

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : HASSANE NARY Abdoulaye

**Thème : ETUDE ET CARACTERISATION D'UN
BETON RENFORCE PAR POLYMERES**

Sous la direction de : Dr NIGRI Ghania

Juin 2022

REMERCEMENTS

*Je voudrais avant tout remercier profondément **ALLAH**, le très haut, le tout puissant de m'avoir donné la vie, la santé, la volonté et le courage d'accomplir ce travail de mémoire de fin d'étude de Master en Génie Civil option Structure.*

*Mes sincères remerciements à mon encadreur Madame **NIGRI Ghania**, maitre de conférences à l'université 8 Mai 1945 de Guelma, qui m'a dirigé tout au long de la réalisation de ce travail. Je la remercie vivement pour sa patience, ses conseils, ses encouragements, ses orientations et son aide scientifique.*

*J'adresse également ma profonde gratitude et mes remerciements à mon professeur **CHERAIT Yacine**, professeur à l'université 8 Mai 1945 de Guelma pour son soutien, son encouragement et ses conseils.*

Je tiens aussi à remercier l'ensemble de corps enseignants et administratifs du département de Génie Civil et hydraulique de l'université 8 Mai 1945 de Guelma, sans eux je ne serais pas arrivé à ce stade.

Mes chaleureux remerciements s'adressent également aux honorables membres de jury qui ont fait l'honneur d'assister et d'examiner mon travail.

*Merci infiniment au doctorant **BOUROUMANA Issam** pour son soutien physique et moral ainsi que **Madame SAMIRA** et **Madame SIHAM** techniciennes du laboratoire pédagogique de Génie Civil et hydraulique de l'université 8 Mai 1945 de Guelma. Merci de m'avoir mis en disposition tous les nécessaires pour la réalisation de ce travail.*

Enfin, je remercie humblement toute ma famille et mes amis pour leur soutiens morales et encouragements durant tout mon parcours scolaire.

Sans oublier ceux qui m'ont aidé de près et de loin pour la réalisation de ce projet.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

*A celle qui m'a donné la vie, le symbole de tendresse et d'amour, qui s'est sacrifiée pour mon bonheur et ma réussite, qui m'a soutenu toute ma vie, maman « **FATIMATA** » qu'Allah la protège et l'accorde une longue vie.*

*A la mémoire de mon cher père « **ABDOULAYE** », ma première école, celui qui m'a toujours appris à apprendre en me laissant une bonne base. Que la terre lui soit légère et qu'Allah l'accueille dans son vaste paradis.*

*A ma chère et unique sœur « **RAHMATOULLAH** ».*

*A ma tante « **AISSATOU** », qui m'a toujours soutenu dans mes projets et qui a toujours été fière de moi.*

*A ma grande mère « Maman **CHENE** », celle qui a toujours veillé sur moi.*

A la mémoire de mes grands-pères et ma grande mère, qu'Allah les accueille dans son vaste paradis.

A tous mes oncles et mes tantes paternels et maternels à qui je dois tant de respects et reconnaissances.

A tous mes amis de près et de loin qui ont partagé une partie de leur vie.

A tous ceux que j'aime et qui m'aiment.

Merci

Résumé

Le béton est un matériau qui peut se fissurer et se dégrader en raison d'une surcharge, d'une sous-estimation des charges ou d'une fatigue suite à un chargement cyclique. Le but de ce travail est d'étudier le comportement en flexion des poutres en béton armé de section rectangulaire (10x20) cm² et de longueur 130 cm après leurs renforcements par un polymère constitué des bandes de mat de fibre de verre 450 g/m² de 100 cm de longueur et de résine polyester. Le renforcement a été appliqué sur la partie tendue des poutres par différentes configurations. En ce qui concerne la largeur de la bande, nous avons utilisé une largeur de 5 cm appliquée en une et deux couches notées respectivement P1-5 et P2-5. Ainsi, une largeur de 10 cm appliquée de la même manière en une et deux couches notées respectivement P1-10 et P2-10 et une poutre de référence sans renforcement notée P0. Après un Protocole expérimental détaillé, nous avons constaté que les poutres renforcées présentent en générale un comportement performant et différent de celui de la poutre de référence. Le composite a contribué à la fermeture des fissures et il a bien confiné le béton dans la zone tendue de la poutre. Le nombre de couche de composite semble sans influence sur la déformation des poutres, mais par contre sur le déplacement, son rôle est prédominant (réduction de la flèche). La largeur de la bande de mat de verre influence considérablement le comportement des poutres vis-à-vis de la déformation en limitant l'ouverture des fissures et par conséquent rend les éléments plus ductiles. Ce comportement présente un avantage en cas de fortes sollicitations en donnant plus de temps pour évacuer les personnes. En général, le renfort choisi prouve son efficacité et offre à notre poutre une très grande ductilité jusqu'à 220% et une réduction de flèche jusqu'à 45.5 %. A la fin, pour des raisons économiques, on propose de coller une seule couche de mat de fibre de verre 450 g/m² et cela sur toute la largeur de la base de la poutre.

Mots clés : Renforcement, Elément de structure, Composite, Polymère, béton fissuré.

Abstract

Concrete is a material that can crack and degrade due to overload, underestimation of loads or fatigue following cyclic loading. The aim of this work is to study the bending behavior of reinforced concrete beams of rectangular section (10x20) cm² and length 130 cm after their reinforcement by a polymer consisting of the strips of fiberglass matte 450 g / m² of 100 cm in length and polyester resin. The reinforcement was applied to the stretched part of the beams by different configurations. Regarding the width of the strip, we used a width of 5 cm applied in one and two layers denoted respectively P1-5 and P2-5. Thus, a width of 10 cm applied in the same way in one and two layers denoted respectively P1-10 and P2-10 and a reference beam without reinforcement denoted P0. After a detailed experimental protocol, we found that the reinforced beams generally exhibit a high performance and differ from that of the reference beam. The composite contributed to the closure of the cracks and it confined the concrete well in the stretched area of the beam. The number of composite layers seems to have no influence on the deformation of the beams, but on the other hand on the displacement, its role is predominant (reduction of the arrow). The width of the glass matte strip significantly influences the behavior of the beams regarding deformation by limiting the opening of cracks and consequently makes the elements more ductile. This behavior has an advantage in case of high demands by giving more time to evacuate people. In general, the chosen reinforcement proves its effectiveness and offers our beam a very high ductility up to 220% and an arrow reduction of up to 45.5%. At the end, for economic reasons, it is proposed to glue a single layer of fiberglass matte 450 g / m² and this over the entire width of the base of the beam.

Keywords: Reinforcement, Structural element, Composite, Polymer, cracked concrete.

ملخص

الخرسانة هي مادة يمكن أن تتشقق وتتضرر بسبب التحميل الزائد أو نقص في تقدير الحمولة أو الاجهاد من التحميل الدوري. الغرض من هذا العمل هو دراسة سلوك روافد من الخرسانة المسلحة ذات مقطع المستطيل (10x20) سم² وطول 130 سم تم تقويتها ببوليمر مركب مكون من شرائح من حصيرة الألياف الزجاجية 450 غ / م² بطول 100 سم ومادة صمغ البوليستر ثم اخضاع هذه الروافد لقوة الانحناء. تم تطبيق التعزيز على الجزء السفلي للروافد بأشكال مختلفة. فيما يتعلق بعرض الشريط، استخدمنا عرضاً يبلغ 5 سم بطبقة واحدة وطبقتين سميتا على التوالي P1-5 و P2-5. كما تم تطبيق عرض 10 سم بنفس الطريقة اي طبقة واحدة وطبقتين وسميتا التوالي P1-10 و P2-10 و رافدة مرجعية بدون تعزيز سميت P0. بعد بروتوكول تجريبي مفصل ، وجدنا أن الروافد المعززة تتمتع عمومًا بسلوك أداء عالٍ وتختلف عن سلوك الرافدة المرجعية. ساعد المركب المعزز على إغلاق الشقوق وحصر الخرسانة في منطقة التوتر للروافد. يبدو أن عدد الطبقات المركبة ليس له أي تأثير على تشوه الروافد، ولكن من ناحية الإنحناء، فإن دورها هو الغالب (تقليل الانحراف). يؤثر عرض شريط الحصيرة الزجاجية بشكل كبير على سلوك الروافد فيما يتعلق بالتشوه وذلك عن طريق الحد من فتح الشقوق وبالتالي جعل العناصر أكثر ليونة. هذا السلوك له ميزة ايجابية في حالة الأحمال الثقيلة من خلال منح الناس مزيدًا من الوقت للإجلاء. اثبت التعزيز المختار فعاليته حيث يوفر لرافدتنا ليونة عالية جدًا تصل إلى 220٪ كما يقلل من الانحراف إلى 45.5٪. في النهاية، ولأسباب اقتصادية، نقترح استعمال والصاق طبقة واحدة من حصيرة الألياف الزجاجية بسعة 450 غ / م² على كامل عرض قاعدة الرافدة لأن هذا التركيب يؤدي بشكل عام الى سلوك فعال من خلال حصر الخرسانة.

الكلمات المفتاحية: تقوية، عنصر إنشائي، مركب، بوليمر، خرسانة متصدعة.

SOMMAIRE

RÉSUMÉ

ABSTRACT

ملخص

SOMMAIRE

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Partie 1 : Généralités sur les bétons.....	1
I.1. Historique du béton.....	1
I.2. Définition du béton.....	2
I.3. Constituants du béton.....	2
I.3.1. Le ciment.....	2
I.3.2. Eau de gâchage.....	4
I.3.3. Granulat.....	5
I.3.3.1. Provenance des granulats.....	5
I.3.3.1.1. Granulats alluvionnaires.....	6
I.3.3.1.2. Granulats issus des roches massives.....	6
I.3.3.1.3. Granulats issus de la transformation.....	7
I.3.3.1.4. Granulats de recyclage.....	7
I.4. Principales caractéristiques du béton.....	8
I.4.1. Résistance mécanique.....	8
I.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression.....	8
I.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction.....	8
I.4.1.2.1. Essai de traction directe.....	9
I.4.1.2.2. Essai de traction par flexion.....	9
I.4.1.2.3. Essai de fendage (ou essai brésilien).....	10
I.4.1.3. Module d'élasticité et coefficient de poisson.....	10
I.4.2. Avantages et inconvénients du béton.....	11
I.4.2.1. Les avantages du béton.....	11

I.4.2.2. Les inconvénients du béton.....	12
I.5. Domaines d’application du béton.....	12
I.5.1. Le bâtiment.....	13
I.5.2. Les travaux publics.....	13
I.6. Classification des bétons.....	13
I.6.1. Classification du béton selon sa masse volumique.....	13
I.6.2. Classification du béton en fonction de la nature des liants.....	14
I.6.3. Le béton armé.....	14
Partie 2 : Généralités sur le renforcement.....	16
I.7. Introduction.....	16
I.8. Méthodes de renforcement.....	17
I.8.1. Renforcement à l’aide de la précontrainte.....	17
I.8.1.1. Procédé de fabrication de la précontrainte.....	17
I.8.1.1.1. La précontrainte par pré-tension.....	17
I.8.1.1.2. La précontrainte par post tension.....	18
I.8.1.2. Les avantages et inconvénients du béton précontraint.....	19
I.8.1.2.1. Les avantages du béton précontraint	19
I.8.1.2.2. Les inconvénients du béton précontraint.....	20
I.8.2. Renforcement à l’aide de béton armé.....	20
I.8.2.1. Procédé de réalisation.....	20
I.8.2.2. Avantages et inconvénients.....	21
I.8.2.2.1. Avantages.....	21
I.8.2.2.2. Inconvénients.....	21
I.8.3. Renforcement à l’aide de chemisage en aciers.....	22
I.8.3.1. Avantages du renforcement de chemisage en aciers.....	22
I.8.3.2. Inconvénients du renforcement avec chemisage en aciers.....	22
I.8.4. Renforcement à l’aide des matériaux composites (PRF).....	23
I.8.4.1. Composition des composites.....	23
I.8.4.1.1. La matrice.....	23
I.8.4.1.2. Les renforts.....	24
I.8.4.2. Caractéristiques des matériaux composites	24
I.8.4.3. Les différents types de matériaux composites et leurs caractéristiques.....	25
I.8.4.3.1. Les Fibres.....	25

a) Fibres de verre.....	25
b) Fibres de carbone.....	26
c) Les fibres d'aramide.....	27
I.8.4.3.2. Propriétés mécaniques des composites (PRF).....	28
I.8.4.3.3. Comparaison qualitative entre les différents types de fibre.....	29
I.8.4.4. La nécessité d'un renfort structurel	30
I.9. Techniques de renforcement par polymère renforcé de fibre.....	30
I.9.1. Renforcement en flexion.....	31
I.9.2. Renforcement en cisaillement.....	31
I.9.3. Renforcement à la compression.....	31
I.10. Quelques exemples des structures renforcées par des composites.....	32
I.11. Recherches scientifiques sur des poutres renforcées par des composites.....	33
I.12. Conclusion.....	39

CHAPITR II : MATERIAUX ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

Partie 1 : Caractérisation des matériaux utilisés, formulation du béton et la présentation des essais réalisés.....	40
II.1. Introduction.....	40
II.2. Caractérisation des matériaux utilisés.....	40
II.2.1. Sable.....	40
II.2.1.1. La masse volumique.....	41
II.2.1.1.1. Masse volumique absolue du sable.....	41
II.2.1.1.2. Masse volumique apparente.....	42
II.2.1.2. Equivalent de sable.....	42
II.2.1.3. Analyse granulométrique du sable.....	44
II.2.1.4. Module de finesse du sable.....	45
II.2.2. Gravier.....	46
II.2.2.1. Gravier 3/8.....	46
II.2.2.1.1. Masse volumique absolue du gravier 3/8.....	46
II.2.2.1.2. Masse volumique apparente du gravier 3/8.....	46
II.2.2.1.3. Analyse granulométrique du gravier 3/8.....	47
II.2.2.2. Gravier 5/15.....	48
II.2.2.2.1. Masse volumique absolue du gravier 5/15.....	48

II.2.2.2.2. Masse volumique apparente du gravier 5/15.....	48
II.2.2.2.3. Analyse granulométrique du gravier 5/15.....	48
II.2.3. Ciment.....	49
II.2.4. Eau de gâchage.....	50
II.3. Méthodes de formulation du béton	51
II.3.1. Méthode de Dreux Gorisse.....	51
II.3.1.1. Calcul de dosage des différents matériaux du béton.....	51
II.3.1.1.1. Le dosage en ciment.....	51
II.3.1.1.2. Le dosage en eau.....	53
II.3.1.1.3. Le dosage des granulats.....	53
II.3.1.2. Dosage en masse des granulats	56
II.3.1.2.1. Coefficient de compacité (γ).....	56
II.3.1.2.2. Calcul de volume des granulats.....	57
II.3.1.2.3. Calcul de masse des granulats.....	58
II.4. Préparation du béton.....	58
II.5. Caractéristiques du béton à l'état frais.....	59
II.5.1. Affaissement au cône d'Abrahams selon la norme NF EN 12350-2.....	59
II.5.1.1. Mesure d'affaissement.....	60
II.5.2. Masse volumique à l'état frais.....	60
II.5.3. Confection des éprouvettes.....	61
II.5.3.1. Etapes de confection des éprouvettes cubique.....	62
II.5.3.2. Etapes de confection des éprouvettes prismatiques.....	62
II.6. Caractéristiques du béton à l'état durci.....	63
II.6.1. Essai de la résistance à la compression.....	63
II.6.1.1. Principe de l'essai.....	63
II.6.1.2 Machine utilisée.....	63
II.6.1.3. Mode opératoire de l'essai.....	63
II.6.2. Essai de la résistance en traction par flexion.....	64
II.6.2.1. Machine utilisée.....	64
II.6.2.2. Mode opératoire.....	65
Partie 2 : Caractérisation des matériaux de renforcement, détails sur les matériels utilisés et essai de flexion trois points.....	66
II.7. Introduction.....	66

II.8. Caractérisation des matériaux de renforcement.....	66
II.8.1. Les armatures.....	66
II.8.1.1. Caractéristiques des aciers utilisés.....	67
II.8.2. Le matériau composite utilisé.....	68
II.8.2.1. Le mat des fibres de verre	68
II.8.2.1.1. Caractéristiques de mat de verre utilisé.....	69
a) Propriété physique.....	69
b) Propriétés du textile.....	69
c) Propriétés chimiques.....	69
d) Propriété mécanique.....	69
II.8.2.2. Résine.....	70
II.8.2.2.1. Avantages et inconvénients de l'utilisation de la résine polyester.....	70
II.8.2.2.2. Propriétés mécaniques de la résine polyester.....	71
II.8.2.3. Durcisseur.....	71
II.9. Confection des poutres.....	72
II.9.1. Dosage en masse des matériaux.....	72
II.9.2. Coulage et décoffrage des poutres.....	72
II.10. Essai d'écrasement par flexion trois points.....	73
II.10.1. Machine utilisée.....	74
II.11. Mise en place des matériaux composites.....	74
II.11.1. Préparation des surfaces	74
II.11.2. Collage de matériau composite.....	75
II.12. Mise en place des jauges de déformation.....	76
II.13. Mise en place du capteur de déplacement.....	77
II.14. Conclusion.....	78

CHAPITRE III : RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS

III.1. Introduction.....	79
III.2. Caractérisation du béton formulé.....	79
III.2.1. Essai sur le béton à l'état frais.....	79
III.2.1.1. Affaissement au cône d'Abrams.....	80

III.2.1.2. Masse volumique du béton à l'état frais.....	80
III.2.2. Essai sur le béton à l'état durci.....	80
III.2.2.1. Résistance à la compression du béton.....	80
III.2.2.2. Résistance à la traction par flexion du béton.....	82
III.3. Essai de flexion trois points sur les poutres.....	83
III.3.1. Résultats de l'essai.....	83
III.3.1.1. Résultat de la variation de la charge en fonction du temps.....	83
III.3.1.2. Résultat de la variation de la charge en fonction du déplacement.....	84
III.3.1.3. Résultat de la variation de la charge en fonction de la déformation.....	86
III.4. Modes de rupture globale des poutres observées.....	87
III.4.1. Mode de rupture de la Poutre P0.....	87
III.4.2. Poutres renforcées par le mat de fibre de verre 450g/m ²	88
III.4.2.1. Mode de rupture de la Poutre P1-5.....	88
III.4.2.2. Mode de rupture de la Poutre P 1-10.....	89
III.4.2.3. Mode de rupture de la Poutre P2-5.....	89
III.4.2.4. Poutre P2-10.....	90
III.5. Vue globale des poutres après endommagement.....	91
III.6. Conclusion.....	92

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

Tableau I.1	Classification des ciments selon leurs composition selon la norme NA442.	3
Tableau I.2	Propriétés mécaniques typiques des composites FRP.	28
Tableau I.3	Comparaison qualitative entre les trois types de fibre.	29
Tableau I.4	Matrice de test avec les détails des spécimens.	38
Tableau I.5	Résumé des résultats expérimentaux de charge et de flèche à mi-portée.	38

CHAPITRE II

Tableau II.1	Masse volumique absolue du sable.	41
Tableau II.2	Masse volumique apparente du sable.	42
Tableau II.3	Résultats de l'essai d'équivalent sable.	43
Tableau II.4	Qualité du sable en fonction des valeurs d'équivalent de sable E_{sv} et E_{sp} .	44
Tableau II.5	Analyse granulométrique du sable.	45
Tableau II.6	Masse volumique absolue du gravier 3/8.	46
Tableau II.7	Masse volumique apparente du gravier 3/8.	46
Tableau II.8	Analyse granulométrique du gravier 3/8.	47
Tableau II.9	Masse volumique absolue du gravier 5/15.	48
Tableau II.10	Masse volumique apparente du gravier 5/15.	48
Tableau II.11	Analyse granulométrique du gravier 5/15.	48
Tableau II.12	Composition chimique du ciment CEM II/A-L 42,5 R.	50
Tableau II.13	Caractéristiques physiques du ciment CEM II/A-L 42,5 R.	50
Tableau II.14	Analyse chimique de l'eau utilisée	50
Tableau II.15	Coefficients d'appréciation de la qualité des granulats K_G .	52

Tableau II.16	Correction du dosage en eau en fonction de diamètre maximal des granulats.	53
Tableau II.17	Valeur de coefficient d'optimisation de la compacité K.	54
Tableau II.18	Coordonnées de la courbe de référence.	55
Tableau II.19	Coefficient de compacité en fonction du diamètre D des granulats et de serrage.	56
Tableau II.20	Classement des bétons selon la valeur d'affaissement au cône d'Abrams.	60
Tableau II.21	Dosage pour 8 L de béton.	60
Tableau II.22	Diamètres nominaux, sections et masses linéiques nominales.	67
Tableau II.23	Propriété physique de mat de verre.	69
Tableau II.24	Propriété mécanique de fibre de verre E.	69
Tableau II.25	Différents avantages et inconvénients de résine polyester insaturé.	71
Tableau II.26	Propriétés mécaniques de la résine polyester.	71
Tableau II.27	Dosage en masse des matériaux pour 29L de béton.	72
Tableau II.28	Désignation des poutres.	75
CHAPITRE III		
Tableau III.1	Dosage en masse des matériaux du béton pour 1m ³ .	79
Tableau III.2	Masse volumique du béton a l'état frais.	80
Tableau III.3	Résistance caractéristique du béton en compression.	81
Tableau III.4	Résistance caractéristique du béton en traction par flexion.	82
Tableau III.5	Comparaison des résultats charges et déplacements de la poutre de référence et poutres renforcées.	85
Tableau III.6	Comparaison des résultats des charges et déformation de la poutre de référence et poutres renforcées.	87

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure I.1	Différent type de granulats.	5
Figure I.2	Illustration des granulats expansés.	7
Figure I.3	Essais de traction directe.	9
Figure I.4	Essai de traction par flexion.	9
Figure I.5	Essai de traction par fendage.	10
Figure I.6	Mesure expérimentale du module d'élasticité du béton.	11
Figure I.7	Diagramme d'une poutre en précontraint.	17
Figure I.8	Procédé de pré-tension.	18
Figure I.9	Procédé de post tension.	19
Figure I.10	Structure renforcée par béton armé.	21
Figure I.11	Chemisage en acier d'un poteau.	22
Figure I.12	Exemple de matériau composite.	23
Figure I.13	Organigramme de différentes familles de matrice.	24
Figure I.14	Organigramme des principaux matériaux de renfort.	24
Figure I.15	Fibre de verre.	26
Figure I.16	Fibre de carbone.	27
Figure I.17	Fibre d'aramide.	28
Figure I.18	Courbes contrainte-déformation des matériaux composites et acier.	29
Figure I.19	Renforcement de poteau et retombé de poutres par des tissus de carbone.	32
Figure I.20	Renforcement en flexion d'une dalle par de mat de verre.	32
Figure I.21	Renforcement par confinement d'un Poteau par des fibres de carbone.	32
Figure I.22	Renforcement en flexion d'une poutre par des lamelles de carbone.	32
Figure I.23	Géométrie et détail des armatures des poutres préparées.	33

Figure I.24	Configuration du GFRP collé.	33
Figure I.25	Resistance en fonction du déplacement (poutre de référence).	34
Figure I.26	Variation de la charge en fonction du déplacement (poutres renforcées).	36
Figure I.27	Vue en élévation des éprouvettes renforcées sur les surfaces inférieures.	37
Figure I.28	Vue en élévation des éprouvettes renforcées sur les surfaces latérales.	37
CHAPITRE II		
Figure II.1	Sable roulé de Tébessa.	40
Figure II.2	Masse volumique absolue du sable.	41
Figure II.3	Masse volumique apparente du sable.	42
Figure II.4	Etape de réalisation de l'essai équivalent de sable.	43
Figure II.5	Série de tamis et tamiseuse électrique.	44
Figure II.6	Courbe granulométrique du sable.	45
Figure II.7	Graviers 3/8 et 5/15 concassés de Ben Djerrah.	46
Figure II.8	Courbe granulométrique du gravier 3/8.	47
Figure II.9	Courbe granulométrique du gravier 5/15.	49
Figure II.10	Ciment portland de type CEM II/A-L 42,5 R.	49
Figure II.11	Dosage en ciment en fonction de rapport E/C et de l'affaissement.	52
Figure II.12	Analyse granulométrique du mélange.	55
Figure II.13	Bétonnière B150.	59
Figure II.14	Essai d'affaissement au cône d'Abrams.	60
Figure II.15	Masse volumique à l'état frais.	61
Figure II.16	Confection des éprouvettes cubiques.	62
Figure II.17	Décoffrage et conservation des éprouvettes cubiques.	62
Figure II.18	Confection des éprouvettes prismatiques.	62

Figure II.19	Décoffrage et conservation des éprouvettes prismatiques.	62
Figure II.20	Presse hydraulique de l'essai de compression.	63
Figure II.21	Procédure d'essai de compression.	64
Figure II.22	Presse hydraulique Controlab.	65
Figure II.23	Procédure d'essai de traction par flexion	65
Figure II.24	Ferraillage de poutre.	67
Figure II.25	Schéma réel du ferraillage de la poutre.	68
Figure II.26	Mat de fibre de verre.	68
Figure II.27	Résine polyester à l'état liquide.	70
Figure II.28	Flocon contenant le durcisseur.	71
Figure II.29	Procédure de fabrication des poutres.	72
Figure II.30	Configuration d'une poutre en béton armé renforcée soumise à la flexion trois points.	73
Figure II.31	Diagrammes du moment fléchissant et effort tranchant.	73
Figure II.32	Machine d'essai de flexion.	74
Figure II.33	Préparation des surfaces des poutres.	75
Figure II.34	Mélange de polyester.	76
Figure II.35	Collage de matériau composite.	76
Figure II.36	Jauges utilisées et quelques détails sur les jauges.	77
Figure II.37	Mise en place de jauge.	77
Figure II.38	Mise en place du capteur de déplacement.	78
CHAPITRE III		
Figure III.1	Variation de la résistance à la compression à différents âges.	81
Figure III.2	Variation de la résistance à la traction par flexion à différents âges.	83
Figure III.3	Comportement global de charge en fonction de temps d'ensemble des poutres.	84

Figure III.4	Comportement global de charge en fonction de déplacement de l'ensemble de poutres.	85
Figure III.5	Comportement global de la charge en fonction de déformation de l'ensemble de poutres.	86
Figure III.6	Rupture due au moment fléchissant de la poutre de référence (P0).	88
Figure III.7	Rupture de la poutre renforcée (P1-5).	88
Figure III.8	Rupture de la poutre renforcée (P1-10).	89
Figure III.9	Rupture de la poutre renforcée (P2-5).	90
Figure III.10	Rupture de la poutre renforcée (P2-10).	90
Figure III.11	Schéma illustratif de l'ensemble de poutres après endommagement.	91
Figure III.12	Mode de rupture des composites de l'ensemble de poutres.	92

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

De nos jours, Plusieurs matériaux sont utilisés pour la réalisation des projets en génie civil, particulièrement le béton. En effet, grâce à ses bonnes performances et principalement sa grande résistance à la compression et sa souplesse d'emploi, le béton est omniprésent dans les bâtiments, les ponts, les chaussées, les barrages, etc. Pour compenser sa faible résistance à la traction, le béton est associé à l'acier pour former le béton armé. Mais, même armé, le béton reste fragile car les armatures ne peuvent pas s'opposer à la fissuration ; tout au plus, moyennant des dispositions constructives convenables, elles peuvent répartir les fissures afin d'éviter de trop larges fractures du béton tendu.

C'est à partir du 19^{ème} siècle, de nombreux problèmes sont constatés dans des structures réalisées en béton armé. On peut citer à titre d'exemples les pathologies dues au chargement excessif, au trafic routier important, aux erreurs de conception, à la fatigue sous chargement cyclique. Face à cette situation, des techniques de réparation et de renforcement par collage des tôles en acier et de plaques en matériaux composites se sont développées. Au début, des plaques d'acier étaient utilisées comme éléments de renforcement. Ces dernières représentent des inconvénients majeurs liés à leur difficulté de manipulation compte tenu de leurs poids et à leurs problèmes de corrosion, alors elles ont été remplacées progressivement par les matériaux composites. Le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de renforcement et de réhabilitation les plus utilisées. Cette nouvelle technique connaît actuellement un essor très important dans le domaine de génie civil, puisqu'ils possèdent des résistances mécaniques intéressantes, adhèrent bien aux autres matériaux et résistent mieux aux produits chimiques et aux agents corrosifs. De nombreux travaux de recherche et des réalisations pratiques ont démontré l'efficacité de cette technique, ils sont conditionnés par la recherche de caractéristiques supérieures, répondant à des besoins précis et nécessitant un coût de main d'œuvre et des besoins en énergie moins élevés lors de sa fabrication et de sa mise en œuvre.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de mémoire, qui vise à étudier le comportement mécanique sous chargement statique en flexion trois points des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites. Ces derniers sont des polymères constitués de mat des fibres de verre 450g/m² comme renfort et de la résine polyester insaturée comme matrice. Cinq (5) poutres rectangulaires en béton armé de dimension (130x20x10) cm³ ont été confectionnées. Après 28 jours de cure à l'air libre, la première poutre a été gardée sans

INTRODUCTION GENERALE

renforcement pour servir comme poutre de référence qu'on a noté P0, alors que les autres poutres ont été renforcées à la surface extérieure de leurs base (zone tendue) par les configurations suivantes :

- La poutre noté P1-5 sur laquelle on a collé une bande de 1 mètre de longueur et de largeur 5cm.
- La poutre P1-10 sur laquelle une bande de 1 mètre de longueur et de largeur 10 cm est collé ;
- La poutre P2-5 sur laquelle on a collé en superposition deux couches des bandes de 1 mètre de longueur et de largeur 5 cm ;
- La poutre P2-10 dont on a collé deux couches en superposition de bandes de 1 mètre de longueur et de largeur 10 cm.

Le présent mémoire est structuré en trois chapitres :

- Le **premier chapitre** est composé de deux partie. Il est consacré à la synthèse bibliographique. Dans la **première partie**, nous exposons des généralités sur les bétons : ses constituants, ses caractéristiques, ses domaines d'application et ses classifications. Dans la **deuxième partie**, nous illustrons des généralités sur le renforcement en détaillant quelques méthodes de renforcement pour enfin se focaliser sur le béton renforcé par des composites qui fait l'objet de notre étude.

- Le **second chapitre** est réservé à la caractérisation des matériaux utilisés et les procédures expérimentales suivis. Ce dernier est aussi scindé en deux parties. Dans la **première partie**, nous caractérisons tous les matériaux entrant dans la composition de notre béton (le sable, les graviers, le ciment et l'eau de gâchage) ainsi que le béton formulé en utilisant la méthode de Dreux-Gorisse. La procédure expérimentale est aussi présentée. Dans la **deuxième partie**, nous caractérisons les matériaux de renforcement utilisés (les armatures, le mat de verre, la résine). Ainsi, nous décrivons les protocoles de collage des matériaux et matériels (composites, jauges de déformation et le capteur de déplacement) nécessaires sur les poutres pour la réalisation de l'essai de flexion trois points, dont le but est d'étudier le comportement mécanique de nos poutres renforcées (déplacement et déformation).

- Le **dernier chapitre** est destiné à la discussion des résultats des essais réalisés sur béton ainsi que sur les poutres après leurs renforcements par polymère renforcé de fibre.

INTRODUCTION GENERALE

Enfin, le manuscrit est clôturé par une conclusion générale ainsi que les perspectives envisagées.

CHAPITRE I :

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Partie 1 : Généralités sur les bétons

I.1. Historique du béton

Le béton est né du besoin d'avoir un matériau de construction bon marché, malléable au moment de le mettre en place et résistant ensuite.

La forme la plus ancienne du béton remonte à 7000 ans. Un matériau similaire était connu des Egyptiens et des Romains, mais l'essor réel du béton tel qu'on le connaît aujourd'hui est dû à l'Anglais **Joseph Aspidin** qui en 1824 fait breveter le ciment portland [1].

L'invention du béton armé est généralement attribuée à **Joseph Lambot**, qui, en 1848 construit une barque en « ciment armé », et **Joseph Monnier**, qui, réalisa des bacs à fleurs en 1849 en utilisant la même méthode.

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plupart des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics. Cependant, si le métier de construire peut-être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des mœurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

En 1928, **Eugène Freyssinet** à utiliser les câbles pour introduire une force de compression dans les poutres en béton éliminant ainsi toutes forces de traction que peut subir la poutre, cette dernière ne subit que des forces de compression. Comme le béton est doté d'une grande résistance à la compression, l'ouvrage est plus sûr à l'usage et sa durée de vie est remarquablement rallongée. Cette catégorie de béton s'appelle "Béton Précontraint" [2].

Le procédé de fabrication des poutres précontraintes reste complexe, il exige une technicité importante et engendre un coût élevé. Il est généralement privilégié lors de la construction des ouvrages d'art de grandes envergures.

Depuis une vingtaine d'année, la plus grande préoccupation des chercheurs est basée sur le

renforcement du béton armé à l'aide de matériaux composites (fibres de verre, de carbone, d'aramide...). La conception de renforcement en composites exige une connaissance approfondie du comportement global de la structure renforcée à l'aide de ces matériaux qui ont un comportement à la rupture fondamentalement différent de celui des renforcements conventionnels. Les matériaux composites exigent donc des précautions spécifiques supplémentaires lors de leur utilisation. Les composites sont principalement utilisés comme renforcement à la traction, dans le sens longitudinal de la fibre. Cependant, leur utilisation dans le sens transversal pour améliorer le comportement en effort tranchant s'avère aussi très intéressante. Ce type de renforcement transversal est surtout utilisé pour les poteaux.

I.2. Définition du béton

Le béton est le matériau de construction par excellence depuis presque un siècle. Constituer à l'origine de seulement quatre composants (gravillons, sable, ciment et eau), leurs méthodes de formulation ont évolué d'un savoir-faire empirique vers la science des matériaux [3].

Ces constituants sont dosés, en fonction de leurs propriétés, de manière à obtenir, après réaction physico-chimique entre eux, un produit solide dont les caractéristiques physiques et mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches les plus résistantes. Dans la mesure où le ciment est un liant hydraulique lui-même fabriqué avec des minéraux naturels, le béton peut être considéré comme une roche artificielle [3].

I.3. Constituants du béton

La fabrication du béton nécessite deux ingrédients de base : les granulats, d'une part, qui vont constituer le squelette granulaire et représentent environ les trois quarts du béton en volume, et la pâte de ciment, d'autre part, qui va servir à coller ces granulats entre eux, l'objectif étant d'avoir un matériau moulable qui après durcissement se rapproche d'une roche naturelle. Le cas échéant, l'apport d'adjuvants, et éventuellement d'additions minérales, de fibres, permet d'obtenir telle ou telle caractéristique.

I.3.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide [4]. Le ciment est composé essentiellement de

silicates et d'aluminates de calcium résultant de la combinaison de la chaux (CaO), de silice (SiO₂), d'alumine (Al₂O₃) et d'oxyde de fer (Fe₂O₃). La chaux nécessaire à la fabrication du ciment est extraite de la roche calcaire ; l'alumine, la silice et l'oxyde de fer sont extraits de l'argile. Le calcaire et l'argile contiennent, en plus des oxydes déjà mentionnés, d'autres oxydes et en particulier Na₂O + K₂O et MgO [5]. Les ciments courants ont pour constituant principal le clinker. Au clinker sont ajoutées, suivant la nature du ciment voulu, les additions minérales de différentes natures.

- ✓ Laitier granulé de haut fourneau (S),
- ✓ Pouzzolanes naturelles (Z),
- ✓ Cendres volantes (V et W),
- ✓ Fumées de silice (D),
- ✓ Calcaire (L),
- ✓ Schistes calcinés (T).

Les ciments courants normalisés sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres Romains dans leur notation Européenne, l'ancienne appellation est indiquée entre parenthèse (Tableau I.1). Pour chaque ciment sont indiqués les désignations propres et les pourcentages respectifs de leurs constituants.

Tableau I.1 : Classification des ciments selon leurs composition selon la norme NA442 [6].

Désignations	Types de ciment	Teneur en clinker	Teneur en % de l'un des constituants (laitier, cendres, fumées de silice, Pouzzolanes, calcaire, schistes)	Teneur en constituants Secondaires
CEM I(CPA)	Ciment Portland	95 à 100%	/	0 à 5%
CEM II/A (CPJ) CEM II/B (CPJ)	Ciment portland composé	80 à 94% 65 à 79%	De 6 à 20 % de l'un quelconque des constituants, sauf dans les cas où le constituant est des fumées de silice auquel cas la proportion est limitée à 10 % (*) ; De 21 à 35 % avec les mêmes restrictions que ci-dessus.	0 à 5%
CEM III/A (CHF) CEM III/B (CHF) CEM III/C (CLK)	Ciment de haut-fourneau	35 à 64 % 20 à 34 % 5 à 19 %	36 à 65 % de laitier de haut-fourneau 66 à 80 % de laitier de haut-fourneau 81 à 95 % de laitier de haut-fourneau	/
CEM IV/A (CPZ) CEM IV/B (CPZ)	Ciment pouzzolanique	65 à 90 % 45 à 64 %	10 à 35 % de pouzzolanes, cendres siliceuses ou fumées de silice, ces dernières étant limitées à 10 %. 36 à 55 % comme si dessus	0 à 5 %
CEM V/A (CLC) CEM V/A (CLC)	Ciment au laitier et aux cendres	40 à 64 % 20 à 39 %	18 à 30 % de laitier de haut-fourneau et 18 à 30 % de cendres siliceuses ou de pouzzolanes. 31 à 50 % de chacun des constituants comme ci-dessus	0 à 5 %

Il existe d'autres ciments, généralement utilisés pour des ouvrages spéciaux ou dans des conditions spéciales. Parmi ces ciments, on peut citer [5] :

- ❖ Ciment prompt naturel (CNP).
- ❖ Ciment alumineux fondu (CA)
- ❖ Ciment de laitier à la chaux (CLX)
- ❖ Ciment à maçonner (CM)

I.3.2. Eau de gâchage

L'eau introduite dans le béton lors de sa fabrication va remplir deux fonctions essentielles : une fonction physique qui confère au béton frais des propriétés rhéologiques permettant son écoulement et son moulage et une fonction chimique qui contribue au développement de la réaction d'hydratation. L'aspect fondamental du dosage en eau reste celui de la recherche d'un optimum sur un objectif contradictoire : une meilleure résistance obtenue en réduisant la quantité d'eau et une amélioration de l'ouvrabilité en augmentant la teneur en eau. C'est lors de la recherche de cet optimum que les adjuvants peuvent jouer un rôle. Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ces performances : résistance à la compression et durabilité [7].

En général toutes les eaux conviennent si elles ne contiennent pas d'éléments nocifs qui influenceraient défavorablement sur le durcissement (matières organiques telles que les huiles, les graisses, et les sucres ...) ou la corrosion des armatures (acides humiques, eaux de mer...). L'eau potable du réseau de distribution convient très bien mais l'eau puisée en eau courante ou dans la nappe phréatique peut en général convenir. On évitera toujours l'approvisionnement en eaux stagnantes odoriférantes [8].

Dans la catégorie des eaux susceptibles de convenir à la confection de béton, on trouve :

- Les eaux potables (qui, bien évidemment, conviennent) ;
- Les eaux de recyclage provenant du rinçage des bétonniers ou des camions malaxeurs à condition de vérifier d'aptitude dans le cas de changement de ciment ou adjuvant d'une gâché à l'autre, sont utilisables. Lorsque ces eaux comportent des éléments fins provenant, des matériaux entrant dans la confection des bétons (ciments, fines des sables...), il est possible de les utiliser après passage dans des bassins de décantation ;
- Les eaux de pluie et ruissellement, les eaux pompées, tant que les conditions suscitées restent vérifiées.

Les catégories d'eaux devant pas être utilisées comprennent :

- Les eaux usées ; les eaux vannent ou contenant des détergents ;
- Les eaux industrielles susceptibles de contenir des rejets organiques ou chimiques ;

Ces différentes eaux doivent obligatoirement subir des analyses concluant à leur nocivité avant l'emploi.

La norme **NF P 18-303**[9] autorise l'emploi d'eau de mer dans la confection des bétons qui ne sont ni armés ni précontraints, mais les spécifiques du fascicule 65A de la même norme sont rigoureux et interdisent formellement son emploi lors du gâchage, bien que l'eau de mer pour le gâchage de béton non armés ne présente pas de risque à la pérennité de l'ouvrage, seules des efflorescences, dues à une migration des sels, peuvent apparaître sur les parements [10].

I.3.3. Granulat

On appelle granulats, tout matériau inerte qui entre dans la composition des bétons. C'est l'ensemble des grains compris entre 0 et 125 mm, les granulats vont des fillers, sables, graviers, aux cailloux (voir Figure I.1).



Figure I.1 : Différent type de granulats [11].

I.3.3.1. Provenance des granulats

La provenance des granulats peut être naturelle, de transformation (artificielle) et pour ces dernières années de recyclage. On distingue quatre catégories de granulats en fonction de leur provenance [5] :

- Les granulats d'origine alluvionnaire ; ils sont considérés comme roulés, ou semi concassés ;
- Les granulats de roches massives ; appelés aussi granulats concassés ;
- Les granulats de transformation ayant subis des transformations physico-chimiques ;
- Les granulats de recyclage.

I.3.3.1.1. Granulats alluvionnaires

Les gisements les plus habituels sont les lits de rivières déposés par les cours d'eau et les fonds marins. En fonction de la situation du gisement par rapport à la hauteur du cours d'eau ou de la nappe phréatique de l'endroit, l'exploitation a lieu soit à sec ou dans l'eau. La forme de ces granulats est roulée. Cette forme est acquise par l'érosion. Ces granulats sont criblés (séparés) en différentes classes granulaires et on peut distinguer :

- **Sables et graviers alluvionnaires fluviatiles** : siliceux ou silico-calcaires déposés par les cours d'eau pendant l'ère quaternaire. Ils sont exploités tout au long du réseau hydrographique.
- **Alluvions marines** : exploitées entre 10 et 30 mètres de profondeur sur le plateau continental. Ces granulats ne sont immergés que depuis quelques milliers d'années par suite de la remontée du niveau marin après la dernière glaciation (époque actuelle). En réalité, il s'agit d'anciennes alluvions fluviatiles et littorales.
- **Couches de sables ou de sablons, roches sédimentaires non consolidées** : déposées il y a des millions d'années.

I.3.3.1.2. Granulats issus des roches massives

Les gisements de roches massives (carrières) correspondent à une multitude de situations géologiques (couches plus ou moins épaisses, filons, épanchements volcaniques, massifs de granite...) et à des localisations géographiques très différentes. La carrière peut être implantée en plaine sur un plateau ou en montagne au bord d'une falaise. L'exploitation s'effectue à flanc de coteau ou en puits, en fonction de la situation du niveau géologique utile. On peut ainsi extraire et produire des granulats avec des roches éruptives, des roches métamorphiques et des roches sédimentaires consolidées (calcaires...).

Ces types de granulats sont obtenus par concassage, ce qui leur donne des formes angulaires. Une phase de pré-criblage est indispensable à l'obtention de granulats propres. Différentes phases de concassage aboutissent à l'obtention des classes granulaires souhaitées. Les granulats concassés présentent des caractéristiques qui dépendent de l'origine de la roche. On peut distinguer entre autres :

- **Roches sédimentaires consolidées** telles que les calcaires ou les degrés. On les exploite dans les bassins sédimentaires et dans les régions montagneuses.

- Roches métamorphiques dures telles que les quartzites ou les gneiss. Elles affleurent plus particulièrement dans les massifs montagneux anciens.
- Roches éruptives anciennes. Il s'agit de roches plutoniques à cristaux plus ou moins développés (granites, diorites, micro-diorites, gabbros...) ou de roches volcaniques (rhyolites...), exploitées dans les massifs montagneux anciens avec une répartition géographique analogue à celle des roches.
- Roches volcaniques récentes telles que le basalte, le trachyte ou l'andésite ; roches épanchées par le volcanisme récent du massif central.

I.3.3.1.3. Granulats issus de la transformation

Les granulats de transformation sont souvent d'origine minérale résultant d'un procédé de transformation industriel comprenant des modifications thermiques (cuisson) ou chimiques. Dans cette catégorie se rangent les granulats légers transformés, comme l'argile expansée (Figure I.2.a), le schiste expansé (Figure I.2.b).



a) Argile expansé [12]



b) schiste expansée [13]

Figure I.2 : Illustration des granulats expansés.

La cuisson à des températures allant de 1000 à 1200 °C, dans un four rotatif, de nodules d'argile ou de schiste produit d'une part un dégagement gazeux au sein de chaque nodule sous l'effet de réactions chimiques, ce qui entraîne l'expansion du nodule, d'autre part une vitrification de la couche externe. On obtient alors un granulats plus gros, avec une grande porosité, donc plus léger.

I.3.3.1.4. Granulats de recyclage

Les granulats recyclés sont des déchets et des sous-produits industriels utilisables dans le secteur du bâtiment. Ils répondent simultanément au souci d'économie des ressources naturelles. Ces granulats sont donc obtenus par traitement d'une matière inorganique utilisée précédemment dans la construction, tels que des bétons de démolition de bâtiments.

I.4. Principales caractéristiques du béton

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte généralement les 4 opérations suivantes :

- ✓ Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- ✓ La mise en place des armatures dans le coffrage.
- ✓ Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- ✓ Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

I.4.1. Résistance mécanique

I.4.1.1. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dit résistance caractéristique spécifiée et est noté f_{c28} . Elle est mesurée par la compression axiale d'un cylindre droit de 200 cm² de section ou d'un cube de 100 cm² de section. Lorsque les sollicitations s'exercent sur le béton à un âge de « j » jours inférieur à 28 jours, on se réfère à la résistance f_{cj} obtenu au jour considéré, et qui est évaluée par la formule suivante :

Pour les résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4.76+0.83j)} f_{c28} \quad \text{Si } j \leq 60 \text{ Jours} \quad (\text{I.1})$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 60 \text{ Jours} \quad (\text{I.2})$$

Pour les résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$f_{cj} = \frac{j}{(1.40+0.95j)} f_{c28} \quad \text{Si } j < 28 \text{ Jours} \quad (\text{I.3})$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{Si } j > 28 \text{ Jours} \quad (\text{I.4})$$

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la traction

Le béton classique possède une faible résistance à la traction. Elle est déterminée à l'aide des essais directe ou indirecte. La résistance à la traction bien que négligée, joue cependant un rôle important dans le problème de la fissuration et le comportement au cisaillement du béton.

Expérimentalement, la résistance à la traction d'un béton peut se mesurer par trois méthodes :

- Essai de traction directe
- L'essai de traction par flexion
- Essai de fendage (ou essai brésilien)

I.4.1.2.1. Essai de traction directe

La mesure se fait par mise en traction de cylindres identiques aux précédents mais l'essai est assez délicat à réaliser car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage des têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite (voir Figure I.3). Pour cette raison, on procède aux essais suivants.

$$f_{t28} = \frac{P}{S} ; \text{ (en kN/cm}^2 \text{ ou MPa)} \tag{I.5}$$

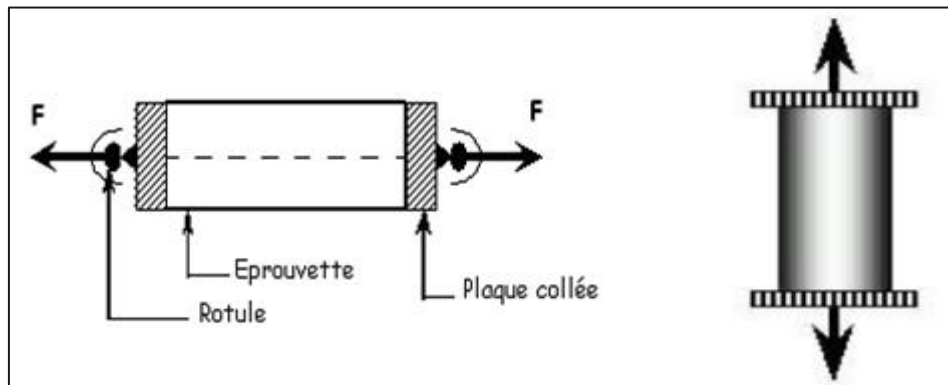


Figure I.3: Essais de traction directe.

I.4.1.2.2 Essai de traction par flexion

Cet essai est réalisé sur des éprouvettes prismatiques ($h \times h \times L$) cm^3 (voir Figure I.4). La résistance à la traction par flexion correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$f_t = \frac{1.8.P}{h^2} \quad (\text{MPa}) \tag{I.6}$$

Où : P : La charge appliquée ; h : Le coté de l'éprouvette prismatique.

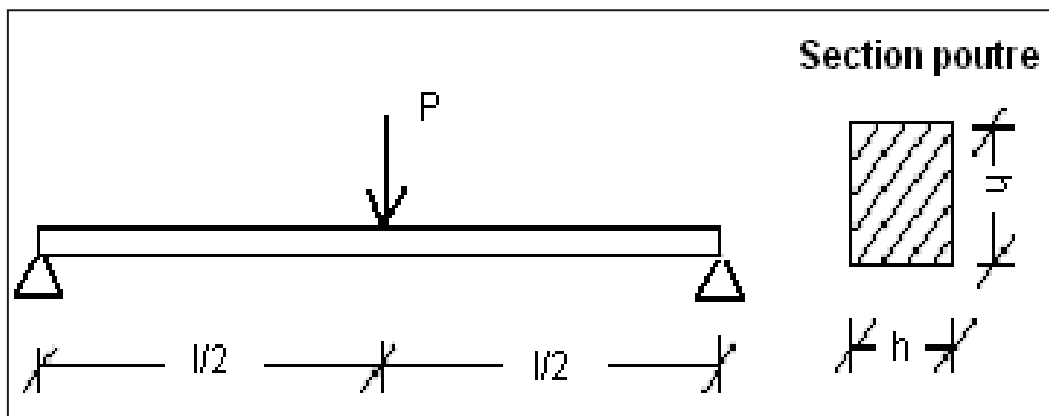


Figure I.4 : Essai de traction par flexion.

I.4.1.2.3. Essai de fendage (ou essai brésilien)

Il consiste à soumettre une éprouvette cylindrique à un effort de fendage, par application de forces de compression radiales suivant deux génératrices diamétralement opposées. La résistance à la traction du béton se déduit de la force appliquée par la formule empirique suivante :

$$\sigma = 0.85 \frac{2 F}{\pi d l} = \frac{0.55 F}{d l} \quad (\text{I.7})$$

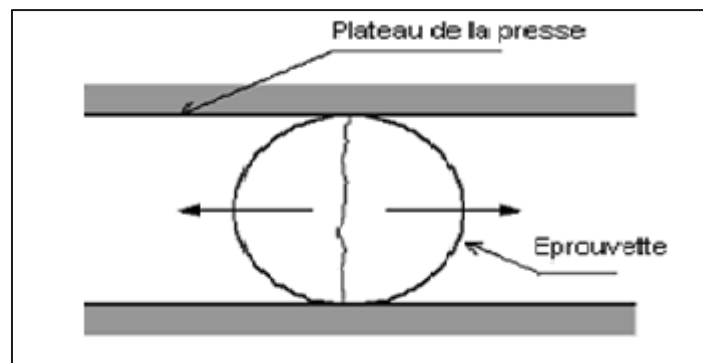


Figure I.5: Essai de traction par fendage.

Relation entre la résistance en compression et en traction

Réglementairement, les résistances en compression et en traction du béton sont liées par la relation suivante :

A l'âge de j jour noté, d'après BPEL, f_{ij} est conventionnellement définie par les formules ci-dessous :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad (\text{I.8})$$

$$f_{ij} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} \quad \text{Si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \quad (\text{I.9})$$

I.4.1.3. Module d'élasticité et coefficient de poisson

Pour déterminer expérimentalement la valeur du module d'élasticité du béton, on utilise souvent l'extensomètre développé au CEBTP, dont on peut voir sur la Figure I.6, le dispositif complet. L'essai consiste à charger l'éprouvette à hauteur d'une charge égale à environ 25% de la charge de rupture et de la décharger. L'opération est à répéter pendant 5 fois.

Pour les règles Algériennes (CBA 93), le module d'élasticité est lié à la classe de résistance du béton selon la relation :

$$E_{ij} = 1100^3 \sqrt{f_{cj}} \quad (\text{I.10})$$

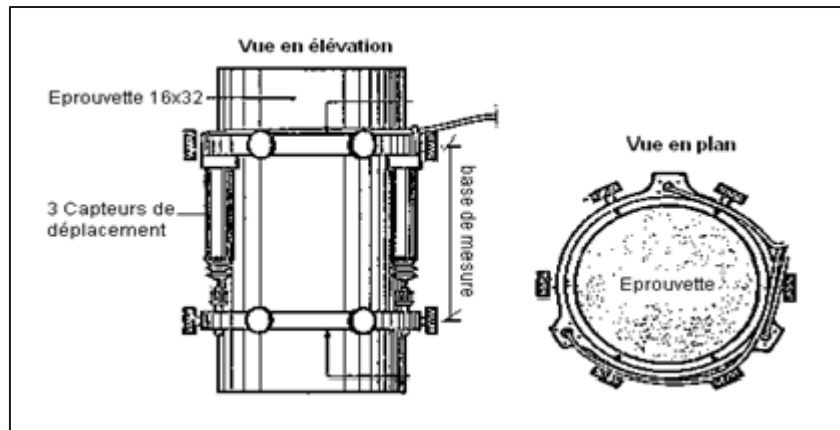


Figure I.6: Mesure expérimentale du module d'élasticité du béton.

Le module d'élasticité statique en compression est déterminé graphiquement, en exploitant la courbe contrainte – déformation. Le module d'élasticité statique E est la valeur de la pente à l'origine de cette courbe. Il s'exprime par la relation suivante :

$$E_{ST} = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (\text{I.11})$$

Où :

σ : contrainte en MPa

ε : déformation

Le coefficient de poisson, qui exprime le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale est donné par l'expression suivante :

$$\nu = \frac{\varepsilon_{transversal}}{\varepsilon_{longitudinale}} \quad (\text{I.12})$$

I.4.2. Avantages et inconvénients du béton

I.4.2.1. Les avantages du béton

Le béton présente plusieurs avantages tels que [14] :

- **L'intérêt économique** : Le béton est le moins coûteux des matériaux résistant à la compression et susceptible d'être associé à d'autres éléments (armatures).
- **La souplesse d'utilisation** : le béton étant mis en place (dans des moules : coffrage) à l'état pâteux ; il est possible de réaliser des constructions aux formes les plus variées et les armatures peuvent être facilement liées. Les assemblages entre différents éléments en béton se réalisent par simple contact.
- **Economie d'entretien** : les constructions en béton armé ne nécessitent aucun entretien tandis que les constructions métalliques ont besoins d'être peintes régulièrement.

- **Résistance au feu** : les constructions en béton armé se comportent beaucoup mieux en cas d'incendie que les constructions métalliques ou en bois. Le béton, grâce à sa mauvaise conductibilité thermique retarde les effets de la chaleur sur les armatures, il est possible de remettre en service la construction après les réparations superficielles, ce qui est impossible pour les constructions métalliques et en bois. Cette propriété a permis d'utiliser le béton armé dans certaines parties des fours.
- **Résistance aux efforts accidentels** : le béton armé en raison de son poids important est moins sensible aux variations de surcharges que d'autres modes de constructions.
- **Durabilité** : le béton armé résiste bien à l'action de l'eau et de l'air, la seule condition à observer et la protection des armatures.

I.4.2.2. Les inconvénients du béton

Les inconvénients du béton sont [14] :

- **Le poids** : les ouvrages en béton armé sont plus lourds que les autres modes de constructions.
- **L'exécution** : pour exécuter un ouvrage en béton armé il faut :
 - Préparation de coffrage qui demande beaucoup de temps et un travail de charpente important. Ce coffrage doit rester en place jusqu'à ce que le béton atteigne une résistance suffisante ;
 - Le placement des armatures ;
 - Pendant et après les mises en place du béton, il faut prendre des précautions pour le protéger contre le gel et l'évaporation de l'eau ;
 - Le contrôle de la qualité du matériau perfectionné lors du gâchage.
- **Brutalité des accidents** : les accidents qui surviennent d'un ouvrage en béton armé sont en général soudains ou brutaux, en général ces accidents sont dus à des erreurs de calculs ou de réalisations.
- **Difficulté de modification d'un ouvrage déjà réalisé** : il est difficile de modifier un élément déjà réalisé.

I.5. Domaines d'application du béton

Le béton est utilisé dans presque tous les domaines de génie civil, on peut citer [15] :

I.5.1. Le bâtiment

Le béton tient une place essentielle dans l'urbanisme moderne. Cela semble normale lorsqu'il est utilisé dans la construction de logements : pour les murs, 80% des techniques en individuelle, plus de 90% en collectif pour les structures ; pour les planchers, le béton est pratiquement le matériau idéal.

Le béton s'est également largement imposé dans les autres secteurs de la construction : bureaux, hôpitaux, locaux, ainsi que dans grands édifices publics et les bâtiments industriels.

I.5.2. Les travaux publics

Les ponts : Les progrès techniques et, en particulier, l'évolution des caractéristiques du béton, permettent de réaliser des portées atteignant plusieurs centaines de mètres.

Les tunnels : Pour les grands tunnels dont les exemples se multiplient dans le monde, le béton est, soit coulé sur place, soit utilisé dans des voussoirs préfabriqués. Ceux-ci sont posés à l'avancement de la machine à forer-le tunnelier.

Les barrages : Les grands barrages sont le plus souvent en béton permettant des implantations dans les sites les plus difficiles.

Les routes : La chaussée béton prend une part de plus en plus importante dans les grandes voiries routières et autoroutières, grâce au développement de techniques modernes : béton armé continu, dalle épaisse, traitement de surface, les voiries à faible trafic et aménagements urbains montrent un regain d'intérêt pour les solutions béton, qui leur assurent durabilité et faible cout d'entretien.

Autres ouvrages : Il faut également citer les ouvrages hors du commun : structures offshores ou centrales nucléaires, dont les exigences requièrent des bétons aux caractéristiques mécaniques et à la durabilité élevées.

I.6. Classification des bétons

Le béton fait partie de notre cadre de vie. Il a mérité sa place par sa caractéristique de résistance, ses propriétés en matière thermique, sa résistance au feu, son isolation phonique, son aptitude au vieillissement, ainsi que par la diversité qu'il permet dans les formes, les couleurs et les aspects. Le béton utilisé dans le bâtiment, ainsi que dans travaux publics comprend plusieurs catégories [16].

I.6.1. Classification du béton selon sa masse volumique

En général, le béton peut être classé en quatre groupes, selon la masse volumique :

- ✓ Béton très lourd : $> 2500 \text{ kg/m}^3$;
- ✓ Béton lourd (béton courant) : $1800 - 2500 \text{ kg/m}^3$;
- ✓ Béton léger : $500 - 1800 \text{ kg/m}^3$;
- ✓ Béton très léger : $< 500 \text{ kg/m}^3$.

I.6.2. Classification du béton en fonction de la nature des liants

Le béton courant peut aussi être classé en fonction de la nature des liants :

- ✓ Béton de ciment (le ciment),
- ✓ Béton silicate (la chaux),
- ✓ Béton de gypse (le gypse) et
- ✓ Béton asphalte ou bitumineux (bitume).

Le béton peut varier en fonction de la nature des granulats, des adjuvants, des colorants, des traitements de surface et peut ainsi s'adapter aux exigences de chaque réalisation, par ses performances et par son aspect [16].

I.6.3. Le béton armé

Le béton armé est utilisé pour la confection des éléments de structure (colonnes, poutres, dalles, fondations, murs, etc.) soumis à des contraintes importantes. Dans ce cas, le ciment est dosé d'environ $350 \text{ à } 450 \text{ kg/m}^3$ de bétons. Les barres d'armature sont généralement en acier et sont introduites pour compenser la faiblesse du béton en termes de résistance à la traction, au cisaillement et aux chocs.

Cependant, la densité de ces bétons peut être ajustée en fonction des objectifs : béton léger et béton lourd.

Il existe d'autres types de béton :

- ❖ Le béton armé ou précontraint

C'est un ensemble homogène obtenu par le mélange du ciment, de l'eau, des granulats et quelque fois d'adjuvants. Ce béton peut être armé ou même précontraint. Ses performances (durabilité, résistance au feu, etc.) varient selon ses composants [17].

- ❖ Bétons à hautes performances (BHP) :

Les BHP sont des bétons caractérisés par une très forte résistance à la compression, puisque celle-ci varie entre $60 \text{ à } 120 \text{ MPa}$, ainsi qu'une durabilité très supérieure à celles des bétons courants grâce à leur forte compacité et leur très faible porosité qui empêchent la pénétration des agents agressifs dans le béton et protègent les armatures de la corrosion [18].

- ❖ Bétons à ultra hautes performances (BUHP) :

Les bétons à ultra hautes performances se caractérisent par une résistance à la compression d'environ 80 à 120 MPa. Ils ont généralement une excellente durabilité, c'est-à-dire une faible porosité. Ils sont obtenus en ajoutant un certain pourcentage de fumée de silice ou de cendres volantes à la composition du béton, ainsi qu'un superplastifiant qui permet de formuler un béton dense à faible rapport eau-ciment. Ces bétons sont utilisés pour réaliser des ouvrages très importants (ponts, tunnels, centrales nucléaires, barrages, certains murs de soutènement...), où la longévité est le critère de base.

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

Partie 2 : Généralités sur le renforcement

I.7. Introduction

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs en béton. Les causes qui conduisent à un renfort structurel sont aussi nombreuses que le nombre de structures elles-mêmes, chaque cas doit être considéré comme un cas particulier. Les causes les plus fréquentes sont : accroissement des charges qui sollicitent la structure, défauts dans le projet ou dans l'exécution, rénovation des structures anciennes, changement de la forme de structures, dégâts dans la structure, nécessité d'améliorer les conditions en service.

Il existe divers procédés de remplacement tels que : le remplacement des matériaux dégradés, l'ajout de nouveaux matériaux, l'utilisation de matériaux beaucoup plus performants, l'augmentation de la section de structure par ajout de matériaux, amélioration des structures par précontrainte extérieure, amélioration de la structure des bâtiments à l'aide des dispositifs amortisseurs, collage d'éléments préfabriqués.

L'utilisation de l'acier comme renfort actif ou passif a certes ses avantages, mais présente aussi des inconvénients tels que la corrosion et le poids élevé, ce qui a poussé les chercheurs à aller encore plus loin dans leurs recherches aboutissant à une solution qui privilégie l'utilisation des polymères renforcés de fibre pour le renforcement des structures en béton armé au détriment de l'acier.

Comparativement aux autres techniques de renforcement, les **polymères renforcés de fibre (PRF)** présentent de nombreux avantages : légèreté, haute résistance, possibilité et facilité d'élaboration de formes complexes avec un minimum d'opération, facilité d'adaptation avec n'importe quelle section de structure donc une mise en œuvre très aisée grâce à leur faible poids, une haute performance à la traction et une faible corrodabilité.

I.8. Méthodes de renforcement

I.8.1. Renforcement à l'aide de la précontrainte

L'objectif de la précontrainte consiste de soumettre le béton à des contraintes permanentes de compression destinées à compenser les forces de traction qui seront appliquées à l'ouvrage. Les forces de flexion ne viendront alors qu'en déduction de la force de la précontrainte initiale. Le béton est alors employé au mieux de ses possibilités.

Le béton est précontraint au moyen des câbles qui sont tendus par des vérins : la tension des câbles va appliquer une contrainte de compression au béton, dont l'intensité dépend des charges de flexions qu'aura à subir l'ouvrage.

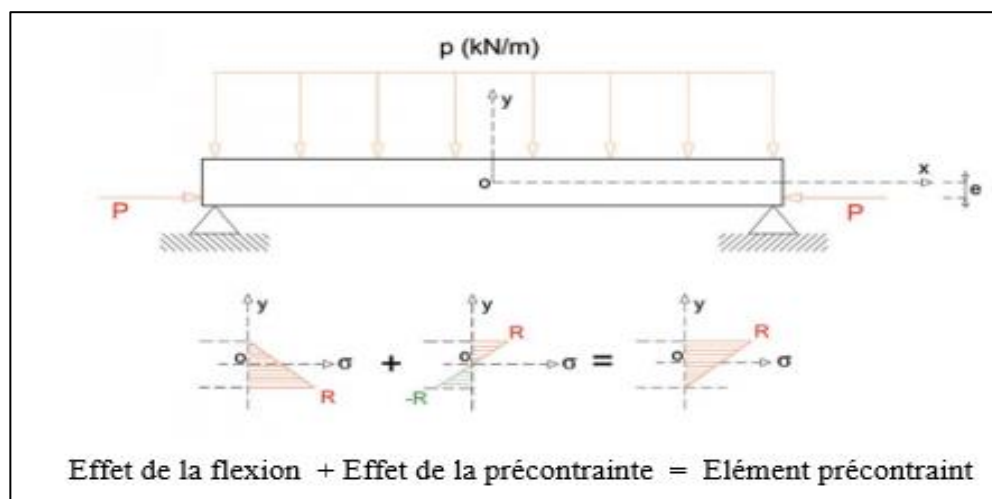


Figure I.7 : Diagramme d'une poutre en précontraint.

I.8.1.1. Procédé de fabrication de la précontrainte

D'une manière générale, la précontrainte d'une poutre consiste à appliquer une force à cette dernière en tendant les armatures dites actives (câbles). Le béton qui constitue la poutre se trouve ainsi en compression tandis que les câbles subissent une traction. Lorsque la poutre subit un chargement lié au trafic, la compression initialement imposée au béton lui permet d'annuler l'effet de la traction générée par le chargement.

Deux procédés de fabrication permettent la précontrainte des structures : la précontrainte par pré-tension et la précontrainte par post tension [2].

I.8.1.1.1. La précontrainte par pré-tension

La pré-tension est couramment utilisée pour la construction des ponts de petites et moyennes tailles, elle est également utilisée dans les bâtiments. Les armatures actives (câbles) sont initialement tendues (Figure 1.8.a), puis le béton est coulé dans le coffrage (Figure 1.8.b). Une

fois le béton durcit, les câbles sont relâchés. Les câbles tentent alors de revenir à l'état initial mais l'adhérence entre le câble et le béton empêche ce retour, ce qui crée une force de compression à l'intérieur du béton (Figure 1.8.c)

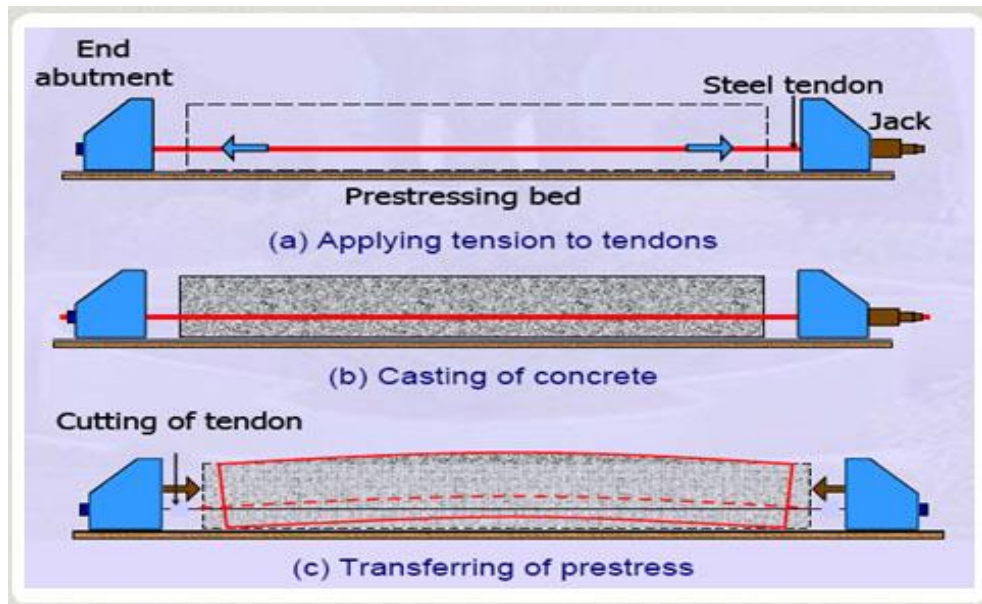


Figure I.8: Procédé de pré-tension.

I.8.1.1.2. La précontrainte par post tension

Contrairement à la précontrainte par pré-tension, lors de la fabrication des poutres précontraintes par post tension, d'abord le béton est coulé autour de gaines qui ont pour rôle la protection de câbles contre les agressions de l'environnement (Figure I.9.a).

Une fois le béton durcit, les câbles sont introduits à l'intérieur des gaines (Figure I.9.b), ces câbles seront tendus à l'aide de vérins (Figure I.9.c), en prenant appui sur des zones spécialement ferrillées munies de plaques d'ancrage. Un coulis de ciment ou de cire est injecté à l'intérieur des gaines pour une meilleure protection des câbles. Enfin, la précontrainte est maintenue à l'aide d'ancrages. Les câbles se trouvent ainsi dans un environnement protecteur contre les agents agressifs de type chlorures, l'acier est passivé grâce au PH basique qu'offre le coulis de ciment. Dans le cas de la précontrainte par post tension, le tracé des câbles de précontrainte à l'intérieur de la structure peut prendre des formes curvilignes, ceci afin d'assurer une meilleure résistance de l'ouvrage qui lui permet de lutter contre les efforts appliqués tel que le trafic [2].

L'évolution de la technologie fait que dans certains ouvrages d'art, les gaines servant à la post-tension sont placées à l'extérieur de l'ouvrage, on parle alors de précontrainte extérieure.



a) Mise en place de gain



b) Mise en place des câbles de post tension



c) Mise en tension des câbles à l'aide de vérin

Figure I.9: Procédé de post tension.

I.8.1.2. Les avantages et inconvénients du béton précontraint

I.8.1.2.1. Les avantages du béton précontraint

Les avantages du béton précontraint sont les suivants [19] :

- ❖ Une meilleure utilisation de la matière puisqu'en béton armé, le béton tendu est considéré comme fissuré et ne peut par voie de conséquence être pris en compte dans la résistance ;
- ❖ L'action ascendante des câbles de précontrainte due à leur courbure, agit en sens inverse des charges extérieures, limitant ainsi les déformées. Il en résulte une diminution des flèches des poutres ;
- ❖ Possibilité de franchir de plus grandes portées qu'avec des ouvrages en béton armé ;
- ❖ Lorsque le béton situé autour des armatures de précontrainte est comprimé, les risques de corrosion des aciers sont limités ;
- ❖ Les aciers utilisés en béton précontraint sont moins chers, à force égale, que les aciers de béton armé ;
- ❖ Grâce aux éléments précontraints en béton, les éléments architectoniques obtenus sont plus efficaces et minces, offrant ainsi une infinité de possibilités de construction.

I.8.1.2.2. Les inconvénients du béton précontraint

Cependant, les avantages du béton précontraint cités précédemment nécessitent [19] :

- ❖ De fabriquer des bétons plus résistants au jeune âge,
- ❖ Des traitements thermiques sont parfois nécessaires ;
- ❖ Un risque de rupture à vide par excès de compression ;
- ❖ De disposer d'une main d'œuvre qualifiée pour la vérification de la pose, des gaines et pour la mise en tension des câbles ;
- ❖ L'obligation d'attendre que la mise en tension soit faite pour continuer l'avancement du chantier ;
- ❖ Des notes de calculs en général plus complexes et plus longues que pour les ouvrages en béton armé.

D'une manière générale l'utilisation de la précontrainte notamment par post-tension est réservée à des entreprises spécialisées dotées de moyens techniques considérables et d'une main d'œuvre qualifiée.

I.8.2. Renforcement à l'aide de béton armé

Le chemisage en béton armé consiste en une augmentation considérable des sections (voir figure I.10) par la mise en œuvre d'un ferrailage additionnel à l'ancien élément et d'un nouveau béton d'enrobage pour favoriser l'accrochage, ce dernier sera mis en œuvre après la confection du coffrage par coulage ou par projection. La jonction avec les armatures existantes peut se faire par des procédés classiques (recouvrement, soudure, manchonnage).

Ces armatures complémentaires sont à prévoir lorsqu'il s'agit de remplacer des aciers corrodés ou coupés accidentellement ou lorsqu'il s'agit de renforcer une structure. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration, et participer à la résistance des sections renforcées [20].

I.8.2.1. Procédé de réalisation

Pour que le procédé soit efficace, il faut [20] :

- Abattre préalablement les angles de l'élément (poteau, poutre, semelle...) à renforcer et repiquer ses faces ;
- Avoir la possibilité de bétonner sur une épaisseur suffisante (6cm paraît un minimum absolu), le coffrage étant établi en montant par tranches de faible hauteur ;
- Disposer des armatures verticales au moins aux angles du renforcement et surtout des armatures transversales assez resserrées ($st < 10\text{cm}$) de façon à compléter l'effet de frettage

résultant du retrait du béton de renforcement par rapport au béton ancien.

Comme il est pratiquement impossible de constituer ces armatures transversales par des cadres complets préalablement façonnés, il est donc obligé de prévoir des cadres en U dont les branches se recouvrent sur les côtés les plus grands du poteau et comportent un retour de 2 cm environ à leurs extrémités libres.



Figure I.10 : Structure renforcée par béton armé.

I.8.2.2. Avantages et inconvénients

Cette méthode de renforcement dans le domaine de structure a des avantages comme elle a des inconvénients aussi [20] :

I.8.2.2.1. Avantages

- Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés et donc à la portée de tout le monde.
- Main d'œuvre peu qualifiée.

I.8.2.2.2. Inconvénients

- Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.
- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.
- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue.
- Transport des matériaux.
- Nécessité de coffrages.
- Mise en œuvre souvent difficile.

I.8.3. Renforcement à l'aide de chemisage en aciers

L'une des méthodes de renforcement qui a été très répandue est le chemisage en acier. Les chemisages en acier sont appliqués principalement aux poteaux afin d'augmenter leur résistance à l'effort tranchant et d'améliorer la résistance des jonctions par recouvrement insuffisantes. Ils peuvent également être considérés comme contribuant à l'augmentation de la ductilité par le confinement qu'ils apportent.

Les chemisages en acier disposés autour des poteaux rectangulaires sont généralement constitués de quatre cornières auxquelles sont soudées soit des plaques en acier continues, soit des bandes d'acier horizontales discontinues plus épaisses. Les cornières peuvent être collées au béton par l'intermédiaire d'un liant époxydique ou peuvent y être plaquées, sans aucun espace sur toute leur hauteur. Les bandes peuvent être soumises à un traitement thermique préalable au soudage, afin d'assurer par la suite un certain confinement positif sur le poteau [21].



Figure I.11 : Chemisage en acier d'un poteau.

I.8.3.1. Avantages du renforcement de chemisage en aciers [22].

- Une courte durée de réalisation par rapport au chemisage en béton.
- Une bonne performance des éléments renforcés (bonne ductilité).
- Une faible augmentation des sections.

I.8.3.2. Inconvénients du renforcement avec chemisage en aciers [22]

- Coût est relativement élevé.
- Nécessité de soudure qui exige une main-d'œuvre qualifiée.
- Problème de corrosion qui nécessite un entretien régulier.
- Poids des chemises et difficulté de découpage.

- Augmentation de la rigidité en flexion ce qui n'est pas souhaité dans le cadre du renforcement parasismique (augmentation de l'énergie restituée élastiquement), sauf cas particuliers (corrosion ou manque initial des armatures longitudinales).

I.8.4. Renforcement à l'aide des matériaux composites (PRF)

Un matériau composite est constitué de l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux de natures différentes. Leur association est complémentaire et permet d'aboutir à un matériau dont les performances recherchées seront supérieures à celles des composants pris séparément. Un matériau composite est constitué dans le cas le plus général d'une ou plusieurs phases discontinues réparties dans une phase continue. La phase discontinue, appelée renfort ou matériau renforçant, est habituellement plus dure avec des propriétés mécaniques supérieures à celles de la phase continue, appelée matrice [22].

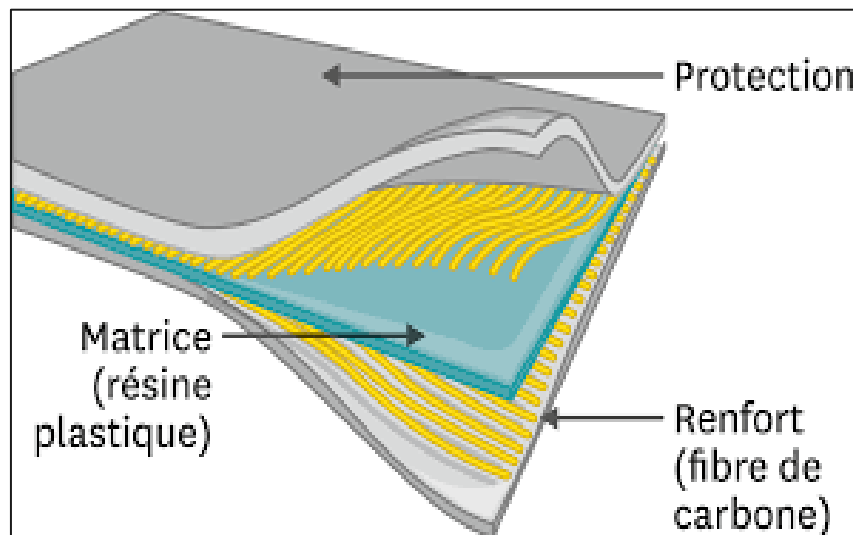


Figure I.12: Exemple de matériau composite [23].

I.8.4.1. Composition des composites

I.8.4.1.1. La matrice

La matrice est avec les renforts, l'un des deux principaux constituants des matériaux composites. C'est le terme désignant la résine polymérisée dont le rôle est de maintenir les renforts en place et de leur assurer la cohésion et la protection. Elle permet également la transmission des efforts mécaniques vers les renforts. La matrice est généralement homogène et isotrope ; on distingue les matrices céramiques, les matrices métalliques, les matrices minérales et les matrices organiques [23].

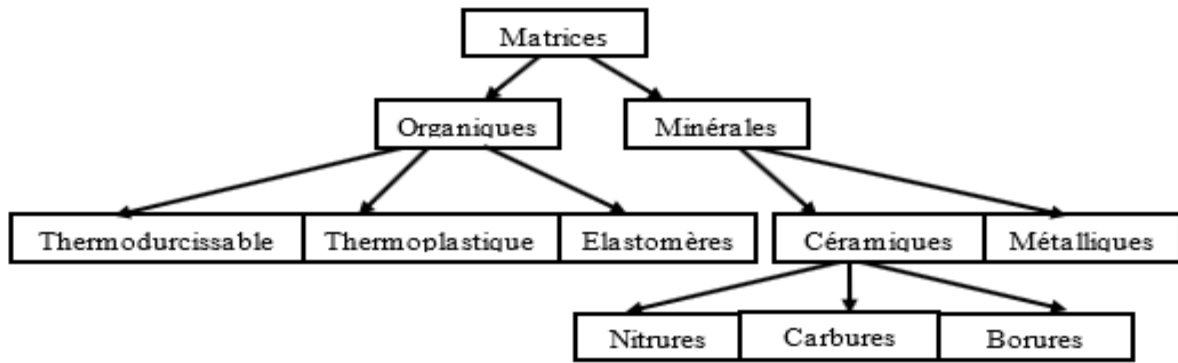


Figure I.13 : Organigramme de différentes familles de matrice.

I.8.4.1.2. Les renforts

Les matériaux renforts collaborent à l'augmentation de la résistance mécanique et la rigidité des composites. Ils se présentent sous forme filamentaire, allant des particules allongées aux fibres continues offrant au matériau un effet directif. Ils sont caractérisés par la nature de la fibre (minérale ou organique) et l'architecture du renfort.

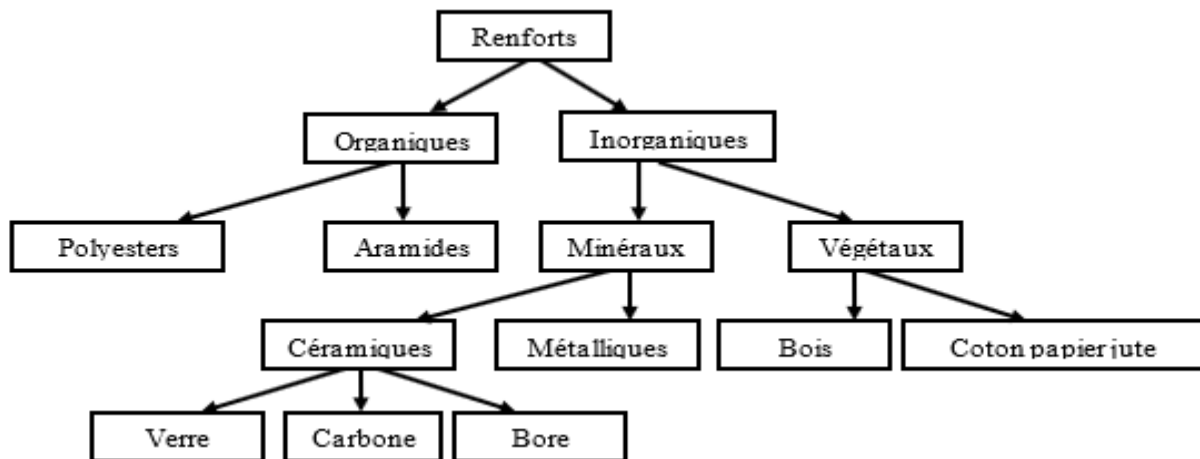


Figure I.14: Organigramme des principaux matériaux de renfort.

I.8.4.2. Caractéristiques des matériaux composites

Les principales caractéristiques des pièces fabriquées en matériaux composites sont :

- ❖ Le gain de masse ;
- ❖ La bonne tenue en fatigue (durée de vie augmentée) ;
- ❖ L'absence de corrosion ;
- ❖ L'absence de plasticité (leur limite élastique correspond à la limite de rupture) ;
- ❖ Le vieillissement sous l'action de l'humidité et de la chaleur ;
- ❖ L'insensibilité à certains produits chimiques courants (solvants, peinture, huiles, pétroles) ;

- ❖ Tenue aux impacts et aux chocs très moyenne ;
- ❖ Très forte anisotrope ;

I.8.4.3. Les différents types de matériaux composites et leurs caractéristiques

I.8.4.3.1. Les Fibres

Les fibres sont des substances filamenteuses susceptibles d'être filées ou tissées. Généralement dans le domaine de renforcement, elles sont immergées dans une matrice polymère. Afin d'assurer un effet de renforcement durable, le matériau de fibre doit résister au milieu alcalin sans toutefois perdre ses propriétés, avoir une relaxation sous charges permanentes, avoir une bonne et constante d'adhésion entre le renfort et le mortier ainsi qu'une facilité de mise en œuvre. L'utilisation des fibres de verres, ou quelques fois de carbone, d'aramide, de basalte et d'acier inoxydable pour la fabrication des renforcements textiles satisfait ces exigences.

a) Fibres de verre

Les fibres de verre sont des fibres chimiques, inorganiques, obtenues par le mélange de la silice, de l'argile et du calcaire mené à une température entre 1250°C et 1350°C. Elles sont fabriquées spécifiquement pour le renforcement du béton en ciment standard. Pour résister à la corrosion du milieu alcalin dans le béton, le verre contient plus de 15% (en poids) de zircon. La ténacité du verre peut atteindre 1400 N/mm², l'allongement élastique linéaire est de 2% avec un module d'élasticité compris entre 70 et 80 kN/mm². La masse volumique qui est de 2.8 kg/dm³ est relativement plus grande que celle du carbone ou de l'aramide. Le verre présente une bonne adhésion au béton et un bon ratio coût-performance [24].

En 1998, le professeur en matériaux et structures Phil Purnell a montré une perte de résistance des fibres de verre dans une matrice cimentaire en fonction du temps. Cette perte de résistance d'environ 30% est constatée pendant une durée de vie de conception de 50 ans. En effet, dans le milieu alcalin, le procédé d'hydratation de la matrice provoque la corrosion des fibres qui produit des petits défauts ou des zones de faibles sections causant ainsi la sensibilité des fibres à la concentration de contrainte : c'est la raison principale de la perte de résistance des fibres [25].

Les fibres de verre se caractérisent par :

- ❖ Bonne résistance en tension et compression ;
- ❖ Bonne stabilité thermique ;
- ❖ Résistance à la chaleur ;
- ❖ Très bonnes performances inter laminaires mais attention au choix d'ensimage ;

- ❖ Résistance chimique ;
- ❖ Performance électrique le rendant un matériau de choix pour les circuits imprimés.

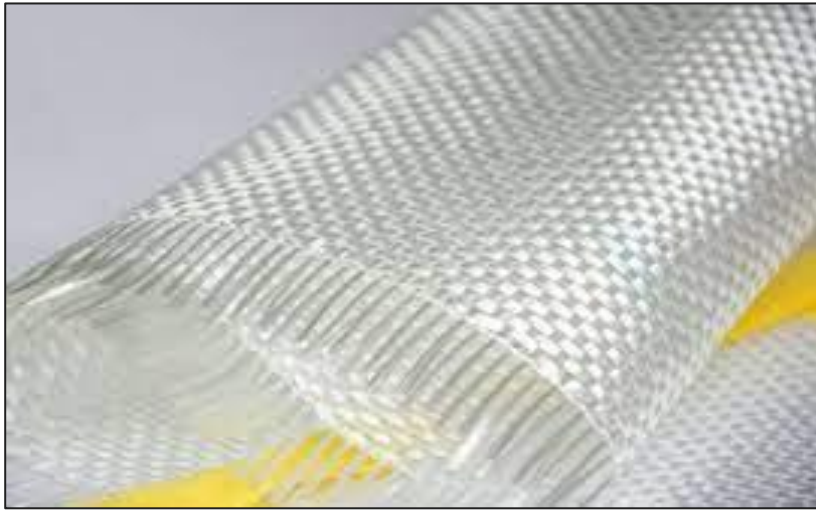


Figure I.15 : Fibre de verre.

b) Fibres de carbone

Les fibres de carbone sont des fibres chimiques qui peuvent être fabriquées par deux méthodes : la première est basée sur la pyrolyse de poly acrylonitrile (PAN) alors que la seconde est basée sur le produit de pétrole. La teneur en eau doit être supérieure à 90% dans les deux cas. C'est la première méthode qui est couramment utilisée dans le renforcement.

Comparativement aux fibres de verre, les fibres de carbones présentent une bonne résistance à la fatigue, une capacité significative à amortir les vibrations, une faible dilation et conductivité thermique, une bonne conductivité électrique et une faible absorption de rayon X. Elles présentent aussi une haute résistance aux solvants d'acides. En dépit de toutes ces qualités, il convient de souligner que leur adhésion au béton n'est pas aussi bonne que celle des fibres de verre. Leur prix est également élevé du fait de leur excellente conductivité électrique obligeant l'utilisateur à prendre des précautions coûteuses en termes d'isolation électrique mises en œuvre sur les machines de fabrication [24]. Les fibres de carbone se caractérisent par :

- ❖ Une forte résistance en traction et en compression ;
- ❖ Un module d'élasticité élevé et une forte rigidité ;
- ❖ Une faible densité ;
- ❖ Une excellente résistance chimique ;
- ❖ Une excellente tenue à la température ;
- ❖ Une bonne conduction électrique ;

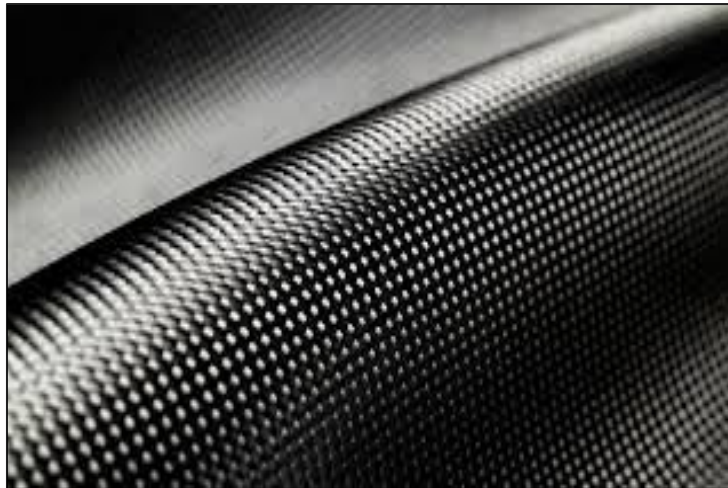


Figure I.16: Fibre de carbone.

c) Les fibres d'aramide

Les fibres d'aramide, généralement connues sous le nom de « Kevlar », sont produites à partir de polyamides aromatisés. Les fibres sont obtenues par filage (étirage au travers d'une filière) à partir d'une dissolution. Les chaînes moléculaires sont fortement orientées dans le sens de l'axe de la fibre, de sorte que les forces des interactions moléculaires peuvent être exploitées pour leur résistance thermique et mécanique. Elles montrent une grande ténacité ce qui explique leur utilisation en génie civil dans des câbles, haubans et autres applications requérant une bonne tenue aux chocs [26].

Les fibres d'aramide présentent une densité plus faible et une résistance au cisaillement et aux impacts plus élevés par rapport aux fibres de carbone et de verre. Cependant elles ont une dilatation thermique longitudinale négative. Si la dilatation thermique entre le matériau de renforcement et le béton est différente, les tractions augmentent dans la zone d'adhésion de tous les composants. À cela s'ajoute le fait qu'elles présentent une faible résistance en milieu alcalin. C'est pour ces différentes raisons que leur utilisation est très rare dans le renforcement des structures en béton armé. Ces fibres se caractérisent par :

- ❖ Résistance à la chaleur ;
- ❖ Isolation thermique ;
- ❖ Stabilité dimensionnelle ;
- ❖ Résistance à la rupture ;
- ❖ Isolation électrique ;
- ❖ Forte absorption de l'humidité ;
- ❖ Résistance à la compression.

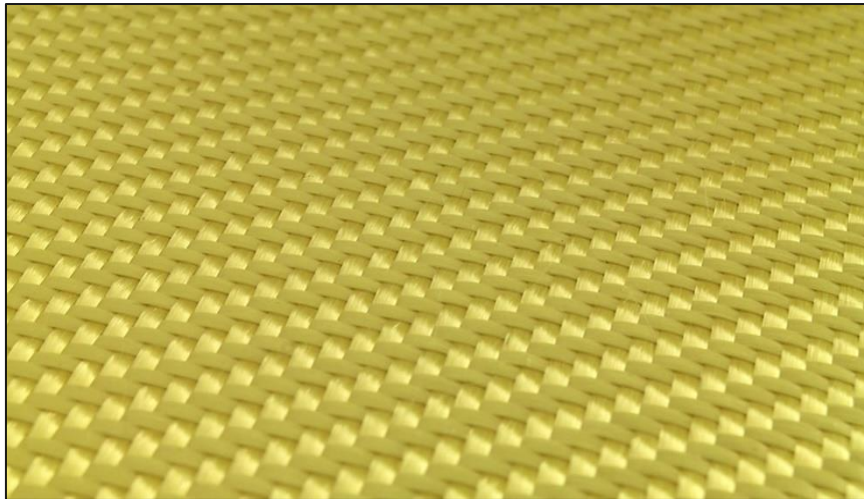


Figure I.17: Fibre d'aramide.

I.8.4.3.2. Propriétés mécaniques des composites (PRF)

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient considérablement. Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction), de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre, c'est à dire le ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite. Elles sont aussi affectées par le volume ou la dimension du composite lui-même [27].

En général, les composites de fibres de carbone sont plus solides et plus rigides que les composites de fibres de verre et d'aramide. Dans le Tableau I.2, on trouve le résumé des principales propriétés mécaniques des matériaux composites couramment utilisés en génie civil.

Tableau I.2 : Propriétés mécaniques typiques des composites **PRF** [28].

Matériaux composites Unidirectionnel	Contenu en fibres (% par poids)	Densité en Kg/m ³	Module d'élasticité longitudinale (GPa)	Résistance à la traction (MPa)
Fibres de verre / Polyester (GFRP laminé)	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbone / époxy (CFRP laminé)	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramide / époxy (AFRP laminé)	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

Ci-dessous dans la Figure I.18, sont présentées les courbes contrainte-déformation des matériaux composites et d'acier. Les matériaux composites (verre, carbone et aramide)

montrent le même comportement linéaire élastique jusqu'à la rupture. On remarque que l'acier présente un comportement ductile tandis que les composites sont fragiles à la traction vis-à-vis de l'acier.

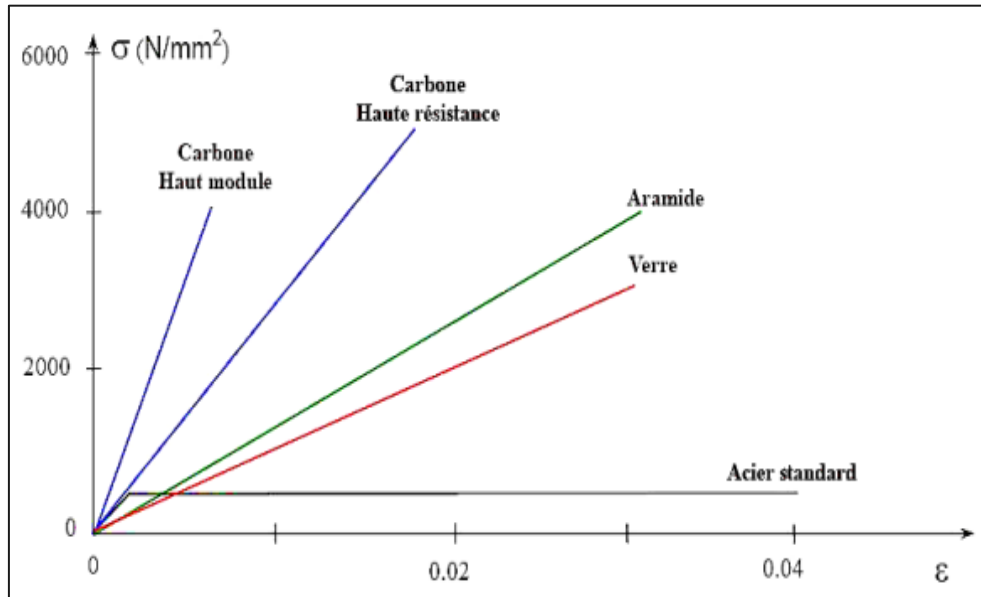


Figure I.18: Courbes contrainte-déformation des matériaux composites et acier [29].

I.8.4.3.3. Comparaison qualitative entre les différents types de fibre

Dans le Tableau I.3, se trouve le résumé de comparaison entre les différents types de fibres selon leurs résistances, comportements et coût au marché.

Tableau 1.3 : Comparaison qualitative entre les trois types de fibre [29].

Critère	Fibre de verre	Fibre de carbone	Fibre d'aramide
Résistance à la traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Résistance à la compression	Bonne	Très bonne	Inadéquat
Comportement à long terme	Adéquat	Très bonne	Bon
Comportement à la fatigue	Adéquat	Excellent	Bon
Prix	Très bon	Adéquat	Adéquat

I.8.4.4. La nécessité d'un renfort structurel

Les causes conduisant à un renforcement structurel sont très nombreuses, chaque cas doit être considéré comme un cas particulier. Les plus fréquentes sont [22] :

- **Accroissement des charges qui sollicitent la structure :**
 - Changement d'usage de la structure.
 - Installation de machinerie lourde dans les bâtiments industriels.
- **Défauts dans le projet ou dans l'exécution :**
 - Armature insuffisante ou mal placée.
 - Mauvais matériaux.
 - Dimensions insuffisantes des éléments structurels.
- **Changement de la forme de la structure :**
 - Suppression de poteaux, piliers, murs porteurs, élargissement de portées de calcul.
 - Ouverture de passages en dalles pour escaliers ou ascenseurs.
- **Dégâts dans la structure :**
 - Corrosion et diminution de la section des armatures dans le béton.
 - Incendies.
- **Nécessité d'améliorer les conditions en service :**
 - Diminuer les déformations et flèches,
 - Réduire l'intensité des contraintes sur les armatures,
 - Diminuer l'ouverture des fissures.

I.9. Techniques de renforcement par polymère renforcé de fibre

En génie civil plus précisément dans le domaine de bâtiment et travaux publics, les éléments sont classés en deux catégories : les éléments verticaux (poteaux, voiles) et les éléments horizontaux (poutres, dalles). Plusieurs études ont montré que ces éléments au fil des temps présentent des dégradations conduisant à leur renforcement afin de maintenir leur sécurité ou leurs fonctions. Le renforcement permet donc d'augmenter les résistances à la rupture, augmenter la ductilité, limiter les ouvertures de fissures....

Les techniques de renforcement des structures en béton armé par polymère renforcé de fibre (**PRF**) sont présentées dans cette partie en fonction de leurs sollicitations et leurs modes de rupture. Elles sont généralement divisées en trois catégories qu'on peut citer :

- Renforcement en flexion ;
- Renforcement en cisaillement ;

- Renforcement en compression (par confinement).

I.9.1. Renforcement en flexion

La technique de renforcement en flexion par matériaux composites est largement appliquée dans le domaine de génie civil. C'est une des méthodes efficaces pour renforcer et réparer la structure sans changer sa taille [30].

Cette technique de renforcement est utilisée pour les éléments soumis à une sollicitation due au moment fléchissant. Les fissures apparaissent dans la zone de traction des poutres ou des dalles (voir Figure I.20 et Figure I.22). Dans le cas général, les renforts utilisés sont des bandes de tissu unidirectionnel pour le cas des poutres et poteaux courts, des bandes bidirectionnelles pour le cas des dalles ou le cas de sollicitations complexes sur les voiles et poteaux très élancés. Le composite sera collé au béton dans la zone tendue à l'aide de la résine.

I.9.2. Renforcement en cisaillement

La rupture en cisaillement apparaît sur les zones où l'effort tranchant est élevé : la zone de la poutre à côté d'appuis, la zone de la dalle à côté de poteau. Avec la sollicitation complexe de séisme, la rupture de cisaillement apparaît aussi sur les murs et poteaux.

L'angle de fissures par rapport à l'axe principal est compris entre 23° à 45° selon la géométrie et la charge sur la structure. Les composites utilisés sont des tissus unidirectionnels et sont généralement disposés perpendiculairement à l'axe principal de la structure ou perpendiculaire à l'angle des fissures afin d'augmenter l'efficacité du renforcement [31] (voir Figure I.19).

En général, pour un renforcement externe au cisaillement, il existe 3 méthodes de mise en œuvre des composites au support béton :

- Le collage externe (Externally-Bonded **EB**),
- Le collage dans des rainures en surface du béton (Near Surface Mounted **NSM**),
- Le collage dans des réservations perforées au sein de la section de béton (Embedded Through Section **ETS**).

I.9.3. Renforcement à la compression

La rupture en compression apparaît souvent dans les poteaux ou les voiles qui n'ont pas le renforcement transversal suffisant ou sous renforcés vis-à-vis de l'action sismique. L'endommagement est souvent traduit par l'écrasement du béton avec ou non la combinaison de charge en flexion.

Cette technique de renforcement, souvent appelée renforcement par confinement, est applicable pour les poteaux, ou encore les cheminées des centrales nucléaires qui supportent de fortes charges de pression axiale (voir Figure I.21).

I.10. Quelques exemples des structures renforcées par des composites



Figure I.19 : Renforcement des poutres en cisaillement par des fibres de carbone [32].



Figure I.20 : Renforcement en flexion d'une dalle par de mat de verre [33].



Figure I.21 : Renforcement par confinement d'un Poteau par des fibres de carbone [34].



Figure I.22 : Renforcement en flexion d'une poutre par des lamelles de carbone [34].

I.11. Recherches scientifiques sur des poutres renforcées par des composites

Plusieurs travaux de recherche ont étudié expérimentalement le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées avec des composites en polymère sous chargement statique et cyclique. Nous exposons dans cette partie quelques travaux expérimentaux traitant ce sujet.

L'étude réalisée par Sandeep et al. 2021 [35] vise à étudier le comportement en flexion cyclique connue sous le nom d'analyse Push-Pull des poutres renforcées en fibres de verre (GFRP). Un total de cinquante-quatre poutres avec des bandes collées de GFRP (600GSM) et trois poutres non renforcées (poutre de contrôle) ont été préparées et soumises à un chargement cyclique de flexion dont le but est d'étudier l'effet de la longueur, de la largeur et du nombre de couches du GFRP sur la résistance, le déplacement et la fissuration. La géométrie des poutres et le détail des armatures et des bandes de GFRP sont représentés dans la figure I.23 et I.24.

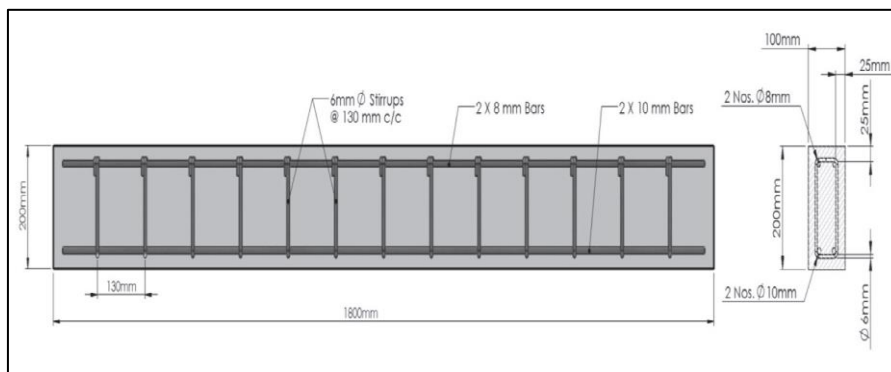


Figure I.23 : Géométrie et détail des armatures des poutres préparées.

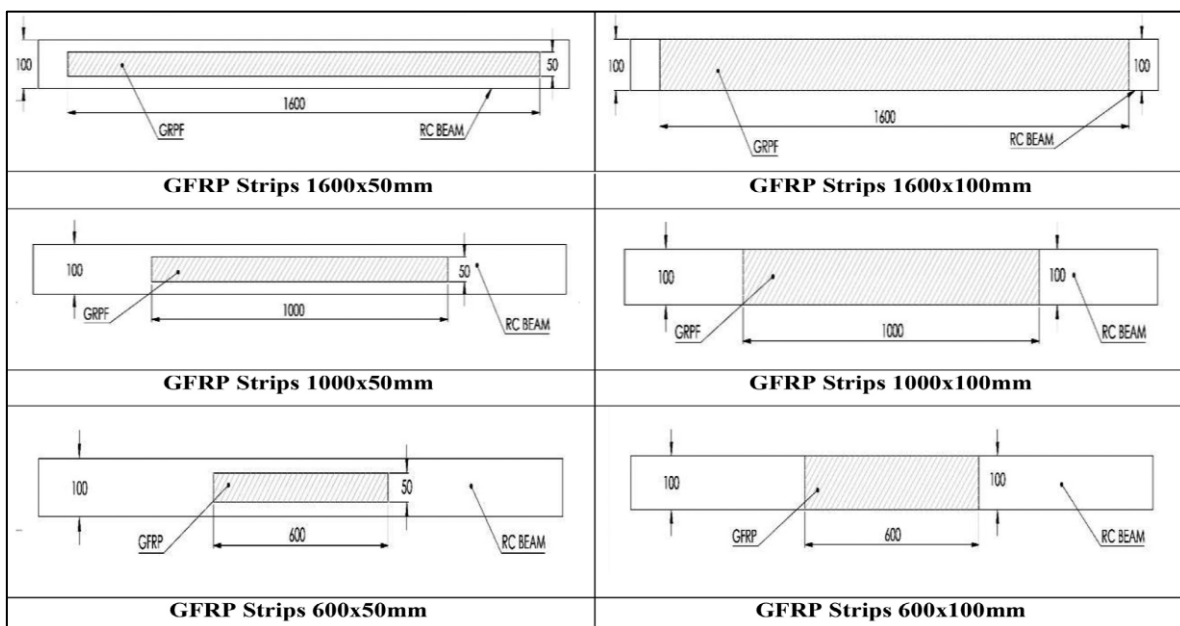


Figure I.24 : Configuration du GFRP collé.

Les figures I.25 et I.26 décrivent les boucles d'hystérésis de chaque échantillon obtenu dans les tests. Les auteurs ont constaté que les poutres de références présentent une mauvaise réponse hystérétique, caractérisée par des boucles d'hystérésis étroites et une dégradation rapide de la capacité. Alors que les poutres renforcées avec les fibres de verre présentent un comportement hystérétique plus stable, caractérisées par un nombre plus grand de boucles hystérétiques, une plus grande surface de boucles hystérétiques et une plus lente dégradation de la capacité.

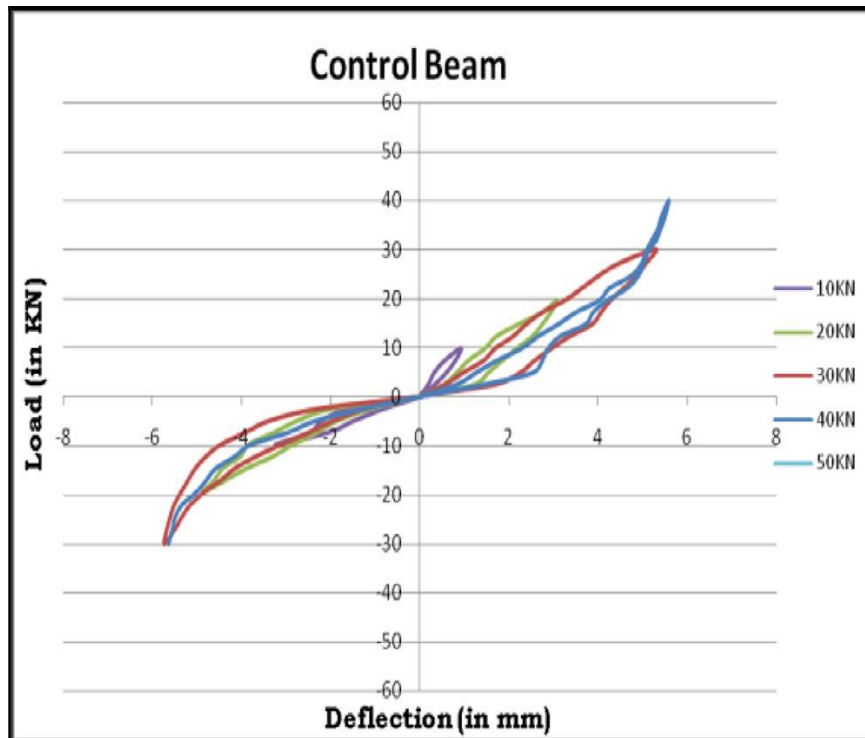
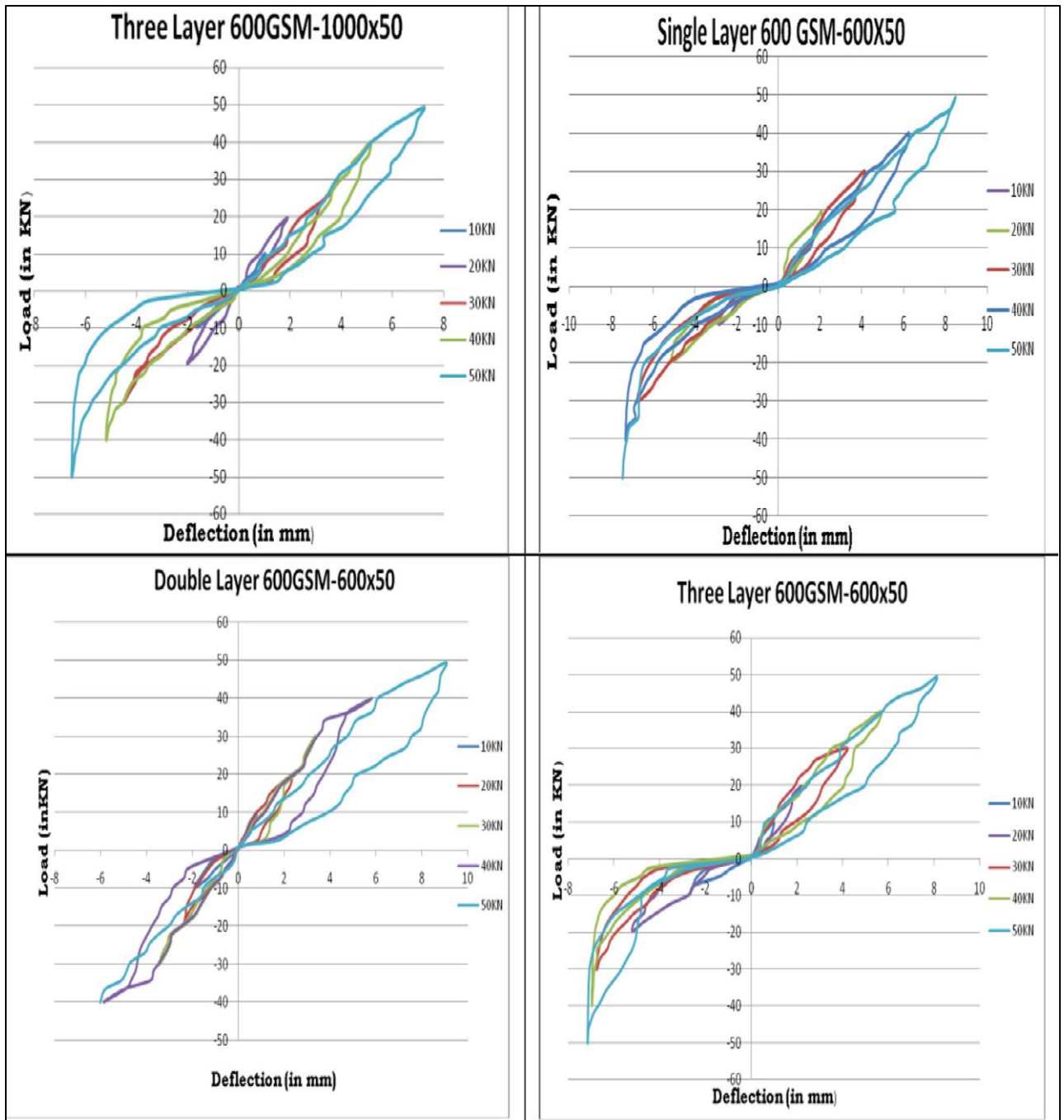


Figure I.25 : Resistance en fonction du déplacement (poutre de référence).

A la fin de cette recherche, les auteurs ont trouvé :

- une augmentation de la capacité de l'ordre de 0 % à 25 % pour le chargement positif et de l'ordre de 33.33 % à 66.66 % pour le chargement inversé (charge négative) ;
- une augmentation du déplacement de l'ordre de 10.55 % à 88.68 % pour le chargement positif et entre 17.73 % à 157.44 % pour le chargement inversé (charge négative) par rapport ceux de la poutre non renforcée (poutre de contrôle) ;
- l'effet du chargement cyclique sur l'ouverture et la fermeture des fissures des poutres ont été établies jusqu'à l'échec pour une couche, deux et trois couches de bandes collées de GFRP
- une résine époxy flexible garantira une meilleure liaison entre la poutre et les couches en GFRP et que cette colle participe pleinement à la résistance des poutres.



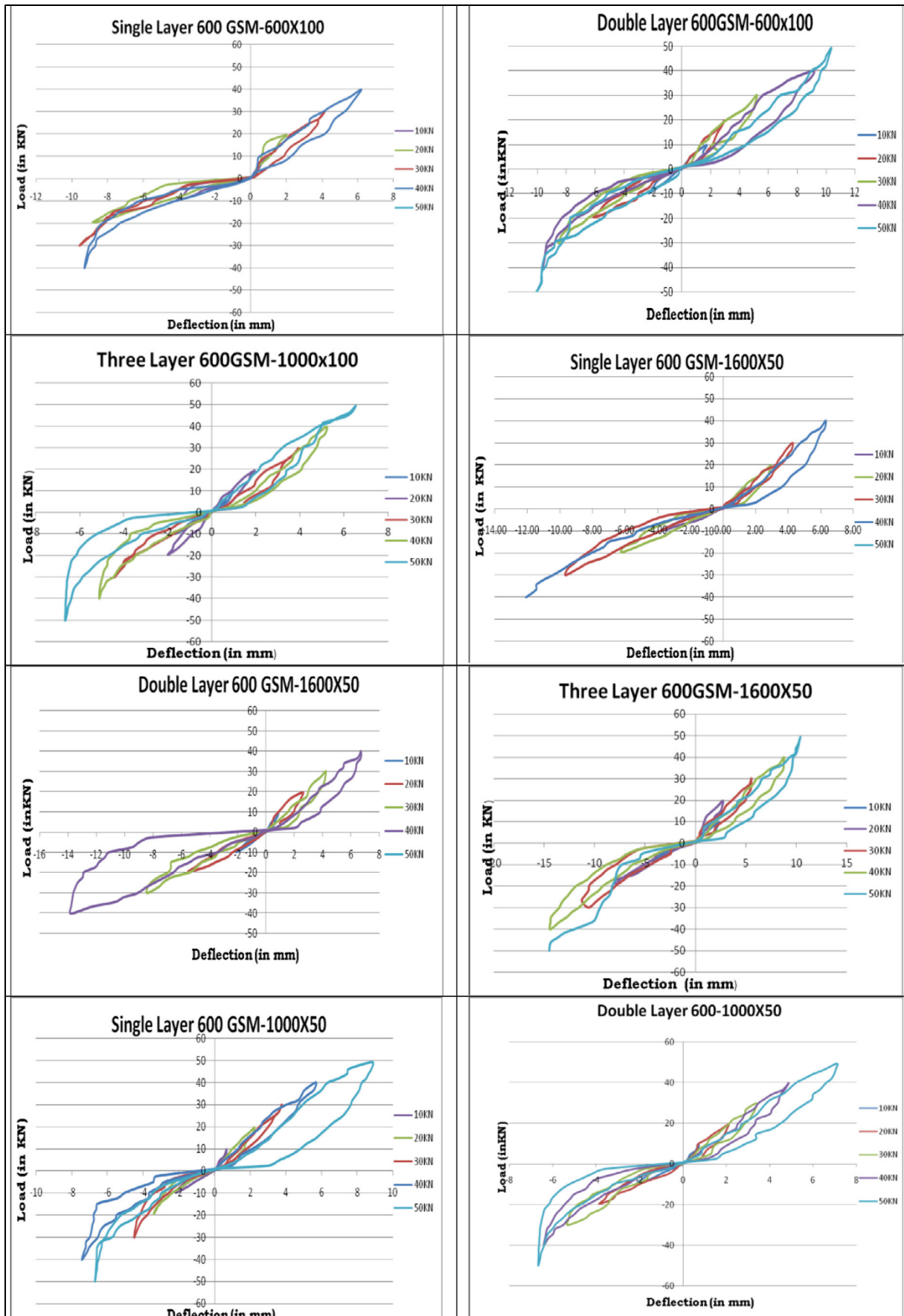


Figure I.26 : Variation de la charge en fonction du déplacement (poutres renforcées).

Salama et al. 2019 [36], ont étudié expérimentalement le comportement en flexion de neuf poutres en BA appuyant sur deux appuis renforcés avec la même quantité d'armatures d'acier. Ces poutres ont été renforcées extérieurement par des composites constitués de feuilles de carbone et polymère (CFRP) collés sur leurs surfaces latérales ou inférieures, les feuilles composites de CFRP ont été collées sur toute la longueur des poutres à l'aide d'adhésif époxy, et ils ont gardé une poutre sans renforcement (poutre de référence). Les poutres ont été testées en flexion à quatre points jusqu' à la rupture. Les variables du programme expérimental sont la position du renforcement en CFRP (latéral ou inférieur), le nombre de couche et la largeur des feuilles.

Les désignations des poutres testées ainsi que les détails de leurs renforcements sont illustrées au Tableau I.4. Les Figures I.27 et I.28 montrent une vue générale en élévation des poutres renforcées sur leurs surfaces inférieures et latérales respectivement.

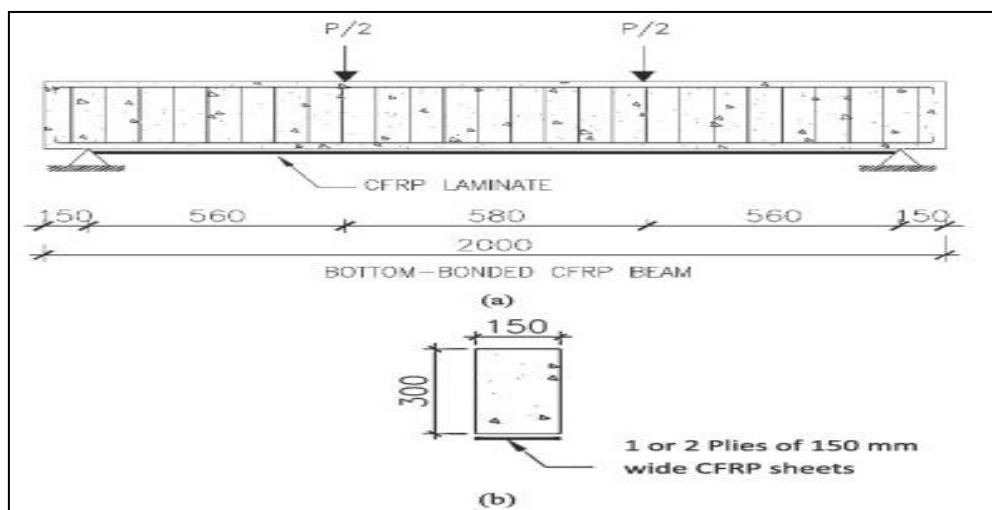


Figure I.27 : Vue en élévation des éprouvettes renforcées sur les surfaces inférieures.

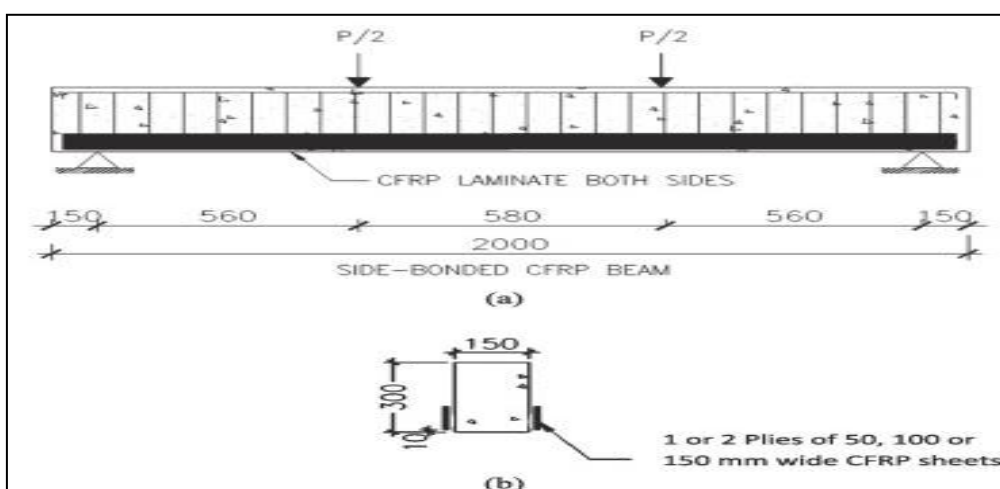


Figure I.28 : Vue en élévation des éprouvettes renforcées sur les surfaces latérales

Tableau I.4 : Matrice de test avec les détails des spécimens [36].

Specimen Definition	Specimen Designation	Width of Ply (mm)	Number of layers of Ply	Location of Ply
Control Beam, Unstrengthened	C	N/A	N/A	N/A
Bottom Sheet, Single Ply	BS	150	1	Bottom
Side-Bonded Sheets, Single Ply "SS"	SS-100	100	1	Side
Bottom Sheet, Double Plies	BD	150	2	Bottom
Side-Bonded Sheets, Double Plies	SD-100	100	2	Side
Side-Bonded Sheets, Single Ply 150 mm wide	SS-150	150	1	Side
Side-Bonded Sheets, Double Plies 150 mm wide	SD-150	150	2	Side
Side-Bonded Sheets, Single Ply 50 mm wide	SS-50	50	1	Side
Side-Bonded Sheets, Double Plies 50 mm wide	SD-50	50	2	Side

Le Tableau I.5 présente un résumé des résultats expérimentaux en termes de charge et de déplacement correspondant à la limite d'élasticité P_y , δ_y respectivement, la charge et le déplacement ultimes respectivement P_u , δ_u , la déflexion de rupture δ_f ; ainsi l'augmentation en pourcentages des charges élastique et ultime des poutres renforcées par rapport à la poutre témoin $\%P_y$, $\%P_u$. Il convient de noter que la charge de rupture est supposée dans cette étude être de 80% de la charge ultime ($P_f = 0.8P_u$).

Tableau I.5: Résumé des résultats expérimentaux de charge et de flèche à mi-portée.

Spécimen	P_y (kN)	$\% P_y$ augmentation par rapport à C	δ_y (mm)	δ_u (mm)	P_u (kN)	$\% P_u$ augmente par rapport à C	δ_f (mm)
C	90,0	–	5,0	13,9	117,4	–	20,1
BS	149,8	66,4	8,0	18,3	190,2	62,0	18,4
BD	178,5	98,3	8,7	15,3	225,4	92,0	15,3
SS-100	137,1	52,3	7,0	14,7	194,9	66,0	15,2
SD-100	172,1	91,2	8,8	12,9	216,6	84,4	13,1
SS-50	135,1	50,1	7,6	14,4	164,0	39,7	14,8
SS-150	201,3	123,7	9,8	16,5	219,8	87,2	16,8
SD-50	130,8	45,3	7,6	13,1	186,4	58,8	13,3
SD-150	211,7	135,2	8,9	15,1	227,1	93,4	15,9

D'après les résultats obtenus, les chercheurs ont observé que les poutres renforcées par collage latérale ou inférieure des feuilles de CFRP présentent une rigidité plus élevée et une

augmentation significative de la charge à la limite d'élasticité P_y et la charge ultime P_u que celui de la poutre témoin non renforcée C , ils ont observé aussi que la technique de renforcement par collage latérale du CFRP a été légèrement moins efficace que celui par collage inférieur. Ce comportement est lié à la distance entre le centre de gravité des feuilles CFRP et la partie la plus comprimée de la section transversale de la poutre, qui affecte directement le bras de levier du moment résultant par la force de traction dans les feuilles, ainsi les éprouvettes renforcées sur le bas BS et BD ont un bras de levier supérieure à celui des éprouvettes renforcées latéralement, donc elles présentaient une résistance à la flexion meilleures que celle des éprouvettes SS et SD.

I.12. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'état de connaissance sur le béton, son historique, ses différents constituants, ses principales caractéristiques ainsi que ses avantages et ses inconvénients dans le domaine de génie civil. Ensuite nous avons détaillé quelques méthodes de renforcement utilisées pour les structures en béton armé, des plus anciennes aux plus récentes.

Comme cas particulier, nous avons collecté avec détail des notions sur les matériaux composites de renforcement. Par conséquent, nous avons présenté quelques matériaux de renfort et les caractérisés. Ensuite pour rendre explicites nos idées, nous avons illustré avec des exemples précis quelques structures renforcées par ces derniers dans le domaine de génie civil. Pour clore cette partie, quelques travaux des recherches antérieures sont cités.

Les informations collectées dans ce chapitre nous ont ouvert l'esprit pour mieux aborder notre thème et entamer les essais expérimentaux que nous allons détaillés dans le prochain chapitre.

CHAPITRE II :

MATERIAUX ET PROCEDURE

EXPERIMENTALE

CHAPITRE II : MATERIAUX ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

Partie 1 : Caractérisation des matériaux utilisés, formulation du béton et la présentation des essais réalisés

II.1. Introduction

Dans cette partie du présent chapitre, nous allons présenter les matériaux utilisés dans ce travail de recherche ainsi, nous allons les caractériser. Les procédures relatives à la formulation et à la préparation du béton sont aussi présentées. Ensuite nous allons exécuter expérimentalement les différents essais liés à la caractérisation du béton à l'état frais à l'exemple de l'essai d'affaissement au cône d'Abrams et la masse volumique du béton frais. A la fin, des éprouvettes prismatiques et cubiques sont confectionnées pour la réalisation des essais à l'état durci pour pouvoir vérifier la résistance à la compression et à la traction par flexion du béton.

II.2. Caractérisation des matériaux utilisés

Nous rappelons que les matériaux utilisés pendant les essais de caractérisation réalisés sont bien traités. A l'exception de l'essai d'équivalent sable qui a été réalisé par le sable dans son état humide, pour le reste des essais, le sable est séché à l'aide d'une étuve pour éliminer la quantité en eau qu'il contient et ensuite tamisé à l'aide d'un tamis de diamètre 4mm afin de pouvoir éliminer les éléments non désirés. Quant aux graviers, ils ont été lavés et séchés afin de pouvoir éliminer les éléments fins qu'ils contiennent.

II.2.1. Sable

Le sable utilisé dans ce travail de recherche est le sable roulé de Tébessa de diamètre 4mm.



Figure II.1 : Sable roulé de Tébessa.

Après séchage, nous avons réalisé des essais de caractérisation physique à savoir : masses volumiques (absolue et apparentes), équivalent de sable et analyse granulométrique.

II.2.1.1. La masse volumique

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps. Pour la déterminer, il faut des essais à partir desquels nous tirons les valeurs en masses et volumes de l'échantillon. Ensuite on utilise la formule suivante :

$$\rho = \frac{M}{V} \quad (\text{II.1})$$

II.2.1.1.1. Masse volumique absolue du sable

Il existe plusieurs méthodes pour la réalisation de cet essai. Dans notre cas, nous avons utilisé la méthode des éprouvettes graduées (voir Figure II.2). Cette méthode consiste à peser l'échantillon de masse M ainsi mesurer le volume initial de l'eau V_1 dans l'éprouvette, ensuite on verse l'échantillon dans l'éprouvette et mesurer le volume V_2 , on répète l'essai 3 fois. La masse volumique absolue sera donc déterminée à partir de la formule suivante :

$$\rho_{abs} = \frac{M}{V_2 - V_1} \quad (\text{II.2})$$

Les résultats de l'essai sont récapitulés dans le Tableau II.1.



Figure II.2 : Masse volumique absolue du sable.

Tableau II.1 : Masse volumique absolue du sable.

	M_s (g)	V (ml)	$\rho_{s,abs}$ (Kg/L)
Essai 1	110	43.50	2.52
Essai 2	125	48	2.60
Essai 3	117	46	2.54
Moyenne	/	/	2.55

II.2.1.1.2. Masse volumique apparente

Cet essai a été réalisé à l'aide d'un récipient de volume égale à 1 L et d'une balance de précision.



Figure II.3 : Masse volumique apparente du sable.

Tableau II.2 : Masse volumique apparente du sable.

	M_s (Kg)	V (ml)	$\rho_{S,app}$ (Kg/L)
Essai 1	1.47	1	1.47
Essai 2	1.46	1	1.46
Essai 3	1.47	1	1.47
Moyenne	/	/	1.47

II.2.1.2. Equivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable est un essai qui permet de caractériser la propreté d'un sable entrant dans la composition des bétons. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. Il consiste à séparer les particules fines des éléments les plus grossiers. Une procédure normalisée permet de déterminer un coefficient d'équivalent sable qui qualifie la propreté de ce dernier. En effet, la présence des éléments fins diminue l'adhérence liant/granulats.

Cet essai est réalisé selon la norme **NA 455 [37]**, nous avons procédé comme suit :

- Peser la masse du sable humide ;
- Remplir l'éprouvette avec une solution lavante jusqu'au trait repère ;
- Incorporer le sable déjà peser à l'aide d'un entonnoir et chronométrer. On doit patienter 10min avant de procéder à l'étape suivante ;
- On bouche ensuite l'éprouvette et la place dans l'agitateur ;

CHAPITRE II : MATERIAUX ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

- Apres agitation, on retire l'éprouvette et rincer les parois internes avec le tube laveur pour faire tomber tous les éléments collés aux parois ;
- Enfoncez le tube laveur, le tourner au fond et attendre que l'eau atteigne le trait repère ;
- On patiente 20min avant de procéder aux mesures ;
- On mesure h1 et h2 ;

La mesure n'est toujours pas aisée donc l'ESV qui en découle contient des incertitudes. Il faut donc procéder de manière précise pour déterminer l'ES en utilisant un piston.

- Plonger le piston taré dans le liquide à travers le floculat, le manchon prenant appui sur le bord supérieur de l'éprouvette et l'immobiliser au contact du sable. On mesure alors h2'. On répète l'essai trois fois.

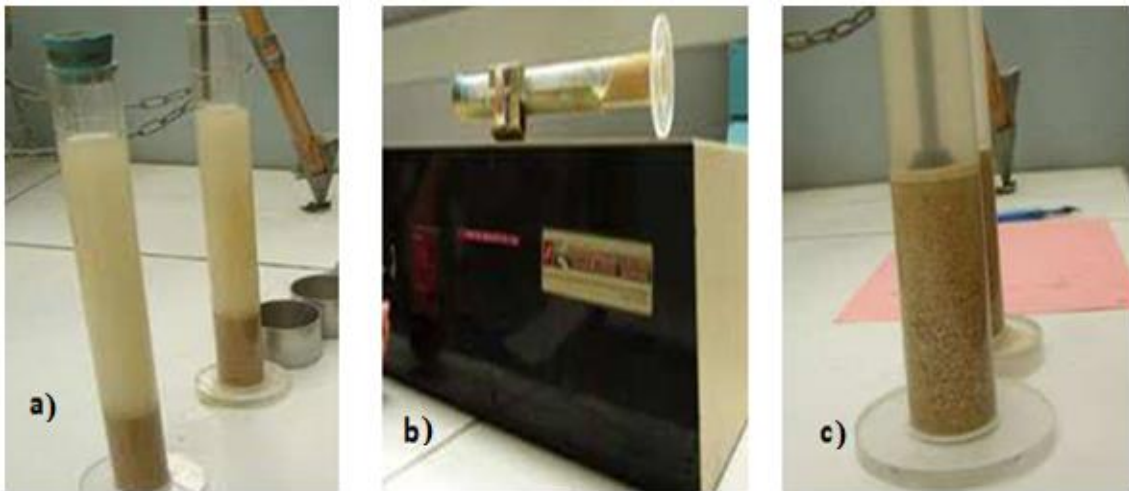


Figure II.4 : Etape de réalisation de l'essai équivalent de sable.

Une fois l'essai est réalisé, on détermine l'équivalence sable par les relations suivantes :

$$\text{ESV} = \frac{h_2}{h_1} \times 100 \quad (\text{II.3})$$

$$\text{ES} = \frac{h_2'}{h_1} \times 100 \quad (\text{II.4})$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.3 : Résultats de l'essai d'équivalence sable.

	H1	H2'	H2	ESV	ES
Essai 1	110	86	89	78.18	84.09
Essai 2	113	88	88	77.87	77.87
Essai 3	112	87	91	81.25	77.67
Moyenne	/	/	/	79.1	78.88

Tableau II.4 : Qualité du sable en fonction des valeurs d'équivalence de sable E_{SV} et E_{Sp} [37].

ES à vue	ES Piston	Nature et qualité du sable
$ES < 65$	$ES < 60$	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement, à rejeter pour des bétons de qualité.
$65 \leq ES < 75$	$60 \leq ES < 70$	Sable légèrement argileux : de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand on ne craint pas particulièrement le retrait.
$75 \leq ES < 85$	$70 \leq ES < 80$	Sable propre : faible pourcentage de fines argileuses convenant pour les bétons de haute qualité.
$ES \geq 85$	$ES \geq 80$	Sable très propre : l'absence totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par une augmentation du dosage en eau.

D'après les résultats obtenus (voir Tableau II.3), on a trouvé $ESV = 71.9\%$ et $ES = 78.88$. On peut donc conclure que notre sable contient un faible pourcentage des fines argileuses, il convient belle et bien pour les bétons de haute qualité.

II.2.1.3. Analyse granulométrique du sable

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs de différents grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 80 mm, à l'exclusion des fillers. Cet essai est réalisé à l'aide d'une série de tamis, balance de précision et une tamiseuse électrique. Pour le sable, la série de tamis utilisée est constituée de : fond, 0.063, 0.125, 0.25, .0.5, 1, 2, 3.55, et 4. La quantité de l'échantillon est de 2 Kg.



Figure II.5 : Série de tamis et tamiseuse électrique.

Tableau II.5 : Analyse granulométrique du sable.

Module	Tamis vide(g)	Tamis + Refus(g)	Refus cumulés (g)	Refus (%)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
4	422.20	422.30	0.10	0.005	0.005	99.995
3.55	538.20	540.60	2.40	0.12	0.125	99.875
2	385.60	441.90	56.30	2.815	2.94	97.06
1	338.10	511.30	173.20	8.66	11.60	88.40
0.5	300.10	720.10	420	21	32.60	67.40
0.25	281.10	1297.20	1016.10	50.805	83.405	16.595
0.125	264.90	511	246.10	12.305	95.71	4.29
0.063	262.40	323.70	61.30	3.065	98.775	1.225
Fond	245.80	270.10	24.30	1.215	100	0
TOTAL	/	/	1999.80	100	/	/

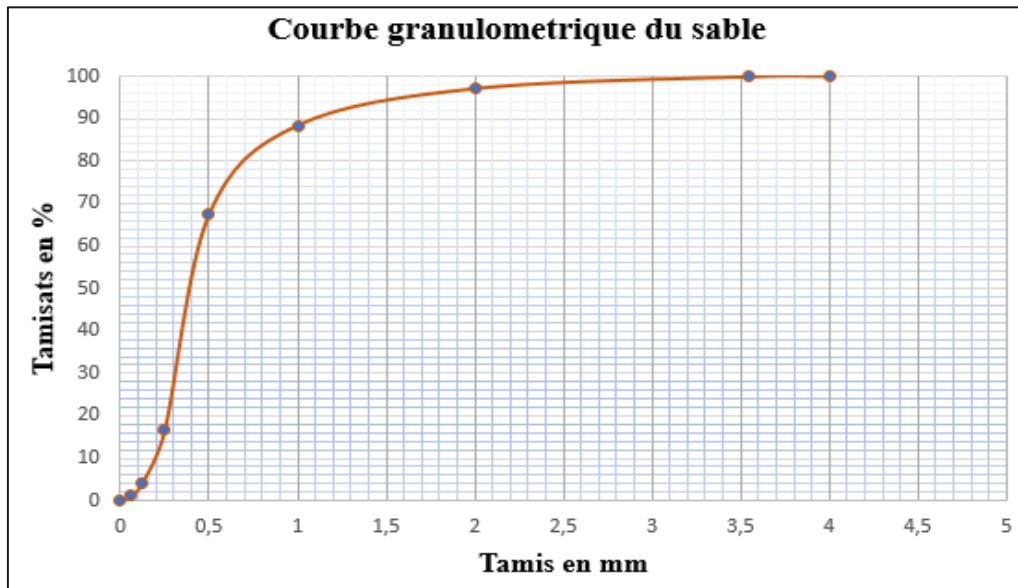


Figure II.6 : Courbe granulométrique du sable.

II.2.1.4. Module de finesse du sable

$$M_f = \frac{1}{100} \times \sum \text{réfús cumulés}(0,125; 0,25; 0,5; 1; 2; 4) \tag{II.5}$$

$$= \frac{1}{100} \times (0.005 + 2.94 + 11.6 + 32.6 + 83.405 + 95.71)$$

$$= \frac{226.26}{100}$$

$$M_f = 2.263$$

Commentaire : D’après la norme européenne EN 12620 [38], le module de finesse obtenu est situé dans l’intervalle de 2.2-2.8, alors on peut conclure que notre sable est un sable préférentiel.

II.2.2. Graviers

Dans ce travail, nous avons utilisé les graviers 3/8 et 5/15 concassés de la carrière de Ben Djerrah wilaya de Guelma.



Figure II.7 : Graviers 3/8 et 5/15 concassés de Ben Djerrah.

II.2.2.1. Gravier 3/8

II.2.2.1.1. Masse volumique absolue du gravier 3/8

Tableau II.6 : Masse volumique absolue du gravier 3/8.

	M_{3/8} (g)	V (ml)	ρ_{3/8,abs} (Kg/L)
Essai 1	110	42	2.62
Essai 2	117.50	45	2.61
Essai 3	125	48	2.60
Moyenne	/	/	2.61

II.2.2.1.2. Masse volumique apparente du gravier 3/8

Tableau II.7 : Masse volumique apparente du gravier 3/8.

	M_{3/8} (Kg)	V (ml)	ρ_{3/8,app} (Kg/L)
Essai 1	1.36	1	1.36
Essai 2	1.35	1	1.35
Essai 3	1.35	1	1.35
Moyenne	/	/	1.35

II.2.2.1.3. Analyse granulométrique du gravier 3/8

Pour le gravier 3/8, la série de tamis utilisée est constituée de : fond, 1.18, 2, 3.55, 5, 5.6, 8 et 11.2.

Tableau II.8 : Analyse granulométrique du gravier 3/8.

Module	Tamis vide(g)	Tamis + Refus(g)	Refus (g)	Refus (%)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
11.2	447.60	447.60	0	0	0	100
8	444.40	444.40	0	0	0	100
5.6	416.60	1788.90	1372.30	68.615	68.615	31.385
5	401.80	712.70	310.90	15.545	84.16	15.84
3.55	538.20	833.20	295	14.75	98.91	1.09
2	385.60	404.80	19.80	0.99	99.9	0.10
1.18	561.40	561.50	0.30	0.015	99.915	0.085
Fond	249.20	250.90	1.70	0.085	100	0
TOTAL	/	/	2000	100	/	/

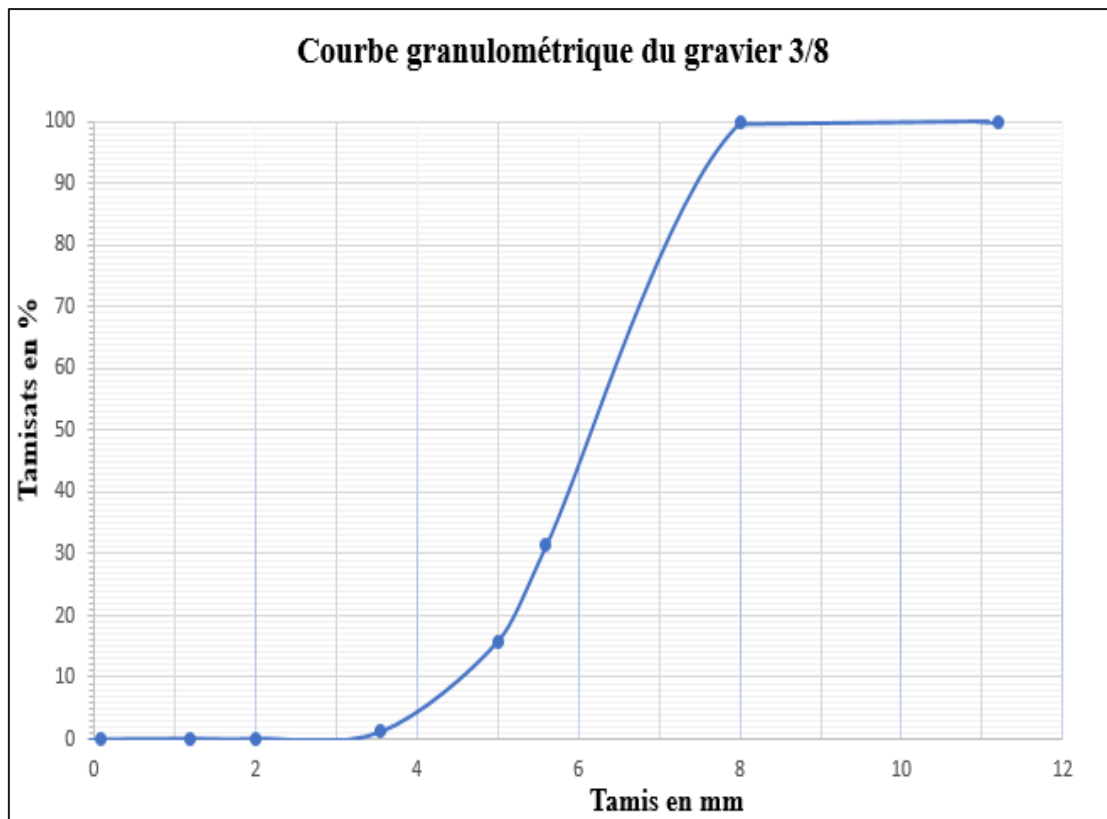


Figure II.8 : Courbe granulométrique du gravier 3/8.

II.2.2.2. Gravier 5/15

II.2.2.2.1. Masse volumique absolue du gravier 5/15

Tableau II.9 : Masse volumique absolue du gravier 5/15.

	M_{5/15} (g)	V (ml)	$\rho_{5/15,abs}$ (Kg/L)
Essai 1	145	56	2.59
Essai 2	122	47	2.60
Essai 3	100	38	2.63
Moyenne	/	/	2.60

II.2.2.2.2. Masse volumique apparente du gravier 5/15

Tableau II.10 : Masse volumique apparente du gravier 5/15.

	M_{5/15} (g)	V (ml)	$\rho_{5/15,app}$ (Kg/L)
Essai 1	1.36	1	1.36
Essai 2	1.37	1	1.37
Essai 3	1.37	1	1.37
Moyenne	/	/	1.37

II.2.2.2.3. Analyse granulométrique du gravier 5/15

Pour le gravier 5/15, la série de tamis utilisée est constituée de : fond, 4, 5, 5.6, 8, 10, 11.2, 14 et 20.

Tableau II.11 : Analyse granulométrique du gravier 5/15.

Module	Tamis vide(g)	Tamis + Refus(g)	Refus (g)	Refus (%)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
20	450	450	0	0	0	100
14	435	555	120	4	4	96
11.2	445	1050	605	20.166	24.16	75.833
10	460	805	345	11.5	35.66	64.333
8	445	1940	1495	49.833	85.493	14.5
5.6	415	810	395	13.166	98.659	1.334
5	400	430	30	1	99.659	0.334
4	420	425	5	0.167	99.826	0.167
Fond	250	255	5	0.167	99.993	0
TOTAL	/	/	3000	100	/	/

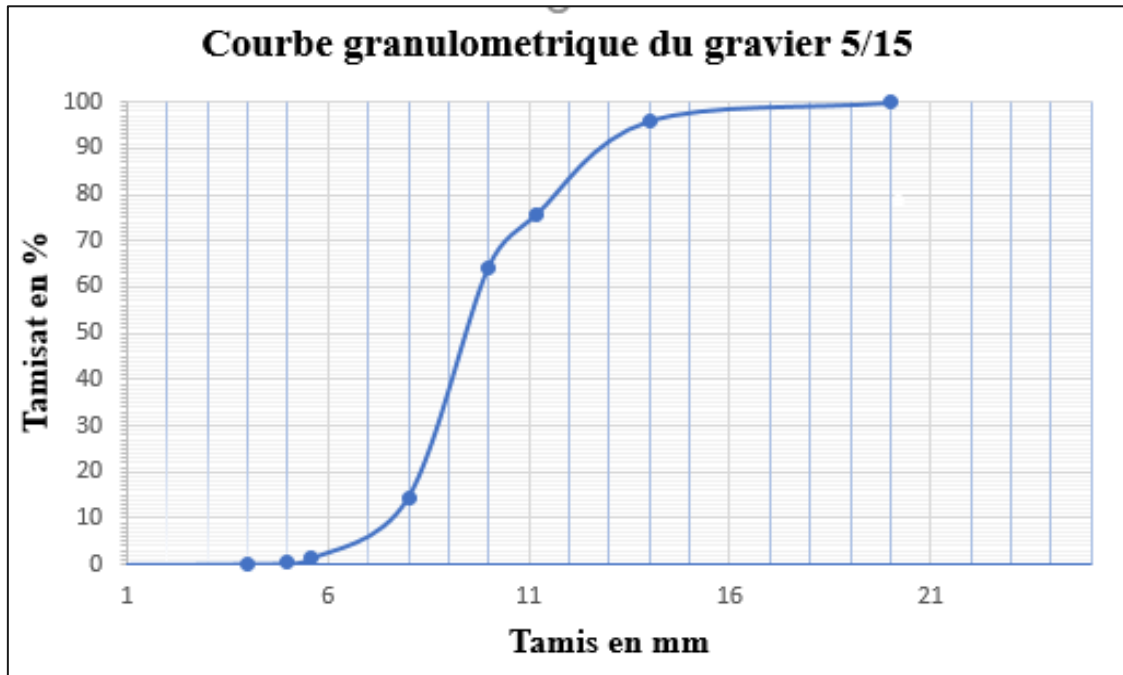


Figure II.9 : Courbe granulométrique du gravier 5/15.

II.2.3. Ciment

Dans cette étude, nous avons utilisé le ciment Portland ordinaire de type **CEM II/A-L 42,5 R**, fabriqué selon la norme Algérienne **NA 442-2013** provenant de la cimenterie de Biskra. C'est un ciment aux ajouts recommandé pour béton à performances élevées avec une prise rapide, destiné à la réalisation des infrastructures, construction dans le bâtiment, le génie civil, ainsi que dans le domaine de préfabrication.



Figure II.10 : Ciment portland de type CEM II/A-L 42,5 R.

La composition chimique et les propriétés physiques du ciment utilisé sont représentées respectivement dans le Tableau II.12 et Tableau II.13.

Tableau II.12 : Composition chimique du ciment CEM II/A-L 42,5 R [39].

Type de ciment	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O
CEMII/A-L42,5R	20.40	5.53	3.50	61.60	1.73	2.40	0.70	0.65

Tableau II.13 : Caractéristiques physique du ciment CEM II/A-L 42,5 R [39].

Caractéristiques	CEM II/A-L 42,5 R
Début de prise (min)	140
Fin de prise (min)	200
Poids spécifique (g/cm ³)	3.10
Surface spécifique Blaine (cm ² /g)	3100
Résistance a la compression à 28j (MPa)	38

II.2.4. Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée durant ce projet est celle du robinet disponible au laboratoire de génie civil et d'hydraulique de l'université 8 Mai 1945 de Guelma. Cette eau répond correctement aux critères imposés par la norme **NA1966 [40] (FP 18-303)** après une analyse chimique réalisée. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le Tableau II.14.

Tableau II.14 : Analyse chimique de l'eau utilisée [41].

Concentration en matières et sels (mg/l)		
	Concentration	Limites normalisées
Matières en suspensions	/	100
Sels dissous	1470	/
Sulfates	413.60	<2000
Chlorures	298.20	[500÷4500]
Calcium	36	/
Magnésium	60	/
Carbonates	3.50	/
Bicarbonates	27	/
Ph	7.90	/
Température (°C)	19	/

II.3. Méthodes de formulation du béton

La formulation du béton consiste à déterminer les proportions de ciment, d'eau, de granulats et sable éventuels devant entrer dans la composition d'un mètre cube (1 m³) de béton, dont on exige certaines performances. Celle-ci se réalise par l'application de l'une de différentes méthodes de formulation citées ci-dessous.

- Méthode de Bolomey ;
- Méthode de d'Abrams ;
- Méthode de Faury ;
- Méthode d'Oisel ;
- Méthode des volumes absolus ;
- Méthode générale du centre d'essais des structures ;
- Méthode de Dreux Gorisse.

Dans notre travail, nous avons opté pour la méthode de Dreux Gorisse. C'est la méthode la plus utilisée partout dans le monde grâce à sa simplicité et à l'efficacité qu'elle fournisse.

Les avantages de cette méthode proviennent de nombreuses formulations éprouvées sur le terrain avec des résultats satisfaisants. Il est très facile à utiliser, il suffit de connaître la courbe granulométrique des granulats. Les étapes de la méthode sont récapitulées dans les paragraphes suivants.

II.3.1. Méthode de Dreux Gorisse [42]

Données de base sur le béton :

- **$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$**
- Affaissement envisagé est : **$A_{ff} = 7 \text{ cm}$**
- La résistance visée est donc : **$f_{cb} = f_{c28} + 15\% f_{c28}$** (II.6)

$$f_{cb} = 25 + 1.15 \cdot 25 = 28.75 \text{ MPa}$$

- Serrage : vibration courante
- Masse volumique réelle du ciment : **$M_{v_c} = 3.1$**
- Classe vraie du ciment : **$R_c = 42.5 \text{ MPa}$**
- Béton non pompable

II.3.1.1. Calcul de dosage des différents matériaux du béton

II.3.1.1.1. Le dosage en ciment

Le dosage définitif en ciment (C) dépend du rapport C/E, et aussi de la quantité d'eau, soit

donc de la consistance (affaissement) du béton visé.

Pour la détermination de ce rapport, on utilisera la formule de BOLOMEY :

$$f_{cb} = R_c \times K_G \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right) \tag{II.7}$$

$$\frac{C}{E} = \frac{f_{cb}}{R_c \times K_G} + 0.5$$

Le coefficient granulaire noté K_G désigne la qualité des granulats (forme, texture, minéralogie, diamètre maximal, dureté...). La valeur de ce coefficient doit être mentionnée sur la fiche technique des granulats à l'achat. Le tableau suivant donne quelques valeurs de K_G en fonction de leurs diamètres et de leurs qualités.

Tableau II.15 : Coefficients d'appréciation de la qualité des granulats K_G .

Qualité des granulats	Dimension D des granulats		
	D ≤ 12.5 (Granulats fins)	20 ≤ D ≤ 31.5 (Granulats moyens)	D ≤ 50 (Gros granulats)
Excellente	0.55	0.60	0.65
Bonne	0.45	0.50	0.55
Passable	0.35	0.40	0.45

La valeur du coefficient granulaire dans notre cas est : $K_G = 0.45$

$$\frac{C}{E} = \frac{28.75}{42.5 \times 0.45} + 0.5 \quad \rightarrow \quad \frac{C}{E} = 2$$

Le rapport $C/E = 2$ et l'affaissement est de 7 cm. A partir de ces deux paramètres, nous allons donc déduire le dosage en ciment sur l'abaque suivant :

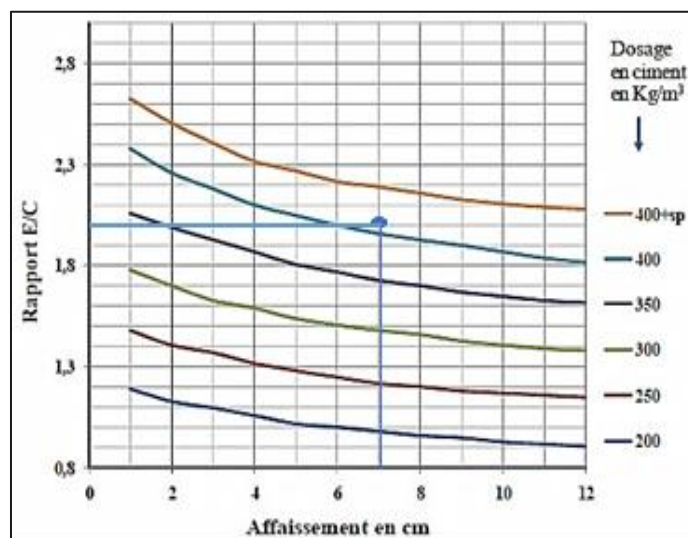


Figure II.11 : Dosage en ciment en fonction de rapport E/C et de l'affaissement.

D'où le dosage en ciment est : $C = 400 \text{ kg/m}^3$

II.3.1.1.2. Le dosage en eau

Nous avons trouvé le dosage en ciment qui est fixé à 400 Kg/m³, nous pouvons donc déduire à partir du rapport E/C, le dosage approximatif en eau totale à prévoir (provisoirement) et qu'il conviendra bien entendu d'ajuster ultérieurement par quelques essais au laboratoire en fonction du diamètre maximal des granulats mais aussi de l'état d'humidité des granulats...

$$\frac{C}{E} = 2 \quad \rightarrow \quad E = \frac{400}{2} \quad \rightarrow \quad E = 200 \text{ Kg/m}^3$$

Il est donc nécessaire de corriger le dosage en eau à partir du tableau suivant :

Tableau II.16 : Correction du dosage en eau en fonction de diamètre maximal des granulats.

Diamètre maximal des granulats D en (mm)	4	8	12.50	20	31.50	50	80
Correction sur le dosage en eau	+15	+9	+4	0	-4	-8	-12

Dans notre cas, D max est égal à 15 mm, alors on peut ajouter 4% de la quantité trouvée qui est 200 Kg/m³.

$$E_C = E + \frac{4 \times E}{100} \tag{II.8}$$

$$E_C = 200 + \frac{4 \times 200}{100} = 208 \text{ Kg/m}^3$$

II.3.1.1.3. Le dosage des granulats

Pour déterminer le dosage des granulats, nous allons tout d'abord calculer les coordonnées de la courbe de référence OAB. Ensuite nous allons tracer les courbes granulométriques. Cette étape nous permettra de déterminer les dosages en pourcentage de tous les granulats de notre béton et ensuite calculer les dosages en Kg/m³ de ces derniers.

❖ **Tracé de la courbe granulaire de référence**

Coordonnées du point O et B

Les points O et B, sont invariables quel que soit les proportions du mélange.

- Le point d'origine O est fixé à 0% de tamisât sur le plus petit tamis 0,080 mm. Ce point est repéré par ses coordonnées : O [0,08 ; 0].
- De même, le point B se situe sur le tamis, Dmax du gravier, avec 100% de tamisât. Ce point est repéré par ses coordonnées : B [D max ; 100]

Coordonnées du point de brisure A

En abscisse X

Cette coordonnée en abscisse dépend du diamètre des granulats :

- Si $D \leq 20$ mm, l'abscisse est $D/2$
- Si $D \geq 20$ mm, l'abscisse est située au milieu du segment délimité par D et par le tamis de 5mm.

Pour notre projet, la dimension des plus gros grains du squelette granulaire est égale à 15 mm

qui est inférieure à 20 mm, Alors : $X = \frac{D}{2} \rightarrow X = \frac{15}{2} = 7.5$ mm

En ordonnée Y

Le problème consiste donc à déterminer l'ordonnée du point de brisure qui permettra de donner la meilleure compacité au béton. Cette position est optimisée par la méthode de Dreux-Gorisse. L'ordonnée optimale du point de brisure, Y est déterminée par la relation suivante :

$$Y = 50 - \sqrt{D + K + K_s + K_p} \tag{II.9}$$

- K_p c'est le coefficient d'ajustement du dosage en sable pour faciliter le transfert par les pompes à béton.

$K_p = 0 \rightarrow$ Si béton non pompable

$5 < K_p < 10 \rightarrow$ Si béton pompable.

Pour notre cas, le béton est non pompable. Alors : $K_p = 0$

- K : est le coefficient d'optimisation de la compacité. Il est en fonction du type de vibration, de la forme de granulats, et du dosage en ciment (voir Tableau II.17).

Tableau II.17 : Valeur de coefficient d'optimisation de la compacité K.

Vibration		Fiable		Normale		Puissante	
Format des granulats		Roulé	Concassé	Roulé	Concassé	Roulé	Concassé
Dosage en ciment	400 + f	- 2	0	-4	-2	-6	-4
	400	0	+2	-2	0	-4	-2
	350	+2	+4	0	+2	-2	0
	300	+4	+6	+2	+4	0	+2
	250	+6	+8	+4	+6	+2	+4
	200	+8	+10	+6	+8	+4	+6

K_s : coefficient de correction supplémentaire. Il est en fonction de module de finesse du sable.

D'où on peut le déterminer à partir des formules suivantes :

$K_s = 6 MF - 15 \rightarrow$ Si le sable est roulé

$K_s = 6 MF - 13 \rightarrow$ Si le sable est concassé.

Le sable utilisé dans ce projet est un sable roulé.

Alors : $K_S = 6 MF - 15$ (II.10)

$K_S = 6 \times 2.263 - 15 = - 1.422$

On peut donc déterminer le coordonnée sur l'axe d'ordonnée Y.

$Y = 50 - \sqrt{15 - 2 - 1.422} + 0$

$Y = 42.7 \%$

Les coordonnées de la courbe de référence sont résumées dans le tableau suivant.

Tableau II.18 : Coordonnées de la courbe de référence.

	X (mm)	Y (%)
Point O	0.08	0
Point B	15	100
Point A	7.50	42.70

❖ **La ligne de partage**

La ligne de partage c'est la ligne qui relie le point d'ordonnée 95% de la courbe granulaire du plus petit granulat au point d'ordonnée 5% de la courbe granulaire de plus gros granulats, le point d'intersection entre cette ligne et la courbe de référence indique les proportions en pourcentage de volume absolu du sable et du gravier. Ces proportions sont lues sur le pourcentage de tamisât correspondant à ce point d'intersection.

❖ **Traçage des courbes d'analyse granulométrique**

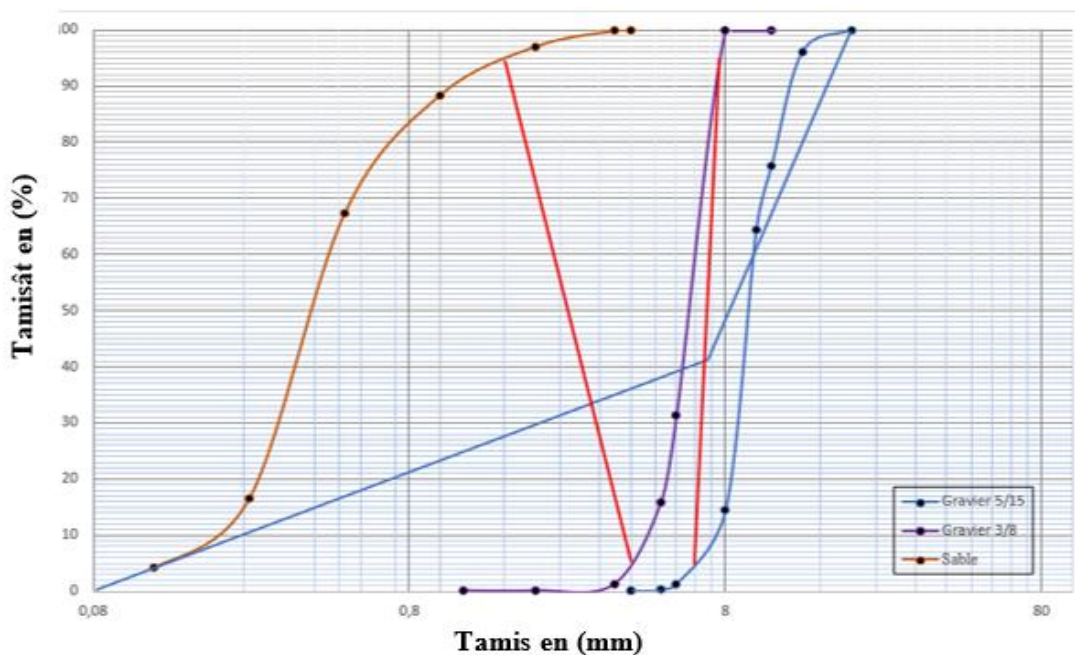


Figure II.12 : courbe granulométrique du mélange.

D'après l'analyse granulométrique effectuée ci-dessus, on obtient le dosage des granulats en pourcentage suivant :

- Sable 0/4 : **33.5%**
- Gravier 3/8 : **8%**
- Gravier 5/15 : $G_{5/15} = 100 - 33.5 - 8 = \mathbf{58.5\%}$

II.3.1.2. Dosage en masse des granulats

Nous allons tout d'abord déterminer le coefficient de compacité et ensuite procéder au calcul de tous les éléments (ciment, sable et graviers) en masse.

II.3.1.2.1. Coefficient de compacité (γ)

Pour le calcul du dosage en granulats nous avons besoin d'une appréciation de la compacité du béton. La compacité du béton étant le rapport à 1 m³ du volume absolu des matières solides (ciment + granulats) réellement obtenues dans 1 m³ de béton frais mis en œuvre après vibration.

La compacité du béton dépend principalement de trois paramètres qui sont :

- ❖ Consistance désirée pour le béton ;
- ❖ De l'intensité de la vibration ;
- ❖ Du diamètre maximal des granulats.

Tableau II.19 : Coefficient de compacité en fonction du D des granulats et de serrage.

Consistance	Serrage	Coefficient de compacité (γ)						
		D=4	D=8	D=12.5	D=20	D=31,5	D=50	D=80
Molle	Piquage	0,750	0,780	0,795	0,805	0,810	0,815	0,820
	Vibration faible	0,755	0,785	0,800	0,810	0,815	0,820	0,825
	Vibration normale	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
Plastique	Piquage	0,760	0,790	0,805	0,815	0,820	0,825	0,830
	Vibration faible	0,765	0,795	0,810	0,820	0,825	0,830	0,835
	Vibration normale	0,770	0,800	0,815	0,825	0,830	0,835	0,840
	Vibration puissante	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
Ferme	Vibration faible	0,775	0,805	0,820	0,830	0,835	0,840	0,845
	Vibration normale	0,780	0,810	0,825	0,835	0,840	0,845	0,850
	Vibration puissante	0,785	0,815	0,830	0,840	0,845	0,850	0,855

Dans notre cas, le diamètre maximal des granulats est 15 mm, béton plastique et la vibration est normale. D'après le Tableau II.19, la valeur du coefficient de compacité à adopter est :

$$\gamma = 0,815$$

Remarque : Cette valeur nécessite une correction car les valeurs du tableau sont convenables uniquement pour les granulats roulés. Alors il conviendra d'adopter les corrections suivantes :

- Sable roulé et gravier concassé → minoration de **-0.01**
- Sable concassé et gravier concassé → minoration de **-0.03**

Nous avons utilisé le sable roulé et gravier concassé.

$$\text{Alors : } \gamma = 0,815 - 0,01 = 0,805$$

La compacité représente la proportion du volume de matière que contient le matériau. Le dosage en béton est déterminé pour obtenir 1m³ de béton en place.

$$V_{\text{ab, bét}} = \gamma \times 0,805 \quad (\text{II.11})$$

$$V_{\text{ab, bét}} = 1000 \times 0,805 = 805\text{L}$$

II.3.1.2.2. Calcul de volume des granulats

- **Volume du ciment**

$$V_C = \frac{M_C}{\rho_C} \quad (\text{II.12})$$

$$V_C = \frac{400}{3,1} \quad \rightarrow \quad V_C = 129,03 \text{ L/m}^3$$

Alors on peut déduire le volume total des granulats à partir de la relation suivante :

$$V_{\text{ab, G}} = 805 - V_C \quad (\text{II.13})$$

$$V_{\text{ab, G}} = 805 - 129,03 = 676 \text{ L/m}^3$$

- **Volume du sable**

$$V_S = V_G \times \% \text{ Sable} \quad (\text{II.14})$$

$$V_S = 676 \times 33,5 \quad \rightarrow \quad V_S = 226,46 \text{ L/m}^3$$

- **Volume du gravier 3/8**

$$V_{G3/8} = V_G \times \% \text{ G3/8} \quad (\text{II.15})$$

$$V_{G3/8} = 676 \times 8 \quad \rightarrow \quad V_{G3/8} = 54,08 \text{ L/m}^3$$

- **Volume du gravier 5/15**

$$V_{G5/15} = V_G \times \% \text{ G3/8} \quad (\text{II.16})$$

$$V_{G\ 5/15} = 676 \times 58.5 \rightarrow V_{G\ 5/15} = 395.46 \text{ L/m}^3$$

Les masses volumiques absolues des granulats sont déduites à partir des Tableaux II.1, II.6 et II.9, on peut déduire :

- **Masse volumique sable** : $\rho_s = 2.552 \text{ Kg/L}$
- **Masse volumique du gravier 3/8** : $\rho_{3/8} = 2.6115 \text{ Kg/L}$
- **Masse volumique du gravier 5/15** : $\rho_{5/15} = 2.6095 \text{ Kg/L}$

II.3.1.2.3. Calcul en masse des granulats

- **Masse du sable :**

$$M_s = V_s \times \rho_s \quad (\text{II.17})$$

$$M_s = 226.46 \times 2.552 \rightarrow M_s = 577.93 \text{ Kg}$$

- **Masse du gravier 3/8 :**

$$M_{G3/8} = V_{G3/8} \times \rho_{3/8} \quad (\text{II.18})$$

$$M_{G3/8} = 54.08 \times 2.6115 \rightarrow M_{G3/8} = 141.23 \text{ Kg}$$

- **Masse du gravier 5/15 :**

$$M_{G5/15} = V_{G\ 5/15} \times \rho_{5/15} \quad (\text{II.19})$$

$$M_{G5/15} = 395.46 \times 2.6095 \rightarrow M_{G5/15} = 1031.95 \text{ Kg}$$

Donc pour préparer 1m³ de béton, nous allons mélanger 577.93Kg de sable, 141.23Kg de gravier 3/8, 1031.95 Kg de gravier 5/15, 208L d'eau et 400Kg de ciment.

II.4. Préparation du béton

Pour le malaxage du béton, nous avons utilisé une bétonnière B150. C'est une machine servant à fabriquer du béton sur le chantier, Elle comporte une cuve de volume 150 L ($\pm 5\%$) dans laquelle sont mélangés les constituants du béton, ouverte à l'une de ses extrémités, et tournant sur elle-même suivant un axe plus ou moins incliné. Son mouvement rotatif est obtenu au moyen d'un moteur électrique. Sa tension est de 230V avec une fréquence de 50Hz. Le malaxage se fait rapidement et varie selon les types de constituants utilisés. Les constituants sont versés dans la cuve par ordre (du plus grand au plus petit) et l'eau est le dernier élément introduit.



Figure II.13 : Bétonnière B150.

- Peser les constituants (graviers, sable, ciment et eau) et les mettre à côté de bétonnière ;
- Introduire les granulats par ordre (du plus grands au plus petits) c'est-à-dire on introduit d'abord le gravier 5/15, ensuite le gravier 3/8 et après le sable ;
- On démarre la bétonnière et laisser tourner jusqu'à 2 minutes et on l'arrête ;
- On introduit le ciment et on remet la bétonnière en marche ;
- 1 minute après malaxage, sans arrêter la bétonnière on introduit la quantité d'eau et laisser l'ensemble mélangé ;
- 2 minutes après malaxage, on verse le béton dans une brouette sans arrêter la bétonnière pour faciliter l'écoulement du béton. Ainsi le béton est préparé.

Une fois le béton est préparé, il ne reste plus qu'à vérifier l'affaissement à l'aide de cône d'Abrams et passer à la confection des éprouvettes pour enfin déterminer la résistance à la traction par flexion et la résistance à la compression de notre béton.

II.5. Caractéristiques du béton à l'état frais

II.5.1. Affaissement au cône d'Abrahams selon la norme NF EN 12350-2 [43]

Aussi connu sous le nom de **Slump test** provenant de l'anglais. C'est un essai qui consiste à remplir un moule tronconique ($D=20$ cm, $d= 10$ cm, $h= 30$ cm) en trois couches tassées par une tige d'acier de 16 mm de diamètre et d'extrémité arrondie. Le piquage est exécuté selon un ordre de 25 coups par couche avec répartition des coups uniformément sur la section de chaque couche. On soulève, ensuite, le moule verticalement avec précaution et sans imprimer au béton un mouvement latéral ou de torsion, puis on mesure l'affaissement [44].

Une fois que l'affaissement est mesuré, on se réfère au Tableau II.20 pour voir l'intervalle dans laquelle se situe ce dernier afin de définir sa classe de consistance.

Tableau II.20 : Classement des bétons selon la valeur d'affaissement au cône d'Abrams.

Classe de consistance	Définition	Affaissement en (cm)
S1	Ferme	1 à 4
S2	Plastique	5 à 9
S3	Très plastique	10 à 15
S4	Fluide	16 à 21
S5	Très fluide	≥ 22

Pour vérifier l'affaissement de notre béton, nous avons préparé un béton de 8L tout en respectant la formulation initiale. La quantité en masse des matériaux est résumée dans le Tableau II.21.

Tableau II.21 : Dosage pour 8 L de béton.

Pour un béton de 8 L						
	Ciment	Sable	Gravier 3/8	Gravier 5/15	Eau	E/C
Dosage en (kg)	3.20	4.63	1.13	8.26	1.66	0.52

II.5.1.1. Mesure d'affaissement



Figure II.14 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

II.5.2. Masse volumique à l'état frais

C'est un essai qui consiste à remplir un récipient de volume V connu et de masse M d'un échantillon de béton frais rempli en deux couches, compacté par une vibration de 10 secondes par couche. Ensuite araser et lisser la surface du béton à l'aide d'une truelle, puis nettoyer les parois extérieures et peser le récipient rempli, soit la masse M_t. Alors la masse volumique du béton frais sera déterminée à partir de la formule suivante :

$$M_V = \frac{M_t - M}{V} \text{ (Kg/L)} \tag{II.20}$$

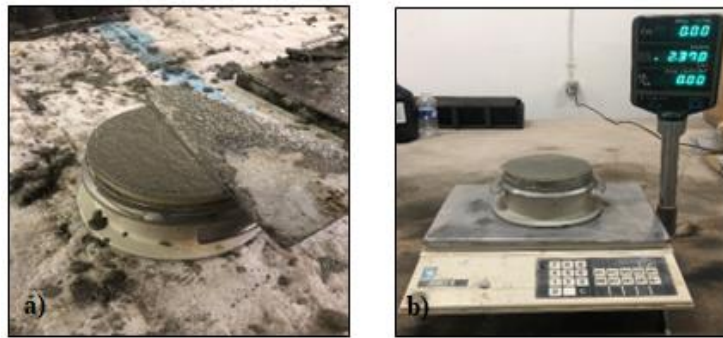


Figure II.15 : Masse volumique à l'état frais.

Une fois nous avons caractérisé le béton à l'état frais, nous allons donc passer à la confection des éprouvettes afin que nous puissions réaliser des essais sur le béton à l'état durci.

II.5.3. Confection des éprouvettes

Pour déterminer les résistances du béton durci, nous avons choisis des éprouvettes cubiques de dimension $(10 \times 10 \times 10) \text{ cm}^3$ pour les essais de compression simple, et prismatique $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$ pour les essais de traction par flexion. Les essais sont effectués conformément aux normes **NF EN 12390-1** [45] et **NF EN 12390-2** [46]. La confection des éprouvettes se déroule de la manière suivante :

- Vérifier tout d'abord l'état des moules, ceci consiste à s'assurer que les moules sont bien propres, dans le cas contraire on doit les nettoyer afin qu'elles soient prêtes à l'utilisation.
- Enduire les parois latérales des moules d'une fine pellicule d'huile minérale ou agent démoulant non réactif pour faciliter le décoffrage.
- Le remplissage se fait en au moins deux couches avec une épaisseur ne dépassant pas 10 cm.
- Après chaque couche, on doit serrer à l'aide d'une action mécanique. Dans notre cas on a utilisé une tige de piquage de diamètre 16mm. Le serrage est obtenu par 25 coups par couche.
- Le béton se trouvant au-dessus du bord supérieur du moule doit être enlever à l'aide de truelle ou de taloche en acier par un mouvement de sciage de l'extérieur vers l'intérieur, puis la surface doit être soigneusement arasée.
- Les éprouvettes doivent ensuite être marquées à l'aide d'un feutre de façon claire et durable.
- On doit laisser les éprouvettes dans les moules et les protéger contre les chocs, vibrations et la dessiccation pendant une durée d'au minimum 24h à une température de 20°C avec une tolérance de -5 ou +5.

- Après démoulage, les éprouvettes sont entreposées dans l'eau a température 20°C avec une tolérance de -5 ou +5 jusqu'au moment de l'essai.

II.5.3.1. Etapes de confection des éprouvettes cubique

Pour les différentes étapes de réalisation, voir la Figure II.16 et Figure II.17.



Figure II.16 : Confection des éprouvettes cubiques.



Figure II.17 : Décoffrage et conservation des éprouvettes cubiques.

II.5.3.2. Etapes de confection des éprouvettes prismatiques

Les étapes de réalisation de cet sont présentées dans la Figure II.18 et Figure II.19.



Figure II.18 : Confection des éprouvettes prismatiques.

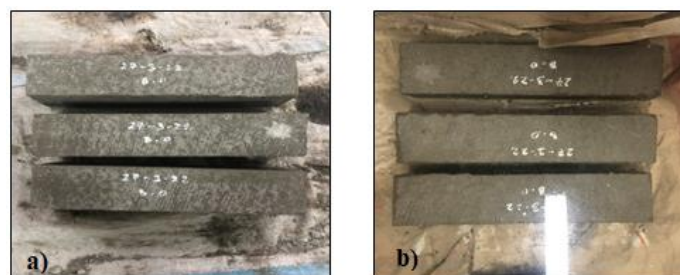


Figure II.19 : Décoffrage et conservation des éprouvettes prismatiques.

II.6. Caractéristiques du béton à l'état durci

Pour caractériser notre béton à l'état durci, nous avons effectué deux essais qui sont : la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion.

II.6.1. Essai de la résistance à la compression

La caractérisation du comportement en compression est effectuée conformément à la norme **NF EN 12390-3** [47], sur des éprouvettes cubiques de dimensions (10x10x10) cm³, mûries à l'eau. Les résultats de la résistance à la compression **R_c** obtenus à 7, 14, 28 jours représentent la moyenne de trois échantillons. L'expression des résultats sera donnée par la relation suivante :

$$R_c = \frac{F}{S} \text{ (en MPa)} \quad (\text{II.21})$$

Où : **F** est la charge maximale et **S** la surface de compression de l'éprouvette [48].

II.6.1.1. Principe de l'essai

Cet essai consiste à soumettre les éprouvettes à une charge croissante progressivement jusqu'à l'écrasement dans une presse hydraulique pour essai de compression. La vitesse de la mise en charge est fixée à 0.5 MPa/s. La charge maximale atteinte et la résistance correspondante sont enregistrées et affichées sur l'afficheur de la machine.

II.6.1.2 Machine utilisée

La machine utilisée pour la réalisation de l'essai de compression est une presse hydraulique de capacité maximale 100 kN (voir Figure II.20).



Figure II.20 : Presse hydraulique de l'essai de compression.

II.6.1.3. Mode opératoire de l'essai

Pour réaliser cet essai, nous avons suivi les procédures suivantes :

- Essuyer toute humidité excessive de la surface des éprouvettes avant de les positionner dans la machine.
- Tous les plateaux de la machine doivent être essuyés et toutes particules ou corps étrangers retirés de la surface des éprouvettes.
- On va ensuite positionner les éprouvettes cubiques au centre du plateau inférieur (voir figure II.21.a) et le chargement s'effectue perpendiculairement au sens de coulage.
- Enfin, lancer le chargement sans choc et l'accroître de façon continue à la vitesse.

A la fin de l'essai, les résultats de la charge maximale et de la résistance correspondante sont affichés sur l'écran de la machine.

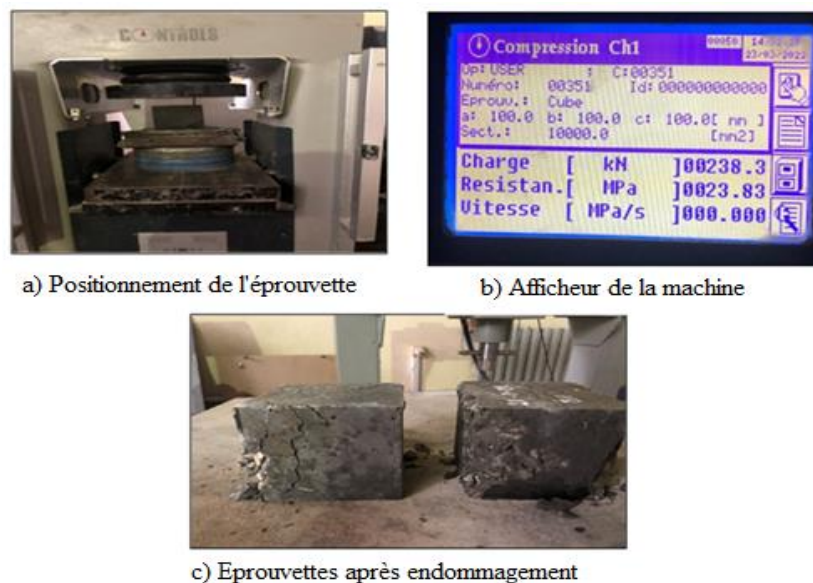


Figure II.21 : Procédure d'essai de compression.

II.6.2. Essai de la résistance en traction par flexion

C'est un essai de flexion trois points effectué sur des éprouvettes prismatiques de dimensions $(7 \times 7 \times 28)$ cm³ mûries à l'eau, conformément à la norme **NF EN 12390-5** [49]. La charge est appliquée au centre des éprouvettes de façon graduellement croissante avec une vitesse de 0.5MPa/s.

II.6.2.1. Machine utilisée

La machine utilisée pour cet essai est une presse hydraulique **controlab** de capacité maximal **150kN**. Cette machine est munie d'un digilab200 (**cyber tronic**) qui est une centrale d'acquisition qui s'adapte sur cette dernière, à partir de laquelle la commande sur la machine est effectuée. Le digilab200 est composé de 4 parties qui sont :

- **Afficheur à cristaux liquides** : sur lequel s'inscrivent les informations relatives à l'essai ;
- **Clavier** : qui permet de dialoguer avec le logiciel ;
- **Sélecteur de menu** : qui permet de sélectionner et de modifier les données ;
- **Imprimante** : qui transmet par écrit les conditions, les résultats et les statistiques des essais.



Figure II.22 : Presse hydraulique Controlab.

II.6.2.2. Mode opératoire

Les procédures de réalisation de cet essai se déroulent de manière suivante :

- Mettre en marche la machine ;
- Entrer les données à l'aide de l'afficheur à cristaux liquides de **digilab200** ;
- Positionner et centrer l'éprouvette sur les couteaux supérieurs de la machine ;
- Serrer la vis de retour permettant au piston de monter, ainsi lancer le chargement et patienter jusqu'à la rupture de l'éprouvette ;
- A la rupture des éprouvettes, ouvrir la vis de retour d'huile pour permettre au piston de redescendre ;



Figure II.23 : Procédure d'essai de traction par flexion.

CHAPITRE II : MATERIAUX ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

Partie 2 : Caractérisation des matériaux de renforcement, détails sur les matériels utilisés et essai de flexion trois points

II.7. Introduction

Le renforcement d'une structure en béton consiste à améliorer les caractéristiques mécaniques des éléments qui la composent, de manière à ce qu'elle offre une meilleure solidité aussi bien en état de service qu'en état de résistances ultimes. L'étude expérimentale d'une structure en béton armé renforcé avec des matériaux composites nécessite la connaissance des différents matériaux qui la constituent, c'est-à-dire le béton, l'acier et le composite. Dans cette partie du chapitre II, nous allons faire une étude de caractérisation de matériaux composites (mat de fibre de verre 450 g/m², résine) utilisés pour le renforcement. En outre, des détails sur les matériels utilisés seront mentionnés afin de pouvoir mener notre étude expérimentale complète sur le comportement des poutres en béton armé renforcées soumises à la flexion trois points.

II.8. Caractérisation des matériaux de renforcement

II.8.1. Les armatures

Les armatures utilisées pour béton armé sont obtenues à partir d'aciers suite à des opérations de dressage (pour les couronnes uniquement), de coupe, de façonnage et d'assemblage. On distingue deux principaux types d'acier selon leur composition chimique :

- L'acier au carbone ;
- L'acier inox.

Les produits sidérurgiques les plus couramment utilisés en béton armé sont les ronds lisses (RL) de nuance douce, les barres à haute adhérence (HA) en acier naturel ou écroui et les treillis soudés (TS).

Les aciers pour béton armé sont désignés par leur limite d'élasticité garantie R_e (exprimée en MPa), leur nuance et leur forme (lisse, haute adhérence). Pour les ronds lisses, il existe deux

nuances normalisées : FeE 215 et FeE 235, correspondant à des limites d'élasticité garantie de 215 et 235MPa. Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE 400 et FeE 500 et correspondent respectivement à des limites d'élasticités garanties de 400 et 500 MPa.

II.8.1.1. Caractéristiques des aciers utilisés [50]

Dans le cas de notre travail, toutes les poutres ont la même longueur de 130 cm, une section de (20x10) cm², l'enrobage est de 2 cm et même taux de renforcement en armature longitudinale et transversales. La cage des armatures est réalisée comme suit :

- ✓ 2HA10 pour la zone tendue ;
- ✓ 2HA8 pour la zone comprimée ;
- ✓ 11 cadres en acier rond lisse de 6 mm de diamètre pour les armatures de répartition.

L'espacement entre les cadres est de 11.8 cm.

La cage d'armature est fabriquée tout en respectant le plan du ferrailage représenté dans la Figure II.24 et les caractéristiques géométriques des aciers utilisés sont regroupées dans le Tableau II.22.

Tableau II.22 : Diamètres nominaux, sections et masses linéiques nominales [50].

Diamètre nominal (mm)	Aire nominale (mm ²)	Poids (kg/ml)	Nuance
6	28.30	0.222	FeE 235
8	50.30	0.395	FeE 400
10	78.50	0.617	FeE 400

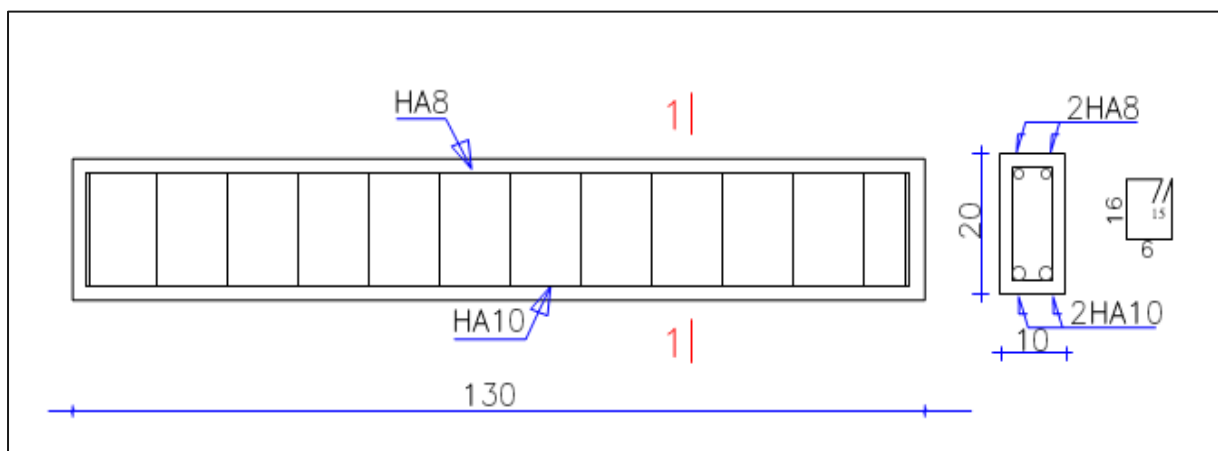


Figure II.24 : Ferrailage de poutre.



Figure II.25 : Schéma réel du ferrailage de la poutre.

II.8.2. Le matériau composite utilisé

Dans notre projet, le composite utilisé est constitué de renfort de mat de fibre de verre 450 g/m^2 et d'une matrice de résines polyester thermodurcissable. Notre choix est basé sur la disponibilité du matériau sur le marché Algérien ainsi son coût abordable.

II.8.2.1. Le mat des fibres de verre

Le mat de verre utilisé se présente comme un rouleau, que l'on découpe pour en faire des bandes. On viendra ensuite superposer les bandes les unes sur les autres, sur plusieurs couches, jusqu'à obtenir l'épaisseur souhaitée. Il est fait de filaments de verre non tissés, disposés de façon discontinue. Les fibres de verre sont de même longueur et forment une sorte de tapis sur lequel un liant en poudre ou en émulsion (acétates de polyvinyle) est projeté. Après séchage, il devient un rouleau prêt à l'emploi présenté sous différentes formes et divers grammages (de 100 g/m^2 à 900 g/m^2). Il existe deux formes de mat de verre : le mat de surface (100 à 200 gr/m^2) et le mat de renforcement (300 à 900 g/m^2) [51].

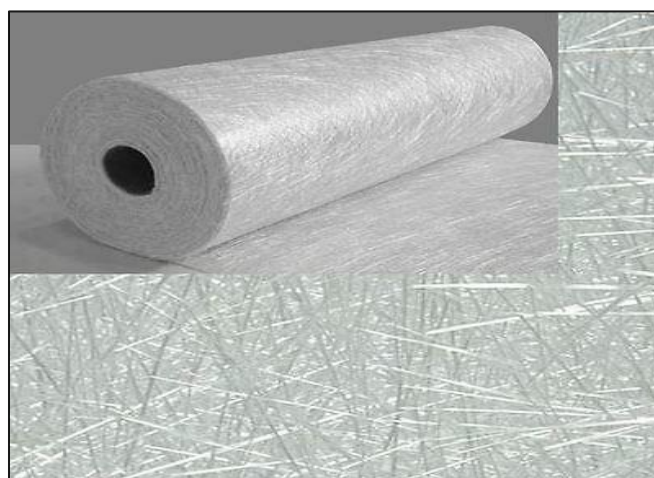


Figure II.26 : Mat de fibre de verre [52].

II.8.2.1.1. Caractéristiques de mat de verre utilisé**a) Propriété physique****Tableau II.23** : Propriété physique de mat de verre [53].

Poids (g/m²)	[225, 300, 450,600 et 900] g/m ²
Matériau	Verre E
Longueur des fils	50 mm
Finesse des fils	30 tex
Diamètre du filament	12/1000 mm
Matière des fils	Silane

b) Propriétés du textile [54]

- Fibres rigides, incolores et brillantes
- Résistance à la traction élevée
- Faible résistance aux frottements
- Stabilité dimensionnelle due à l'absence d'élasticité.

c) Propriétés chimiques [54]

- Fond, mais ne brûle pas
- Imputrescibilité et résistance à la corrosion
- Résistance aux agressions chimiques et naturelles (rayons UV)

d) Propriété mécanique**Tableau II.24** : Propriété mécanique de fibre de verre E [55].

Propriété	Verre E
Masse volumique (g/cm³)	2.60
Coefficient de poisson	0.25
Force de rupture (MPa)	2400
Elongation (%)	3.50
Coefficient d'expansion linéaire (10⁻⁶/K⁻¹)	9
Tenue en température continue (°C)	550
Tenue en température de pointe (°C)	700
Chaleur spécifique à 20°C (J.kg⁻¹. K)	720
Conductivité thermique à 20°C (W.m-1. K)	0.80

II.8.2.2. Résine

Les résines utilisées dans les matériaux composites ont pour rôle de transférer les sollicitations mécaniques aux fibres et de les protéger de l'environnement extérieur, les résines doivent donc être assez déformables et présentent une bonne compatibilité avec les fibres. En outre, elles doivent avoir une masse volumique et des caractéristiques mécaniques spécifiques élevées [56].

Les résines les plus utilisées dans les composites sont :

- Les résines époxy ;
- Les résines polyesters ;
- Les résines vinyles ;
- Les résines phénoliques.

Dans notre projet, nous avons utilisé les résines polyesters insaturées. Elles sont les plus utilisées pour la réalisation des matériaux composites, pour des raisons de prix, de niveaux de performance et pour leur souplesse dans la mise en œuvre (procédés et cadences).

Les résines polyesters sont des matières plastiques thermodurcissables, c'est-à-dire qu'elles durcissent (à température ambiante) grâce à l'association d'un accélérateur et d'un catalyseur qui provoquent une réaction exothermique (élévation de la température de la résine). Cette transformation est irréversible. Les résines polyesters sont des produits inflammables car elles contiennent du styrène (point éclair = 31°C). Elles peuvent exister sous diverses formes : Pré-accélérées, thixotropiques, chargées, colorées [57].



Figure II.27 : Résine polyester à l'état liquide.

II.8.2.2.1. Avantages et inconvénients de l'utilisation de la résine polyester [57]

La résine polyester peut présenter des avantages et des inconvénients au cours de son utilisation. Ces derniers sont représentés dans le Tableau II.25.

Tableau II.25 : Différents avantages et inconvénients de résine polyester insaturé.

Avantages	Inconvénients
Bonne rigidité	Fragile aux chocs
Bonne tenue chimique	Tenue médiocre en température
Bonne mouillabilité des fibres	Retrait important de 8 - 10%
Stabilité dimensionnelle	Odeur nauséabonde
Etuvage non indispensable	Difficulté de mélange de faible quantité

II.8.2.2.2. Propriétés mécaniques de la résine polyester

Les différentes propriétés de la résine polyester sont résumées dans le Tableau II.26

Tableau II.26 : Propriétés mécaniques de la résine polyester [58].

Masse volumique (g/m³)	1200
Module d'élasticité en traction (GPa)	2.8 – 3.5
Contrainte à la rupture (MPa)	50 – 80
Allongement à la rupture en traction (%)	2 – 5
Résistance au cisaillement (MPa)	10 – 20

II.8.2.3. Durcisseur

C'est une substance qui augmente la vitesse d'une réaction chimique sans être consommée et sans modifier la position finale de l'équilibre thermodynamique de cette réaction.

Le dosage à respecter pour ce catalyseur est de 1,5-2% en masse [59].

**Figure II.28** : Flocon contenant le durcisseur.

II.9. Confection des poutres

Pour poursuivre notre expérience, nous avons confectionné 5 poutres en béton armé. Pour réaliser ces poutres, nous avons fabriqué un coffrage en acier de longueur 130 cm et de section (20x10) cm². Alors un volume de 26 litres de béton frais est à prévoir. Il est nécessaire de prévoir aussi des pertes de 10% par rapport au volume total théorique à couler, le volume corrigé avec les pertes est alors **28.6L**. On prend donc **29 L**.

II.9.1. Dosage en masse des matériaux

En respectant la formulation précédente dans la première partie de ce présent Chapitre, les différentes masses des matériaux qui seront mélangés dans la bétonnière sont résumés dans le Tableau II.27.

Tableau II.27 : Dosage en masse des matériaux pour 29L de béton.

Pour un béton de 29 L						
	Ciment	Sable	Gravier 3/8	Gravier 5/15	Eau	E/C
Masses en (kg)	11.60	16.80	4.10	30	6.03	0.52

Une fois que nous avons déterminé les masses des matériaux nécessaires pour le béton, nous avons préparé le béton à l'aide d'une bétonnière et ensuite confectionné les poutres.

II.9.2. Coulage et décoffrage des poutres



Figure II.29 : Procédure de fabrication des poutres.

Les poutres après leur décoffrage, elles ont été conservées à l'air libre pendant une durée de 28 jours pour atteindre leur résistance maximale au-delà desquelles nous pouvons enfin réaliser notre essai de flexion trois à points.

II.10. Essai d'écrasement par flexion trois points

Pour mettre en évidence l'étude réalisée dans ce projet, nous avons adopté le modèle expérimental classique utilisé dans l'étude de comportement mécanique d'un élément de construction (poutre) sollicité à la flexion trois points. Cet essai a été réalisé sur des poutres en béton armé renforcées par collage des matériaux composites sur leur face tendue, voir la configuration sur la Figure II.32. Les poutres sont soumises jusqu'à leur rupture à un moment fléchissant par application d'une charge concentrée à mi-travée à l'aide du vérin de la machine avec une vitesse de 50 N/s. La poutre de section (20x10) cm² et de longueur 130cm est placée sur deux rouleaux à une portée L= 96 cm.

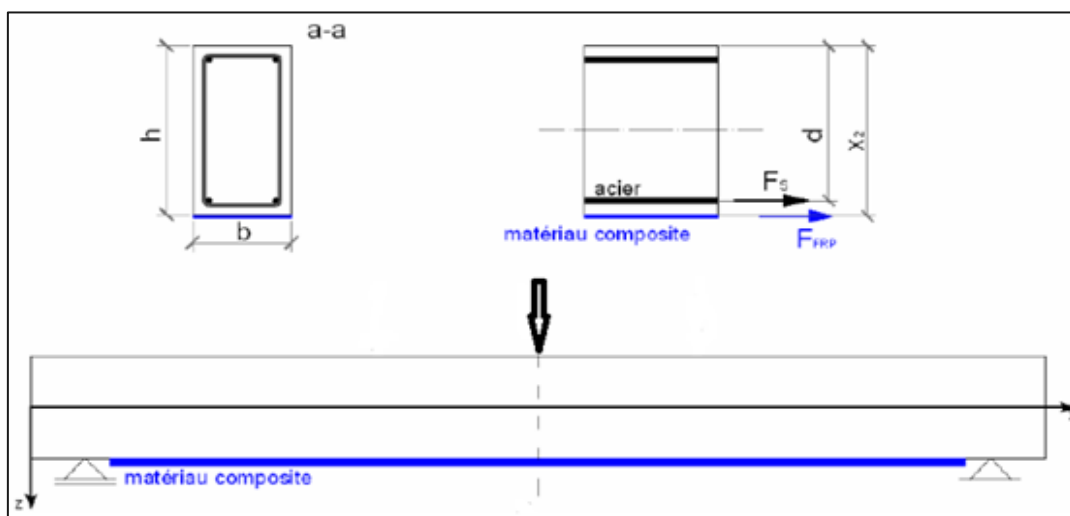


Figure II.30 : Configuration d'une poutre en béton armé renforcée soumise à la flexion trois points.

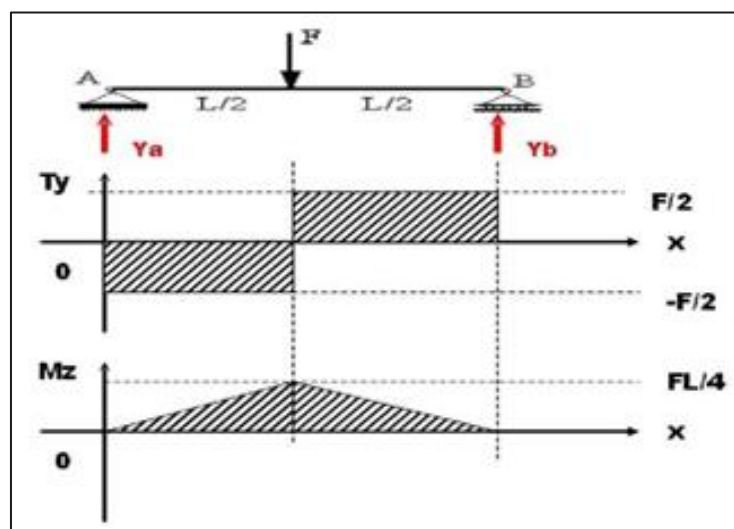


Figure II.31 : Diagrammes du moment fléchissant et de l'effort tranchant.

II.10.1. Machine utilisée

Il s'agit d'une machine presse hydraulique classique (**Controls**) équipée d'un vérin hydraulique pouvant fournir jusqu'à 100 kN en flexion et pilotée par un ordinateur. La machine se compose d'une traverse inférieure mobile et d'une tête supérieure qui permet de mettre en place la poutre (voir Figure II.32).



Figure II.32 : Machine d'essai de flexion trois points.

II.11. Mise en place des matériaux composites

Cette partie consiste à décrire les étapes de la mise en place des matériaux composites, c'est-à-dire la préparation des surfaces des poutres et le collage des matériaux composites.

II.11.1. Préparation des surfaces

Le surfacage des poutres vise à optimiser l'adhésion de polymère sur les surfaces des poutres. Il consiste à améliorer l'adhérence composite/surface des poutres via :

- ✓ Une augmentation de la rugosité des surfaces des poutres, favorisant l'accrochage mécanique ;
- ✓ L'élimination des couches de faible cohésion des poutres ;
- ✓ L'amélioration de la mouillabilité des surfaces des poutres.

Des nombreuses méthodes sont disponibles (traitement chimique, mécanique, électronique, ...). Dans notre cas, nous avons choisi la méthode de traitement mécanique manuel (abrasion par ponçage) à l'aide d'une brosse métallique et d'autres outils de nettoyage des particules abrasifs mentionnés sur la Figure II.33.

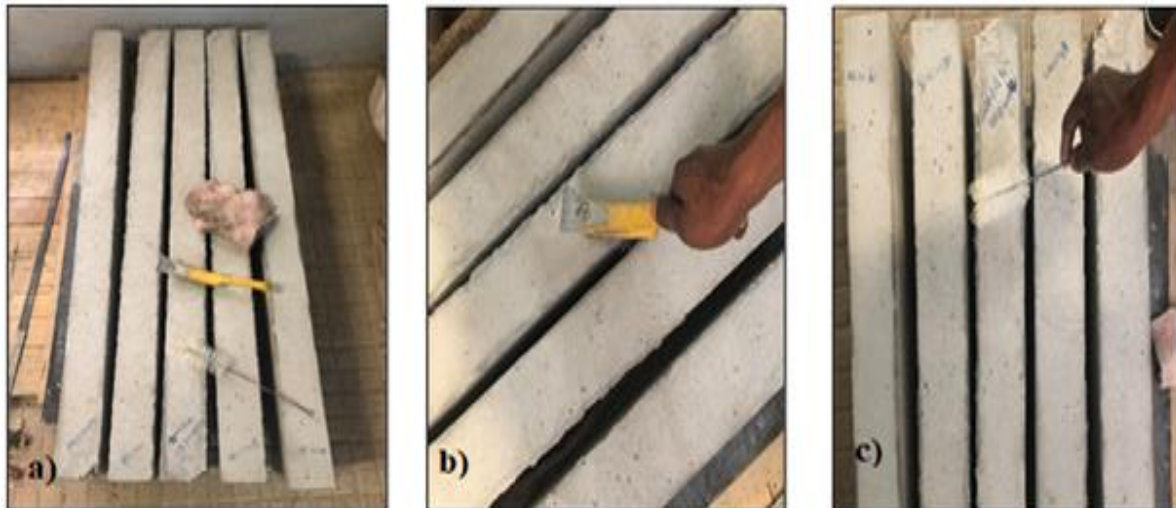


Figure II.33 : Préparation des surfaces de poutres.

II.11.2. Collage de matériau composite

Pour toutes les poutres renforcées, nous avons utilisé le même renfort (mat de verre 450g/m²) et la même résine (polyester insaturé). Le renforcement est appliqué uniquement sur la zone tendue des poutres et sur une longueur de 1m. La différence de renforcement est remarquée au niveau de nombre de couche et la largeur de FRP que nous avons détaillé dans le Tableau II.28.

Tableau II.28 : Désignation des poutres.

Poutre	Nombre de couche du composite	Largeur de la bande de mat (cm)	Longueur de la bande de mat (cm)
Poutre de référence P0	/	/	/
Poutre renforcée P1-5	1	5	100
Poutre renforcée P2-5	2	5	100
Poutre renforcée P1-10	1	10	100
Poutre renforcée P2-10	2	10	100

Les points suivants montrent les étapes de la réhabilitation du renfort :

- Découper le mat de verre en bande en fonction de longueur et largeur désirés ;
- Peser les quantités de résine et le durcisseur ;
- Préparer le mélange polyester (la matrice) et appliquer sur la surface de la poutre à recouvrir à l'aide d'un pinceau standard. La quantité de la résine à appliquer est égale à 3-4 fois la masse de la bande à coller ;

- Déposer le mat de verre sur la surface de béton garnie de résine et s'assurer du contact continu de ce dernier aux parois de la poutre en évacuant avec les mains l'air entre la paroi et la fibre ;
- Pour les poutres à renforcées de 2 couches, on va appliquer la seconde couche de polyester sur la première et déposer la seconde bande, ainsi on va pratiquer la même astuce du point précédent.

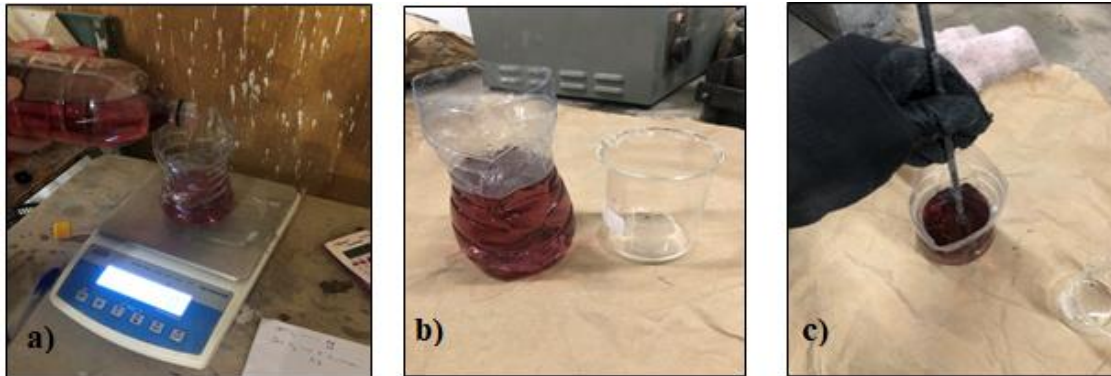


Figure II.34 : Mélange de polyester.



Figure II.35 : Collage de matériau composite.

II.12. Mise en place des jauges de déformation

Pour suivre l'évolution de la déformation des poutres en fonction de la charge appliquée, des jauges de déformation ont été installées sur les surfaces latérales des poutres à moins de 5 cm de la surface tendue. En raison de la symétrie de la poutre étudiée et pour éviter la zone de fissuration qui pourrait empêcher l'enregistrement final de la déformation, les jauges ont été collées au milieu des poutres légèrement basculées à gauche.

Les jauges utilisées sont de marque **Tokyo Measuring Instruments Lab**, de type PL-60-11, avec un facteur de jauge $2.08 \pm 1.0\%$, de 120Ω de résistance et de longueur 60 mm. Pour plus de détails sur les jauges, voir la Figure II.36.

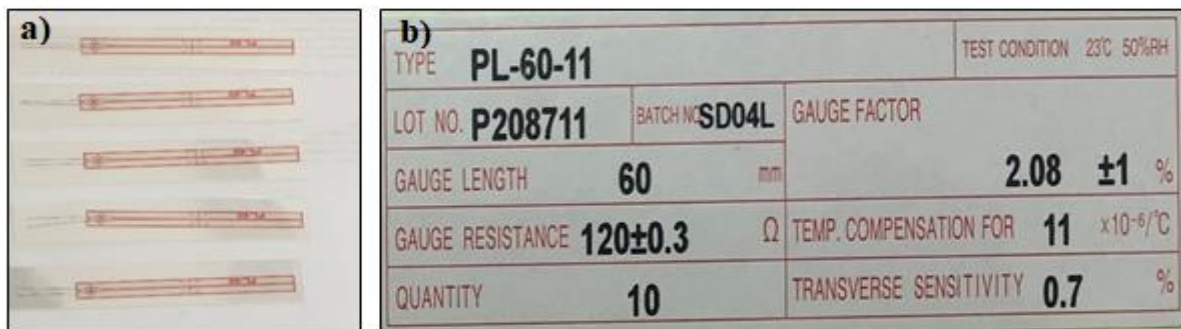


Figure II.36 : Jauges utilisées et quelques détails sur les jauges.

Pour coller les jauges sur les poutres, nous sommes munis de quelques matériels nécessaires qui sont entre autres : Fer à souder, bobine d'étain, colle (super glue techno), fils électriques et ruban adhésif (scotch de masquage).

Les étapes de collages se déroulent comme suit :

- ✓ Tracer les points de repère pour le positionnement de jauge ;
- ✓ Appliquer la colle à la surface où l'on désire placer la jauge ;
- ✓ Déposer soigneusement avec une grande précision la jauge sur la surface garnie de colle ;
- ✓ Après séchage, on passe au soudage de fils électrique avec l'extrémité de jauge à l'aide d'un fer à souder et d'étain ;
- ✓ Enfin, pour éviter le décollage de jauge, on maintient les fils électriques avec des scotchs de masquage (voir Figure II.37).

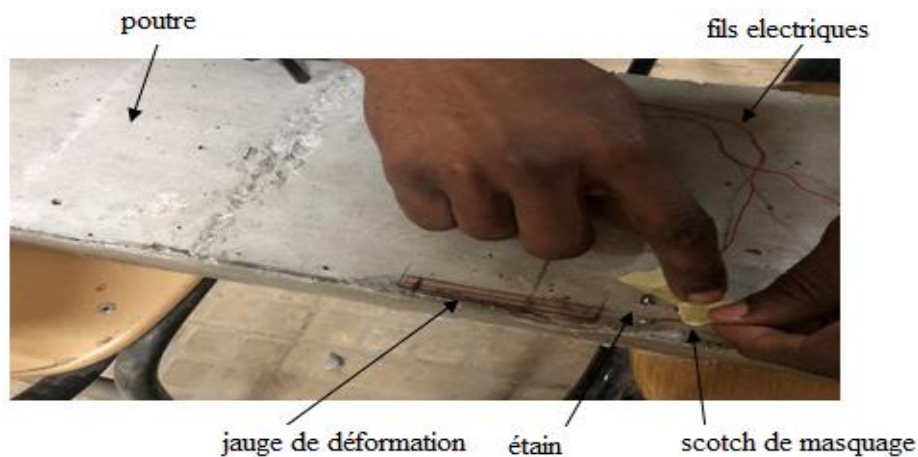


Figure II.37 : Mise en place de jauge.

II.13. Mise en place du capteur de déplacement

Pour mesurer le déplacement des poutres lors des essais, nous avons placé un capteur de déplacement électronique LVDT de marque **Controls**. Ce capteur est placé perpendiculairement à la poutre. Le bout de ce dernier est en contact direct avec la surface

supérieure de la poutre. Lorsque la poutre se déplace, le bout du capteur a tendance à s'allonger vis-à-vis au déplacement de cette dernière. Le capteur est connecté au Digimax de la machine qui permet de transmettre directement les informations de déplacement à l'ordinateur.



Figure II.38 : Mise en place du capteur de déplacement.

II.14. Conclusion

Dans ce présent chapitre, nous avons présenté en détails les éléments de l'analyse expérimentale, c'est-à-dire nous avons dans la première partie, commencé par la caractérisation de différents constituants du béton, la formulation du béton et les essais sur le béton à l'état frais et durci.

Dans la deuxième partie, nous avons caractérisé les matériaux de renforcement (les armatures et les différents éléments constitutifs du composite utilisé), ainsi nous avons confectionné des poutres et les renforcées de polymère renforcé de mat de fibre de verre 450 g/m^2 qui seraient ensuite passées aux essais mécaniques de flexion à trois points qui nous permet d'étudier le comportement des poutres (déplacement, déformation) qui fait l'objet de notre étude. L'ensemble des essais est réalisé dans le laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique ainsi que dans le laboratoire d'Architecture de l'université 8 Mai 1945 de Guelma.

Les différents résultats obtenus à l'issue des essais effectués sont présentés et illustrés dans le chapitre suivant.

CHAPITRE III :

RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

ET DISCUSSIONS

CHAPITRE III : RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous allons présenter les différents résultats expérimentaux obtenus à partir des essais réalisés durant ce travail de recherche. En un premier temps, nous allons présenter les résultats des essais de caractérisation du béton à l'état frais qui nous ont permis de vérifier le choix et le dosage des matériaux utilisés pour notre béton. Ensuite nous allons présenter les résultats des essais à l'état durci, c'est à dire les essais de caractérisation du béton en compression et en traction par flexion. Enfin nous allons clore ce chapitre avec la présentation des bilans de notre étude principale menée sur les poutres en béton armé renforcées par des polymères renforcés de mat de fibre de verre 450 g/m², il s'agit de comportement global des poutres vis-à-vis de flèche et de déformation. Chacun de ces résultats est interprété et discuté.

III.2. Caractérisation du béton formulé

Durant les essais réalisés dans cette recherche, nous avons utilisé la même formulation du béton que nous avons déterminé par la méthode de Dreux Gorisse (voir Chapitre II. Partie 1). Les résultats de la quantité en masse des matériaux pour 1m³ du béton sont présentés dans le Tableau III.1.

Tableau III.1 : Dosage en masse des matériaux du béton pour 1m³.

Pour un béton de 1m ³						
	Ciment	Sable	Gravier 3/8	Gravier 5/15	Eau	E/C
Dosage en (kg)	400	577.93	141.23	1031.95	208	0.52

III.2.1. Essai sur le béton à l'état frais

Les essais réalisés sur le béton à l'état frais sont :

- L'affaissement au cône d'Abrams
- La masse volumique à l'état frais

III.2.1.1. Affaissement au cône d'Abrams

Pour mesurer l'affaissement de notre béton, nous avons réalisé une formulation de 8L de béton. L'affaissement obtenu lors de notre premier essai était de 4.50 cm pour un rapport E/C=0.50, ce qui correspond à un béton légèrement ferme alors que l'affaissement envisagé est de 7 cm. Pour résoudre ce problème, nous avons passé à un deuxième essai, mais cette fois-ci nous avons pris le rapport E/C=0.52 pour ajuster. Alors l'affaissement final obtenu est de 6.70 cm, ce qui est sensiblement égal à l'affaissement envisagé. En se référant au Tableau II.20 du Chapitre II Partie 1, on remarque que notre béton est plastique de classe S2 soit l'affaissement est compris entre 5 à 9 cm, intervalle des bétons courants plus répandu dans les chantiers de bâtiment. Donc il est convenable pour notre travail.

III.2.1.2. Masse volumique du béton à l'état frais

La mesure de la masse volumique à l'état frais est réalisée en remplissant un récipient cylindrique de volume 1L avec du béton frais. Les résultats obtenus sont résumés dans le Tableau III.2.

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

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
Masse volumique (Kg /dm³)	2.37	2.39	2.37
Masse volumique (kg/dm³)	2.38		

Les valeurs de la masse volumique trouvées correspondent aux valeurs usuelles des masses volumiques du béton courant frais.

III.2.2. Essai sur le béton à l'état durci

La résistance mécanique est exprimée par la capacité du béton à résister à la destruction sous l'effet de diverses charges de compression, flexion et déformabilité.

Pour caractériser notre béton à l'état durci, nous avons effectué les tests suivants :

- La résistance mécanique à la compression ;
- La résistance mécanique à la traction par flexion.

III.2.2.1. Résistance à la compression du béton

L'essai de caractérisation du béton en compression est réalisé sur des éprouvettes cubiques de dimension (10x10x10) cm³. La résistance mécanique en compression est une caractéristique

CHAPITRE III : RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS

essentielle du béton, elle correspond à la charge de rupture enregistrée au cours de l'essai d'écrasement sous une contrainte normale axiale. La mise en charge doit se faire d'une manière continue jusqu'à la rupture de l'éprouvette. Les résultats obtenus lors de cet essai sont récapitulés dans le Tableau III.3 et la Figure III.1.

Tableau III.3 : Résistance caractéristique du béton en compression.

Essai de compression		Masse (Kg)	Masse moyenne (Kg)	Force (kN)	Force moyenne (kN)	Résistance (MPa)	Résistance moyenne (MPa)
à 7j	Eprouvette 1	2.42	2.42	221.90	226.20	22.19	22.62
	Eprouvette 2	2.41		222.70		22.27	
	Eprouvette 3	2.42		234		23.40	
à 14j	Eprouvette 1	2.44	2.43	255.80	251.90	25.58	25.19
	Eprouvette 2	2.44		248.30		24.82	
	Eprouvette 3	2.42		251.70		25.17	
à 28j	Eprouvette 1	2.44	2.43	328.70	320.50	32.87	32.05
	Eprouvette 2	2.43		314.40		31.44	
	Eprouvette 3	2.43		318.50		31.85	

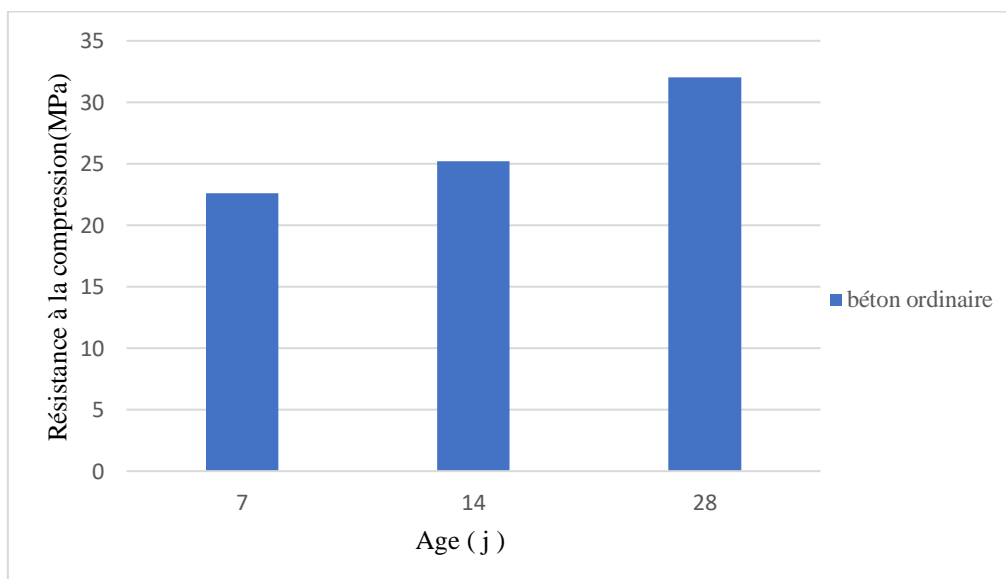


Figure III.1 : Variation de la résistance à la compression à différents âges.

CHAPITRE III : RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS

Le Tableau III.3 et la Figure III.1 illustrent la variation de la résistance à la compression en fonction du temps, nous remarquons une augmentation continue de la résistance. Cette dernière est due à l'hydratation progressive du ciment développant des hydrates favorisant la résistance du béton. Alors, on peut déduire que, plus le béton est hydraté plus sa résistance croit. C'est dans ce sens que nous notons un gain en résistance à la compression de 42% à partir de 7 jusqu'à 28 jours.

III.2.2.2. Résistance à la traction par flexion du béton

L'essai de caractérisation du béton en traction est réalisé sur des éprouvettes prismatiques de dimension (7x7x28) cm³.

Nous rappelons que lors de l'essai de la résistance à la traction par flexion, l'éprouvette en béton est soumise dans sa partie supérieure à des contraintes de compression et dans sa partie inférieure à des contraintes de traction. Etant donné que la résistance du béton à la traction est très faible par rapport à celle en compression, l'éprouvette va se rompre dès qu'elle aura atteint sa limite en traction.

Les résultats obtenus lors de cet essai sont résumés dans le Tableau III.4 et la Figure III.2.

Tableau III.4 : Résistance caractéristique du béton en traction par flexion.

/		Masse (Kg)	Masse moyenne (Kg)	Force (MPa)	Force moyenne (MPa)	Résistance (MPa)	Résistance moyenne (MPa)
Essai de traction par flexion à 7j	Eprouvette 1	3.30	3.30	3.46	4.03	3.18	3.71
	Eprouvette 2	3.30		4.23		3.88	
	Eprouvette 3	3.31		4.42		4.06	
Essai de traction par flexion à 14j	Eprouvette 1	3.36	3.33	5.16	5.12	4.74	4.70
	Eprouvette 2	3.31		4.89		4.49	
	Eprouvette 3	3.33		5.31		4.87	
Essai de traction flexion à 28j	Eprouvette 1	3.36	3.35	6.11	6.02	5.61	5.53
	Eprouvette 2	3.34		5.81		5.33	
	Eprouvette 3	3.35		6.14		5.64	

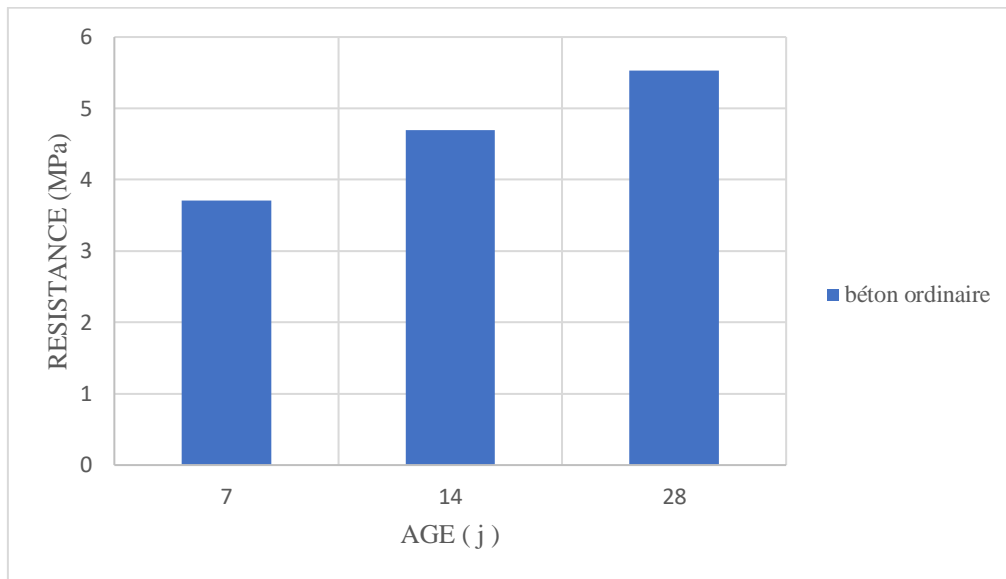


Figure III.2 : Variation de la résistance à la traction par flexion à différents âges

Comme il fallait s’y attendre, la résistance à la traction par flexion du béton mesurée à 7,14 et 28 jours suit la même allure que la variation de la résistance à la compression et ce pour les mêmes raisons.

III.3. Essai de flexion trois points sur les poutres

Pour étudier l’efficacité du renforcement appliqué sur nos poutres, nous avons effectué un essai de flexion trois points. Cet essai est le plus utilisé pour la détermination de la rigidité et la résistance en flexion des matériaux composites en présentant une bonne reproductibilité.

Le renforcement proposé dans la présente étude consiste à coller de polymère renforcé de mat de fibre de verre 450 g/m^2 par deux différents types de configuration sur les poutres. Une couche de largeur de 5 cm et une couche de 10 cm puis de doubler la configuration (deux couches pour chaque configuration). Les résultats de l’essai de flexion sont illustrés ci-dessous.

III.3.1. Résultats de l’essai

III.3.1.1. Résultat de la variation de la charge en fonction du temps

La courbe charge- temps, nous a permis de détecter les points de rupture qui ont été enregistrés après 20 minutes d’application de la charge, on remarque aussi que les poutres **P0** et **P1-5** ont enregistré presque le même temps de chargement jusqu’à rupture tandis que les poutres **P1-10** et **P2-5** présentent un temps plus important que les deux poutres précédentes. Quant à la poutre **P2-10**, le temps de sa rupture est plus long par rapport au temps enregistré de toutes les autres

poutres de la série soit 22 minutes et 57 secondes. Ce comportement s'explique par le fait que le renfort contribue à la prolongation de la durée de rupture des poutres, d'où une augmentation de la rigidité est constatée sous l'effet de nombre de couche et de type de configuration (voir Figure III.3).

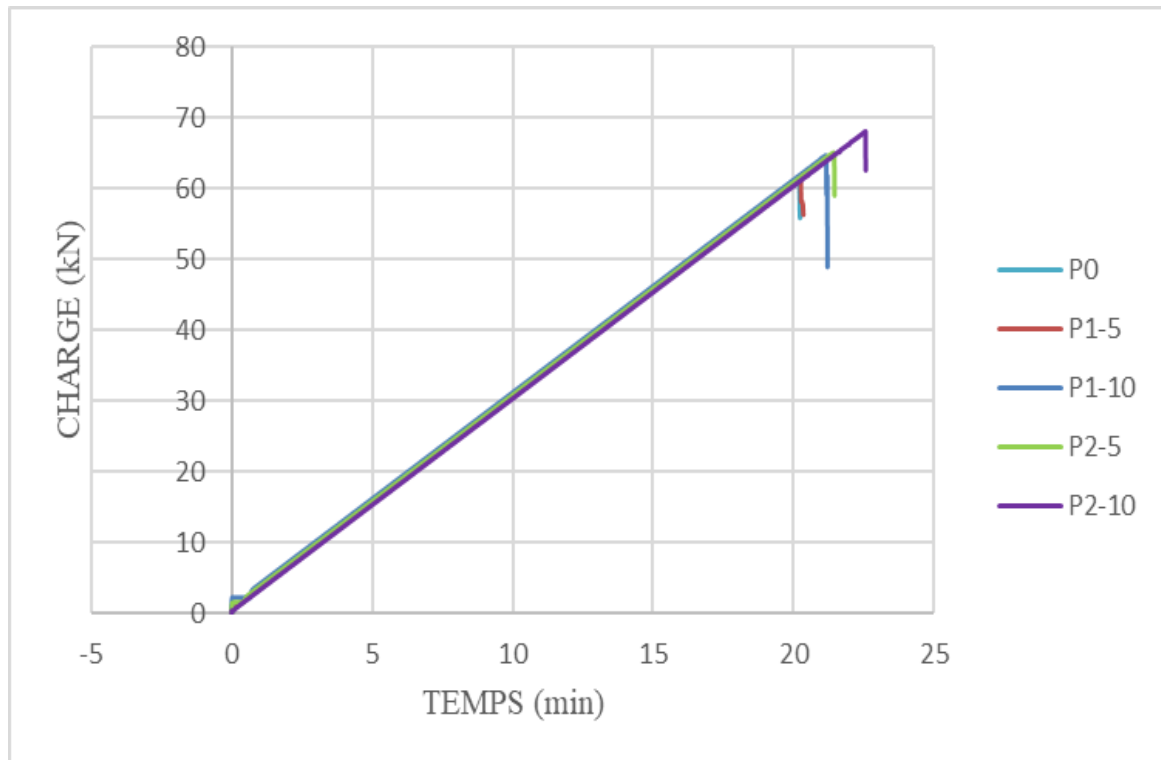


Figure III.3 : Comportement global de charge en fonction de temps de l'ensemble de poutres.

III.3.1.2. Résultat de la variation de la charge en fonction du déplacement

D'après la Figure III.4, on constate que :

- La poutre de référence P0 a enregistré le plus grand déplacement avec la plus faible charge ultime par rapport aux autres poutres ;
- Le comportement de la poutre P1-5 vis-à-vis de la charge nous montre juste une légère augmentation de 0.37% par rapport à la poutre de référence. Mais une diminution de déplacement est remarquable soit de 1.33 mm de moins que la poutre de référence. Cette amélioration est due à l'effet de composite collé.
- La poutre P1-10 et P2-5 sous presque la même charge ont enregistré respectivement un déplacement de 18.44 mm et 15.75 mm, D'où un écart de 2.694 mm est constaté.
- Pour la poutre P2-10, on note un déplacement de 14.932 mm malgré qu'elle ait supporté une très grande charge par rapport à toutes les poutres de la série, son déplacement reste plus faible par rapport à ces dernières.

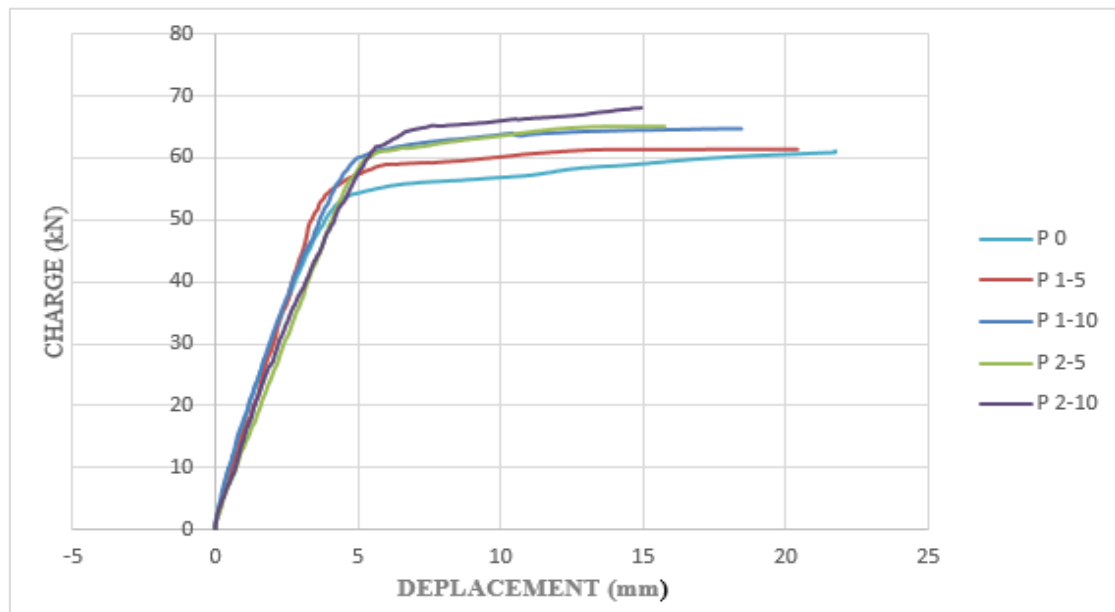


Figure III.4 : Comportement global de charge en fonction de déplacement de l'ensemble de poutres.

La Figure III.4 ci-dessous donne la variation de la charge en fonction de déplacement. Il est bien perceptible que la poutre devient plus rigide avec l'augmentation du taux de renforcement. L'augmentation de la rigidité des poutres renforcées P1-5, P1-10, P2-5 et P2-10 est respectivement de 6.5%, 17.8%, 38% et 45.5% par rapport à la poutre de référence.

Dans le Tableau III.5, nous résumons les résultats comparatifs de charges ultimes et déplacements entre la poutre de contrôle et les poutres renforcées.

Tableau III.5 : Comparaison des résultats des charges et déplacements de la poutre de référence et les poutres renforcées

Poutres	Charge ultime (kN)	Gain en Charge ultime (%)	Déplacement (mm)	Gain en déplacement (%)
P0	61.15	0	21.73	0
P1-5	61.36	0.30	20.41	-6.50
P1-10	64.69	5.80	18.44	-17.80
P2-5	65.09	6.40	15.75	-38
P2-10	68.10	11.40	14.93	-45.50

III.3.1.3. Résultat de la variation de la charge en fonction de la déformation

La poutre de référence P0 par rapport aux poutres renforcées présente un nombre de fissures limité, mais l'ouverture des fissures est très importante (voir Figure III.6). Ce comportement

s'explique par la fragilité de cette poutre suite au manque du renfort (réduction de son aspect ductile).

Les poutres P1-5 et P2-5 sous différentes charges de rupture, elles donnent presque les mêmes déformations, juste un léger écart presque négligeable soit de 0.5% entre ces dernières, tandis qu'un large gain de déformation a été remarqué par rapport à la poutre de référence soit de 188%. Ce gain est dû au collage de composite sur la face inférieure qui empêche l'ouverture des fissures et permet la relaxation de la poutre. On peut donc dire, le nombre de couche ne joue pas un rôle dans le cas de déformation.

Les poutres P1-10 et P2-10 présentent le même comportement que les poutres P1-5 et P2-5, le gain de déformation dépasse 220% par rapport à la déformation de la poutre de référence. On constate aussi que le nombre de couche pour ce type de fibre n'influence pas sur le comportement des poutres vis-à-vis la déformation. Par contre le type de configuration joue un très grand rôle. Alors, la configuration la mieux adapter est celle de la poutre P1-10 car elle présente une meilleure ductilité par rapport à toutes les poutres de la série (voir Figure III.5).

Enfin d'après ce résultat, on peut déduire que le collage en une seule couche de ce type de composite (mat de fibre de verre 450 g/m²) suffit pour assurer la ductilité d'une poutre.

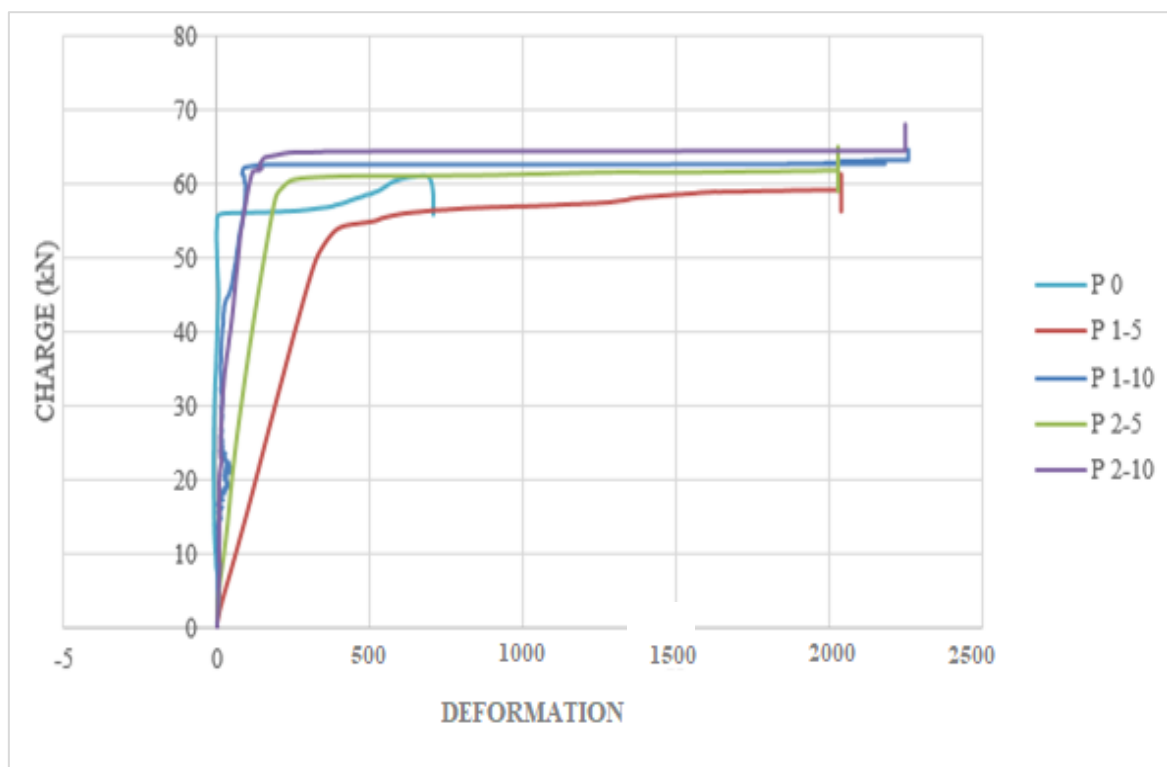


Figure III.5 : Comportement global de la charge en fonction de déformation de l'ensemble de poutres.

Tableau III.6 : Comparaison des résultats des charges et déformation de la poutre de référence et poutres renforcées.

Poutres	Charge ultime (kN)	Gain en Charge ultime (%)	Déformation	Gain en ductilité
P0	61.15	0	7.06	0
P1-5	61.36	0.30	20.37	188
P1-10	64.69	5.80	22.57	220
P2-5	65.09	6.40	20.27	187
P2-10	68.10	11.40	22.47	218

III.4. Modes de rupture globale des poutres observées

Dans cette étude réalisée, nous nous sommes concentrés sur le comportement mécanique, en particulier le mécanisme de résistance et les différents modes de rupture observés dans les poutres en béton armé, décollage et pliage de matériaux composites. La structure renforcée elle-même est un système très délicat. Elle regroupe plusieurs éléments qui sont : béton, acier, adhésif et composite.

Parallèlement, les résultats des différents tests menés dans notre cadre expérimental nous montrent des différents modes de rupture des poutres renforcées par des composites. Parmi ces modes de rupture observés, on peut citer :

- Rupture des poutres par flexion ;
- Décollement du matériau composite dans l'interface béton-composite ;
- Rupture du matériau composite par traction.

III.4.1. Mode de rupture de la Poutre P 0

Lors de l'essai réalisé sur la poutre de référence P0, on a observé l'apparition de la première fissure à une charge de 21 kN soit au milieu de la poutre dans la zone tendue. Ensuite quelques petites fissures sont apparues de part et d'autre, ce sont des fissures dues au moment fléchissant de la poutre. Avec l'accroissement de la charge, la première fissure se développe jusqu'à la plastification des armatures (voir Figure III.6). Ainsi la poutre s'est rompue au milieu des deux appuis précisément dans la zone tendue opposée à la zone où la charge est appliquée. C'est une rupture due au moment fléchissant par épuisement des armatures.



Figure III.6 : Rupture due au moment fléchissant de la poutre de référence (P0)

III.4.2. Poutres renforcées par le mat de fibre de verre 450g/m²

III.4.2.1. Mode de rupture de la Poutre P1-5

Dans le cas de la poutre en béton armé renforcée par une couche de 5cm de largeur de mat de fibre de verre 450 g/m², l'apparition de la première fissure est remarquée à une charge de 22 kN à la surface tendue comme dans le cas de la poutre de référence.

La rupture de la poutre P1-5 s'est produite en deux phases :

- La première c'est la phase de rupture du béton qui est due à la dilatation des fissures suite à la plastification du béton.
- La deuxième c'est la phase de rupture de composite. Cette dernière s'est coupée en deux juste après la plastification des armatures suite à la propagation des fissures due au moment fléchissant. Le composite s'est rompu suite à l'effet de traction que la poutre a subi dans sa zone tendue.

On peut donc observer l'effet de composite qui reprend totalement la charge après plastification des armatures.



Figure III.7 : Rupture de la poutre renforcée (P1-5).

III.4.2.2. Mode de rupture de la Poutre P 1-10

La rupture de la poutre renforcée par une couche de 10 cm de largeur (soit la largeur totale de la poutre) est survenue suite à la rupture de composite. La première fissure apparaît à une charge de 27 kN. Ainsi, plusieurs d'autres fissures apparaissent de part et d'autre sur la poutre. Ces fissures sont dues au moment fléchissant. On remarque aussi l'écrasement du béton au point d'application de la charge.

Par rapport à la poutre P0 et P1-5 citées ci-haut, le nombre des fissures sont très importantes. On ne remarque pas une ouverture énorme d'une fissure quelconque comme dans les deux cas précédents jusqu'à la rupture de la poutre (voir la figure III.8). On peut donc dire que le collage de composite sur toute la largeur permet une bonne relaxation de la poutre, empêche l'ouverture des fissures et réduit la flèche de la poutre.

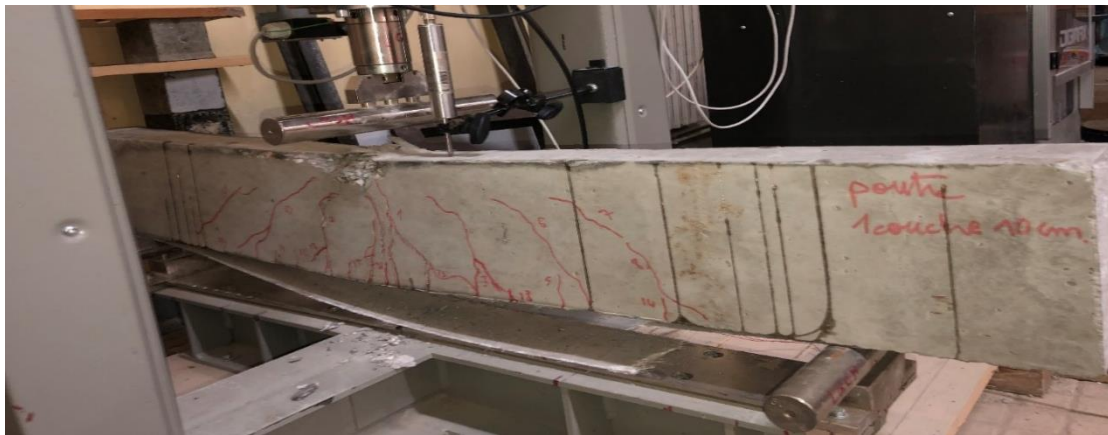


Figure III.8 : Rupture de la poutre renforcée (P1-10).

III.4.2.3. Mode de rupture de la Poutre P2-5

Dans le cas de la poutre renforcée de deux couches de 5 cm de largeur de mat de fibre de verre, la rupture s'est produite par décollement du renforcement de matériau composite à la surface d'adhérence béton-composite. On constate l'apparition de la première fissure à une charge d'environ 28 kN au milieu de la zone de test, une propagation des fissures se suit de la même manière que la poutre P1-10 (voir la Figure III.8 et Figure III.9). La poutre s'est rompue brusquement juste après le décollement de composite. On peut donc dire que le renforcement en deux couches de 5 cm de largeur de composite augmente la rigidité des poutres, ce qui permet d'avoir une charge de rupture plus élevée par rapport à la poutre P1-5 renforcée avec une seule couche de 5 cm. Soit un gain en charge de 6.1% est noté. Mais par rapport à la poutre P1-10, on ne remarque pas un grand changement car on observe un écart trop minime soit de 0.61%.

Il est donc préférable d'adopter le renforcement par une seule couche de 10cm pour de raison d'économie de polyester ainsi que la diminution du volume du PRF.



Figure III.9 : Rupture de la poutre renforcée (P2-5).

III.4.2.4. Mode de rupture de la Poutre P2-10

Pour la poutre renforcée de deux couches de 10 cm de largeur de bande de mat de verre 450 g/m². La rupture est observée suite au décollement de composite dans la zone d'adhérence béton-composite accompagnée d'un craquement très fort. Lors de cet essai, la charge d'apparition de la première fissure s'élève jusqu'à 38 kN, elle marque la plus grande charge d'apparition de la première fissure enregistrée durant tous les essais réalisés. Ensuite d'autres fissures dues au moment fléchissant et l'effort tranchant apparaissent et se prolongent cette fois ci jusqu'à presque atteindre la zone d'application de la charge soit la partie supérieure de la poutre (voir Figure III.10).

Le comportement de la poutre **P2-10** vis-à-vis de la flèche nous donne un meilleur résultat par rapport à toutes les poutres de la série.

Sa charge ultime par rapport à la poutre de référence **P0** nous procure un gain de 11.4%. C'est donc la poutre la plus résistante de série.



Figure III.10 : Rupture de la poutre renforcée (P2-10).

III.5. Vue globale des poutres après endommagement

La comparaison des images des poutres après rupture montre clairement que :

- La poutre **P0** est fortement endommagée, en présentant une large fissure au milieu de sa base, par contre les poutres renforcées ont présenté un nombre plus important de petites fissures tout long de leurs bases.
- La poutre de référence **P0** a subi une flèche plus importante que les poutres renforcées.
- Les poutres renforcées par une et deux couches de composite de largeur 5 cm (P1-5 et P2-5) présentent presque les mêmes déformations (voir la Figure III.5). Par contre on remarque que la poutre P1-5 présente un déplacement plus important que la poutre P2-5 (voir Figure III.4).
- Le renforcement des poutres avec une et deux couches de 10 cm de largeur de bande de mat de verre (P1-10 et P2-10) donnent aussi presque les mêmes déformations. Mais la différence est constatée au niveau des déplacements. La poutre P2-10 procure une flèche moindre que toutes les autres poutres de la série (voir Figure III.11).

Cette amélioration dans le comportement des poutres renforcées par le composite de fibre de verre 450 g/m² peut s'expliquer par le fait que le composite a permis de reprendre une partie du chargement directement avant la fissuration du béton.

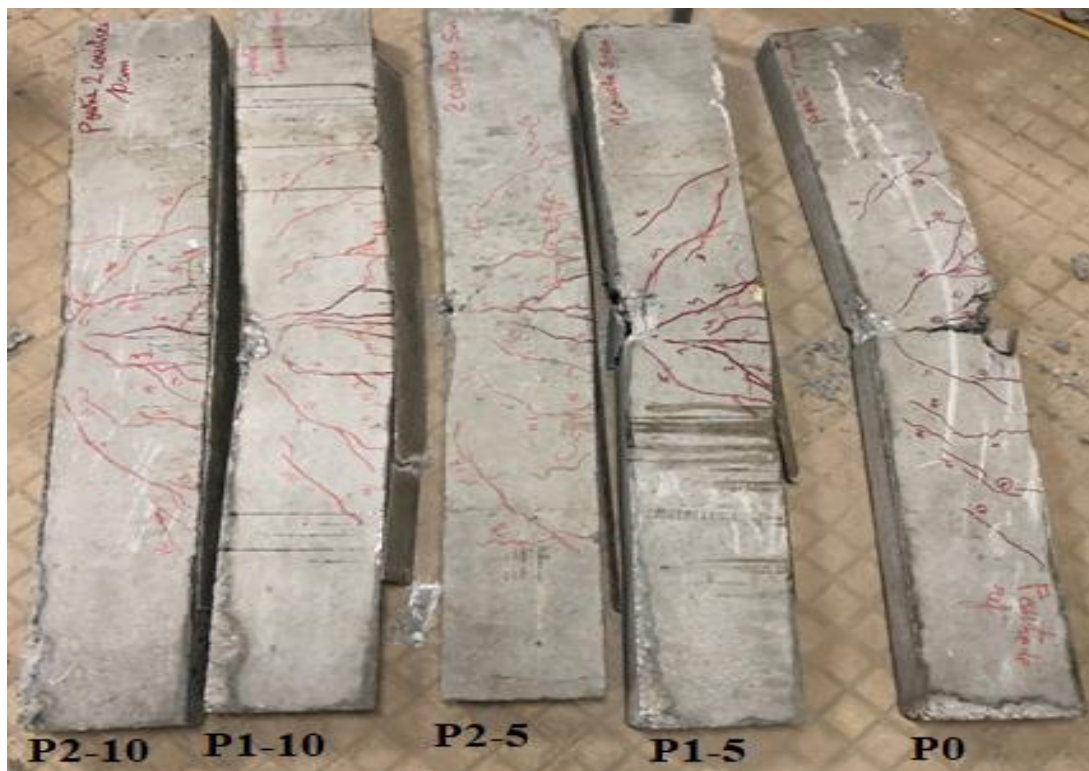


Figure III.11 : schéma illustratif de l'ensemble de poutres après endommagement



Figure III.12 : Mode de rupture des composites de l'ensemble de poutres

III.6. Conclusion

Les poutres renforcées par les mats de fibre de verre 450 g/m^2 présentent en générale un comportement performant et différent de celui de la poutre de référence. Le composite a contribué à la fermeture (c couture) des fissures et il a bien confiné le béton dans la zone tendue de la poutre.

Après l'observation des modes de rupture des poutres renforcées, on constate que :

La poutre de référence présente une dégradation rapide de la capacité. Alors que les poutres renforcées montrent une certaine stabilité et une plus lente dégradation de la capacité sous même charge.

Pour des raisons économiques, on propose l'utilisation d'une seule couche de 10 cm de largeur de mat de fibre de verre.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce travail de recherche est d'étudier le comportement des poutres après leur renforcement par un composite constitué de mat de fibre de verre 450 g/m^2 et de résine polyester. Ces matériaux sont les moins chers et les plus disponibles sur notre marché. L'ensemble des essais est réalisé dans le laboratoire de Génie Civil et Hydraulique ainsi que le laboratoire d'Architecture de l'université 8 Mai 1945 de Guelma.

Après un Protocol expérimental détaillé qui commence par la caractérisation des matériaux utilisés (sable, et graviers), ensuite la formulation du béton et sa caractérisation à l'état frais comme à l'état durci, puis la préparation de la cage des armatures, la confection des poutres et le collage des composites après 28 jours de cure des poutres à l'air libre, et finalement le suivi des déplacements et des déformations qu'ont subi nos poutres sous charge de flexion trois points, nous avons tiré les conclusions suivantes :

1. La poutre de référence présente une dégradation rapide de la capacité suite à l'apparition des larges fissures au milieu de sa base. Alors que les poutres renforcées par les mats de fibre de verre 450 g/m^2 montrent une certaine stabilité et une plus lente dégradation de la capacité sous même charge.
2. Les poutres renforcées présentent en générale un comportement performant et différent de celui de la poutre de référence. Le composite a contribué à la fermeture (couture) des fissures et il a bien confiné le béton dans la zone tendue de la poutre.
3. Le nombre de couche de composite semble sans influence sur les déformations, mais par contre sur les déplacements son rôle est prédominant (réduction de la flèche).
4. La largeur de la bande de mat de verre influence considérablement le comportement des poutres vis-à-vis des déformations en limitant l'ouverture des fissures et par conséquent rend les éléments plus ductiles. Ce comportement présente un avantage en cas de fortes sollicitations en donnant plus de temps pour évacuer les personnes.
5. Cette amélioration dans le comportement des poutres renforcées par le composite de fibre de verre 450 g/m^2 peut s'expliquer par le fait que le composite a permis de reprendre une partie du chargement directement avant la fissuration du béton.

6. A l'issue de ce travail et pour des raisons économiques, on propose de coller une seule couche de mat de fibre de verre 450 g/m^2 et cela sur toute la largeur de la base de la poutre concernée par le renforcement.

PERSPECTIVES

En perspective, nous désirons modéliser notre élément (poutre) par un ou plusieurs logiciels et de comparer les résultats issus de cette modélisation avec les résultats expérimentaux trouvés.

Nous engageons aussi de travailler sur d'autres éléments de structures tels que : les poteaux, les dalles et même la jonction poteau-poutre par d'autres types de matériaux composites comme la fibre de carbone et la fibre de verre unidirectionnelles et bidirectionnelle.

REFERENCE
BIBLIOGRAPHIQUE

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : P. Boeraeve « Technologie du béton », Groupement Belge du béton, 1994.
- [2] : DJEDDI Lamine « Contribution à l'étude mécano-fiabiliste des câbles de précontrainte des ouvrages d'art, application au contrôle par émission acoustique », Thèse doctorat, Génie mécanique option fiabilité, université Badji Mokhtar d'Annaba, 2013.
- [3] : AMIRA Noubli « Formulation et caractérisation du béton à base des agrégats recyclés », Mémoire de Master académique, Génie Civil option Matériaux, Université Mohamed Khider, Biskra, 2020.
- [4] : A. Neville « Propriétés des bétons » Edition Eyrolles, 2000.
- [5] : KARINA Taleb « Etude à l'état frais et à l'état durci de l'influence de fine de mortiers de démolition sur les propriétés de mortier », Mémoire de Master académique, Génie Civil option Structure et Matériaux, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, année 2015-2016.
- [6] : NA 442, 2000, EN 197-1 : 2001, Ciment - Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants.
- [7] : DAD Celia « Etude comparative de l'utilisation du sable de dune en substitution du sable de rivière : cas des mortiers normalisés », Mémoire de Master, Génie Civil option Structure, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2019.
- [8] : Approuvé par le Gouvernement Wallon, matériaux et produits de construction, cahier des charges type qualiroutes, chapitre C, 20 juillet 2011.
- [9] : NF P18-303 « Béton – Mise en œuvre – eau de gâchage pour béton de construction », adopté en Mai 1941.
- [10] : A. Komar « Matériaux et éléments de construction » éditions Mir Moscou, 1989.
- [11] : <https://www.infociments.fr/betons/caracteristiques-et-types-de-granulats>
- [12] : https://fr.123rf.com/photo_47745498_argile-expansée.html
- [13] : <https://www.bhrbeton.com/produits/beton-de-chaux-schiste/>

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [14] : BOUZIDI Ammar « Cours Du Béton Armé I : Introduction en béton armé », Centre Universitaire de Béchar, 2013.
- [15] : LAFARGE, Documents de LAFARGE, France.
- [16] : Hachimi NADIR & Boussa ADEL « influence de différentes granulométries du sable sur le comportement mécanique du béton », Mémoire de Master académique, Génie Civil option Matériaux, Université M'Hamed BOUGARA-Boumerdes, année 2016-2017.
- [17] : S-Laldji. Cours ETS. Caractéristiques fondamentales du béton : hiver 2015.
- [18] : Baste T., Bouffard M., Horlait C., Lacroix R., Marcellin S., Oliveira T., Béton et Environnement, Projet IFIPS S2, Université Paris-Sud 11, 2008.
- [19] : YACINE Cherait « cours du béton précontraint : généralités sur le béton précontraint », Université 08 Mai 1945-Guelma, année 2021.
- [20] : TAREK Kahina « Réparation et renforcement des structures en béton armé à ossature poteaux-poutres avec référence particulière à l'utilisation des composés en polymère renforcés par la fibre de Carbone ou de verre », Mémoire Magister, Génie Civil option constructions, Université Houari Boumediene-Constantine, année 2011.
- [21] : AMAR Kassoul « cours de vulnérabilité et réhabilitation des structures », Master Génie Civil, Université Hassiba Ben Bouali de Chlef.
- [22] : SELMA Laouadi « Etude comparative sur l'efficacité des matériaux composites », Mémoire de Master académique, Génie Civil option structure, Université L'arbi Ben M'hidi de Oum El Bouaghi, année 2018-2019.
- [23] : https://fr.wikipedia.org/wiki/Matériau_composite
- [24] : CHRISTIAN Aigonan « Simulation numérique du comportement d'une poutre en béton armé renforcée au cisaillement », Mémoire Master de recherche, Génie Civil option structure, Université Mouloud Mammeri-Tizi Ouzou, année 2019.
- [25] : P. Purnell « The durability of glass fibre reinforced cements made with new cementitious matrices », Aston University, 1998.
- [26] : HALLONET Anne « Développement et caractérisation d'un matériau composite à base de fibre de Lin-Application au renforcement de structure en béton par collage externe », Thèse de doctorat, Génie civil option science des matériaux, Université Claude Bernard, Lyon1, année 2016.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [27] : A. Carolin, « Carbon Fibre Reinforced Polymers for Strengthening of Structural Elements »; Doctorate Thesis, Lulea University of Technology, 2003, 178 p.
- [28] : Teng J.G., Chen J.F., Smith S.T., Lam L., « FRP Strengthened RC Structures », John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 2002, 245p.
- [29] : ABOU CHAKRA Farid « Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de Polymère Renforcé par Fibre de Carbone - Comparaison des codes », Mémoire d'ingénieur CNAM, Construction et Aménagement option Calcul de structure, Mars 2016.
- [30] : L. Michel, Approches locales et globales du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. 2007.
- [31] : MINH Duc Ngo « Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin) », Thèse de doctorat, génie civil, Université Claude Bernard Lyon 1-France, 2016.
- [32] : <https://www.horseen.com/carbon-fiber-strengthening-system/carbon-fiber-levelling>
- [33] : <https://www.airless-discounter.de/actualites/toile-de-verre-lisse/>
- [34] : <https://www.sp-reinforcement.be/fr-BE/systems/systeme-de-renforcement-frp>
- [35] : S.G. Sawant and H.S. Jadhav, Flexural behaviour of GFRP strengthened RC beams under cyclic loading, Materials Today: Proceedings, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2021.10.396>.
- [36] : A.S.D Salama, R.A Hawileh, J.A Abdalla. Performance of externally strengthened RC beams with side-bonded CFRP sheets, Composite structures, 2019.
- [37] : NA 455 (1999) : Norme Algérienne « Essai pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Evaluation des fines – Equivalent de sable », adopter le 16/05/2006.
- [38] : EN 12620 « Granulats pour béton : analyse granulométrique » indice de classement P 18-601. AFNOR Juin 2008.
- [39] : YOUCEF Sayed « comportement du béton dans le milieu agressif (cas de Biskra) », Thèse de Doctorat en science, Génie Civil option Modélisation des matériaux et structures, Université Mohamed Khider de Biskra.
- [40] Norme NA1966 « Eau de gâchage pour bétons spécifications d'échantillonnage, d'essais et

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux de processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton », Institut Algérien de la normalisation.
- [41] : NIGRI Ghania « Nouvelle élaboration d'un liant hydraulique », These de Doctorat, Génie Civil option Matériaux, Université 08 Mai 1945-Guelma, année 2018.
- [42] : G. Dreux « Composition des bétons. Technique de l'ingénieur », C2 220.
- [43] : NF EN 12350-2 « Essais pour béton frais-Partie 2 : Essais d'affaissement », indice de classement P 18-431-2, AFNOR juin 2019.
- [44] : Groupe Eyrolles : « Cône d'Abrams. » Edition Eyrolles.2010.
- [45] : NF EN 12390-1 « Essais pour le béton durci-Partie 1 : Forme, dimension et autres exigences relatives aux éprouvettes et aux moules », indice de classement P 18-430-1, AFNOR Novembre 2012.
- [46] : NF EN 12390-2 « Essais pour béton durci-Partie 2 : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance », indice de classement P 18-430-2, AFNOR juin 2019.
- [47] : NF EN 12390-3 « Essais pour béton durci-Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes », indice de classement P 18-430-3, AFNOR juin 2019.
- [48] : MEZGHICHE Bouzidi, « norme, matériaux, mélanges et essais utilisées », cours de 3ème année licence, université Mohamed Khaider, Biskra, 2013.
- [49] : NF EN 12390-5 « Essais pour béton durci-Partie 5 : Résistance à la flexion des éprouvettes », indice de classement P 18-430-5, AFNOR juin 2019.
- [50] : YACINE Cherait « cours du béton précontraint : caractères des matériaux mise en place », Université 08 Mai 1945-Guelma, année 2021.
- [51] : <https://www.futura-sciences.com/maison/definitions/materiau-mat-verre-8549/>
- [52] : <https://i.ebayimg.com/images/g/V18AAOSwLF1X-inT/s-1400.jpg>
- [53] : <https://www.soloplast-voschemie.fr/ft/solocar-mat-verre-225g-300g-450g-600g-900g-125341-125350.pdf>
- [54] : <https://textileaddict.me/fiche-technique-le-verre-textile-fibre-de-verre/>
- [55] : <https://www.final-materials.com/fr/26-fibre-de-verre-e>

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [56] : TALEB Souad Ait « Analyse du comportement des poutres non – homogènes renforcées par des plaques composites » Thèse de doctorat, Génie Civil option Structures et matériaux, Université mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, année 2016.
- [57] : Claude Bathias et Coll, « Matériaux composites », Edition paris ,2005-2009, pp 31-72.
- [58] : E.H Rochdi., « contribution à l’analyse du comportement mécanique de dalle en béton armé renforcé par matériaux composite » : thèse de Doctorat, université Claude Bernard-Lion1. Génie Civil, Décembre 2004.N°D’ordre : 282-2004, France.
- [59] : METTOUCHI Lotfi « Influence de la charge particule de cuivre et du renfort couches de fibres de verre sur le comportement mécanique d’un composite », Mémoire de Master académique, Génie Mécanique option Génie des matériaux, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.