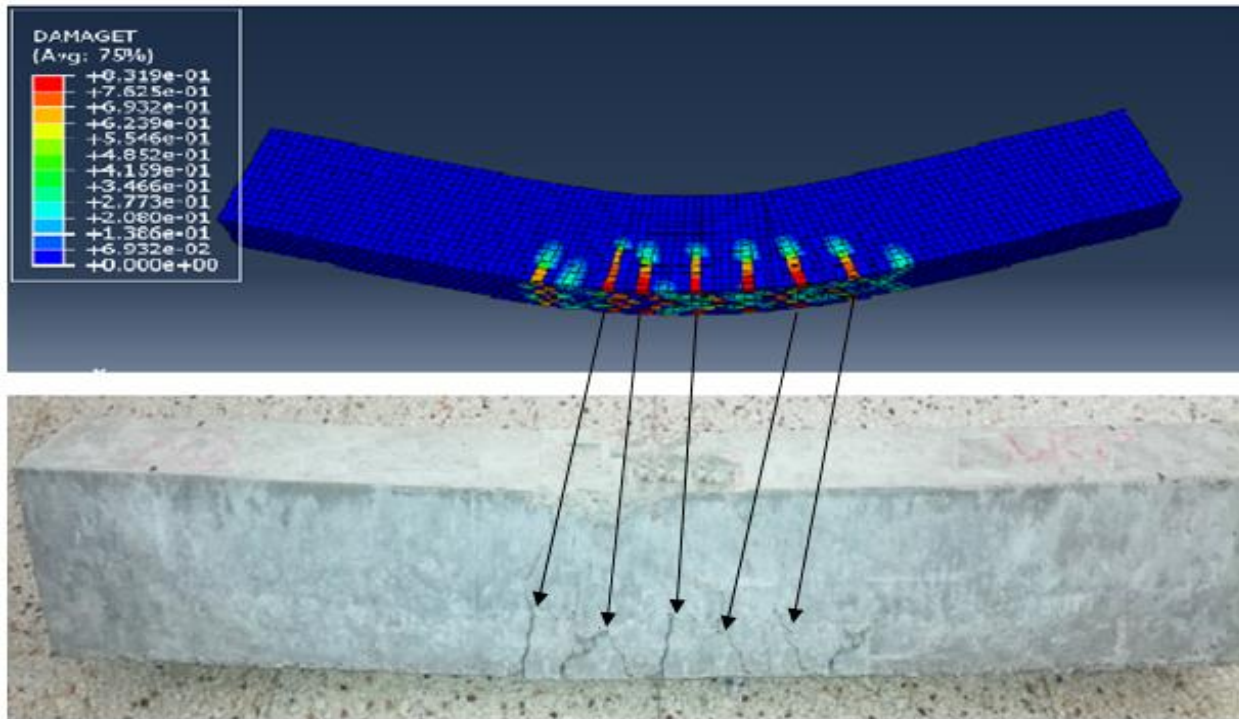


Figure V.19 : Comparaison entre le mode de rupture expérimental et numérique de la poutre CIEL (02).

VI. Conclusion

Les résultats numériques prédits montrent globalement une bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Ils confirment clairement l'effet bénéfique du renforcement sur le comportement des poutres en béton armé, à savoir : la réduction des déplacements à mi-portée et l'augmentation des charges de rupture. L'écart des valeurs de charge de rupture entre les résultats numériques et expérimentaux varie entre 2 à 11%, tandis que pour le déplacement à mi-portée, varie entre 4 à 7%. Cela est dû à une bonne identification des paramètres utilisés pour la modélisation du comportement de béton en utilisant le modèle CDP.

Conclusion générale

Dans le cadre d'un programme de recherche visant le renforcement des poutres en béton armé, une investigation expérimentale et numérique a été conduite afin d'étudier le comportement des poutres en béton armé renforcées par des grilles métalliques et des grilles renforcées en fibre de carbone. Les objectifs visés à travers cette étude sont de multiple nature : améliorer le comportement flexionnel des poutres renforcées et l'obtention d'un modèle typique de renforcement (confinement) des poutres qui satisfait à la fois les trois propriétés mécaniques recherchés (résistance, rigidité et ductilité). A cet égard, une série de trente (30) poutres dont vingt-sept (27) poutres renforcées et trois (03) poutres témoins ont été testés sous chargement de flexion 4-points. Les résultats obtenus expérimentalement ont été confrontés avec ceux obtenus par le calcul numérique.

Sur la base des résultats de cette étude, il est possible de mettre en exergue les conclusions principales suivantes :

- La résistance mécanique à l'initiation de la fissuration dans le béton pour toutes les poutres renforcées est considérablement améliorée par rapport à la poutre témoin, elle varie du 16% à 52% tout dépend du ferrailage des poutres et la configuration du renforcement. Cette amélioration est due aux hautes performances mécaniques offerte par le renfort à savoir ; la résistance à la traction et le module de Young.

- Le type du mode de rupture des poutres testées dépend essentiellement du renforcement latéral des poutres et l'espacement entre étriers dans cette zone. Pour les poutres dont l'espacement entre étriers ne dépasse pas 10cm et renforcées par une seule couche du renfort quel que soit son type, un mode de rupture par flexion est observé. Par contre si l'espacement entre étriers dépasse 10cm, les poutres se rampent par effort tranchant.

- L'amélioration de la ductilité de la poutre renforcée à la face inférieure et sur les deux extrémités transversales (poutre CIE (01)) par rapport à la poutre renforcée seulement à la face inférieure (poutres CI (01)) et non significative dans le cas des poutres avec renfort en grille de carbone, par contre la ductilité est nettement améliorée dans le cas des poutres renforcées par grille métallique, cette amélioration a atteint 35% par rapport à la poutre renforcée seulement à la face inférieure. Cela est dû à l'effet du confinement supplémentaire apportée par les grilles métalliques placées sur les deux d'extrémités transversales de la poutre qui induit une compression dans le béton de la zone tendue de la poutre, les grilles métalliques ayant un

allongement ultime plus important que les grilles de carbone permettent à la poutre d'étendre son palier de ductilité qui explique aussi la grande zone de plasticité qui reflète directement sur sa capacité de déformabilité.

- La poutre CIE (02) renforcé par grille de carbone a marqué les meilleures augmentations dans les trois propriétés mécaniques recherchées (résistance, rigidité et ductilité) par rapport à la poutre témoin. L'amélioration a atteint 70% pour la charge ultime, 100% dans la rigidité et 219% en termes de ductilité, cela est justifier par les valeurs élevées des propriétés mécanique de la grille de carbone (CFRP grid).

- La poutre la plus économique en termes de coût de réalisation et qui a montré une amélioration considérable dans les propriétés de résistance par rapport à la poutre témoin, est la poutre MIEL (03) renforcée par grille métallique. Dans cette poutre nous avons enregistré un gain de 16% dans la charge ultime de rupture et 37% en termes de ductilité en plus d'une réduction de onze (11) étriers (armatures d'effort tranchant) par mètre linéaire. La grille métallique est non couteuse par rapport à la grille de carbone, légère, et elle offre les propriétés mécaniques souhaitables si elle est utilisée comme un matériau de renforcement.

- La poutre renforcée par un système hybride (Poutre CMIEL (04)) présente un bon choix en vue de chercher une poutre légère, et qui reprendre mieux les sollicitations dues aux chargements extérieurs, la poutre a enregistrée des gains considérables dans la résistance et en déformabilité par rapport à la poutre témoin, la résistance à été améliorée de 9%, la ductilité de 35% et la rigidité de 17%, la masse des armatures de flexion est réduite de 77%, aussi une réduction de onze (11) étriers par mètre linière (armature d'effort tranchant). La vitesse de propagation des fissures de flexion dans la poutre considérée est largement réduite par rapport à la poutre témoin et cela est dû à la conjugaison des performances mécaniques.

- Les résultats obtenus par la simulation numérique montrent une bonne adéquation et corrélation à ceux obtenus expérimentalement, en utilisant les modèles CDP. En effet, l'écart des valeurs de charge de rupture entre les résultats numériques et expérimentaux est d'environ 11% pour la poutre témoin CB, 5% pour la poutre MI (01), et de 3% pour la poutre CI (01). Tandis que pour et le déplacement ultime est d'environ 6% pour la poutre témoin CB, 5% pour la poutre MI (01), et de 4% pour la poutre CI (01). Cela peut être attribué à une identification précise des paramètres pour modéliser le comportement du béton en utilisant le modèle CDP, basé

principalement sur le phénomène du béton endommagé. La visualisation de la propagation des zones endommagées et de la fissuration dans le béton et dans les grilles reste cohérente entre les résultats expérimentaux et ceux numérique.

- Cette étude expérimentale a mis en valeur l'efficacité de l'utilisation des grilles en fibre de carbone et les grilles métalliques comme matériaux de renforcement, elles offrent des bonnes caractéristiques mécaniques en vue d'améliorer le comportement flexionnel des poutres en béton armé. Leur poids réduit et leurs formes géométriques s'adapte bien aux endroits dont le coffrage ne permet pas l'utilisation d'une grande section d'acier.

- Ce procédé de renforcement peut aussi éliminer le problème de décollement du renfort de la surface du béton qui constitue dans la plupart des cas la cause principale de la rupture de l'élément renforcé. Dans ce procédé le renfort s'attache directement sur le ferrailage de la poutre par l'utilisation du fil d'attache qui permet un bon collement du renfort avec la matrice du béton. L'intégration du renfort à l'intérieur de la poutre permet aussi de résoudre le problème de la corrosion du renfort dans le cas des milieux agressifs.

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 ;
- Modéliser les différents scénarios de défaillance susceptibles de se produire, en ayant recours aux méthodes fiabilistes ;
- Faire un large balayage pour les différents paramètres influent (nuance d'armatures, classe du béton, taux et type du renforcement...), en prenant en considération les principales difficultés recensées au niveau de la présente thèse.
- Pour la simulation numérique, il serait fort intéressant de prendre en compte l'influence du maillage sur la réponse des matériaux ainsi que les mécanismes de rupture à l'interface béton-grille.

Référence bibliographique

Abaqus, V 6.14-1. (2014). Abaqus/standard user's manual and Abaqus CAE manual. Providence, RI, USA: Dassault Systemes Simulia Corp.

Ait Taleb, S. (2016). Analyse du comportement des poutres non-homogènes renforcées par des plaques composites (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).

Ali, N. M., Wang, X., Wu, Z., & Hassanein, A. Y. (2015). Basalt fiber reinforced polymer grids as an external reinforcement for reinforced concrete structures. *Journal of reinforced plastics and composites*, 34(19), 1615-1627.

Al-Rousan, R., & Haddad, R. (2013). NLFEA sulfate-damage reinforced concrete beams strengthened with FRP composites. *Composite Structures*, 96, 433-445.

ASTM D7205/D7205M-06 (2006). Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA.

Attari, N., Amziane, S., & Chemrouk, M. (2012). Efficacité du renforcement des poutres en béton armé par des matériaux composites. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 2, p. 02005). EDP Sciences.

Bakis, C. E., Bank, L. C., Brown, V., Cosenza, E., Davalos, J. F., Lesko, J. J., ... & Triantafillou, T. C. (2002). Fiber-reinforced polymer composites for construction—State-of-the-art review. *Journal of composites for construction*, 6(2), 73-87.

Benakli, S. (2019). Modélisation du comportement non linéaire des structures en béton armé sous sollicitations quasi-statiques (Doctoral dissertation, Université Mouloud MAMMERI de TIZI-OUZOU).

Benzaid, R., Mesbah, H. A., & Chikh, N. E. (2010). Contribution à l'étude des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton.

Bouamra, Y. (2016). Contribution à l'amélioration de la rigidité flexionnelle des poutres par une nouvelle technique de confinement (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).

Boukhezar, M. (2014). Comportement et analyse d'éléments structuraux en béton armé renforcés par des matériaux composites PRF en flexion simple (Doctoral dissertation, université Constantine 1).

Bousselham, A. (2005). Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés (Doctoral dissertation, École de technologie supérieure).

Burgoyne, C. J. (1999). Advanced composites in civil engineering in Europe. *Structural Engineering International*, 9(4), 267-273.

- Chen, W. F. (2007).** Plasticity in reinforced concrete. J. Ross Publishing.
- Clarke, J.L. (2000).** The Use of Fibre Composites in Concrete Bridges: A State-of-the-Art Review. Technical Guide No.3, Concrete Bridge Development Group.
- Croston, T. (2006).** Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion trois points réparée par matériaux composites (approche probabiliste) (Doctoral dissertation, Paris, ENSAM).
- De Domenico, D., Pisano, A. A., & Fuschi, P. (2014).** A FE-based limit analysis approach for concrete elements reinforced with FRP bars. *Composite Structures*, 107, 594-603.
- Djellad, Z. A. (2015).** Contribution à l'étude des dalles renforcées par des composites : Analyse expérimentale et modélisation (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).
- Djeddi, F. (2016).** Comportement en flexion des poutres de béton renforcées par matériaux composites hybrides (Doctoral dissertation, Université de Béchar-Mohamed Tahri).
- Djeddi, F., Ghernouti, Y., Abdelaziz, Y., & Alex, L. (2016).** Strengthening in flexure–shear of RC beams with hybrid FRP systems: Experiments and numerical modeling. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 35(22), 1642-1660.
- Dreux, G., & Festa, J. (2007).** Nouveau guide du béton et de ses constituants. Huitième.
- Duquette.P. (1998).** Renforcement en flexion de poutres en béton armé à l'aide de plaques en matériau composite réalisées in-situ (Doctoral dissertation, Université de Laval).
- El Meski, F., & Chehab, G. R. (2014).** “Flexural behavior of concrete beams reinforced with different types of geogrids. *Journal of materials in civil engineering*”, 26(8), 04014038.
- Kupfer, H., Hilsdorf, H. K., & Rusch, H. (1969).** Behavior of concrete under biaxial stresses. In *Journal proceedings* (Vol. 66, No. 8, pp. 656-666).
- Lee, J., & Fenves, G. L. (1998).** Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures. *Journal of engineering mechanics*, 124(8), 892-900.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Onate, E. (1989).** A plastic-damage model for concrete. *International Journal of solids and structures*, 25(3), 299-326.
- Wang, J., & Zhang, C. (2008).** Nonlinear fracture mechanics of flexural–shear crack induced debonding of FRP strengthened concrete beams. *International journal of solids and structures*, 45(10), 2916-2936.
- Kheloui, F. (2012).** Modélisation du comportement à la fatigue d'élément de construction en béton de fibres (Doctoral dissertation, Université Mouloud Mammeri).
- Kmiecik, P., & Kamiński, M. (2011).** Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of civil and mechanical engineering*, 11(3), 623-636.

MacGregor, J.G. (1997). “ Reinforced concrete: Mechanics and design ”, 3rd Edition, 393 p.

Majewski, S. (2003). The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity. Publishing House of Silesian University of Technology, Gliwice.

Mehta, P. K. (1986). Concrete. Structure, properties and materials.

Neale KW. (2000). FRPs for structural rehabilitation: A Survey of recent progress. Prog. Struct. Engng. Mater, Wiley, 2, pp. 133-138.

Ngo, M. D. (2016). Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin) (Doctoral dissertation, Université de Lyon).

NF, P. (1990). P 18-560. Granulats-Analyse granulométrique par tamisage. AFNOR, Paris.

NF EN ISO 527-4 (1997). Détermination des propriétés en traction - Partie 4 : conditions d'essai pour les composites plastiques renforcés de fibres isotropes et orthotropes. AFNOR, Paris.

NF EN 12350-2. (2012). Essais Pour Béton Frais-Partie 2 : Essai D'affaissement. AFNOR, Paris.

NF EN 12390-3. (2012). Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes. AFNOR, Paris.

NF EN 12390-5 (2012). Essais pour béton durci - Partie 5 : résistance à la flexion sur éprouvettes. AFNOR, Paris.

Rizkalla, S., Hassan, T., & Hassan, N. (2003). Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening of concrete structures. Progress in Structural Engineering and Materials, 5(1), 16-28.

Roux, J. (2009). Pratique de l'eurocode 2. Editions Eyrolles.

Si Salem, A. (2016). Développement d'une poutre en béton-composite : analyse expérimentale et modélisation (Doctoral dissertation, Université de Tizi Ouzou-Mouloud Mammeri).

Sivakamasundari, S., Daniel, A. J., & Kumar, A. (2017). Study on flexural behavior of steel fiber RC beams confined with biaxial Geo-Grid. Procedia engineering, 173, 1431-1438.

Tavarez, F. A., Bank, L. C., & Plesha, M. E. (2003). Analysis of fiber-reinforced polymer composite grid reinforced concrete beams. Structural Journal, 100(2), 250-258.

Thériault, M., & Neale, K. W. (2000). Design equations for axially loaded reinforced concrete columns strengthened with fibre reinforced polymer wraps. Canadian Journal of Civil Engineering, 27(5), 1011-1020.

Tounsi, M. (2017). Simulation Par Éléments Finis Des Poutres En Béton Armé Renforcées Par Des Plaques FRP (Doctoral dissertation, UNIVERSITE DJILLALI LIABES).

Vasudevan, G., Kothandaraman, S., & Azhagarsamy, S. (2013). Study on non-linear flexural behavior of reinforced concrete beams using ANSYS by discrete reinforcement modeling. Strength of materials, 45(2), 231-241.

Wang, W. W., & Zheng, Y. Z. (2015). Flexural Strengthening Rc Beams Using a Composite Reinforcement Layer: FRP Grid and ECC, The 12th International Symposium on Fiber Reinforced Polymers for Reinforced Concrete Structures (FRPRCS-12) & The 5th Asia-Pacific Conference on Fiber Reinforced Polymers in Structures (APFIS-2015). In Joint Conference (pp. 14-16).

Yang, X., Dai, J., & Lu, Z. (2017, January). Shear behaviour of RC beams strengthened with FRP grid reinforced engineered cementitious composites. In APFIS2017—6th Asia-Pacific conference on FRP in structures, conference proceedings, Singapore.