

People's Democratic Republic of Algeria  
Ministry of Higher Education and Scientific R  
Mohamed Boudiaf University of M'sila  
Faculty of Technology



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
جامعة المسيلة  
كلية التكنولوجيا

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE

En vue de l'obtention du diplôme de :

MASTER en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

**Analyse de l'essai de flexion sur des poutres en  
béton armé**

*Proposé et dirigé par :*

*Professeur TITOUM Messaoud*

*Présenté par :*

*Mlle. BENSAOUCHE Nada & Mlle SLIMI Romaisa*

*Devant le jury composé de :*

*Président du jury Mr AMOUR Ahmed*

*Examineur Mr OUZENDJA Djemel*

*Encadreurs : Mr TITOUM Messaoud*

*Année Universitaire : 2024/ 2025N°*



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



## **REMERCIEMENTS**

*Je tiens tout d'abord à remercier **le professeur Titoum Massoud** pour ses  
.précieux conseils et son temps*

*Je remercie également les membres du jury pour avoir accepté mon travail, y avoir  
.participé et l'avoir analysé*

*Je tiens également à exprimer mes sincères remerciements à **Khalil et Noureddine**,  
qui m'ont apporté leur précieux soutien et leur assistance tout au long du  
.processus de réalisation de cette thèse*

*Je remercie également tous les responsables du Pavillon de Technologie de la  
Faculté de Technologie de l'Université Mohamed Boudiaf de M'Sila. Je remercie  
également l'ensemble du personnel du Département de Génie Mécanique, en  
.particulier nos chers professeurs*

*Je remercie également sincèrement tous ceux qui m'ont soutenu dans la réalisation  
..de ce travail*

*A tous, Grand Merci*



*Congratulations!*

## شكر و عرفان

بسم الله الرحمن الرحيم

(قل اعملوا فسيرى الله عملكم ورسوله والمؤمنين)

إله لا يطيب الليل الا بشكره ولا يطيب النهار الا بطاعته ولا تطيب اللحظات الا بذكره

الله جل جلاله، الى من بلغ الرسالة وأدى الأمانة سيدنا محمد صلى الله عليه وسلم

□ انتهت الرحلة، لم تكن الرحلة قصيرة ولم تكن سهلة ولم يكن الحلم قريبا ومهما

طالت فستمضي بجلوها ومرها وفي اللحظة أكثر فخرا أهدي

جهدي هذه الى من وصاني بهما الله برا واحسانا والدي الكريمين، أطال الله

في عمرهما وأيسهما لباس الصحة والعافية الى من جمعنا معهم بيت واحدا وكانوا

خير سند اخوتي أختص بالذكر أشرف زادامك الله لي سندا الى مرفقاء المدرب

من غادرونا وبقيت كلماتهم وقعا في آذاننا الى من علمني حرفا طيلة مسامري الدراسي

ولم يخل بعباءه، اساتذتي الافاضل كل باسمه ومقامه

الى نفسي التي مراحت على النجاح، اصبري وصابري فلا ينزال

الطريق طويل الى كل من اتسع قلبي له وضائق هذه الورقة عن ذكرهم، أهديكم

عملي المتواضع عرفان لكم بالجميل، وتقديرا لجهودكم

مروميساء

## *DIDICACE*

*C'est avec un profond respect et une profonde gratitude  
que je dédie ma remise de diplôme et ma joie.*

*À mon paradis, la prunelle de mes yeux,  
la source de  
ma vie et de mon bonheur ; ma lune et le fil d'espoir  
qui éclaire mon chemin ; ma moitié.*

*À ma mère, la reine (Toumi , M)*

*À celle qui a fait de moi une femme ; la source de ma vie, de mon amour  
et de mon affection ; mon soutien qui a toujours été à mes côtés, me  
soutenant et m'encourageant ;*

*À mon père, le roi (Bensaoucha Salim )*

*À mes frères ( zizou , hama, joud ) et Surtout ma sœur (farah ) , et à  
tous ceux qui ont partagé avec moi chaque instant d'émotion pendant la  
réalisation de ce travail.*

*À mon petit fils (madou )*

*À tous mes amis (oumnia , manel ) qui m'ont toujours encouragée,  
et je leur souhaite une longue réussite.*

*À tous ceux qui m'aiment.*

*Nadaa*

## Résumé

Cette étude a abordé l'analyse expérimentale du comportement des poutres en béton armé renforcées par des fibres métalliques soumises à une flexion simple (quatre points). Les résultats ont montré une amélioration qualitative des propriétés mécaniques et structurelles des poutres testées. Pour les poutres non armées, l'ajout de fibres a conduit à une amélioration de la résistance à la flexion, avec un retard significatif dans le processus d'effondrement. En revanche, les échantillons traditionnellement armés contenant des fibres ont enregistré les valeurs les plus élevées de résistance à la flexion maximale, dépassant la résistance des poutres armées traditionnelles, avec une amélioration des indicateurs de durabilité. Parmi les résultats significatifs obtenus, on a noté un retard dans l'apparition des fissures initiales, avec une diminution claire de la largeur des fissures finales. Les essais effectués ont également montré une amélioration tangible des caractéristiques suivantes : augmentation de la ductilité, amélioration de la capacité portante après avoir atteint la charge maximale, réduction de la tendance à l'effondrement soudain, et renforcement de l'adhérence entre les composants du béton, ce qui a permis de réduire les problèmes de glissement de l'armature. Ces indicateurs positifs soulignent le potentiel prometteur des fibres métalliques comme alternative partielle à l'armature traditionnelle, en particulier dans les éléments structurels soumis à des contraintes de flexion.

Mots-clés : poutres en béton, fibres métalliques, analyse expérimentale, essai de flexion à quatre points, fissuration, capacité, charge-flèche.

# Summary

This study addressed the experimental analysis of the behavior of reinforced concrete beams strengthened with metallic fibers subjected to simple bending (four-point bending). The results showed a qualitative improvement in the mechanical and structural properties of the tested beams. For unreinforced beams, the addition of fibers led to an improvement in flexural strength, with a significant delay in the collapse process. In contrast, traditionally reinforced samples containing fibers recorded the highest values of maximum flexural strength, surpassing the strength of traditional reinforced beams, along with improved durability indicators. Among the significant results obtained, a delay in the appearance of initial cracks was noted, with a clear reduction in the width of final cracks. The tests conducted also showed a tangible improvement in the following characteristics: increased ductility, enhanced load-bearing capacity after reaching maximum load, reduced tendency for sudden collapse, and improved bond between concrete components, which helped reduce issues with reinforcement slipping. These positive indicators highlight the promising potential of metallic fibers as a partial alternative to traditional reinforcement, particularly in structural elements subjected to bending stresses.

Keywords: concrete beams, metallic fibers, experimental analysis, four-point bending test, cracking, capacity, load-deflection.

## المخلص

تناولت هذه الدراسة التحليل التجريبي لسلوك الروافد الخرسانية المسلحة المعززة بالألياف المعدنية الخاضعة لثني بسيط (أربع نقاط). أظهرت النتائج تحسناً نوعياً في الخصائص الميكانيكية والهيكلية للكمرات المختبرة. بالنسبة للرافدة غير المسلحة، أدى إضافة الألياف إلى تحسين مقاومة الثني، مع تأخير ملحوظ في عملية الانهيار. من ناحية أخرى، سجلت العينات المسلحة تقليدياً التي تحتوي على الألياف أعلى القيم لمقاومة الثني الأقصى، متجاوزة مقاومة الكمرات المسلحة التقليدية، مع تحسين مؤشرات المتانة. من بين النتائج المهمة التي تم الحصول عليها، لوحظ تأخير في ظهور الشقوق الأولية، مع انخفاض واضح في عرض الشقوق النهائية. كما أظهرت الاختبارات التي أجريت تحسناً ملموساً في الخصائص التالية: زيادة في اللدونة، تحسين في القدرة التحميلية بعد الوصول إلى الحمل الأقصى، تقليل الميل إلى الانهيار المفاجئ، وتعزيز الالتصاق بين مكونات الخرسانة، مما ساعد على تقليل مشاكل انزلاق التسليح. تؤكد هذه المؤشرات الإيجابية على الإمكانيات الواعدة للألياف المعدنية كبديل جزئي للتسليح التقليدي. خصوصاً في العناصر الهيكلية المعرضة لقيود الانحناء.

الكلمات المفتاحية: عوارض خرسانية، ألياف معدنية، تحليل تجريبي، اختبار انحناء بأربع نقاط، تشققات، قدرة، تحميل-انحناء.

# ***SOMMIARE***

REMERCIEMENTS .....	I
DEDICACES .....	II
RESUME.....	IV
SOMMIARE .....	VII
LIST DES FIGURES .....	X
LIST DES TABLAUX.....	XII
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE 01: Généralités sur les poutres en béton armé.....	4
1.1:Introduction.....	4
1.2.GENERALITES SUR LE BETON ET LE BETON FIBRE .....	4
1.2.1. Généralités sur le béton.....	4
1.2.2. Généralités sur le béton armé.....	5
1.2.1.3. Généralités sur le béton renforcé de fibres .....	6
1.2.4. Connaissance du matériau .....	7
1.3. DIFFERENTES NATURE DE FIBRES.....	12
1.3.1. La notion de fibres structurales.....	12
1.3.2 Le facteur d'élançement.....	12
1.3.3 Les propriétés spécifiques à chaque type de fibres.....	12
1.4. Utilisation des fibres dans le béton .....	13
1.4.1 Rôle des Fibre dans le Béton.....	13
1.4.2 Amélioration des caractéristiques mécaniques .....	14
1.4.3 Contrôle de la fissuration de retrait.....	14
1.4.4 Avantages du béton fibré .....	15
1.4.5 Domaines d'utilisation du béton de fibre.....	15
1.5. COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS DE FIBRES.....	16
1.5.1. Effet des fibres dans une matrice La taille et la rugosité des granulats .....	16
1.5.2. Résistance des bétons de fibres en compression.....	18
1.5.3. Essais de traction par Flexion .....	21
1.6. La stabilité d'un bâtiment.....	23
1.6.1. Réduction des déformations.....	23
1.6.2. Durabilité .....	24
1.7. Conclusion du chapitre :.....	24
CHAPITRE 2 :dimensionnement des poutres en béton armé selon les Règles de BAEL .....	25

2.1. Introduction .....	26
2.2. Approche théorique et caractéristique de la poutre .....	26
2.2.1. Notion de base et principe du BAEL .....	26
2.2.1.1. Notion des états limites Etats-limites ultimes (E.L.U) Etats-limites de service (E.L.S).....	26
2.2.1.2. Domaine d'application du BAEL.....	27
2.2.2. Combinaison d'action aux états limites .....	27
2.2.3. Caractéristiques des matériaux de la poutre .....	27
2.2.3.1. Béton .....	27
2.2.3.2. Acier.....	29
2.2.4. Dispositions constructives .....	31
2.2.4. 1. Règle d'enrobage .....	31
2.2.4.2. Disposition des armatures .....	31
2.2.4.3. Poutre soumise à la flexion simple .....	32
2.3. Armature longitudinale d'une poutre à l'ELU .....	34
2.3.1. Flexion simple à l'ELU .....	34
2.3.1.1. Hypothèses calculs .....	34
2.3.1.2. Diagramme déformation-contrainte .....	34
2.3.1.3. Calculs des moments.....	35
2.3.2. Section à simple armature .....	37
2.3.3. Section à double armature .....	43
2.3.3.1. Calcul de la section d'armature comprimée $A_{sc}$ .....	43
2.3.3.2. Calcul de la section théorique d'armature tendue.....	44
2.4. Armature longitudinale d'une poutre à l'ELS.....	40
2.4.1. Flexion simple à l'ELS.....	40
2.4.1.1. Hypothèses de calculs .....	40
2.4.1.2. État limite de service.....	41
2.4.1.3. Calcul des moments .....	41
2.4.2. Section à simple armature .....	42
2.4.3. Section à double armature .....	43
2.4.3.1. Calcul de la section d'armature comprimée.....	43
2.4.3.2. Calcul de la section théorique tendue .....	44
2.4.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS [12] .....	44
2.4.3.4. Vérification de la flèche.....	45
2.5. Armature transversale d'une poutre .....	45
2.5.1. Effort tranchant .....	45

2.5.1.1. Nécessité d'armature transversale.....	46
2.5.1.2. Espacement admissible .....	46
2.5.2. Diamètre et espacement des armatures d'âmes.....	46
2.5.3. Répartition des armatures d'âmes .....	47
2.6. Conclusion :.....	48
CHAPITRE 3 :Essais de flexion sur des poutres en béton armé .....	49
3.1. Introduction .....	50
3.2. Résistance à la compression .....	50
3.2.1. Essais de compression.....	50
3.2.2. Résultats et interprétation du test de compression.....	52
3.3. Comportements mécaniques en flexion des poutres testées.....	53
3.3.1 Introduction.....	53
3.3.2 Caractéristiques détaillées des poutres étudiées.....	54
3.4 Méthodologie d'analyse comparative.....	57
3.4.1 Introduction.....	57
3.4.2 Dispositif expérimental.....	58
3.4.3 Charges Force - déplacement et ouverture de fissures.....	59
3.4.4 Résultats du comportement mécanique en flexion des poutres d'étude.....	59
3.5. CONCLUSION .....	67
Conclusion générale .....	68
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	69

## ***LIST DES FIGURES***

FIGURE 1. 1 : ROLE DES FIBRES DANS LA MATRICE DE BETON. ....	08
FIGURE 1. 2 : GEOMETRIE DES FIBRES METALLIQUES. ....	11
FIGURE 1. 3: FISSURATION DANS LE BETON SANS ET AVEC FIBRES .....	13
FIGURE 1. 4: COMPORTEMENT DE CHARGE– DEFORMATION DE BETON AVEC ET SANS FIBRES. ....	13
FIGURE 1. 5 : TEXTURE D’UN BETON FIBRE. ....	14
FIGURE 1. 6 : EFFET DE LA TAILLE D’AGREGAT SUR LA DISTRIBUTION DES FIBRES DANS UN CARRE AVEC UNE LONGUEUR EGALE A LA LONGUEUR D’UNE FIBRE.....	16
FIGURE 1. 7: COURBE CONTRAINTE DEFORMATION EN COMPRESSION SIMPLE (SERNA ROS, 1984)..	18
FIGURE 1.8: INFLUENCE DU DOSAGE EN FIBRES LORS D’U ESSAI DE COMPRESSION. ....	19
Figure 1.9: Courbe contrainte déformation des essais de compression faits sur des éprouvettes asservies .....	19
FIGURE.1.10 : DIAGRAMMES EFFORT -DEPLACEMENT EN COMPRESSION EN FONCTION DU TYPE ET DU POURCENTAGE EN FIBRES. ....	20
FIGURE 1. 11 : ALLURE DES COURBES CHARGE-FLECHE. ....	21
FIGURE 1.12 : INFLUENCE DE LA LONGUEUR DES FIBRES SUR LA RESISTANCE A LA TRACTION PAR FLEXION [19].....	23
FIGURE 1. 1 : DISTINCTION DES ZONES DE DEFORMATION DANS UNE POUTRE FLECHIS .....	24
Figure 2. 1. Représentation des diverses catégories d’armatures d’une poutre en béton armé .....	30
Figure 2. 2 Enrobage des armatures.....	31
Figure 2. 3.Distance libre des armatures longitudinales .....	32
Figure 2. 4. Variétés de condition de liaison d’une poutre .....	32
Figure 2. 5. Moment fléchissant et effort tranchant.....	33
Figure 2. 6.Diagramme déformation-contrainte de l’acier .....	34
Figure 2. 7. Diagramme déformation-contrainte du béton Contrainte ultime du béton comprimé : .	35
Figure 2. 8. Équilibre des moments et des efforts normaux .....	35
Figure 2. 9. Section sans acier comprimé à l’ELU .....	37
Figure 2. 10. Section avec acier comprimé à l’ELU.....	38
Figure 2. 11. Section sans acier comprimé à l’ELS .....	42
Figure 2. 12. Représentation des différentes formes d’armature transversale .....	45
Figure 3. 1.Essai de compression uniaxiale sur éprouvettes de béton .....	51
Figure 3. 2 – Éprouvettes normalisées pour essais de compression .....	52
Figure 3. 3 – Résistance en compression moyenne du béton témoin .....	53
Figure 3. 4 – Modes de rupture des éprouvettes sous sollicitation compressive .....	53
Figure 3. 5-Schéma de ferrailage type des poutres de l’étude.....	57
Figure 3. 6 Machine d'essai de flexion en quatre points .....	58
Figure 3. 7. Essai de flexion de la poutre fibrées sans ferrailage.....	61
Figure 3. 8. Mode de fissuration et de rupture de la poutre fibrées sans ferrailage. ....	61
Figure 3. 9. Essai de flexion de la poutre armée et non renforcées de fibres.....	63
Figure 3. 10. Mode de fissuration et de rupture des poutres armées sans renforcement en fibres. ...	64
Figure 3. 11. Courbe charge-déplacement de la poutre fibrée sans ferrailage.....	64

Figure 3. 12. Essai de flexion de la poutre armées et renforcées de fibres. ....	66-
Figure 3. 13. Mode de fissuration et de rupture de la poutre armées et renforcées de fibres. ....	6666
Figure 3. 14. Courbe charge-déplacement de la poutre armée et renforcée de fibres.....	67
Figure 3. 15. Courbe charge-déplacement des trois poutres. ....	-

# ***LIST DES TABLAUX***

<b>TABLEAU.1. 1 : FACTEUR D'ÉLANCEMENT. [18].</b> .....	12
<b>Tableau 2. 1. Les états-limites en BAEL</b> .....	26
<b>Tableau 2. 2. Combinaison fondamentale de charges aux états-limites</b> .....	27
<b>Tableau 2. 3. Valeurs courantes de <math>f_{t28}</math> en fonction de <math>f_{c28}</math></b> .....	28
<b>Tableau 2. 4. Valeur caractéristique de l'acier pour le béton armé</b> .....	29
<b>Tableau 2. 5. Coefficient d'adhérence pour l'acier</b> .....	29
<b>Tableau 2. 6. Relation de prédimensionnement d'une poutre</b> .....	33
<b>Tableau 2. 7. Valeur du moment réduit ultime en fonction des nuances d'acier</b> .....	37
<b>Tableau 2. 8. Comparaison des moments réduits</b> .....	37
<b>Tableau 2. 9. Comparaison des moments</b> .....	42
<b>Tableau 3. 1. Résultats de résistance en compression</b> .....	52

# Introduction Générale

## Définition

Les poutres en béton armé sont des éléments structuraux utilisés dans la construction de bâtiments et de ponts et toitures. Elles constituent les composants horizontaux des structures portantes «à ossature» réalisées en utilisant du béton armé. Leur fonction principale est de transférer les charges appliquées aux supports, de maintenir l'équilibre et d'empêcher la structure de s'effondrer sous son propre poids et sous l'action des surcharges d'exploitation et de séisme

Les poutres en béton armé sont réalisées par coulage de béton dans des coffrages appropriés, prévus pour donner à la poutre la forme désirée, et à l'intérieur desquels est préalablement positionnée l'armature métallique. Cette dernière est constituée de barres en acier à adhérence améliorée ayant pour but de garantir une adhérence maximale entre les deux matériaux (béton et acier), évitant tout phénomène de décollement. Les poutres en béton armé ordinaire sont largement utilisées dans différents contextes structurels, tels que les bâtiments résidentiels, commerciaux et industriels. Elles conviennent aux planchers, aux toitures, aux poutres de support et aux poutres de rive. Leur polyvalence et leur facilité de réalisation en font un choix courant dans la plupart des applications de construction.

## Problématique

La partie inférieure d'une poutre soumise à la flexion est tendue sous l'effet des différentes sollicitations. Le renforcement du béton par des armatures longitudinales est primordial. Ce renforcement empêche l'apparition de fissures, tant internes qu'externes de l'élément de structure.

La fissuration représente un danger majeur pour la stabilité des structures. Donc, pour minimiser et gérer ce risque, il est impératif de prévoir aux aciers des armatures d'une section suffisante. Les contraintes imposées aux aciers ne doivent pas excéder les valeurs limites, définies selon les conditions environnementales, tout en assurant un bon enrobage de ces armatures.

Les principales causes potentielles de fissuration sont :

- le fonctionnement du béton armé (sollicitation de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction générées par les charges et surcharges d'exploitation) ;
- les déformations générées ou imposées (tassements différentiels, tassements d'appui...) ;
- les défauts de conception ;
- les phénomènes de retrait thermique et hydrique ;
- les réactions physico-chimique (fluage, refroidissement de pièces massives, réactions chimiques internes...);

- les agressions environnementales qui peuvent générer des pathologies (corrosion des armatures, ...) ou les réactions chimiques expansives internes au béton durci (alcali-réaction, Réaction Sulfatique Interne) qui créent des gonflements au sein du béton ;
- les causes accidentelles (incendie, explosion, choc...) et les séismes ;
- les défauts de mise en œuvre du béton (non prise en compte des conditions climatiques lors du chantier, non-respect des règles de l'art, non-qualité des matériaux, absence, manque ou excès de vibration, absence de cure...).

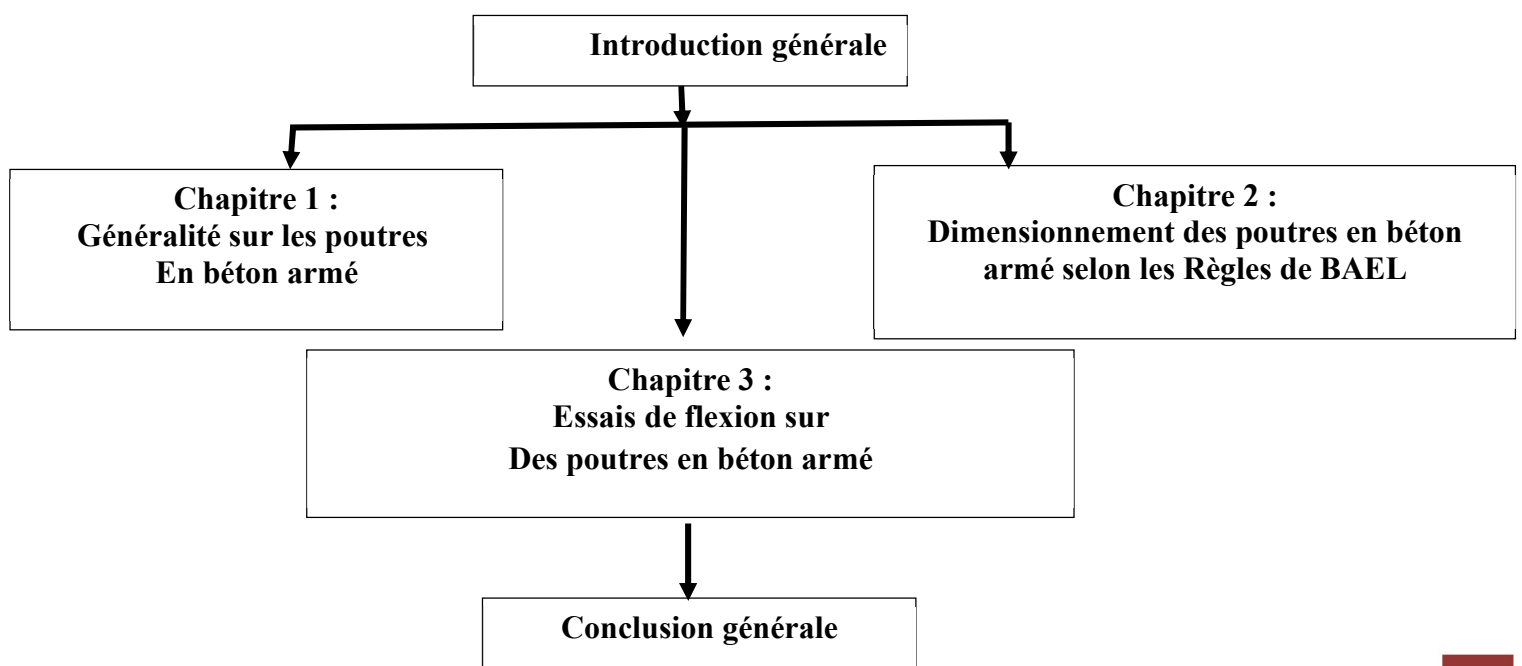
### a) Motivation et Objectif

Cette problématique nous a motivé à limiter la fissuration du béton en ajoutant des fibres métalliques. Dans ce travail de fin d'études, nous effectuons des essais expérimentaux de flexion sur des poutres en béton armé renforcées par des fibres métalliques pour mettre en évidence leur contribution à la limitation des fissures.

### b) Méthodologie et contenu du mémoire

Pour mener à bien ce travail de fin d'étude, on commence par une introduction générale dans laquelle on pose la problématique de fissuration du béton et l'objectif de limitation des fissures. Dans le 1<sup>er</sup> chapitre, on donne une généralité sur les poutres en béton armé. Ensuite, dans le 2<sup>ème</sup> chapitre, on présente la méthode de dimensionnement des poutres en béton armé selon les Règles de BAEL. Dans le 3<sup>ème</sup> chapitre, on présente les essais de flexion qui sont effectués sur des poutres en béton armé en ajoutant des fibres métalliques pour mettre en évidence la contribution des fibres métalliques à la limitation de la fissuration. Enfin, on donne une conclusion générale avec des perspectives à d'autres recherches dans ce domaine.

### Organisation du mémoire





*Chapitre 01*  
*Généralités sur les poutres en béton armé*

## **1.1- Introduction :**

Depuis toujours, la civilisation humaine s'est développée autour de constructions, allant des abris rudimentaires aux bâtiments modernes. Ces structures ne servent pas seulement de refuge, elles sont aussi des lieux essentiels à nos activités professionnelles, éducatives et sociales. Elles font partie intégrante de notre quotidien.

Cependant, les éléments porteurs des bâtiments sont souvent sujets à diverses défaillances : déformations, fissures excessives, flambement ou encore corrosion, pouvant altérer l'esthétique et la stabilité de l'édifice. Un mauvais dimensionnement de ces éléments peut compromettre la sécurité de l'ensemble de la structure, voire entraîner son effondrement.

Face à ces enjeux, la présente étude porte sur le dimensionnement d'une poutre en béton armé au sein d'un bâtiment. Un bon dimensionnement assure à la fois la stabilité de la construction, le confort des usagers, une durabilité accrue ainsi qu'une résistance satisfaisante durant la phase d'exploitation.

## **1.2. Généralités sur le béton et le béton fibré**

### **1.2.1. Généralités sur le béton**

Le béton est un matériau composite élaboré à partir de trois composants fondamentaux : le ciment, l'eau et les granulats. Le ciment, jouant le rôle de liant hydraulique, présente une granulométrie variant entre 1 et 100 micromètres. Le sable utilisé possède une taille de particules généralement comprise entre 1 et 5 mm, tandis que les granulats ou graviers, constituant la phase granulaire grossière, peuvent atteindre des dimensions allant jusqu'à 25 mm, voire plus selon le type d'ouvrage.

Historiquement, l'utilisation du béton remonte à l'Antiquité. Les Romains le fabriquaient à partir d'un mélange de chaux, de céramique concassée et de sable d'origine volcanique, comme le mentionne Vitruve dans *De Architectura* à l'1er siècle av. J.-C. L'un des exemples les plus emblématiques de cette maîtrise antique est le Panthéon de Rome, érigé en l'an 124 apr. J.-C., dont la coupole monumentale constitue l'un des plus anciens témoignages de l'utilisation du béton à grande échelle [1].

À l'état naturel, le béton peut être observé sous forme de formations géologiques comme les poudingues calcaires ou siliceux. Toutefois, sa mise en œuvre en tant que matériau de construction résulte d'un savoir-faire d'abord empirique, comme dans la maçonnerie romaine composée de pierres immergées dans un mortier, puis d'une approche scientifique amorcée à partir du XIXe siècle.

De nos jours, le béton est devenu le matériau de construction le plus utilisé dans le monde, tant pour les bâtiments que pour les ouvrages d'art tels que les ponts, les barrages, les pistes d'atterrissage ou encore les jetées portuaires. À l'état frais, il se caractérise par sa plasticité, ce qui permet une grande liberté de mise en forme. Après durcissement, il acquiert progressivement ses propriétés mécaniques, et doit être considéré comme un matériau composite constitué de granulats enrobés dans une matrice cimentaire durcie, dont les performances dépendent étroitement de la formulation initiale.

L'évolution des connaissances scientifiques sur le matériau, couplée à l'élévation des exigences techniques, a conduit les chercheurs et les professionnels du secteur à développer des formulations innovantes intégrant divers adjuvants et ajouts minéraux. Ces innovations ont permis l'émergence d'une grande variété de bétons spécialisés, capables de répondre à des besoins spécifiques en matière de résistance, de durabilité ou d'ouvrabilité.

Ainsi, les maîtres d'œuvre s'appuient aujourd'hui sur ces avancées pour concevoir des structures répondant aux normes de performance les plus strictes. Chaque type d'ouvrage impose des critères particuliers auxquels les compositions de béton doivent impérativement satisfaire [1].

### **1.2.2. Généralités sur le béton armé**

L'introduction du béton armé dans le domaine de la construction est attribuée à Joseph Lambot, qui, dès 1848, réalisa une embarcation flottante en ciment armé. L'année suivante, Joseph Monier, agissant de manière indépendante, mit en œuvre ce matériau pour la fabrication de bacs à fleurs. L'utilisation du béton armé s'est ensuite rapidement répandue en France sous l'impulsion de pionniers tels que Monier lui-même, mais aussi de François Coignet, François Hennebique et Armand-Gabriel. Cette évolution progressive s'est institutionnalisée avec la publication, en 1906, d'une circulaire ministérielle définissant des directives techniques pour l'emploi du béton armé dans la conception et le calcul des ouvrages d'art et des bâtiments, marquant ainsi une première codification officielle de ce mode constructif.

Un tournant décisif est franchi aux alentours de 1930 avec l'invention du béton précontraint par l'ingénieur Eugène Freyssinet. Cette innovation représente une avancée conceptuelle majeure dans l'art de bâtir, reposant sur l'introduction de la précontrainte dans les structures en béton. Elle a permis d'améliorer significativement les performances mécaniques des ouvrages, en particulier leur résistance à la traction, tout en approfondissant la compréhension du comportement physico-mécanique et rhéologique du matériau cimentaire [2].

### 1.2.3. Généralités sur le béton renforcé de fibres

L'idée d'améliorer les propriétés mécaniques du béton par l'incorporation d'éléments courts de renforcement, tels que les fibres métalliques, remonte à l'Antiquité. Selon les travaux d'Exode [3,4], les Égyptiens utilisaient déjà des fibres végétales, notamment la paille, pour renforcer les briques en terre crue. Par ailleurs, des études archéologiques menées en Finlande ont révélé que des fibres d'amiante ont été intégrées dans des poteries en argile il y a environ 5000 ans [3].

D'autres sources [4,5] confirment que les fibres naturelles comme les poils d'animaux et les pailles ont été employées pour renforcer divers matériaux de construction, notamment les briques, le plâtre et même la pâte de ciment Portland. Il est également rapporté que des alliages métalliques incorporant des fibres de carbone ont été expérimentés dès le XVe siècle, ouvrant ainsi la voie à des matériaux composites plus performants.

L'apport de fibres végétales ou animales dans des matrices minérales n'est donc pas une pratique nouvelle. Des chercheurs, tels que M. Braun et ses collaborateurs [6], ont mis en évidence l'ajout de fibres (notamment de paille) dans des matériaux tels que le mortier ou le plâtre afin d'améliorer leur comportement en traction et leur résistance à la fissuration.

Une avancée majeure dans cette logique de renforcement est survenue avec les travaux de Joseph Lambot. En 1847, ce dernier a déposé un brevet suggérant l'intégration de fils métalliques continus ou de treillis dans le ciment, dans le but de concevoir un matériau innovant capable de mieux résister aux fissurations. Cette proposition constitue le fondement de la technologie moderne du béton armé [4].

Cependant, malgré son efficacité, le recours à des armatures continues confère au matériau un caractère anisotrope. En effet, ces renforts agissent principalement dans une direction privilégiée, limitant ainsi leur performance face aux fissures dispersées de manière aléatoire à l'échelle microstructurale. D'où l'intérêt croissant porté aux bétons fibrés, dont les fibres courtes et multidirectionnelles permettent un renforcement plus homogène du matériau dans toutes les directions.

Vingt-sept ans après les travaux de Joseph Lambot, l'ingénieur américain A. Bernard [4], opérant en Californie, parvient à élaborer une pierre artificielle en incorporant des granulats métalliques en fer recuit dans une matrice cimentaire. Cette innovation constitue une étape importante dans le développement des matériaux composites à base de béton. En 1899, un autre jalon est franchi avec la mise au point, par L'hatschels, d'un procédé de fabrication d'éléments composites associant

le ciment à des fibres d'amiante, marquant ainsi l'apparition des premiers bétons fibrés à renforts minéraux.

Dans le souci d'améliorer les performances mécaniques du béton, notamment sa résistance à la compression et à la traction, J. Porter entreprend en 1910 une série d'expérimentations [7]. Ses résultats mettent en évidence l'effet bénéfique de l'incorporation de fibres courtes dans la pâte de béton. Ce constat conduit au dépôt de plusieurs brevets par des chercheurs tels que J. Graham (1910), Weakly (1912) et Fickley (1914), illustrant l'intérêt croissant pour les matériaux cimentaires renforcés par des fibres discontinues.

La recherche sur les bétons renforcés de fibres connaît une dynamique accrue à la fin des années 1960, avec l'implication massive de chercheurs orientant leurs travaux vers des applications concrètes dans le domaine de la construction. De nombreuses fibres, aux propriétés et compositions variées, font alors leur apparition sur le marché comme solutions techniques innovantes. Le tournant majeur se situe dans les années 1970, avec l'introduction des fibres d'acier dans l'industrie des matériaux réfractaires, conférant au béton des capacités accrues face aux conditions extrêmes.

À partir de cette période, les bétons fibrés entament une phase de maturité technologique. L'amélioration notable de certaines propriétés mécaniques — telles que la ductilité, la ténacité et la résistance à la fissuration — permet leur intégration dans des usages industriels pérennes. Le développement de moyens expérimentaux sophistiqués facilite en outre l'étude approfondie de leur comportement, notamment dans des contextes où les bétons conventionnels présentent des limitations structurelles dues à la fissuration.

Le premier article scientifique marquant de cette nouvelle ère peut être attribué à Lankard et Sheets [8], qui démontrent que l'ajout de 1 à 2 % de fibres dans le béton réfractaire induit une amélioration substantielle de sa résistance mécanique, de sa ténacité ainsi que de sa durabilité, positionnant ainsi les bétons fibrés comme des matériaux de choix dans les contextes exigeants.

#### **1.2.4. Connaissance du matériau**

Le béton renforcé de fibres métalliques (BRFM) constitue un matériau composite dont les performances mécaniques résultent de l'interaction synergique entre la matrice cimentaire, les fibres incorporées et l'interface fibre-matrice. Cette interface joue un rôle déterminant dans le transfert des efforts et le comportement global du matériau sous sollicitation.

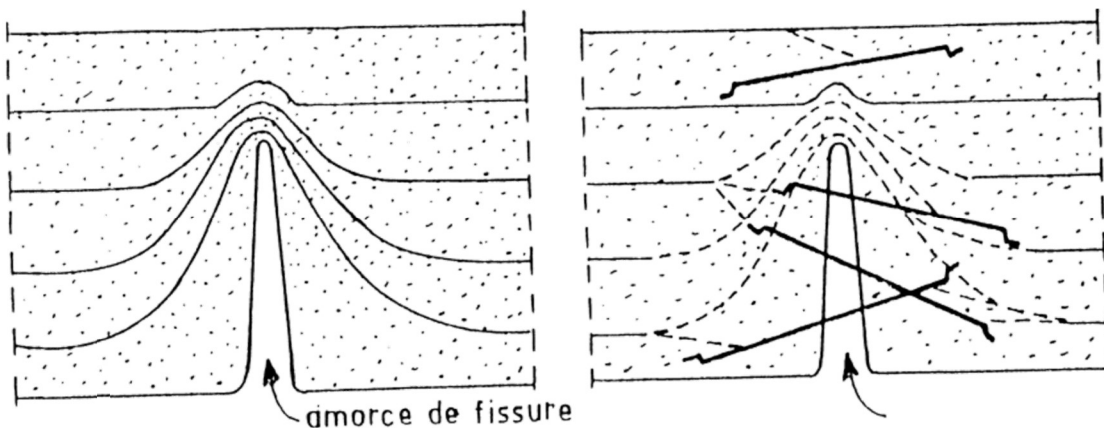
L'incorporation de fibres dans la matrice béton modifie profondément ses propriétés physiques et mécaniques, notamment en matière de résistance à la traction, à la fissuration et à la propagation des fissures. En particulier, certaines fibres jouent un rôle actif dans le bridage des microfissures

naissantes (voir figure I.1), contribuant ainsi à la durabilité des ouvrages exposés à des conditions sévères.

L'utilisation de couches superficielles en béton fibré appliquées sur des éléments en béton armé permet d'améliorer la résistance au feu de la structure. Cette amélioration s'explique par la capacité des fibres à limiter l'ouverture des fissures sous l'effet thermique et à protéger les armatures conventionnelles de la corrosion induite par la pénétration de gaz et de liquides.

À l'heure actuelle, on distingue principalement trois catégories de fibres utilisées dans les bétons à fibres, chacune répondant à des exigences spécifiques d'usage :

- les fibres métalliques, appréciées pour leur capacité à augmenter la ténacité et la résistance post-fissuration ;
- les macrofibres synthétiques, offrant une solution alternative dans certaines applications structurelles ;
- les microfibres en polypropylène, souvent utilisées pour limiter la fissuration plastique précoce et améliorer le comportement au feu des bétons [9].



**FIGURE 1.1 : ROLE DES FIBRES DANS LA MATRICE DE BETON [9].**

### 1.3. DIFFERENTES NATURE DE FIBRES

Les fibres incorporées dans le béton sont classifiées selon plusieurs critères, notamment leur origine (naturelle, synthétique ou artificielle), leur géométrie (formes droites, ondulées, en aiguilles, etc.), leurs dimensions (macrofibres ou microfibres), ainsi que leurs propriétés mécaniques intrinsèques.

Cette classification permet d'orienter le choix des fibres en fonction des exigences techniques de l'application visée. Les fibres naturelles, souvent issues de matériaux biodégradables, présentent un intérêt écologique mais sont limitées par leur faible durabilité. Les fibres synthétiques, quant à elles, offrent une grande résistance à la traction et une bonne stabilité chimique, tandis que les fibres métalliques se distinguent par leur capacité à améliorer la ductilité, la ténacité et la résistance post-fissuration du béton.

Les principales familles de fibres utilisées dans le domaine du béton renforcé comprennent :

- **les fibres métalliques** (acier au carbone, inoxydable), efficaces contre la fissuration structurale ;
- **les fibres polymériques** (polypropylène, polyéthylène, nylon), généralement utilisées pour réduire la fissuration plastique et améliorer la résistance aux chocs ;
- **les fibres minérales** (verre, basalte), apportant des propriétés thermo-résistantes ;
- **les fibres naturelles** (chanvre, sisal, coco), explorées dans des contextes de construction durable.

Le choix de la fibre est donc dicté par une analyse multicritère prenant en compte la performance attendue, le contexte d'utilisation (exposition au feu, ambiance agressive, sollicitation mécanique) et les considérations économiques.

#### . Fibres naturelle :

##### ▪ Fibres végétales :

La fibre végétale la plus répandue est la cellulose, caractérisée par une résistance notable aux milieux alcalins. Les fibres d'origine végétale présentent également une bonne tolérance aux acides organiques, bien qu'elles soient vulnérables à la dégradation en présence d'acides minéraux forts.

On distingue principalement quatre catégories de fibres végétales selon leur origine anatomique :

1. **Les fibres de poils** (comme le coton),
2. **Les fibres de liber** (issues du phloème, telles que le lin ou le chanvre),
3. **Les fibres issues des feuilles** (comme le sisal),
4. **Les fibres extraites des tiges de certaines graminées**, notamment le bambou.

Ces fibres trouvent des applications variées, notamment dans l'industrie papetière et dans la fabrication de matériaux composites biosourcés, tels que les panneaux de construction à base de fibres de bois [10].

## **Les Fibres d'acier**

Les fibres d'acier figurent parmi les renforts les plus couramment employés pour améliorer les performances des bétons et mortiers. En effet, elles se caractérisent par une excellente résistance à la traction ainsi qu'un module d'élasticité très élevé [15].

Parmi les types de fibres d'acier les plus fréquemment utilisés, on peut citer ::

### **✓ Les Fibres Euro-Steel**

Ce sont des fibres ondulées en acier à haute résistance, tréfilé, dur, à teneur en carbone inférieure à 0.15%. La contrainte limite de rupture en traction est de 1400 MPa[12].

### **✓ Les Fibres Bekaert de Chez Dramix**

Les fibres en acier tréfilé, produites par Bekaert, se présentent sous forme de plaquettes collées, ce qui facilite leur incorporation dans le béton tout en empêchant la formation d'agglomérats appelés « oursins ». En effet, la colle utilisée se dissout rapidement dans l'eau de gâchage. Les fibres les plus courtes sont principalement employées dans les bétons projetés. Elles présentent une résistance minimale à la traction de 1100 MPa, avec un diamètre compris entre 0,4 et 0,8 mm et une longueur variant de 25 à 60 mm [12].

## **Les Fibres Harex**

La fibre Harex est obtenue par fraisage. Les copeaux, produits légèrement enroulés sur eux-mêmes, possèdent une résistance à la traction d'environ 700 MPa[12].

### **✓ Les fibres Ruban en Fonte Amorphe de Pont-à-Mousson**

Ces fibres, développées par SEVA (Pont-à-Mousson), sont constituées de rubans en fonte amorphe obtenus par refroidissement rapide. Ce procédé de trempe confère à la structure une nature vitreuse, qui contribue en grande partie à leur excellente résistance à la corrosion.

Les longueurs commercialisées de ces fibres varient généralement entre 15, 30, 45 et 60 mm. Une caractéristique majeure de ces fibres est leur forte résistance à la corrosion. Leur résistance à la traction est d'environ 200 MPa.

### Les Fibres à Tête d'encrage en Acier Trfile

Ces fibres sont développées par EURO-STEEL, elles se distinguent par leur capacité à l'angle d'inclinaison des têtes a été choisi pour permettre un confinement du béton [12].

### ✓ Les Fibres de Beki -Shield

Les fibres métalliques spéciales commercialisées sous la marque Beki-Shield présentent des caractéristiques particulièrement intéressantes. Elles se distinguent par leur finesse, leur faible abrasivité ainsi que leur moindre irritabilité au toucher comparativement aux fibres de verre.

Ces fibres sont fabriquées à partir d'acier inoxydable, conférant ainsi une excellente résistance à la corrosion [17].

Par ailleurs, DEBICKI [16] synthétise dans le tableau 1.4 plusieurs propriétés des fibres industrielles, soulignant la grande diversité de leur nature.

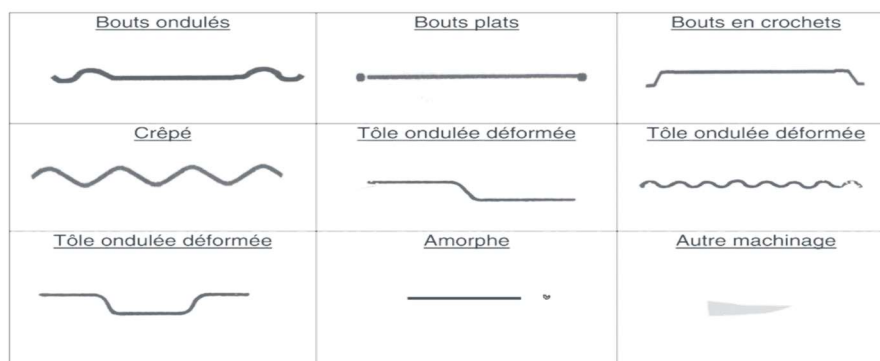


FIGURE 1. 2 : GEOMETRIE DES FIBRES METALLIQUES [12].

## 1.3. PROPRIETES DES FIBRES

### 1.3.1. La notion de fibres structurales

La notion de « fibres structurales » ne s'applique qu'à certains types spécifiques de fibres métalliques, dont les résistances résiduelles peuvent être assimilées à la fonction structurelle des armatures traditionnelles. Il convient de souligner que ce terme est inapproprié pour la majorité des fibres utilisées.

Par ailleurs, les applications relatives aux dalles sur sol ne sont généralement pas considérées comme relevant d'un usage structural. Dans ce contexte, les fibres métalliques et les microfibres synthétiques peuvent être dosées en quantités suffisantes afin de répondre aux exigences spécifiées dans le cahier des charges [18].

### 1.3.2 Le facteur d'élanacement

Le facteur d'élanacement est défini comme un rapport géométrique, correspondant au rapport entre la longueur de la fibre et son diamètre équivalent. Le tableau 3-2 présente les valeurs de ce ratio pour différents types de fibres.

L'adhérence entre la matrice béton et la fibre augmente proportionnellement avec le facteur d'élanacement. Cependant, les fibres présentant un facteur d'élanacement supérieur à 60 et une géométrie spécifique présentent un risque accru de formation d'agglomérats, communément appelés « oursins » [18].

Types de fibres	Élanacement (L/D)
Macrosynthétiques	50-100
Métalliques	25-100
Fonte amorphe	1200-1400
Polypropylène	140-1700
Carbone	150-400

TABLEAU.1. 1 : FACTEUR D'ELANCEMENT. [18].

### 1.3.3 Les propriétés spécifiques à chaque type de fibres

Les fibres jouent un rôle dont les effets varient en fonction de leur nature, ce qui se traduit par des applications diversifiées. Pour évaluer l'apport des fibres au comportement du béton, il est essentiel de connaître leurs caractéristiques, tant géométriques que mécaniques.

Selon leur nature — qu'elles soient métalliques, synthétiques ou naturelles — les fibres exercent des influences distinctes sur les propriétés du béton durci.

Par ailleurs, plusieurs facteurs interviennent dans la modification des propriétés du béton frais et durci, notamment le type de liant employé, la géométrie et la composition des fibres, ainsi que leur orientation, distribution et densité au sein de la matrice béton [18].

## 1.4. Utilisation des fibres dans le béton

### 1.4.1 Rôle des Fibre dans le Béton

Dans les premières recherches, les scientifiques ont tenté d'améliorer les performances mécaniques du béton, notamment sa résistance à la compression et à la flexion, par l'incorporation de fibres. Cependant, les résultats obtenus ne correspondaient pas aux attentes initiales [18].

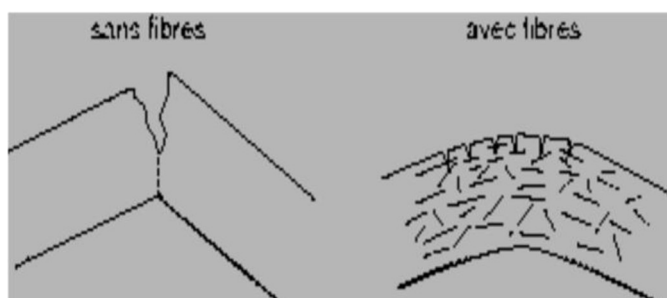


FIGURE 1. 3: FISSURATION DANS LE BETON SANS ET AVEC FIBRES [18]

Il convient de souligner que le rôle principal des fibres dans un matériau repose sur deux aspects essentiels :

- Le contrôle de la propagation des fissures en service, par la réduction de l'ouverture des fissures, comme illustré à la figure 1.8.
- La modification du comportement initialement fragile du matériau en un comportement ductile, améliorant ainsi la sécurité lors des phases de chargement ultime, comme le montre la figure 1.9 [18].

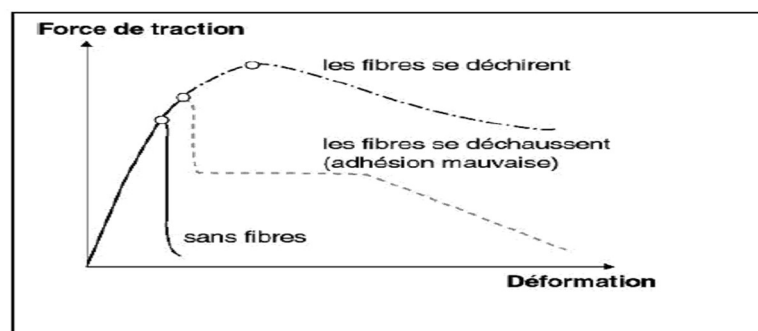


FIGURE 1.4: COMPORTEMENT DE CHARGE– DEFORMATION DE BETON AVEC ET SANS FIBERS [18].

## 1.4.2 Amélioration des caractéristiques mécaniques

L'incorporation de fibres dans le béton améliore sa ductilité, c'est-à-dire ses performances en phase post-fissuration. Par ailleurs, l'utilisation de fibres contribue à l'amélioration des résistances en flexion, en traction, en torsion, ainsi qu'en cisaillement, tout en augmentant la résistance aux chocs et à la fatigue. Ainsi, un béton fibré conserve sa capacité à supporter des charges même après la formation de fissures.

L'amélioration de la résistance en flexion résulte principalement de l'augmentation de la résistance résiduelle apportée par les fibres. Cette propriété dépend étroitement de la nature, de la quantité et de l'efficacité des fibres employées. Il est par ailleurs essentiel de garantir une distribution homogène des fibres au sein du mélange afin d'optimiser les performances mécaniques du béton fibré.

Toute incorporation de fibres doit être accompagnée de méthodes d'intégration appropriées visant à prévenir la formation d'agglomérats, communément appelés « oursins ».

## 1.4.3 Contrôle de la fissuration de retrait

Selon l'efficacité des fibres utilisées, il est possible d'améliorer le contrôle et de réduire le phénomène de fissuration tout en augmentant les performances mécaniques en phase post-fissuration.

Pour optimiser ce contrôle, une distribution homogène des fibres dans le béton, associée à un dosage approprié (voir figure 1.10), est indispensable. L'incorporation de fibres contribue ainsi à limiter la fissuration induite par le retrait plastique.

En ce qui concerne le béton durci, bien que le retrait de séchage persiste, la formation des fissures est mieux maîtrisée. Ces fissures se caractérisent par une moindre largeur, une longueur réduite et une distribution plus uniforme sur l'ensemble de la surface de l'ouvrage, pouvant parfois devenir imperceptibles à l'œil nu [18].



**FIGURE I. 5 : TEXTURE D'UN BETON FIBRE [18].**

### **1.4.4 Avantages du béton fibré**

Les avantages de l'utilisation des fibres dans le béton se déclinent selon deux aspects : technique et économique [18].

#### **✓ Aspect technique**

L'emploi du béton fibré présente des bénéfices majeurs, notamment en termes de contrôle de la fissuration et de capacité de charge, qui varient selon le type et la quantité de fibres utilisées.

Les principaux avantages techniques sont :

- Un renforcement tridimensionnel homogène réparti dans tout le volume du béton.
- Une augmentation de la ténacité grâce au comportement en post-fissuration (résistance résiduelle)
- Une capacité élevée d'absorption d'énergie.
- Une bonne résistance aux impacts.
- Une excellente résistance à la fatigue.
- Une amélioration de la résistance au cisaillement.

#### **✓ Aspect économique**

Les principaux avantages économiques des bétons fibrés sont :

- Une réduction du nombre d'intervenants sur le chantier, entraînant une baisse des coûts de mise en œuvre et une diminution des délais de construction ;
- Une optimisation du dimensionnement des éléments structuraux.

### **1.4.5 Domaines d'utilisation du béton de fibre**

La recherche et le développement ont permis d'étendre l'application du concept de renforcement structural à divers types d'ouvrages en béton. Grâce à leurs propriétés, les fibres sont utilisées dans de nombreux domaines où il est essentiel de réduire les risques de fissuration, d'améliorer la résistance aux impacts et d'optimiser la performance du béton pour un dimensionnement plus efficace des structures.

Le béton fibré trouve ainsi sa place dans tous les secteurs du génie civil, qu'il s'agisse de constructions industrielles, commerciales, institutionnelles ou résidentielles.

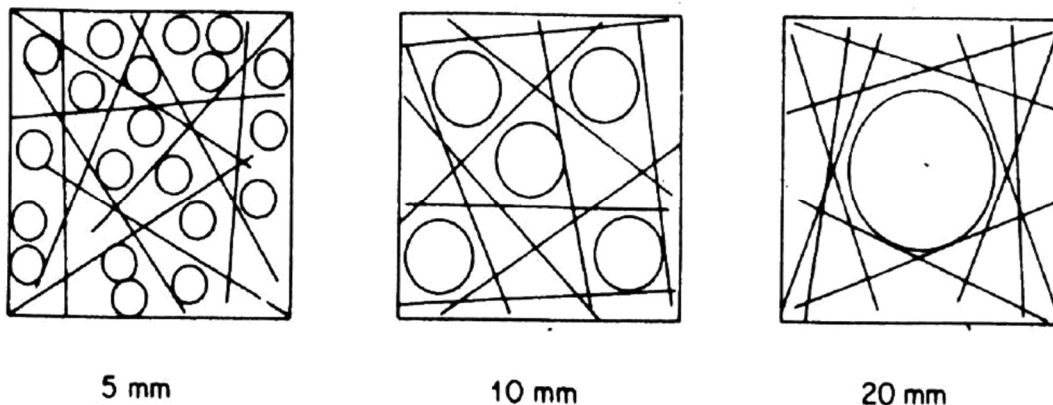
## 1.5. Comportement Mécanique Des Bétons De Fibres

### 1.5.1. Effet des fibres dans une matrice La taille et la rugosité des granulats

La dimension des granulats joue un rôle crucial pour obtenir un béton à la fois résistant et maniable. En effet, la présence d'une certaine proportion de gros grains peut nuire à l'ouvrabilité du béton.

Les bétons renforcés par fibres (B.R.F) contiennent, en plus des gros granulats, une quantité de fibres qui, en interagissant avec ces granulats, tendent à immobiliser leur mouvement, ce qui impacte principalement la maniabilité du mélange.

De nombreuses recherches ont montré que la mise en œuvre des bétons fibrés à matrice (B.F.M.) est souvent difficile et a toujours posé des problèmes. Pour faciliter cette mise en œuvre, la composition du béton ne doit en aucun cas inclure d'éléments dont la taille dépasse un quart de la longueur des fibres, soit une dimension maximale d'environ 8 à 15 mm. C'est pourquoi les bétons à base de sable sont particulièrement compatibles avec l'incorporation de fibres [3].



**FIGURE 1. 6 : EFFET DE LA TAILLE D'AGREGAT SUR LA DISTRIBUTION DES FIBRES DANS UN CARRE AVEC UNE LONGUEUR EGALE A LA LONGUEUR D'UNE FIBRE [3].**

#### ❖ Influence de l'adhérence fibres matrice

L'adhérence entre les fibres et la matrice constitue un facteur crucial pour l'efficacité des fibres dans le béton. Cette adhérence repose sur trois types de liaisons :

- une liaison élastique,
- une liaison de frottement,
- une liaison mécanique assurée par un ancrage, notamment dans le cas des fibres non rectilignes (crochets, ondulations, dentelures).

Des essais d'arrachement réalisés par Eurosteel en 1982 sur des fibres ondulées ont montré que la résistance de l'adhérence dépend de la teneur en ciment de la matrice. Cette teneur optimale se situe aux alentours de 400 à 500 kg/m<sup>3</sup> [6].

### ❖ **Influence de la géométrie de la fibre**

De nombreux types de fibres ont fait l'objet d'études approfondies, cependant, il a été démontré que seules les fibres munies d'un système d'ancrage sont en mesure d'améliorer significativement la résistance à la traction du béton, par la transmission d'une énergie notable de plastification et de rupture. Deux caractéristiques majeures en résultent :

1. Lors de leur plastification, les ondulations diffusent dans la matrice béton une énergie pouvant être multipliée par un facteur de 2,5 par rapport à l'énergie de rupture en traction propre à la fibre.
2. Contrairement aux autres catégories de fibres, les fibres ondulées présentent une capacité d'accrochage accrue au béton. En effet, les ondulations présentes le long de ces fibres engendrent des réactions de butée qui empêchent leur déchaussement au sein de la matrice [6].

#### - **Mécanisme de rupture d'une fibre dans la matrice**

La résistance à la fissuration, tout comme la résistance ultime d'un matériau composite, est étroitement liée à l'efficacité du transfert des efforts entre la matrice et les fibres d'armature. Lorsqu'une fibre est soumise à une sollicitation d'arrachement, ce transfert s'effectue principalement à travers les contraintes d'adhérence développées à l'interface fibre-matrice. La répartition de ces contraintes le long des zones d'ancrage des fibres, associée aux modèles mécaniques décrivant leur comportement, peut être évaluée et validée par le biais d'essais expérimentaux standards, notamment l'essai d'arrachement, ou « pull-out test ».

#### - **Processus de fissuration dans le béton**

Lors de la propagation d'une fissure dans le béton renforcé de fibres, le processus de fissuration doit être le suivant : La fissure qui se propage tout d'abord dans le mortier est arrêtée par une fibre qu'elle rencontre figure I.5-a, l'énergie nécessaire pour rompre l'interface étant trop importante, la fissure repart derrière la fibre de sorte que celle-ci joue un rôle de couture de la fissure figure I.5-b. Finalement la rupture du composite survient soit par arrachement soit par rupture des fibres figure I.5-c[2,7].

### 1.5.2. Résistance des bétons de fibres en compression

Le comportement en compression du béton renforcé de fibres (BFM) peut être décrit à travers trois phases distinctes, correspondant aux segments caractéristiques du diagramme effort-déformation.

- **Première phase : comportement élastique linéaire (avant microfissuration)**

Cette phase se manifeste par une portion linéaire du diagramme effort-déformation, identique à celle du béton de référence pour toute sollicitation inférieure à environ 50 % de la charge de rupture moyenne de trois éprouvettes cubiques. Cela indique que, dans cette plage, le module de Young du béton n'est pas significativement influencé par la présence des fibres.

- **Deuxième phase : amorce de fissuration et intervention des fibres**

À partir de cette phase, la courbe du BFM commence à se distinguer de celle du béton témoin. L'amorçage des microfissures provoque la mise en tension des fibres, qui entrent alors progressivement en action et contribuent au maintien de la cohésion du matériau.

- **Troisième phase : comportement post-pic et rôle des fibres**

Dans la phase descendante du diagramme, les fibres assurent une part importante de la reprise des efforts, permettant au béton fissuré de conserver son intégrité structurelle. Ce mécanisme permet d'éviter une rupture brutale.

Selon les travaux de Serna Ros (1984), la résistance ultime ainsi que le module d'élasticité d'un béton fibré demeurent très proches de ceux du béton non armé. Toutefois, au-delà du pic de contrainte, la présence des fibres confère au matériau une capacité supplémentaire à dissiper l'énergie, traduisant un comportement ductile marqué par une déformation accrue à la rupture (voir figure 1.14).

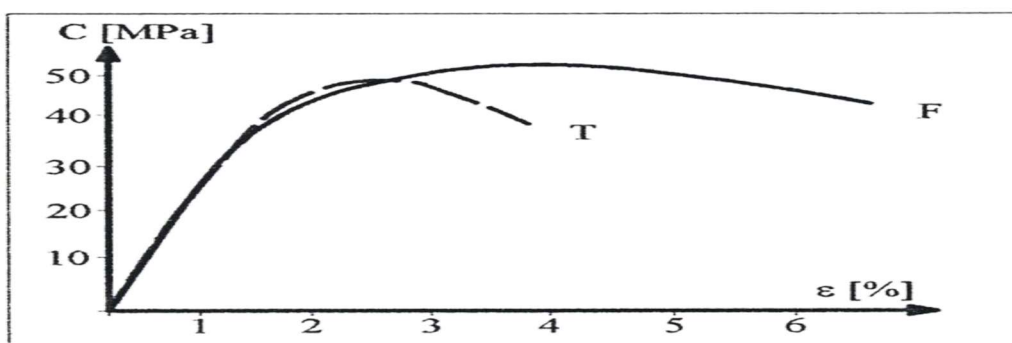


FIGURE 1. 7: COURBE CONTRAINTE DEFORMATION EN COMPRESSION SIMPLE (SERNA ROS, 1984) [19].

Avec :

T : Béton de fibres

F : Béton de fibres métalliques à crochets, différentes compositions de matrices sont testées.

Dans cette optique, FENELLA.D.A et AL (1985) ont montré, de par l'expérience, que plus le dosage en fibres est considérable, plus la dispersion de la partie descendante de la courbe effort-déformation est significative. La figure qui suit nous montre que le renforcement du béton par des fibres se retrouve sensiblement plus résistant, et nettement plus ductile [19].

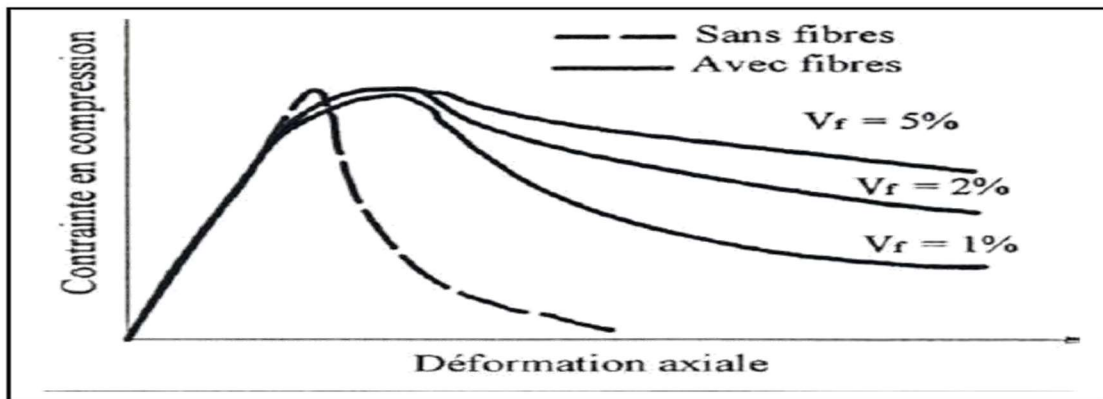


FIGURE I. 8: INFLUENCE DU DOSAGE EN FIBRES LORS D'U ESSAI DE COMPRESSION [3].

A l'évidence, ZHAN (1991), a montré que les fibres métalliques dans le béton (comparativement à un béton témoin) augmentent sa résistance de 20%. Dans la série d'essais qu'il a entrepris sur des éprouvettes asservies avec un âge de 227 jours. Il a constaté que ce plus en résistance est beaucoup plus faible (de l'ordre de 7%) [19].

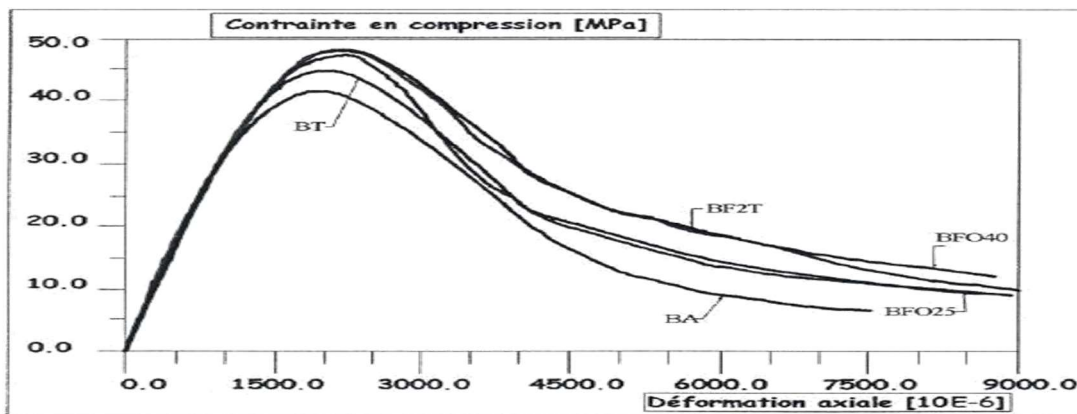


Figure I. 9: Courbe contrainte déformation des essais de compression faits sur des éprouvettes asservies [19].

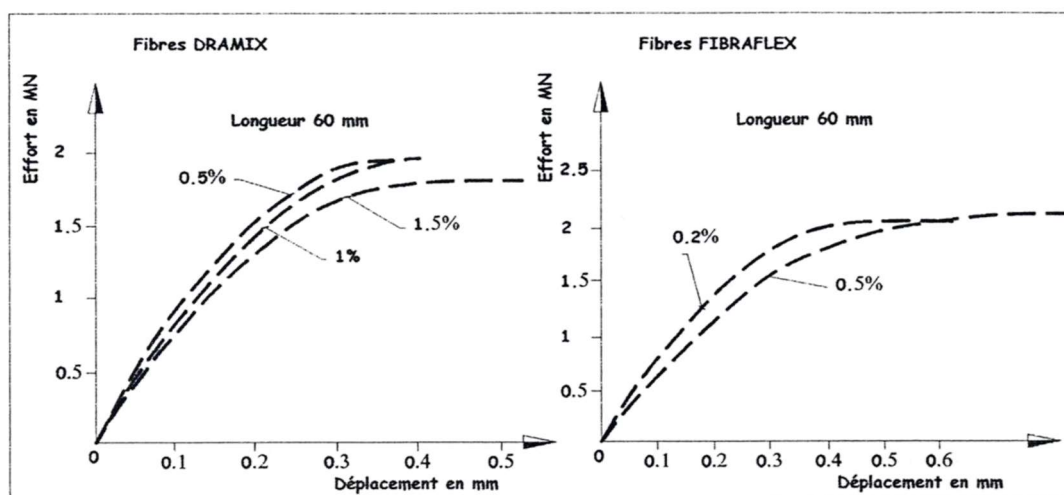
Dans le but d'affiner les résultats expérimentaux, des essais de compression ont été conduits au sein du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Pour ce faire, des éprouvettes cubiques de dimensions 10 x 10 x 10 cm<sup>3</sup> ont été prélevées par sciage à partir de trois types de massifs : l'un constitué de béton renforcé de fibres DRAMIX, un autre à base de fibres FIBRAFLEX, et un béton témoin, utilisé comme référence.

Il est généralement admis que l'incorporation de fibres n'apporte pas d'amélioration significative à la résistance en compression du béton. Au contraire, les résultats montrent une légère diminution du module de Young ainsi que de la contrainte maximale. En revanche, la ductilité du matériau, qui dépend du type, de la géométrie et du dosage en fibres, se voit sensiblement améliorée (voir figure 1.17) [20].

Pierre Rossi, pour expliquer cette réduction de la résistance, adopte une approche simplifiée en s'appuyant sur les formules de Féret. Selon lui, la baisse du module d'élasticité et de la résistance mécanique des bétons fibrés est principalement due à une plus forte teneur en sable et en pâte de ciment, comparativement à un béton conventionnel, mais également à une porosité accrue [20].

Par ailleurs, il convient de noter qu'ignorer la réduction de la teneur en gravier dans la formulation d'un béton fibré, en comparaison à un béton non fibré, peut potentiellement fausser l'interprétation des résultats [20].

Enfin, les chercheurs du LCPC ont accordé une attention particulière à l'application de la méthode Baron-Lesage, en envisageant la substitution des armatures transversales traditionnelles par des fibres, dans une logique d'optimisation du comportement mécanique du matériau.



**FIGURE.1.10 : DIAGRAMMES EFFORT -DEPLACEMENT EN COMPRESSION EN FONCTION DU TYPE ET DU POURCENTAGE EN FIBRES [20 ].**

### 1.5.3. Essais de traction par Flexion

Dans le cadre de cette étude [21], le béton analysé est renforcé par des fibres d'acier ondulées de longueurs 50 mm et 30 mm. Les essais portent sur des poutres en béton de dimensions 150 x 200 x 1200 mm, soumises à un essai mécanique 28 jours après le coulage.

Les poutres sont appuyées sur deux appuis espacés de 1000 mm, centrés, et sont soumises à une charge verticale appliquée au milieu de la travée. Cette charge est introduite de manière progressive, à une vitesse de chargement contrôlée, à l'aide d'une machine d'essai de type Tribel OPM200 (voir figure I.12), jusqu'à la rupture de l'élément pour chaque formulation de béton.

Par la suite, la courbe charge-flèche est enregistrée pour chaque échantillon. L'allure typique de ces courbes, obtenue lors des essais de traction par flexion, est présentée à la figure 1.18.

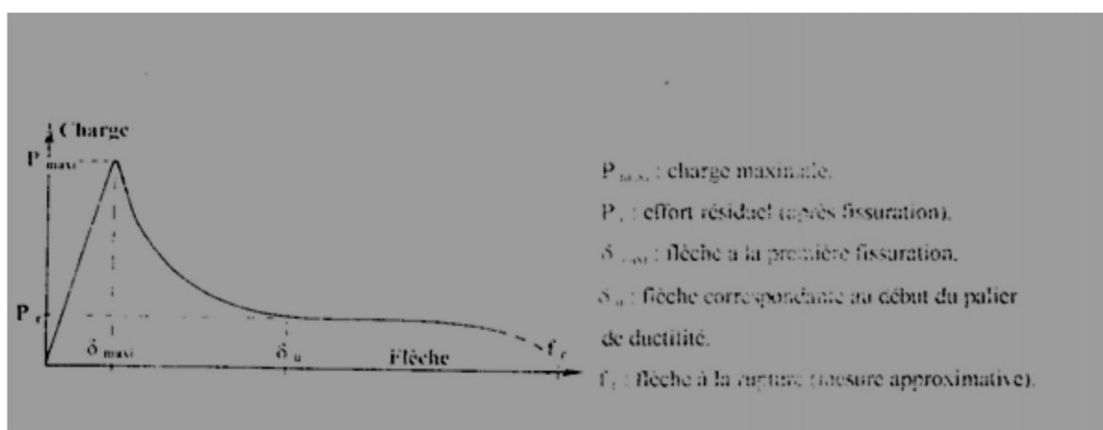


FIGURE 1. 11 : ALLURE DES COURBES CHARGE-FLECHE [21].

La courbe comporte une première phase, élastique linéaire jusqu'à atteinte de l'effort maximal correspondant à l'apparition de la première fissure. Cet effort maximal est fonction du pourcentage en fibres. La deuxième phase est caractérisée par une branche descendante plus au moins ductile. A ce stade, les fibres sont sollicitées en traction. Elles interviennent en "causant"

les fissures et en limitant leur ouverture. La longueur des fibres ainsi que le pourcentage deviennent des paramètres importants. En effet, l'effort nécessaire à l'arrachement des fibres est fonction de la longueur adhérente et du système d'ancrage (crochets pour les fibres Dramix). En ce qui concerne le pourcentage, plus celui-ci est important plus le nombre de fibres cousant la matrice est important.

Enfin, dans la troisième phase, la courbe tend à s'aplatir et ne s'annule qu'après une grande déformation. Il y a une réduction des efforts due à l'existence des fibres au niveau de la fissure. Cet

effort qui permet au matériau de résister encore est appelé effort résiduel. La rupture survient ensuite soit par arrachement, soit par rupture des fibres [21].

### **Influence du type de fibres**

Le comportement global observé pour les deux types d'éprouvettes — celles en béton renforcé par des fibres industrielles et celles renforcées par des fibres locales en copeaux, de longueurs respectives de 30 mm et 50 mm, et à des taux d'incorporation de 0,5 % et 1 % — demeure globalement similaire.

L'incorporation de fibres confère au béton une meilleure ductilité. Pour une longueur de fibre de 30 mm et un dosage de 1 %, les fibres locales en copeaux présentent de meilleurs résultats en termes de comportement mécanique.

Cependant, s'agissant de l'énergie de rupture, les éprouvettes renforcées avec des fibres industrielles de 50 mm se révèlent plus performantes. Cette supériorité peut s'expliquer par la présence d'un système d'ancrage mécanique, les fibres étant munies de crochets à leurs extrémités, ce qui améliore significativement l'adhérence à la matrice cimentaire [21].

### **Influence de la longueur des fibres**

L'analyse du comportement du béton renforcé par des fibres en copeaux, pour des taux d'incorporation de 0,3 %, 0,5 %, 1 %, 1,5 %, 2 % et 2,5 %, ainsi que pour des longueurs de fibres de 30 mm et 50 mm, permet de tirer les conclusions suivantes : Pour les faibles pourcentages, la longueur des fibres influence peu le comportement des éprouvettes soumises à la traction.

En revanche, à mesure que le pourcentage de fibres augmente, l'effet de la longueur devient nettement plus significatif.

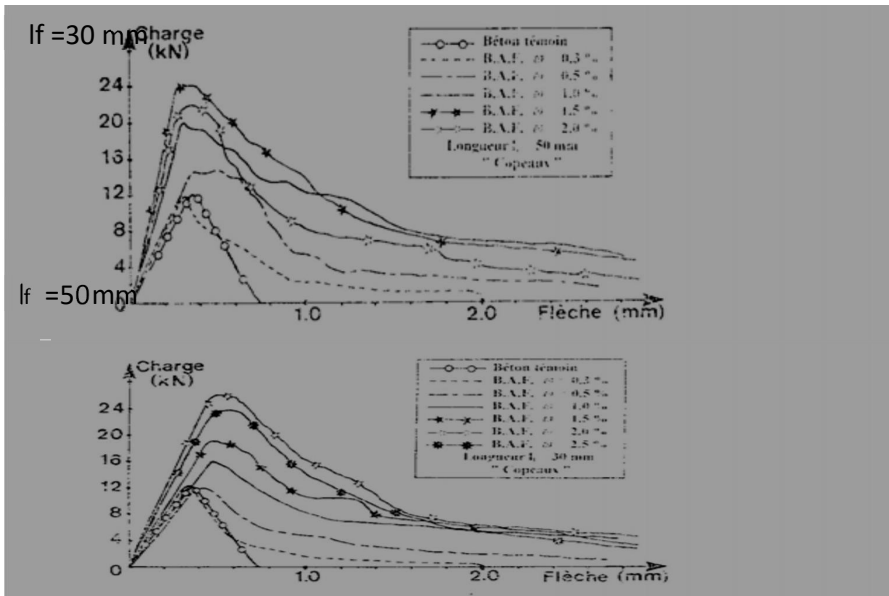
À taux identique, les fibres de plus grande longueur s'avèrent plus efficaces pour limiter l'ouverture des fissures, en agissant comme des points d'ancrage traversants.

Par conséquent, l'effort d'arrachement requis ainsi que l'énergie de rupture enregistrée sont plus élevés avec des fibres longues.

#### **- Influence du pourcentage en fibres**

La figure I-13 illustre l'influence du taux de fibres sur le comportement des éprouvettes soumises à un essai de traction par flexion. Pour chaque longueur de fibre considérée, l'effet du pourcentage en fibres est clairement observable, notamment par la comparaison des courbes obtenues

avec celle du béton témoin (sans fibres). Il en ressort que l'incorporation de fibres confère une plus grande ductilité au matériau : la rupture, initialement fragile, devient progressive et ductile. Par ailleurs, l'effort correspondant à l'apparition de la première fissure ainsi que l'énergie de rupture croissent avec l'augmentation du taux de fibres [19].

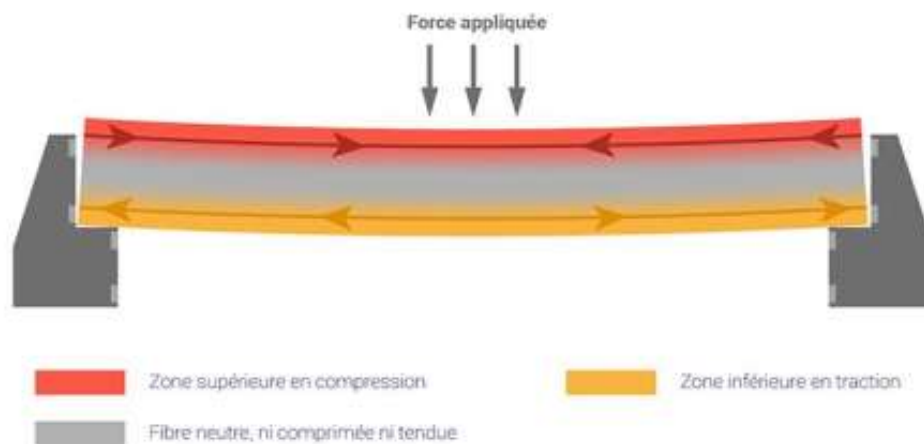


**FIGURE 1. 12 : INFLUENCE DE LA LONGUEUR DES FIBRES SUR LA RESISTANCE A LA TRACTION PAR FLEXION [19].**

## 1.6. La stabilité d'un bâtiment

### 1.6.1. Réduction des déformations

Plusieurs paramètres comme la forme, les dimensions de la section transversale, la nature des charges appliquées, les propriétés du matériau de la poutre (en particulier le module d'élasticité), les conditions d'appui et de liaison aux extrémités de la poutre interviennent à la détermination de la flèche maximale de l'élément structural. Ce qui limite les déformations excessives qui peuvent être l'origine des défaillances structurales.



**FIGURE 1. 13 : DISTINCTION DES ZONES DE DEFORMATION DANS UNE POUTRE FLECHIS [6]**

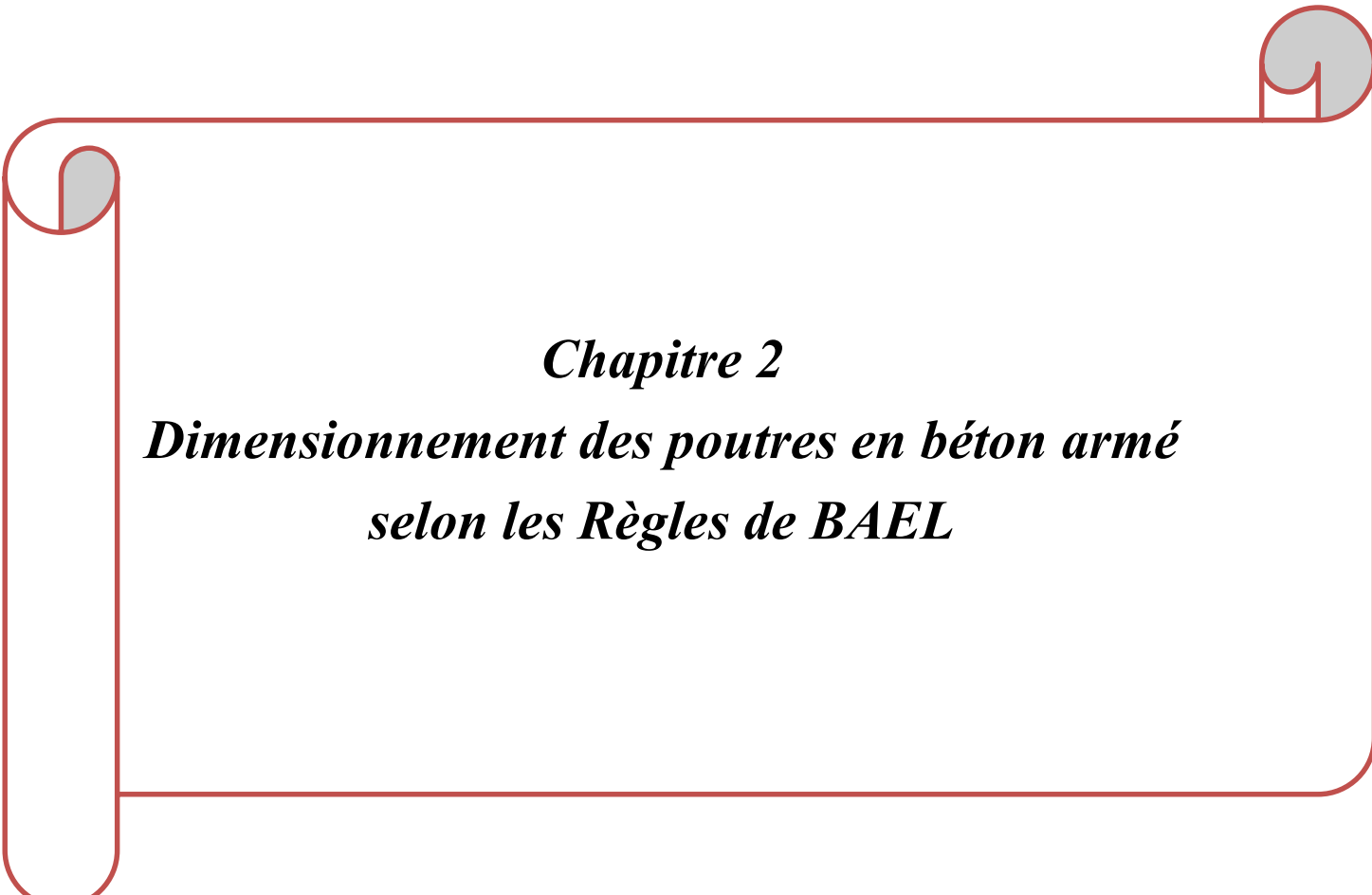
### 1.6.2. Durabilité

Par rapport à d'autres types de matériaux, le béton armé possède une certaine durabilité qui varie généralement entre 70 à 100 ans [7]. Cependant, la pérennité de la poutre ou d'autres éléments est influencée par de nombreux facteurs dont le respect du dosage correct du ciment, la qualité de la conception, connaissance de ses conditions d'environnement ainsi que diverses conditions d'usage, d'entretien et d'exploitation.

#### Conclusion:

La revue bibliographique a permis de recenser différents types de fibres, ainsi que leurs caractéristiques, usages et comportements spécifiques. Afin de déterminer celles qui offrent les meilleures performances en compression et en traction par flexion, une série d'essais expérimentaux sera réalisée.

Dans cette optique, la phase expérimentale de ce travail portera spécifiquement sur les fibres métalliques ondulées en acier.



***Chapitre 2***  
***Dimensionnement des poutres en béton armé***  
***selon les Règles de BAEL***

## 2.1. Introduction

L'étude des poutres en béton armé constitue une étape fondamentale dans la compréhension du comportement des structures en génie civil. Ces éléments porteurs sont omniprésents dans les ouvrages modernes, et leur conception obéit à des règles rigoureuses destinées à garantir la sécurité, la durabilité et la fonctionnalité des constructions. Ce chapitre se propose de présenter les bases théoriques et normatives relatives au dimensionnement des poutres en béton armé, en s'appuyant sur les prescriptions du BAEL 91 révisé 99. Il aborde successivement les notions d'états limites, les propriétés des matériaux constitutifs (béton et acier), les règles de disposition des armatures, ainsi que les méthodes de calcul en flexion et en effort tranchant. Ces notions fondamentales serviront de socle pour les applications pratiques qui suivront.

## 2.2. Approche théorique et caractéristique de la poutre

### 2.2.1. Notion de base et principe du BAEL

#### 2.2.1.1. Notion des états limites

L'état limite se définit comme le point critique au-delà duquel un élément en béton armé ne satisfait plus aux exigences fonctionnelles ou de sécurité, en raison des sollicitations défavorables exercées sur celui-ci [16]. Cette notion constitue un fondement essentiel dans les méthodes de dimensionnement, notamment par l'introduction de coefficients partiels de sécurité visant à intégrer les incertitudes relatives aux propriétés des matériaux et aux conditions d'exécution de l'ouvrage

**Tableau 2. 1. Les états-limites en BAEL**

Etats-limites ultimes (E.L.U)	Etats-limites de service (E.L.S)
<input type="checkbox"/> ELU d'équilibre statique : non renversement de la construction	<input type="checkbox"/> ELS de résistance à la compression du béton : contrainte de compression borné
<input type="checkbox"/> ELU de résistance pour les matériaux constitutifs (non rupture par écrasement du béton)	<input type="checkbox"/> ELS de déformation : limitation des flèches
<input type="checkbox"/> ELU de stabilité de forme : non flambement des éléments	<input type="checkbox"/> ELS d'ouverture de fissures : pas de corrosion des armatures

### 2.2.1.2. Domaine d'application du BAEL

Les règles BAEL 91, révisées en 1999, s'appliquent à l'ensemble des ouvrages réalisés en béton armé, lorsque celui-ci est constitué de granulats naturels courants et présente un dosage en ciment supérieur ou égal à 300 kg/m<sup>3</sup> de béton mis en œuvre

Les constructions peuvent être classées selon les niveaux de charges d'exploitation comme suit :

- **Les constructions courantes**, caractérisées par une charge d'exploitation modérée, généralement inférieure au double du poids propre de la structure ( $Q < 2G$ ) ;
- **Les constructions industrielles**, soumises à des charges d'exploitation élevées, dépassant le double du poids propre ( $Q > 2G$ ) ;
- **Les constructions spéciales**, regroupant les ouvrages ne répondant pas aux critères des deux premières catégories [17]."
- 

### 2.2.2. Combinaison d'action aux états limites

Une poutre peut être soumise, tout au long de sa durée de vie, à une grande diversité de combinaisons d'actions complexes. Il est donc indispensable d'opter pour des hypothèses de calcul permettant de couvrir, avec un haut niveau de probabilité, les situations les plus défavorables [18]

**Tableau 2. 2. Combinaison fondamentale de charges aux états-limites**

	<b>Poutre charge</b>	<b>Poutre déchargée</b>
<b>ELU</b>	$1,35G + 1,5Q$	$1,35G$
<b>ELS</b>	$G + Q$	$G$

### 2.2.3. Caractéristiques des matériaux de la poutre

#### 2.2.3.1. Béton

##### 2.2.3.1.1. Principaux constituant du béton

Le béton est un matériau composite constitué de plusieurs composants, dont les principaux sont :

- **Les liants hydrauliques normalisés**, principalement les ciments artificiels de types CEM I et CEM II, appartenant aux classes de résistance 42,5 ou 52,5 (à prise normale ou rapide), avec un dosage usuel de 350 kg/m<sup>3</sup> pour les ouvrages en béton armé ;
- **Les granulats**, naturels ou artificiels (sables, gravillons, etc.), dont la dimension maximale D varie généralement entre 15 et 25 mm ;

- **L'eau**, utilisée à la fois pour l'hydratation du ciment et pour le mouillage des granulats, qui doit être propre et exempte de matières organiques ;
- **Éventuellement, des adjuvants**, tels que des plastifiants, des superplastifiants, des colorants ou d'autres additifs destinés à modifier certaines propriétés du béton [18].

### 2.2.3.1.2. Résistance caractéristique à la compression

La résistance mécanique du béton est couramment définie par une valeur caractéristique, notée  $f_{c28}$ , exprimée en mégapascals (MPa). Cette valeur représente la résistance à la compression obtenue à 28 jours et dépend des conditions de fabrication, du dosage du mélange ainsi que de la classe du ciment utilisé.

La classe du béton est généralement indiquée par la notation « B  $f_{c28}$  ». La résistance à la compression à un âge donné  $j$  jours peut être déterminée à partir de cette valeur caractéristique selon les formules suivantes :

$$\begin{array}{ll}
 f_{c28} < 40 \text{ MPa} & f_{c28} > 40 \text{ MPa} \\
 \frac{j \cdot f_{c28}}{4,76 + 0,83j} & \frac{j \cdot f_{c28}}{1,40 + 0,95j}
 \end{array}$$

### 2.2.3.1.3. Résistance caractéristique à la traction

Contrairement à sa résistance en compression, le béton présente une faible résistance à la traction. Sa résistance caractéristique à la traction, notée  $f_{t28}$ , est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{c28} \quad (2-1)$$

**Tableau 2. 3. Valeurs courantes de  $f_{t28}$  en fonction de  $f_{c28}$**

$f_{c28}$	20	25	30	35	40
$f_{t28}$ (en MPa)	1,8	2,1	2,4	2,7	3

### 2.2.3.1.4. Déformation du béton

Les propriétés du béton évoluent en fonction de son âge, des charges auxquelles il est soumis ainsi que des conditions environnementales. Sa capacité à résister aux déformations engendrées par des sollicitations externes est caractérisée par les modules de déformation. Le béton peut présenter deux types de déformations :

- Les déformations spontanées, telles que le gonflement et le retrait ;
- Les déformations sous charges, comprenant l'élasticité, la plasticité et le fluage, entre autres [18].

## 2.2.3.2. Acier

### 2.2.3.2.1. Caractéristique mécanique de l'acier

En pratique, le module d'élasticité longitudinal  $E_s$  de l'acier reste constant, quelle que soit la nature spécifique de l'acier utilisé. Par ailleurs, ce matériau se distingue par une valeur garantie de sa limite d'élasticité, qui dépend essentiellement de sa classification et de sa forme. Par convention, cette limite d'élasticité est notée  $f_e$  et exprimée en mégapascals (MPa).

Les aciers en barres sont généralement privilégiés pour la réalisation des poutres, tandis que les treillis soudés sont le plus souvent employés dans la conception des dalles en béton armé.

**Tableau 2. 4. Valeur caractéristique de l'acier pour le béton armé**

Types d'aciers ( $E_s = 200\ 000$ MPa)				
Caractéristiques	Ronds lisses ( $\emptyset$ )		Haute Adhérenc	e (HA)
<b>Dénomination</b>	Fe E215	FeE235	FeE400	FeE500
<b>Limite élastique en MPa</b>	$f_e = 215$	$f_e = 235$	$f_e = 400$	$f_e = 500$
<b>Allongement à la rupture</b>	22 %		14 %	12 %
<b>Diamètre courant en mm</b>	6-8-10-12		6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	

### 2.2.3.2.2. Caractère d'adhérence de l'acier

L'adhérence entre l'acier et le béton facilite le transfert des efforts, assurant la continuité structurelle des armatures incorporées dans le béton. Cette adhérence est caractérisée par deux coefficients spécifiques qui interviennent dans les calculs relatifs à la fissuration ainsi qu'aux dispositifs d'ancrage

**Tableau 2. 5. Coefficient d'adhérence pour l'acier**

	Coefficient de fissuration $\eta$	Coefficient de scellement $\psi/s$
<b>Barre rond lisse (RL)</b>	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>Barre à Haute adhérence (HA)</b>	1,3 si $\emptyset < 6$ mm 1,6 si $\emptyset \geq 6$ mm	<b>1,5</b>

### 2.2.3.2.3. Les différents types d'armature d'une poutre

Les armatures incorporées dans le béton sont disposées selon différentes configurations, adaptées aux exigences spécifiques de l'ouvrage, afin d'assurer une parfaite cohésion et une résistance optimale aux sollicitations externes :

- **Les armatures principales** : positionnées longitudinalement le long de la poutre, elles sont généralement placées dans la partie inférieure, soumise à des efforts de traction. Elles peuvent également être sollicitées en compression lorsqu'elles sont situées dans la partie supérieure de la poutre.
- **Les armatures transversales** : telles que les cadres, étriers et épingles, elles ont pour fonction principale de résister aux efforts tranchants et de maintenir la position des armatures principales, avec des espacements précisément définis.
- **Les armatures de renfort** : localisées dans la partie supérieure de la section de la poutre, souvent aux encastresments ou aux appuis intermédiaires, elles renforcent la structure dans ces zones critiques.
- **Les aciers de montage** : assurent la stabilité géométrique des armatures principales lors du coulage du béton.
- **Les armatures de peau** : utilisées particulièrement pour les poutres de grande hauteur ( $h \geq 60$  cm pour l'acier Fe E500) afin d'assurer la cohésion de la section [18]."

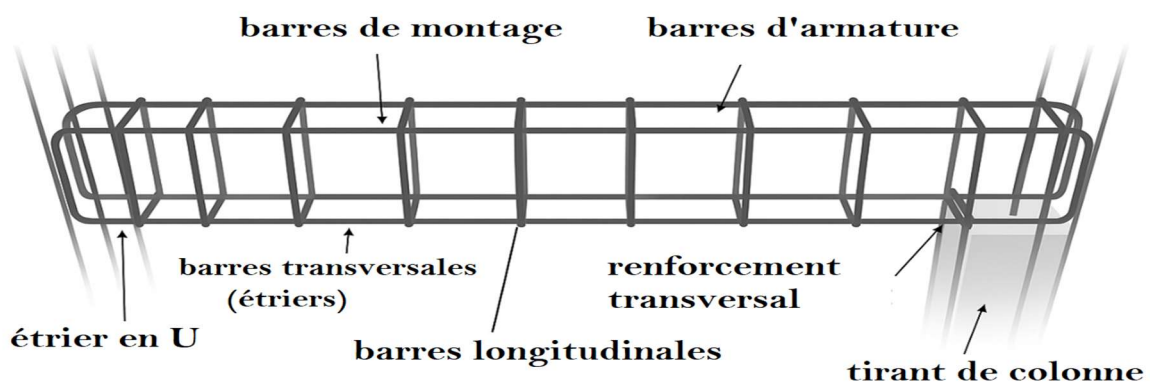


Figure 2. 1. Représentation des diverses catégories d'armatures d'une poutre en béton armé

## 2.2.4. Dispositions constructives

### 2.2.4. 1. Règle d'enrobage

L'enrobage des armatures, noté « c », a pour fonction principale de protéger les aciers contre la corrosion. Il est essentiel que cette couche de béton présente une épaisseur suffisante, déterminée en fonction des conditions d'exposition de l'ouvrage. Les valeurs minimales recommandées sont les suivantes :

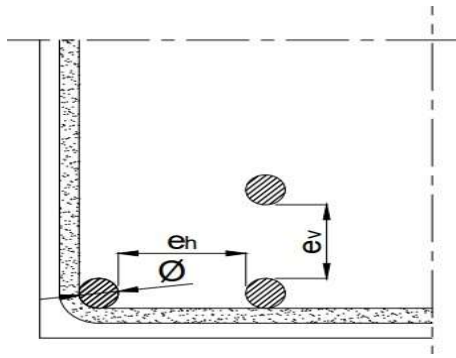
- 5 cm : pour les ouvrages exposés aux environnements marins, aux embruns ou à des atmosphères très agressives ;
- 3 cm : pour les parements soumis à des actions agressives, aux intempéries ou à des condensations, notamment lorsqu'ils sont en contact avec des liquides ;
- 1 cm : pour les parois situées à l'intérieur de locaux couverts et clos, non exposées aux condensations [19].



Figure 2. 2 Enrobage des armatures

### 2.2.4.2. Disposition des armatures

Afin de prévenir les poussées dans les zones vides, les armatures tendues ne doivent pas suivre le contour d'un angle rentrant. De plus, l'espacement entre les différentes armatures de la poutre doit être suffisamment large pour permettre un coulage adéquat du béton et faciliter sa vibration, assurant ainsi une homogénéité optimale du matériau. Par conséquent, il est indispensable de respecter des distances libres minimales conformément aux prescriptions [18].



**Figure 2. 3.Distance libre des armatures longitudinales**

- Espacement horizontale :

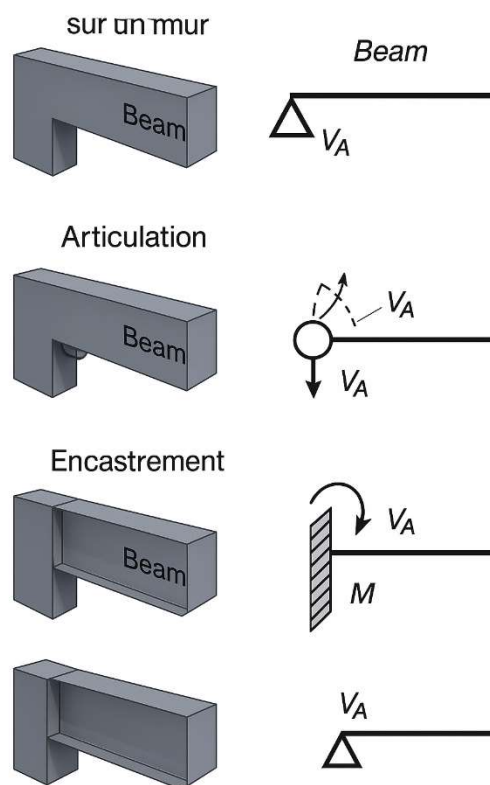
$$e_h \geq \max (\varnothing ; 1,5D ; 4) \quad (4-1)$$

- Espacement verticale :

$$e_v \geq \max (\varnothing ; D ; 2,5) \quad (4-2)$$

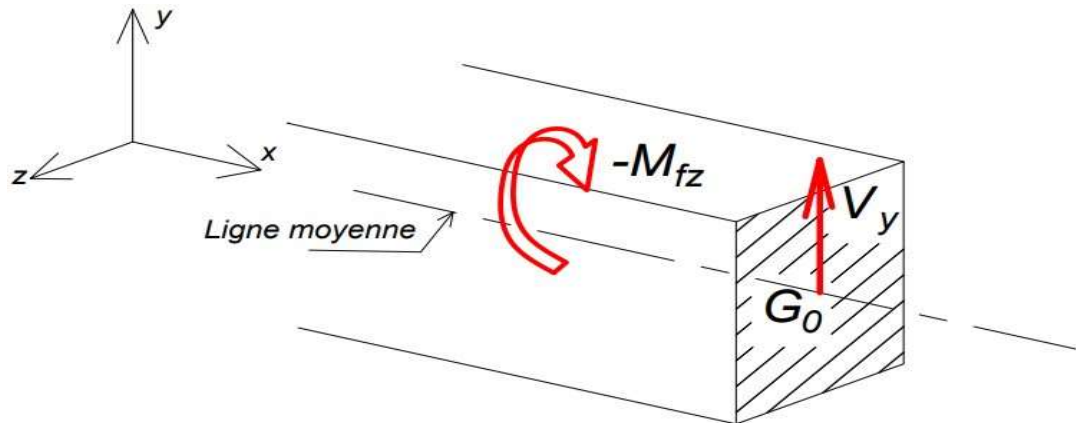
### 2.2.4.3. Poutre soumis à la flexion simple

Une poutre est un solide généré par une section droite S dont le centre de gravité G décrit une ligne appelée ligne moyenne. Elle repose sur au moins un appui et est supposée homogène et isotrope durant sa déformation. Les principaux types d'appuis se présentent sous trois formes :



**Figure 2. 4. Variétés de condition de liaison d'une poutre**

Cet élément est soumis à une flexion simple lorsque les sollicitations se limitent à un moment fléchissant  $M_{fz}$  et à un effort tranchant  $V_y$  dont la détermination s'effectue à l'aide des méthodes de la résistance des matériaux, notamment dans le cas des poutres reposant sur des appuis simples ou articulées à leurs extrémités.



**Figure 2. 5. Moment fléchissant et effort tranchant**

Dans le cas d'une poutre hyperstatique, telle qu'une poutre doublement encadrée, il est nécessaire de déterminer une équation supplémentaire liée à la déformation. Cette équation permettra par la suite de calculer les moments aux appuis ainsi que le moment fléchissant maximal. Avant d'entamer le dimensionnement proprement dit de la poutre, il est essentiel de procéder à un pré-dimensionnement de la section en béton, en se basant sur la portée de la poutre

**Tableau 2. 6. Relation de prédimensionnement d'une poutre**

	Poutre à deux appuis	Poutre continue
Hauteur h	$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$	$\frac{l}{20} \leq h \leq \frac{l}{16}$
Largeur b	$0,3h \leq b \leq 0,6h$	$0,3h \leq b \leq 0,6h$

Les trois cas de fissuration, en fonction du milieu ambiant pris en compte lors de la conception d'une poutre, impliquent un calcul de dimensionnement selon les états limites :

- ✓ **Fissuration peu préjudiciable (FPP)** : le calcul est effectué à l'état limite ultime (ELU).
- ✓ **Fissuration préjudiciable (FP) et fissuration très préjudiciable (FTP)** : le dimensionnement est réalisé à l'état limite de service (ELS).

## 2.3. Armature longitudinale d'une poutre à l'ELU

### 2.3.1. Flexion simple à l'ELU

#### 2.3.1.1. Hypothèses calculs

- Les sollicitations de calcul sont déterminées par la combinaison des actions de base à l'état limite ultime (ELU).
- Les sections droites restent planes et conservent leurs dimensions initiales après déformation (hypothèse des sections planes).
- La résistance à la traction du béton est considérée comme négligeable.
- Il n'existe aucun glissement relatif entre l'acier et le béton (adhérence parfaite).
- Le raccourcissement relatif admissible du béton en zone comprimée est limité à 0,35 % en flexion et à 2 % en compression pure.
- L'allongement relatif maximal de l'acier soumis à la traction est fixé à 1 %.
- Les diagrammes contrainte-déformation sont définis pour le béton en compression ainsi que pour l'acier en traction et en compression.
- Le diagramme des déformations limites d'une section respecte la règle des trois pivots [19].

#### 2.3.1.2. Diagramme déformation-contrainte

- Aciers

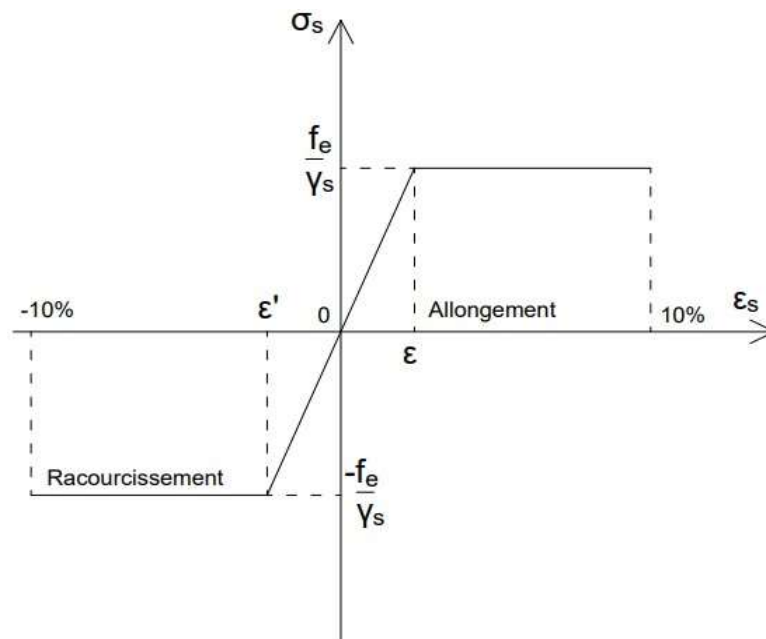


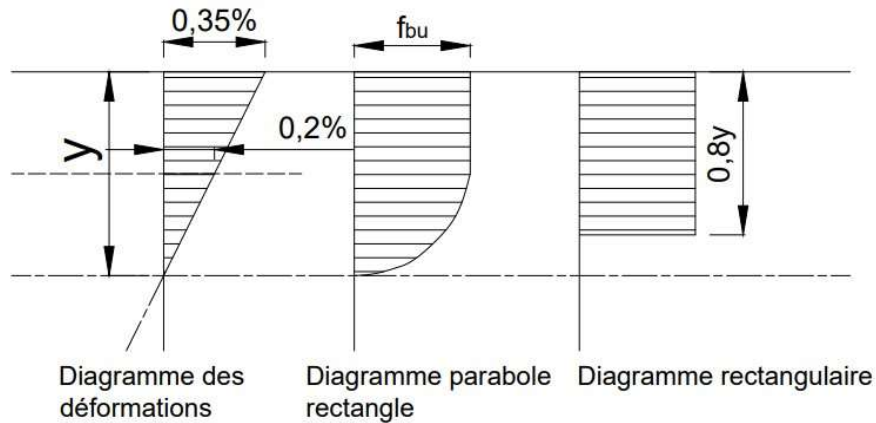
Figure2. 6. Diagramme déformation-contrainte de l'acier

Contrainte ultime de rupture de l'acier :

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (3-1)$$

Avec :  $\gamma_s = 1,5$  et  $f_e$  est donnée par le tableau 7.

- Béton



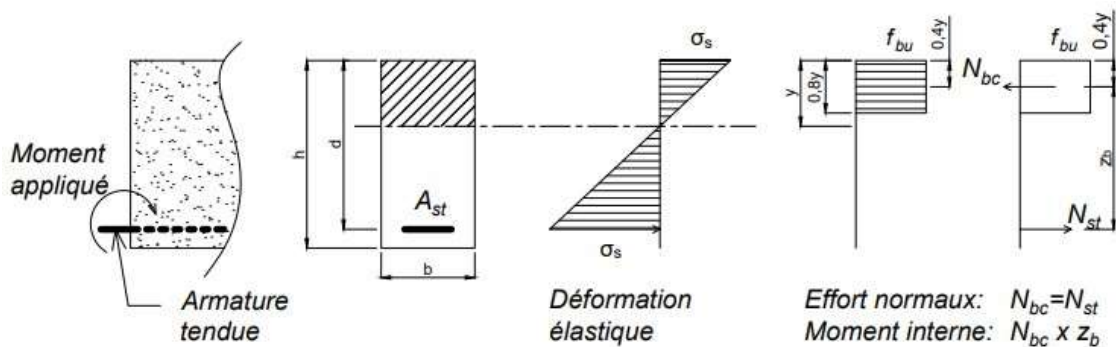
**Figure 2. 7. Diagramme déformation-contrainte du béton Contrainte ultime du béton comprimé :**

$$f_{ed} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad (3-2)$$

Avec :  $\gamma_b = 1,5$   $\theta = 1$  car la durée d'application de la charge est supérieure à 24 heures

### 2.3.1.3. Calculs des moments

#### Équilibre d'une section



**Figure 2. 8. Équilibre des moments et des efforts normaux**

On en déduit les efforts normaux de compression du béton  $N_{bc}$  et de traction de l'acier  $N_{st}$

$$N_{bc} = 0,8. y. b. f_{bu} \quad (3-3)$$

$$N_{st} = A_{st}. \sigma_{st} \quad (3-4)$$

Le bras de levier du couple interne s'écrit :

$$z_b = d - 0,4y = d(1 - 0,4\alpha) \quad (3-5)$$

$$y = d. \alpha \quad (3-6)$$

Ainsi l'équilibre des efforts normaux :

$$0,8. y. b. f_{bu} = A_{st}. \sigma_s \quad (3-7)$$

Et l'équilibre des moments par rapport à l'armature tendue s'écrit : [3]

$$M_u = N_{bc}. z_b = 0,8. b. f_{bu}. \alpha. d^2(1 - 0,4\alpha) \quad (3-8)$$

$$M_u = N_{st}. z_b = A_{st}. \sigma_s. (1 - 0,4\alpha) \quad (3-9)$$

#### - Calculs du moment ultime à l'ELU

Selon la combinaison des actions et sollicitations à l'état limite ultime, la valeur du moment ultime de résistance est donnée par :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \quad (3-10)$$

Les expressions des moments MGM\_GMG et MQM\_QMQ sont déduites à partir du moment maximal ou du moment aux appuis de la poutre (dans le cas des poutres encastées), où l'effort de flexion est le plus important. Ces expressions sont détaillées dans le formulaire des poutres en annexes.

Considérons deux cas de poutres à deux appuis, soumises à une charge répartie sur leur portée l:

- Poutre isostatique :

$$M_{fmax} = \frac{(q + g)l^2}{8} = \frac{gl^2}{8} + \frac{ql^2}{8} = M_G + M_Q \quad (3-11)$$

- Poutre hyperstatique (doublement encasté) :

$$M_A = M_B = \frac{(q+g)l^2}{12} = \frac{gl^2}{8} + \frac{ql^2}{8} = M_{G(A,B)} + M_{Q(A,B)} \quad (3-12)$$

$$M_A = M_B = \frac{(q+g)^2}{24} = \frac{gl^2}{24} + \frac{ql^2}{24} = M_G + M_{Q(A,B)} \quad (3-13)$$

- **Calcul des moments réduits  $\mu_{bu}$  et moment réduit ultime limite  $\mu_{lu}$**

D'après l'équation (5-8), on déduit les l'expression du moment réduit :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot f_{bu} \cdot d^2} = 0,8 \cdot \alpha \cdot (1 - 0,4\alpha) \quad (3-14)$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) \quad (3-15)$$

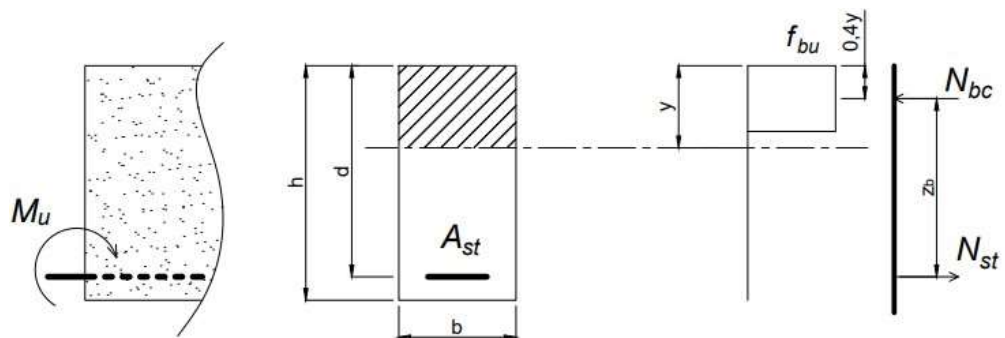
**Tableau 2. 7. Valeur du moment réduit ultime en fonction des nuances d'acier**

Nuances (MPa)	$f_{ed}$	$\mu_{lu}$
Fe E 215	189	0,429
Fe E 235	204	0,425
Fe E 400	348	0,392
Fe E 500	435	0,372

**Tableau 2. 8. Comparaison des moments réduits**

Comparaison des moments réduits	Section
$\mu_{bu} \leq \mu_{lu}$	SSA
$\mu_{bu} > \mu_{lu}$	SDA

**2.3.2. Section à simple armature**



**Figure 2. 9. Section sans acier comprimé à l'ELU**

- La section théorique  $A_{th}$  à l'ELU de l'armature tendu est obtenue à partir de l'équilibre de moment par rapport au point d'application de  $N_{bc}$ .

$$M_u - A_{st} \cdot \sigma_s \cdot z_b = 0$$

(3-16)

$$A_{th} = A_{st} = \frac{M_u}{z_b \cdot f_{ed}}$$

Avec :  $A_{st}$  en  $m^2$  et  $M_u$  en MN.m

- La valeur de cette section théorique doit être au moins égale la section minimale  $A_{min}$  selon la condition de non-fragilité (CNF) :

$$A_{th} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (5-17)$$

- La section réelle de l'armature est donnée par le choix des nombre et section approximative d'armature dans le tableau des sections.

### 2.3.3. Section à double armature

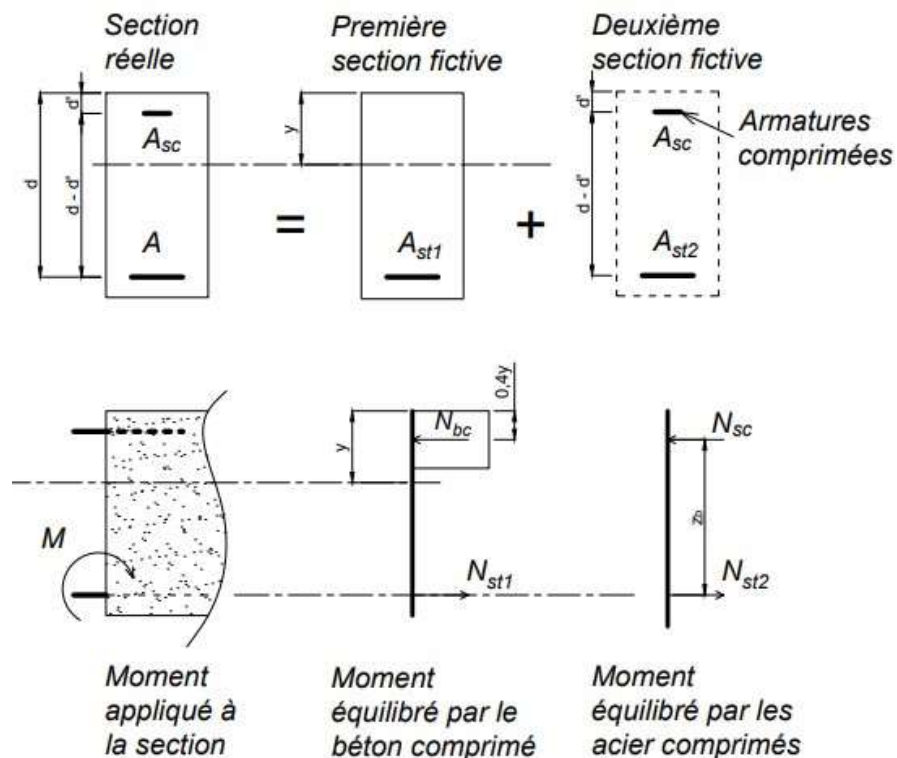


Figure2. 10. Section avec acier comprimé à l'ELU

### 2.3.3.1. Calcul de la section d'armature comprimée $A_{sc}$

Cette section se situe dans la zone comprimée du béton. La valeur de cette section est déterminée à partir de l'équilibre des moments par rapport à la section  $A_{st2}$ .

$$\sum M_{/A_2} = 0$$

$$M_u - M_{lu} - N_s(d - d') = 0$$

$$M_u - M_{lu} - A_{sc} \cdot \sigma_{sc}(d - d') = 0$$

$$A_{sc} = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d')\sigma_{sce}} \quad (3-18)$$

Pour un acier Fe E500 : '

$$\sigma_{sce} = 9\gamma f_{c28} - \frac{d'}{d}(13f_{c28} + 415) \quad (3-19)$$

$$\gamma = M_u / M_{ser} \quad (3-20)$$

Vérification du moment résiduel :

$$M_u - M_{lu} \leq 0,4 \cdot M_u \quad (3-21)$$

### 2.3.3.2. Calcul de la section théorique d'armature tendue

- Section  $A_{st1}$

$$A_{st1} = \frac{M_{lu}}{z_{bl} \cdot f_{ed}} \quad (3-22)$$

$$z_{bl} = (1 - 0,4\alpha_l) \quad (5-23)$$

$$\alpha_l = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{lu}}) \quad (3-24)$$

Avec :  $\alpha_l$  : position relative de la fibre neutre correspondant au moment réduit ultime limite

$b_{bl}$  : bras de levier correspondant à  $\alpha_l$

- Section  $A_{st2}$

Pour calculer cette section, on procède au calcul des moments par rapport à la section d'armature comprimé  $A_{sc}$ .

$$\sum M/A_{sc} = 0$$

$$M_u - M_{lu} - N_{s2}(d - d') = 0$$

$$M_u - M_{lu} - A_{st2} \cdot f_e(d - d') = 0$$

$$A_{st2} = \frac{M_u - M_{lu}}{(d - d') f_{ed}} \quad (3-25)$$

Ou encore :

$$A_{st2} = \frac{A_{sc} \cdot \sigma_{sce}}{f_{ed}} \quad (3-26)$$

La section théorique résultante est déduite par l'addition des valeurs des sections fictives tendus dans la partie inférieure du béton. D'après les équations (5-22) et (5-26), on a :

$$A_{th} = \frac{1}{f_{ed}} \frac{M_{lu}}{z_{bl}} (+ A_{sc} \sigma_{sce}) \quad (3-27)$$

Ensuite, cette section doit satisfaire à la condition de non-fragilité avant de procéder à la détermination de la section effective de l'armature, conformément aux données figurant dans le tableau des sections présenté en annexe 1.

## 2.4. Armature longitudinale d'une poutre à l'ELS

### 2.4.1. Flexion simple à l'ELS

#### 2.4.1.1. Hypothèses de calculs

- Les sollicitations de calcul sont déterminées par la combinaison des actions de base à l'état limite de service (ELS).
- La résistance à la traction du béton est considérée comme négligeable.

- Les sections droites restent planes après déformation (hypothèse des sections planes).
- Il n'existe aucun glissement entre l'acier et le béton (adhérence parfaite).
- béton qui aurait le même centre de gravité  $\sigma_s = 15\sigma_{bc}$ . [18]

#### 2.4.1.2. État limite de service

- Etat limite de compression du béton : c'est la contrainte de compression en service du béton.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} \quad (4-1)$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1 \quad (4-2)$$

- Etat limite d'ouverture de fissure

La fissuration se produise éventuellement dans les fibres tendues du béton. En effet, la contrainte de traction de l'acier tendu est bornée par une contrainte de traction limite obtenu à partir des cas de fissuration distinctifs :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \quad (4-3)$$

✓ Fissuration peu préjudiciable (FPP)  $\bar{\sigma}_s = f_e$

✓ Fissuration préjudiciable (FP)  $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

✓ Fissuration très préjudiciable (FTP)  $\bar{\sigma}_s = 0,8 \text{ Min} \left\{ \frac{2}{3} \cdot f_e ; \max(0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right\}$

Le calcul en service s'intéresse davantage à la fissuration préjudiciable et à la fissuration très préjudiciable afin d'éviter l'excès de fissuration de la poutre.

#### 2.4.1.3. Calcul des moments

- Moment en service  $M_{ser} = M_G + M_Q$  (4-4)
- Moment réduit en service

$$\mu_1 = \frac{M_{ser}}{bdz\sigma_s} \quad (4-5)$$

- Moment résistant du béton

$$M_{rb} = \frac{\bar{\alpha}_1}{2} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3}\right) \cdot \bar{\sigma}_{bc} \quad (4-6)$$

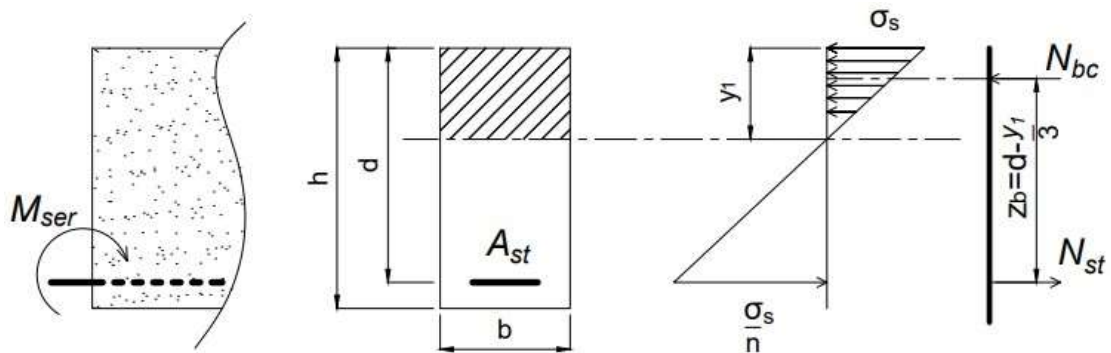
$$\bar{\alpha}_1 = \frac{n \cdot \bar{\sigma}_{bc}}{n \cdot \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} \quad (4-7)$$

Avec :  $n = 15$ .

**Tableau II. 9. Comparaison des moments**

Comparaison des moments	Section
$M_{ser} \leq M_{rb}$	SSA
$M_{ser} > M_{rb}$	SDA

### 2.4.2. Section à simple armature



**Figure II. 11. Section sans acier comprimé à l'ELS**

$$N_{st} = A_s \cdot \bar{\sigma}_s$$

$$M_{ser} - N_{st} \left(d - \frac{y_1}{3}\right) = 0$$

$$A_{th} = \frac{M_{ser}}{\left(d - \frac{y_1}{3}\right) \bar{\sigma}_s} \quad (4-8)$$

En posant :

$$\bar{\alpha}_1 = \frac{y_1}{d}$$

$$A_{th} = \frac{M_{ser}}{d(1 - \frac{\bar{\alpha}_1}{3})\bar{\sigma}_s} \quad (4-9)$$

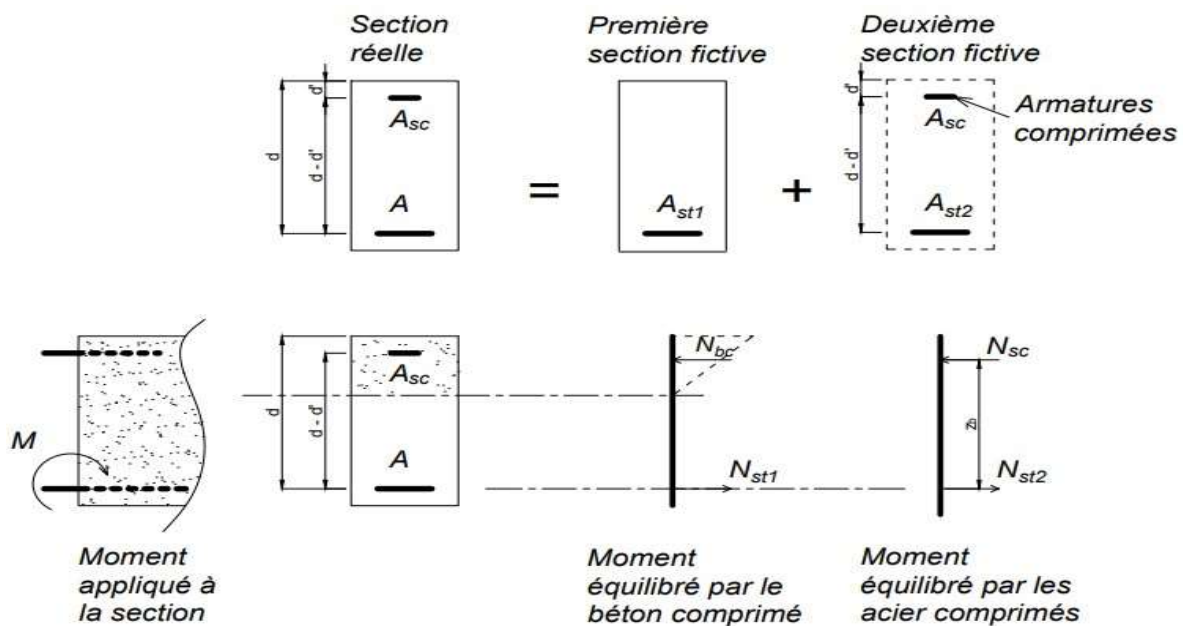
Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{th} \geq A_{min}$$

Le tableau des sections permet de déterminer le choix des armatures convenable ainsi que la section réelle de ces armatures.

La valeur de  $\bar{\sigma}_s$  dépend des cas de fissuration (FP ou FTP).

### 2.4.3. Section à double armature



#### 2.4.3.1. Calcul de la section d'armature comprimée

Equilibre des moments par rapport à la section d'armature tendu

$$\sum M/A = 0$$

$$M_{ser} - N_{bc} \left( d - \frac{y_1}{3} \right) - N_{sc} (d - d') = 0$$

$$M_{ser} - N_{bc} \left( d - \frac{y_1}{3} \right) = A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (d - d')$$

Avec :

$$\sigma_{sc} = n \cdot \bar{\sigma}_{bc} \frac{y_1 - d'}{y_1}$$

$$A_{sc} = \frac{M_{ser} - N_{bc} \left( d - \frac{y_1}{3} \right)}{\sigma_{sc} \cdot (d - d')}$$

#### 2.4.3.2. Calcul de la section théorique tendue

$$A_{th} = A_1 + A_2$$

$$A_1 = \frac{M_{rb}}{\bar{\sigma}_s \left( d - \frac{y_1}{3} \right)}$$

$$A_2 = \frac{M_{ser} - M_{rb}}{\bar{\sigma}_s (d - d')}$$

#### 2.4.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS [12]

- Position de l'axe neutre  $y$  et le moment quadratique  $I$  de la section droite de la poutre

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15(A_{th} + A_{sc})}{b}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A_{sc} (y_1 - d)^2 - 15 A_{th} (d - y_1)^2$$

- Calcul des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y_1$$

$$\sigma_{sc} = n \frac{M_{ser}}{I} (y_1 - d')$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1)$$

- Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \tag{4-10}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \tag{4-11}$$

$$A_{th} \geq A_{min} \tag{4-12}$$

$$M_{ser} - M_{rb} = A_{sc} \cdot \sigma_s(d - d') \leq 0,4 \cdot M_u \quad (4-13)$$

#### 2.4.3.4. Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} \geq \text{Max}\left(\frac{1}{16}; \frac{M_{fmax}}{10M_0}\right)$$

$$\frac{A_{th}}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e}$$

Si ces conditions ne sont pas vérifiées, alors la vérification de la flèche est nécessaire, sinon, on ne vérifie pas les conditions ci-dessous :

$$f \leq \bar{f} \quad (4-14)$$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{l}{500} \text{ si } l \leq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{l}{1000} + 0,5 [cm] \text{ si } l \geq 5m$$

## 2.5. Armature transversale d'une poutre

### 2.5.1. Effort tranchant

L'effort tranchant constitue une force interne appliquée perpendiculairement à l'axe longitudinal d'une poutre. En l'absence d'une capacité de résistance adéquate au cisaillement, cet effort peut engendrer des fissures diagonales. La résistance au cisaillement est généralement garantie par l'intégration d'armatures transversales au sein du béton.

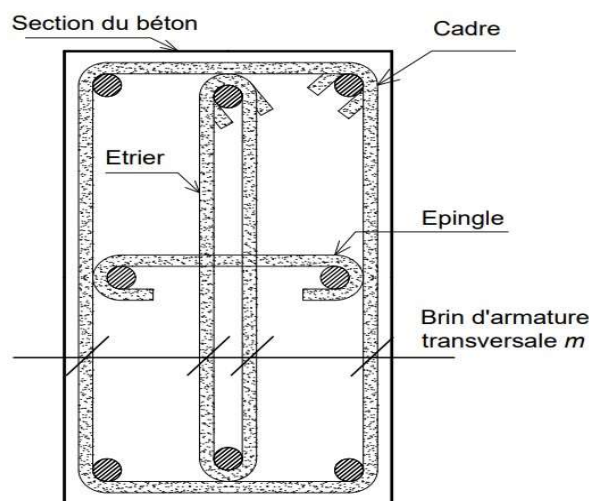


Figure 2. 12. Représentation des différentes formes d'armature transversale

### 2.5.1.1. Nécessité d'armature transversale

- Contrainte tangente conventionnelle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad (5-1)$$

Avec :  $V_u$  en MN

- Contrainte tangente limite ultime :

FPP :

$$\tau_{u \text{ lim}} = \text{Min} \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right)$$

FP ou FTP :

$$\tau_{u \text{ lim}} = \text{Min} \left( \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \right)$$

Pour chaque type de fissuration, lorsque la contrainte tangentielle conventionnelle demeure inférieure aux contraintes tangentielles limites ultimes, la présence d'armatures d'âme verticales est considérée comme nécessaire et suffisante.

### 2.5.1.2. Espacement admissible

Les espacements des armatures d'âmes ne doivent pas dépasser la valeur admissible défini dans cette relation :

$$s_t \leq \bar{s}_t = \text{Min} \left( 0,9d; 40; \frac{A_t f_{et}}{0,4b} \right) \quad (5-2)$$

Où :  $A_t$  en  $\text{cm}^2$ ,  $d$  et  $b$  en cm

### 2.5.2. Diamètre et espacement des armatures d'âmes

Diamètre :

$$\phi_t = \text{Min} \left( 0,3\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right)$$

Sachant que :  $h$  et  $b$  en cm et

$$6 \text{ mm} \leq \phi_t \leq 12 \text{ mm} \quad (5-3)$$

□ Espacement initiale :

(5-4)

$s_{t0} = \theta_0 \cdot A_t$  Avec :

$$A_t = \frac{m \cdot \pi \cdot \phi_t^2}{4} \quad (5-5)$$

$m$  : nombre de brin d'armature transversale

$$\theta_0 = \frac{0,9 \cdot f_{ed}}{b(\tau_{uo} - 0,3kft_{28})} \quad (5-6)$$

Où :  $b$  en cm,  $k = 1$  pour les cas de FPP ou FP,  $k = 0$  pour le cas de FTP

$$\tau_{uo} = \frac{V_{u0}}{b \cdot d} \quad (5-7)$$

Avec :  $V_{u0}$  en MN

$$V_{u0} = V_{u \max} - \frac{5h}{6} p_u \quad (5-8)$$

$$V_{u \max} = \frac{p_u l^2}{2} \quad (5-9)$$

$$p_u = 1,35g + 1,5q \quad (5-10)$$

### 2.5.3. Répartition des armatures d'âmes

Pour une poutre de section constante soumise à des charges uniformément réparties, la règle de Caquot constitue une méthode pertinente pour déterminer l'espacement des armatures d'âme.

La série de valeurs d'espacement selon Caquot est la suivante (en cm) :

7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 40.

Une fois que l'espacement initial  $s_{t0}$  des armatures d'âme est calculé, il convient de retenir, dans la série de Caquot, la première valeur inférieure ou égale à  $s_{t0}$ .

Par ailleurs, la première armature d'âme doit être positionnée à une distance  $s_{t0}/2$  à partir du nu de l'appui.

- Répéter  $s_{t0}$   $n$  fois sur la longueur de  $\frac{5h}{6}$  tel que  $n \geq \frac{1}{6} \left( \frac{5h}{s_{t0}} - 3 \right)$
- Calculer le nombre de répétition  $l'_0$

$$l'_0 = \left(l_0 - \frac{5h}{6}\right) \left(1 - \frac{0,3 \cdot k \cdot f_{t28}}{\tau_{u0}}\right) \quad (5-11)$$

Les nombres pratiques des espacements sont déterminées à partir du tableau de répartition des armatures transversales jusqu'à ce que la somme de ses espacements soit égale à la distance  $l_0 = 2$ .

### **Conclusion :**

Ce chapitre a exposé les fondements théoriques et les caractéristiques essentielles des poutres en béton armé selon les prescriptions du BAEL 91 révisé 99, en mettant l'accent sur les états limites ultimes (sécurité, stabilité, résistance) et de service (fissuration, flèche, durabilité), les propriétés des matériaux (béton et acier), les règles de disposition des armatures (enrobage, espacement), ainsi que les méthodes de calcul en flexion et en effort tranchant, incluant la vérification des contraintes et la conception des armatures longitudinales et transversales, notamment selon la règle de Caquot ; l'ensemble de ces éléments constitue une base solide pour le dimensionnement conforme et la compréhension des comportements mécaniques des structures en béton armé, qui seront approfondis dans les chapitres suivants à travers des applications pratiques.

A decorative border in a dark red color, resembling a scroll. It has rounded corners and a vertical strip on the left side that looks like a scroll's edge. The text is centered within this border.

***Chapitre 3***  
***Essais de flexion sur des poutres***  
***En béton armé***

## **2.1. Introduction**

Cette étude expérimentale approfondie s'intéresse à l'analyse de l'essai de flexion sur des poutres en béton en quatre points, une méthode permettant de caractériser de manière précise la résistance à la traction par flexion et la ténacité du matériau. Contrairement aux essais en trois points qui concentrent la contrainte en un seul point, la configuration en quatre points crée une zone de moment de flexion constant entre les charges, éliminant ainsi les effets de cisaillement locaux et offrant une évaluation plus fiable des propriétés mécaniques.

Dans le cadre de cette étude, un programme expérimental rigoureux a été conçu pour caractériser avec précision le comportement mécanique du béton renforcé de fibres minérales. Ce programme accorde une attention particulière au comportement en flexion en fonction de la force appliquée, et comprend les analyses suivantes :

- Résistance à la compression
- Comportement mécanique des poutres en flexion, avec un accent sur :
  - La relation force-flèche
  - La résistance à la traction par flexion
  - La courbe charge-déplacement
  - L'analyse optique des déformations
  - L'évolution de l'ouverture des fissures en fonction de la charge appliquée

## **3.2. Résistance à la compression**

### **3.2.1. Essais de compression**

La résistance mécanique à la compression constitue un paramètre fondamental caractérisant la qualité et la performance du béton. Cette section présente de manière détaillée les protocoles expérimentaux mis en œuvre pour déterminer cette propriété mécanique essentielle.

Les éprouvettes cubiques de dimensions 150 x 150 x 150 mm (Figure III.2) ont été élaborées conformément aux prescriptions de la norme NF EN 12390-3 [NF EN 12390-3 2012]. Après un démoulage intervenant à 28 heures, les spécimens ont été conservés en conditions d'humidité saturée durant toute la période de maturation de 28 jours.

Pour chaque formulation de béton et chaque échéance d'essai, la résistance à la compression a été déterminée en calculant la moyenne des résultats obtenus sur trois éprouvettes. Les essais ont été réalisés au moyen d'une presse hydraulique à asservissement en force d'une capacité maximale de 2000 kN avec une vitesse de chargement maintenue à  $2,4 \pm 0,2$  kN/s (Figure

III.1). La charge ultime correspond à la valeur maximale enregistrée durant l'essai. La résistance à la compression à  $j$  jours, désignée par  $f_{cj}$ , est calculée comme le rapport entre la charge ultime et la section transversale de l'éprouvette selon l'expression :

$$f_{cj} = \frac{p}{S} (Mpa)$$

où  $P$  représente la charge ultime exprimée en Newtons (N) et  $S$  correspond à la section transversale de l'éprouvette exprimée en millimètres carrés (mm<sup>2</sup>).

Il convient de noter que pour un béton conventionnel, le mécanisme de rupture en compression repose principalement sur des phénomènes de rupture par traction interne.

Ce processus se manifeste initialement par l'apparition de fissures parallèles à la direction du chargement, suivies par la formation de fissures obliques.

L'incorporation de microfibrilles minérales d'une épaisseur de 1 mm et d'une longueur de 50 mm, à un dosage de 78 kg/m<sup>3</sup>, modifie significativement le comportement mécanique comparativement au béton non fibré.

L'addition de fibres d'acier influence non seulement la résistance ultime à la compression, mais génère également un effet de confinement du matériau et retarde la propagation des fissures, améliorant ainsi la résistance à la compression ultime et post-pic, ainsi que la ductilité relative du composite.

L'accroissement de la résistance ultime à la compression consécutif à l'ajout de fibres d'acier se situe dans une fourchette de 0 à 9 % pour un dosage volumétrique en fibres de 1 %.



**Figure 3. 1.Essai de compression uniaxiale sur éprouvettes de béton**



**Figure 3. 2 – Éprouvettes normalisées pour essais de compression**

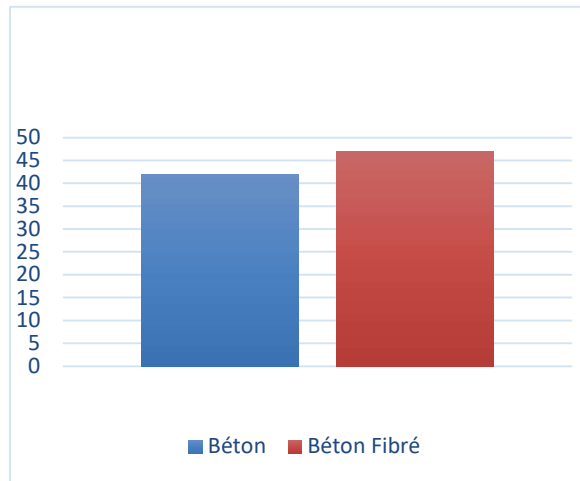
### **3.2.2. Résultats et interprétation du test de compression**

Les résultats du test de compression des éprouvettes de béton renforcé de fibres métalliques, en comparaison avec ceux du béton témoin sans fibres, sont représentés dans le tableau III.3 et la figure III.4.

**Tableau 3. 1. Résultats de résistance en compression**

<b>Essai</b>	<b>Béton ordinaire (MPa)</b>	<b>Béton fibré (MPa)</b>
1	44	48
2	42	46
3	45	48
Moyenne	43,66	47,33

**Figure 3. 3 – Résistance en compression moyenne du béton témoin**



**Figure 3 . 4 – Modes de rupture des éprouvettes sous sollicitation compressive**

### **Interprétation**

Les résultats expérimentaux démontrent que l’incorporation de fibres dans la formulation du béton a engendré une amélioration notable de sa résistance mécanique. Spécifiquement, le gain de résistance à la compression à l’échéance de 28 jours s’établit approximativement à 9%. Cette augmentation peut être attribuée à l’effet bénéfique des fibres, qui assurent une adhérence optimale au sein de la matrice cimentaire et confèrent au matériau une résistance accrue aux contraintes de traction induites lors de la sollicitation en compression.

Cette observation corrobore les tendances illustrées à la figure III.4 ainsi que les conclusions rapportées dans la littérature scientifique.

En effet, Rossi et Tailhan (2013) ont mis en évidence l’amélioration significative du comportement post-fissuration des bétons fibrés, attribuable à la capacité des fibres à transférer les contraintes à travers les fissures.[20]

## **3.3. Comportements mécaniques en flexion des poutres testées**

### **3.3.1 Introduction**

Les poutres en béton constituent des éléments structuraux fondamentaux dans le domaine du génie civil et de la construction. Ces éléments horizontaux, principalement sollicités en flexion, assurent le transfert des charges gravitaires vers les éléments porteurs verticaux comme les poteaux ou les murs. La compréhension approfondie de leur comportement mécanique représente un enjeu scientifique et technologique majeur, notamment dans un contexte où l’optimisation des ressources et l’amélioration des performances structurelles sont recherchées.

Les avancées récentes dans la formulation des matériaux cimentaires et dans les techniques de renforcement ont conduit au développement de différentes typologies de poutres présentant des comportements mécaniques spécifiques. Parmi ces innovations, l'incorporation de fibres métalliques dans la matrice cimentaire et l'optimisation du ferrailage traditionnel constituent des axes de recherche particulièrement prometteurs pour améliorer les propriétés mécaniques des structures en béton.

Cette étude s'inscrit dans une démarche d'analyse comparative du comportement en flexion de trois configurations distinctes de poutres en béton : une poutre en béton fibré non armé, une poutre en béton armé conventionnel, et une poutre combinant armatures traditionnelles et renforcement par fibres métalliques. L'objectif est d'évaluer l'influence de ces différentes configurations sur les paramètres mécaniques caractéristiques tels que la résistance ultime, la ductilité, la rigidité et la résistance à la fissuration.

### **3.3.2 Caractéristiques détaillées des poutres étudiées**

#### **3.3.2.1. Poutre en béton fibré métallique non armé**

##### **Caractéristiques géométriques**

Dimensions : 150 x 200 x 1200 mm (largeur × hauteur × longueur)

Volume total : 0,036 m<sup>3</sup>

##### **Caractéristiques matérielles**

- Matrice cimentaire : Béton de résistance caractéristique égale à 35 MPa
- Renforcement : Fibres métalliques
- Dosage en fibres : 78 kg/m<sup>3</sup> (1 %) ; (forme : fibres à crochets – longueur 50 mm, diamètre 1,00 mm).
- **Absence d'armatures longitudinales et transversales conventionnelles**

##### **Comportement mécanique théorique**

- Mécanisme de résistance : action des fibres minérales réparties aléatoirement dans la matrice
- Résistance à la traction : supérieure au béton ordinaire grâce à l'effet de couture des fibres
- Ductilité : améliorée par rapport au béton non fibré
- Contrôle de la propagation des fissures : assuré par les fibres métalliques

#### **3.3.2.2. Poutre en béton armé conventionnel**

### **Caractéristiques géométriques**

Dimensions : 150 × 200 × 1200 mm (largeur × hauteur × longueur)

Volume total : 0,036 m<sup>3</sup>

### **Caractéristiques matérielles**

- Matrice cimentaire : béton de résistance caractéristique égale à 35 MPa
- Absence de fibres métalliques

#### **Ferrailage**

- Nappe supérieure : 2 barres T8 (2 barres de diamètre 8 mm)
  - Position : à spécifier (distance par rapport à la fibre supérieure)
  - Rôle : reprise des efforts de compression en flexion positive
- Nappe inférieure : 2 barres T10 (2 barres de diamètre 10 mm)
  - Position : à spécifier (distance par rapport à la fibre inférieure)
  - Rôle : reprise des efforts de traction en flexion positive
- Armatures transversales : cadres en Ø6 (barres de diamètre 6 mm)
  - Espacement : à spécifier (généralement entre 70 et 140 mm)
  - Rôle : reprise des efforts de cisaillement et maintien des armatures longitudinales

### **Comportement mécanique théorique**

- Mécanisme de résistance : section composite béton-acier
- Zone comprimée : béton en partie supérieure
- Zone tendue : armatures inférieures après fissuration du béton
- Résistance au cisaillement : assurée par les cadres transversaux
- Mode de rupture probable : plastification des armatures de traction ou écrasement du béton comprimé

#### **3.3.2.3. Poutre en béton armé fibré métallique**

##### **Caractéristiques géométriques**

- Dimensions : 150 × 200 × 1200 mm (largeur × hauteur × longueur)

- Volume total : 0,036 m<sup>3</sup>

### **Caractéristiques matérielles**

- Matrice cimentaire : béton de résistance caractéristique égale à 35 MPa
- Renforcement : fibres métalliques
- Dosage en fibres : 78 kg/m<sup>3</sup> (1,00 %)
- Type de fibres : à spécifier (forme fibres à crochets – longueur 50 mm, diamètre 1,00 mm)

### **Ferraillage**

Configuration identique à la poutre de type 2 :

- Nappe supérieure : 2 barres T8 (2 barres de diamètre 8 mm)
- Nappe inférieure : 2 barres T10 (2 barres de diamètre 10 mm)
- Armatures transversales : cadres en Ø6 (barres de diamètre 6 mm)

### **Comportement mécanique théorique**

- Mécanisme de résistance : combinaison de l'action des armatures conventionnelles et des fibres métalliques
- Synergie entre les deux systèmes de renforcement :
  - Les armatures principales reprennent les efforts de traction majoritaires
  - Les fibres métalliques contrôlent la fissuration et améliorent la ductilité
  - Les cadres et les fibres contribuent conjointement à la résistance au cisaillement

### **Amélioration attendue des performances par rapport aux configurations précédentes :**

- Meilleure résistance à la fissuration
- Ductilité accrue
- Capacité d'absorption d'énergie supérieure
- Durabilité potentiellement améliorée

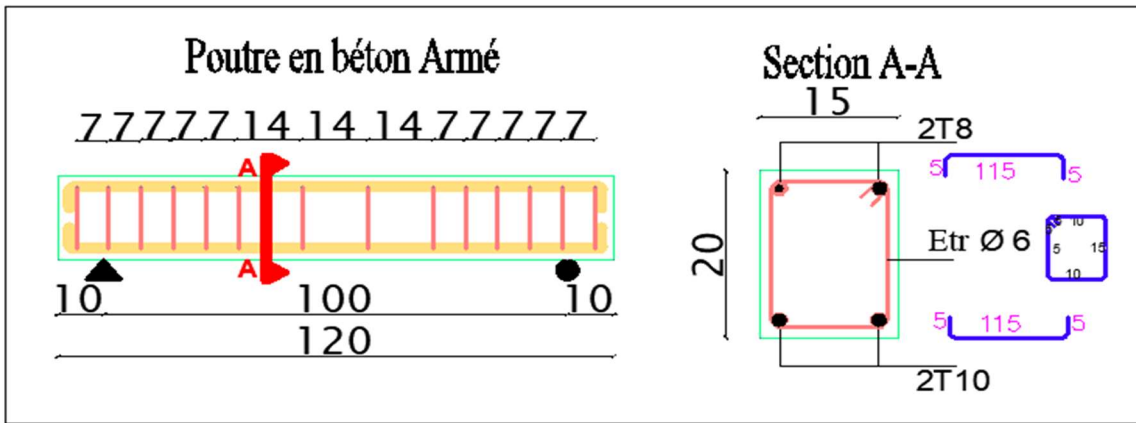


Figure 3. 5-Schéma de ferrailage type des poutres de l'étude

### 3.4 Méthodologie d'analyse comparative

#### 3.4.1 Introduction

La machine d'essai de flexion en quatre points (voir figure) est un outil essentiel pour évaluer les matériaux de construction, notamment les bétons fibrés. Son principe repose sur la répartition de la charge en quatre points, créant une zone de moment constant entre les deux points centraux, ce qui minimise les effets des défauts locaux.



**Figure 3. 6 Machine d'essai de flexion en quatre points**

### **3.4.2 Dispositif expérimental**

#### **Protocole d'essai de flexion quatre points**

L'essai de flexion quatre points permet d'évaluer le comportement des poutres en soumettant l'élément à un moment fléchissant constant entre les deux points d'application de la charge.

Le protocole expérimental se déroule comme suit :

#### **1. Installation de la poutre :**

- Positionnement de la poutre sur deux appuis (appui simple et appui doublé).
- Distance entre appuis : 1000 mm (laissant 100 mm à chaque extrémité de la poutre).
- Marquage préalable du milieu de la poutre pour le positionnement du comparateur.

#### **2. Instrumentation :**

- Objectif : mesurer la déformation verticale (flèche) au centre de la travée.
- Matériel :
  - Comparateur numérique (précision 0,01 mm).
  - Support rigide fixé à l'extérieur de la zone chargée.

- Méthode :

Placer la poutre sur les appuis (distance entre appuis portée L).

Fixer le comparateur au centre de la face inférieure de la poutre (point de flèche max).

Zéroter l'appareil avant chargement.

Relever la flèche à chaque palier de charge.

Surveillance visuelle des fissures et analyse du mode de fissuration dans les poutres.

### **Application de la charge :**

- Mise en charge progressive par paliers.
- Application de la charge à travers deux points équidistants du centre de la poutre.
- Distance entre les points d'application de la charge : 350 mm.

### **3. Acquisition des données:**

- Enregistrement de la charge appliquée.
- Relevé du déplacement vertical (flèche) au milieu de la poutre.
- Observation et mesure des fissures dès leur apparition.
- Suivi de l'évolution des fissures jusqu'à la rupture.

### **Paramètres d'analyse**

Les résultats expérimentaux sont ensuite représentés sous forme de courbes caractéristiques, notamment :

1. **Courbe charge-flèche** : Représente l'évolution de la charge appliquée en fonction du déplacement vertical mesuré au centre de la poutre.
2. **Évolution de l'ouverture des fissures** : Représente l'ouverture maximale des fissures en fonction de la charge appliquée.

L'analyse de ces courbes permet d'évaluer les paramètres mécaniques suivants :

1. Résistance ultime : charge maximale supportée avant rupture.
2. Rigidité : pente de la courbe charge-déplacement dans la phase élastique.
3. Ductilité : rapport entre la flèche à rupture et la flèche à la limite élastique.
4. Ouverture et espacement des fissures.

Cette approche méthodologique permettra d'établir une comparaison objective des performances mécaniques des différentes configurations, et d'identifier les avantages et limites de chaque solution technique.

### **3.4.3 Charges Force - déplacement et ouverture de fissures**

La flexion induit une répartition des contraintes caractérisée par un gradient entre zones de traction et de compression, situées de part et d'autre de la fibre neutre.

L'essai de flexion, réalisé sur une éprouvette posée sur deux appuis avec une charge appliquée au centre, permet d'évaluer la capacité de déformation du matériau. La déformation est imposée à vitesse constante, tandis que la force de réaction exercée par l'éprouvette est mesurée.

Cet essai permet d'analyser le comportement mécanique du matériau, notamment en termes de déplacement et d'ouverture des fissures sous l'effet des charges appliquées.

### **3.4.4 Résultats du comportement mécanique en flexion des poutres d'étude**

Les résultats obtenus lors des essais de flexion sont présentés selon les différentes configurations de poutres testées :

- 1. Poutres non armées et renforcées de fibres :** Analyse du comportement des poutres en béton fibré sans armature, mettant en évidence l'effet des fibres sur la capacité de déformation et la résistance en flexion.
- 2. Poutres armées sans fibres :** Étude des poutres en béton armé classique, permettant d'évaluer la contribution de l'armature seule à la résistance et à la ductilité.
- 3. Poutres armées et renforcées de fibres :** Présentation des performances mécaniques des poutres combinant armature localisée et fibres, soulignant l'effet synergique sur le comportement en flexion.
- 4. Étude comparative :** Comparaison globale des trois cas afin d'identifier la configuration optimale en termes de résistance, ductilité et contrôle de l'ouverture des fissures.

#### **3.4.4.1 Cas des poutres fibrées sans ferrailage**

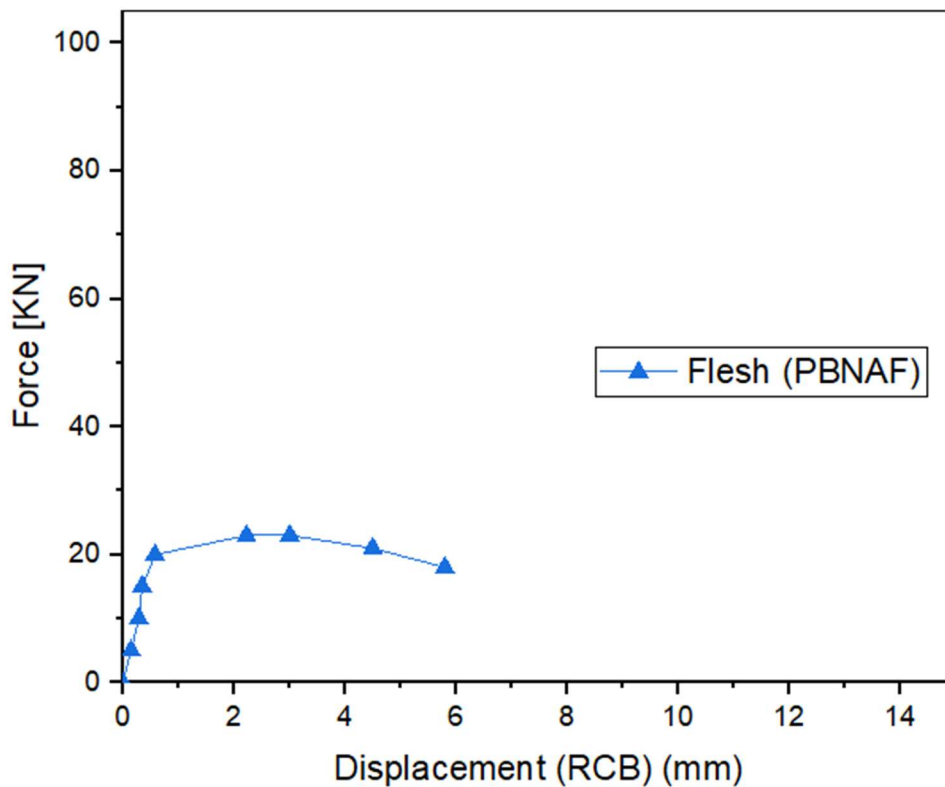
Le comportement mécanique des poutres en béton fibré sans armature est présenté à travers les figures III.8 et III.9 pour l'observation visuelle (déformation, fissuration et rupture), et les figures III.10 pour les courbes de déformation.



**Figure 3. 7. Essai de flexion de la poutre fibrées sans ferrailage.**



**Figure 3. 8. Mode de fissuration et de rupture de la poutre fibrées sans ferrailage.**



**Figure 3.9. Courbe charge-déplacement de la poutre fibrée sans ferrailage**

L'interprétation des courbes effort-flèche, inspirée du schéma type de comportement post-fissuration (figure III.10), permet d'identifier quatre zones caractéristiques :

**Zone I – Comportement quasi-élastique :**

À ce stade initial, seules les propriétés de la matrice cimentaire gouvernent la réponse du matériau. Les fibres n'interviennent pas encore. Des microfissures diffuses peuvent apparaître, jusqu'à atteindre la contrainte limite en traction de la matrice.

**Zone II – Localisation des fissures :**

La fissuration devient plus localisée sous l'effet de la charge. Les propriétés des granulats, les fibres, ainsi que les effets de volume et de gradient liés à la nature hétérogène du béton, influencent fortement cette phase.

**Zone III – Propagation de la fissure principale :**

Une fissure dominante se développe, bridée partiellement par les fibres. L'efficacité de cette « couture » dépend du dosage en fibres, de leur orientation et de leur ancrage dans la matrice. À faible taux de fibres, la fissure se propage rapidement en hauteur, ce qui élève l'axe neutre et augmente le moment résistant, mais empêche le développement d'un réseau dense de microfissures, contrairement au béton armé.

Ce comportement illustre la capacité du béton fibré non armé à résister à la fissuration post-élastique, bien que cette résistance soit différente et généralement moins contrôlée que celle obtenue avec une armature classique.

Cette observation justifie le recours à une approche basée sur le calcul à la rupture, fondée sur la modélisation d'un mécanisme de rupture et l'établissement de l'équilibre de la structure en fonction de ce mécanisme.

Pour une poutre en flexion, la propagation d'une fissure peut ainsi être modélisée par la formation d'une rotule plastique semi-rigide, traduisant la redistribution des efforts autour de la fissure.

### 3.3.4.2 Cas des poutres armées et non renforcées de fibres

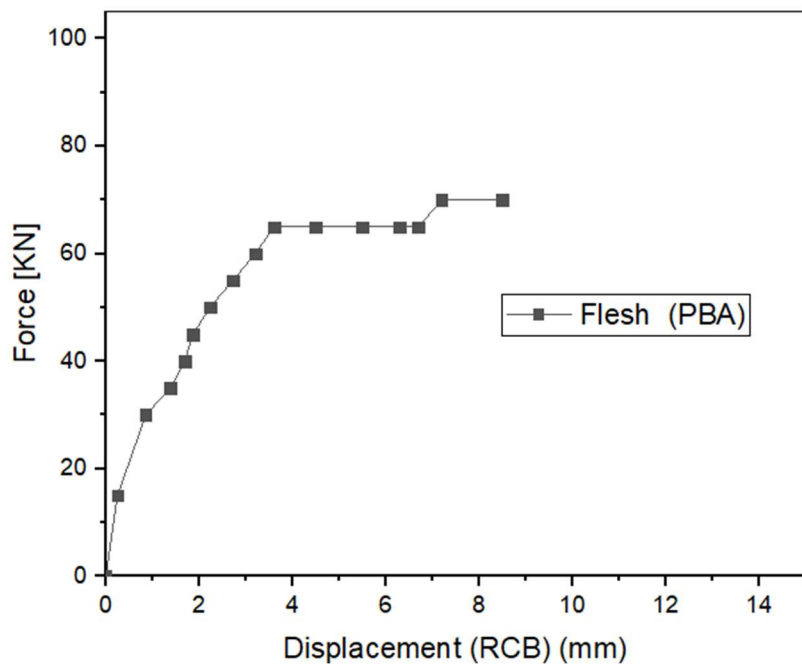
Le comportement en flexion des poutres témoins, armées mais non renforcées par des fibres, est présenté à travers les figures III.11 et III.12, qui illustrent respectivement la déformation, la fissuration et la rupture des échantillons. Les courbes de déformation correspondantes sont quant à elles représentées dans la figure III.13.



Figure 3. 9. Essai de flexion de la poutre armée et non renforcées de fibres.



**Figure 3. 10. Mode de fissuration et de rupture des poutres armées sans renforcement en fibres.**



**Figure3. 11. Courbe charge-déplacement de la poutres armées et non renforcées de fibres**

Les courbes présentent une forme similaire, traduisant un comportement globalement ductile, et peuvent être divisées en quatre phases principales :

- **Phase de stabilité** : Correspond à l'application initiale de la charge, avant l'apparition des fissures. Le matériau reste dans un état élastique, sans déformation visible au niveau des fibres tendues.
- **Phase de fissuration** : L'apparition de deux microfissures verticales symétriques marque cette étape. Ces fissures de flexion se forment dans la zone tendue, indiquant le début de la non-linéarité du comportement.
- **Phase de développement des fissures** : Sous l'effet de l'augmentation de la charge, les fissures principales s'étendent en longueur et en profondeur, avec une inclinaison vers la zone de charge, en raison de l'action combinée de la flexion et du cisaillement. Des fissures secondaires apparaissent à proximité, comme illustré dans la figure III.13.
- **Phase finale et rupture** : Le développement rapide des fissures conduit à la rupture progressive de la poutre, caractérisée par une diminution de la pente de la courbe charge-déplacement jusqu'à la rupture complète

#### 3.4.4.1 Cas des poutres armées et renforcées de fibres

Le comportement des poutres armées et renforcées de fibres a été analysé à travers les figures III.14 et III.15, qui illustrent respectivement la déformation, la fissuration et la rupture des échantillons. Les courbes de déformation correspondantes sont présentées dans la figure III.16.

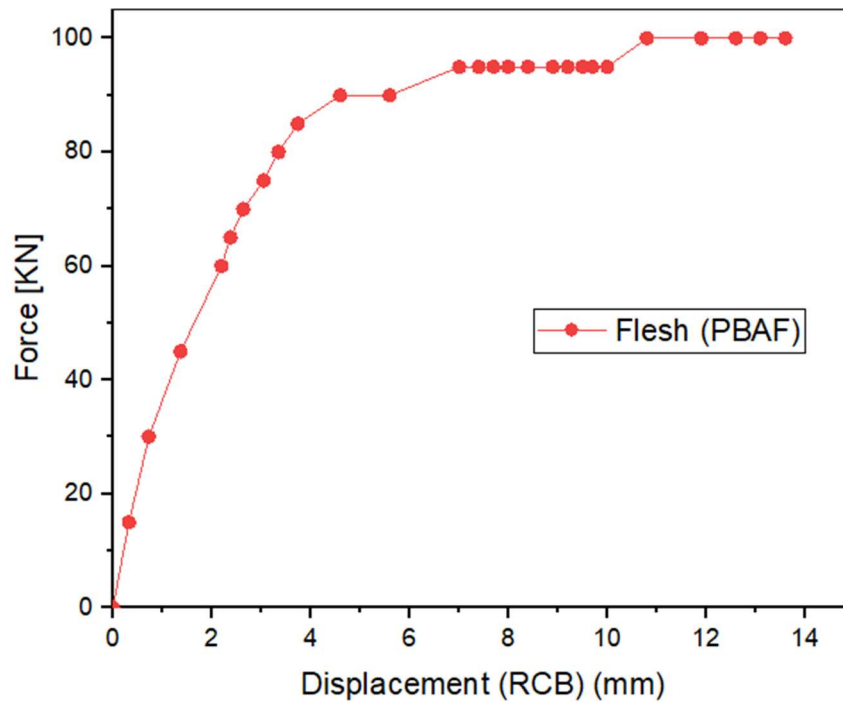
Ces représentations permettent d'apprécier l'effet combiné des armatures traditionnelles et des fibres métalliques sur la résistance mécanique et la ductilité des poutres en flexion



**Figure 3. 12. Essai de flexion de la poutre armées et renforcées de fibres.**



**Figure 3. 13. Mode de fissuration et de rupture de la poutre armées et renforcées de fibres.**



**Figure 3. 14. Courbe charge-déplacement de la poutre armée et renforcée de fibres**

**Interprétation :**

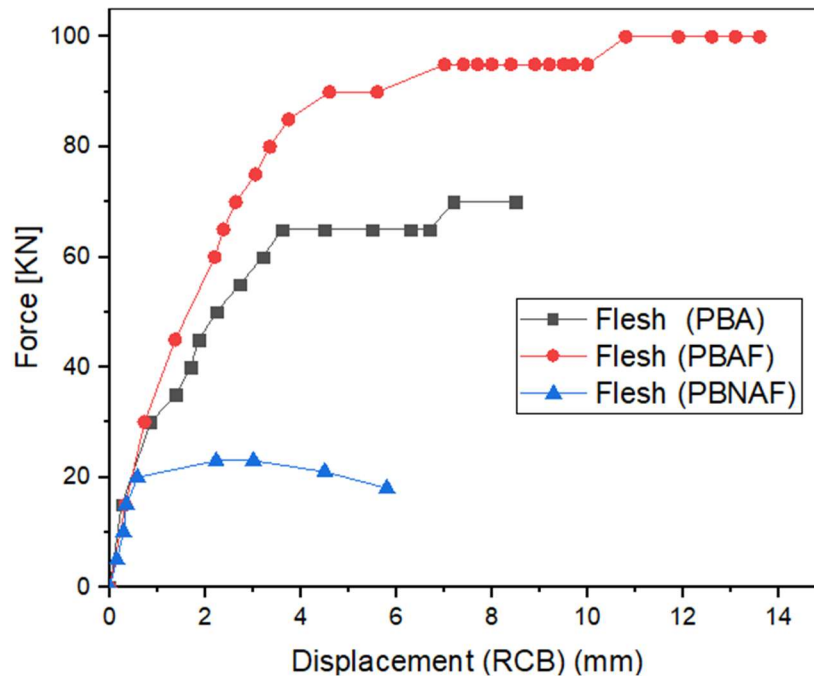
La rupture des poutres armées-fibrées est principalement due à un mécanisme de cisaillement, accompagné d'un décollement partiel des fibres. Ce phénomène se manifeste par l'apparition de fissures inclinées à environ 45° ainsi qu'un délaminage contrôlé de l'enrobage. Ce mode de rupture illustre l'efficacité du renfort mixte, bien que la rupture soit prévisible.

L'étude confirme que l'ajout des fibres métalliques contribue significativement à limiter la fissuration et à maintenir une capacité résiduelle après fissuration. Toutefois, pour optimiser la performance globale, il est nécessaire d'améliorer l'ancrage et la répartition des fibres dans la matrice cimentaire.

Ces observations valident que, malgré une rupture par cisaillement, l'intégration des fibres métalliques augmente la résistance globale des poutres et leur capacité d'absorption d'énergie, renforçant ainsi l'efficacité du système de renforcement dans les structures en béton armé.

**3.4.4.1 Étude comparative :**

L'analyse comparative des différents types de poutres testées (non armées avec fibres, armées sans fibres, et armées avec fibres — voir figure III.17) met en évidence l'influence respective de l'armature et des fibres sur le comportement mécanique en flexion :



**Figure 3. 15. Courbe charge-déplacement des trois poutres.**

**Poutres fibrées non armées :**

Présentent une capacité post-fissuration appréciable grâce à l'action des fibres, mais restent limitées en termes de résistance ultime, notamment face aux efforts de cisaillement.

**Poutres armées sans fibres :**

Offrent une bonne résistance initiale, avec un comportement ductile typique du béton armé. Toutefois, l'absence de fibres limite la maîtrise de la fissuration après l'apparition des premières fissures.

**Poutres armées et fibrées :**

Combinent les avantages des deux précédents cas : meilleure résistance au cisaillement, contrôle efficace de la fissuration, et comportement post-fissuration plus stable. Les fibres contribuent à retarder l'évolution des fissures et à renforcer la cohésion entre le béton et les armatures, ce qui améliore la durabilité et la sécurité structurale.

En conclusion, l'association de l'armature avec un renforcement par fibres métalliques constitue la solution la plus performante pour améliorer le comportement en flexion des poutres en béton, tant du point de vue de la résistance que de la ductilité et du contrôle de la fissuration.

**CONCLUSION**

Effet des fibres d'acier sur le comportement des poutres en béton armé et après : L'ajout de fibres d'acier au béton armé améliore significativement les performances structurales,

notamment en termes de résistance et de ductilité. Sur le plan mécanique, les fibres contribuent à une augmentation de la résistance à la flexion, avec une amélioration significative des performances post-fissuration grâce à la réduction de la largeur des fissures. Des études montrent également que ces fibres retardent efficacement l'apparition de fissures diagonales dues aux contraintes de cisaillement, réduisant ainsi le risque de décollement entre le béton et l'armature principale. Il convient de noter que les fibres agissent en synergie avec les armatures en acier conventionnelles, répartissant les contraintes de traction de manière plus uniforme sur la section de béton. Malgré ces avantages, il convient de souligner que les fibres ne remplacent pas totalement les armatures conventionnelles dans la plupart des applications de construction. Elles constituent plutôt un élément complémentaire qui améliore les performances du système structurel.

## **Conclusion générale**

Ce travail a permis de conduire une étude approfondie sur l'utilisation des fibres dans le béton armé, en mettant en évidence leur rôle déterminant dans l'amélioration des propriétés mécaniques et de la durabilité des structures. L'approche adoptée, combinant analyse théorique, dimensionnement normatif et expérimentation, a offert une vision globale et cohérente de la problématique.

L'analyse bibliographique a mis en relief la diversité des fibres utilisées dans le béton (métalliques, synthétiques, naturelles), chacune apportant des caractéristiques spécifiques, telles qu'une meilleure résistance à la traction, un contrôle accru de la fissuration et une augmentation notable de la ténacité du matériau. L'intégration de ces fibres dans la matrice cimentaire modifie profondément le comportement du béton, notamment en phase post-fissuration, ce qui ouvre la voie à des applications structurelles plus performantes.

Le dimensionnement des poutres selon les règles BAEL a permis d'appliquer un cadre normatif rigoureux, garantissant la fiabilité des calculs en phase de conception. La maîtrise des états limites (ELU et ELS), le choix des matériaux, ainsi que les dispositions constructives adaptées, se sont avérés essentiels pour garantir la sécurité des éléments porteurs.

L'étude expérimentale a confirmé les hypothèses avancées dans les phases précédentes. Les résultats des essais de compression et de flexion ont démontré que les poutres renforcées de fibres présentent un comportement plus ductile, une meilleure capacité d'absorption d'énergie, ainsi qu'une réduction significative de la fissuration et des déformations.

Les résultats obtenus renforcent la pertinence du recours aux bétons fibrés dans les projets de génie civil exigeant à la fois performance mécanique, longévité et sécurité. Le développement futur de ce champ de recherche peut s'orienter vers l'utilisation de fibres écologiques ou hybrides, la simulation numérique du comportement des structures fibrées, ainsi que l'adaptation des normes de conception aux nouveaux matériaux composites.

### **Perspectives**

Pour les promotions qui viennent, on propose les thèmes de recherche suivants :

- Utilisation des fibres de verres et des fibres organiques
- Modélisation des poutres par éléments finis.
- Essais de flexion trois points sur des poutres en béton.

## **REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

[1] : N.MAKHLOUF, Caractérisation en statique du comportement en traction directe du béton armé de fibres en copeaux, Thèse de magister 2010. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2010

[2] : F. GABRYSIK, Matériaux- Les Bétons, chapitre 04, Strasbourg, 2005.

[3] : P.K. MEHTA, " Concrete: structure, properties, and materials ", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey,1986, 450p.

[4] : E.N. ANTOINE, Fibre reinforced for concrete, Concrete International design and Construction, Michigan,1985, Vol 7, N° 3, pp.21-25.

- [5] : ACI COMMITTEE, State of the art report on fibre reinforced concrete, American Concrete Institute. , Philadelphia, 1984, pp.140-146.
- [6] : M. BRAUN & A. MAJDIC , Reinforcing castables with stainless steel fibres ,Intercera, 1980, Vol 129, pp.113-118..
- [7] : H.F. PORTER, Preparation of concrete from selection of materials to final disposition. American Concrete Institute. 1910, Vol. 6, 296p.
- [8] : D.R. LANKARD & H.D. SHEETS ; Use of steel wire fibres in refractory castables . Am. Cer. Soc, 1971, Vol. 63, No.7.
- [9] : Pascal Casanova. Bétons renforcées de fibres métalliques : Ecole nationale de ponts et chaussées, Paris, 1995.
- [10] : SACI. R ; Prise en compte de l'orientation des fibres dans une poutre continue à matrice de béton , mémoire de magistère, Université Mohamed Boudiaf M'sila, 2004.
- [11] : LAFARGE ; Le béton et la démarche HQE.
- [12] : AIT AMEUR, Contribution à l'étude expérimentale des bétons renforcés de fibres d'acier locales. Mémoire de magister, U Tiaret, 1998.
- [13] : BOUCHEKOUK, Etude du béton renforcé par des fibres de verre enduites de polymère thermoplastiques, thèse doctorat, INSA de Lyon, France, 1992
- [14] : BOUZEROURA .M. Etude du comportement du béton de fibres ondulées. Proposition d'une relation simplifiée contrainte-déformation, Magistère en génie civil, Université de Tizi-Ouzou, 2003.
- [15] : BLEDZKI, A. K and GASSAN. J., Composites reinforced with cellulose based fibers ,ELSEVIER, Progress in polymer science, volume 24, pp.221-274, 1999.
- [2] : F. GABRYSIK, Matériaux- Les Bétons, chapitre 04, Strasbourg, 2005.
- [3] : P.K. MEHTA, " Concrete: structure, properties, and materials ", Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey,1986, 450p.
- [4] : E.N. ANTOINE, Fibre reinforced for concrete, Concrete International design and Construction, Michigan,1985, Vol 7, N° 3, pp.21-25.

- [5] : ACI COMMITTEE, State of the art report on fibre reinforced concrete, American Concrete Institute. , Philadelphia, 1984, pp.140-146.
- [6] : M. BRAUN & A. MAJDIC , Reinforcing castables with stainless steel fibres ,Intercera, 1980, Vol 129, pp.113-118..
- [7] : H.F. PORTER, Preparation of concrete from selection of materials to final disposition. American Concrete Institute. 1910, Vol. 6, 296p.
- [8] : D.R. LANKARD & H.D. SHEETS ; Use of steel wire fibres in refractory castables . Am. Cer. Soc, 1971, Vol. 63, No.7.
- [9] : Pascal Casanova. Bétons renforcées de fibres métalliques : Ecole nationale de ponts et chaussées, Paris, 1995.
- [10] : SACI. R ; Prise en compte de l'orientation des fibres dans une poutre continue à matrice de béton , mémoire de magistère, Université Mohamed Boudiaf M'sila, 2004.
- [11] : LAFARGE ; Le béton et la démarche HQE.
- [12] : AIT AMEUR, Contribution à l'étude expérimentale des bétons renforcés de fibres d'acier locales. Mémoire de magister, U Tiaret, 1998.
- [13] : BOUCHEKOUK, Etude du béton renforcé par des fibres de verre enduites de polymère thermoplastiques, thèse doctorat, INSA de Lyon, France, 1992
- [14] : BOUZEROURA .M. Etude du comportement du béton de fibres ondulées. Proposition d'une relation simplifiée contrainte-déformation, Magistère en génie civil, Université de Tizi-Ouzou, 2003.
- [15] : BLEDZKI, A. K and GASSAN. J., Composites reinforced with cellulose based fibers ,ELSEVIER, Progress in polymer science, volume 24, pp.221-274, 1999.
- [16] Maghraoui A. Elkhatib Y. Guide Pratique du Bâtiment. Mémoire de fin d'étude pour l'obtention d'un diplôme d'ingénieur d'état de l'EHTP.
- [17] Gagliardini O. Cours de Béton armé UJF-Grenoble I, 2004/2005.
- [18] Ravaoharisoa L. Cours Béton armé. Mention Hydraulique 3ème année. Ecole Supérieur Polytechnique d'Antananarivo. 2023.

[19] Renaud H. et Lamirault J. Précis de calcul béton armé (application). Instituts Universitaires de Technologie.

[20 ]Ferrara, L., & Meda, A. (2006). "Relationships between fibre distribution, workability and the mechanical properties of SFRC applied to precast roof elements." *Materials and Structures*, Vol. 39, No. 4, pp. 411-420. <https://doi.org/10.1617/s11527-005-9017-4>