

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU

Faculté de Génie de la Construction
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MASTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structure et Matériaux

THEME

**ETUDE PARAMETRIQUE SUR LES BETONS ARMES
DE FIBRES METALLIQUES**

Présentée par :
MORSLI Nadia

Promoteur :
Mr. KACHI Mohand Saïd

Année universitaire 2016/2017

Remerciements

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon directeur de mémoire ***M. KACHI Mohand Saïd*** d'avoir accepté de diriger ce travail.

Je remercie également les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Mes remerciements les plus chaleureux à ma famille pour ses encouragements et son soutien, à mon mari pour sa patience, à mon chef de service pour sa compréhension et à toutes et tous qui m'ont porté de l'aide pour achever ce travail.

Dédicaces

Cet humble travail est dédié à mon adorable petit ange ISLAM, à mes très chers parents qui m'ont soutenue et encouragé durant cette période, à mes chers frères et sœurs, à toute la famille MORSLI, SINI et ALOUANE, à mes collègues de travail et à tous mes amis (es).

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE	01
------------------------------------	----

CHAPITRE I : LOIS DE COMPORTEMENT DE : BETON, BETON ARME ET BETON ARME DE FIBRE

1. Introduction	03
2. Composition du béton	03
3. Généralités sur le comportement mécanique des bétons	05
4. Les modèles constitutifs de béton et de l'acier	12
5. Les modèles de comportement de béton de fibres	25
6. Les modèles de comportement des armatures en acier	37

CHAPITRE II : INTRODUCTION AU BETON DE FIBRES

1. Introduction	42
2. Généralités sur les fibres	43
3. Type de fibres	44
3.1. Les fibres métalliques.....	44
3.2. Les fibres organiques.....	45
3.3. Les fibres inorganiques.....	46
4. Rôle des fibres.....	47
5. Fabrication du béton de fibres.....	48
6. Formulation des bétons de fibres.....	48
7. Composition de béton des fibres.....	49
8. Maniabilité de béton de fibres.....	51
9. Influence des fibres dans les bétons.....	51
9.1. Pourcentage des fibres.....	51
9.2. Orientation des fibres.....	52
9.3. Distribution des fibres.....	52
9.4. Adhérence fibres – matrice de béton.....	52
9.5. Mécanisme de rupture des fibres dans la matrice.....	53
9.6. L'apport des fibres dans la matrice et phénomène de fissuration dans les bétons fibrés.....	54
9.6.1. L'apport des fibres dans la matrice.....	54
9.6.2. Phénomène de fissuration dans les BFM.....	55
9.6.3. Apparition des fissures et mécanismes de rupture Apparition des fissures et mécanismes de rupture	55
9.6.4. Processus de couture des fissures et échelles d'interventions.....	55
10. Application des bétons de fibres.....	56
11. Avantages et inconvénients.....	56
Conclusion	57

CHAPITRE III : PROPRIETES PHYSIQUES ET MECANIQUES DES BETONS ARMES DE FIBRES

1. Introduction	58
2. Géométrie des fibres.....	58
3. Longueur des fibres.....	59
4. Processus de rupture.....	60
5. Résistance de béton armé de fibres.....	61
5.1. Résistance à la compression.....	61
5.2. Résistance à la traction directe.....	62
5.3. Résistance à la traction par flexion	63
5.4. Résistance à la traction par fendage	63
5.5. Résistance au cisaillement.....	63
5.6. Résistance au choc.....	64
5.7. Résistance à la fatigue.....	64
5.8. Résistance à l'abrasion.....	64
5.9. Résistance au choc thermique.....	65
6. Comportement vis-à-vis du retrait.....	65
7. Comportement vis-à-vis du fluage.....	65
8. Perméabilité et résistance à la corrosion du béton de fibre.....	65
Conclusion	66

CHAPITRE IV : APPLICATION DE LA LOI DE SARGIN EN COMPRESSION

1. Introduction	67
2. Consistance de l'expérience	67
3. Comportement du béton renforcé de fibres métalliques et application de la loi	69
4. Discussion des résultats	93

CHAPITRE V : APPLICATION DE LA LOI DE BOUAFIA, KACHI ET FOURE EN TRACTION

1. Introduction	94
2. Etapes de l'expérience	94
3. Description de la loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE	98
4. Application de la loi	99
5. Discussion des résultats	103

CONCLUSION GENERALE	105
----------------------------------	-----

BIBLIOGRAPHIE



Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est un matériau dont les performances en traction sont faibles par rapport à celles en compression ; et pour l'utilisation d'un tel matériau, il a été nécessaire de le renforcer par des aciers qui reprennent les efforts de traction : c'est le béton armé.

Le renforcement de la zone tendue du béton par des armatures en acier a permis le développement de ce matériau et sa large utilisation dans le domaine de bâtiment et travaux publics. Cette solution, et malgré toutes ses qualités, (à savoir : résistance, formulation relativement simple, facilité de mise en œuvre,...), néanmoins, elle présente deux inconvénients : ce matériau est fortement hétérogène et son comportement en traction demeure toujours fragile. De plus sa mise en œuvre se heurte parfois à la complexité du ferrailage.

L'une des avancées en matière de béton est celle de l'incorporation de fibres qui n'est que la simple transposition des renforcements utilisés depuis très longtemps dans des matériaux comme la terre, l'argile ou le plâtre. Il s'agit du béton de fibre composé d'une matrice cimentaire et des fibres métalliques. Les travaux de **Romualdi** et autres ont mené au dépôt d'un brevet qui a attiré l'attention des chercheurs et des industriels (20). Il a ainsi ouvert la voie de la recherche sur les bétons de fibres ; notamment le fonctionnement des fibres et leurs interactions avec la matrice. Cependant, l'incorporation des fibres au sein du béton améliore son comportement de façon à augmenter ces caractéristiques mécaniques. Ce procédé a donné naissance à un nouveau matériau qui présente une bonne résistance à la traction, un comportement poste-rupture satisfaisant et un caractère plus ou moins homogène dans tout le volume de la matrice.

Malgré à leur aspect récent, ce n'est qu'à partir des années 1960 que les bétons de fibres métalliques ont fait l'objet de beaucoup d'études expérimentales, qui en constituent d'ailleurs les substrats, permettant ainsi l'affirmation de l'avantage que présente l'association fibres-matrice.

Par consensus, les bétons de fibres métalliques ne peuvent substituer aux bétons armés traditionnels ; toutefois, des chercheurs ont proposé de les associer aux bétons armés et donc remplacer partiellement les armatures traditionnelles tel que : le remplacement des armatures transversales (CHANVILLARD. G). Les efforts ainsi déployés ont permis d'envisager l'utilisation des propriétés des BFM (Béton de fibres métalliques) pour remplir des tâches bien précises telles que : Réparations des revêtements routiers, les domaines des dallages industriels, les pistes d'aérodromes, les murs de soutènement, ce béton peut aussi être utilisé pour augmenter la résistance au feu du béton armé car les fibres limiteraient les ouvertures de fissures et protégeraient ainsi les armatures traditionnelles du rayonnement thermique.

Ce présent travail portera essentiellement sur une étude paramétrique en compression et en traction, en appliquant la loi de SARGIN et la loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE, en basant sur les résultats trouvés par M^f DJEBALI Saïd lors d'exécution des essais au laboratoire afin d'obtenir son diplôme de Doctorat en Génie Mécanique.

Pour ce faire, on a divisé notre travail en cinq parties distinctes :

- **La première partie** est consacrée à l'étude bibliographique où on a présenté les différentes lois gérant le béton et les différents comportements soit en compression et en traction, ainsi que les différents modèles des différents auteurs qui ont travaillé sur les différents types de béton. Et pour terminer cette partie, on a passé par un petit briefing de comportement des aciers et la représentation de la liaison béton – acier.
- **La deuxième partie** est une introduction au béton armé de fibres, après un bref historique, nous commençons par des généralités sur les fibres, en suite à leurs types, leurs caractéristiques et leur rôle dans le béton, parlons par la suite à la fabrication des bétons de fibres, sa formulation, sa composition et sa maniabilité, passons à l'influence des fibres dans les bétons et leur mécanisme de rupture dans la matrice, terminons par les différentes applications des bétons de fibres, leurs avantages et inconvénients.
- **La troisième partie** consiste à la détermination des propriétés physiques et mécaniques des bétons armés de fibres, passant par la géométrie et la longueur des fibres, arrivant à la résistance à : la compression, traction (directe, par fendage, par flexion, par cisaillement), la résistance : au choc, à la fatigue, à l'abrasion, au choc thermique, la résistance vis-à-vis du retrait et fluage, terminant par la perméabilité et la résistance à la corrosion du béton de fibres.
- **La quatrième partie** est consacrée à l'étude du comportement en compression du béton armé de fibres métalliques. Ces dernières sont de type copeaux classés dans la catégorie des fibres métalliques fonctionnant par ancrage, sont fournis par la société nationale de véhicules industriels de Rouiba (S.N.V.I.). Cette étude est menée en appliquant la loi de SARGIN, en faisant varier le paramètre (K'_b) qui permet de rendre compte de l'apport de fibres en ductilité, en basant sur les résultats trouvés par **M^r DJEBALI Saïd** lors de ses essais en laboratoires, en vu d'obtention de son diplôme de Doctorat en Génie Mécanique, Ces essais ont été réalisés sur des éprouvettes avec différents pourcentages (teneurs) en fibres et avec deux rapports Sable/Gravier (S/G=0,8, S/G=1).
- L'étude du comportement du béton armé de fibre en traction est l'objet de **la cinquième partie**, cette étude ce fait par l'application de la loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE, en choisissant des valeurs de déformations (ϵ) qui nous permettra de trouver le pourcentage de fibre qui nous donnera un meilleur comportement et qui portera une amélioration par rapport au béton témoin.

CHAPITRE I

*Lois de comportement
de : béton, béton armé*

Et

Béton armé de fibres

1- Introduction :

Le béton, depuis son origine, a été réalisé à partir des composants de base qui sont : le ciment, l'eau et les granulats.

Le ciment constitue la phase liante de béton avec une taille de grains de 1 à 100 µm, le sable de 1 à 5 mm et les granulats de 5 à 25 mm.

Le béton acquiert ses propriétés mécaniques au cours du temps, une fois maturé, il doit être considéré comme composite constitué de granulats et d'une pâte de ciment durcie, dont les propriétés dépendent en grande partie de sa formulation.

L'évolution des connaissances du matériau, les exigences nouvelles en matière de propriétés ont incité les chercheurs et les industriels à introduire dans les formulations de nouveaux produits afin d'obtenir des propriétés recherchées.

Ainsi actuellement, assiste-t-on à une large variété de gammes de béton pour répondre à la forte demande des industriels.

Et vu que le béton seul ne répond pas aux diverses exigences et contrairement à la compression, son comportement reste fragile vis-à-vis de la traction, la chose qui a poussé les chercheurs à trouver un moyen de renforcement pour que ce dernier répond favorablement à la demande et résiste mieux aux différents agents et agressions, d'où la naissance du béton armé, béton précontraint et le béton renforcé de fibres.

Dans ce chapitre, un résumé des caractéristiques principales du comportement mécanique du béton sera présenté, basé sur des expériences au laboratoire et les résultats publiés par différents auteurs dans la littérature.

2. Composition de béton :

Les bétons sont des matériaux de construction qui contiennent du ciment, de l'eau, du sable, des granulats et des adjuvants (retardateurs ou accélérateurs de prise, réducteurs d'eau...etc.). Ils peuvent être très différents les uns des autres selon la nature, les pourcentages des constituants, le malaxage et la mise en œuvre.

Le béton est constitué de :

- Liant (ciment ou chaux).
- Eau.
- Sable.
- Granulats.
- Adjuvants.

a- Les liants :

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous forme de poudre minérale s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte qui fait prise et qui durcit progressivement à l'air. C'est le constituant fondamental du béton puisque c'est lui qui joue le rôle de cohésion des différents constituants. Généralement, on peut utiliser:

- Les ciments normalisés (gris ou blanc).
- Les ciments spéciaux (alumineux fondu, prompt, ...).
- Les liants à maçonner.
- Les chaux hydrauliques naturelles.

Le ciment utilisé pour la confection des éprouvettes de la présente étude est de type CPJ-CEMII/B dans la classe 42,5.

b- Les sables :

Les sables utilisés sont les sables appelés "sable normalisé". Les sables de bonne granulométrie doivent contenir des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les intervalles entre les gros grains pour combler les vides. Ils jouent un rôle important: ils réduisent les variations volumiques, les chaleurs dégagées.

Les dosages se feront en poids plutôt qu'en volume comme c'est souvent le cas, afin d'éviter les erreurs de dosage, par suite de l'augmentation de volume de sable humide.

Ils peuvent être:

- Naturels et roulés (de rivières, de sablières, ...), de nature siliceuse ou silico-calcaire.
 - Naturels concassés (roches de carrières), comme des basaltes, porphyres, quartzites.
- Ils sont anguleux et durs.
- Spéciaux (lourds, réfractaires, légers):
 - Sable de laitier.
 - Sable d'oxydes de fer, de chromite.
 - Sable de briques concassées.

Certains sables sont à éviter, notamment les sables très fins, les sables crus qui manquent de fines et les sables de dunes ou de mer qui contiennent des sels néfastes pour les constituants des ciments, par contre ils doivent être propres.

Le diamètre maximum des grains de sable utilisés pour les mortiers est:

- Extra-fins: jusqu'à 0,8 mm (en tamis), soit 1 mm (en passoire).
- Fins: jusqu'à 1,6 mm.
- Moyens: jusqu'à 3,15 mm.
- Gros: jusqu'à 5 mm.

c- Les granulats :

Les granulats doivent avoir une bonne granulométrie dans le diamètre varie du plus petit au plus gros.

Ils peuvent être :

- Naturels et roulés (de rivières, de sablières,...), de nature siliceuse ou silico-calcaire.
- Naturels concassés (roches de carrières), comme des basaltes, porphyres, quartzites.

Ils sont anguleux et durs.

Les granulats peuvent se classer selon les diamètres :

- Petits : de 3 à 8 mm (en tamis), soit 1mm (en passoire).
- Moyens : de 8 à 15 mm.
- Gros : de 15 à 25 mm.
- Très gros : de 25 à 40 mm.

d- Les adjuvants :

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faible quantité. Ils améliorent les propriétés des bétons et des mortiers auxquels ils sont ajoutés. Les principaux adjuvants sont :

- Les plastifiants (améliorent la maniabilité et sont réducteurs d'eau).
- Les entraîneurs d'air (permettent la formation des micros bulle d'air dans le béton durci).
- Les modificateurs de prise (retardateurs, accélérateurs).
- Les hydrofuges.

e- L'eau de gâchage :

Le "gâchage" est l'opération irréversible d'ajout de l'eau au ciment. Cette opération se poursuit par le malaxage. Le dosage en eau est un facteur très important dans la composition du béton. L'influence de l'eau apparaît sur la porosité du béton par les vides créés, lorsque l'eau s'élimine pour différentes raisons (évaporation, combinaison chimiques, absorption par les granulats).

La résistance finale d'un béton dépend du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange. Le rapport E/C d'un béton courant varie entre 0.4 (qualité supérieure) et 0.6 (béton de fondation).

En général toutes les eaux conviennent si elles ne contiennent pas d'éléments nocifs qui influenceraient défavorablement le durcissement, (matières organiques telles que huiles, graisses, sucres...) ou la corrosion des armatures (acides humiques, eaux de mer...). Par ailleurs, l'eau de gâchage peut avoir plusieurs origines, mais seule l'eau potable est présumée conforme aux exigences de la norme NF EN 1008, les autres comme l'eau récupérée de la fabrication de bétons, eaux d'origine souterraine, eaux naturelles de surface et eaux de rejet industriel, et eau de mer, doivent être soumises à des essais de contrôle

préliminaire ainsi que les essais chimiques conformément à la loi NFP18-303 (NA 1966).

Au fait, le rôle de l'eau est prépondérant pour l'ouvrabilité du béton frais et sur les propriétés du béton durci :

- L'eau donne au béton sa maniabilité, d'une part par son action lubrifiante sur les différents grains, d'autre part par la cohésion due à la pâte provoquée par l'association des grains fins (ciment et fines) avec elle.

- L'eau permet l'hydratation du ciment et donc le durcissement du béton. Toute variation de la quantité d'eau entraîne des modifications de la vitesse de durcissement et des performances mécaniques.

De plus, le dosage en eau ne peut pas être augmenté au-delà d'une certaine valeur afin d'améliorer l'ouvrabilité sans entraîner des inconvénients. Les conséquences d'un excès d'eau sont :

- Risque de ressuage (opération d'un film d'eau à la surface de l'élément en béton, générateur de faïençage après évaporation) ;

- Augmentation de la porosité,

- Risque de ségrégation des constituants du béton ;

- Diminution de la compacité et corrélativement des résistances ;

- Augmentation du retrait;

- Défectuosité du parement : bullage.

Le dosage en eau doit donc être limité au « juste nécessaire » à l'hydratation du liant et aux exigences d'ouvrabilité.

3. GENERALITES SUR LE COMPORTEMENT MECANIQUE DES BETONS :

3.1. Comportement en Compression :

Les bétons couramment utilisés dans la construction des ouvrages de génie civil tels que les ponts, les murs de soutènement, le soutènement des tunnels... présentent des résistances à la compression f_c variant de 20 à 50 MPa. Ces structures, qui doivent supporter des charges extérieures importantes, doivent être fabriquées avec des bétons de grande résistance.

Par contre, pour des structures secondaires, des bétons avec des résistances à la compression simple f_c de l'ordre de 25MPa sont suffisants. Dans ce chapitre, un résumé des caractéristiques principales du comportement mécanique du béton sera présenté, selon les résultats publiés par différents auteurs dans la littérature.

3.1.1- Compression uniaxiale :

En raison de sa facilité de réalisation, l'essai de résistance en compression uniaxiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer les caractéristiques générales de résistance du béton.

Plusieurs études dans la littérature comme celles de Hsu (1963) et Benouniche (1978) ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uniaxiale en fonction du niveau de la contrainte appliquée (Figure 1.1).

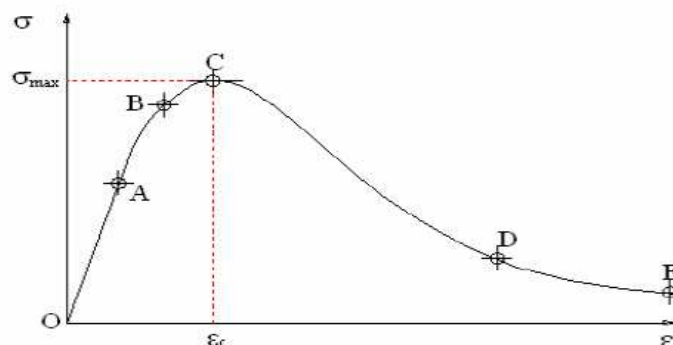


Figure 1.1 – Phases du comportement en compression du béton

Sur la (Figure 1.1), l'on représente généralement les phases de comportement :

- Comportement linéaire ou quasi-linéaire (OA), jusqu'à ce que $\sigma = (0.4-0.5) \sigma_{\max}$. Cette phase est caractérisée par les valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν du béton. La déformation résiduelle du béton est nulle durant cette phase de chargement.
- Apparition de microfissures (AB). On considère que cette phase correspond à $\sigma = (0.5-0.8)\sigma_{\max}$. Le coefficient de Poisson reste constant, tandis que le module d'élasticité diminue légèrement. La déformation résiduelle longitudinale augmente, tandis que la déformation latérale reste nulle. L'endommagement débute par des dégradations diffuses du béton.
- Développement rapide des microfissures (BC), pour $\sigma = (0.8-1.0)\sigma_{\max}$. Le coefficient de Poisson et les déformations résiduelles augmentent rapidement, alors que l'on constate une forte diminution du module d'élasticité.
- Apparition et propagation de macro fissures due à la localisation de la déformation (CD). La déformation augmente fortement, tandis que le module d'élasticité diminue jusqu'à s'annuler.
- Augmentation très rapide de la déformation tandis que la contrainte diminue lentement (DE). La vitesse de propagation des fissures diminue suite à la friction entre les granulats. Cette friction transmet une résistance aux lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la contrainte.

Ainsi que d'autres essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de hauteur 32cm et de diamètre 16cm; de forme cylindrique. L'allure générale de la courbe contraintes-déformations est donnée par la Figure 1.2 (Chen 1982).

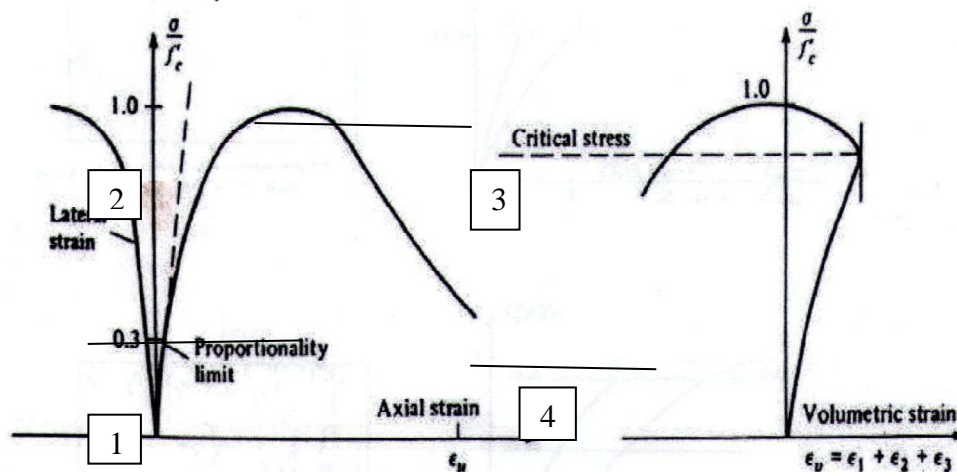


Figure 1.2 : Comportement du béton en compression simple

Nous pouvons décomposer la courbe en quatre domaines :

Domaine 1 : Le béton présente un comportement Hookien à environ 30% à 50% de la limite en compression f_c .

Domaine 2 : La courbe prend une forme non linéaire (comportement inélastique) jusqu'à environ 75% ; 90% de la contrainte limite en compression. Au-delà de la sollicitation correspondant à la limite d'élasticité, les microfissures aux liaisons de la pâte des grains les plus gros commencent à progresser à la périphérie des grains engendrant au

niveau macroscopique des déformations permanentes qui viennent se superposer aux déformations élastiques.

Domaine 3 : Pour des sollicitations encore plus importantes, dans la troisième phase, les microfissures gagnent la pâte par décohésion. Elles s'alignent perpendiculairement à la contrainte en traction, parallèlement à la contrainte en compression (verticalement).

L'endommagement de microfissuration devient fortement anisotrope, l'anisotropie induite par le chargement étant différente en traction et en compression. En compression, des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, générant alors une certaine ductilité et contribuant eux aussi à la déformation permanente de manière isochore.

Domaine 4 : La quatrième phase est la phase de rupture : des fissures mésoscopiques apparaissent, la contrainte nécessaire pour engendrer de nouvelles déformations diminue, de manière brutale en traction, de manière plus progressive en compression. En compression le caractère granulaire du milieu, conduit alors à des déformations volumiques, dues aux déformations permanentes, positives : c'est le phénomène de dilatance. La rupture finale intervient lorsque les fissures se rejoignent pour former des surfaces de discontinuité traversant tout l'objet.

3.1.2- Compression cyclique :

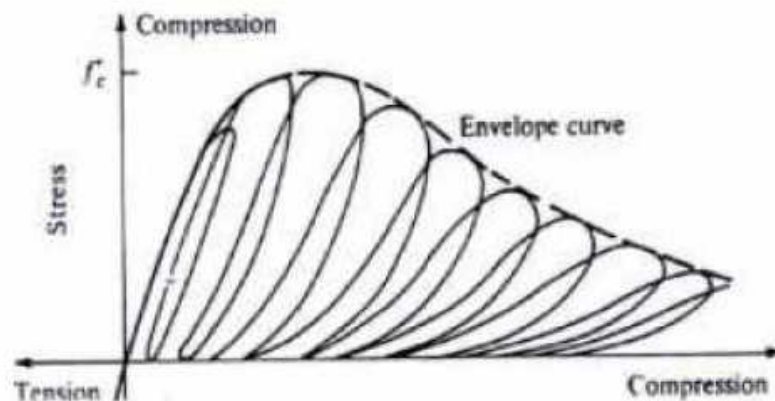


Figure 1.3 – Boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression (Karsal (1969))

Les essais de compression du béton sous charge cyclique ont montré la présence de boucles d'hystérésis assez importantes durant le processus de chargement – déchargement (Figure 1.3). L'amplitude de ces hystérésis influence considérablement le comportement à la rupture du béton. Cette hystérésis peut être expliquée par l'importante friction existant entre les fissures lors de leurs ouvertures – fermetures. Cette friction produit des effets viscoplastiques.

3.1.3 Comportement sous une contrainte de confinement

Des recherches menées par Richat et Al (1928), Balmer (1949), Jamet et Al (1984), ont montré la sensibilité du béton aux contraintes de confinement (Fig 1.4).

Un confinement simulé par un essai triaxial est sensé :

- empêcher le gonflement du béton en réduisant la taille des pores, en d'autres termes un béton bien confiné présente un comportement ductile.
- Une augmentation des interactions intermoléculaires apporte de la rigidité au matériau (Ramtani 1990).

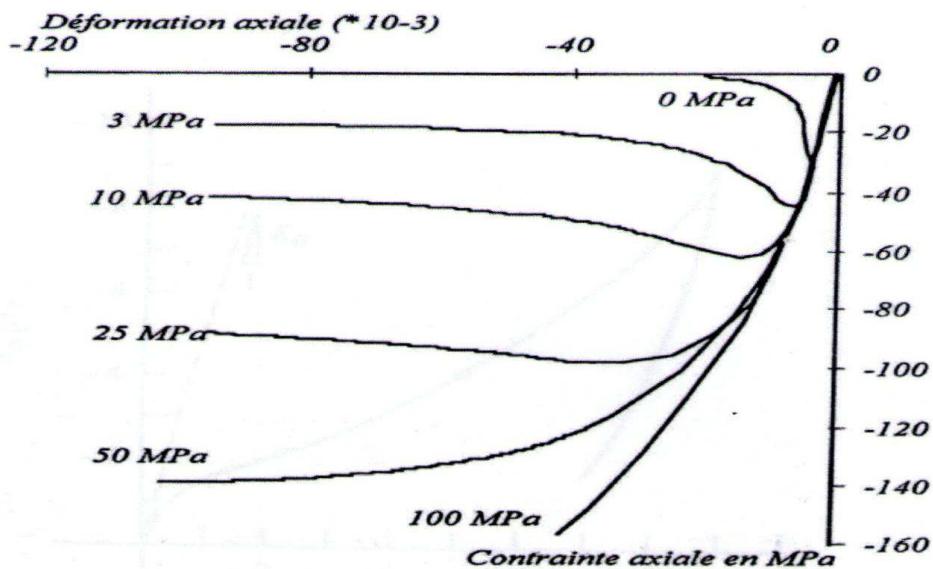


Figure 1.4 : Essai de comportement triaxial

3.1.4- Comportement sous charge hydrostatique

Sous chargement hydrostatique, le béton présente un comportement non linéaire. Sur la figure (I.5) il est très facile de remarquer trois phases :

- Une première phase élastique linéaire ;
- Une deuxième phase de raidissement liée à la hausse des contacts au sein de la microstructure par restriction des micropores ;
- Une troisième phase de ramollissement présentant l'effondrement de la structure microporeuse de la pâte.

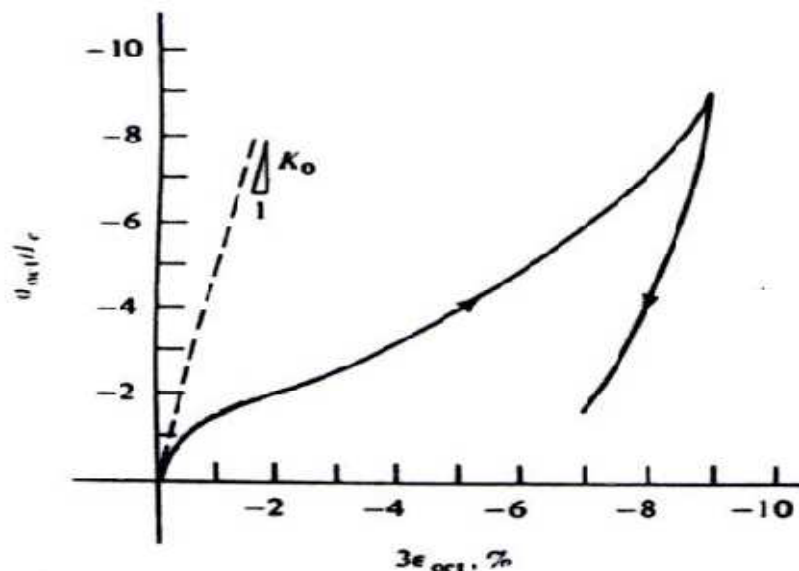


Figure I.5 : Essai de compression hydrostatique du béton

3.2- Comportement en Traction :

Le béton offre de bonnes performances mais présente une grande faiblesse en ce qui concerne sa résistance en traction. Les réponses en traction sont nécessaires pour arriver à une identification quasi complète du comportement du matériau ; ceci se fait le plus souvent par des essais indirects. Il est souvent admissible de considérer la résistance en traction du béton entre 7% et 10% de sa résistance en compression.

3.2.1-Traction directe (simple) :

Les essais de traction directe du béton sont difficiles à réaliser vu la faible résistance en traction de ce matériau. Les résultats d'essais réalisés par *Berthaud (1988)*, *Terrien (1980)* ou *Gérard (1996)* ont démontré qu'un comportement presque élastique linéaire du béton dans la phase pré-pic peut être considéré, avant une rupture brusque dans la phase post-pic (Figure 1.6). Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic.

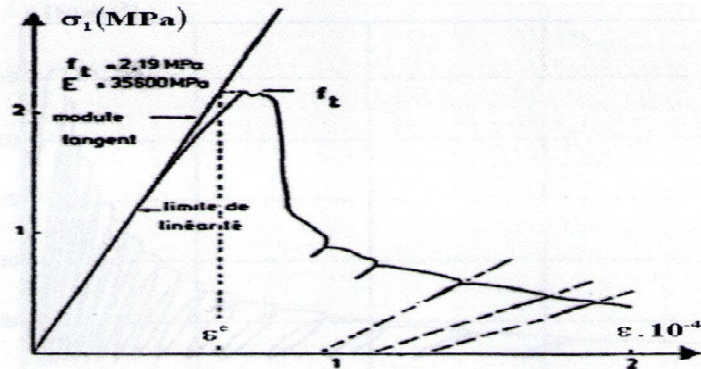


Figure 1.6 – Comportement en traction directe du béton (Terrien (1980))

Les essais de traction directe du béton sont assez peu réalisés et les résultats obtenus dépendent fortement de la méthode d'essai.

3.2.2-Traction par fendage :

La résistance à la traction du béton peut être évaluée par fendage d'éprouvettes cylindriques.

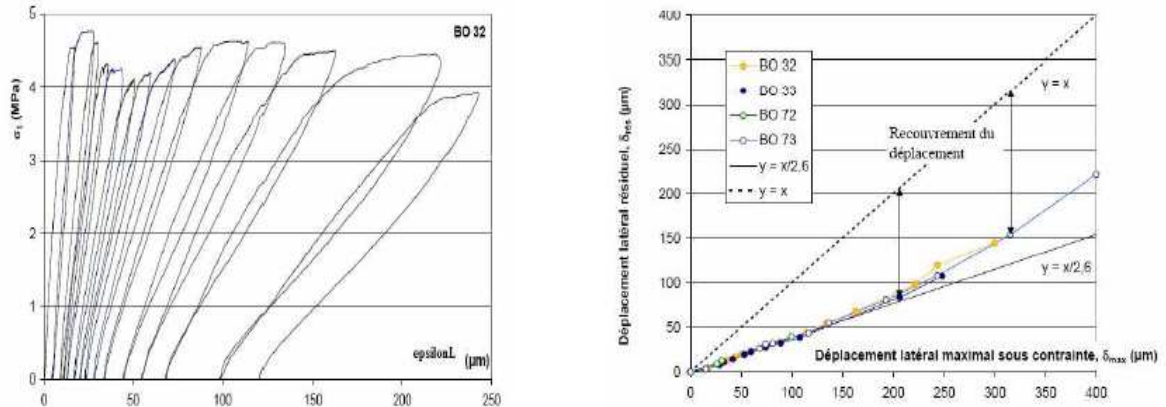


Figure 1.7 – Comportement en traction indirecte par fendage (Picandet (2001))

La résistance du béton est normalement évaluée à partir de la déformation latérale de l'échantillon (Picandet (2001)). L'hétérogénéité du champ de contrainte le long du diamètre de rupture et la rupture de traction non typique ont limité l'utilisation des résultats de ces essais dans les calculs d'application. Les résultats de Picandet (2001) (Figure 1.7) ont montré que la déformation résiduelle latérale d'un cylindre en traction par fendage est approximativement égale à la moitié de la déformation latérale sous chargement.

On trouve que le rapport entre la résistance directe f_t et la résistance en compression f'_c du béton varie de **0.05** à **0.1** et selon ACI (American Concrete Institute), la résistance en traction par fendage.

$$f_t - f \approx 0.3(f'_c)^{3/2}$$

3.2.3-Traction par flexion :

Les essais de traction par flexion sont utilisés très couramment au laboratoire pour déterminer la résistance en traction du béton, en raison de la simplicité de ces essais et de leur capacité à représenter presque exactement le comportement réel du béton dans des structures de génie civil. Les éprouvettes peuvent être fléchies sur trois ou quatre points. Sur la Figure 1.8, les résultats d'un essai de traction par flexion sur 3 points sont présentés sous la forme charge P en fonction de la flèche de l'éprouvette V .

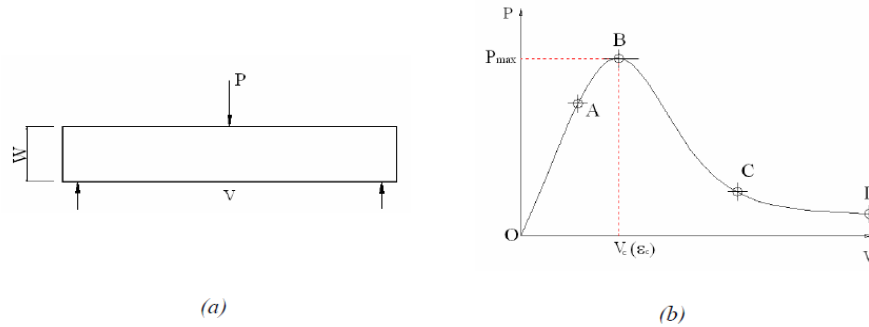


Figure 1.8– Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b)

Les comportements du béton en flexion peut être décomposé en plusieurs phases (Figure 1.8) (Karihaloo (1995), Bernard (2000)) comme suit:

- Comportement linéaire (OA), tant que quand $P < (0.7-0.8)P_{max}$. Présence de microfissures superficielles sur l'éprouvette, mais le module d'élasticité (E) reste constant.
- Apparition de microfissures à l'intérieur de l'éprouvette, caractérisé par un comportement non linéaire pré-pic (AB). On considère que cette phase s'étend pour $P = (0.75-1)P_{max}$. La propagation des microfissures engendre un endommagement diffus du béton. Le module d'élasticité diminue légèrement et des déformations résiduelles apparaissent.
- Accumulation de microfissures (autour du point B). Ces microfissures tendent vers des fissures concentrées. La localisation de la déformation provoquant un endommagement important apparaît.
- Déformation d'adoucissement (BC). Les zones de localisation de la déformation apparaissent clairement avec plusieurs microfissures concentrées. Le module d'élasticité diminue fortement. Des macros fissures sont créées par l'accumulation des microfissures, tandis que les granulats empêchent la propagation des macros fissures.
- Augmentation très rapide de la déformation d'adoucissement, tandis que la charge diminue lentement (CD). La vitesse de propagation des fissures diminue vu la friction existant entre les granulats. Cette friction transmet une résistance entre les lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la charge.

Les essais de traction par flexion sous charge cyclique de Reinhardt (1996) (Figure 1.9) ont montré une augmentation considérable de la déformation résiduelle, tandis que les boucles d'hystérésis observées sont plus petites que celles obtenues lors de l'essai en compression.

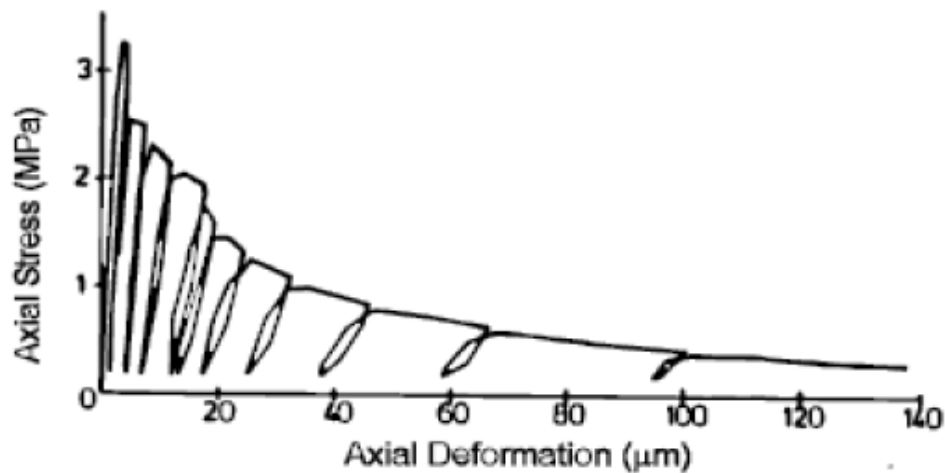


Figure 1.9 – Comportement en traction par flexion sous charge cyclique (Reinhardt (1996))

3.3-Comportement multiaxial

Le comportement multiaxial du béton est assez complexe. Plusieurs essais ont été réalisés, mettant en évidence le comportement biaxial (Hus (2000)) ou comportement triaxial du béton (Burlion (2000)).

Les résultats de l'essai biaxial de traction réalisé par Hus (2000) (Figure 1.10a) ont montré une faible différence entre les résistances obtenues dans chacune des directions. Cependant, une différence considérable entre les déformations dans ces deux directions a été observée.

Les essais multiaxiaux ont permis de montrer l'entrée en plasticité du béton sous pression hydrostatique (Reinhardt (1996)) (Figure 1.10b). Cette observation est intéressante et permet de différencier le comportement du béton de celui d'autres matériaux comme l'acier qui maintiennent un comportement élastique sous un confinement isotrope. Cette démonstration est la base pour tenir compte du deuxième invariant du tenseur de contrainte dans la formule représentant la surface de plasticité du béton.

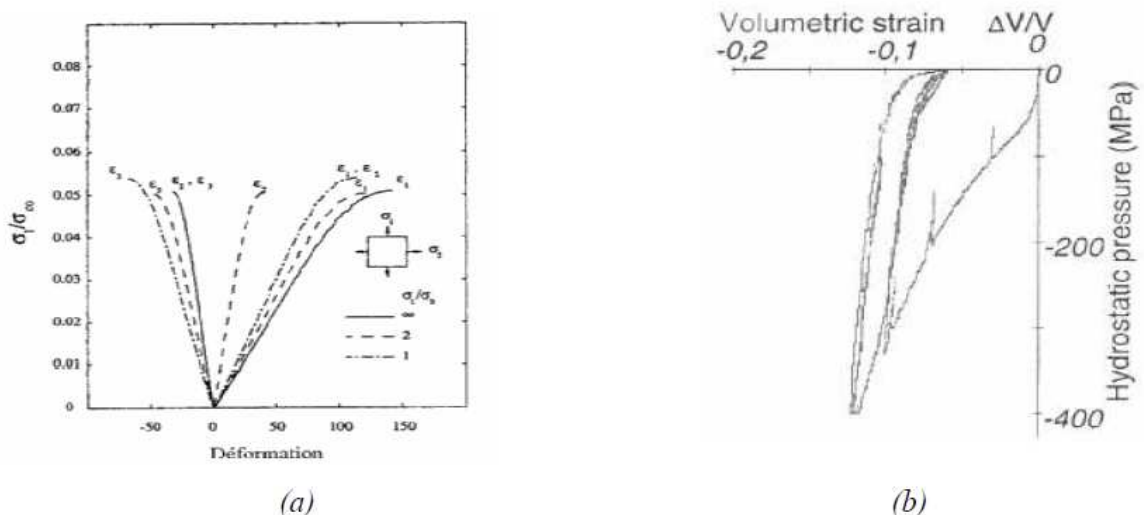


Figure 1.10 – Comportement multiaxial du béton:(a) traction bi axiale (Hus (2000)),
(b) compression sous confinement isotrope (Reinhardt (1996))

Les essais de compression triaxiale axisymétrique de Reynouard (2005) (Figure 1.11) montrent des résultats similaires à ceux obtenus sur des roches:

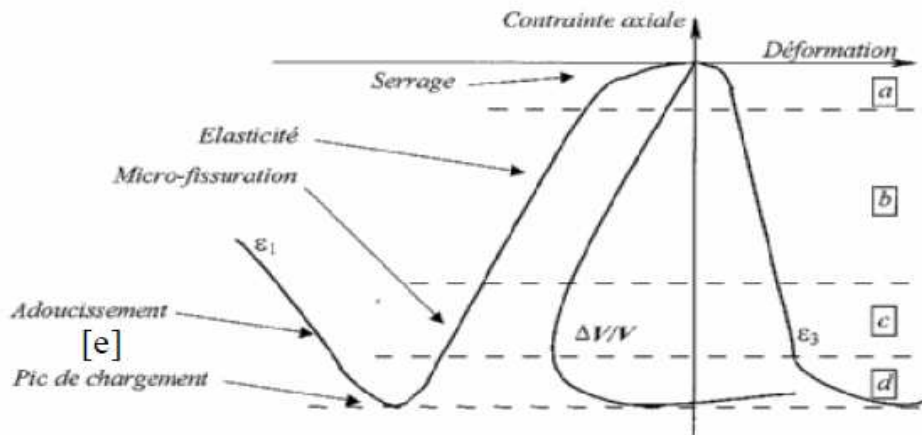


Figure 1.11 – Comportement en compression triaxiale axisymétrique du béton (Reynouard (2005))

- Phase de serrage (a) correspondant à la fermeture des fissures grossières.
- Phase de comportement élastique linéaire (b).
- Phase de fissuration stable (c) avec l'apparition et l'évolution des microfissures dispersées.
- Phase de dilatation (d) lors de laquelle les déformations latérales deviennent importantes. La fissuration devient instable.
- Phase post-pic (e) avec un adoucissement du comportement du béton. Cette phase dépend de la pression de confinement. Plus le confinement est important, plus le béton est ductile (Figure 1.12).

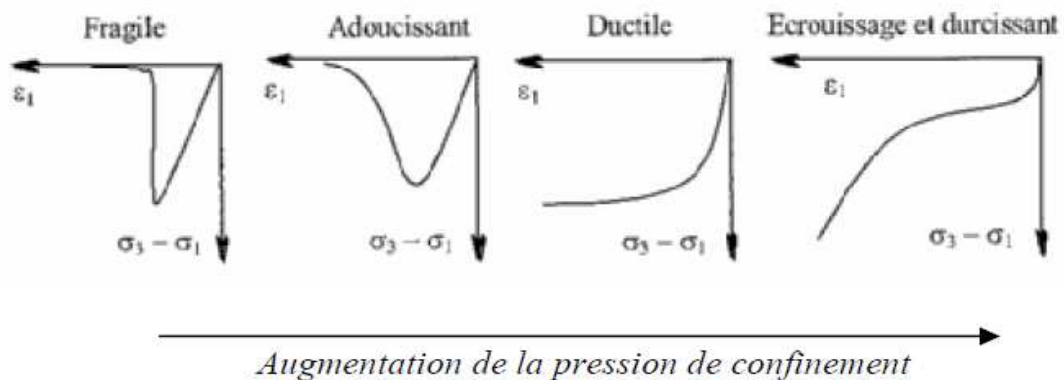


Figure 1.12 – La transition du comportement du béton : d'un comportement fragile à la ductilité en fonction de la pression de confinement (Reynouard (2005))

4. LES MODÈLES CONSTITUTIFS DU BÉTON ET DE L'ACIER :

Le béton et les armatures d'acier sont les composants principaux des structures en béton armé ou en béton précontraint rencontrées en génie civil. La modélisation numérique du comportement de ces structures nécessite l'étude de trois aspects: les modèles constitutifs du béton, les modèles de comportement de l'acier et l'interaction entre le béton et l'acier. Dans cette partie, ces différents problèmes sont analysés.

4.1. Les modèles de comportement du béton :

De nombreux modèles de comportement du béton ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. Les lois élastiques sont les plus simples. D'autres lois de comportement plus complexes prenant en compte des phénomènes comme la plasticité, la rupture, l'endommagement ont ensuite été successivement proposées. Aujourd'hui, l'étude des couplages entre l'endommagement et le comportement plastique des bétons fait l'objet de nombreuses recherches. Chacun de ces modèles présente des avantages et des inconvénients, ainsi que des champs d'application différents pour le calcul des structures en béton.

4.1.1. Comportement du béton selon la loi élastique

Avec une loi de comportement élastique, le béton est considéré comme totalement élastique. Les non linéarités apparaissant dans les zones pré-pic et post-pic sont négligées (Figure 1.13a). La loi de comportement est formulée à partir de la loi de Hooke. Quelques auteurs considèrent néanmoins les non-linéarités dans la partie pré-pic, comme Ahmed & Shah (1982) ou bien utilisent la relation entre les incréments de la contrainte et la déformation Gerstle (1981) (Figure 1.13b).

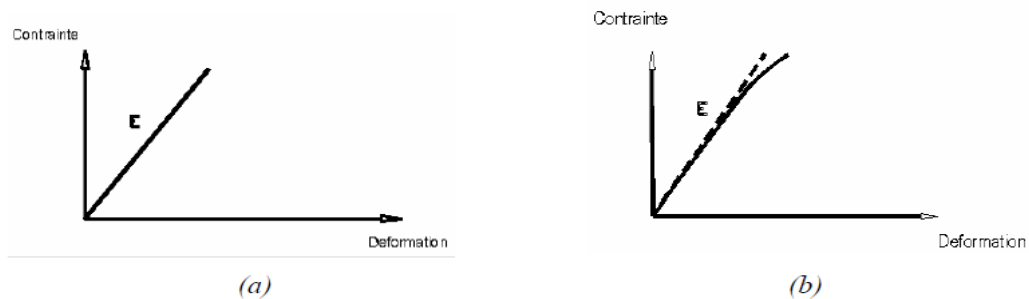


Figure 1.13 - Loi élastique du béton: (a) Linéaire et (b) Non linéaire pré-pic

L'avantage de cette loi de comportement est sa simplicité, en particulier pour les modèles élastiques linéaires.

Cependant, les résultats numériques obtenus en considérant de telles lois de comportement ne permettent pas de répondre de manière satisfaisante aux exigences d'analyse des structures en béton, notamment dans le cas de charges importantes ou dans des analyses plus fines du comportement local d'une structure. Ainsi, dans la modélisation numérique, on peut obtenir des résultats même lorsque la charge dépasse la valeur critique.

Les lois de comportement élastique ne s'adaptent donc pas au comportement réel du béton. Cependant, au niveau macroscopique ou bien pour des chargements modestes, les lois élastiques conviennent pour le calcul des valeurs de sollicitation, comme le moment ou l'effort tranchant au sein des structures. Ces efforts internes sont alors utilisés lors des vérifications de la résistance des structures en béton, en fonction des normes en vigueur.

4.1.2. loi parabole rectangle :

dans les calculs réglementaires, lorsque le calcul précis de la déformation n'est pas utile, on utilise une loi conventionnelle (figure 1.14) présentant une partie parabolique pour les déformations inférieures à la déformation correspondante au pic de contrainte (ϵ_{c0}), et au palier plastique au-delà de la valeur $2 \cdot 10^{-3}$. La contrainte est alors supposée égale à f_c/γ_c et ce jusqu'à une déformation limite (ϵ_{cu}), égale à $3,5 \cdot 10^{-3}$

$$\sigma = \frac{f_c}{\gamma_c} \left[1 - \left(\frac{\epsilon - \epsilon_{c0}}{\epsilon_{c0}} \right)^2 \right]$$

$$\varepsilon_{c0} = 2.10^{-3}$$

$$\varepsilon_{cu} = 3,5.10^{-3}$$

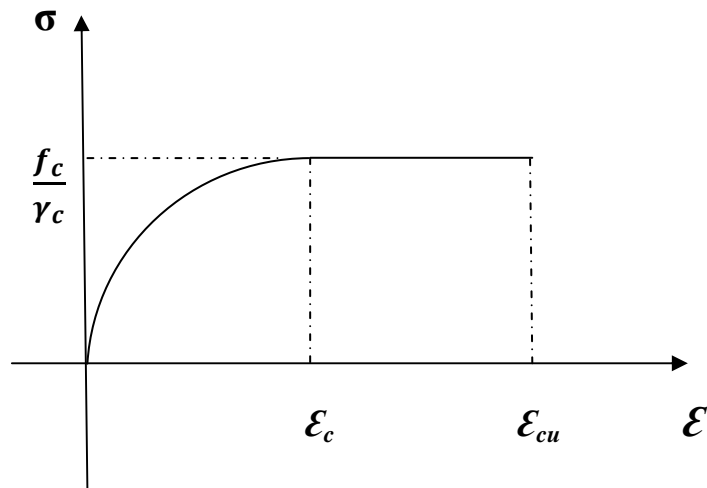


Figure 1.14 : loi parabole rectangle

Le module de déformation longitudinale tangent à l'origine est donné par la formule :

$$E = 2 \frac{f_c}{\gamma_c \varepsilon_{c0}}$$

Cette expression conduit à des valeurs généralement inférieures aux valeurs réelles du module.

4.1.3. Loi de DESAYI – KRISHNAN :

Une définition analytique continue a été proposée par **Desayi** et **Krishna**, qui a notamment été utilisée pour l'établissement des tables de flambement de **Faessel**, **Robinson** et **Morisset**

$$\sigma = \frac{f_c}{\gamma_c} \left[\frac{2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right)^2} \right]$$

Elle donne le même module tangent à l'origine que la loi parabole rectangle. La contrainte tend vers zéro au voisinage de la rupture : présence donc d'une branche descendante au-delà de la déformation ε_{cu} .

4.1.4. Loi cubique :

Pour l'étude de second ordre des piles de grande hauteur, une estimation correcte des déformations est nécessaire. **Virlogeux** a cherché à définir une loi permettant de choisir d'une façon indépendante la résistance f_c/γ_c , la déformation au pic de contrainte ε_{c0} et le module tangent à l'origine E_{c0}/γ_{cm} ; tout en introduisant un coefficient de sécurité spécifique γ_{cm} . Il a adopté une loi cubique de la forme :

$$\sigma = A\varepsilon^3 + B\varepsilon^2 + C\varepsilon$$

Avec :
$$A = \frac{\varepsilon_{c0} \frac{E_{c0}}{\gamma_{cm}} - 2 \frac{f_c}{\gamma_c}}{\varepsilon_{c0}^3} ; \quad B = \frac{3 \frac{f_c}{\gamma_c} - 2 \frac{E_{c0}}{\varepsilon_{c0} \gamma_{cm}}}{\varepsilon_{c0}^2} ; \quad C = \frac{E_{c0}}{\gamma_{cm}}$$

Cependant, cette loi présente des inconvénients :

- Pour des valeurs élevées de module, le pic des contraintes n'est pas défini : il est situé au-delà du point d'inflexion.
- La contrainte prend des valeurs supérieures à f_c/γ_c pour des déformations légèrement inférieures à ε_{c0} .
- De même pour les très faibles valeurs du module, le point d'inflexion est situé dans la partie ascendante de la courbe. Ce qui crée une variation anormale du module, (figure 1.15)

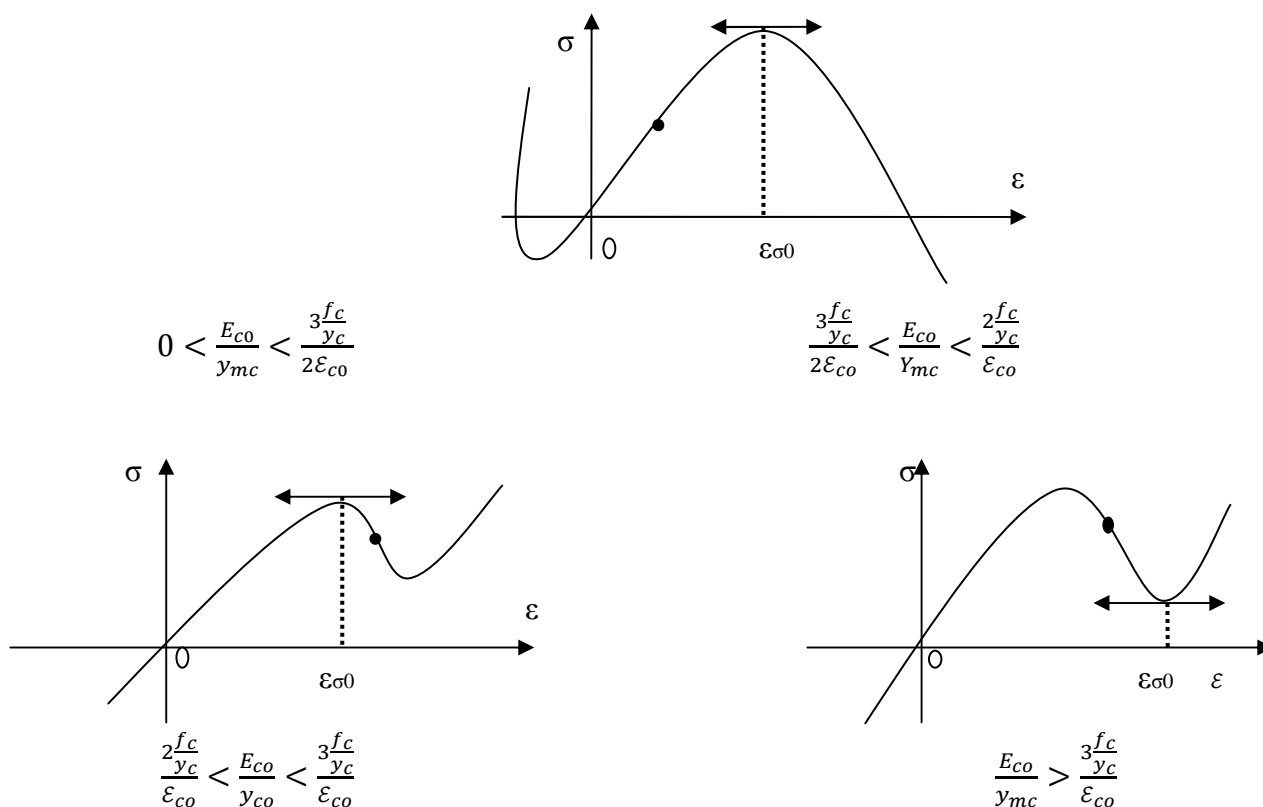


Figure 1.15: Forme de loi cubique,

en fonction des valeurs relatives du module et de la loi cubique n'est réellement applicable que dans le cas des bétons de résistance moyennes.

$$\frac{3 \frac{f_c}{\gamma_c}}{2 \varepsilon_{c0}} < \frac{E_{c0}}{\gamma_{cm}} < \frac{3 \frac{f_c}{\gamma_c}}{\varepsilon_{c0}}$$

De plus, l'effet Rush et le fluage du béton modifient les valeurs de E_{c0} , f_c et ε_{c0} . Une vérification reste donc toujours indispensable.

Cette loi présente l'avantage d'être extrapolable pour tenir compte du comportement en traction, jusqu'à une déformation ($-\varepsilon_{ct}$) qui correspond à la résistance à la traction. Elle est affectée d'un coefficient de sécurité ad hoc $[-f_{ct}/\gamma_{ct}]$.

Dans le travail de **M'rad A**, cette loi a été tronquée du côté des grandes valeurs de la déformation, et prolongée sans discontinuité par un segment de droite, pour les valeurs des déformations comprises entre $\delta_1 \epsilon_{co}$ et $\delta_2 \epsilon_{co}$ (figure 1-16)

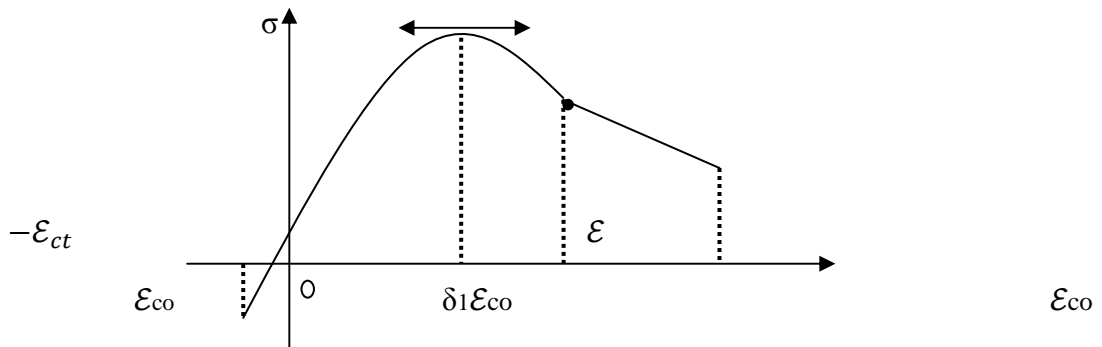


Figure 1.16: Loi cubique complétée

Les valeurs δ_1 et δ_2 sont choisies en fonction de l'allure de la loi déformation qu'on veut obtenir, tandis que le contrainte correspondant à la déformation ultime $\epsilon_{cu} = \delta_2 \epsilon_{co}$ est

prise égale à $\beta \left[\frac{f_c}{\gamma_c} \right]$

L'équation de la droite est alors

$$\begin{cases} F = A (\delta_1 \epsilon_{co})^3 + B(\delta_1 \epsilon_{co})^2 + C(\delta_1 \epsilon_{co}) \\ G = \beta \frac{f_c}{\gamma_c} \end{cases}$$

Les paramètres A, B et C gardent la même signification que précédemment. D et E sont données par :

$$D = \frac{F-G}{(\delta_1 - \delta_2) \epsilon_{co}} \quad \text{et} \quad E = F - \delta_1 \frac{F-G}{\delta_1 - \delta_2}$$

4.1.5. Loi de SARGIN

Pour décrire le comportement élastique non linéaire du béton en compression, Sargin a proposé la relation suivante

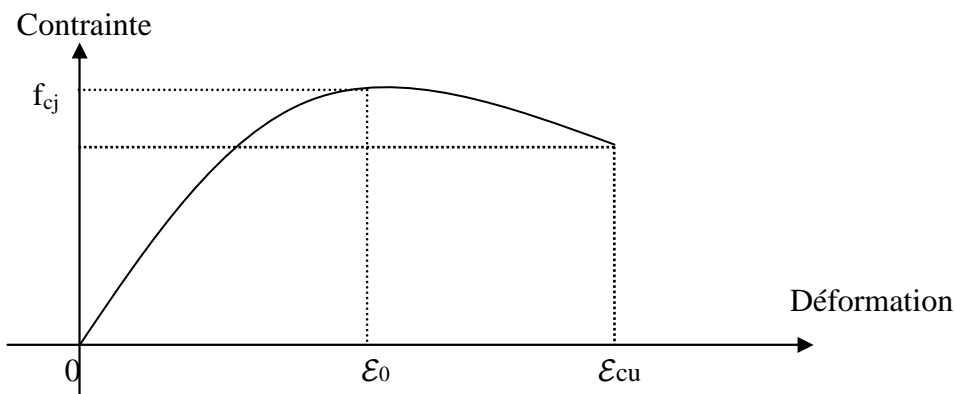


Figure 1.17 : Diagramme contrainte – déformation du béton en compression simple

La contrainte est donnée par la relation suivante : SAEGIN

$$\sigma = f_{cj} \frac{K_b \bar{\varepsilon} + (K'_b - 1) \bar{\varepsilon}^2}{1 + (K_b - 2) \bar{\varepsilon} + K'_b \bar{\varepsilon}^2}$$

Où

- Le paramètre K_b ajuste la branche ascendante de la loi et il est donné par :

$$K_b = \frac{E_{b0}}{f_{cj}} \varepsilon_o$$

- f_{cj} : résistances à la compression du béton à l'âge j ;
- ε_o : déformation de pic correspondant à f_{cj}
- E_{b0} : module élastique du béton à l'origine

Le paramètre K_b permet d'ajuster la forme de la branche décroissante de la courbe,

* Avec $K'_b = 0$, on obtient des courbes avec une branche qui descend brutalement, ce qui correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile,

* Avec $K'_b = 1$, on obtient au contraire des courbes avec une branche descendante assez douce qui correspondent à un béton ayant un comportement ductile (plastique).

Pour un béton normal, on prend généralement $K'_b = K_b - 1$

$$K'_b = \begin{cases} K_b - 1 & \text{pour } f_{cj} \leq 30 \text{ Mpa} \\ 0 & \text{pour } f_{cj} \geq 55 \text{ Mpa} \\ (K_b - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right) & \text{pour } 30 \text{ Mpa} < f_{cj} < 55 \text{ Mpa} \end{cases}$$

Dans le cadre de notre étude nous avons opté pour cette loi en raison de sa souplesse. Elle permet d'ajuster les paramètres K_b et K'_b et ainsi, mieux approcher les courbes expérimentales.

4.1.6. Comportement du béton en traction selon GRELAT :

Généralement, dans la pratique (règlements), la résistance à la traction du béton ainsi que la contribution du béton tendu entre deux fissures sont négligées.

Pour une représentation convenable de la déformabilité réelle d'un élément fissuré, en particulier en flexion simple, il est admis de tenir compte de la résistance du béton à la traction, ainsi que de la participation du béton tendu en phase fissuré. On attribue alors à celui-ci un diagramme fictif triangulaire à partir de l'axe neutre (figure 1.19)

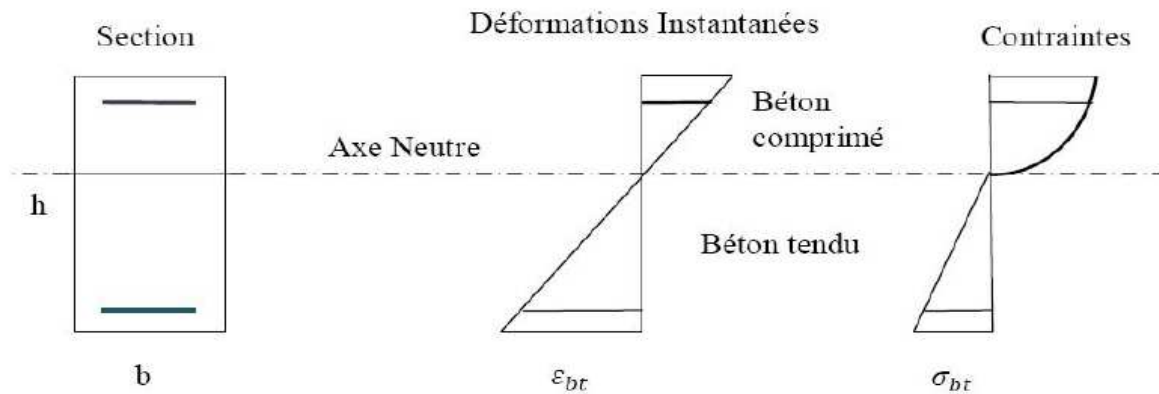


Figure 1.18 : comportement de béton avant fissuration

Les fibres du béton tendu sont affectées d'un module de déformation E_{bt} qui est défini à partir de la contrainte et de la déformation instantanée du bord tendu . Au – delà de la fissuration en traction on tient compte d'une participation du béton tendu situé entre deux fissures successives. La contraintes ne s'annule pas brusquement, mais, décroît selon une loi parabolique (figure 1.19). On étudie ainsi le comportement moyen d'une zone de poutre.

$$E_{bt} = \frac{\sigma_{bt}}{\epsilon_{bt}}$$

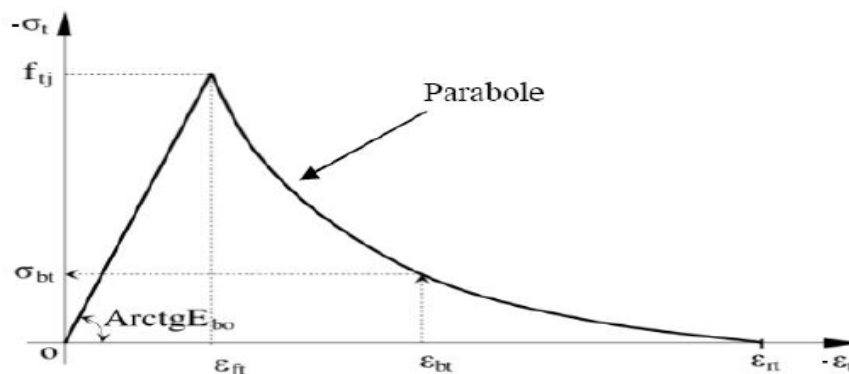


Figure 1.19 : Contribution du béton tendu après fissuration GRELAT.A

f_{tj} : Résistance du béton à la traction

ϵ_{ft} : Déformation de traction correspondant à f_{tj}

ϵ_{rt} : Déformation correspondant à la plastification de l'acier le plus tendu

E_{bo} : Module d'élasticité longitudinal du béton

- $|\epsilon_{bt}| < \epsilon_{ft}$ $\sigma_{bt} = E_{bo} \cdot \epsilon_{bt}$
- $|\epsilon_{bt}| < \epsilon_{rt}$ et $|\epsilon_{bt}| > \epsilon_{ft}$

Fissuration avec participation du béton tendu :

$$\sigma_{bt} = f_{ft} \frac{(\epsilon - \epsilon_{rt})^2}{(\epsilon_{re} - \epsilon_{ft})^2}$$

- $|\epsilon_{bt}| > \epsilon_{rt}$ Fissuration sans participation du béton tendu $\sigma_{bt} = 0$

4.1.7. Comportement du béton selon la loi de rupture :

Les approches d'élasticité linéaire de la rupture (LEFM-Linear Elastic Fracture Mechanics) s'adaptent bien à l'hypothèse de comportement parfaitement fragile du béton.

Les paramètres de rupture et la condition critique de propagation des fissures sont alors décrits selon les principes de la mécanique de la rupture en tenant compte des fonctions géométriques obtenues à partir des essais dans le laboratoire. Kaplan (1961) et Glucklich (1963) ont introduit les formules analytiques de LEFM dans la modélisation du béton avec les facteurs d'intensité de contrainte K_I et les énergies de rupture G_f . Le béton est toujours considéré comme élastique et isotrope dans les zones hors des fissures (Figure 1.20).

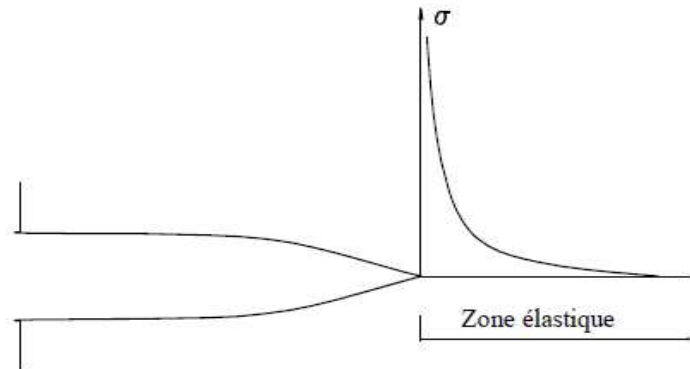


Figure 1.20 – Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure)

Les approches non linéaires de la propagation des fissures (NFM - Nonlinear Fracture Mechanics) tiennent compte du développement d'une zone non linéaire au fond de la fissure.

L'évolution et la propagation des micro-fissures dans cette zone peut être représenté soit par un comportement d'endommagement du béton, avec la présence de FPZ (Fracture Process Zone) (Hiller Borg (1976, 1978), Bazant (1983, 1984)), soit par un comportement plastique (Dugdale & Barenblatt (1960-1962)). Ces approches non-linéaires permettent une description plus précise de la propagation de la fissure et de la localisation de la déformation. Les résultats obtenus avec de telles approches sont donc meilleurs que ceux obtenus avec des approches linéaires.

Les deux modèles non linéaires les plus connus sont:

- Modèle de fissure fictive (FCM- Fictious Crack Model (Hiller Borg (1976)) appartenant au groupe des modèles de fissuration discrète avec le champ de déplacement discontinu (modèles discontinus) (Figure 1.21a);
- Modèle de bande de fissures (CBM - Crack Band Model (Bazant (1984)) appartenant au groupe des modèles de fissuration répartie avec le champ de déformation discontinu (modèles faiblement continus) (Figure 1.21b).

A partir de ces modèles, les problèmes de propagation des fissures dans le béton sont résolus d'une façon relativement complète, notamment dans le cas de structures de dimensions suffisamment grandes.

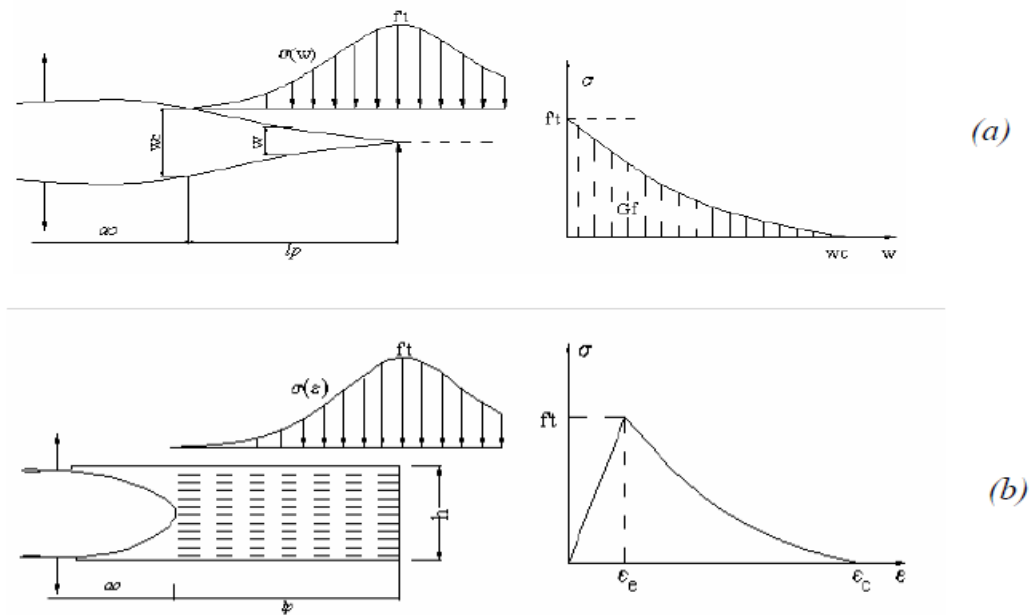


Figure 1.21 – Les modèles non linéaires de fissuration: FCM (a) et CBM (b)

L'inconvénient des modèles de rupture du béton est leur difficulté à les implémenter et à les utiliser dans un code aux éléments finis: il faut utiliser des éléments finis complexes, l'apparition des fissures va dépendre de la distribution géométrique des éléments. Ces différentes difficultés numériques empêchent le développement et l'utilisation de ces lois de comportement dans le calcul de réelles structures du génie civil.

Quelques auteurs ont proposé des modèles approximatifs comme TPM (Two-Parameters Model (Hiller Borg)), SEM (Side Effect Model (Bazant)), ECM (Effective crack model (Karihaloo)). D'autres auteurs ont également proposé des modèles modifiés afin de surmonter les inconvénients décrits ci-dessus, comme MRCM (Modified Rotating Crack Model (Jirasek)) ou ECEM (Embedded Crack Elements Model (Jirasek & T.Zimmermann)).

La simplicité et l'efficacité dans l'analyse de la propagation des fissures dans le béton sont l'objectif principal de ces derniers auteurs. Actuellement, plusieurs chercheurs tentent de développer de tels modèles en ayant recours aux techniques de régularisation décrivant la localisation des déformations dans les zones de rupture du béton avec l'objectif de relier les approches continues aux approches discontinues. Ces modèles portent donc le nom de «*modèles de rupture non locale*».

Jirasek (2004) a proposé les techniques de régularisation pour les modèles FCM et CBM (Figure 1.22):

- La régularisation partielle pour le modèle FCM avec la discontinuité du champ de déplacement (Figure 1.22a).
- La régularisation partielle pour le modèle CMB avec la discontinuité du champ de déformation (Figure 1.22b).

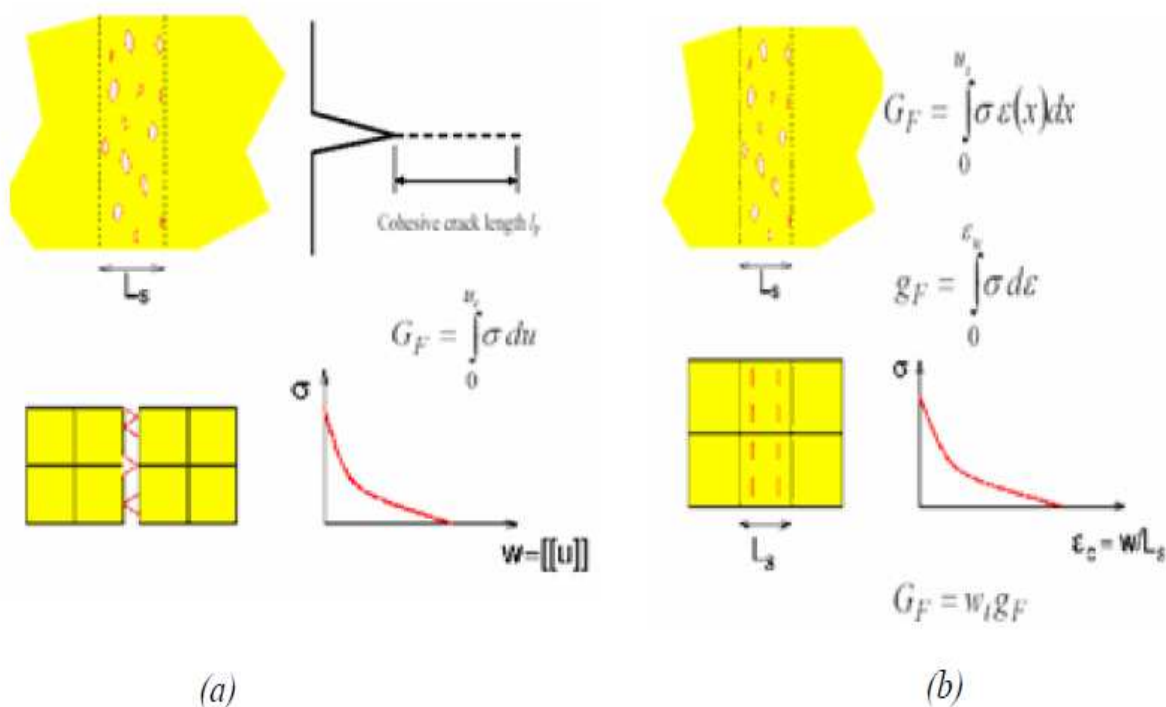


Figure 1.22 – Les techniques de régularisation pour les modèles: FCM (a) et CBM (b) (Jirasek (2004))

4.1.8. Comportement du béton selon la loi élasto-plastique

La programmation par la méthode des éléments finis selon cette loi est relativement simple car le milieu de calcul est toujours continu. Le comportement en compression est bien décrit par les lois fondamentales ou modifiées à partir des modèles Mohr-Coulomb et Drucker-Prager (Figure 1.23A), tandis que le comportement en traction peut être modélisé avec une précision suffisante par une loi de rupture simple comme celle de Rankine (Figure 1.23B).

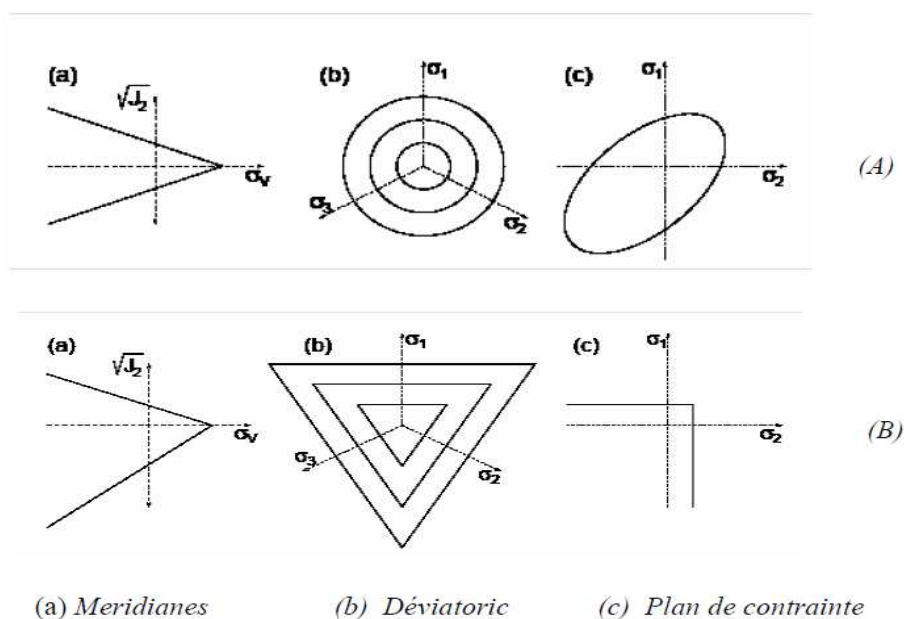


Figure 1.23 – Loi plastique de Drucker-Prager (A), loi de rupture de Rankine (B)

Feentra & de Borst (1995) ont proposé une loi élasto-plastique composite, en combinant une loi de Drucker-Prager pour la partie en compression et une loi de Rankine pour la partie en traction, comme illustré sur la Figure 1.24.

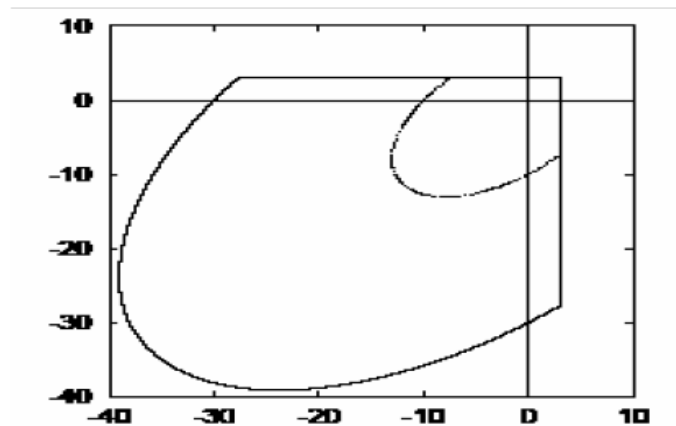


Figure 1.24 – Loi élasto-plastique composite de Feentra & de Borst (1995)

Plusieurs modèles élasto-plastiques pour le béton ont également été proposés dans les années récentes comme Raynourd (1974), Franzekakit (1987), Chen & Han (1988), Lubnier & Olivier (1989), Kang & al (2009), Nedjar (2002), Ulm & Coussy (2003). Ces modèles s'intéressent bien au comportement en compression du béton et établissent la surface de plasticité selon les différentes hypothèses. L'inconvénient du plus grand de ces modèles plastiques est la non-considération de la diminution de la rigidité du béton dans les zones de rupture et dans le cas des bétons à haute résistance, le comportement du béton est plutôt fragile que plastique. En réalité cependant, les modèles plastiques sont déjà appliqués avec efficacité dans les calculs des structures en béton. Dans plusieurs normes de béton, les formules se basant sur la théorie de la plasticité ont introduites avec beaucoup de succès.

Dans la modélisation numérique par la méthode des éléments finis, les modèles élastoplastiques tenant compte la localisation de la déformation en couplant les approches de gradient sont les tendances de recherche actuelle où l'endommagement du béton peut être considéré pour tenir compte de la diminution de la rigidité dans les zones plastiques.

4.1.9. Comportement du béton selon la loi élasto-endommageable

Les modèles de comportement du béton selon la loi élasto-endommageable se basent sur les principes fondamentaux de la mécanique de l'endommagement du milieu continu.

L'endommagement est caractérisé par la variable d'endommagement D (variant de 0 à 1) quand le matériau évolue de l'état sain à l'état totalement endommagé. La notion de contrainte effective est introduite pour tenir compte de la diminution du module d'élasticité E dans les zones de rupture du béton. Le premier modèle d'endommagement proposé par Kachanov (1958) était un modèle isotrope classique où la variable d'endommagement D est contrôlée par la déformation. Ensuite, plusieurs auteurs ont proposé des modèles appelés locaux comme Mazars (1984), Simo & Ju (1987a, 1987b); ces modèles ont fait apparaître plusieurs inconvénients dans la modélisation numérique comme la dépendance du résultat de calcul au maillage des éléments finis, le phénomène « snap-back »... Par la suite, pour surmonter ces problèmes, des approches appelées non-locales et gradient, comme celles de Pijaudier-Cabot & Bazant (1988-1989), Frémont et Nedjar (1993), Jirasek (1996, 2004), etc, sont introduites pour tenir compte la localisation de la déformation dans les zones de rupture du béton en utilisant la déformation équivalente comme paramètre de contrôle. Les modèles utilisant la variable d'endommagement de type tenseur peuvent

décrire l'anisotropie, l'effet unilatéral (se produit lors de chargements cycliques: le matériau restaure sa raideur due à la fermeture des fissures en compression après l'endommagement par des extensions) ainsi que l'inélasticité du béton mais complexifient les calculs. On utilise plutôt en réalité des variables scalaires avec lesquelles les calculs deviennent plus simples avec toutefois une tolérance acceptable. Les modèles élasto-endommageables donnent de bons résultats qui sont indépendants du maillage éléments finis et la localisation de la déformation est totalement considérée. Parmi les modèles d'endommagement cités dans la littérature, le modèle Mazars pouvant tenir compte de la dissymétrie du comportement du béton en compression et en traction est largement implanté dans les codes éléments finis et pris couramment comme la base générale pour développer les modèles plus compliqués, notamment les modèles de couplage multi-physiques. Le modèle Mazars a pourtant des inconvénients comme ne pas considérer l'effet unilatéral, celui-ci étant observé sous charge cyclique et la déformation résiduelle du béton lors du déchargement. Heureusement, ces effets ne sont importants que pour le chargement cyclique, autrement dit, lorsque le chargement est radial, ce modèle peut modéliser correctement le comportement du béton. La programmation par la méthode des éléments finis des modèles élasto-endommageables est aussi aisée que celle des modèles élasto-plastiques, le milieu de calcul restant toujours continu.

En se basant sur des modèles d'endommagement typiques on peut alors développer des modèles plus compliqués pouvant tenir compte du comportement multi-physique du béton sous l'action à la fois du chargement et des différents effets environnementaux.

4.1.10. Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement-plasticité

Les lois de comportement mixte (couplage) élasto-plastique-endommageable du béton ont fait récemment l'objet de plusieurs recherches dans le but de trouver une loi globale qui pourrait décrire d'une façon complète tous les aspects comportementaux réels du béton (Figure 1.25). Un tel modèle devrait ainsi pouvoir reproduire la dissymétrie, la fragilité, l'anisotropie, l'effet unilatéral du béton... Le comportement quasi-fragile du béton devrait ainsi être associé à la plasticité dans un modèle de comportement mixte avec deux parties de couplage comprenant un couplage d'état élasto-plastique et un couplage cinématique endommagement-plastique. Plusieurs modèles de couplage ont déjà proposés comme ceux de Lemaitre (1992), Salari (2004), Faria (1998), Jirasek & al (2006)... où le couplage endommagement-plastique peut être représenté sous forme implicite entre les variables internes (variable de plasticité et variable d'endommagement) en utilisant simultanément la surface plastique et la surface d'endommagement. La difficulté de cette méthode est le grand nombre de paramètres à déterminer (jusqu'à 20, comprenant ceux de la partie plastique et ceux de la partie d'endommagement). La deuxième méthode utilise uniquement une fonction de charge comme celle de Lemaitre (1992), Lee & Fenves(1998), Faria & al (1998), Lemaitre (2000) pour contrôler le processus de dissipation de l'énergie.

Cette fonction peut être le seuil d'endommagement ou bien le seuil de plasticité dépendant du chargement. Cette méthode ne décrit pas bien le comportement réel du béton mais est plus simple que les modèles présentés plus haut.

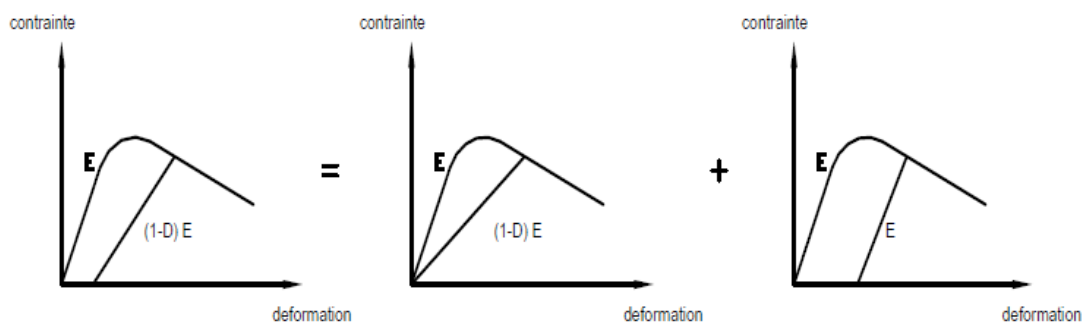


Figure 1.25 – Représentation de la loi de couplage du béton

Pour illustrer phénoménologiquement le comportement mixte du béton, quelques auteurs ont utilisé des modèles purement théoriques (Simo & Ju (1987), Yazdani & Schreyer (1990), Luccioni (1996), Jefferson (2003)) où la théorie de la mécanique de l'endommagement est utilisée pour modéliser le processus d'endommagement et la théorie de plasticité est utilisée pour considérer la déformation résiduelle et la dilatation du volume.

Cette méthode est assez compliquée, car plusieurs paramètres comme les paramètres plastiques et les paramètres d'endommagement doivent être déterminés.

Les modèles mixtes sont l'objectif à atteindre dans le but de modéliser précisément le comportement réel du béton. Mais leur utilisation pratique est encore délicate compte tenue de leur grand nombre de paramètres et les difficultés qui existent à leur implémenter numériquement. Les modèles mixtes doivent donc encore être améliorés pour pouvoir s'appliquer largement dans la réalité, et dans plusieurs cas on préfère actuellement des modèles de comportement classique avec une surface de charge unique qui contrôle la dissipation de l'énergie.

4.2. Quelques modèles spéciaux :

Hors des groupes de modèles de comportement mécanique de béton mentionnés ci-dessus, quelques auteurs ont également proposé des modèles pouvant être considéré comme spéciaux comme le modèle "Microplane" (Bazant & Os (1985)), le modèle de fissuration intégrée (M.Jirasek & T.Zimmermann (2001)).

Le modèle "Microplane" (Figure 1.26) établit la relation microscopique entre la contrainte et la déformation pour chaque plan dans les zones de rupture, puis rassemble les différentes contributions pour avoir une relation macroscopique entre celles-ci sous forme de tenseur général. Par rapport aux autres modèles macroscopiques, ce modèle est assez compliqué et est seulement applicable pour la détermination des paramètres internes du béton comme l_c (longueur interne) ou w (largeur de la bande des fissures) (Ung (2000)).

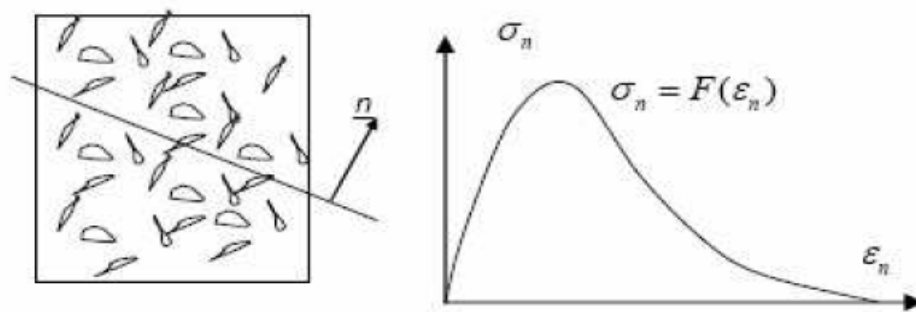


Figure 1.26 – Modèle Microplane (Bazant & Os (1985))

Le modèle de fissuration intégrée ECEM (Embedded Cracks Element Model) (Figure 1.27) utilise en même temps la théorie de la mécanique de la rupture et la théorie de la mécanique de l'endommagement; la fissuration est représentée par la loi de comportement local et l'endommagement est représenté par le paramètre d'adoucissement γ (variant de 1 à ∞) permettant de résoudre le phénomène «tress locking ». Un type d'élément fini spécial est utilisé dans ce modèle appelé « élément fissuré » acceptant un saut de déplacement au sein de l'élément, la zone d'évolution de la rupture FPZ (*Fracture Process Zone*) est totalement encadrée par l'élément et ce dernier doit avoir donc une taille plus grande que celle de FPZ.

Les résultats obtenus sont indépendants de la direction de FPZ et de l'élément. Les inconvénients de ce modèle sont similaires à ceux obtenus avec d'autres modèles discontinus ou faiblement continus. En outre, la restriction de diviser plus finement les

éléments finis empêche la bonne convergence du calcul numérique, ce qui est aussi un point faible du modèle ECEM.

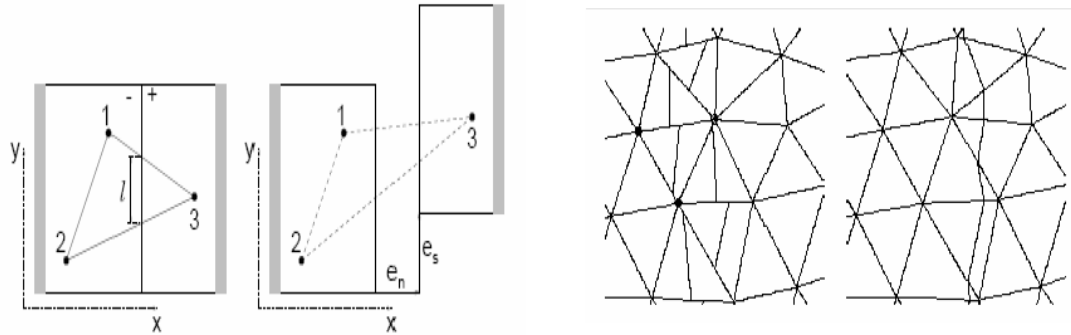


Figure 1.27 – Modèle de fissuration intégrée ECEM (M.Jirasek & T.Zimmermann (2001))

5. MODELE DE COMPORTEMENT DU BETON DE FIBRE :

La modélisation du comportement des structures en béton armé traditionnel est bien connue et les méthodes de calcul sont abondantes dans la littérature. Par contre, celle se rapportant aux structures en béton de fibres reste encore dans le domaine de la recherche. Pour modéliser le comportement de ces structures, il existe actuellement deux méthodes d'approches. La première, est une approche par éléments finis qui nécessite généralement des moyens de calcul très puissants. La seconde, est une approche par la théorie des poutres, en adoptant un comportement élastique non linéaire pour le béton de fibres. Cette dernière est relativement simple à mettre en œuvre, bien que la précision du calcul soit probablement moins satisfaisante dans certains cas.

5.1. *Modèle de comportement de béton de fibre en compression :*

Le comportement du béton sans fibres en compression est caractérisé par une phase élastique suivie d'une phase de microfissuration conduisant rapidement à la rupture fragile du matériau. L'ajout de fibres modifie légèrement ce comportement. Dans la partie ascendante, le comportement du béton de fibres en compression est similaire à celui du béton sans fibres, par contre dans la partie descendante la pente est moins raide que dans le cas du béton seul. Il existe peu de modèles décrivant le comportement dans ce domaine pour les bétons de fibres. Nous citerons les modèles qui sont couramment utilisés pour exprimer la loi de comportement de ce type de matériau.

5.1.1. *Modèle de SARGIN :*

Le modèle de SARGIN est essentiellement utilisé dans le calcul des structures en béton armé et précontraint. Il présente l'avantage de la facilité de détermination des ces paramètres par des essais en laboratoire. En faisant varier le paramètre K_b , il est possible d'étendre ce modèle au béton de fibres. La variation de ce paramètre permet de rendre compte de l'apport des fibres en ductilité. En effet l'augmentation de K_b permet d'adoucir la pente descendante de la courbe contrainte-déformation, ce qui correspond à une certaine ductilité du matériau.

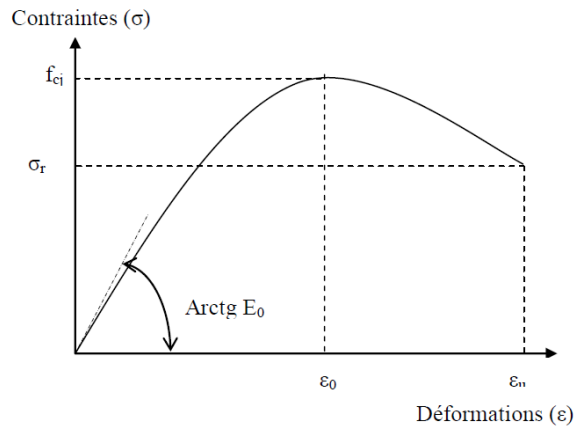


Figure 1.28 : Diagramme de contrainte-déformation du béton en compression simple selon SARGIN

La contrainte est donnée par la relation suivante : SAEGIN

$$\sigma = f_{cj} \frac{K_b \bar{\epsilon} + (K'_b - 1) \bar{\epsilon}^2}{1 + (K_b - 2) \bar{\epsilon} + K'_b \bar{\epsilon}^2}$$

Où

- Le paramètre K_b ajuste la branche ascendante de la loi et il est donné par :

$$K_b = \frac{E_{b0}}{f_{cj}} \epsilon_o$$

- f_{cj} : résistances à la compression du béton à l'âge j ;
- ϵ_o : déformation de pic correspondant à f_{cj}
- E_{b0} : module élastique du béton à l'origine

Le paramètre K_b permet d'ajuster la forme de la branche décroissante de la courbe,

* Avec $K'_b = 0$, on obtient des courbes avec une branche qui descend brutalement, ce qui correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile,

* Avec $K'_b = 1$, on obtient au contraire des courbes avec une branche descendante assez douce qui correspondent à un béton ayant un comportement ductile (plastique).

Pour un béton normal, on prend généralement $K'_b = K_b - 1$

$$K'_b = \begin{cases} K_b - 1 & \text{pour } f_{cj} \leq 30 \text{Mpa} \\ 0 & \text{pour } f_{cj} \geq 55 \text{Mpa} \\ (K_b - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right) & \text{pour } 30 \text{Mpa} < f_{cj} < 55 \text{Mpa} \end{cases}$$

5.1.2. Modèle de FANELLA et NAAMAN

Ce modèle présente l'avantage de mieux représenter le comportement du composite dans la branche descendante par rapport à celui de SARGIN. Néanmoins, il présente de grandes difficultés pour le calcul des coefficients a, b, c et d, dans la mesure où cela nécessite la connaissance des diagrammes (σ - ε) complets. L'établissement des diagrammes (σ - ε) exige un grand soin lors de la réalisation des essais. Aussi, son utilisation manque de souplesse et peut conduire à des difficultés concernant la recherche du point d'inflexion. Ce modèle est décrit par l'expression suivante :

$$\sigma = (a\varepsilon + b\varepsilon^2) / (1 + c\varepsilon + d\varepsilon^2)$$

où a, b, c et d sont des coefficients déterminés à partir des conditions aux limites.

5.1.3. Modèle d'ABSI et NAAMAN :

Ce modèle décrit la branche descendante (branche II) relative à l'apparition de micro-fissures. Son expression est de la forme:

$$\sigma = ae^{-b(\varepsilon - \varepsilon_0)^m} + c$$

a, b, c, m : coefficients positifs ($m > 1$) déterminés par les conditions aux limites.

ε_0 : déformation correspondant à la contrainte maximale σ_0 .

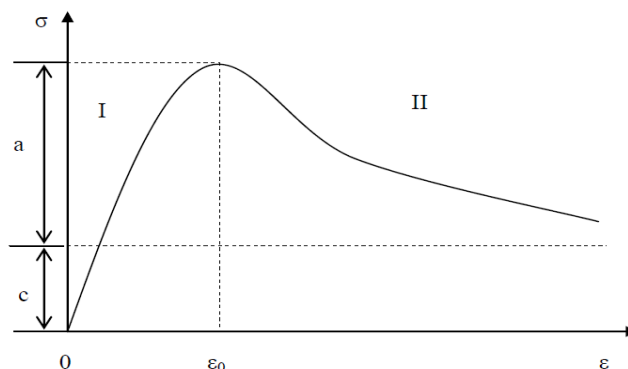


Figure 1.29 : Diagramme de contrainte-déformation du béton en compression simple selon ABSI et NAAMAN

5.2. Modèle de comportement de béton de fibre en traction :

La présence des fibres modifie le comportement du béton en traction. Cette modification intervient surtout dans la phase post-fissuration où les fibres se mobilisent pour reprendre les contraintes libérées par les fissures. La rupture qui en résulte est donc ductile. Pour caractériser cette modification, peu de modèles sont actuellement proposés. Nous citerons dans cette étude cinq modèles proposés pour le calcul des sections en béton de fibres soumises à des chargements uniaxiaux.

5.2.1. Modèle de MAZARS :

Ce modèle a été développé pour décrire le comportement du béton armé de fibres à partir de la théorie de l'endommagement MAZARS [MAZ. 88]. Cette théorie a été construite initialement pour modéliser le comportement vis à vis du fluage des métaux. MAZARS décrit le comportement non linéaire du béton de fibres en introduisant dans la relation contrainte – déformation élastique un facteur d'endommagement D . La loi de comportement s'écrit sous la forme :

$$\begin{aligned}\sigma &= E_0 \cdot \varepsilon && \text{pour } \varepsilon < \varepsilon_0 \\ \sigma &= E_0 (1 - D) \varepsilon && \text{pour } \varepsilon > \varepsilon_0\end{aligned}$$

avec :

$$D = 1 - \frac{A_t}{e^{B_t(\varepsilon - \varepsilon_0)}} - \frac{\varepsilon_0(1 - A_t)}{\varepsilon}$$

Où :

- D : facteur d'endommagement compris entre 0 et 1.
- E_0 : module élastique du béton à l'origine.
- ε_0 : déformation correspondant à la contrainte maximale de traction,
- A_t, B_t : coefficients positifs.

Selon les recommandations de l'auteur, il faut déterminer les paramètres A_t , B_t et ε_0 par des essais de flexion. D'après des essais en flexion réalisés sur des éléments en béton de fibres à crochets, VINCENT [VIN. 90] a obtenu les valeurs suivantes:

$$5.5 \cdot 10^{-5} < \varepsilon_0 < 8.9 \cdot 10^{-5}, \text{ en moyenne } \varepsilon_0 = 7.4 \cdot 10^{-5}$$

$$0.196 < A_t < 0.676, \text{ en moyenne } A_t = 0.434$$

$$5000 < B_t < 10135, \text{ en moyenne } B_t = 7205$$

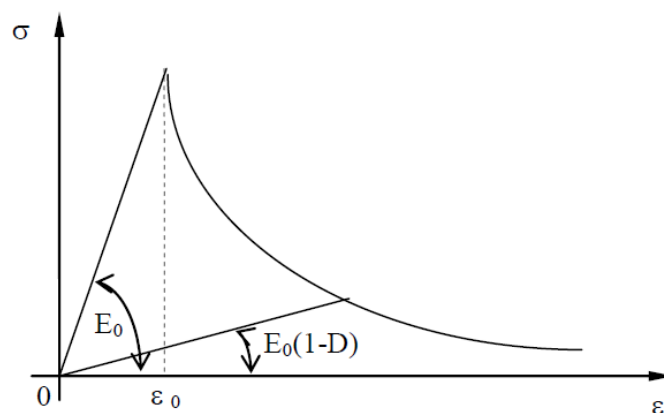


Figure 1.30: Diagramme de contrainte-déformation du béton en traction selon MAZARS

5.2.2. Modèle de LIM :

Ce modèle est construit pour décrire le comportement d'un élément en béton armé de fibres. Il exprime la charge P en fonction de l'allongement ΔL de l'élément.

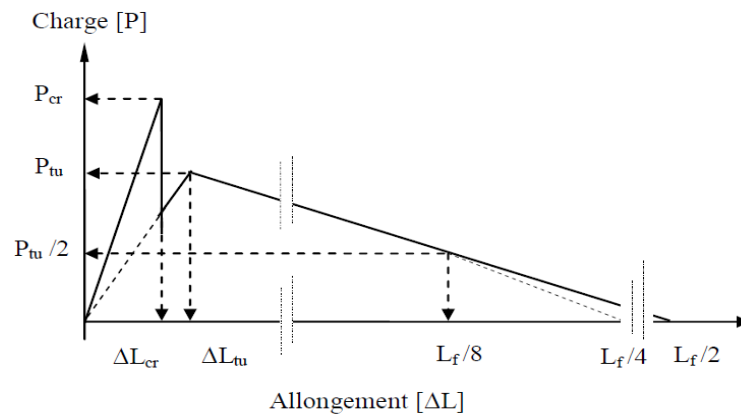


Figure 1.31 : Comportement de béton de fibre en traction selon LIM

Les paramètres de ce modèle peuvent être déterminés à partir des propriétés du béton et des fibres. En revanche, leur détermination reste relativement complexe. Ainsi, l'auteur propose un diagramme contraintes - déformations simplifié.

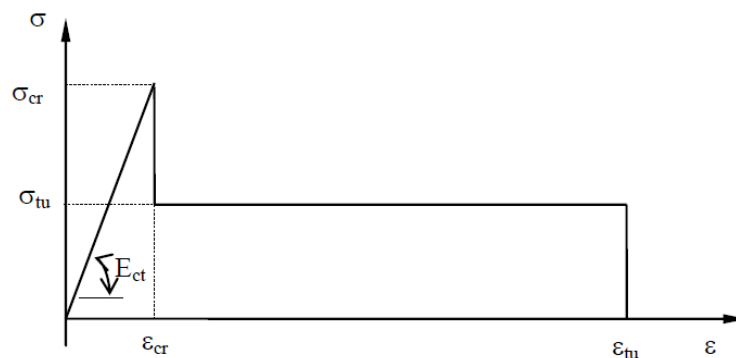


Figure 1.32 : Diagramme de contrainte-déformation simplifié du béton de fibre selon LIM

E_{ct} : module élastique du composite,

$$E_{ct} = E_b V_b + 0.14 \Gamma_1 E_f V_f$$

σ_{tu} : résistance résiduelle,

$$\sigma_{tu} = \Gamma_1 \Gamma_0 V_f L_f \tau_u / (2.f)$$

f_{ct} : résistance à la traction du composite,

$$f_{ct} = E_{ct} \epsilon_{cr}$$

ϵ_{tu} : déformation ultime,

$$\epsilon_{tu} = L_f / 16 L$$

V_b : pourcentage en volume du béton,

V_f : pourcentage en volume des fibres,

E_f : module élastique des fibres,

Γ_1 : rapport entre la contrainte moyenne développée dans une fibre et la contrainte maximale,

L_f : longueur des fibres,

Γ_0 : facteur d'orientation ($\Gamma_0 = 0.405$, pour une orientation aléatoire supposée des fibres),

ε_{cr} : déformation à la rupture du composite,

$$\varepsilon_{cr} = \varepsilon_{bt} + \Gamma_1 \Gamma_0 V_f (\varepsilon_{ff} - \varepsilon_{bt})$$

ε_{ff} : déformation au seuil élastique des fibres,

ε_{bt} : déformation à la rupture du béton en traction,

τ_u : résistance d'adhérence fibres-matrice de béton,

r : rapport entre la surface de la fibre et son périmètre,

L : longueur de référence. Dans le cas de la flexion c'est l'espacement moyen entre deux fissures voisines.

Ce modèle présente l'avantage de prédire le comportement du composite à partir des propriétés du béton et des fibres. Cependant, Il ne peut décrire le comportement du composite dans le cas des forts dosages en fibres.

5.2.3. *Modèle de BOUAFIA :*

Pour décrire le comportement des bétons de fibres en traction, Y. BOUAFIA a proposé un modèle basé sur les hypothèses suivantes :

- les fibres sont dispersées dans le béton de façon aléatoire ou plutôt uniforme,
- avant fissuration :
 - le comportement est élastique linéaire, les fibres retardent la microfissuration ;
 - l'adhérence entre les fibres et le béton est parfaite,
- après fissuration :
 - le comportement est élastique non linéaire ;
 - la rupture survient par arrachement des fibres ;
 - la contrainte de cisaillement à la surface des fibres atteint la résistance maximale τ_u tout au long de la fibre.

Ce modèle se présente sous la forme :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = E_0 \varepsilon \quad \varepsilon < \varepsilon_{ct} \\ \sigma = f_t \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^2}{2(\varepsilon_u - \varepsilon_{ct})^2} \quad \varepsilon_{ct} > \varepsilon \text{ et } V_f < V_{fc} \quad , \quad \text{courbe 1} \\ \sigma = f_t - At \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{ct})^2}{2(\varepsilon_u - \varepsilon_{ct})} \quad \varepsilon_{ct} > \varepsilon \text{ et } V_f > V_{fc} \quad , \quad \text{courbe 2} \end{array} \right.$$

Avec :

- E_0 : module élastique du composite,
- ε_{tu} : déformation correspondant à la contrainte maximale,
- ε_{ct} : déformation à la fissuration du béton,
- ε_u : déformation ultime ($\varepsilon_u = 0.5$),
- f_t : résistance de traction à la fissuration du composite,
- f_{tu} : résistance maximale,
- V_f : pourcentage en volume des fibres,
- V_{fc} : pourcentage volumique critique des fibres séparant les diagrammes contrainte-déformation en deux familles,
- A_t : paramètre du modèle: $A_t = 2 \frac{(f_{tu} - f_t)}{(\varepsilon_{tu} - \varepsilon_{ct})}$

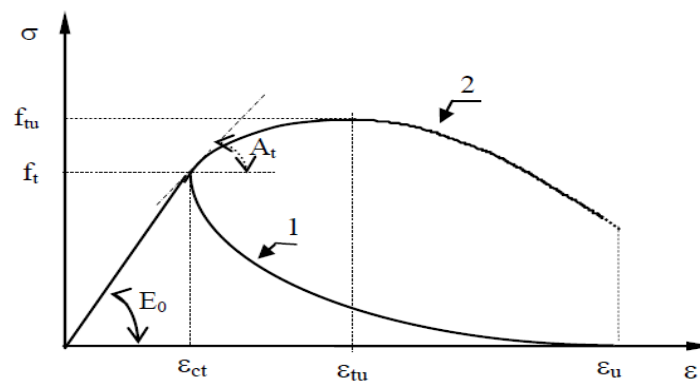


Figure 1.33 : Comportement de béton de fibre en traction selon BOUAFIA

L'auteur classe le comportement du béton de fibres en deux familles. Dans la première famille, l'effort repris par les fibres après fissuration du béton est inférieur à l'effort maximum repris par le béton seul. Ainsi, après fissuration du béton l'effort décroît (courbe 1).

Pour la seconde famille, au contraire, l'effort repris par les fibres après fissuration est supérieur à l'effort maximum repris par le béton seul. Après fissuration du béton, l'effort croît (courbe 2) jusqu'à un maximum correspondant à la mobilisation maximale de l'adhérence des fibres dans le béton.

Cette classification dépend essentiellement de la teneur en fibres. Un pourcentage volumique critique des fibres qui sépare les diagrammes contrainte-déformation en deux familles est défini, ce pourcentage est donné par :

$$V_{fc} = \frac{f_{tb}}{\Gamma_0(1_f \tau_u / \phi - n f_{tb})}$$

Avec :

- f_{tb} : résistance à la traction du béton,
- Γ_0 : facteur d'orientation,
- l_f : longueur des fibres,
- ϕ_f : diamètre des fibres,
- τ_u : adhérence ultime fibre-matrice béton,
- n : coefficient d'équivalence acier-béton ($n = E_a / E_b$).

Le facteur d'orientation des fibres est défini par l'auteur en admettant une orientation bidimensionnelle. Pour une orientation tridimensionnelle, ce facteur prend la valeur 0.405 [SOR. 90].

$$\Gamma_0 = (\cos\alpha)_{\text{moyen}} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\frac{\pi}{2}} \cos\alpha d\alpha = 0.637$$

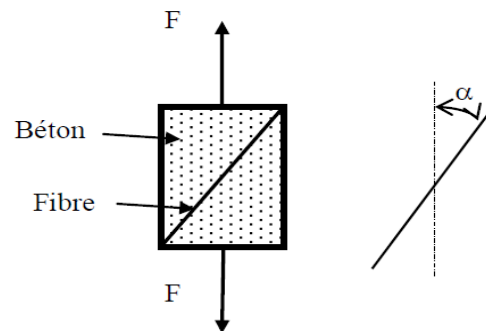


Figure 1.34 : Orientation bidimensionnelle des fibres selon BOUAFIA

On peut noter que ce modèle présente l'avantage de prédire le comportement du composite à partir, seulement, des propriétés des fibres et du béton. Cependant, cette modélisation présente un grand inconvénient en ce sens qu'elle impose des hypothèses de calcul idéalistes (indépendance entre les propriétés d'adhérence et la teneur en fibres, non rupture des fibres après la fissuration du béton) alors que de manière générale, le facteur d'orientation et les propriétés d'adhérence peuvent être très variables suivant les conditions de réalisation du béton.

5.2.4. Modèle de ZHAN :

ZHAN propose deux modèles de comportement de poste-fissuration en traction :

- **Modèle 1** : modèle élastoplastique réduit

$$\begin{cases} \sigma = f_{tu} & \text{pour } \varepsilon_t < \varepsilon_{tu} \\ \sigma = 0 & \text{pour } \varepsilon_t > \varepsilon_{tu} \end{cases}$$

Où :

- f_{tu} : résistance résiduelle de traction
- ε_{tu} : déformation ultime ($\varepsilon_{tu} = 10^{-2}$)

- **Modèle 2** : modèle élastoplastique radouci

$$\begin{cases} \sigma = \frac{\alpha \varepsilon_r + 100}{\alpha \varepsilon_r^3 + 100} f_t + \frac{(\varepsilon_r - 1)^\beta}{(\varepsilon_r - 1)^\beta + 10^4} f_{tu} & \text{pour } \varepsilon_t < \varepsilon < \varepsilon_{tu} \\ \sigma = 0 & \text{pour } \varepsilon > \varepsilon_t \end{cases}$$

avec :

- $\varepsilon_r = \varepsilon / \varepsilon_t$
- α et β : coefficients constants du modèle

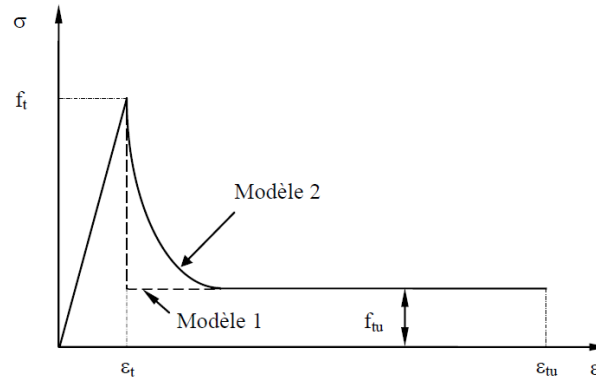


Figure 1.35: Relation contrainte-déformation selon ZHAN

Les paramètres du modèle sont déterminés par des essais de traction ou par calcul. La résistance à la rupture par traction peut être calculée par la relation expérimentale suivante :

$$f_t = 0.6f_{ft}$$

avec f_{ft} : résistance de traction par flexion.

La résistance résiduelle peut être, quant à elle, calculée à l'aide de la formule proposée par LIM.

$$F_{tu} = \Gamma_0 V_f (l_f / \phi_f) \tau_u$$

Avec :

- Γ_0 : facteur d'orientation des fibres,
- V_f : pourcentage en volume des fibres,
- l_f : longueur des fibres,
- ϕ_f : diamètre des fibres,
- τ_u : adhérence ultime fibre - matrice.

Ces deux modèles ont été confrontés aux résultats expérimentaux sur des pieux en vraie grandeur pour des dosages en fibres relativement faibles. Les résultats obtenus dans ce cas sont satisfaisants. Néanmoins, la difficulté que présente ce modèle réside dans l'ajustement des coefficients α et β qui ne sont pas fixés. De plus,

il ne tient pas compte de la perte d'adhérence due au glissement des fibres pour les grandes déformations. Ce qui peut conduire à une nette différence avec le comportement réel dans le cas de dosages importants en fibres.

5.2.5. Modèle de BOUAFIA, KACHI et FOURE :

Une loi effort – ouverture de fissure tenant compte de la géométrie et de la résistance des fibres, de la répartition et de l'orientation des fibres, de l'adhérence des fibres à la matrice et de la teneur en fibres a été proposée par les auteurs en 1998 [BOUA. 98]. Ce modèle s'écrit :

$$\begin{cases} F = BE_{ct} \varepsilon & \text{si } w = 0 \\ F = B\sigma_{uc} - B[\sigma_{uc} - (f_{ft} - f_{bt})] \frac{(w - w_u)^6}{w_u^6} & \text{si } 0 \leq w \leq w_u \\ F = B\sigma_{uc} \left[1 - \frac{(w - w_u)^6}{(w_r - w_u)^6} \right] & \text{si } w_u \leq w \leq w_r \end{cases}$$

Où :

- B : aire de la section de l'éprouvette,
- E_{ct} : module initiale du composite en traction,
- σ_{uc} : contrainte maximale fictive du composite à l'état ultime,
- ε : déformation,
- f_{bt} : résistance du béton à la traction,
- f_{ft} : résistance du composite à la traction,
- w : ouverture des fissures,
- w_u : ouverture ultime des fissures,
- w_r : ouverture des fissures à la rupture totale du composite.

La représentation graphique de cette loi est illustrée sur la figure 1.36 suivante :

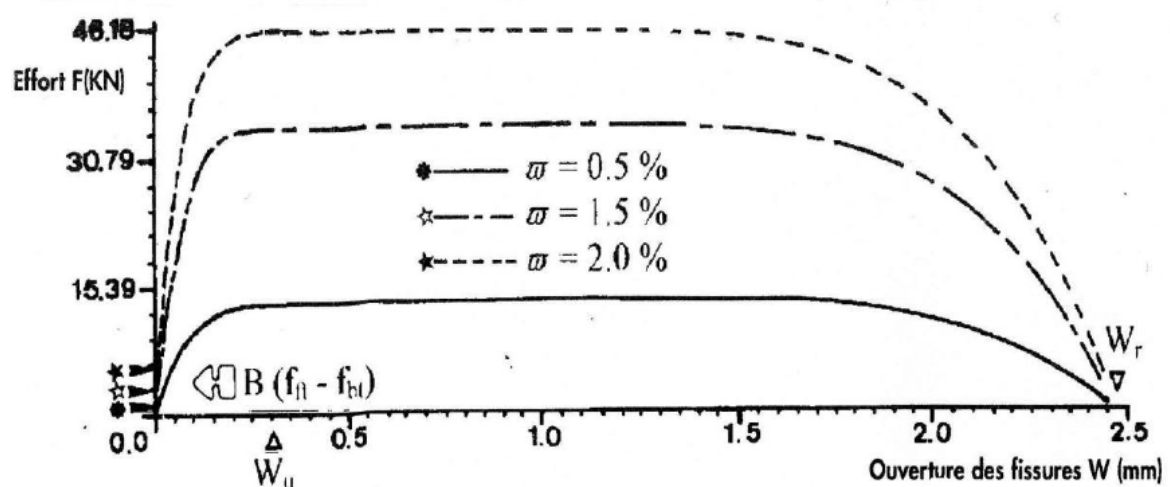


Figure 1.36 : courbe effort-ouverture de fissures selon BOUAFIA

Avant fissuration, le comportement est linéaire. La contrainte moyenne dans le composite et le module élastique du composite s'écrivent :

$$\sigma = f_{bt} (1 + n \bar{\omega}_{eff})$$

$$E_{ct} = E_{b0} (1 + n \theta_0 \bar{\omega})$$

Avec :

- E_{b0} : module initial du béton en compression,
- n : coefficient d'équivalence acier-béton,
- θ_0 : facteur d'orientation des fibres,
- $\bar{\omega}$: pourcentage en volume des fibres,
- $\bar{\omega}_{eff}$: pourcentage effectif des fibres.

Après fissuration, le comportement est élastique non linéaire. La rupture intervient soit par arrachement soit par rupture des fibres.

- Quand il y'a arrachement des fibres, la contrainte fictive maximale à l'état ultime du composite et l'ouverture des fissures s'écrivent :

$$\sigma_{uc} = \bar{\omega} \theta_0 \frac{l_f}{\phi} \tau_u$$

$$w_r = 1.2 l_f (\varepsilon_{rf} - \varepsilon_{ft})$$

- Quand il y'a rupture des fibres, la contrainte à la rupture dans la fibre et l'ouverture des fissures s'écrivent :

$$\sigma_r = \frac{l_f \tau_u}{\phi}$$

$$w_r = l_f (\varepsilon_{rf} - \varepsilon_{ft})$$

Avec :

- ε_{rf} : déformation de rupture d'une fibre,
- ε_{ft} : déformation de fissuration du béton,
- ϕ : diamètre d'une fibre,
- τ_u : contrainte d'adhérence fibre-matrice béton.

Lors de la confrontation des résultats obtenus par calculs à ceux issus des essais, une divergence entre ces résultats est apparue. En effet, au début de la fissuration, les auteurs ont constaté que la chute de l'effort dans le composite après l'apparition des fissures est moins brutale que celle décrite par le modèle. Cela est lié à la non prise en compte de la contribution du béton tendu dans la reprise des efforts après fissuration. En tenant compte de l'évolution de la contrainte, après fissuration, dans le béton tendu, il a été proposé [BOUA. 02] la relation suivante :

$$\begin{cases} F = B E_{ct} \varepsilon & \text{si } w = 0 \\ F = B \sigma_{uc} - B [(\sigma_{uc} - f_{ft})] \frac{(w - w_u)^6}{w_u^6} & \text{si } 0 \leq w \leq w_u \\ F = B \sigma_{uc} \left[1 - \frac{(w - w_u)^6}{(w_r - w_u)^6} \right] & \text{si } w_u \leq w \leq w_r \end{cases}$$

Dont la représentation graphique est donnée par :

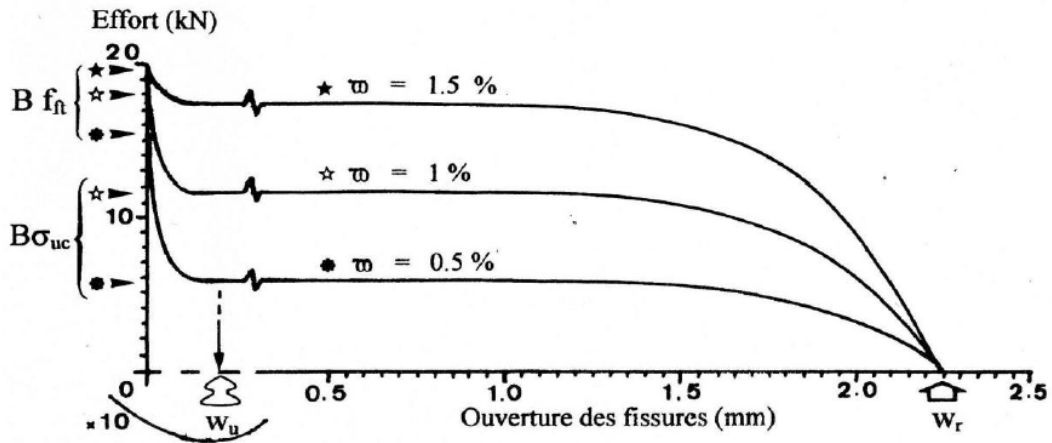


Figure 1.37 : Relation effort-ouverture de fissures selon BOUAFIA

Pour exprimer cette relation force-ouverture de fissure par une relation contrainte-déformation ils ont utilisé la notion de référence l_r . Cette longueur délimite la zone, autour de la fissure, perturbée par la localisation de la déformation résultant de l'ouverture de la fissure principale. Elle est liée à la hauteur de la section h de la poutre par la relation :

$$l_r = \beta h \quad \text{avec } \beta : \text{ constante du modèle.}$$

La déformation ultime correspondant à la mobilisation de la totalité de l'adhérence est donnée par :

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{ft} + \frac{w_u}{l_r} = \varepsilon_{ft} + \frac{\tau_u l_f^2}{3E_f \Phi \beta h}$$

et la déformation à la rupture du composite correspondant à l'arrachement des fibres s'écrit :

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{ft} + \frac{w_r}{l_r} = \varepsilon_{ft} + \frac{\tau_u l_f^2}{3E_f \Phi \beta h} + \frac{l_f}{4\beta h}$$

Pour limiter le risque de corrosion des fibres, cette déformation est limitée à la déformation de rupture des fibres :

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{ft}$$

et l'ouverture des fissures, à la rupture totale du composite, s'écrit :

$$w_r = l_r (\varepsilon_{rt} - \varepsilon_{ft})$$

La relation force - ouverture de fissure transformée en une relation contrainte-déformation s'écrit :

$$\begin{cases} \sigma = E_{ct} \varepsilon & \text{si } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ft} \\ \sigma = \sigma_{uc} - [(\sigma_{uc} - f_{ft})] \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_u)} & \text{si } \varepsilon_{ft} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ \sigma = \sigma_{uc} \left[1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{rt} - \varepsilon_u)^6} \right] & \text{si } \varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{rt} \end{cases}$$

et sa représentation graphique est donnée sur la figure ci-dessous :

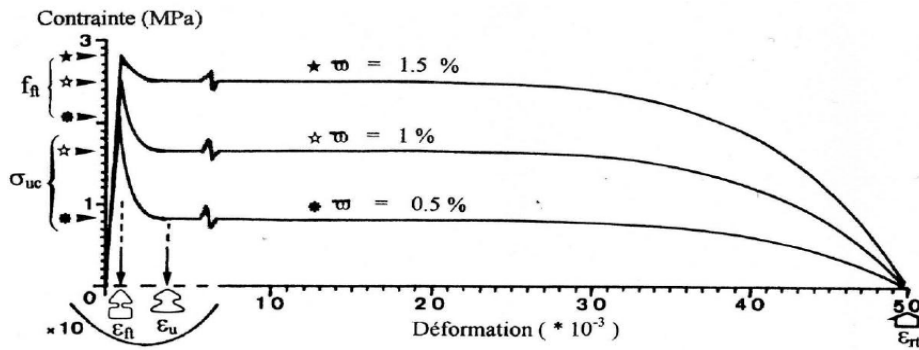


Figure 1.38 : Loi de comportement en traction du béton armé de fibre d'acier selon BOUFIA

6. LES MODELES DE COMPORTEMENT DES ARMATURES EN ACIER :

Le comportement des armatures en acier dans les structures en béton armé est normalement régi par les lois de comportement fondamentales de l'acier comme la loi élastique, la loi élastique parfaitement plastique (Figure 1.39a) et la loi élasto-plastique avec écrouissage (Figures 1.39b). L'écrouissage peut être isotrope ou cinématique en fonction des cas concrets de calcul.

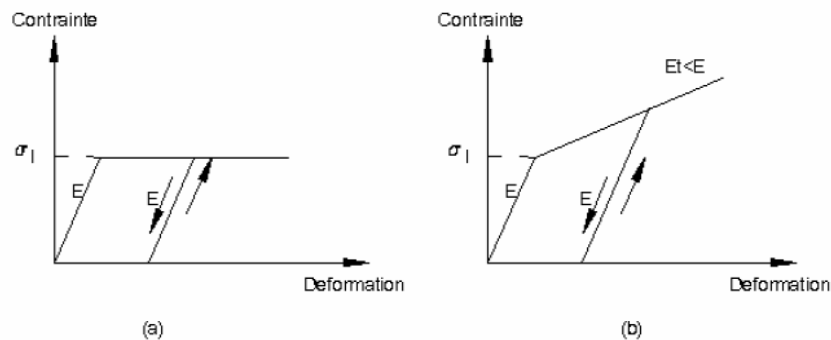


Figure 1.39 – Loi élastique parfaitement plastique (a) et élasto-plastique avec écrouissage (b)

La loi de comportement contrainte – déformation de l'acier sous chargement monotone est supposée identique en traction et en compression. Les différents types d'aciers utilisés dans la présente étude sont les aciers passifs et actifs.

A. Aciers passifs

On distingue les aciers naturels et les aciers écrouis

Les aciers naturels sont caractérisés par une loi de comportement élasto-plastique parfait

A.1. Aciers naturels

On peut adopter pour les aciers naturels la loi élastoplastique parfaite qui s'écrit :

$$\sigma = E_e \varepsilon \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon < \frac{\sigma_e}{\gamma_s E_s}$$

$$\sigma = \frac{\sigma_e}{\gamma_s} \quad \text{pour } \varepsilon \geq \frac{\sigma_e}{\gamma_s E_s}$$

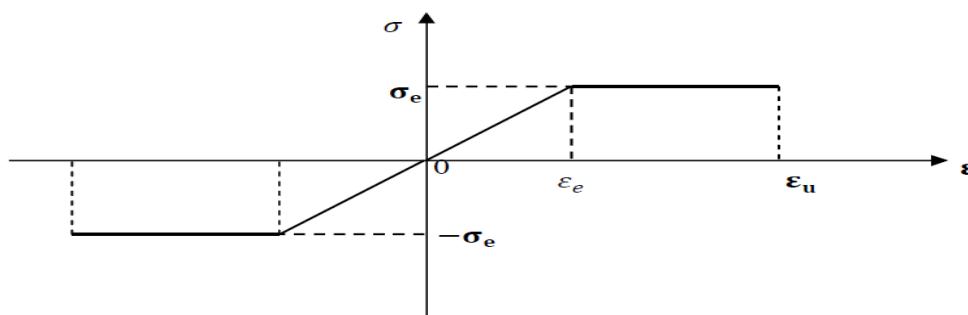


Figure 1.40 : Diagramme contrainte – déformation d'un acier naturel

A.2. Aciers écrouis

On adopte pour la loi de BAEL, dans cette loi on conserve une zone élastique jusqu'à 70% de la limite élastique, au-delà jusqu'à des déformations de 1%, on adopte une courbe de cinquième degré, et pour des déformations supérieures à 1%, on suppose que la déformation reste constante jusqu'à un 4 %.

Le diagramme du comportement des aciers écrouis est symétrique par rapport au point O, et se décompose en partie linéaire et une partie non linéaire :

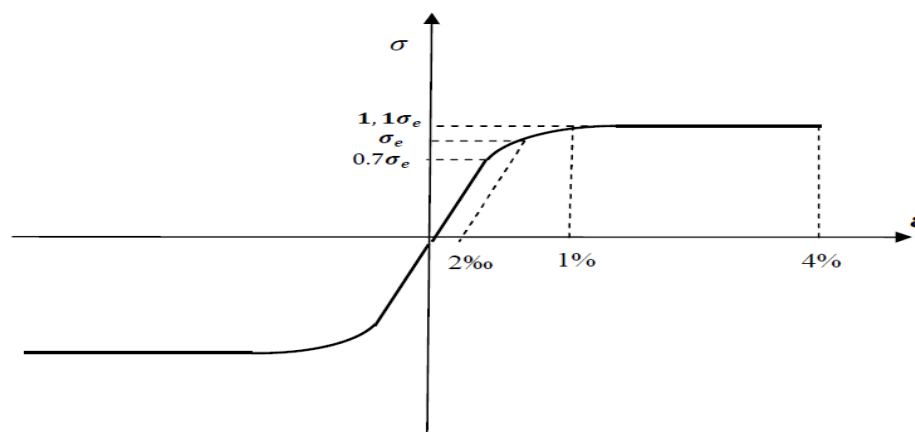


Figure 1.41 : comportement des aciers écrouis

$$\sigma_s = E_a \varepsilon_s \quad \text{pour} \quad \sigma_s \leq 0,7\sigma_e$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_a} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_e} - 0,7 \right)^5 \quad \text{pour} \quad 0,7\sigma_e < \sigma_s < 1,1\sigma_e$$

$$\sigma_s = 1,1 \sigma_e \quad \text{pour} \quad 1\text{‰} < \varepsilon_s < \varepsilon_r$$

Ou :

E_a : est le module d'Young de l'acier à l'origine

σ_e : la limite élastique conventionnelle à 2%,

$0,7\sigma_e$: est la contrainte où s'arrête le diagramme linéaire

B. Comportement des aciers actifs

Le comportement des armatures de précontrainte (les fils tréfilés et les torons) est représenté par la loi, du même type que celle des aciers écrouis de béton armé, recommandée par le nouveau règlement BPEL91.

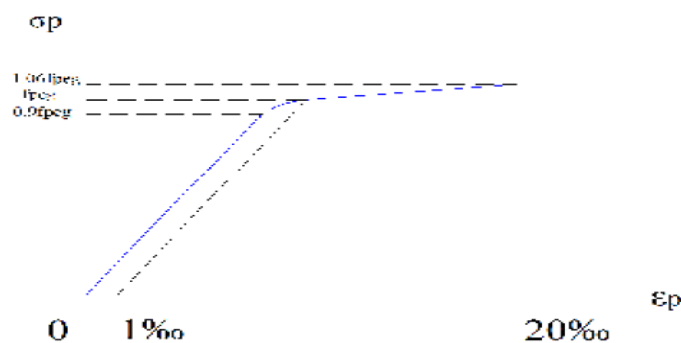


Figure 1.42 : comportement des aciers précontraint

$$\sigma_p = E_p \cdot \varepsilon_p \quad \text{pour} \quad 0 < \sigma_p < 0,9f_{peg}$$

$$\varepsilon_p = \frac{\sigma_p}{E_p} + 100 \cdot \left(\frac{\sigma_p}{f_{peg}} - 0,9 \right)^5 \quad \text{pour} \quad 0,9f_{peg} \leq \sigma_p < 1,1f_{peg}$$

$$\sigma_p = 1,01f_{peg} \quad \text{pour} \quad \varepsilon_p \geq 0,02$$

Ou

σ_p : est la contrainte dans l'acier de précontrainte,

ε_p : est la déformation dans l'acier de précontrainte

E_p : est le module d'Young à l'origine

f_{peg} : est la limite élastique conventionnelle à 0,1%

$0,9f_{peg}$: est la contrainte où s'arrête le diagramme linéaire,

$1,06f_{peg}$: est la contrainte de rupture

Quelques lois de comportement sont également utilisées comme celle de Pinto-Menegotto (1973, 1992) pour la modélisation des structures en béton armé sous charges cycliques, en

se basant sur la loi élasto-plastique avec écrouissage cinématique tenant compte de l'effet Bauschinger.

7. Les modèles de l'interaction "béton - armatures d'acier "

7.1. Représentation géométrique de l'armature d'acier dans le béton

Les éléments d'acier dans les structures en béton armé peuvent être représentés comme continus ou discontinus en fonction des approches de calcul:

- La représentation discontinue est modélisée par des éléments de type barre reliés avec le milieu continu (béton) par des liaisons parfaites ou spéciales (Figure 1.43a).
- La représentation continue est modélisée par des éléments spéciaux contenant déjà la bande d'armature avec sa direction prédéterminée, l'épaisseur de cette bande dépendant du taux d'acier selon cette direction (Figure 1.43b).

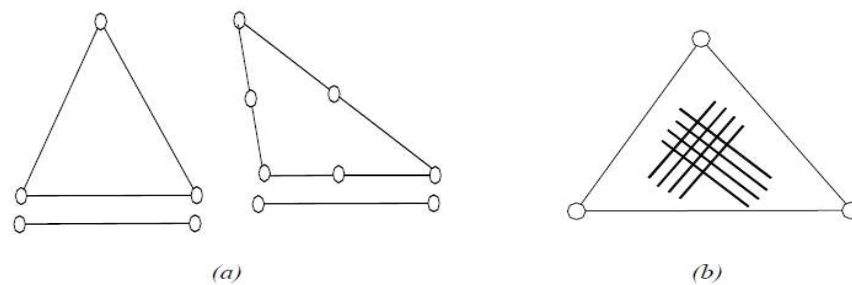


Figure 1.43 – Représentation des armatures d'acier dans le béton:
(a) discontinue, (b) continue

La représentation discontinue est la plus simple et la plus utilisée dans la modélisation des structures de construction en béton armé avec une précision suffisante, tandis que la représentation continue n'est convenable que pour les structures compliquées avec un grand taux d'acier et travaillant dans les conditions défavorables.

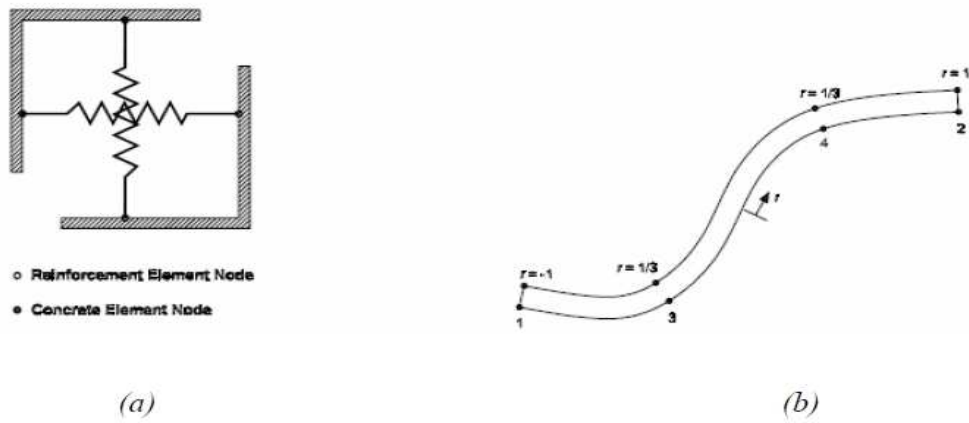
7.2. Représentation de la liaison béton-acier :

La liaison béton-acier assure l'existence même de la structure en béton armé en permettant la transition des effets du chargement de l'un à l'autre lorsque la structure est chargée. Pour représenter cette liaison dans la simulation numérique, plusieurs méthodes peuvent être utilisées comme:

(i) l'acceptation d'une liaison parfaite entre les armatures et le béton où tous les effets de détachement sont négligés (c'est la représentation la plus simple et qui peut être utilisée avec une précision suffisante quand l'ouverture des fissures reste petite);

(ii) l'utilisation d'éléments spéciaux de type ressort (*bond link spring elements*) reliant les deux surfaces acier-béton par deux nœuds chacune ou des éléments de type d'interface reliant les éléments d'acier et de béton en se basant sur la loi d'adhérence (τ - γ) entre ces deux matériaux (la complexité de mise en œuvre de ces éléments et la difficulté d'identification de la loi d'interface sont les inconvénients de cette méthode);

(iii) la modification de la loi de comportement d'un de deux matériaux (béton ou acier) pour y introduire le comportement d'interface (Jiang (1984)). Cette méthode est en réalité moins utilisée dans les calculs.



*Figure 1.44 – Représentation des éléments de liaison béton-acier
(Mehlhorn & al (1986))
(a) – éléments de type ressort ; (b) – éléments d'interface*

CHAPITRE II

Introduction au béton armé de fibres

1. INTRODUCTION :

Le béton est un matériau de construction composite constitué de granulats agglomérés par un liant. Il est le matériau de prédilection dans le génie civil car il présente de nombreuses caractéristiques avantageuses pour la construction de structures, notamment sa résistance en compression élevée. Néanmoins, il s'agit d'un matériau au comportement fragile sensible à la fissuration qui conduit à la diminution des performances mécaniques à des niveaux de déformation faibles.

Le béton armé permet de compenser cette fragilité. Des barres d'armature dans le béton, en reprenant les efforts à travers la fissure dans les zones tendues, permettent d'augmenter les performances mécaniques à l'échelle de la structure.

Une méthode différente consiste à agir non pas au niveau de la structure, mais à l'échelle du matériau. Elle consiste à renforcer le béton par des fibres. Avec un choix approprié du type de fibres, de leur taille ainsi que de leur dosage, il est possible d'inhiber la propagation des premières microfissures. Les fibres, en assurant le transfert de contraintes à travers la fissure, limitent son ouverture et sa propagation. La localisation de la macro fissuration est ainsi retardée, limitant ainsi la fragilité du matériau.

Pour des déplacements importants, la localisation de la fissure finit par s'imposer. On se retrouve donc avec un comportement structural dans lequel les fibres confèrent une capacité portante résiduelle relativement importante.

Depuis plus de 40 ans maintenant [Romualdi et al. 1964], les effets d'un renfort de fibres dans les matériaux cimentaires sont étudiés dans le but d'améliorer les caractéristiques mécaniques des bétons, notamment après la localisation des fissures.

Le béton, depuis son origine, a été réalisé à partir des composants de base qui sont: le ciment, l'eau et les granulats. Le ciment, avec une taille de grains comprise entre 1 et 100 μm , constitue la phase liante des éléments du béton. Ces éléments sont le sable, avec une taille de grains comprise entre 1 et 5 mm et les granulats ou graviers de grosseur comprise entre 5 et 25 mm. Les romains le confectionnaient à partir de la chaux, de céramique écrasée et de sable volcanique. Le Panthéon de Rome, en 124 après J.C., est couvert par une gigantesque coupole en béton [BER]. Il existe dans la nature sous forme de poudingues calcaires et siliceux. C'est un matériau qui est mis en œuvre par l'homme d'une manière pragmatique, dans la maçonnerie romaine qui était faite de cailloux noyés dans un mortier pouzzolanique, puis de manière plus scientifique à partir du 19^{ème} siècle. Aujourd'hui, il est le matériau le plus utilisé dans tous les domaines de construction, qu'il s'agisse du bâtiment ou des ouvrages d'art comme les ponts ou barrages ou encore dans les pistes d'atterrissage ou jetées de ports. Si le matériau est plastique donc modulable lors de sa fabrication, il acquiert ses propriétés mécaniques au cours du temps. Une fois mature, le béton doit être considéré comme un composite constitué de granulats et d'une pâte de ciment durcie, dont les propriétés dépendent, en grande partie, de sa formulation.

Dés 1847, conscient du problème de fissuration du béton, J. Lambot [CHAN. 93] proposa de renforcer ce matériau par l'ajout de fils continus ou de treillis métallique. Cependant, ce concept conduit à un matériau anisotrope dans lequel les armatures continues nécessitent, à la construction, un travail manuel important et ne travaillent que dans une direction privilégiée. De plus, ces armatures sont relativement inefficaces contre les fissures microstructurales. La préoccupation majeure était alors de créer un matériau à matrice cimentaire renforcé de façon homogène et ayant un comportement isotrope. Vingt sept ans après, l'américain A. BERNARD [ANT. 85] est parvenu en Californie (U.S.A), à créer une pierre artificielle par l'ajout de granulats en fer recuit dans un mélange de béton. Ensuite, en 1899, un processus de fabrication d'éléments composites à base de ciment et d'amiante a été mis au point par LHATSHELS.

En 1910, s'inspirant du concept de l'utilisation des fibres pour améliorer le comportement des matériaux fragiles (briques en terre armées de paille, plâtre armé de filasse, ciment renforcé de fibres d'amiante,...[MEH. 86, ANT. 85, COM. 84, BRA. 80]), H.F. Porter appliqua ce procédé pour le béton et signala que les propriétés physiques du béton pouvaient être considérablement améliorées en y ajoutant des clous [POR. 10]. Pour

augmenter la résistance du béton à la fissuration et à l'usure, il a aussi proposé l'utilisation des copeaux métalliques comme renfort [CUY. 77]. Par la suite une série de brevets ont été établis par J. GRAHAM (1910), WEAKLY (1912), FICKLEY (1914).

Selon G. Chanvillard [CHAN. 93], la technologie du béton renforcé de fibres a connu deux périodes. La première période, allant du début du 20^{ème} siècle aux années soixante, est caractérisée par l'incertitude et les spéculations sur les performances réelles de ce composite et la deuxième qui a débuté à partir des années soixante a vu naître une sorte d'éveil dans ce domaine. Dans cette seconde période les moyens techniques ont permis d'envisager des essais pilotés en déformations et il s'en est suivi une période d'expérimentation intense.

En 1963, deux articles ont été publiés par ROMUALDI et BATSON [ROM. 63a et 63b]. Dans ces deux articles, une analyse théorique des résultats donnés par les brevets de Battelle Development Corporation a été validée avec des données expérimentales obtenues à partir de l'essai de flexion. Par la suite, les recherches sur les bétons de fibres ont connu un réel développement grâce aux travaux de ROMUALDI, BATSON et MANDEL et d'autres. Dans ces travaux, qu'on peut qualifier comme des essais pilotes en déformation, les chercheurs sont arrivés à mettre en évidence les propriétés nouvelles de ce composite. Ils ont décrit les mécanismes de propagation et d'arrêt d'une fissure au sein d'une matrice fragile. La fin des années soixante a connu la participation d'un grand nombre de chercheurs afin d'orienter les axes de recherche vers l'application du béton de fibres dans les domaines de construction. Les travaux se multiplient et une multitude de types de fibres a été introduite dans le commerce. Le plus grand progrès dans ce domaine a commencé dans les années soixante dix avec l'incorporation des fibres d'acier dans l'industrie du béton réfractaire.

A partir de l'année 1970, il s'est produit une sorte de réveil dans le domaine de la technologie des bétons renforcés de fibres. L'amélioration de certaines propriétés spécifiques des bétons renforcés de fibres a permis leur utilisation de façon permanente dans des applications industrielles. Mais aujourd'hui, avec le développement des moyens expérimentaux, l'utilisation de ce type de matériaux s'est orientée vers les structures présentant des phénomènes de fissuration avec des bétons traditionnels. Le premier article dans ce concept peut être attribué à LANKARD et SHEETS [LAN. 71]. Dans cet article, ces auteurs confirment que l'ajout de 1% à 2% de fibres au béton réfractaire entraîne une amélioration significative de sa résistance, de sa ténacité et de sa durabilité.

Un béton fibré, comme son nom l'indique, est un matériau composé de fibres. Lors de sa formulation, des fibres sont ajoutées aux divers matériaux qui le composent. Pour obtenir un béton fibré à la hauteur des performances recherchées, vous devez obtenir un mélange dans lequel les fibres sont réparties **de manière homogène**. Ces fibres, de composition diverse, permettent d'obtenir un **béton amélioré** qui peut convenir à de nombreux usages. En pontant les fissures, les fibres améliorent le comportement post fissuration de la matrice en maintenant une forte portance pendant l'accroissement des déformations.

2. GENERALITES SUR LES FIBRES :

On appelle « **fibre** » un matériau d'une longueur allant de **5 à 60 mm**. Il existe plusieurs **natures** de fibres : métalliques, organiques et minérales. En fonction de leur nature, ces fibres ont des **caractéristiques différentes** et ne réagissent pas de la même façon. De ce fait, leur impact sur le béton peut varier. Les différentes propriétés de ces fibres rendent possible la construction d'ouvrages confrontés à des contraintes plus élevées.

Les fibres augmentent la résistance mécanique du béton, réduisent son retrait plastique, augmentent sa résistance aux impacts et améliore sa résistance au feu. Avec ce matériau, il est possible de projeter de nouvelles structures originales, par leur design et leur conception, mais aussi par leurs capacités à résister aux diverses sollicitations extérieures.

Les fibres, selon leur nature ont un comportement contrainte-déformation très différent. Elles peuvent, sous certaines conditions et pour certaines applications ou procédés, remplacer les armatures traditionnelles passives. Les bétons fibrés font l'objet de méthodes spécifiques de dimensionnement pour des applications structurelles (dalles, dallages industriels, voussoirs, pieux, etc.). Des méthodes d'optimisation de leur formulation ont été spécialement développées.

Les fibres présentent des caractéristiques, tant géométriques que mécaniques, différentes selon leur nature. Chacune a une influence particulière sur les lois de comportement mécanique du béton, ce qui se traduit par des applications adaptées et spécifiques.

3. TYPES ET CARACTERISTIQUES DE FIBRES :

On distingue trois grandes familles de fibres :

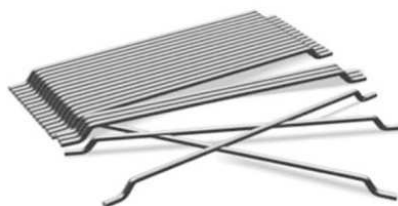
3.1 Les fibres métalliques :

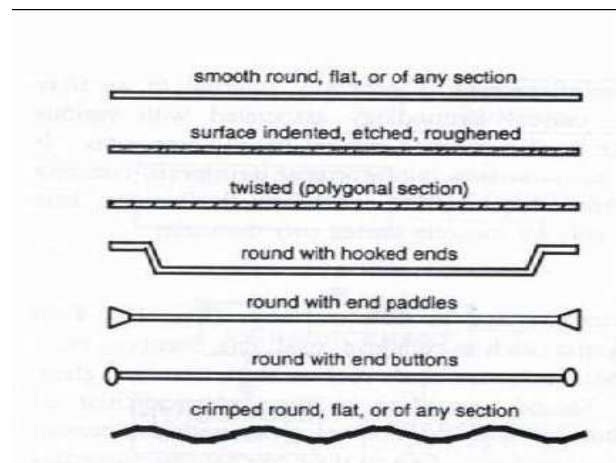
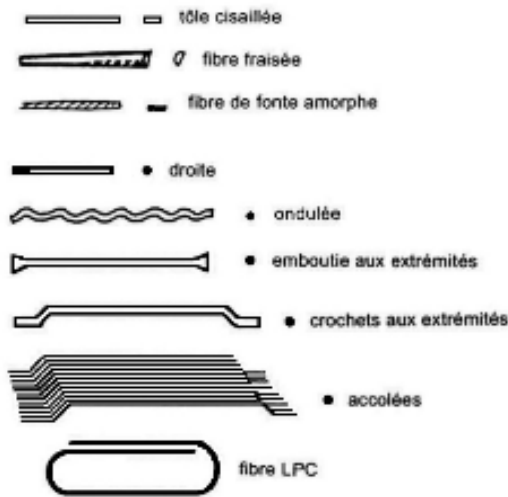
Les fibres métalliques sont classées en deux catégories :

- Les fibres fonctionnant par adhérence, de forme généralement plate, ayant une surface spécifique importante. Elles sont peu ductiles. Leur principal apport est la limitation de l'ouverture des fissures.

- Les fibres fonctionnant par ancrage, de forme cylindrique en acier tréfilé, ayant un comportement ductile. L'ancrage est assuré par des crochets aux extrémités de la fibre ou par la forme ondulée de la fibre. Ces fibres confèrent une bonne ductilité au béton car elles ont une capacité de reprise d'efforts importante lorsque les fissures sont assez ouvertes ; on distingue :

- acier ;
- inox ;
- fonte (amorphe).





- **Caractéristiques :**

Bonne résistance à la flexion, à la traction et à la rupture. Réduction de la dimension des fissures.

3.2. Les fibres organiques :

Ces fibres ne sont pas utilisées pour renforcer le béton, vu que leurs caractéristiques mécaniques sont inférieures à celles du béton. Elles sont par contre mieux adaptées pour le renforcement des sols, notamment dans le corps des chaussées. Dans cette catégorie de fibres, nous pouvons citer :

- **Les fibres végétales et animales :** la principale fibre végétale est la cellulose qui résiste aux alcalis. Les fibres végétales résistent aussi à la plupart des acides organiques mais sont détruites par les acides minéraux forts. Il existe quatre sortes de fibres végétales: les fibres provenant des poils, les fibres du liber, et les fibres extraites des troncs de certaines graminées. Elles sont souvent utilisées dans la fabrication du papier et dans les panneaux de construction (fibres de bois).

- **Les fibres synthétiques :** cette famille regroupe plusieurs types de fibres comme le nylon, le polypropylène, l'acryle, le polyester ...etc.). Elles sont apparues à la fin du XIXème siècle sous le nom de rayonne. Elles sont dérivées de la cellulose naturelle. Aujourd'hui, la plupart des fibres synthétiques proviennent de produits dérivés du pétrole et de polymères dont la structure ressemble à celle des matières plastiques. La première fibre plastique commercialisée avec succès, le nylon, date de 1938. Depuis, de nombreux synthétiques, dont les fibres acryliques, l'aramide, l'oléfine et le polystyrène sont apparus. Ces fibres ont également été étudiées à des fins industrielles très précises, telles que la fabrication des matériaux d'isolation, tissus pare-balles, les fuselages et ailes d'avion.

On distingue :

- polypropylène ;
- polyamide ;
- acrylique.
- mélange polypropylène/polyéthylène ;
- kevlar ;
- aramide ;
- carbone.



- **Caractéristiques :**
Réduction de la fissuration au jeune âge (retraits plastiques).
Fibres souples, ce qui améliore leur ouvrabilité. Peu résistantes aux températures élevées (140-170°C maximum).

3.3. Les fibres non organiques :

Ces fibres ont une bonne résistance à la traction et un module d'élasticité élevé, comparativement à la matrice. Dans cette catégorie de fibres, nous pouvons citer :

- **Fibres minérales**: elles regroupent plusieurs sortes de fibres (amiante, alumine ...etc.), et sont utilisées en grande quantité dans plusieurs applications traditionnelles. Les fibres d'amiante autrefois utilisées pour l'isolation et l'ignifugeage, se sont aujourd'hui révélées cancérogènes.

- **Fibres artificielles** : ce type de fibres est le plus utilisé dans le domaine industriel en général et dans le domaine du génie civil en particulier. Il regroupe les fibres de verre, les fibres de carbone, les fibres métalliques et autres. Elles sont aujourd'hui les plus répandues dans l'industrie de la construction.

On distingue:

- Verre;
- Wollastonite ;
- Basalte ;
- Mica.





- **Caractéristiques :**

Excellente tenue au feu (800°C maximum). Bonne isolation thermique. Permet la fabrication de parois très minces

4. LE RÔLE DES FIBRES :

Le rôle principal des fibres est de mieux contrôler la fissuration du béton en état de service en limitant l'ouverture des fissures et de transformer le comportement fragile du béton en un comportement ductile. Le béton présente toujours des microfissures dues à différentes causes telles que le retrait, les contraintes thermiques, les contraintes appliquées au jeune âge,...etc. Lorsqu'un béton fissuré est soumis à une traction, les lignes de tension s'infléchissent et les tensions aux extrémités de la fissure augmentent. Cette inflexion est due au fait que la charge ne peut pas être transmise par la fissure. Pour un béton sans fibres sollicité en traction, sa faible résistance à la traction est vite atteinte, voire dépassée. Une fissure apparaît alors et se propage librement conduisant ainsi à une rupture fragile. Dans le cas d'un béton avec fibres, sollicité en traction, une partie de l'effort est reprise par les fibres pontant les fissures ; cela empêche la rupture fragile du matériau car la propagation des fissures nécessiterait une plus grande énergie. En effet, comme la longueur maximale d'une microfissure est de l'ordre de la dimension du plus gros granulat et la longueur moyenne d'une fibre est plus grande que la dimension du granulat, chaque microfissure se propageant dans la matrice peut être pontée par une ou plusieurs fibres. Ainsi, les microfissures ne peuvent s'agrandir que par l'allongement élastique ou plastique des fibres, l'effritement de la matrice au voisinage de la fibre, le glissement des fibres ou la rupture des fibres. Ces fibres sollicitées à la traction et au cisaillement absorbent une partie de l'énergie nécessaire à la propagation des fissures et évitent une propagation incontrôlée de la fissuration du béton. Il faudrait alors davantage d'énergie donc d'effort pour propager cette fissuration. L'efficacité des fibres est d'autant plus grande que la quantité de fibre est importante et leur longueur d'ancrage est grande.

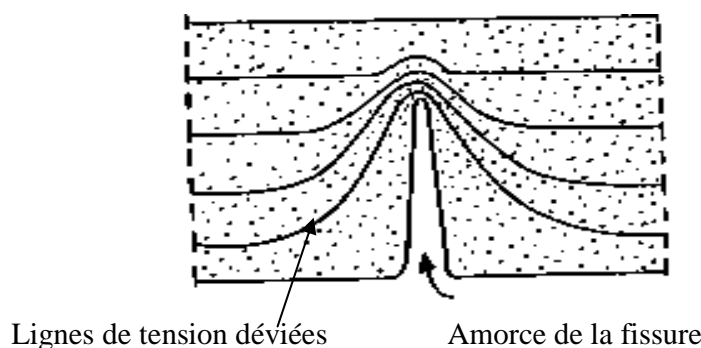
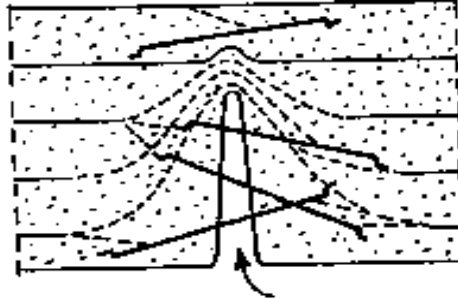


Figure 2-1 : Béton sans fibres sollicité en traction.



Fissure traversée par des fibres

Figure 2-2 : Béton avec fibres sollicité en traction.

Selon les fibres utilisées (forme et nature) et les ouvrages auxquels elles sont incorporées, ce rôle se traduit par des améliorations relatives à :

- la cohésion du béton frais ;
- la déformabilité avant rupture ;
- la résistance à la traction par flexion ;
- la ductilité et la résistance post fissuration ;
- la résistance aux chocs ;
- la résistance à la fatigue ;
- la résistance à l'usure ;
- la résistance mécanique du béton aux jeunes âges ;
- la réduction des conséquences du retrait par effet de couture des microfissures ;
- la tenue au feu ;
- la résistance à l'abrasion.

5. FABRICATION DU BETON DE FIBRES :

Avant de mélanger le béton, la longueur des fibres, leur quantité et la composition du mélange sont choisies pour éviter la formation de boules de fibres. Dans les mélanges renforcés, le mortier occupe d'habitude environ **70 %** du volume, contre 50 % pour les mélanges de béton courants, non renforcés de fibres.

Les panneaux en ciment renforcé de fibres ne contiennent pas de granulats grossiers. Ces produits sont généralement réalisés en projetant simultanément le mortier et les fibres hachées. Un mortier ayant un rapport **eau/ciment** élevé facilite la projection.

Il existe d'autres méthodes de fabrication, dont le coulage, moins universel que la projection, et le moulage sous pression, où le rapport eau/ciment moins élevé permet d'obtenir un produit plus résistant.

Des adjuvants chimiques sont ajoutés au mélange de béton renforcé de fibres, notamment pour augmenter son ouvrabilité. En Amérique du Nord, les entraîneurs d'air et les réducteurs d'eau sont ordinairement additionnés aux mélanges qui contiennent une proportion de **50 % ou plus** de granulats très fins.

Les super plastifiants incorporés à des bétons renforcés de fibres peuvent abaisser le rapport eau/ciment et améliorer la résistance, la stabilité volumétrique et l'ouvrabilité des mélanges frais.

6. FORMULATION DES BETONS DE FIBRES :

Lors de la mise en œuvre du béton de fibres, le dosage en fibres ne peut pas dépasser certaines limites car au delà, le gâchage et la mise en œuvre deviennent impossibles. Compte tenu des rôles opposés dévolus aux paramètres fondamentaux des fibres (dosage en volume, forme et rapport longueur sur le diamètre) sur l'ouvrabilité et la mise en œuvre, et sur l'efficacité mécanique après durcissement, on doit se limiter à une gamme de pourcentages qui ne donne qu'une efficacité mécanique réduite mais qui permet une mise en œuvre acceptable.

Le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) a pu établir une méthode de formulation de ces bétons courants. La particularité de cette méthode, est : qu'elle nous donne la possibilité d'avoir une composition à chaque fois spécifique. Par conséquent, elle conduit à un matériau optimisé vis-à-vis des objectifs escomptés. Ainsi selon que l'on souhaite avoir un BFM maniable, résistant ou ayant une influence sur la ductilité des structures, le matériau composite conçu sera totalement distinct.

Les deux hypothèses dont dépend la méthode dite Baron-Lesage sont :

1. Pour un dosage en eau et ciment fixé au départ (E/C, fixe), le béton le plus maniable et le plus compact est celui qui a le squelette minéral le plus optimal.

2. Le dosage en granulats est indépendant de la nature et du volume de la pâte de ciment (eau+ciment).

Une troisième hypothèse vient se dresser pour renforcer les deux premières et assurer l'adéquation de cette méthode aux bétons de fibres métalliques dont l'énoncé est le suivant :

3. L'introduction des fibres métalliques n'influe en rien sur les deux premières Hypothèses.

Nota :

L'incorporation des fibres dans le béton doit être particulièrement soignée, elle peut se faire :

- au malaxage (en centrale à béton) ;
- au moment du coulage (dans la toupie sur le chantier) ;
- lors de la projection (béton projeté).

7. COMPOSITION DE BETON DES FIBRES :

La composition du béton de fibres est différente de celle du béton armé. L'ouvrabilité et l'homogénéité du béton de fibres dépendent de trois facteurs principaux qui sont **la géométrie des fibres, la granulométrie de la matrice et le volume de fibres dans le composite**.

Pour avoir un renforcement efficace de la matrice, les fibres doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture des fissures inter granulaires, cette longueur doit représenter trois fois la dimension du plus gros granulat. Aussi, pour coudrer efficacement les deux lèvres des fissures, il faut que les fibres soient munies d'un système d'accrochage qui leur assure un ancrage solide dans la matrice. Cependant, il faut noter que **l'augmentation de la longueur des fibres et la présence de systèmes d'ancrage spécifiques diminuent l'ouvrabilité du béton**. Les difficultés liées à l'élancement peuvent, néanmoins être surmontées par l'utilisation de fibres accolées. Les fibres d'élancement supérieur ou égal à 100, accolées en plaquettes de 25 à 50, peuvent être introduites sans danger de formation de pelotes.

La granulométrie du béton est étroitement liée à la dimension des fibres. Les dimensions des granulats doivent être telles qu'un nombre réduit de fibres suffise à les encadrer (Fig. 2-3). Pour que les granulats soient bien encadrés par les fibres il est nécessaire d'avoir une matrice riche en éléments fins. Une composition granulaire appropriée s'avère donc nécessaire pour le béton armé de fibres afin d'obtenir une distribution uniforme des fibres dans le béton et parer à la formation des pelotes de fibres.

La granulométrie influe beaucoup sur la maniabilité du béton, la présence de gros granulats crée des frictions entre les particules ce qui a tendance à réduire l'ouvrabilité. De plus, les fibres incorporées au mélange interfèrent avec les gros granulats et se trouvent de ce fait limitées dans leurs possibilités de mouvement ce qui affecte aussi la maniabilité. Les fibres s'accommodent mieux de bétons relativement fins dont le diamètre maximum des grains est de l'ordre du quart de la longueur de la fibre, les bétons de sable se prêtent particulièrement bien à l'inclusion de fibres.

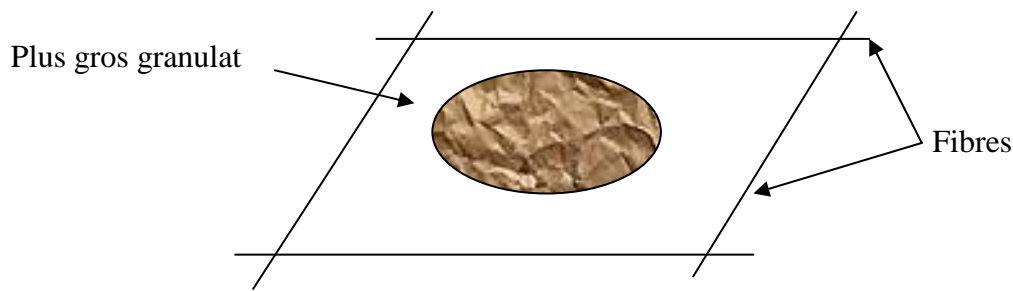


Figure 2-3- Encadrement d'un granulats.

Concernant la teneur en fibres, il a été montré [SWA. 76] que la teneur maximale dans la matrice est limitée par le pourcentage de gros granulats car les fibres doivent être bien enrobées. Une forte teneur en fibre entraîne une diminution rapide de l'ouvrabilité du béton du fait que l'incorporation des fibres se traduit par une augmentation de la surface spécifique dans le mélange. Cette augmentation de surface tend, par absorption d'eau, à sécher le mélange, ce qui engendre une perte de compacité et d'ouvrabilité (Fig. 2-4). Pour augmenter l'ouvrabilité du béton de fibres on ajoute en général des plastifiants dans le mélange. La quantité de plastifiant à ajouter dépend de son efficacité [KACH. 97]. Il faut, dans ce cas là, un ajustement de la composition des granulats pour que l'adjuvant atteigne son maximum d'efficacité. La teneur en fibre est fixée par une relation empirique dite «limite de faisabilité» :

$$V_f * L/D < 3$$

Avec :

- $V_f = V_f \% \cdot 100$: fraction volumique des fibres
- L/D : élancement des fibres.

Le dosage limite couramment utilisé pour les bétons de fibres métalliques est de l'ordre de 2% [BER. 91].

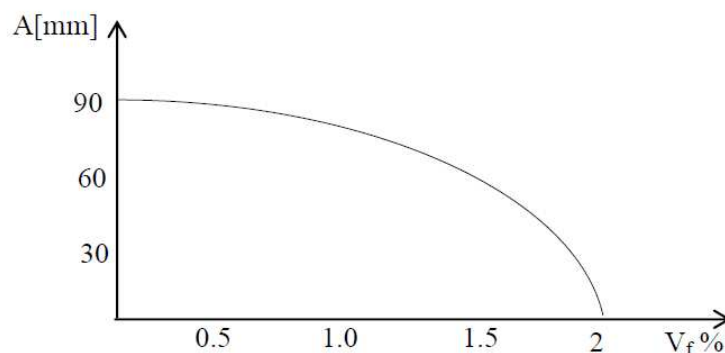


Figure 2-4- Effets des fibres sur l'affaissement du béton au cône d'Abrams.

8. MANIABILITE DE BETON DE FIBRES :

La maniabilité d'un BFM est capitale, selon la destination, pour en faciliter la mise en œuvre. Ainsi pour avoir une étreinte sur le contrôle de l'ouvrabilité, il faut parvenir à gérer plusieurs paramètres et dont la maniabilité est étroitement liée.

1. Le dosage en fibres et l'élancement qui sont inversement liés à la maniabilité.
2. Le même phénomène est constaté avec une quantité abusive des gros granulats.
3. La rugosité de la surface des fibres et leur géométrie amplifient le risque de formation d'oursins de fibres au sein d'une matrice cimentaire.

9. INFLUENCE DES FIBRES DANS LES BETONS :

9-1. Pourcentage des fibres :

Les fibres noyées dans le béton jouent le rôle d'armature, contrôlent sa fissuration et lui confèrent une grande ténacité. Néanmoins l'ouvrabilité du mélange diminue avec la croissance de la teneur en fibres.

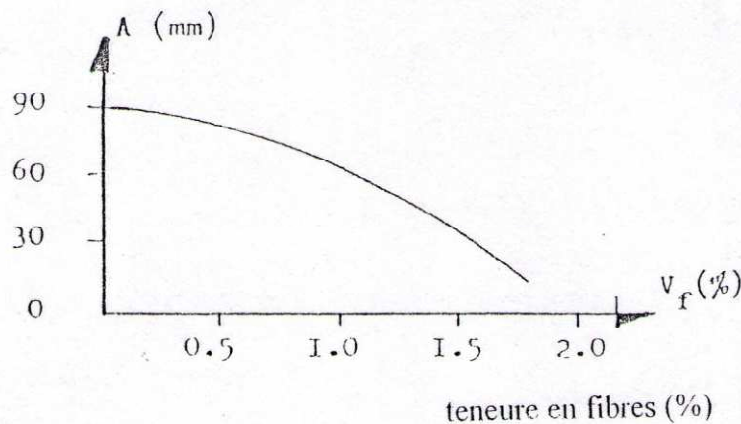
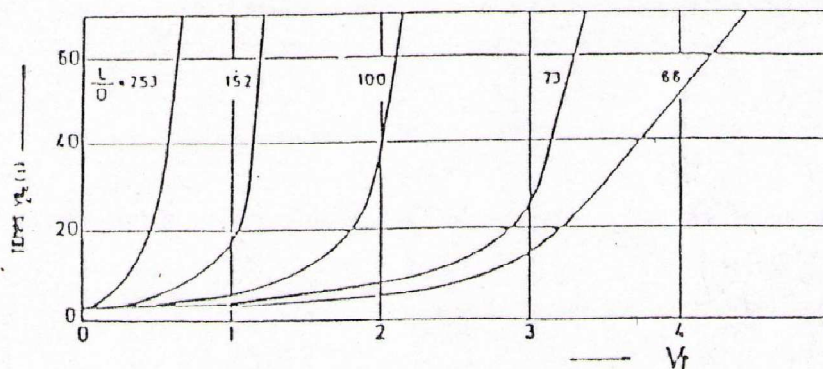


Figure 2.5 : Effet des fibres incorporées dans le béton sur son affaissement au cône d'ABRAMS.

EDINGTON et Al ont montré la diminution de la maniabilité du mélange en augmentant le dosage en fibres (figure 2.6).



V_f : pourcentage en fibres.

V_{be} : Temps nécessaire pour le remoulage, dans un moule cylindrique posé sur une table vibrante, du béton démoulé du cône d'ABRAMS.

Figure 2.6 : Ouvrabilité du béton de fibres en fonction de teneur en fibres métalliques et l'élanement L/D

9.2. Orientation des fibres :

Une fibre orientée parallèlement à la direction d'application des contraintes et perpendiculairement à la direction de propagation des fissures joue l'effet le plus important, par contre une fibre perpendiculaire à celle-ci n'a aucun effet.

D'après EDINGTON et HANNANT, la vibration du béton de fibres favorise une orientation bidimensionnelle des fibres, dans un plan horizontal, ce qui rend le matériau plus performant si cette orientation coïncide avec la direction des contraintes majeures.

DEHOUSSE, LEJEUNE et KUYKENS ont montré que l'utilisation de la table vibrante provoque une orientation préférentielle des fibres, perpendiculairement au sens de la vibration.

Enfin l'étude d'EL HACHEM permet de mettre en évidence l'effet de l'orientation des fibres sur la résistance du composite à la traction

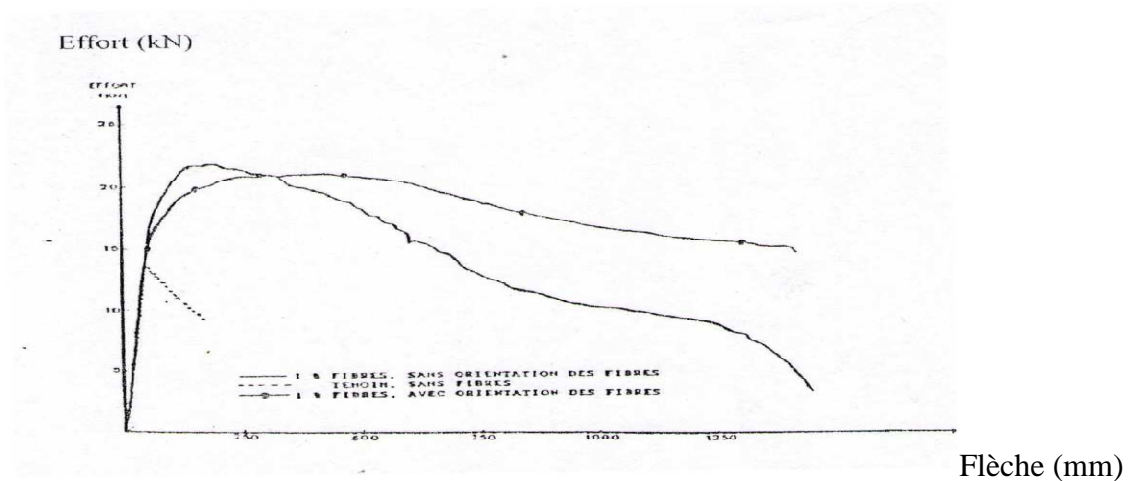


Figure 2.7: Effet de l'orientation des fibres sur la résistance du composite (béton de fibres) en flexion

9.3. Distribution des fibres :

Lors des applications industrielles, il convient de contrôler la distribution réelle des fibres dans le composite. On examine le nombre de fibres dans une section et on le compare au pourcentage théorique des fibres pour s'assurer de l'homogénéité de la distribution des fibres. Il est alors indispensable de connaître le nombre de fibres correspondant au pourcentage théorique des fibres que l'on donne au mélange.

Selon une analyse théorique, SOROUSHIAN propose une formule pour le calcul du nombre de fibres dans une section par unité de surface.

$$N = \alpha \cdot \omega / A_f$$

α : Facteur d'orientation des fibres.

ω : Pourcentage en volume des fibres.

A_f : Surface de la section d'une fibre.

9.4. Adhérence fibres – matrice de béton :

L'adhérence fibre-matrice de béton est un facteur très important vis-à-vis de l'efficacité des fibres dans le béton. D'après BARTOS, elle est assurée par trois types de liaisons :

- Une liaison élastique, collage entre fibres et matrice par les liants,
- Une liaison due au frottement,
- Une liaison due à l'ancrage mécanique dans le cas des fibres non rectilignes (crochets, ondulations ...).

Pour quantifier cette adhérence, l'essai d'arrachement des fibres est fréquemment utilisé. Cette résistance notée τ_u correspond à la contrainte maximale de cisaillement qui se développe à la surface de la fibre lors de l'arrachement de celle-ci.

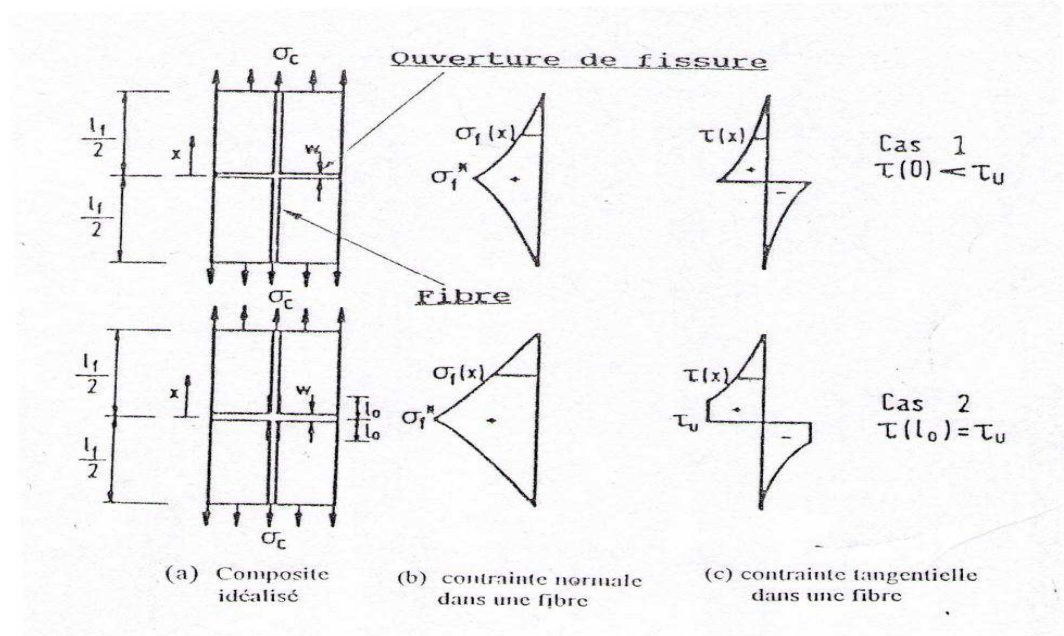


Figure 2.8: Distribution de la contrainte de cisaillement à la surface d'une fibre Droite.

Le même auteur remarque que la contrainte d'adhérence (τ_u) pour une fibre droite varie entre 2 et 3 MPa, par contre celle dans le cas d'une fibre à crochets aux extrémités elle peut atteindre 6 à 7 MPa.

9.5. Mécanisme de rupture des fibres dans la matrice :

La résistance à la fissuration et la résistance ultime du composite dépendent du transfert des efforts matrice-fibre. Lorsque la fibre est soumise à un effort d'arrachement, le transfert des charges à l'interface s'effectue par les contraintes d'adhérence. La distribution de ces contraintes le long des parties ancrées des fibres associées aux modèles de comportements utilisés peut être éventuellement confirmée par des essais simples comme celui de « pull-out ». Ces essais peuvent nous ramener à déterminer des relations entre divers paramètres géométriques et mécaniques utilisables et permettre de définir et déterminer les coefficients d'efficacité des fibres.

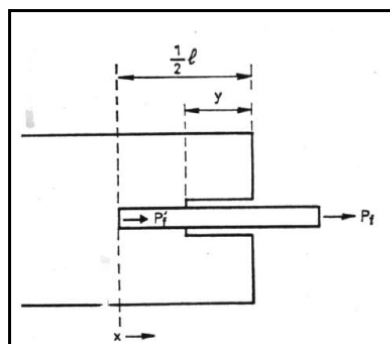


Figure 2.9 : Géométrie d'une fibre décollée de matrice sur une longueur y.

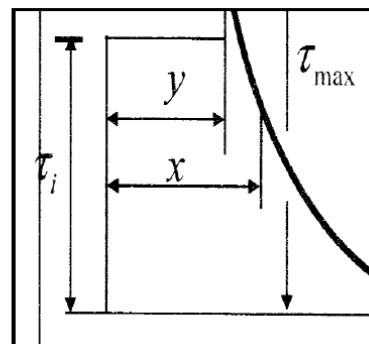


Figure 2.10 : Distribution des contraintes d'adhérence après décollement.

Le modèle mathématique associé au mécanisme du décollement des fibres suppose un comportement élastique de la matrice et des fibres, lorsque le composite est soumis à un effort de traction. Les contraintes latérales de la matrice et des fibres sont négligées, c'est-à-dire que le transfert des contraintes de la matrice vers les fibres se traduit uniquement par des contraintes de cisaillement à l'interface fibre-matrice.

Les figures 2.9 et 2.10 schématisent le principe de ce concept. Le mécanisme du décollement et de la rupture de la fibre est alors le suivant :

1- Rupture de la fibre ($l \geq l_c$) : La longueur critique l_c définit une longueur pour laquelle la fibre atteint sa contrainte de rupture avant d'atteindre la contrainte de cisaillement ultime τ_u à l'interface fibre-matrice. Dans ces conditions, il n'y aura pas décollement, mais rupture de la fibre.

2- Décollement partiel ($l < l_c$) : Ici, il y a décollement si la force exercée sur la fibre est telle que τ_{\max} ($x = l / 2$) égale à la contrainte τ_u contrainte de cisaillement ultime à l'interface. Le décollement se poursuit tant que τ_{\max} (dont la valeur décroît au fur et à mesure que l'ancrage diminue) n'est pas inférieur à τ_u .

3- Décollement catastrophique : il existe une longueur d'ancrage particulière, $l_{\min} / 2$ pour laquelle le décollement se poursuit sans accroissement de Pf. Cette longueur, dépend du rapport τ_u / τ_i , est donnée par des relations rapportées dans les travaux de LAWRENCE. D'autres théories basées sur des modèles mathématiques purs ou bien sur des simulations ont été rapportées. Mais en général, ces modèles et ces théories ont permis de bien comprendre le comportement de la fibre ancrée dans une matrice durcie.

9.6. L'apport des fibres dans la matrice et phénomène de fissuration dans les bétons fibrés :

9.6.1. L'apport des fibres dans la matrice :

Dans le souci d'augmenter les caractéristiques mécaniques du béton comme, la résistance à la compression et la résistance à la flexion par l'addition de fibres ; les chercheurs ont aboutis à des résultats limitées. Il a été constaté que le rôle principal des fibres dans un matériau cimentaire peut-être apprécié sous deux volets :

- La réduction de l'ouverture des fissures, et cela par le contrôle de la propagation d'une fissure dans un matériau en état de service (Figure 2.11)

- Nouveau comportement dit ductile, d'un matériau fragile, accroissant de ce fait la sécurité lors des états de chargement ultimes (Figure 2.12)

Les chercheurs s'accordent sur les changements positifs de l'apport des fibres métalliques dans la matrice cimentaire selon le type, le dosage et les éléments en béton dans lesquels elles sont insérées que nous résumons en quelques points :

- Renforcer la structure, en s'opposant au développement des fissures et à leurs propagations ;

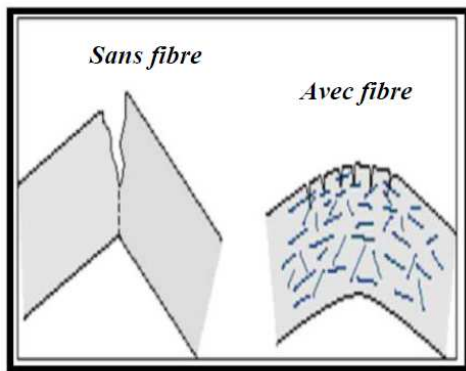


Figure 2.11 Comportement du béton Sans et avec fibre

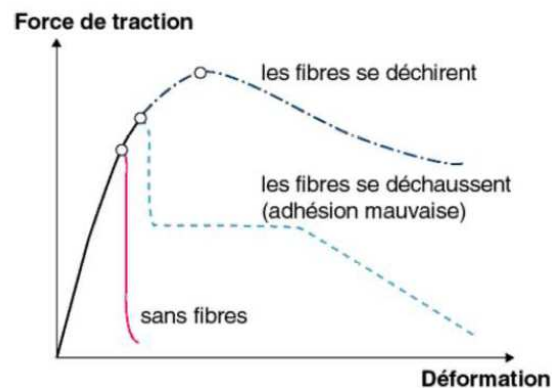


Figure 2.12 Comportement du béton fibrés Charge/déformation

- L'amélioration de la cohésion du béton frais ; par exemple, les fibres rigides changent la structure du squelette granulaire ;
- L'augmentation de la ductilité et le comportement post-fissuration ;
- La réduction de la microfissuration due aux variations dimensionnelles notamment au jeune âge ;
- La réduction de la fissuration d'origine mécanique (chargement extérieur) ;
- L'augmentation de la résistance à la traction par flexion ;
- L'amélioration de la tenue au feu et de la résistance aux chocs, à la fatigue, à l'usure, et à l'abrasion.

9.6.2. Phénomène de fissuration dans les BFM:

En fait, l'étude des BFM et leurs mécanismes de rupture nous emmène à se poser la question sur quelle échelle les fibres doivent agir. Comme nous l'avons déjà précisé, les matrices cimentaires présentent des zones internes de faiblesse, et ceci avant toute action extérieure. La phase de microfissuration correspond à la première étape dans le processus de fissuration de béton qui en comporte trois. Elles se caractérisent par un endommagement inhérent au matériau, qui peut être alors considérée comme un matériau régi par une loi de comportement. Cela dit, il est important de définir les notions de micro et macro fissure :

- **Les microfissures** : Ce sont de petites fissures par rapport aux dimensions de l'éprouvette ou de la structure.

- **Les macros fissures** : Ce sont les fissures qui ne peuvent être considérées comme petites, par rapport aux dimensions de l'éprouvette ou de la structure.

Il s'agit donc de relation de relativité en termes de dimensions.

9.6.3. Apparition des fissures et mécanismes de rupture :

La fissuration des matériaux à base cimentaires est inévitable, et est un phénomène très récurrent dans leur pathologie. Au fait, les fibres interviennent essentiellement dans la phase post-fissuration assumant un transfert des contraintes à travers la discontinuité du champ des déplacements. Avant fissuration, les fibres n'ont aucune ou peu d'influence sur le comportement mécanique, que ce soit à la compression ou à la traction. Une fois la fissure ouverte, les fibres par leur action directe restreignent la propagation de la fissure.

Les fissures peuvent apparaître de différentes manières :

1. **Les fissures précoces** : elles apparaissent sur le béton frais immédiatement ou quelques heures seulement après le bétonnage. Elles sont dues au tassement du béton frais partiellement empêché par la présence des fibres, et au retrait plastique qui correspond à une déshydratation du béton frais, sous les effets combinés de la température extérieure et du climat.

2. **Les fissures d'origine mécanique** : elles apparaissent sur le béton en voie de durcissement (quelques jours ou semaines après le bétonnage) ou déjà durci (quelques mois ou années après la construction), ces fissures sont la conséquence de l'apparition de sollicitations, excédant la capacité de déformation du béton ou sa résistance à la traction, et sont dues à des déformations ou des charges imposées à l'ouvrage.

3. **Les fissures d'origine physico-chimiques** : apparaissent quelques années après la construction, elles sont la conséquence des phénomènes de gonflement ou de réactions chimiques (corrosion des fibres, réactions alcali – granulats), ou à des efforts physiques (gel de l'eau dans les pores du béton) qui peuvent entraîner une fissuration et un éclatement d'enrobage.

9.6.4. Processus de couture des fissures et échelles d'interventions:

D'après Rossi et al, le principe d'action des fibres se manifeste à deux échelles : *le matériau* (ce qui nous intéresse dans la présente étude) et *la structure* :

- **Intervention à l'échelle du matériau** : A l'échelle du matériau, les fibres jouent un rôle de couture des microfissures. Ceci a pour effet de :
 - Créer une évolution de la fissuration plus homogène ;
 - Retarder l'apparition de la localisation de ces microfissures ; ce qui se traduit par l'amélioration des caractéristiques mécaniques du matériau (résistance à la traction, et à la compression par exemple).
- **Intervention à l'échelle de la structure** : A l'échelle de la structure, les fibres jouent un rôle de reprise des efforts à travers des microfissures. Ce fonctionnement qui peut s'apparenter à celui des aciers passifs, dans une structure en béton armé, conduit à l'amélioration de la ductilité de la structure.

10. APPLICATION DES BETONS DE FIBRES :

Depuis que le béton de fibres a été conçu, de nombreux travaux ont montré que l’insertion de fibres d’acier dans une matrice de béton permet d’augmenter les caractéristiques mécaniques, comme la résistance à la compression ou la résistance à la flexion, du composite résultant. Cependant, ce type de béton n’est pas considéré comme un substitut aux bétons traditionnels, mais comme un matériau nouveau qui devient intéressant pour la conception de structures performantes. Avec de faibles dosages en fibres d’acier (1% en volume) les bétons de fibres obtenus présentent des performances intéressantes (bonne maniabilité, bonnes caractéristiques mécaniques). De plus, leur coût est relativement bas au regard de certaines applications spécifiques.

Dans le tableau ci-dessous, on indique quelques domaines d’utilisation du béton de fibres :

Applications	Intérêt apporté par l’adjonction des fibres dans le béton
Canalisation et coque minces faiblement sollicitées.	- Amélioration de la tenue des pièces au jeune âge. - Modification des variations dimensionnelles, lutte contre les fissurations.
Dallage, chaussées en béton, dallages manufacturés, et tous les éléments structuraux soumis à la flexion.	- Diminution de 40% de l’ouverture des fissures, - Augmentation de la rigidité après fissuration, - Augmentation de la résistance au cisaillement, - Augmentation de la résistance à l’usure.
Éléments structuraux soumis à la compression (poteaux, pieux, fondations...etc.).	- Amélioration de la charge ultime, - Pas de rupture catastrophique.
Structures soumises à des sollicitations pulsionnelles exemple, pistes d’aéroports.	- L’énergie absorbée est plus importante, - La durée de choc est augmentée, - La loi de comportement du matériau est fortement modifiée.
Réparation des revêtements routiers, tabliers de ponts.	- Amélioration de la résistance aux chocs, - Amélioration de la déformation.
Parties exposées aux fortes variations de température et même aux hautes températures.	- Remplacement avec succès du revêtement réfractaire, - Diminution du coût de réparation des éléments réfractaires
Stabilisation des parois rocheuses, les talus, les tunnels, les galeries souterraines.	- Evite le travail de fixation des grillages ordinairement employés, - Diminution du coût de réparation de stabilisation des parois rocheuses et les talus.
Fabrication des pieux, revêtement ignifuges isolants (constructions navales). Panneaux de revêtement de façade....etc.	- Augmentation de la résistance aux chocs, - Augmentation de la résistance à l’usure, - Augmentation de la durabilité de revêtement.

11. AVANTAGES ET INCONVENIENTS :

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none"> • Facile à mettre en œuvre • Béton plus léger que le béton ordinaire • Béton plus durable • Remplacement total ou partiel des armatures traditionnelles passives (fibres métalliques) • Diminution du risque de fissuration • Résistance au feu, à l’abrasion, aux chocs, à la traction et à la flexion 	<ul style="list-style-type: none"> • Le béton fibré est plus cher que le béton ordinaire L’incorporation de fibres diminue l’ouvrabilité du béton, l’ajout de super plastifiant est alors recommandé. • Il est interdit d’utiliser des fibres structurelles en zone de risque sismique modéré et plus.

CONCLUSION :

L'incorporation de fibres dans le béton doit faire l'objet d'une étude de formulation et d'une vérification de la compatibilité avec les autres constituants.

Les bétons fibrés nécessitent souvent un dosage en super plastifiant plus élevé pour maintenir l'ouvrabilité du béton. Des essais peuvent être nécessaires pour déterminer, la nature, la taille et le dosage des fibres en fonction des caractéristiques et des performances requises.

La géométrie des fibres, leur adhérence avec la matrice de béton, leur pourcentage et leur orientation jouent un rôle important dans l'efficacité des fibres dans le béton. En effet, une bonne orientation des fibres optimise leur participation à la reprise des efforts. La géométrie variable permet un bon ancrage des fibres et augmente ainsi l'effort nécessaire à leur arrachement. Néanmoins la croissance du pourcentage en fibres entraîne une diminution de l'ouvrabilité.

CHAPITRE III

Propriétés Physiques Et Mécaniques Des Bétons Armés De Fibres

1. INTRODUCTION :

Le béton présente toujours des microfissures dues à différentes causes telles que le retrait, les contraintes thermiques, les contraintes appliquées au jeune âge, ...etc. Le rôle des fibres est de mieux contrôler cette fissuration en modifiant la répartition des fissures et de transférer les charges d'une lèvre à l'autre. Lorsqu'une fissure apparaît dans le béton, une partie de l'effort est reprise par les fibres pontant les fissures. Ces fibres sollicitées à la traction et au cisaillement absorbent une partie de l'énergie nécessaire à la propagation des fissures et évitent une propagation incontrôlée de la fissuration du béton. Il faudrait alors davantage d'énergie, donc d'effort, pour propager cette fissuration.

Les fibres améliorent aussi la résistance à la fatigue et aux chocs grâce à la résistance résiduelle développée après la fissuration du matériau.

2. GEOMETRIE DES FIBRES :

Plusieurs types de fibres ont fait l'objet de beaucoup de recherches, mais il est prouvé que les seuls types de fibres susceptible d'augmenter la résistance à la traction du béton, par la transmission d'une palpable «énergie de plastification et de rupture », sont celles dotées d'un système d'ancrage, telle que : ondulées, avec crochets,...

Par exemple, les fibres ondulées en acier sont capables de s'agripper au béton, suite à la diffusion d'une énergie, capable de multiplier par 2,5 celle de rupture en traction de la fibre, l'existence d'ondulations le long de ces fibres crée des réactions de butée et s'oppose par le fait au déchaussement de ces fibres ; ainsi la tension d'arrachement dite PULL OUT STRENGTH se retrouve comprise, en fonction de la constitution du béton considéré, entre 60 à 90 MPa.

Les essais de flexion entrepris sur des plaques de BFM (béton renforcé avec 20 kg/m³ de fibres EUROSTEEL) nous donnent un agréable aperçu sur la meilleure répartition des fissures, ce qui montre qu'après la formation d'une fissure, à travers une ductilité plus significative, d'autres naissent dans sa proximité (figures 3.1 et 3.2)

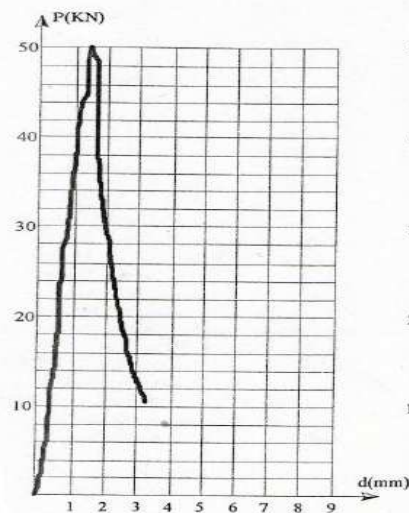


Figure 3-1 Diagramme d'essai d'une dalle Conventionnelle sans renforcement par des fibres d'acier

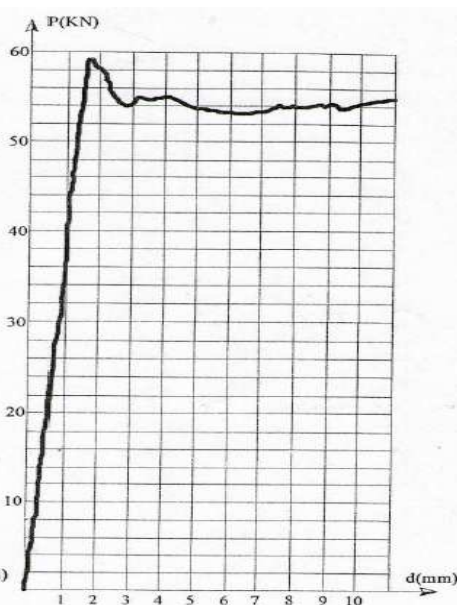


Figure 3-2 Diagramme d'essai d'une dalle de béton, sous charge ponctuelle renforcée de 20 kg/m³ de fibres d'acier EUROSTEEL

CHANVILLARD, suite à des testes d'arrachement faits sur des fibres ondulées a rassemblé les constatations suivantes :

- L'accroissement de l'effort de traction suscite un éclat du béton au niveau de la fissure par suite d'un effet de bord.

- Dès lors, la fibre se trouve dégagée sur une longueur libre, toutefois le décollement se poursuit jusqu'à son arrachement total.

- La fibre, en se déformant, provoque une modification de la courbure de l'ondulation, en contre partie, une plastification de l'acier constitutif est possible, ce qui ne nous empêche pas de penser qu'une augmentation de la résistance du béton à la traction est évidente, vu le gain d'énergie apporté par le phénomène. C'est ce qui justifie la rectitude de la fibre après que l'extraction ait eue lieu et que l'on peut qualifier d'ancrage mécanique (Figure 3.3 et 3.4).

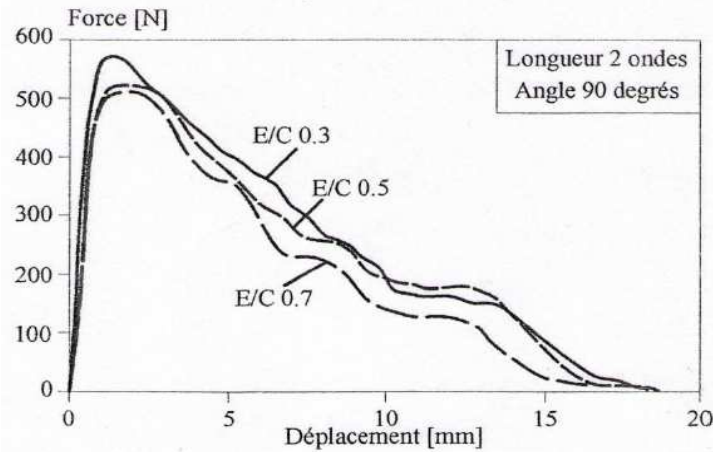


Figure 3.3. Influence du rapport E/C lors d'un essai d'arrachement (Orientation 90°, 2 ondulations)

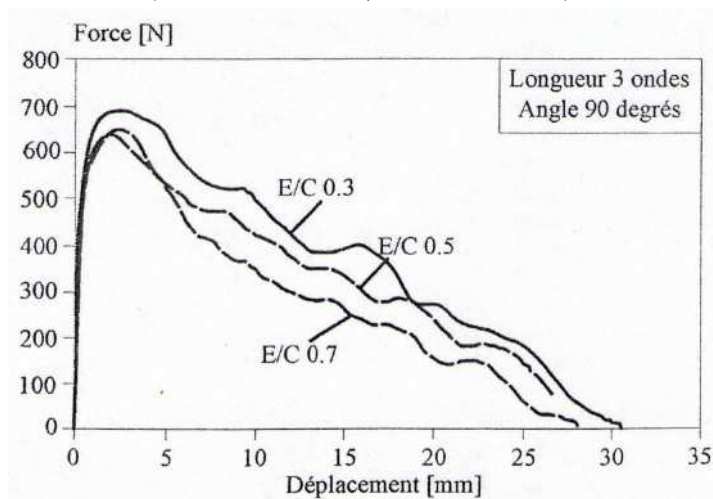


Figure 3.4 : Influence du rapport E/C lors d'un essai d'arrachement (Orientation 90°, 3 ondulations)

3. **LONGUEUR DES FIBRES :**

Pour expliquer l'avantage de l'utilisation des fibres concernant le mode de rupture d'un composite, il est capital d'analyser le transfert de charge de la fibre vers la matrice, Assurément, après que la fissuration ne se soit produite au sein de la matrice, selon la qualité de l'ancrage de la fibre, nous observons une rupture ou un glissement de la fibre.

Le modèle rudimentaire le plus simple qui existe, consiste à équilibrer les efforts sur une fibre droite soumise à une charge de traction. En mettant à l'évidence l'hypothèse d'une distribution uniforme des contraintes d'adhérence « τ », tout porte à croire qu'il est possible de définir une longueur critique L_c , de telle manière que :

$$L_c = \frac{D}{4} \times \frac{\sigma_{fu}}{\bar{\tau}}$$

Avec : σ_{fu} : Contrainte de rupture de la fibre.
 D : Diamètre de la fibre.

En conséquence, si la longueur ancrée de la fibre dépasse L_c , la fibre se rompt, sinon se décolle et glisse. Cette approche précitée, quoique simpliste, est à l'origine de l'étude de l'association Fibre-matrice.

Le mécanisme de renforcement dans ce cas dépend des caractéristiques des matériaux, des phénomènes d'adhérence et des dimensions de la fibre.

4. PROCESSUS DE RUPTURE :

Les contraintes d'adhérence sont l'élément le plus précieux quant à un essai d'arrachement, durant lequel tout dépassement de la résistance de la fibre en traction sans atteindre la contrainte de cisaillement ultime du béton, entraînera la rupture de la fibre. Ce cas de figure est superflu, car l'énergie qui se fera gagnée pour le béton serait d'une valeur relativement limitée ce qui laisse la fragilité du béton telle quelle.

Les autres modes de rupture, tout au contraire du premier, augmentent la résistance du béton grâce à une dégradation des caractéristiques de l'interface provoquant ainsi une absorption progressive d'énergie.

Avant que la fibre ne se soit extirpée, les contraintes de cisaillement sont distribuées d'une manière plus ou moins anarchique le long de la fibre. Entre les deux lèvres de la fissure, et juste à l'endroit où la fibre perce le béton, se localise la contrainte maximale de cisaillement décollément de la fibre le long de l'interface. L'adhérence élastique τ_e sur tout le tronçon décollé, se fait remplacée par une contrainte d'adhérence de friction (τ_f) qui escorte le phénomène de décollément tout en régularisant son instantanéité et sa stabilité (figures 3.5 et 3.6). Plusieurs modèles ont été proposés pour traiter ce phénomène par la substitution de l'intégralité de la contrainte d'adhérence élastique par celle de friction et qui nous fait éviter une rupture brutale.

Remarque :

Une contrainte d'adhérence par friction est le produit du frottement de la fibre au contact de la matrice or que celle d'ancrage mécanique provient principalement de la forme de la fibre dont le rôle est d'assurer l'extraction de la fibre après déformation de celle-ci ; donc il est monumental de faire attention à ne pas confondre ces deux comportements.

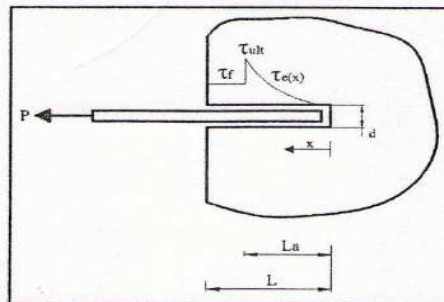


Figure 3.5 : Distribution des contraintes d'adhérence lors du décolllement.

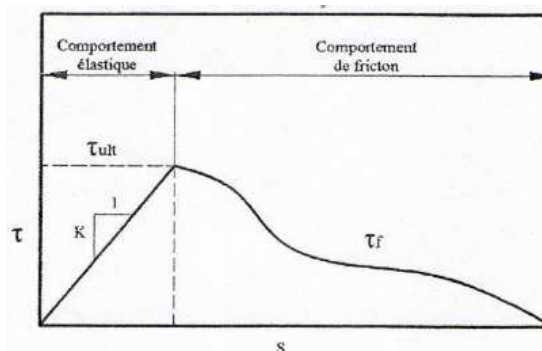


Figure 3.6 : Exemple de loi contrainte d'adhérence-glisement.

5. RESISTANCE DE BETON ARME DE FIBRES :

5.1. Résistance à la compression :

Les résultats mis en évidence par différents chercheurs, sur l'effet des fibres sur la résistance à la compression du béton renforcé de fibres, montrent quelques divergences. Ils ont démontré que l'ajout des fibres n'apporte pas d'amélioration appréciable en compression. Certains auteurs observent une légère augmentation de la contrainte ultime et d'autres notent une légère diminution. Dans la matrice, la fibre peut avoir deux effets contradictoires : d'une part maintenir les fissures ce qui est favorable pour la phase post pic, et d'autre part créer des défauts supplémentaires à l'interface fibres - mortier ce qui peut contribuer à l'endommagement et donc limiter la charge maximale.

A noter que certains auteurs trouvent une diminution de la résistance en compression lorsque le dosage en fibre augmente.

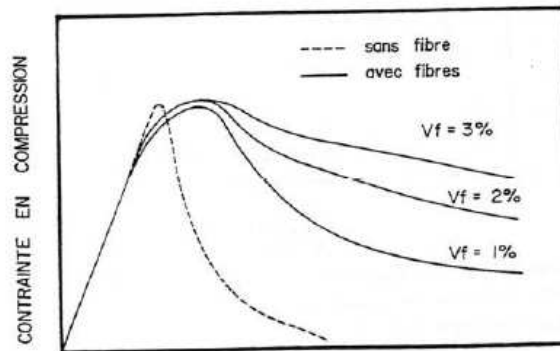
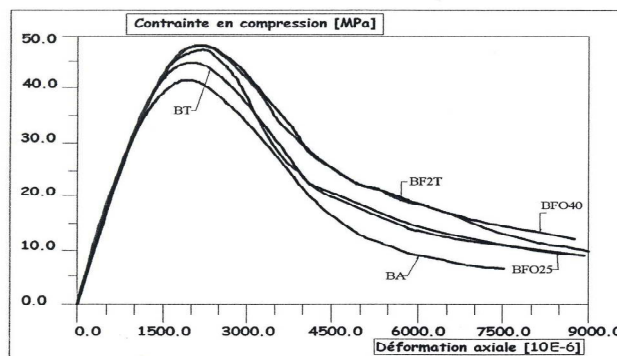


Figure 3.7. Courbes « contrainte- déformation » en compression

Dans cette optique, FENELLA.D.A et AL ont montré par l'expérience que plus est considérable le dosage en fibres plus la dispersion de la partie descendante de la courbe effort déformation est significative.

D'après ZHAN, l'ajout des fibres métalliques augmente la résistance à la compression du composite béton-fibres d'environ 20% (dans le cas des essais en compression non asservis), cette amélioration devient peu significative dans la série d'essais asservis avec un âge du béton de 277 jours (environ 7%) (Figure 3.8).



BT : béton témoin (sans fibres), BA : béton armé. BF2T : béton dosé à 25kg/m³ de fibres à deux têtes. BF25 : béton dosé à 25kg/m³ de fibres ondulées. BF40 : béton dosé à 40 kg/m³ de fibres ondulées.

Figure 3.8 : Diagramme contrainte- déformation des essais en compression Avec Asservissement

5.2. Résistance à la traction directe :

Peu d'essais ont été réalisés en traction directe, car l'essai est délicat et coûteux. D'après la bibliographie, les augmentations de résistance en traction dues aux fibres sont variables.

D'une manière générale, on peut dire que les améliorations constatées dépendent essentiellement de :

- La forme des éprouvettes ;
- Type d'essais ;
- Paramètres liés à la géométrie et au pourcentage volumique des fibres utilisées ;
- Et bien sûr au béton témoin retenu.

L'essai de traction directe, est un essai très difficile à réaliser. En effet, il conduit souvent à une grande dispersion des résultats du fait de sa sensibilité aux variations des conditions limites. Ainsi un mauvais parallélisme des faces, ou un excentrement de l'effort, introduit des contraintes de flexion dans l'éprouvette, qui perturbent totalement la représentativité de l'essai.

Un grand nombre d'étude sur le béton de fibres métalliques, font apparaitre un accroissement notable de la résistance à la traction, variant avec l'éclatement L/D, le pourcentage en fibres, la dimension des éprouvettes et l'orientation des fibres par rapport à la direction de la force appliquée.

D'autres affirment que le rôle le plus important de l'ajout de fibres dans les bétons, réside dans l'absorption de l'énergie pour produire une certaine déformation. Ainsi un BFM peut absorber environ 50% d'énergie supplémentaire par rapport à l'énergie de rupture d'un béton sans fibre,

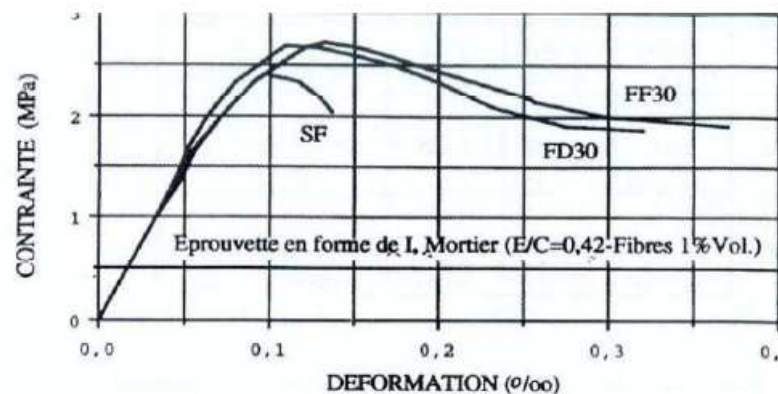


Figure 3.9 : Courbes « contrainte- déformation » en traction directe

5.3. Résistance à la traction par flexion :

C'est l'essai le plus couramment utilisé pour le béton de fibre, car contrairement aux essais de compression simple et de traction directe, il révèle une différence de comportement significative entre le béton de fibres et le béton courant.

Toutes les études sur le comportement des bétons de fibres métalliques à la flexion, s'accordent pour constater que l'introduction des fibres dans le béton, apporte un comportement ductile à la structure qui se traduit par une courbe charge-flèche très allongé par rapport à celle obtenue avec un béton courant. Quelques résultats intéressants concernant le comportement des bétons de fibres métalliques, sont présentés dans les tableaux

5.4. Résistance à la traction par fendage :

L'essai de traction par fendage (appelé essai brésilien) est une méthode utilisée pour la détermination de la résistance à la traction du béton. Il consiste à écraser une éprouvette cylindrique 16 x 32 cm, suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse.

Cet essai permet de faire une étude qualitative du comportement du béton.

La comparaison de cette dernière avec la résistance à la traction par flexion et par traction directe nous permettra de vérifier les corrélations entre les différentes résistances ; de ce fait, l'essai de traction par fendage nous donne une résistance supérieure de 5% à 12 % à celle obtenue par traction directe, par contre, elle est inférieure à celle de traction par flexion [NAR.].

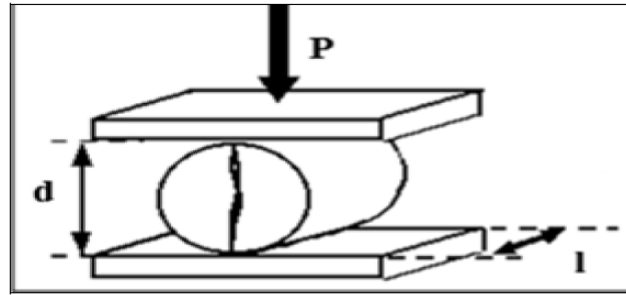


Figure 3.10 : Essai de traction par fendage

5.5. Résistance au cisaillement :

Nous avons vu que l'arrachement d'une fibre pouvait dissiper une importante énergie. Cette propriété a conduit les chercheurs à étudier le comportement des bétons de fibres soumis à un chargement dynamique. On peut en distinguer deux catégories : les séismes et les chocs (mous ou durs). Les deux types d'action ont été étudiés et ont montré une augmentation de l'énergie dissipée grâce aux fibres.

Pour une structure, survivre à un événement sismique dépend principalement de sa capacité à dissiper l'énergie qui lui est transmise. Plus l'énergie dissipée est importante, meilleure est la performance de la structure. Nous pouvons néanmoins, souligner un meilleur comportement des nœuds de rive par rapport aux nœuds courants, car ceux-ci sont plus durement sollicités par les chargements combinant cisaillement et flexion.

L'intérêt des fibres est ici, de remplacer tout ou partie des étriers ce qui diminuerait la main d'œuvre et faciliterait le bétonnage.

A travers des essais de cisaillement étudiés par plusieurs chercheurs, nous essayerons de présenter les résultats obtenues par (Fariboz et al 2006). : (Fig.3.11).

Dans cet essai, deux types de fibres ont été utilisées : métallique et synthétique et cela à différents dosages. Les résultats ont montré que les fibres améliorent le comportement au cisaillement du béton, tandis que le béton sans fibres a révélé une rupture fragile. Il a été constaté que les fibres métalliques ont un meilleur comportement au cisaillement que les fibres synthétiques, lié sans doute à la rigidité des fibres synthétiques généralement plus faible que celle des fibres métalliques. (Mirsayah, Banthia 2002) et (Tan, Mansur 1990) ont mené aux mêmes conclusions concernant la rupture fragile des compositions sans renfort de fibres.

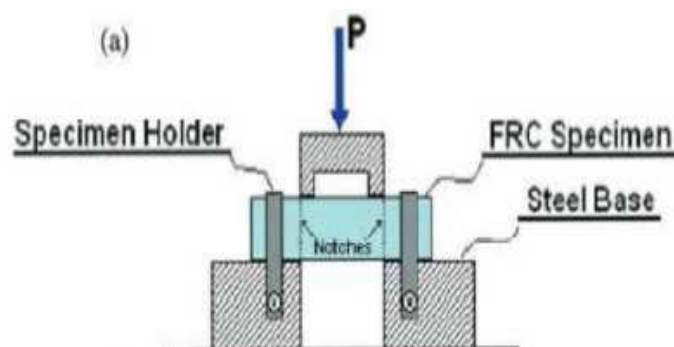


Figure 3.11 : Essai de cisaillement direct.

5.6. Résistance au choc :

En ce qui concerne les chocs, il existe des essais de perforation des essais de souffle ou de choc mou. Dans tous les cas, il a été observé, une nette augmentation de l'énergie dissipée et de l'effort maximum appliqué. En effet, elle peut être déterminée de différentes façons : avec des appareils de type *CHARPY*. Suivant la méthode *ASTM D1557* (*American Society for testing and Materials*) recommandée par le comité *ACI 544*, ou suivant la méthode *CEBTP* (*Centre d'Etude et d'Essai du Bâtiment et Travaux Publics*).

D'une façon générale, les améliorations apportées par les fibres sont nettes. Avec la méthode *ASTM*, le nombre de coups pour atteindre la première fissure est multiplié par 2 ou 3 et celui pour atteindre la rupture multiplié jusqu'à 10 avec les appareils du type *CHERPY*, les améliorations peuvent atteindre 100 %.

Certains chercheurs tel que (*H.Houari*) et (*C.Johston*), ont montré que sous l'action de sollicitation dynamiques, les structures en béton de fibres, présentent souvent un très bon comportement, en augmentant les charges de rupture, en modifiant parfois les schémas de fissuration.

Par ailleurs, il faudra rappeler que l'un des nombreux avantages des fibres, outre le gain de résistance pure qu'elles procurent, réside dans le fait que ces mêmes fibres préservent l'intégrité des structures après une dégradation importante, liée à un choc quelconque.

Ainsi, il semble à présent certain que les bétons de fibres métalliques ont une grande capacité d'absorption d'énergie, et leur résistance aux chocs est très supérieure à celle des bétons courants.

- Pour (*Johnston*), et (*Krenchel*), cette augmentation peut atteindre 100%.

-(*Suaris*) et (*Shah*) citent des essais de choc projectiles lancé à grandes vitesse (800 m/s.). Le test consiste à mesurer la largeur et la profondeur du cratère ouvert dans le mortier sous l'effet du choc. Avec 2,7% de fibres d'acier, ils observent une diminution de 55% du volume du cratère par rapport à un mortier classique.

-Pour sa part, (*Banthia*), a constaté que sans fibre, un béton de haute résistance, était plus performant mais plus fragile qu'un béton courant sous le choc.

-Lors d'essai de chocs réalisés sur les dalles de 780 mm de côté et de 60 mm d'épaisseur, (*Narayanan et Darwish*), ont pu améliorer la résistance au choc (au centre de la dalle) de 42% avec un renforcement de 0,94% de fibres de 30mm de longueur.

5.7. Résistance à la fatigue :

Le maître d'ouvrage souhaite, bien évidemment, être assuré de la pérennité de la construction. En ce qui concerne les fibres métalliques, le problème principal est la corrosion. Des essais ont été menés en laboratoire et sur site, sur des blocs sains ou fissurés (*Hannant 1975, Mangat 1987, Kosa 1991, Hara 1992, Grzybowski 199*). La détérioration observée dépend du milieu extérieur, mais aussi de l'ouverture initiale des fissures.

Par exemple, lors du resurfaçage d'une autoroute au Québec, on a pu observer l'absence de corrosion des fibres d'acier dans les fissures d'ouverture inférieures à 0,3 mm, après 8 années de service ; malgré l'utilisation de sels de déverglaçage (*Chanviilard 1994a*).

Enfin, les fibres affleurant à la surface se corrodent rapidement, ce qui nuit à l'aspect des parements et est particulièrement néfaste pour les applications en bâtiment, même si la rouille ne se propage pas en profondeur. Afin de remédier partiellement à ces problèmes, on peut utiliser des fibres traitées contre la corrosion.

5.8. Résistance à l'abrasion :

D'après T. CUYKENS et al, les fibres en acier n'ont pas beaucoup d'influence en cas d'érosion uniquement superficielle. Quand l'érosion va de paire avec des sollicitations dues aux chocs et à l'écaillage du béton, les fibres peuvent augmenter fortement la durée de vie du béton en freinant la propagation des microfissures.

5.9. Résistance au choc thermique :

D'après T. CUYKENS, l'adjonction des fibres d'acier étirées à des bétons réfractaires soumis à des températures élevées et surtout à des chocs thermiques peut prolonger sensiblement la durée de vie de ces bétons. On utilise actuellement pour ces applications des fibres en acier inoxydable, à des pourcentages allant de 0.5 à 1.5 %, ces fibres ne perdent leurs propriétés qu'à des températures très élevées.

6. COMPORTEMENT VIS-A-VIS DU RETRAIT :

Pour le matériau à base cimentaire, la teneur en eau diminue au cours du temps, surtout quelques heures après la mise en place. Ceci s'accompagne d'une contraction du matériau.

Ainsi, le matériau subit un phénomène de variation volumique, généralement désigné par le terme « retrait ». Ce phénomène a lieu à l'état frais comme à l'état durci.

En effet, le retrait des matrices cimentaires est un processus relativement complexe. Il peut se décomposer en cinq types différents : plastique, de séchage, thermique, de carbonatation et endogène. Ces cinq composantes du retrait total d'une matrice cimentaire sont cumulatives avec des cinétiques très différentes. De plus, les fibres semblent avoir peu d'influence sur l'amplitude des retraits, mais qu'en revanche, elles améliorent la répartition de la fissuration dans le cas de retraits empêchés (*El Hachem 1990, Granju 1991, Kovler 1993*).

En ce qui concerne l'amplitude des retraits, il est plus efficace de travailler sur la composition de la pâte. Nous avons ainsi, récemment obtenu des bétons à très faible retrait de (*Larrard 1995*). Il faut souligner que dans le cas du retrait dit "plastique" (dessiccation prématurée en surface), l'addition de fibres synthétiques limite la fissuration. Mais le même résultat peut aussi être obtenu par une bonne cure.

7. COMPORTEMENT VIS-A-VIS DU FLUAGE :

Il y a très peu d'information sur le fluage du béton de fibres. Au LCPC, des essais ont montré un comportement tout à fait semblable à ceux d'un béton sans fibre. (*C. Johnston*) rapporte les résultats d'une étude de fluage en flexion, qui montre une diminution des flèches. En général, les fibres réduisent le **fluage**, c'est-à-dire *la déformation du béton avec le temps sous une contrainte constante*.

Par exemple, le fluage en traction d'un béton renforcé de fibres d'acier peut représenter seulement 50 à 60 % de celui d'un béton ordinaire et le fluage en compression, 10 à 20 %.

(*H. Houari*), regroupe un ensemble de résultats expérimentaux sur le fluage du composite et de la matrice, sous sollicitation de traction et de flexion.

La réponse à plusieurs taux de chargement a été étudiée. (*H. Houari*) confirme que le fluage du béton de fibres en traction reste du même ordre de grandeur que le fluage du béton témoin, sous un même niveau de chargement.

8. PERMEABILITE ET RESISTANCE A LA CORROSION DU BETON DE FIBRE :

La corrosion des fibres dans les bétons renforcés de fibres métalliques (BFM), moins sévère que celle des armatures dans le béton armé, est souvent négligée. Cependant elle existe. Elle peut attaquer les fibres pontant les fissures et altérer la résistance des structures concernées. Elle se manifeste aussi par l'apparition de taches de rouille sur les surfaces exposées. Ceci n'affecte pas la résistance mais a une incidence esthétique certaine, particulièrement dans le cas d'éléments, souvent préfabriqués, restant visibles en parement. L'étude de (*S.U. Balouch, J.P. Forth, J.-L. Granju, 2010*) s'est focalisée sur le second point : la corrosion de surface. Des prismes de BFM ont été soumis à des cycles d'une semaine de brouillard salin alternant avec une semaine de séchage. (Figure 3.12)

Il en ressort que dans un béton de rapport E/C élevé (0,78), toutes les fibres enrobées de moins 1 mm sont susceptibles de donner naissance à des taches de rouille en surface.

Lorsqu'E/C est réduit à environ 0,5, l'enrobage minimum nécessaire pour se prémunir de la corrosion de surface chute à 1/10 ou 2/10 mm et toute diminution supplémentaire d'E/C

n'apporte pas de bénéfice significatif. Ce résultat est en accord avec l'analyse porosymétrique du béton de peau. En effet, celle-ci confirme une chute importante du diamètre des pores lorsque E/C passe de 0,78 à 0,48 et une stabilité lorsqu'il est ensuite diminué jusqu'à 0,36.



Figure 3.12 : Corrosion des fibres des BFM

CONCLUSION :

Il nous a été possible de distinguer deux types de déformation au sein d'un BFM. Les déformations intrinsèques et les déformations sous charges imposées. Dans le premier cas, les risques de fissuration peuvent être considérablement réduits grâce à une composition appropriée du béton.

D'après (Markovic et al 2003), le but principal du renfort par des fibres est d'augmenter la résistance à la traction et la ductilité du béton, alors que pour (Kawamata .al 2003) les fibres sont introduites non pas dans le but d'améliorer la résistance à la traction, mais essentiellement pour contrôler la fissuration et changer le comportement du matériau fissuré, en pontant les fissures.

Dans une structure, l'idéal est que la capacité à la traction des fibres, soit utilisée de façon optimale dans ce processus, c'est à dire jusqu'à un niveau qui est proche de la résistance à la rupture de la fibre. (Li et Leung 1992) ont développé des compositions à base de fibres synthétiques et ont conclu que les fibres doivent être suffisamment longues et résistantes, pour être adéquatement ancrées dans la matrice.

CHAPITRE IV

*Application De La Loi
De SARGIN
En Compression*

1. INTRODUCTION :

Le modèle de SARGIN est utilisé essentiellement dans le calcul des structures en béton armé et précontrainte, il présente l'avantage de la facilité de déterminer ses paramètres par des essais en laboratoire, en faisant varier le paramètre (K'_b), il est possible d'étendre ce modèle au béton de fibres.

Dans ce chapitre, nous intéressons aux essais réalisés par *M' DJEBALI Saïd*, les caractéristiques mécaniques mesurées lors de cet essai sont la résistance à la compression f_{cj} et le module d'élasticité initial E_{b0} du béton.

La variation de (K'_b) permet de rendre compte de l'apport de fibres en ductilité. En effet l'augmentation de (K'_b) permet d'adoucir la pente descendante de la courbe contrainte - déformation. Ce qui correspond à une certaine ductilité du matériau.

L'objectif visé par cette partie est de trouver la valeur du paramètre (K_b) avec laquelle nous obtiendrons une courbe (contrainte – déformation) qui s'approche de la courbe empirique obtenue par SARGIN.

Pour se faire, nous allons fixer des valeurs du (K_b), donner des valeurs de la déformation (\mathcal{E}) et calculer par la suite la contrainte (σ) qui correspond à chaque déformation.

2. CONSISTANCE DE L'EXPERIENCE :

Les éprouvettes utilisées sont des éprouvettes cylindriques de diamètre 160 mm et de longueur 320 mm, Cette étude réalisée par *M' DJEBALI Saïd*, est menée sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 160 mm et de longueur 320 mm. Les cinq teneurs en fibres retenues ($W=0.4\%$, $W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$ et $W=1.2\%$ avec W : fraction volumique des fibres ajoutées) sont incorporées dans une matrice en béton. Ces fibres sont de types copeaux (Figure 4.3) sont en forme de spirale de diamètre d'enroulement d'environ 8mm et de longueur 30 à 50mm. Le filament de la fibre est de section droite rectangulaire de $1 \times 3 \text{ mm}^2$.

Deux compositions de base : un béton de rapport sable sur gravier (S/G) égal à **0.8** et un autre de rapport (S/G) égal à **1**, constituent la matrice. Deux bétons témoins (*B.T.*) de même composition que cette dernière sont élaborés pour servir de référence.



Figure 4.1: Forme des éprouvettes.



Figure 4.2: Presse hydraulique AUTOTEST.

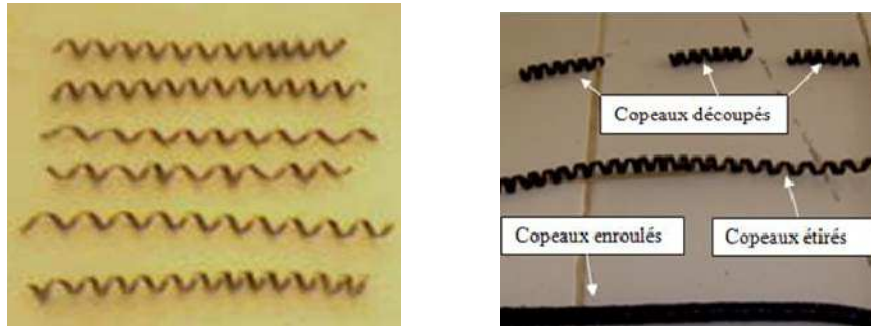


Figure 4.3: Forme des éprouvettes

L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante de 0.5MPa/s. Pour chaque pas de chargement, nous enregistrons les valeurs de l'effort et de la déformation correspondante. L'arrêt de la presse, donc de l'essai, intervient à l'amorçage de la rupture de l'éprouvette.

➤ **RAPPEL :**

La contrainte est donnée par la relation suivante : SARGIN

$$\sigma = f_{cj} \frac{K_b \bar{\epsilon} + (K'_b - 1) \bar{\epsilon}^2}{1 + (K_b - 2) \bar{\epsilon} + K'_b \bar{\epsilon}^2}$$

Où

- Le paramètre K_b ajuste la branche ascendante de la loi et il est donné par : $K_b = \frac{E_{b0}}{f_{cj}} \epsilon_o$
- f_{cj} : résistances à la compression du béton à l'âge j ;
- ϵ_o : déformation de pic correspondant à f_{cj} , avec : $\epsilon_o = 0,62 \cdot 10^{-3} f_{cj}^{1/3}$, $\bar{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_o}$,
 $\epsilon = \frac{f_{cj}}{E_{b0}}$, pour notre cas ϵ_o on le calcul en fonction de (K_b).
- E_{b0} : module élastique du béton à l'origine

Le paramètre (K_b) permet d'ajuster la forme de la branche décroissante de la courbe,

- * Avec $K'_b = 0$, on obtient des courbes avec une branche qui descend brutalement, ce qui correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile,
- * Avec $K'_b = 1$, on obtient au contraire des courbes avec une branche descendante assez douce qui correspondent à un béton ayant un comportement ductile (plastique).

Pour un béton normal, on prend généralement $K'_b = K_b - 1$

$$K'_b = \begin{cases} K_b - 1 & \text{pour } f_{cj} \leq 30\text{Mpa} \\ 0 & \text{pour } f_{cj} \geq 55\text{Mpa} \\ (K_b - 1) \left(\frac{55 - f_{cj}}{25} \right) & \text{pour } 30\text{Mpa} < f_{cj} < 55\text{Mpa} \end{cases}$$

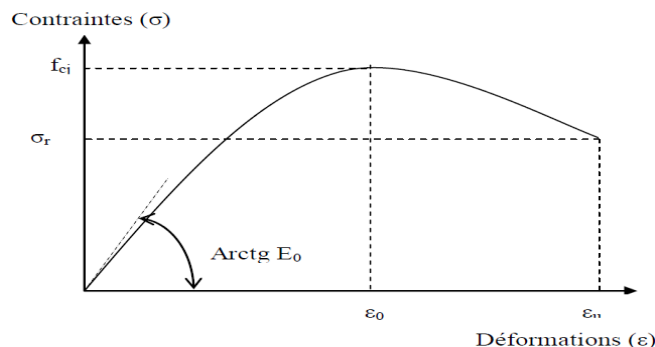


Diagramme de (contrainte-déformation) du béton en compression simple selon SARGIN

La courbe contrainte-déformation qui régit le comportement expérimental du béton à la compression se compose de trois phases: La phase où le comportement est analogue à celui d'un matériau homogène et élastique, La déformation croit de façon linéaire jusqu'à environ 30% de la contrainte ultime. La phase de développement des microfissures, entre 30% et 100% de la contrainte ultime la courbe s'incurve et le comportement devient non-linéaire. L'atteinte du pic définit la contrainte ultime qui caractérise la résistance ultime du béton à la compression, elle correspond à une déformation de l'ordre de 2‰. La rupture se produit au-delà du pic, elle correspond à une déformation de l'ordre de 3,5‰.

3. COMPORTEMENT EN COMPRESSION SIMPLE DU BETON RENFORCE DE FIBRES METALLIQUES ET APPLICATION DE LA LOI DE SARGIN : Les résultats utilisés sont ceux obtenus par Mr. DJEBALI Saïd, sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

S/G=0.8				S/G=1		
Teneur en fibre W%	Résistance à la compression : $f_{cj\ exp.}$ (MPa)	Résistance à la traction : $f_{ij} = \sigma_{cp}$ (MPa)		Résistance à la compression : $f_{cj\ exp.}$ (MPa)	Résistance à la traction : $f_{ij} = \sigma_{cp}$ (MPa)	
		$f_{ij\ exp.}$	$f_{ij\ calculée}$		$f_{ij\ exp.}$	$f_{ij\ calculée}$
0 % (BT)	23.5	2.24	2.01	25.32	2.29	2.12
0.4%	27.73	2.44	2.26	27.32	2.4	2.24
0.6%	22.1	2.1	1.92	24.21	2.25	2.05
0.8%	19.25	1.9	1.75	19.2	1.9	1.75
1%	16.01	1.65	1.56	15.2	1.6	1.51
1.2%	11.5	1.4	1.29	6.7	1.06	1.002

S/G=0.8						
Teneur en fibre W%	Module de Young expérimental		Module de Young calculé		Ecart	
	Compression $E_{b0\ exp}$ (MPa)	Traction E_{exp} (MPa)	Compression $E_{b0\ calculé}$ (MPa)	Traction E_{ct} (MPa)	$\Delta E_{b0}\% = \frac{E_{b0\ calculé} - E_{b0\ exp}}{E_{b0\ exp}} \times 100$	$\Delta E\% = \frac{E_{ct} - E_{exp}}{E_{exp}} \times 100$
0 (BT)	30934	32900	31507	30934	1,9	6
0.4	31262	33100	33295	32021,67	6,5	3,3
0.6	29305	30100	30869	30373,17	5,3	0,9
0.8	29016	29400	29480	30426,18	1,6	3,5
1	26832	29900	27719	28462,04	3,3	4,8
1.2	24641	26300	24829	26437,33	0,8	0,5

S/G=1						
Teneur en fibre W%	Module de Young expérimental		Module de Young calculé		Ecart	
	Compression $E_{b0\ exp}$ (MPa)	Traction E_{exp} (MPa)	Compression $E_{b0\ calculé}$ (MPa)	Traction E_{ct} (MPa)	$\Delta E_{b0}\% = \frac{E_{b0\ calculé} - E_{b0\ exp}}{E_{b0\ exp}} \times 100$	$\Delta E\% = \frac{E_{ct} - E_{exp}}{E_{exp}} \times 100$
0 (BT)	32830	29500	32300	32830	1,6	11,3
0.4	33091	32000	33129	33895,11	0,1	5,9
0.6	30756	34800	31822	31877,06	3,5	8,4
0.8	29536	35400	29455	31793,73	0,2	10,2
1	27302	25000	27248	28960,6	0,2	13,7
1.2	21031	26000	20737	23442,41	1,4	9,8

Récapitulatif des valeurs expérimentales et calculées des caractéristiques Mécaniques de compression (résultats trouvés par Mr. DJEBALI.S)

Dont la représentation graphique est la suivante :

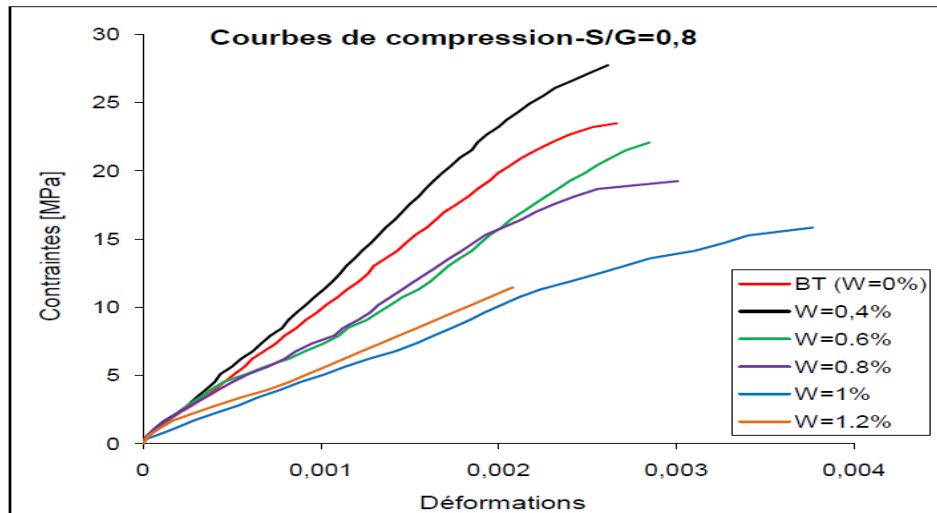


Figure 4.4a : Béton avec un rapport S/G = 0,8

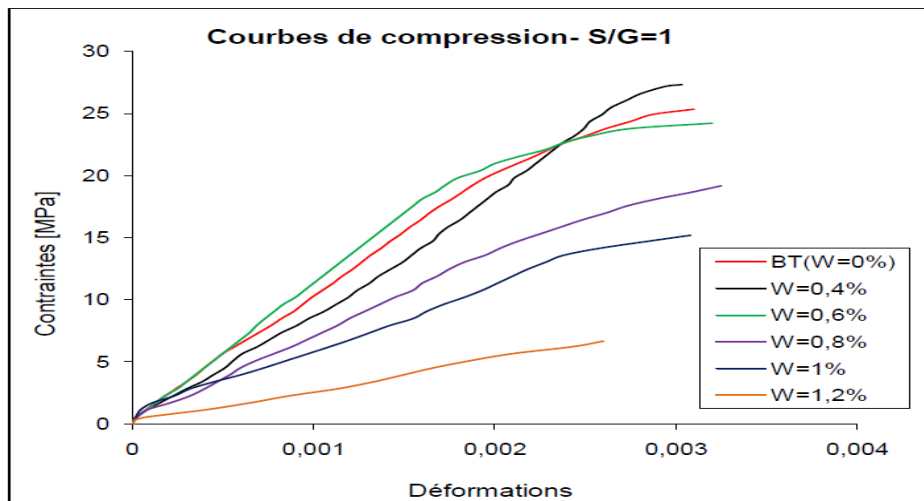


Figure 4.4b : Béton avec un rapport S/G = 1

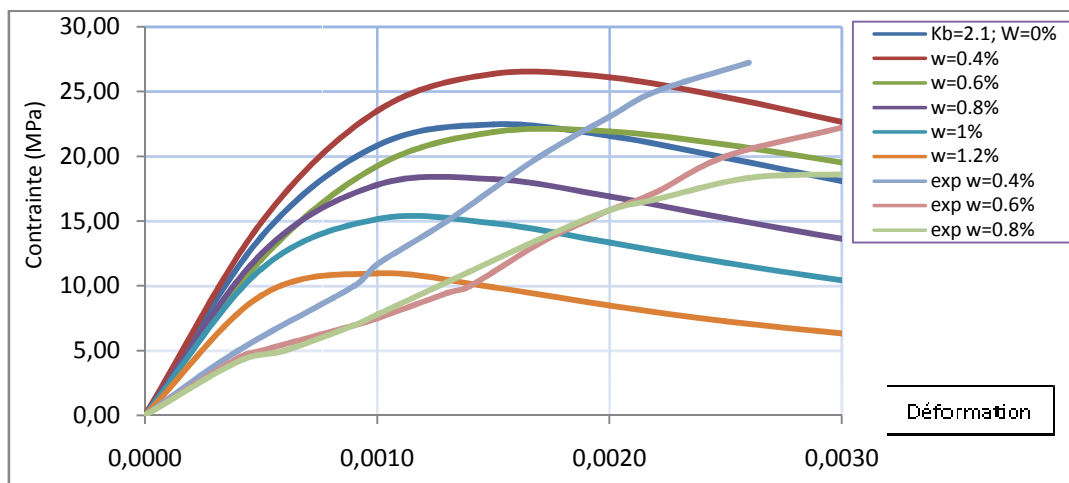
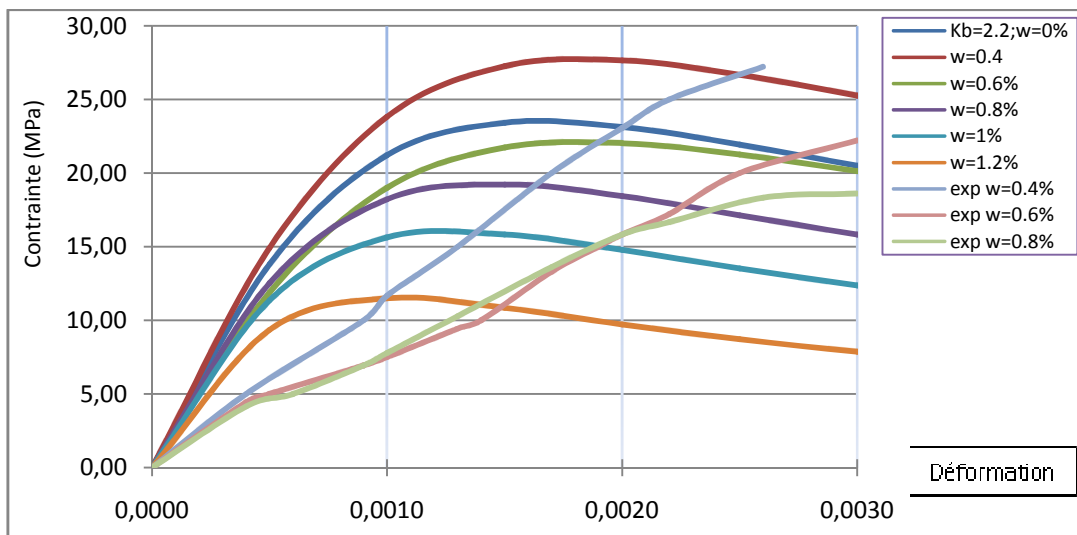
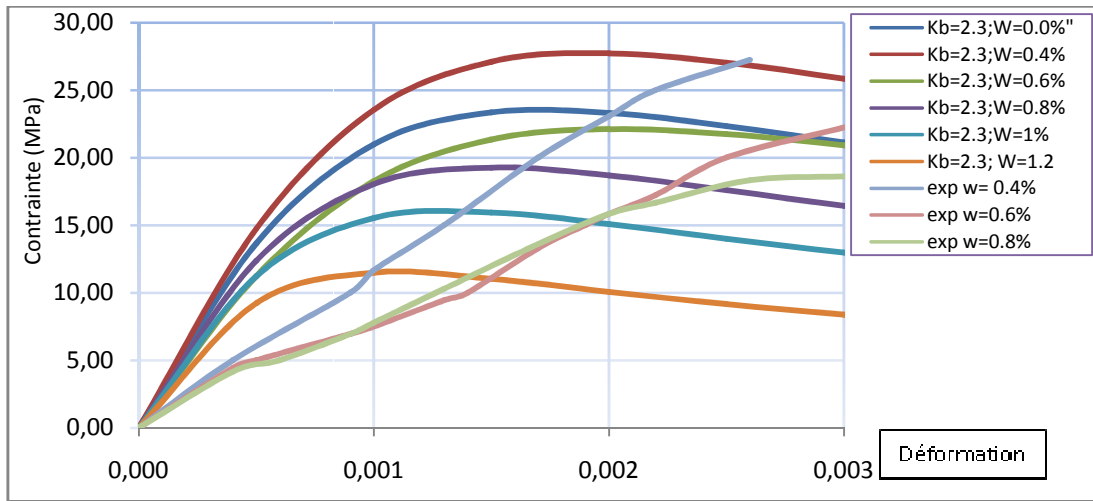
Figure 4.4 : Courbes contraintes – déformations en compression.

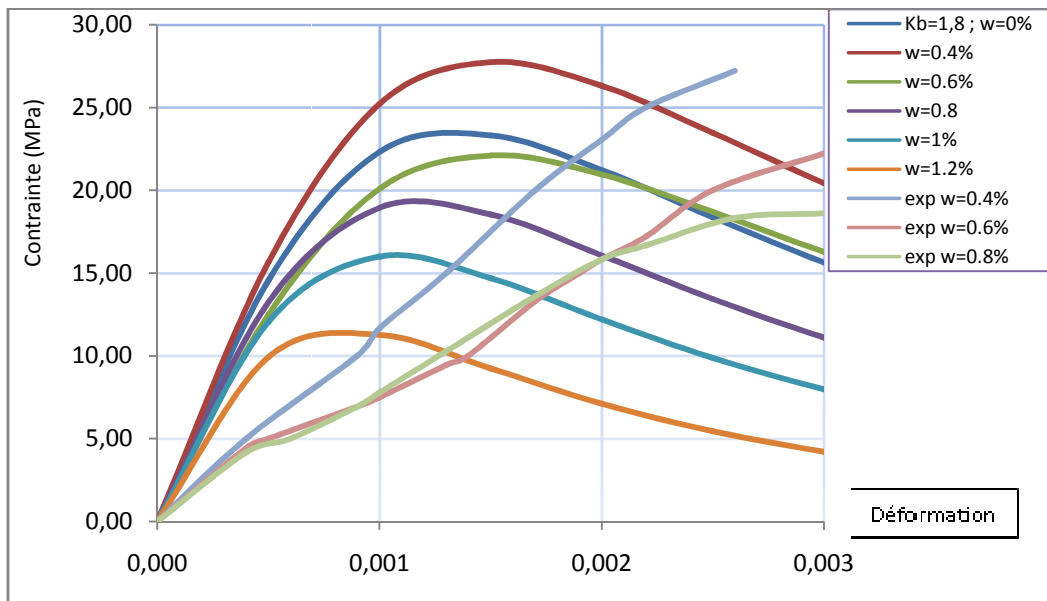
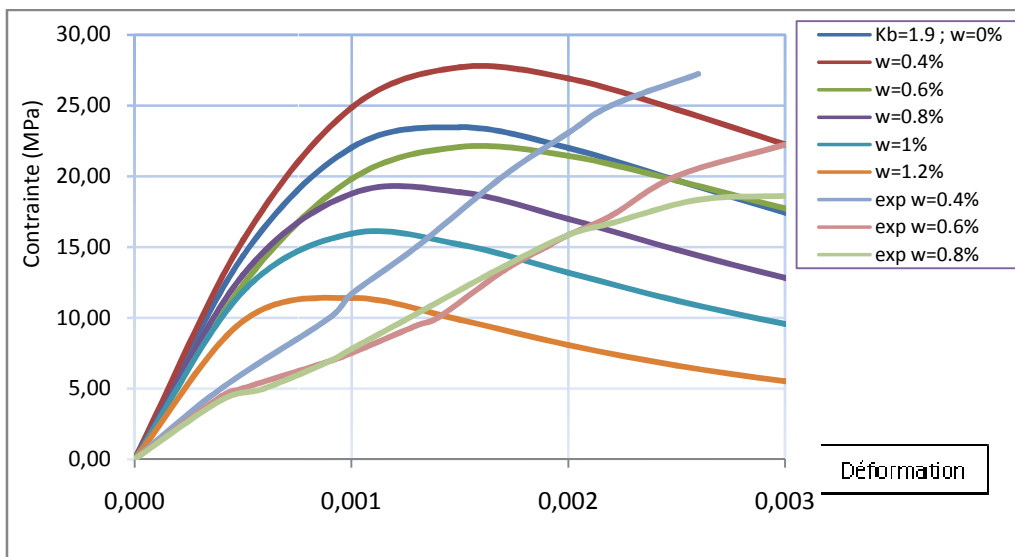
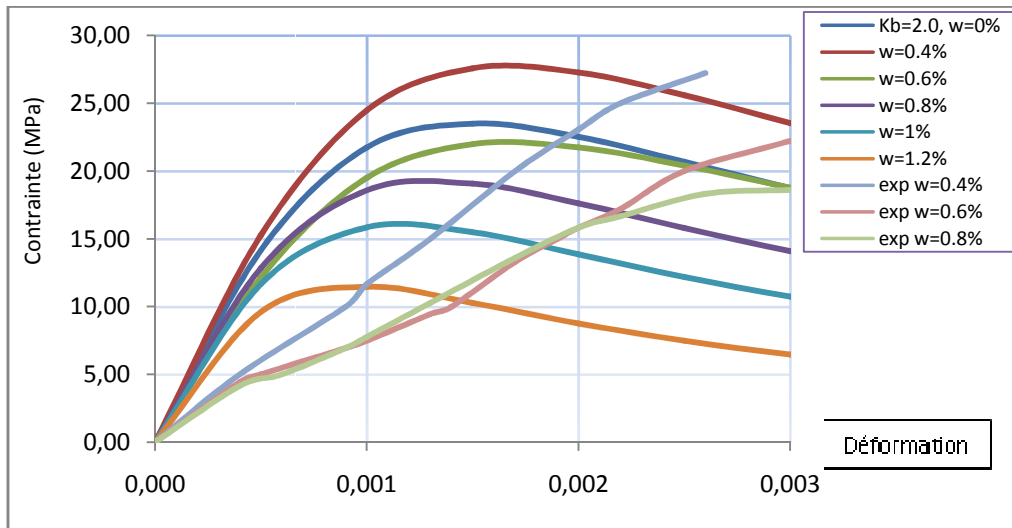
Selon les essais expérimentaux (réalisés par Mr. DJEBALLS), les courbes de compression obtenues (Fig.4.4) présentent un domaine linéaire élastique et un domaine non linéaire. La partie de la courbe située au delà de la contrainte maximale, correspondant à la résistance maximale f_{cj} , n'est pas enregistrée car la presse utilisée s'arrête dès l'apparition de la macrofissure résultant de la localisation des déformations

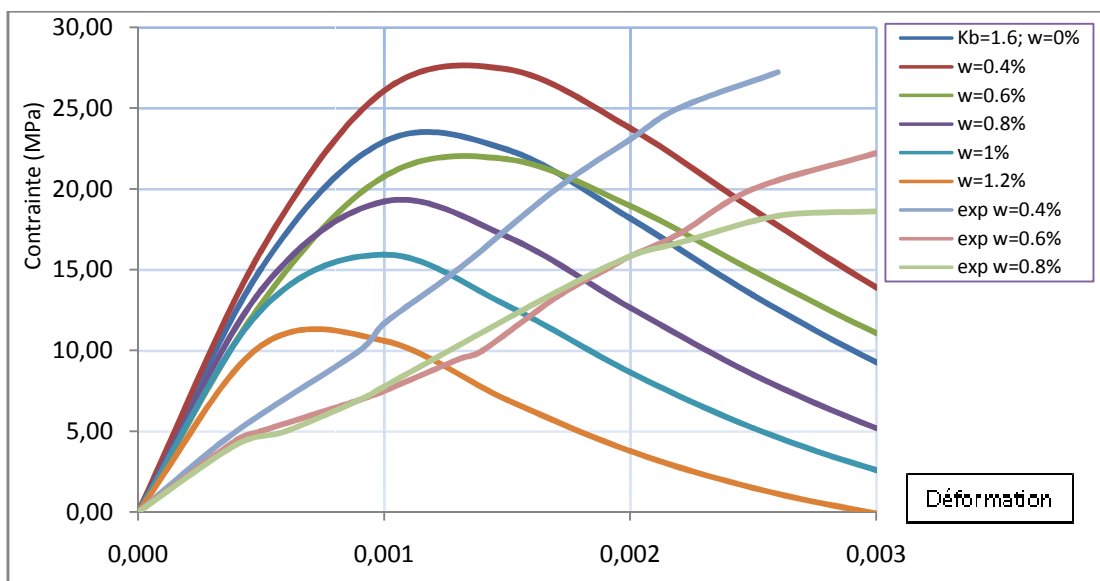
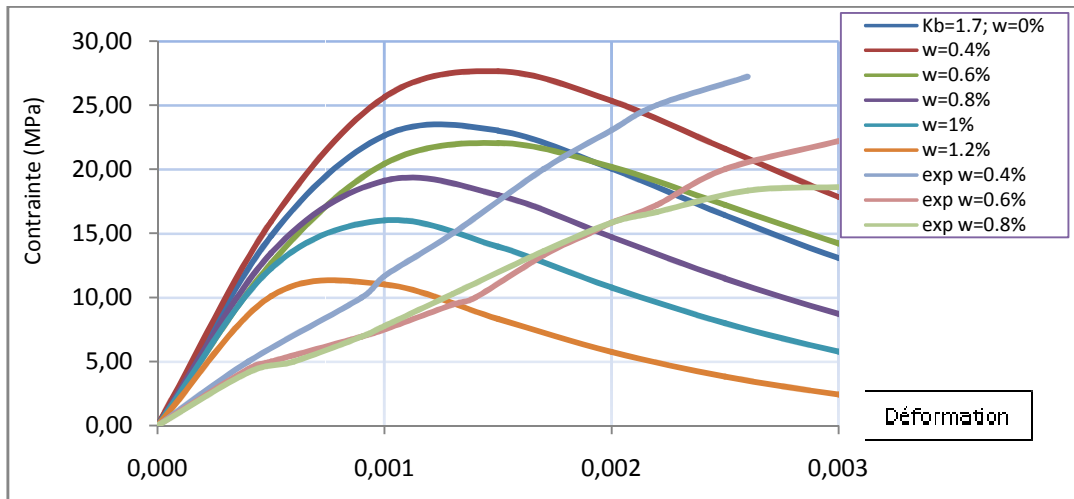
Nous observons que l'ajout des copeaux en faible pourcentage apporte une légère augmentation de la résistance (8 à 18%) et de la rigidité (3 à 8%). Par contre, avec l'augmentation du volume des fibres ces caractéristiques mécaniques tendent plutôt à diminuer. Ceci peut s'expliquer par la diminution de la compacité du matériau suite à la présence de cavités engendrées par le non remplissage des âmes des copeaux (rouleaux), surtout pour les grandes teneurs en fibres ($W=1\%$ et $1,2\%$). Pour ces teneurs, la diminution de la résistance du béton fibré par rapport à celle du béton témoin avoisine les 40% (30% à 50%) et celle du module de Young 30% (15% à 35%). Ce résultat concorde bien avec les observations de ROSSI [ROS. 91]. Les courbes de compression obtenues ci-dessus, présentent un domaine linéaire élastique et un domaine non linéaire. La partie de la courbe située au-delà de la contrainte maximale, correspondant à la résistance maximale f_{cj} , n'est pas enregistrée car la presse utilisée s'arrête dès l'apparition de la macro-fissure résultant de la

localisation des déformations, ce qui engendre une diminution brutale de la résistance exprimée par une courbe descendante.

- Pour notre cas, tenant compte de huit valeurs de paramètres (K_b), nous obtiendrons les courbes suivantes :





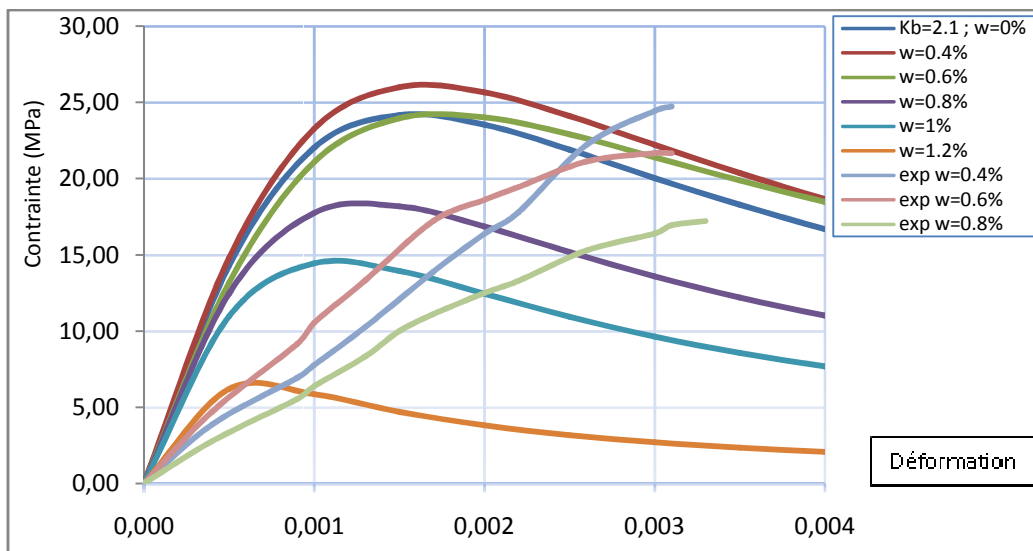
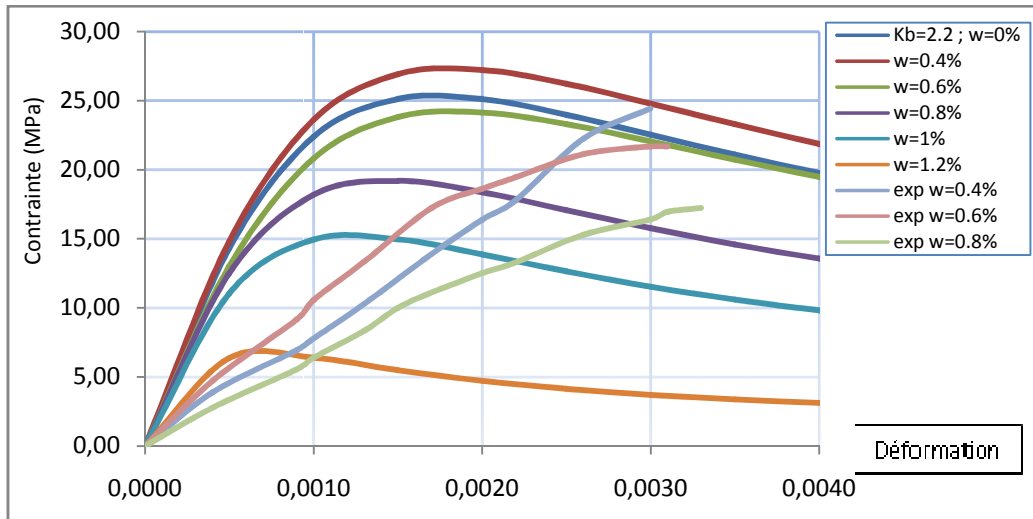
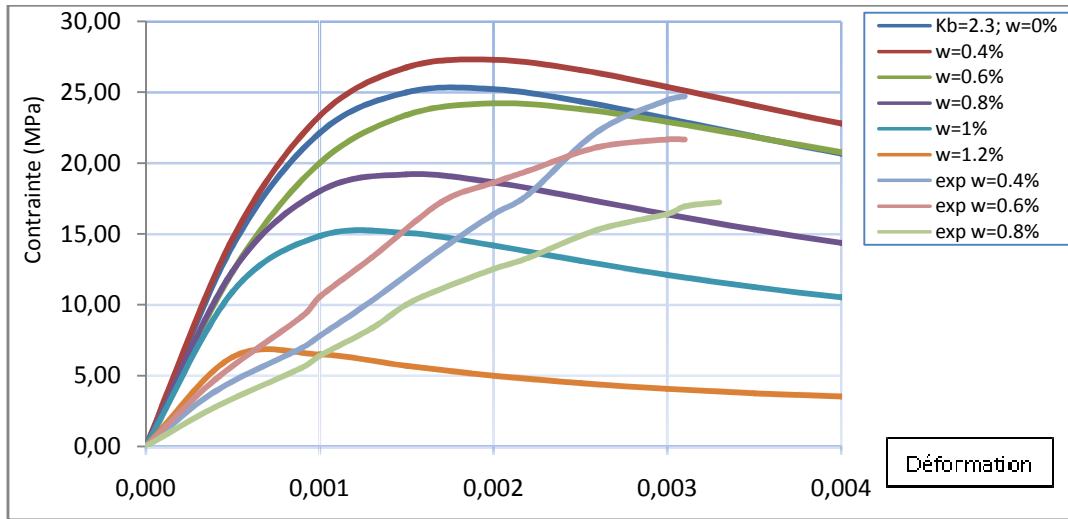


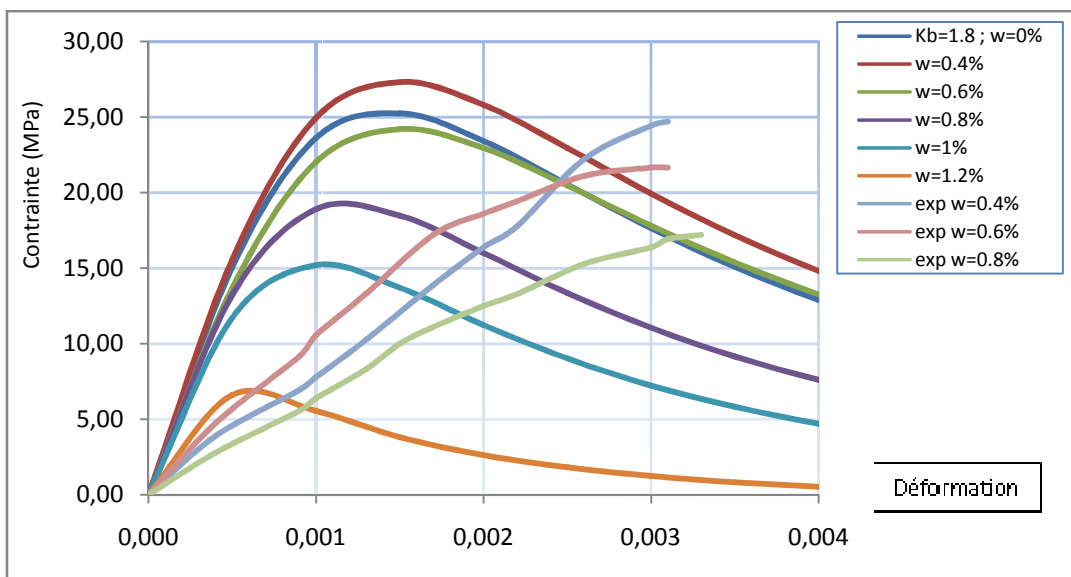
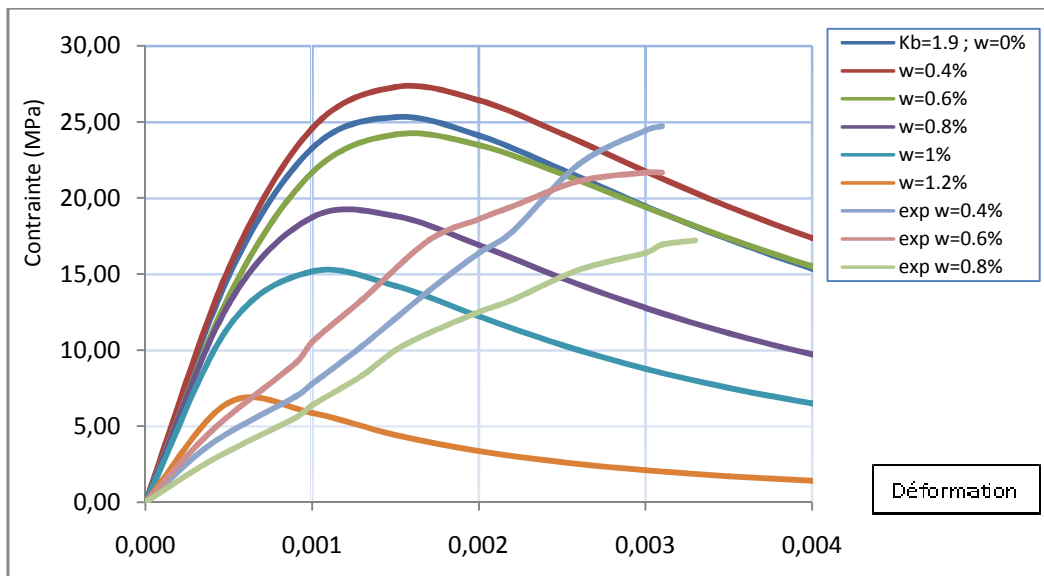
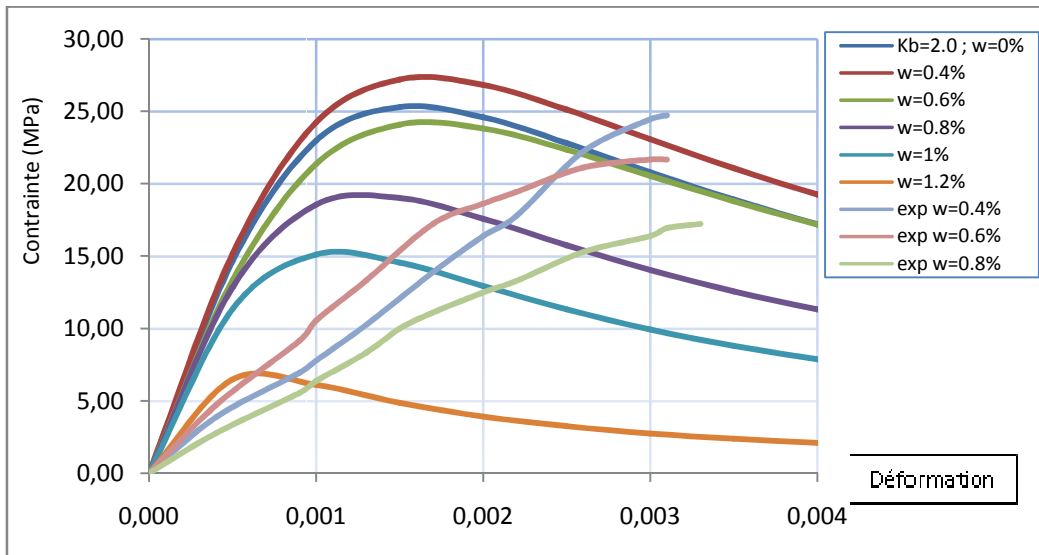
Courbes (contrainte – déformation) pour S/G = 0,8

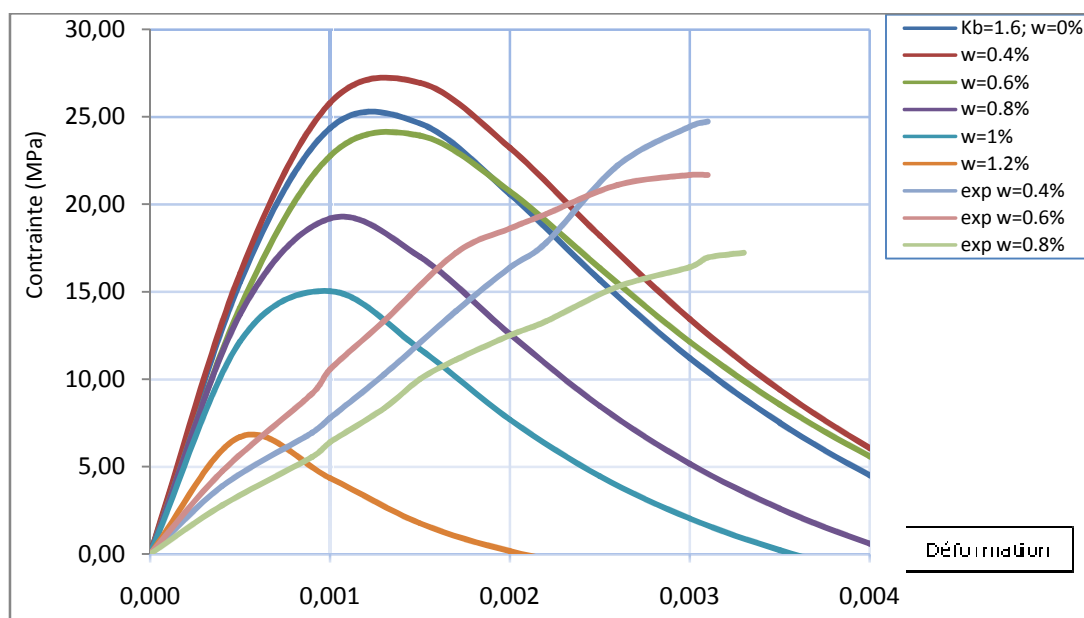
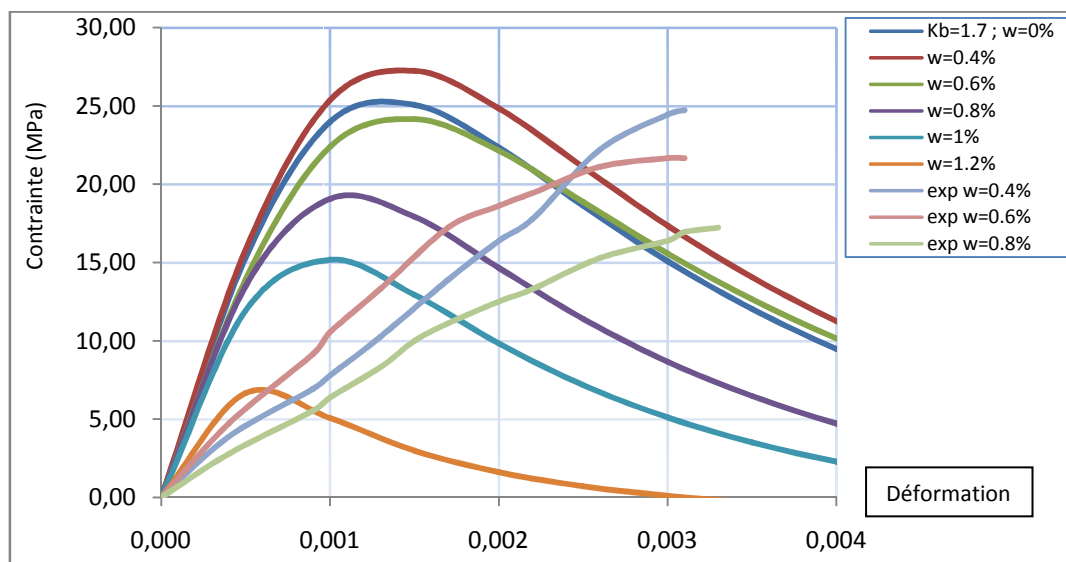
D’après ces courbes, nous observons bien que seul le dosage qui améliore la contrainte de béton est $w = 0,4\%$ par rapport au béton témoin, par contre les dosages (0.6%, 0.8%, 1% et 1.2%) n’apportent aucune amélioration.

De plus on distingue bien que le paramètre (K_b) influe d’une manière remarquable sur la branche descendante de la courbe, et à chaque fois il augmente, la pente devienne plus douce.

Comparant aux résultats expérimentaux, on remarque que les courbes obtenues du calcul numérique présentent presque le même pic (même valeur de contrainte au sommet) soit une différence de 0.87% pour une teneur de fibre $w=0.4\%$, 0.99% pour $w=0.6\%$ et 1.98% pour $w=0.8\%$.







Courbes (contrainte – déformation) pour $S/G = 1$

De même que pour $S/G = 0,8$, nous observons bien que seul le dosage $w = 0,4\%$ qui améliore la contrainte de béton, par contre les dosages (0.6%, 0.8%, 1% et 1.2%) n'apportent aucune amélioration (la contrainte diminue surtout pour $w = 1\%$ et $w = 1.2\%$ où elle chute de 19,17 MPa à 15,03 MPa puis à 6,69 MPa).

De plus on distingue bien que le paramètre (K_b) influe d'une manière remarquable sur la branche descendante de la courbe, et à chaque fois il augmente, la pente devienne plus douce.

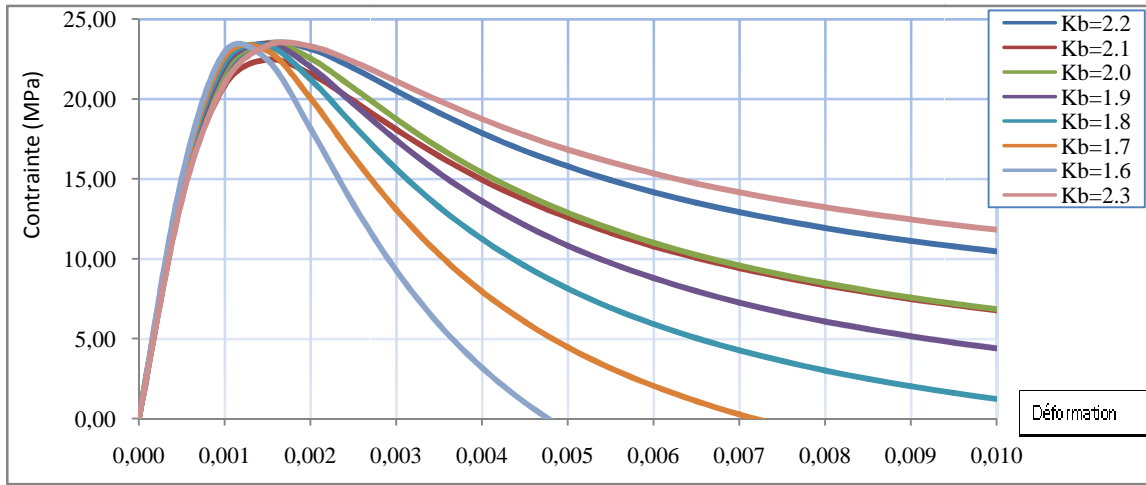
Comparant aux résultats expérimentaux, on remarque que : pour le rapport ($S/G = 1$) les valeurs numériques donnent plus de résistances au pic (valeur de contrainte au sommet) soit une différence de 9.43% pour une teneur de fibre $w = 0.4\%$, 11.21% pour $w = 0.6\%$ et 9.93% pour $w = 0.8\%$.

❖ Pour notre étude ; en faisant varier le paramètres (K'_b) pour chaque rapport Sable/Gravier ($S/G = 0,8$ et $S/G = 1$) et pour chaque teneur en fibre, nous obtiendrons les graphes suivants qui montrent l'influence de ce paramètre sur la courbe *contrainte – déformation*.

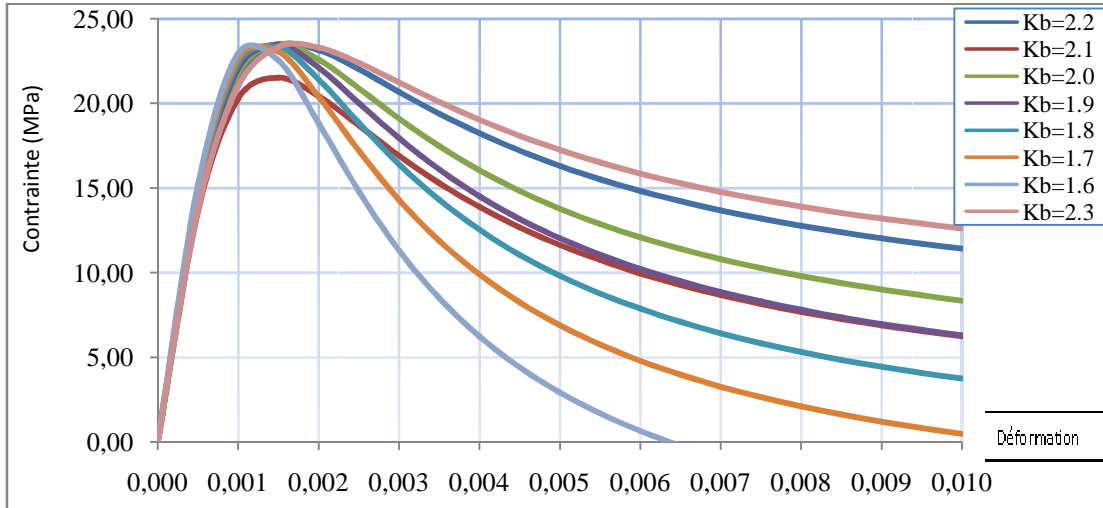
A- Pour $S/G=0,8$

a- $W=0\%$

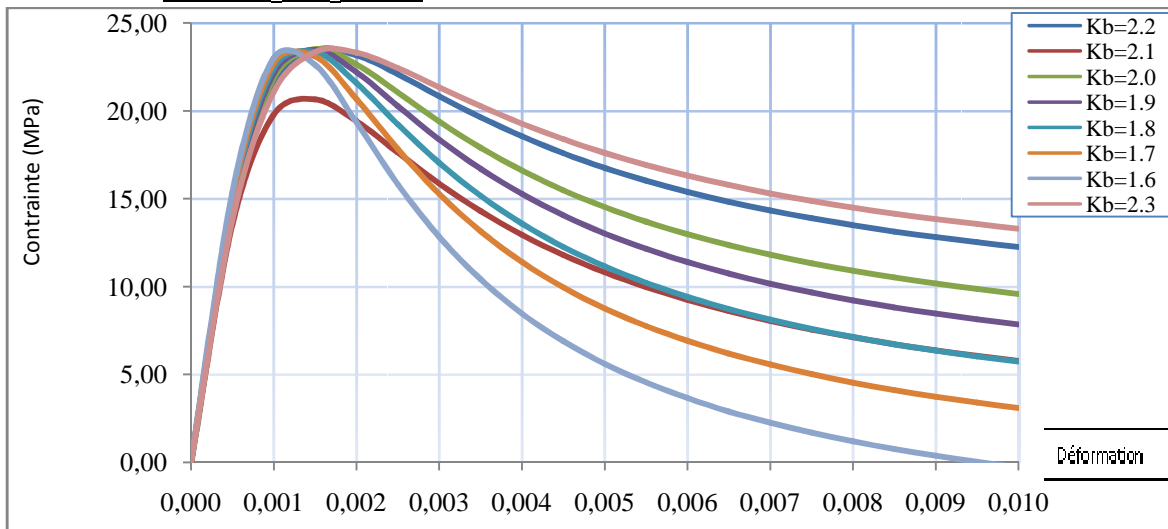
a.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



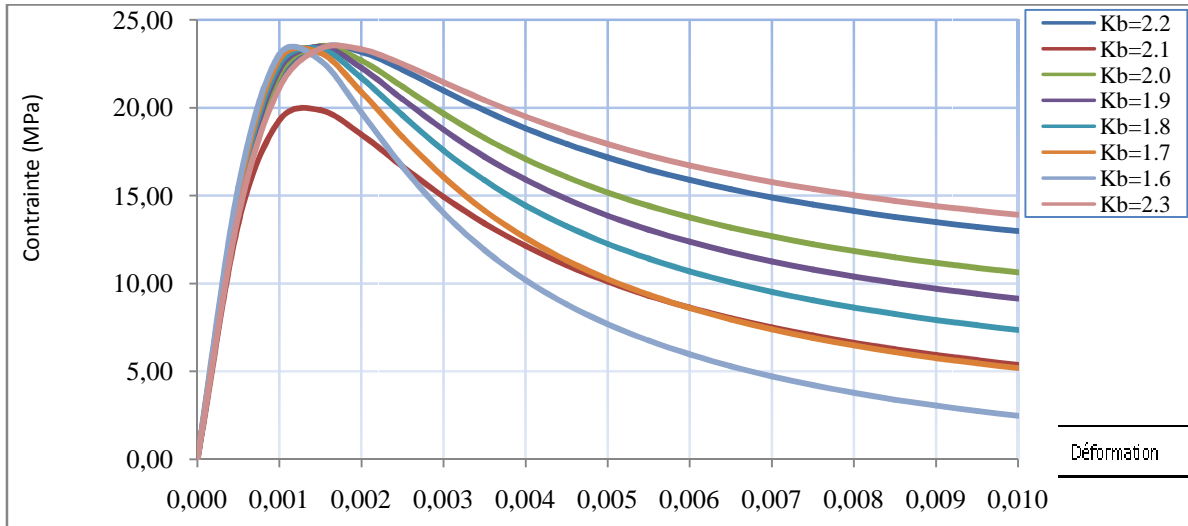
a.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



a.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

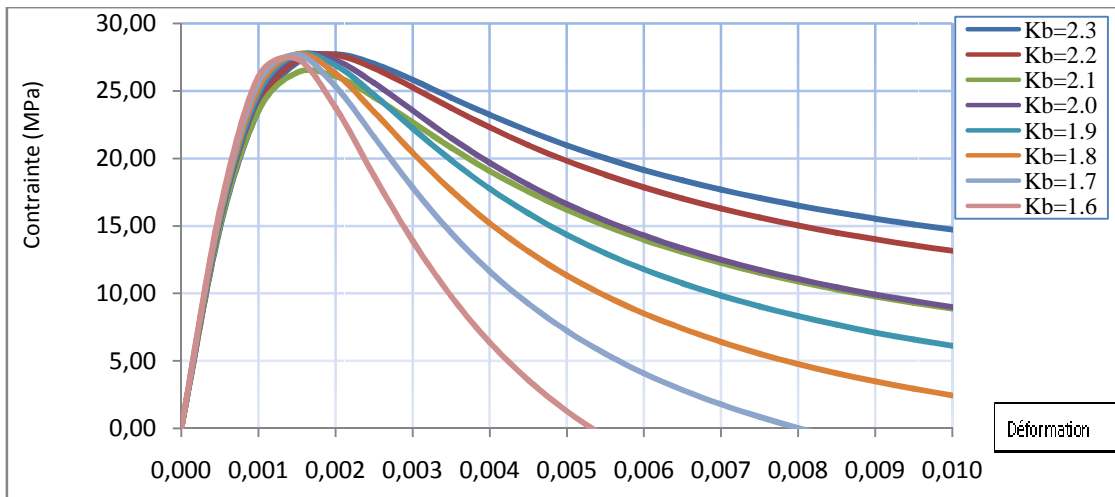


a.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

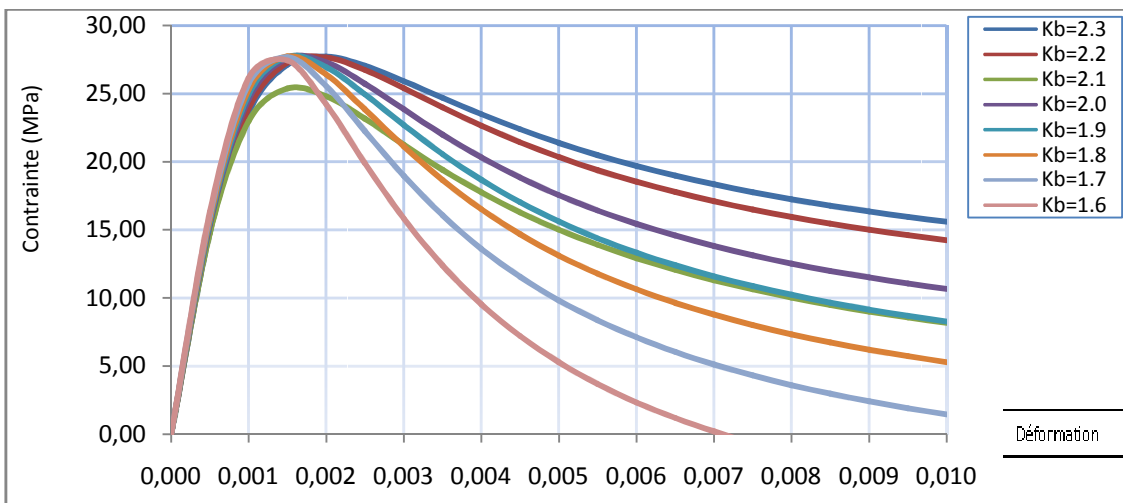


b- $W=0,4\%$

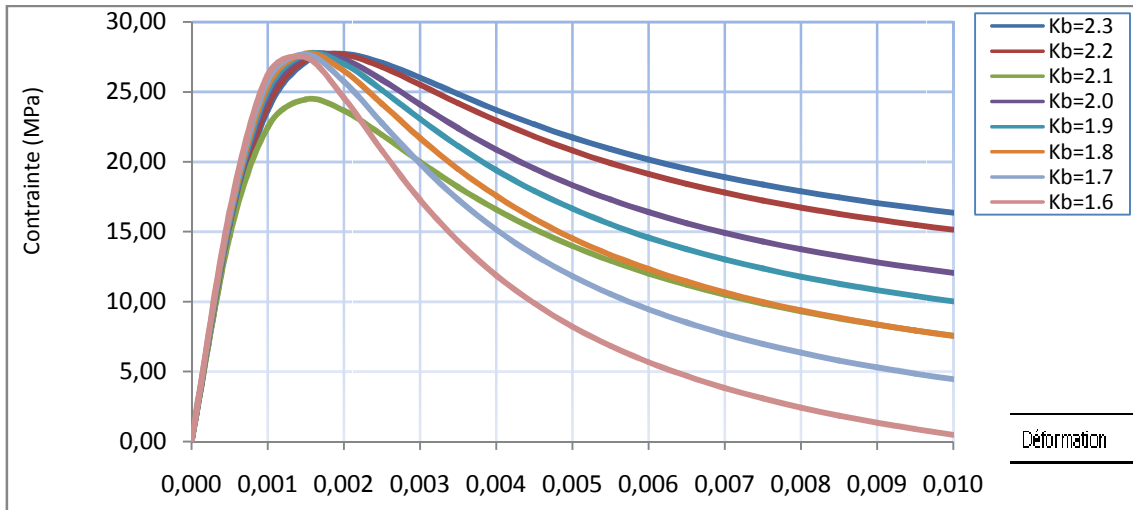
b.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



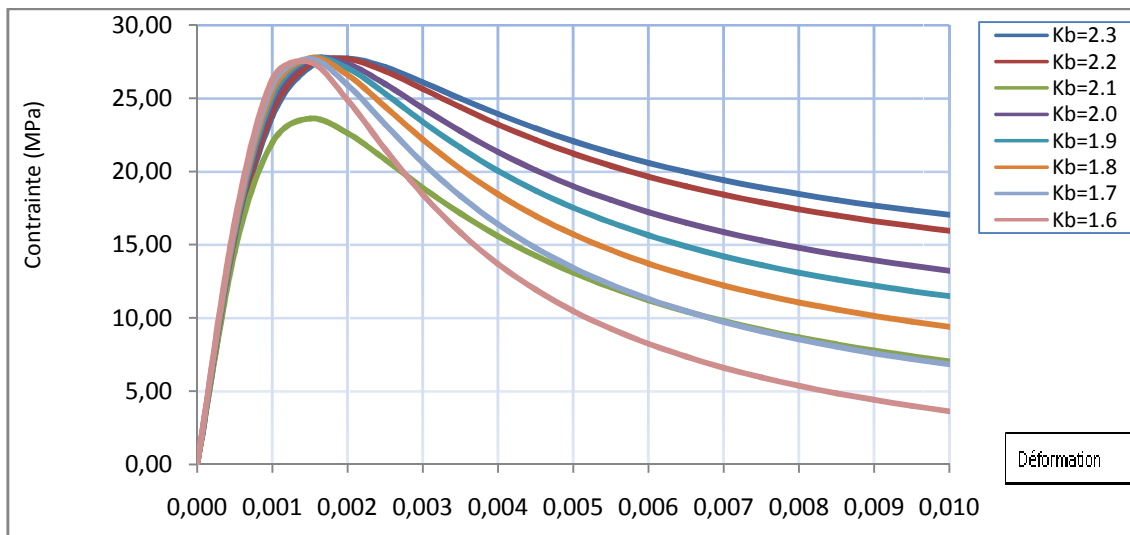
b.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



b.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

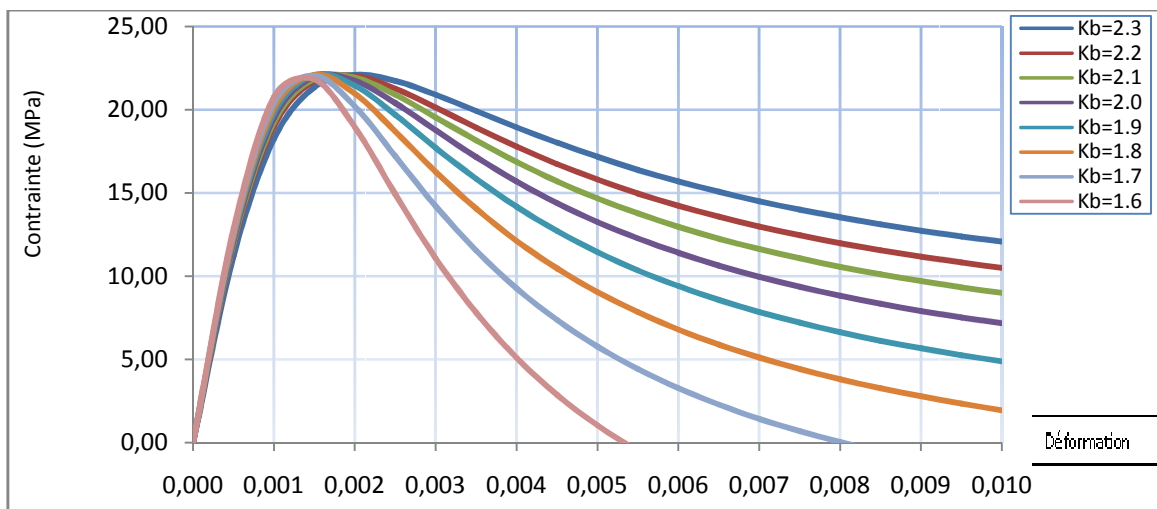


b.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

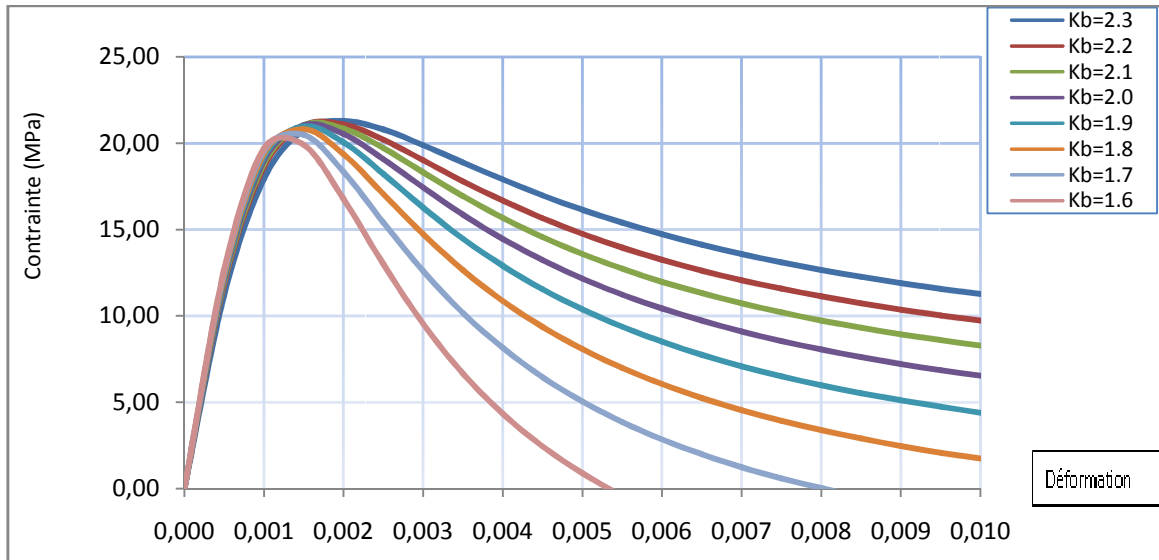


c- W=0,6 %

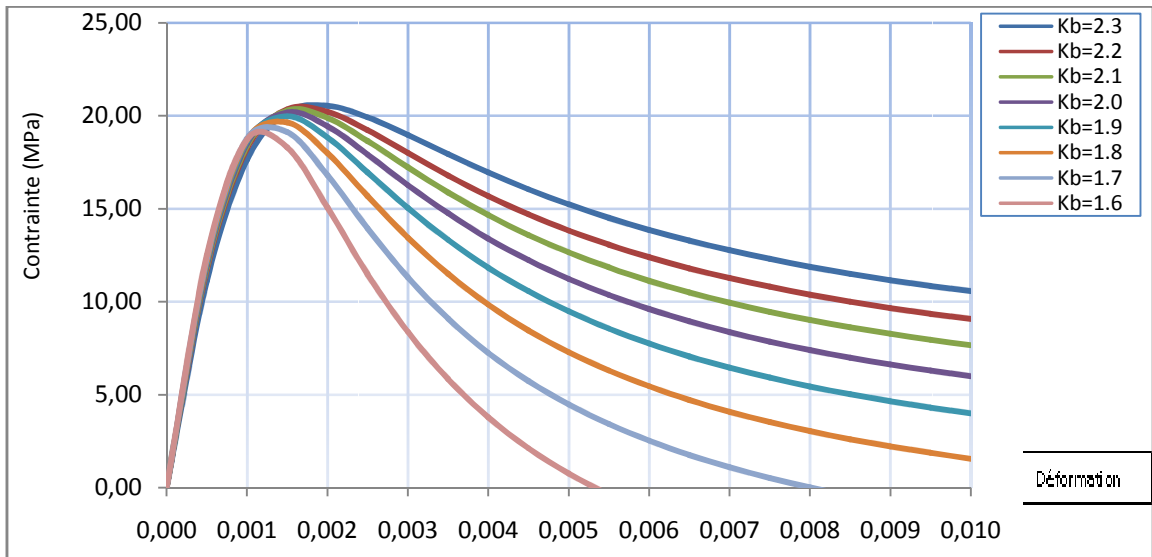
c.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



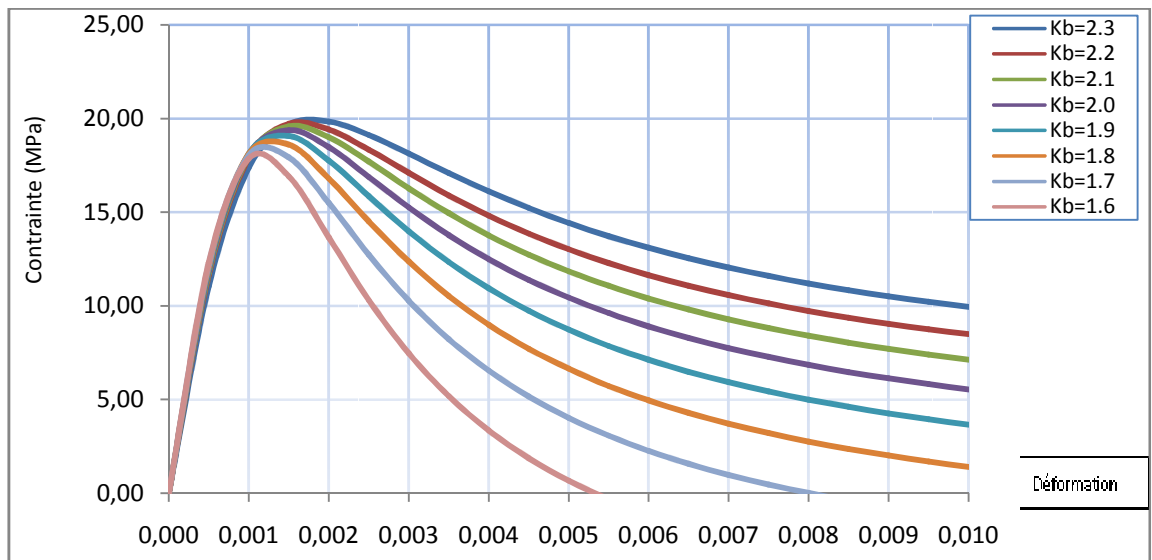
c.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



c.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

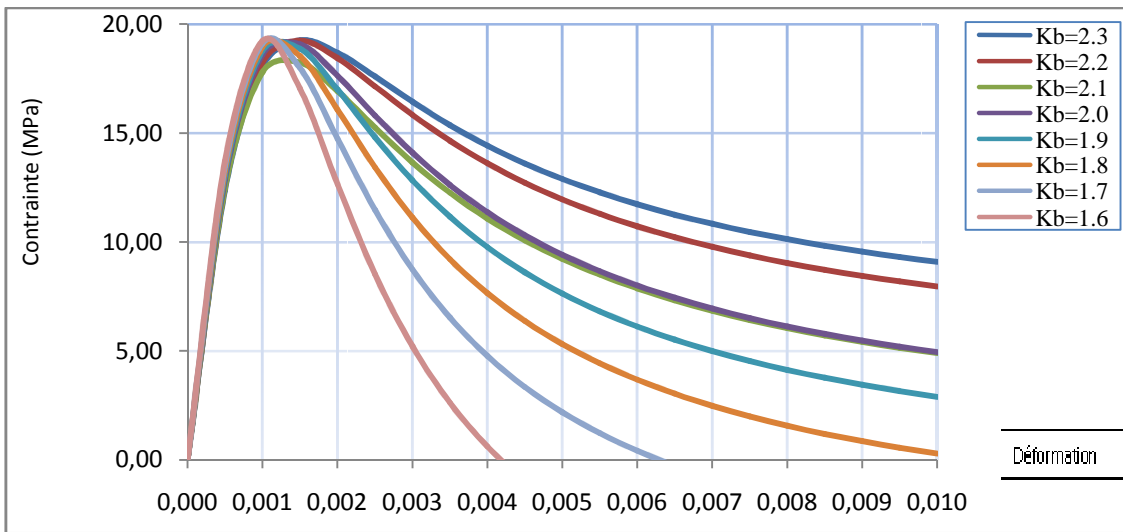


c.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

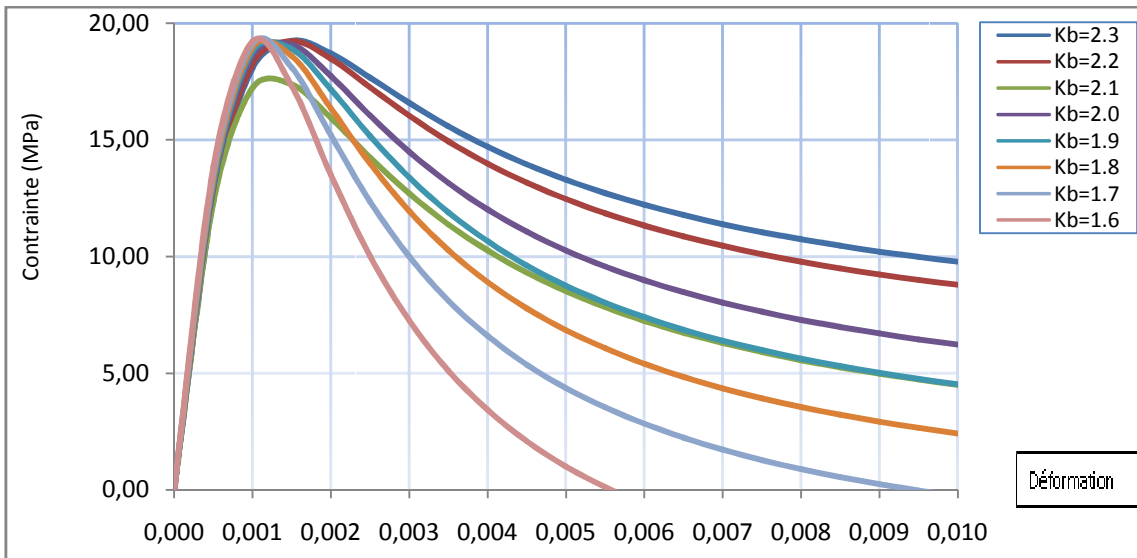


d- $W=0,8\%$

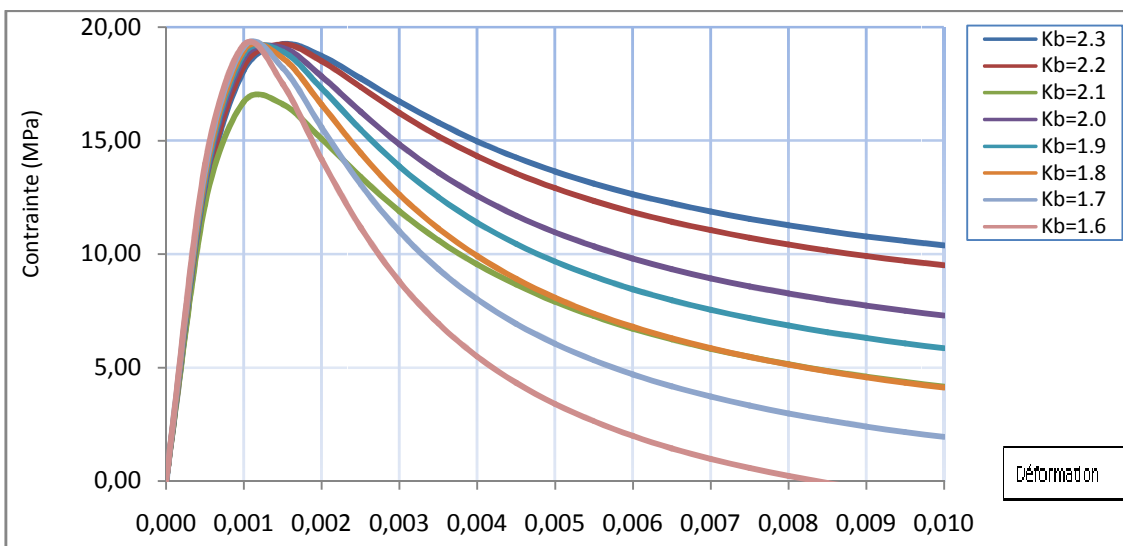
d.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



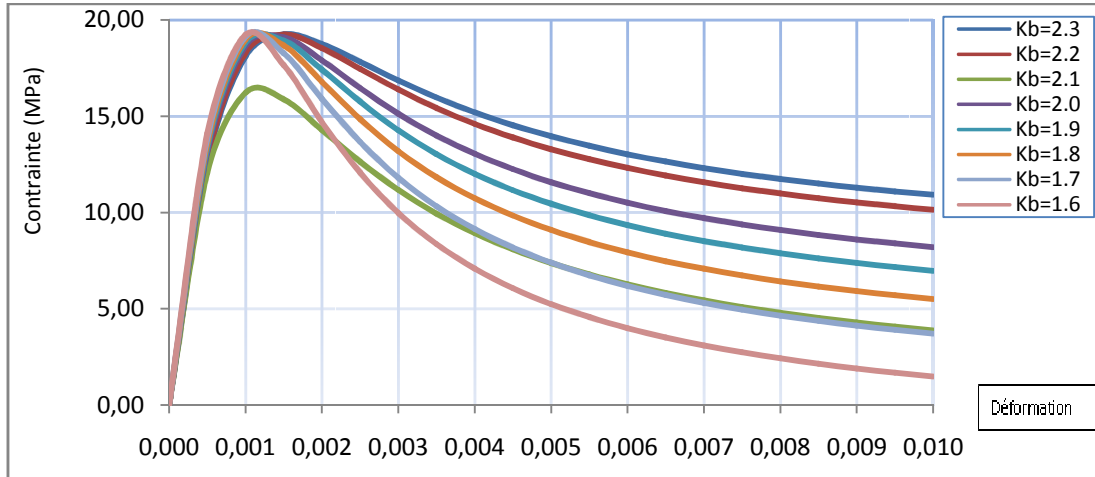
d.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



d.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

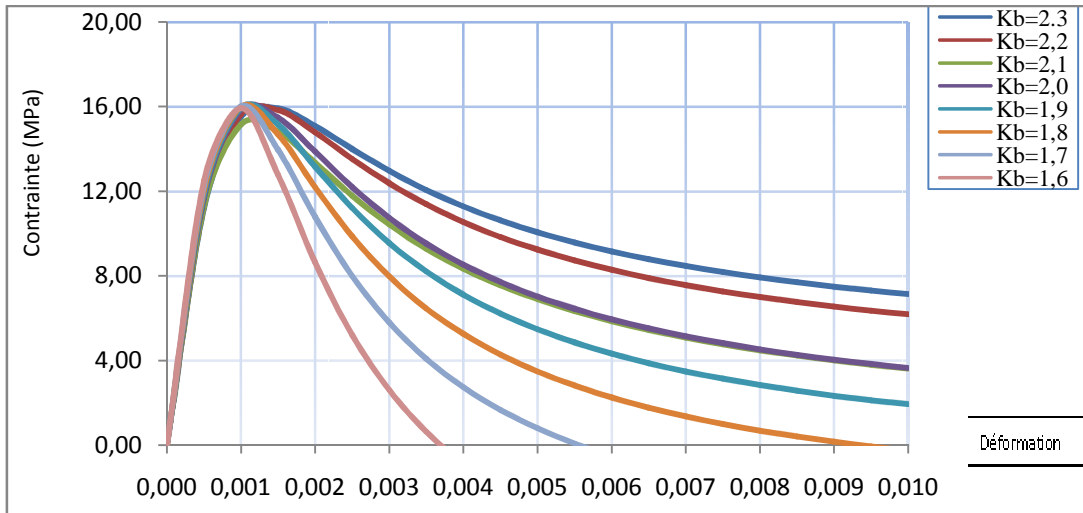


d.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

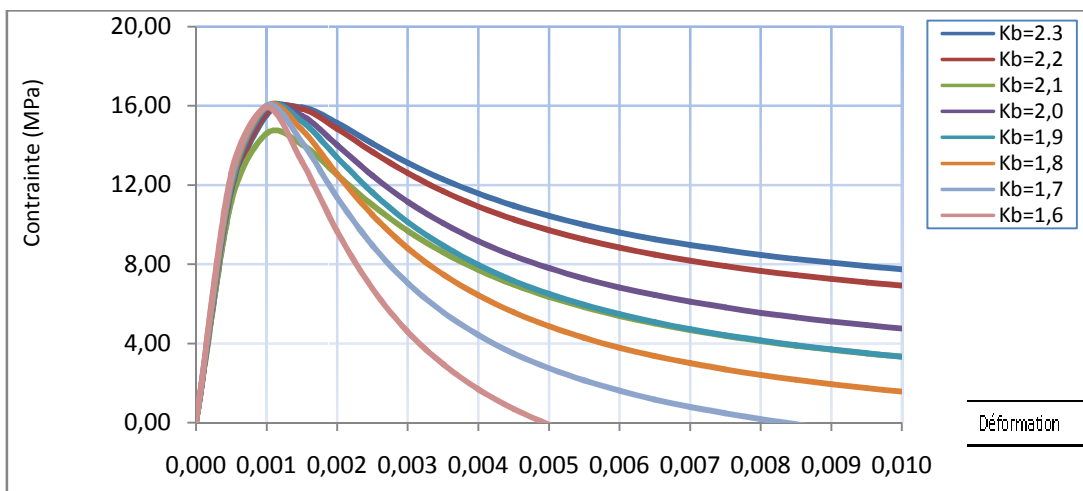


e- $W=1\%$

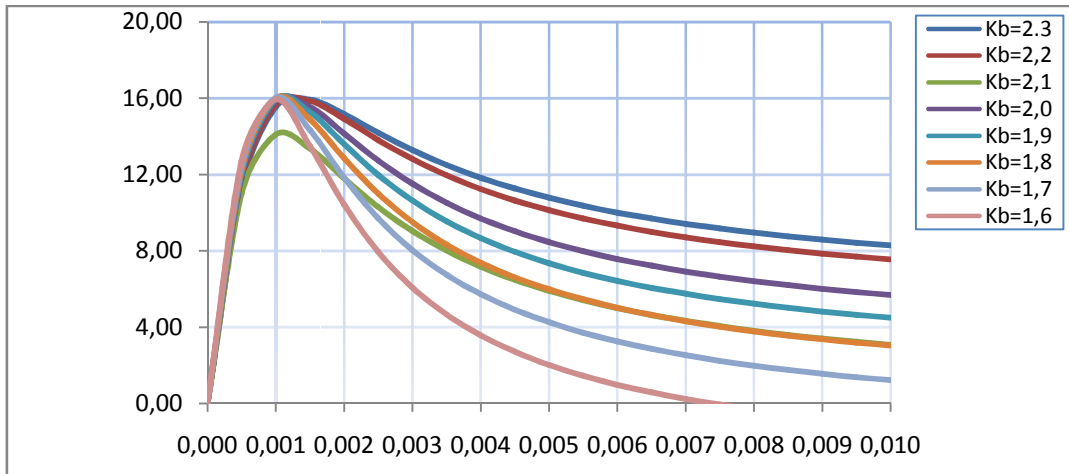
e.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



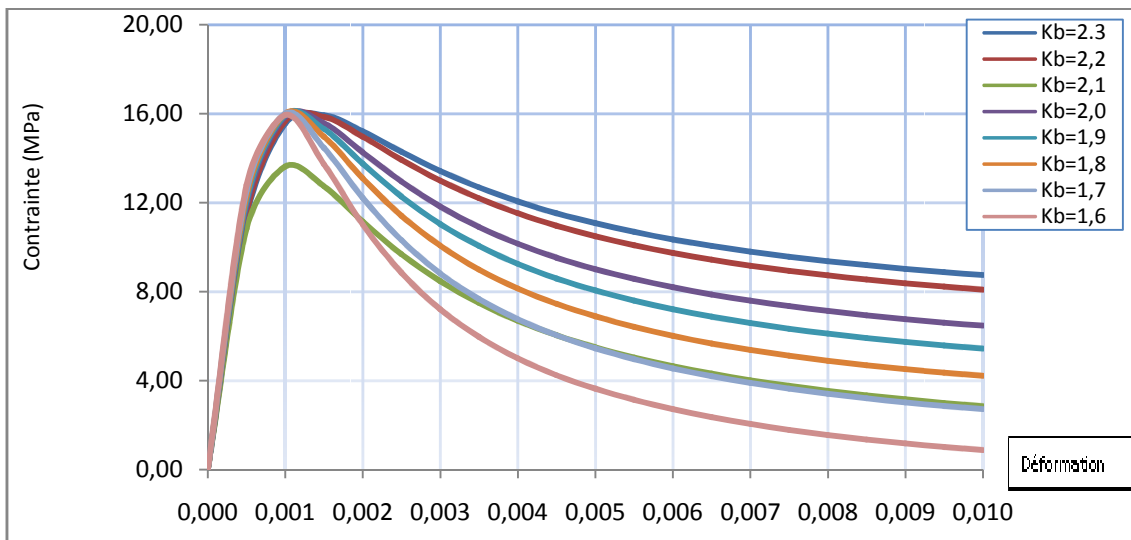
e.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



e.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

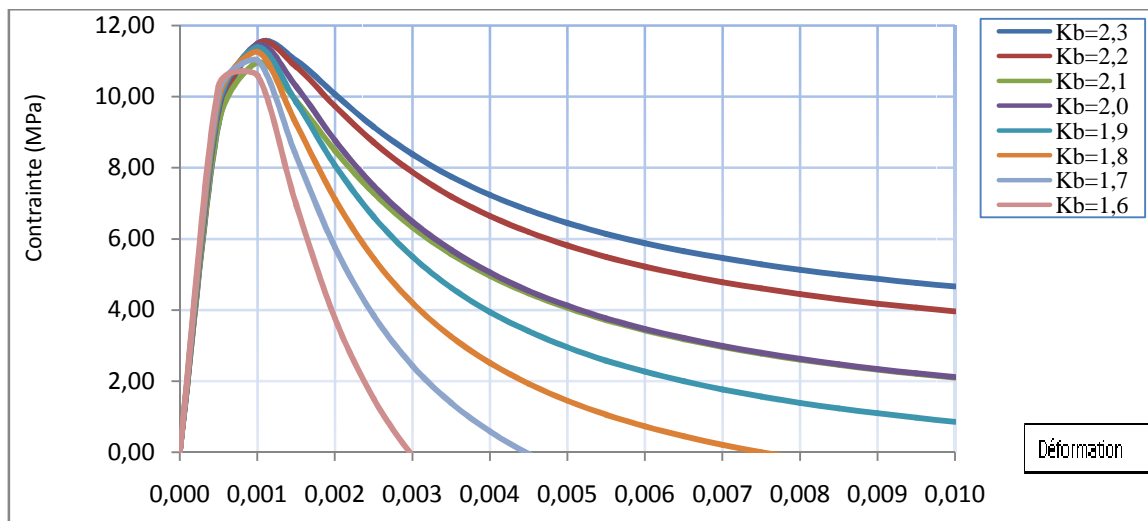


e.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

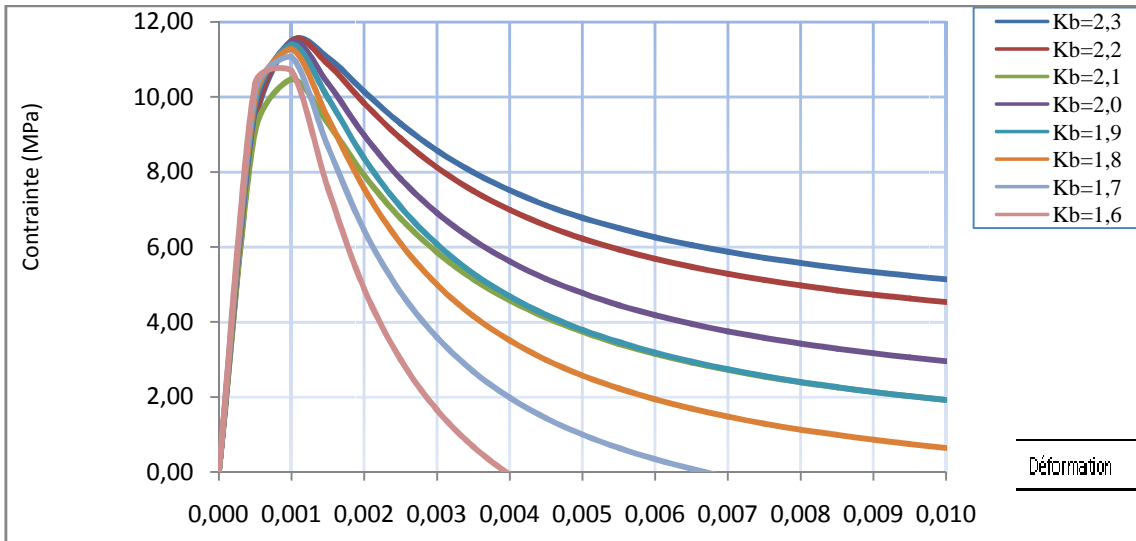


f- W=1,2%

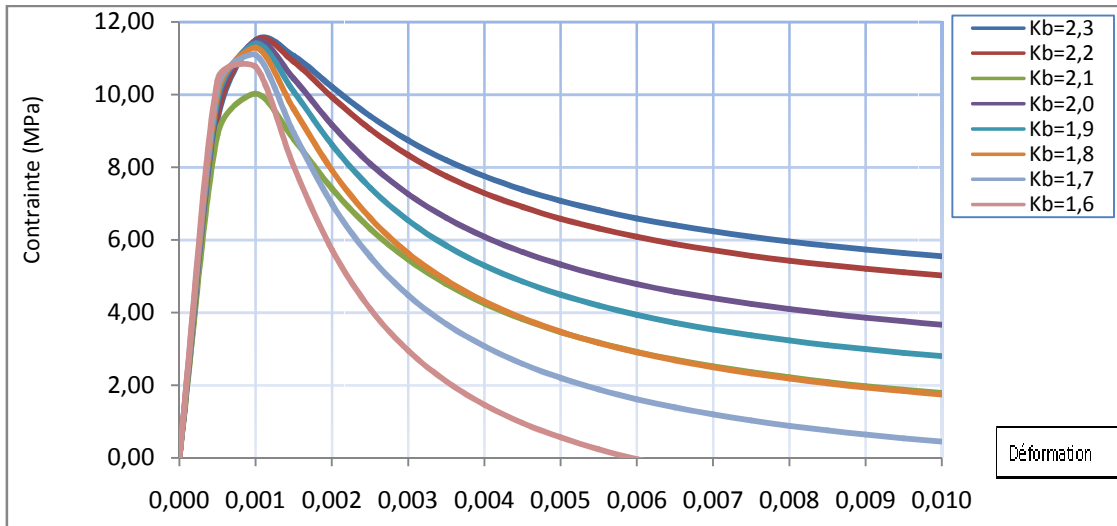
f.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



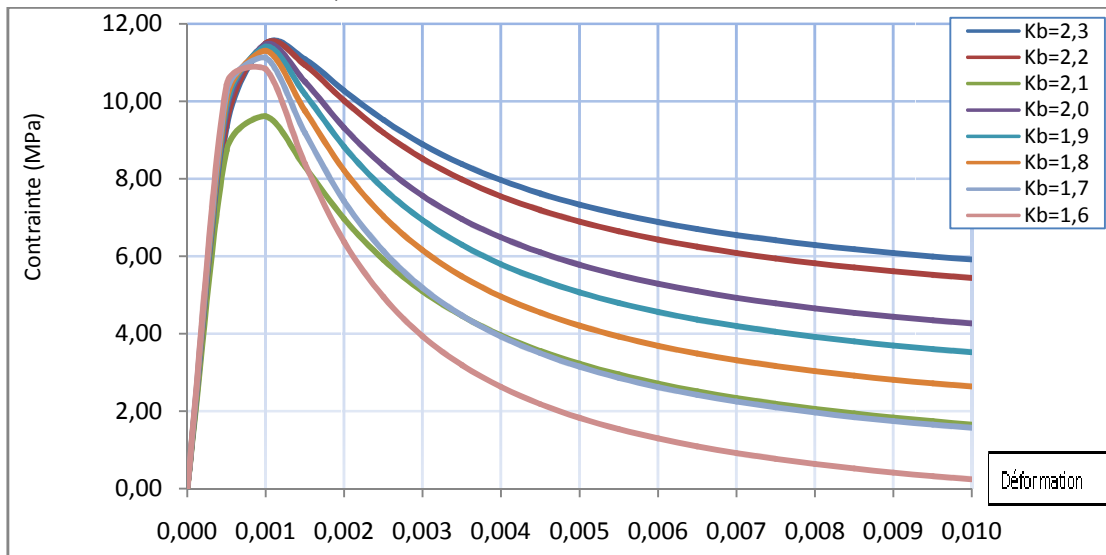
f.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



f.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:



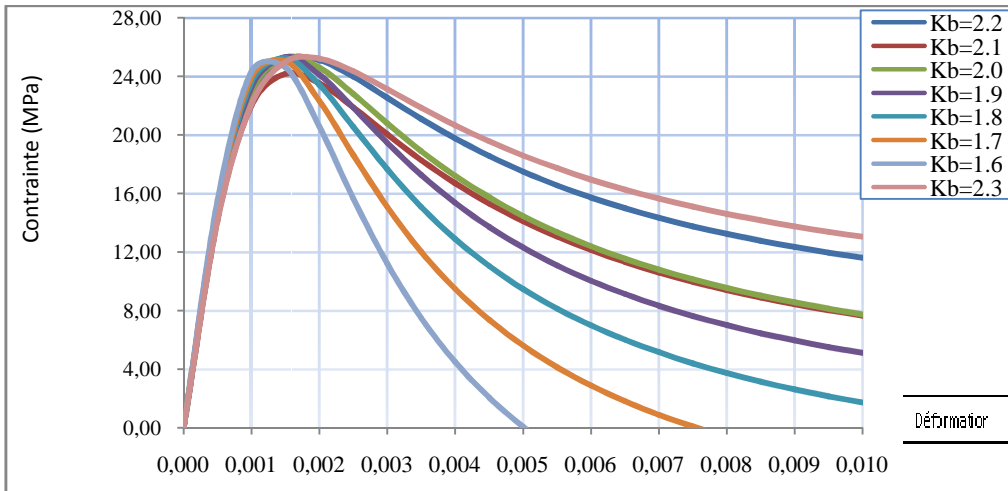
f.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:



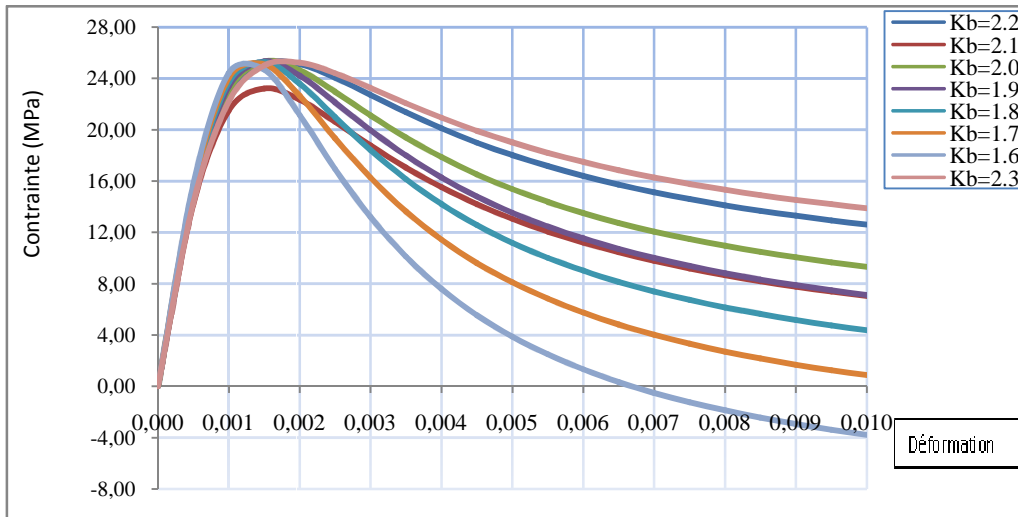
B- Pour S/G=1

a- W=0%

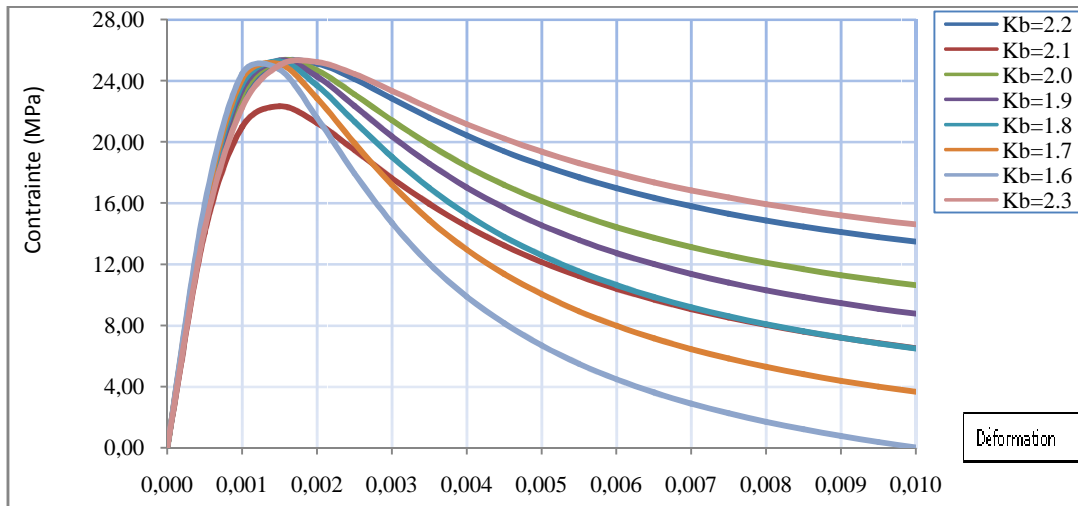
a.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



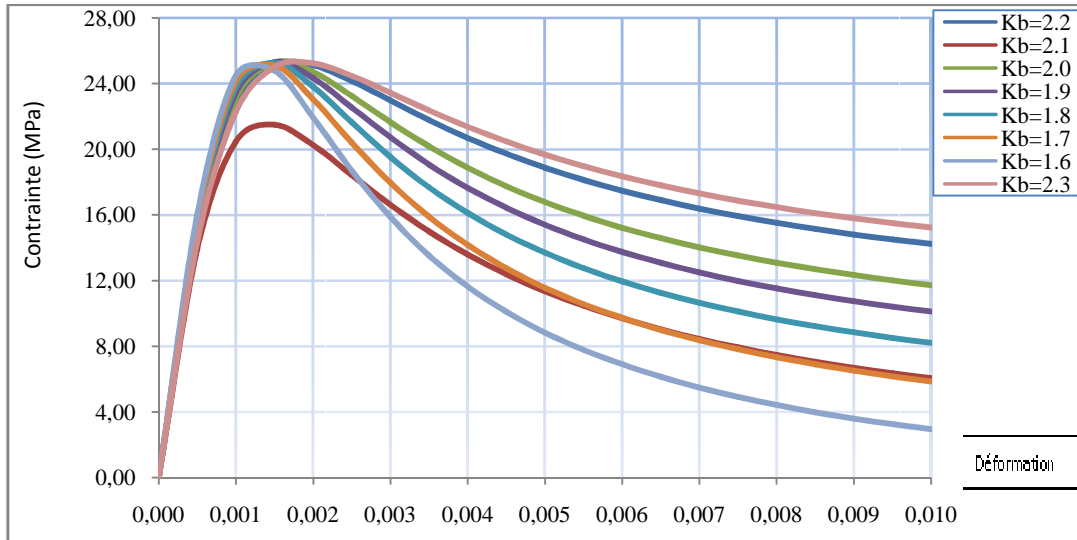
a.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



a.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

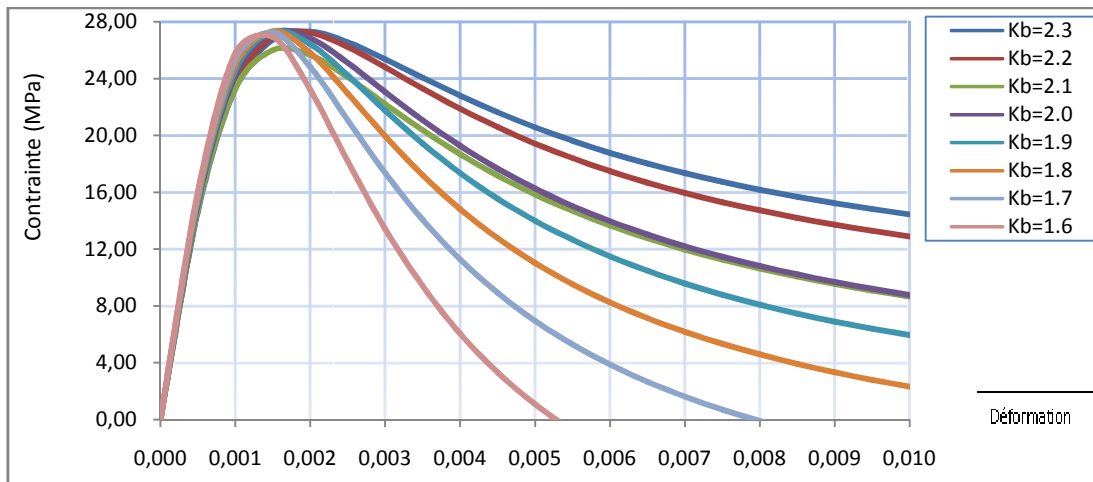


a.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

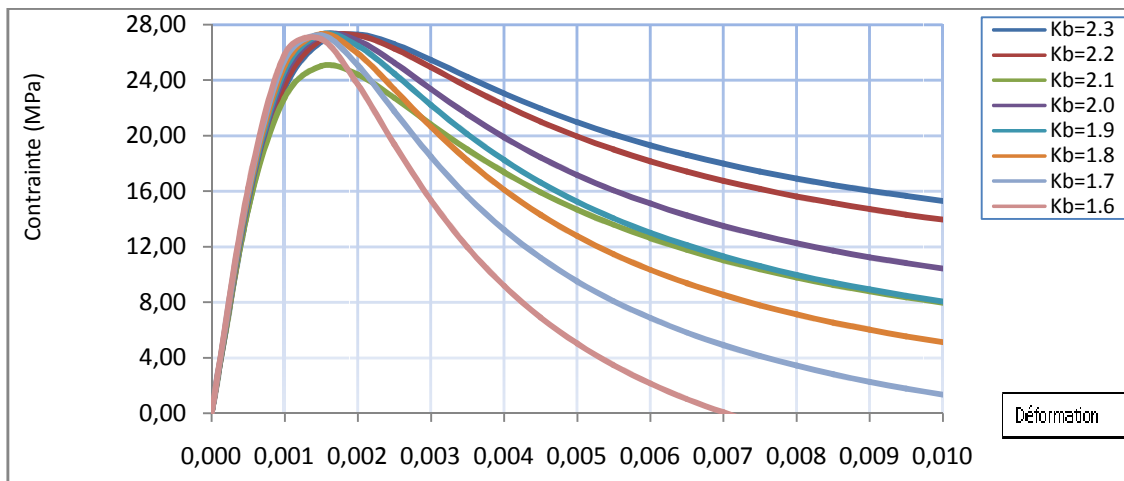


b- $W=0,4\%$

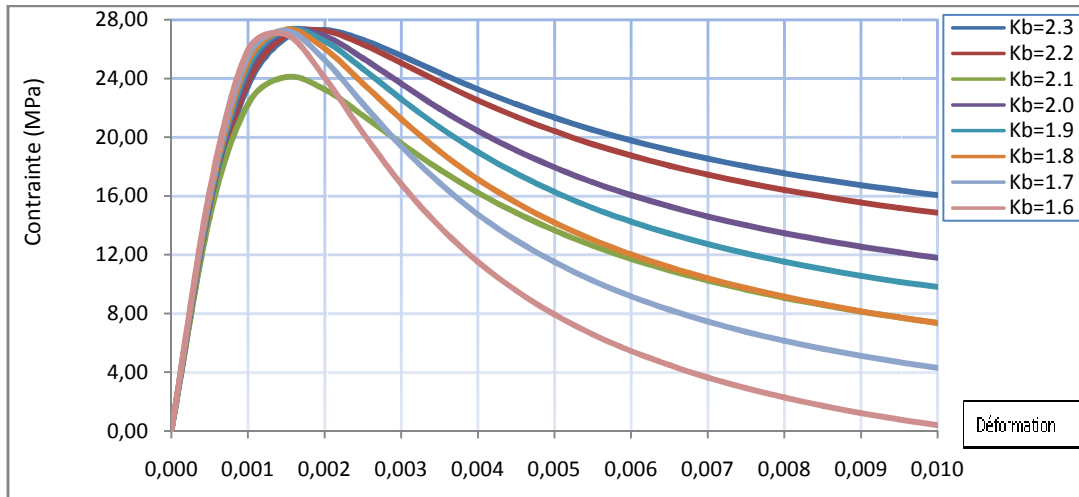
b.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



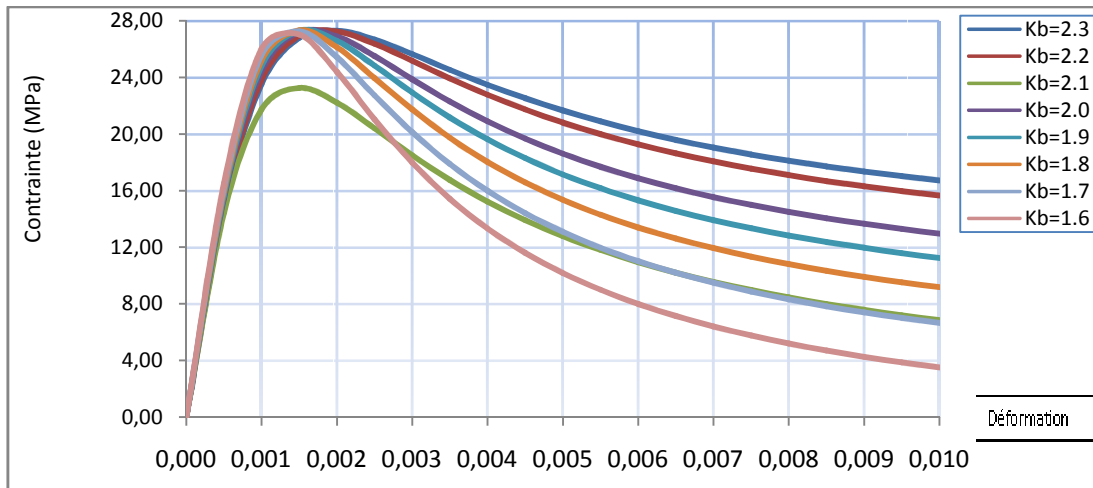
b.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



b.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

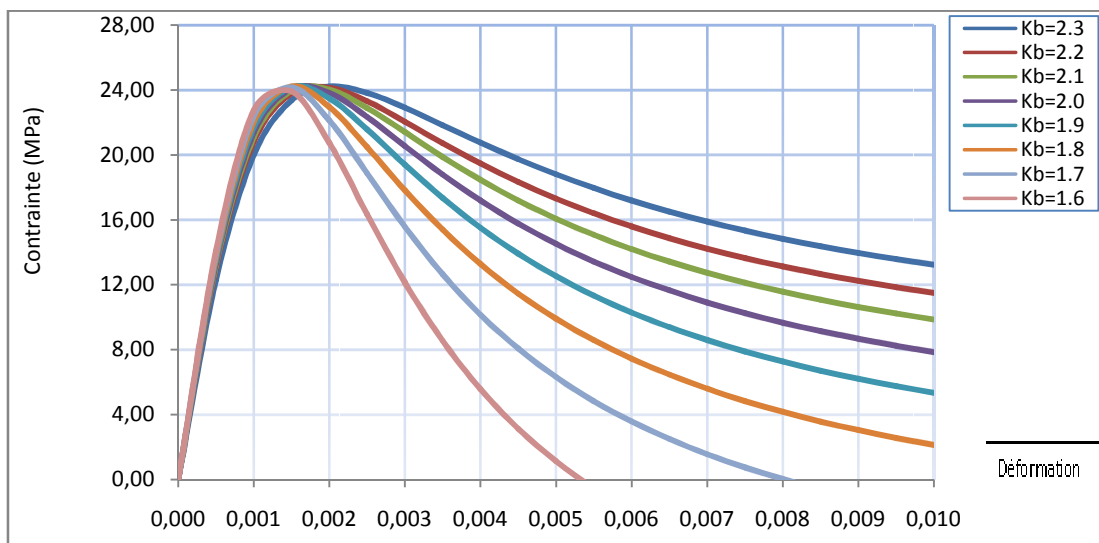


b.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

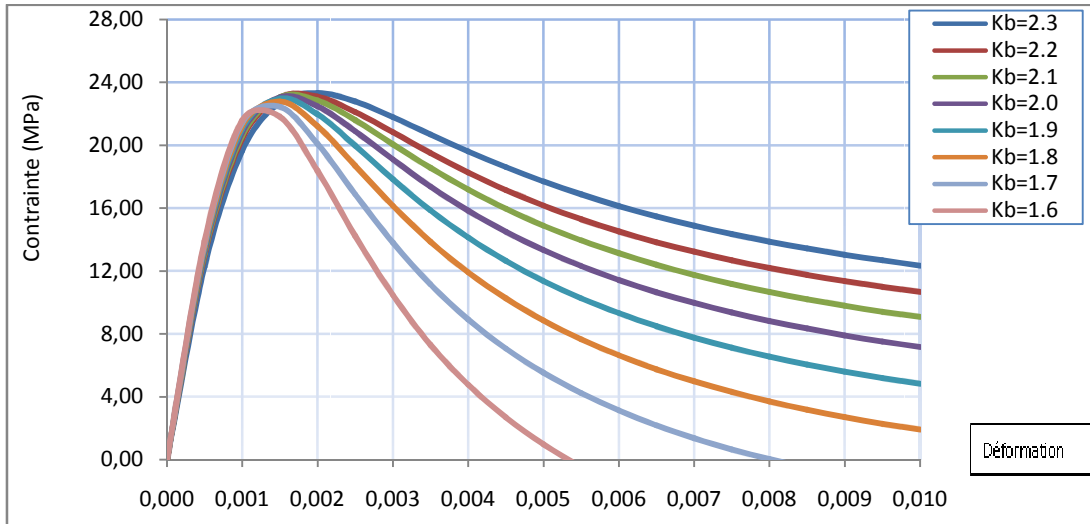


c- $W=0,6\%$

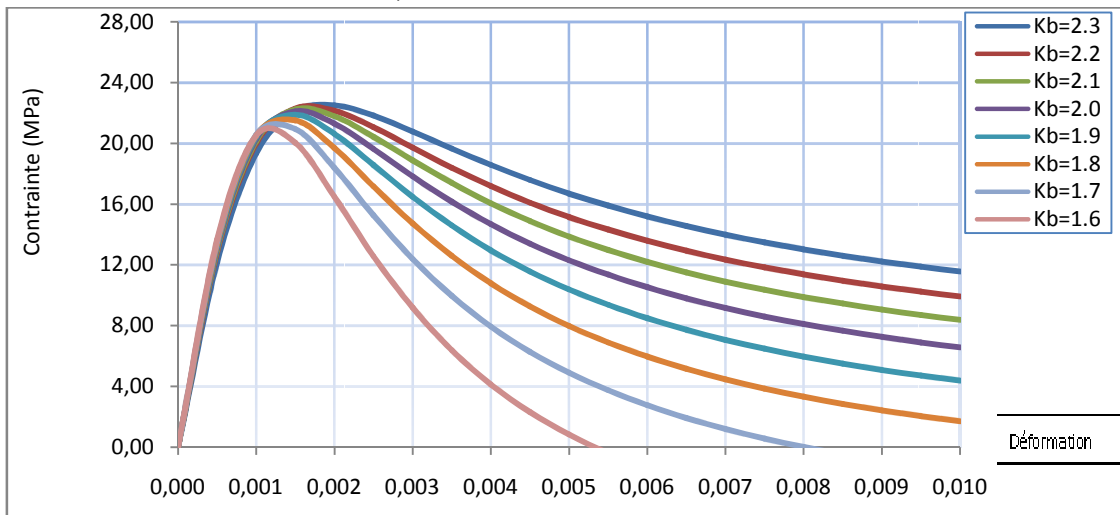
c.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



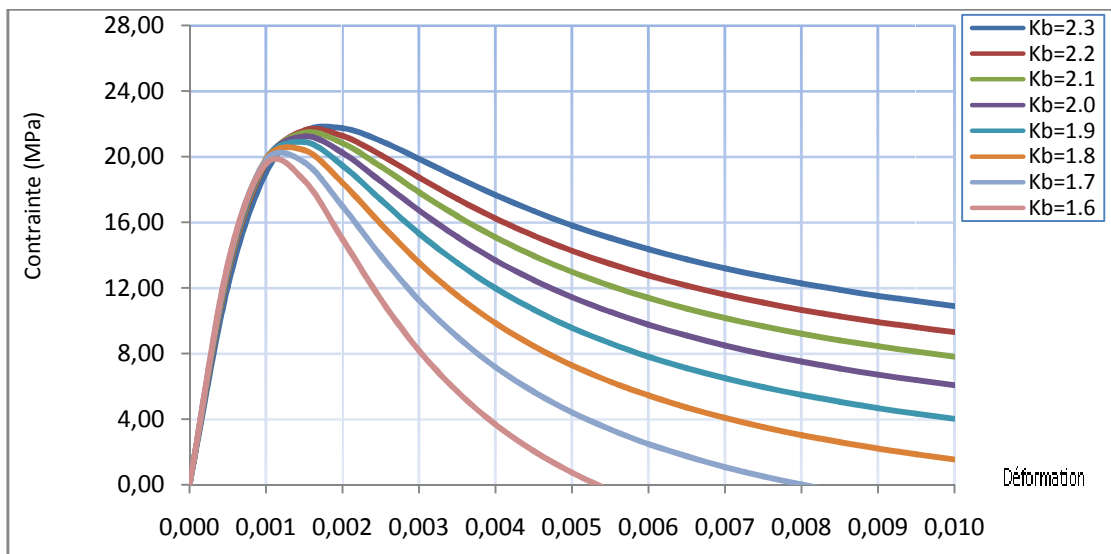
c.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



c.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

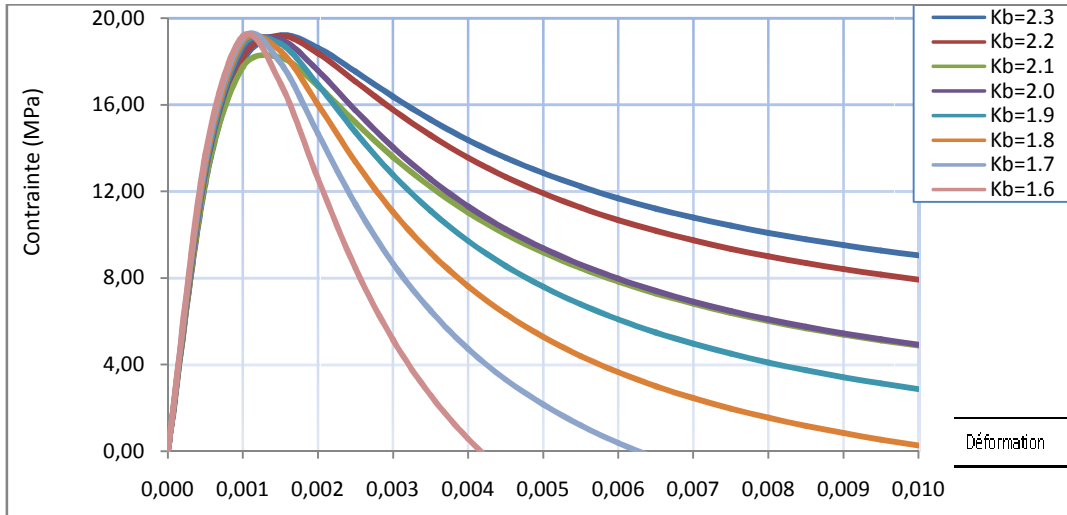


c.3- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

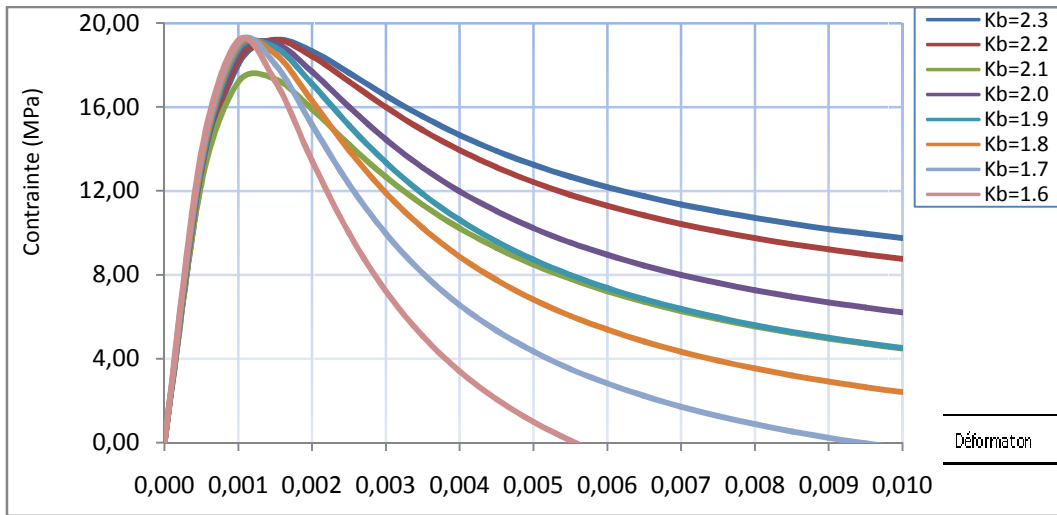


d- $W=0,8\%$

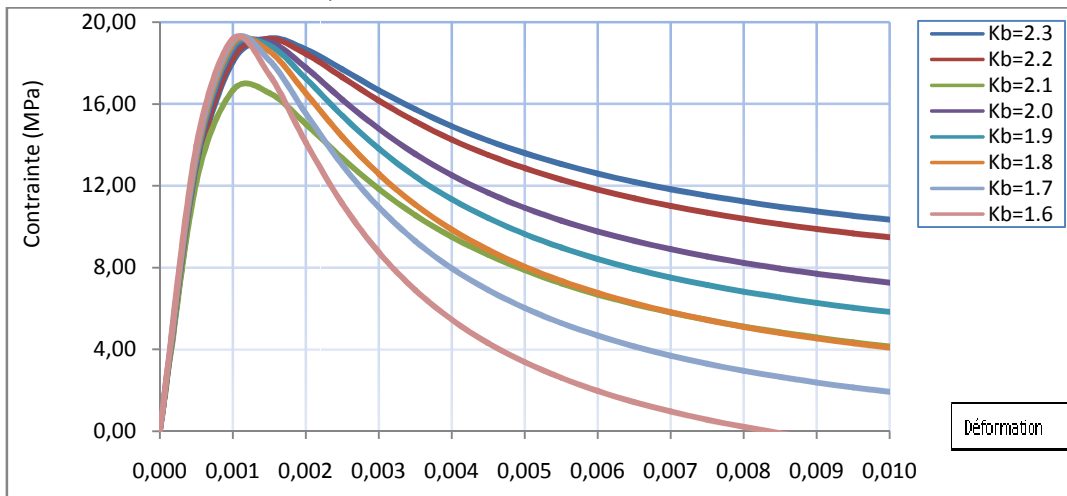
d.1- Pour $K'_b = K_b - 1$



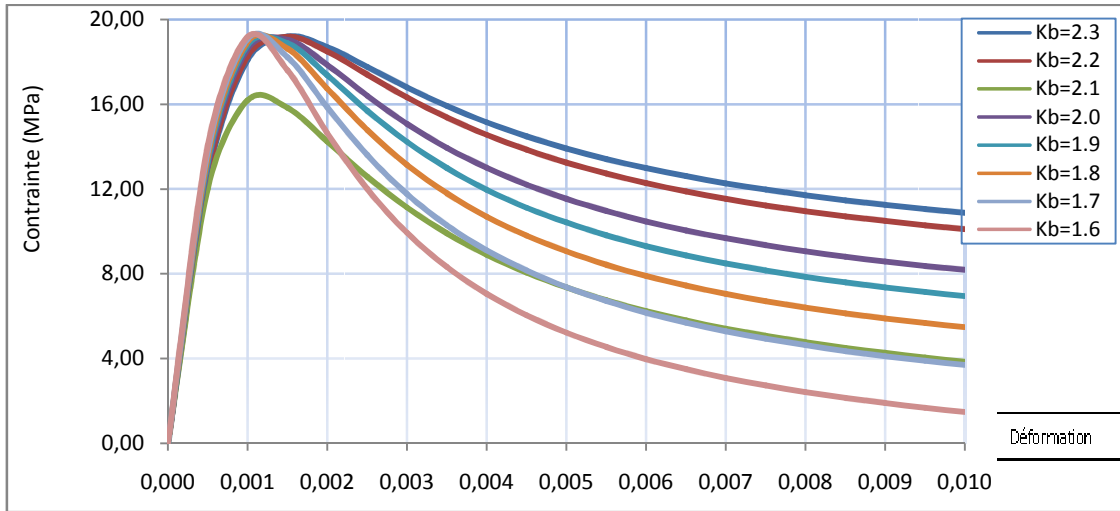
d.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$



d.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$

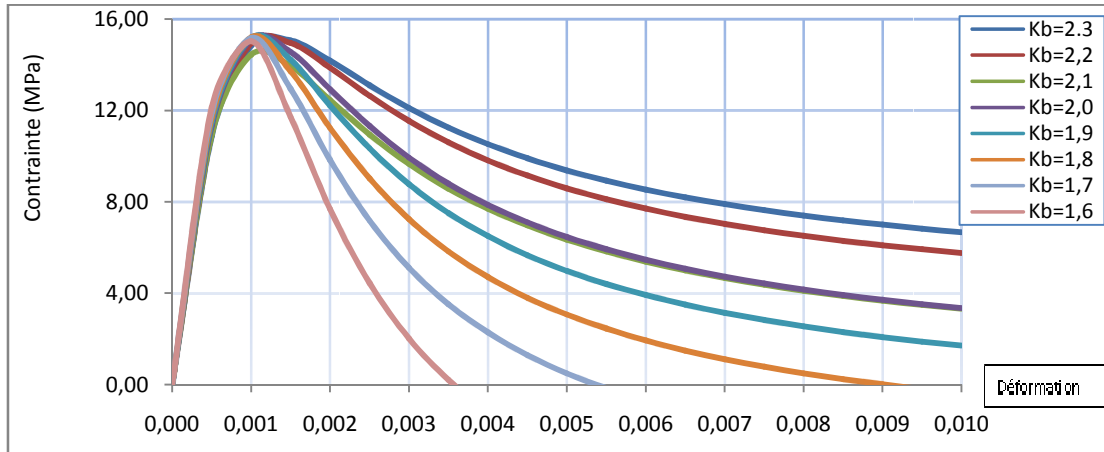


d.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

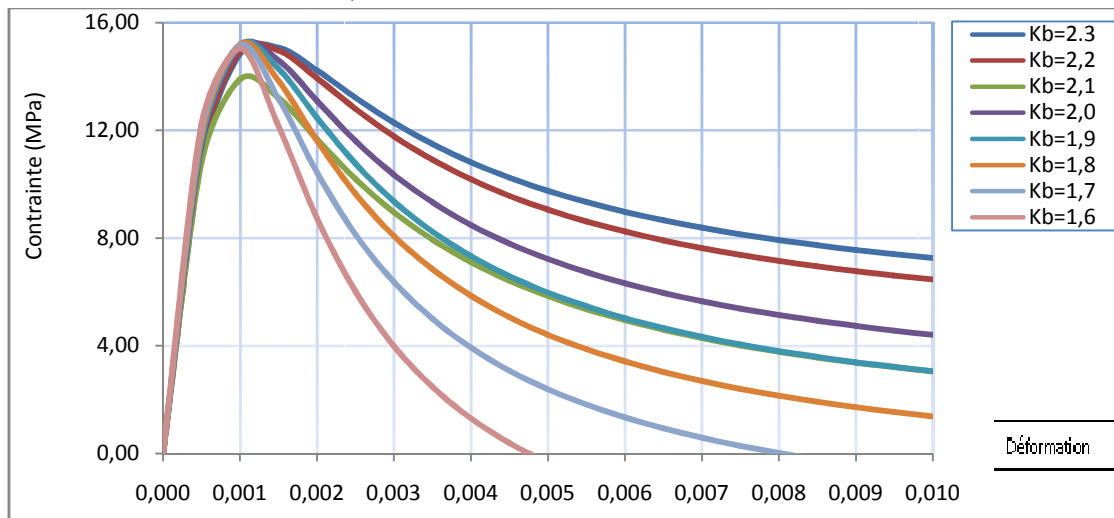


e- $W=1\%$

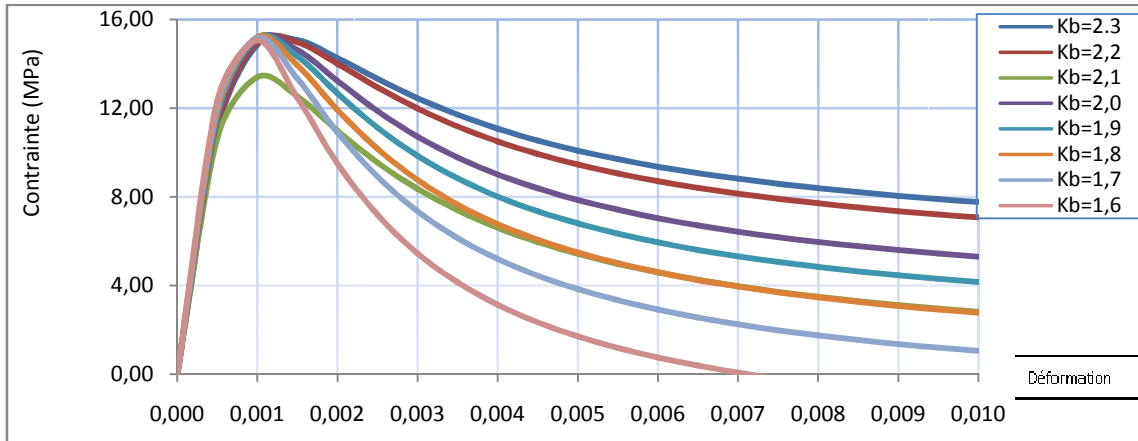
e.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



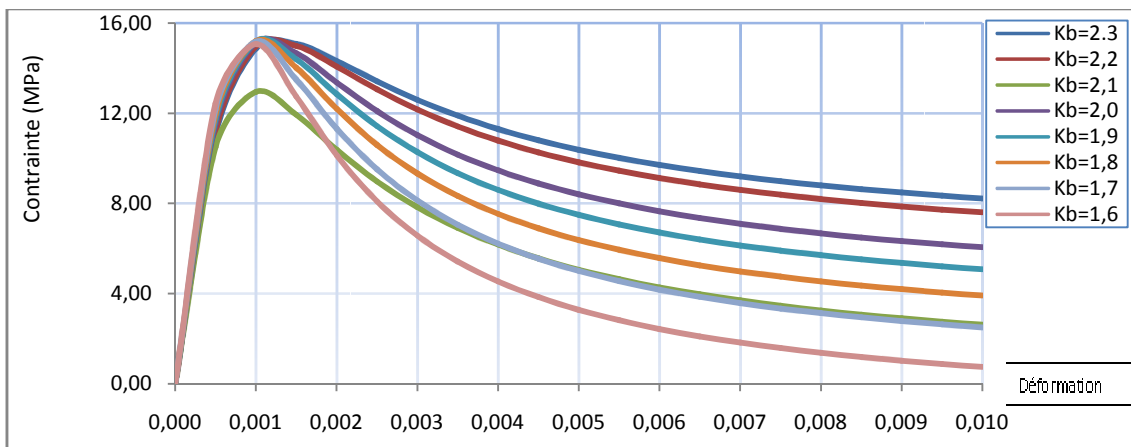
e.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



e.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:

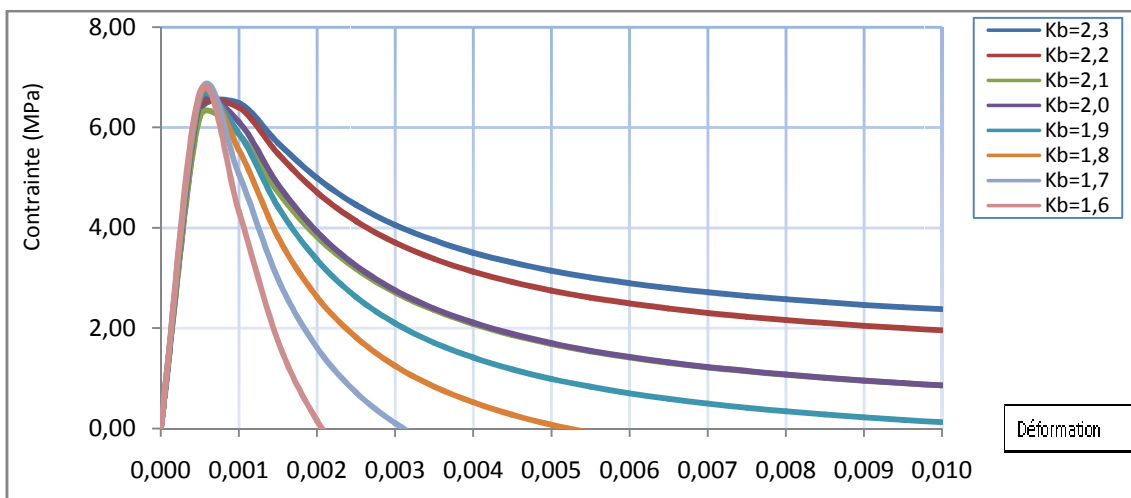


e.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:

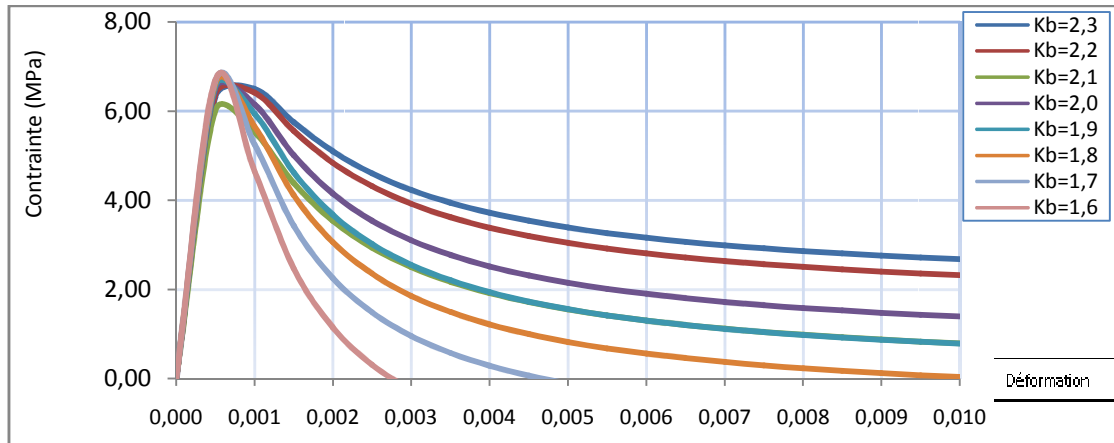


f- $W=1,2\%$

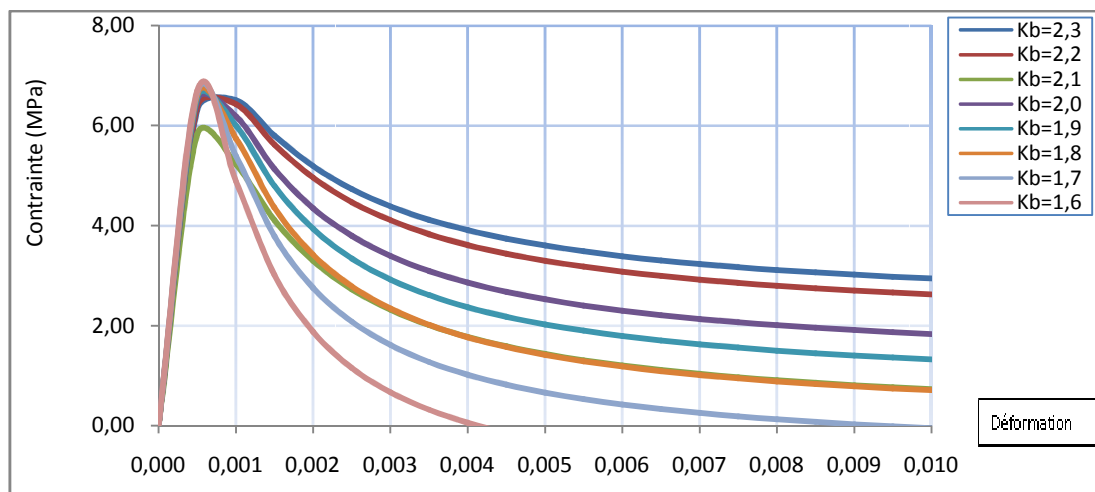
f.1- Pour $K'_b = K_b - 1$:



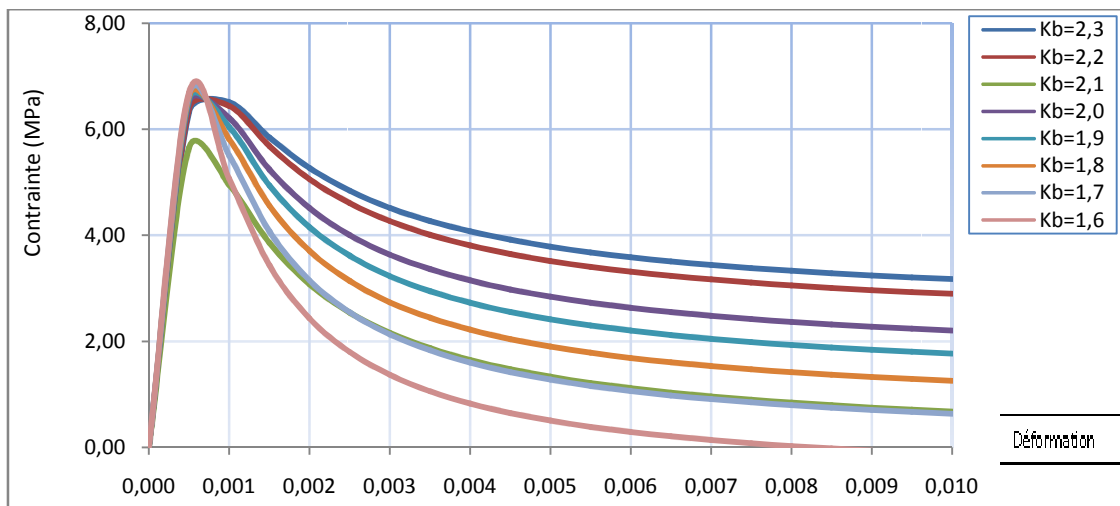
f.2- Pour $K'_b = K_b - 0,9$:



f.3- Pour $K'_b = K_b - 0,8$:



f.4- Pour $K'_b = K_b - 0,7$:



4. DISCUSSION DES RESULTATS :

Nous constatons qu'à faible teneur ($W=0.4\%$) les fibres apportent une légère augmentation de résistance (8% pour le béton avec $S/G=1$ et 17% pour le béton avec $S/G=0.8$) et qu'au-delà de $W = 0.6\%$ les fibres entraînent plutôt une baisse de la résistance. Ce résultat concorde avec ceux de JOHNSTON [JOH. 80], OTTER [OTT. 86] et MAMILLAN [MAM. 87]. Ce dernier a constaté que la résistance du béton de fibres diminue lorsque le pourcentage volumique des fibres dépasse **0.5%** et a relevé que cette diminution est encore plus grande avec les grandes fractions volumiques de fibres et l'augmentation du rapport S/G . C'est ce que nous observons avec les compositions $S/G=0.8$ ($W=1\%$ et 1.2%) et $S/G=1$ ($W=1\%$ et 1.2%), (15,92 MPa et 11,48 MPa) et (15,06 MPa et 6,48 MPa) respectivement.

D'après DJEBALI, il a été constaté que **le béton à 0.4% de fibres** avec un rapport $S/G = 1$ est le plus avantageux vis-à-vis du comportement en compression (la rupture se produit au-delà du pic, elle correspond à une déformation de l'ordre de **3 ‰**), par contre pour notre étude, on constate aussi que le béton ayant un dosage de fibre de **0,4 ‰** avec un rapport ($S/G = 1$) est plus avantageux car la rupture se produit au-delà du pic, qui correspond à une déformation entre **2 ‰ à 3 ‰**, par rapport au béton de $S/G = 0,8$ et pour $w = 0,4\%$ la rupture se produit au pic qui est de l'ordre de **2 ‰**.

En termes de valeur de contrainte, on remarque que la loi de SARGIN s'approche des résultats expérimentaux de **99.44%** pour $S/G = 0.8$ et de **90.75%** pour $S/G = 1$.

Pour les paramètres (K'_b) et (K_b), on remarque que leur variation influe considérablement sur la partie descendante de la courbe, plus qu'ils sont grands plus la partie descendante de la courbe devienne plus douce.

CHAPITRE V

*Application De La
Loi De BOUAFIA,
KACHI et FOURE
En Traction*

1. INTRODUCTION :

La présence des fibres modifie le comportement du béton en traction. Cette modification intervient surtout dans la phase post-fissuration où les fibres se mobilisent pour reprendre les contraintes libérées par les fissures. La rupture qui en résulte est donc ductile. Pour caractériser cette modification, peu de modèles sont actuellement proposés.

Cette étude est menée par M^r DJEBALI Saïd, lors de sa préparation d'obtention de son diplôme de Doctorat en Génie Mécanique, sur des éprouvettes en haltères de section carrée (90 x 90 mm²) et de longueur utile égale à 100mm. Ce béton est obtenu par l'ajout de déchets d'usinage métalliques (copeaux d'usinage). Ces copeaux (Fig. 5-1) sont en forme de spirale de diamètre d'enroulement d'environ 8mm et de longueur 30 à 50mm. Le filament de la fibre est de section droite rectangulaire de 1x 3 mm², en cinq (05) fractions volumiques, les cinq teneurs en fibres retenues ($W=0.4\%$, $W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$ et $W=1.2\%$) sont incorporées dans une matrice en béton.

Deux compositions de base : un béton de rapport sable sur gravier (S/G) égal à 0.8 et un autre de rapport 1, constituent la matrice. Deux bétons témoins ($B.T.$) de même composition que cette dernière sont élaborés pour servir de référence.

N.B. : La forme en spirale des copeaux assure un très bon ancrage des fibres dans la matrice en béton mais empêche l'incorporation de fibres en fractions volumiques importantes. Ces copeaux peuvent être classés dans la catégorie des fibres à géométrie évoluée.

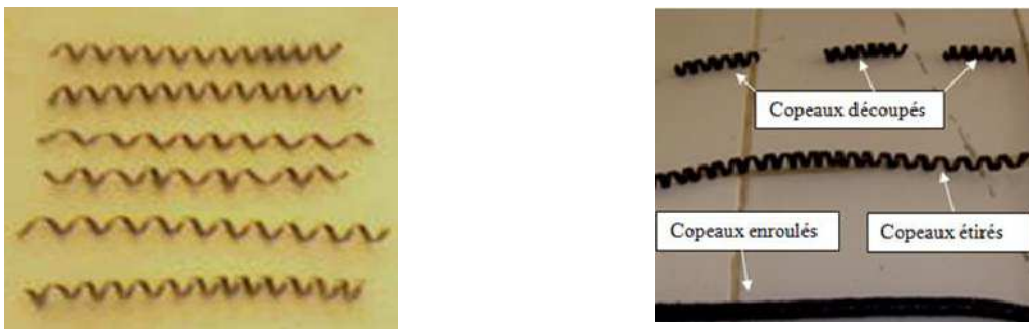


Figure 5-1: Fibres utilisées.

2. ETAPE DES L'EXPERIENCE :

Les éprouvettes sont en haltères de section droite 90 x 90 mm² et de longueur utile 100 mm (Fig.5-2). Ces dimensions sont fixées conformément à la recommandation qui stipule qu'elles doivent être supérieures à cinq (5) fois la dimension du plus gros granulat. Elles sont munies d'une entaille en forme de U de 5 mm de profondeur sur 5 mm d'ouverture avec une légère dépouille sur les flancs pour faciliter leur décoffrage.

Cette entaille réduit légèrement la section résistante de l'éprouvette ce qui permet de localiser la rupture à cet endroit. La forme en U est retenue car elle est facile à obtenir par coffrage. En l'absence de cette entaille, la rupture intervient le plus souvent aux extrémités de la longueur utile, à l'intersection de la partie centrale et des surfaces d'appui de l'éprouvette sur les mors du dispositif.

La profondeur d'entaille est fixée à 5mm pour deux raisons essentielles:

- La réduction de la section résistante de l'éprouvette (section de référence 90x90 mm²) doit être la plus faible possible.
- La profondeur doit être compatible avec les moyens de réalisation. En dessous de 5mm de profondeur, l'empreinte de l'entaille est difficile à réaliser avec les moyens dont nous disposons.

*** Les éprouvettes sont réalisées en respectant les étapes suivantes :**

- Peser le sable, les granulats (lavés puis séchés), l'eau et le ciment,
- Introduire le sable, le ciment et les graviers dans le malaxeur. Le tout est ensuite malaxé pendant 60 secondes,
- Verser l'eau puis malaxer pendant 40 secondes,
- Introduire les fibres par petites quantités pour éviter la formation d'oursins ou « pelotes ». A chaque ajout, malaxer pendant 10 secondes,
- Verser le plastifiant pendant le malaxage qui dure 30 secondes.
- Remplir les moules,
- Poser les moules remplis sur la table vibrante et les faire vibrer à faible amplitude pour évacuer les bulles d'air et éviter la formation de cavités dans le béton frais,

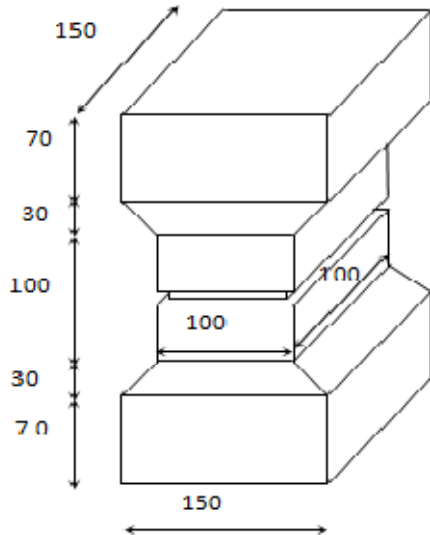


Figure 5-2 : Forme et dimensions des éprouvettes.

Après 24 heures, les éprouvettes sont démoulées. Elles sont ensuite soumises, durant une semaine, à une cure sous chiffons maintenus humides. Elles séjournent dans les conditions ambiantes du laboratoire (température de l'ordre de 20°C) pendant 28 jours. Ce délai de 28 jours, appelé âge de cure du béton, est le temps au bout duquel le béton atteint 90% de sa résistance maximale à la compression. Cette résistance est appelée résistance caractéristique.

Les éprouvettes sont calées à l'intérieur du dispositif sur les appuis en coins comme on le voit sur la figure 5-3. Cette figure illustre un essai de traction en cours d'exécution où sont montrés l'éprouvette et le dispositif de fixation montés sur la machine de traction. Lors du calage de l'éprouvette il convient de régler la coïncidence de son axe avec celui de la machine à l'aide des butées prévues à cet effet.

Après avoir caractérisé les fibres à la résistance mécanique et à l'arrachement et optimisé la composition du béton, nous effectuons les essais de traction directe sur les éprouvettes, de 28 jours d'âge, en béton de fibres à $W=0.4\%$, $W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$ et $W=1.2\%$ sous une vitesse de chargement de 0.05mm/min. Trois essais sont effectués pour chaque fraction volumique de fibres et pour le béton témoin.

Les essais de traction directe sont réalisés sur une machine de traction de marque « IBERTEST », de capacité 200 KN, pilotée par ordinateur.



Figure 5-3a : Machine de traction « IBERTEST ».



Figure 5-3b : Essai de traction en cours d'exécution

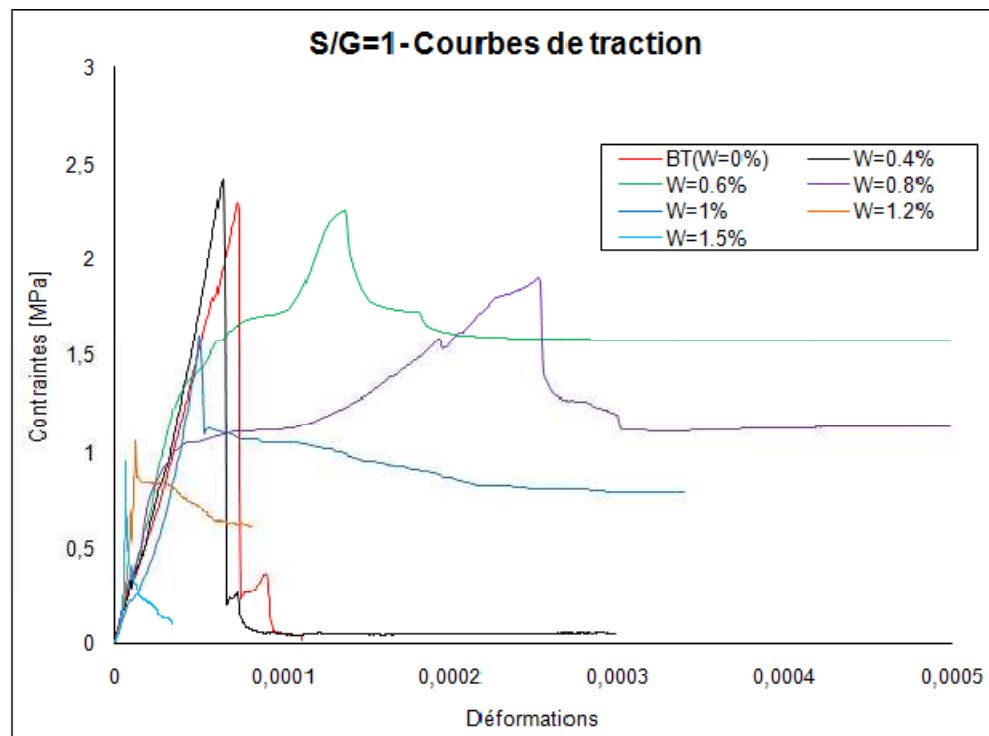
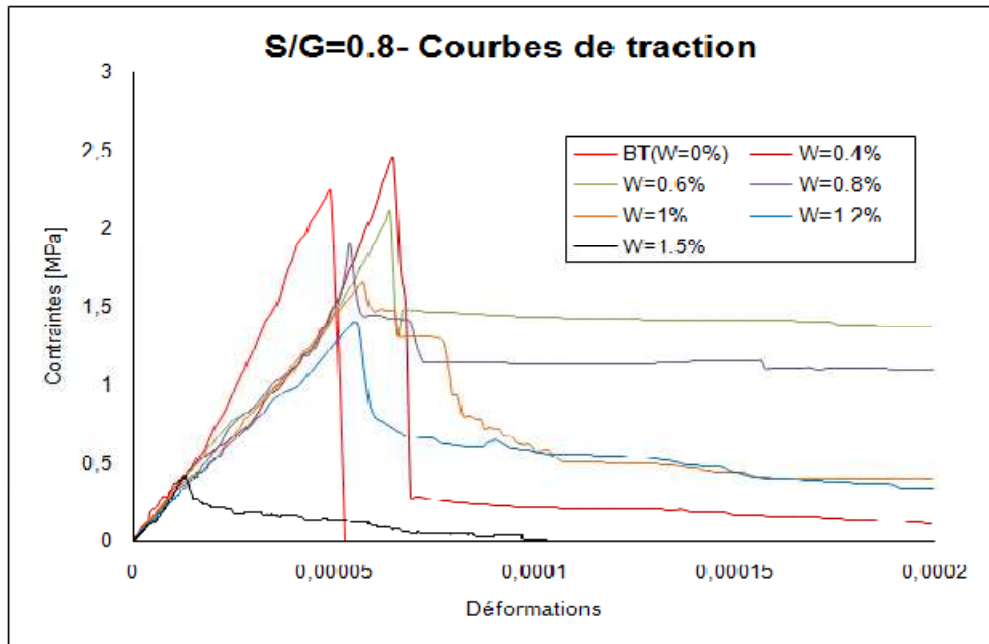
Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

W%	S/G=1						
	σ_c [MPa]	ϵ_c $\times 10^{-5}$	E [MPa]	σ_{cp} [MPa]	ϵ_{cp} $\times 10^{-5}$	σ_{res} [MPa]	ϵ_{rup} $\times 10^{-5}$
0% (B.T.)	1.73	5.7	29500	2.29	7.3	0	0
W=0.4%	1.11	3.6	32000	2.4	6.4	0.22	59.8
W=0.6%	1.2	3.4	34800	2.25	13.7	1.53	377.6
W=0.8%	0.81	2.25	35400	1.9	25	1.1	291.1
W=1%	0.2	0.83	25000	1.6	5.13	1.09	34.1
W=1.2%	0.11	0.4	26000	1.06	1.2	0.83	8.17

W%	S/G=0.8						
	σ_c [MPa]	ϵ_c $\times 10^{-5}$	E [MPa]	σ_{cp} [MPa]	ϵ_{cp} $\times 10^{-5}$	σ_{res} [MPa]	ϵ_{rup} $\times 10^{-5}$
0% (B.T.)	0.64	1.89	32900	2.24	4.9	0	0
W=0.4%	0.55	1.87	33100	2.44	6.5	0.28	39.9
W=0.6%	0.53	1.75	30100	2.1	6.4	1.44	74.8
W=0.8%	0.44	1.64	29400	1.9	5.4	1.27	96.1
W=1%	0.42	1.45	29900	1.65	5.7	1.3	63.8
W=1.2%	0.46	1.79	26300	1.4	5.5	0.52	57.4

- σ_{cp} : contrainte post fissuration maximale,
- ϵ_{cp} : déformation à σ_{cp} ,
- σ_c : contrainte de début de fissuration,
- ϵ_c : déformation à σ_c ,
- σ_{res} : contrainte résiduelle
- ϵ_{rup} : déformation à rupture.

Dont la représentation graphique est la suivante :



D'après l'étude expérimentale réalisée par Mr. S.DJEBALI, Pour le béton avec un rapport sable sur gravier égal à 1 ($S/G=1$), les résultats obtenus (tableau ci-dessus) montrent que l'ajout des fibres améliore sensiblement la rigidité (bétons à 0.4%, 0.6%, 0.8% de fibres) et confère une ductilité significative au matériau (bétons à 0.6%, 0.8%, 1% de fibres) par rapport au béton sans fibres, cela a été mis en évidence aussi dans [BOUA.02].

Les résultats obtenus (tableau ci-dessus) pour le béton de rapport $S/G=0.8$, montrent que l'ajout des copeaux confère une ductilité appréciable au matériau (bétons à 0.6%, 0.8% et 1% de copeaux) et améliore légèrement la résistance du composite à 0.4% de fibres. L'augmentation de la résistance du béton contenant 0.4% de copeaux est de l'ordre de 10% de celle du béton témoin. Les autres teneurs n'apportent pas de gain de résistance, au contraire pour les fractions volumiques de fibres supérieures à 0.8% nous enregistrons une diminution sensible de la valeur de la résistance.

3. DESCRIPTION de Loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE

Une loi effort – ouverture de fissure tenant compte de la géométrie et de la résistance des fibres, de la répartition et de l’orientation des fibres, de l’adhérence des fibres à la matrice et de la teneur en fibres a été proposée par les auteurs en 1998 [BOUA. 98]. Ce modèle s’écrit :

$$\begin{cases} F = BE_{ct} \varepsilon & \text{si } w = 0 \\ F = B\sigma_{uc} - B[\sigma_{uc} - (f_{ft} - f_{bt})] \frac{(w - w_u)^6}{w_u^6} & \text{si } 0 \leq w \leq w_u \\ F = B\sigma_{uc} \left[1 - \frac{(w - w_u)^6}{(w_r - w_u)^6} \right] & \text{si } w_u \leq w \leq w_r \end{cases}$$

Où :

- B : aire de la section de l’éprouvette,
- E_{ct} : module initiale du composite en traction,
- σ_{uc} : contrainte maximale fictive du composite à l’état ultime,
- ε : déformation,
- f_{bt} : résistance du béton à la traction,
- f_{ft} : résistance du composite à la traction,
- w : ouverture des fissures,
- w_u : ouverture ultime des fissures,
- w_r : ouverture des fissures à la rupture totale du composite.

Pour exprimer cette relation force-ouverture de fissure par une relation contrainte-déformation ils ont utilisé la notion de référence *l_r*. Cette longueur délimite la zone, autour de la fissure, perturbée par la localisation de la déformation résultant de l’ouverture de la fissure principale. Elle est liée à la hauteur de la section h de la poutre par la relation :

l_r = βh avec β : constante du modèle.

La déformation ultime correspondant à la mobilisation de la totalité de l’adhérence est donnée par :

$$\varepsilon_u = \varepsilon_{ft} + \frac{w_u}{l_r} = \varepsilon_{ft} + \frac{\tau_u l_f^2}{3E_f \phi \beta h}$$

Et la déformation à la rupture du composite correspondant à l’arrachement des fibres s’écrit :

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{ft} + \frac{w_r}{l_r} = \varepsilon_{ft} + \frac{\tau_u l_f^2}{3E_f \phi \beta h} + \frac{l_f}{4\beta h}$$

Pour limiter le risque de corrosion des fibres, cette déformation est limitée à la déformation de rupture des fibres :

$$\varepsilon_{rt} = \varepsilon_{ft}$$

et l’ouverture des fissures, à la rupture totale du composite, s’écrit : ***w_r = l_r (ε_{rf} - ε_{ft})***

La relation force - ouverture de fissure transformée en une relation contrainte-déformation s’écrit :

$$\begin{cases} \sigma = E_{ct} \varepsilon & \text{si } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ft} \\ \sigma = \sigma_{uc} - [(\sigma_{uc} - f_{ft})] \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_u)^6} & \text{si } \varepsilon_{ft} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ \sigma = \sigma_{uc} \left[1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{rt} - \varepsilon_u)^6} \right] & \text{si } \varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{rt} \end{cases}$$

- Avec :
- * $\epsilon_{ft} = f_{ij} / E_{b0}$
 - * $\sigma_{uc} = \bar{w} \theta_0 \frac{l_f}{\phi} \tau_u$
 - * $E_{ct} = E_{b0} (1 + \eta \theta_0 W)$

Et sa représentation graphique est donnée sur la figure ci-dessous :

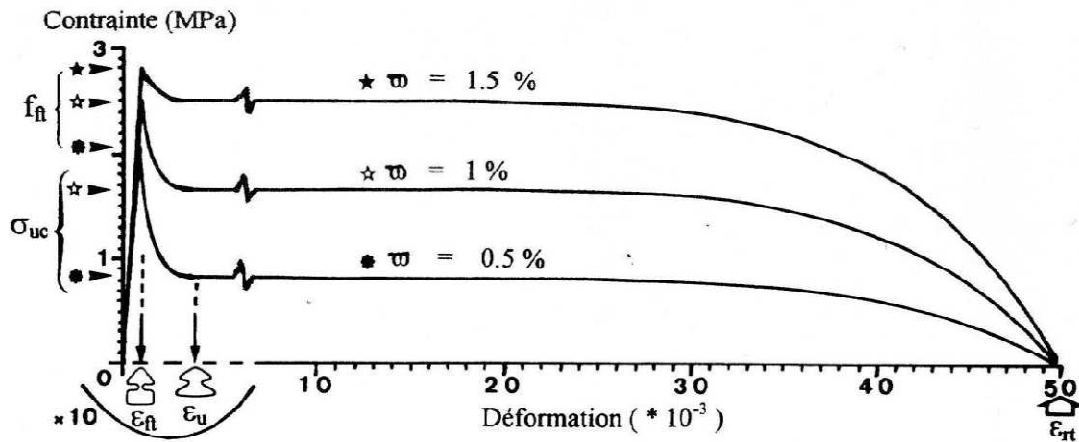


Fig. Loi de comportement en traction du béton armé de fibres d'acier [BOUA.02].

4. APPLICATION DE LA LOI :

Notre étude est basée sur les résultats obtenus par Mr DJEBALI Saïd, en choisissant des valeurs de déformations (ϵ) à savoir : $0 < \epsilon < \epsilon_{ft}$, $\epsilon_{ft} < \epsilon < \epsilon_u$, $\epsilon_u < \epsilon < \epsilon_{rt}$, afin de permettre l'application de la loi de BOUAFIA, KACHI et FOUREE et de trouver le pourcentage de fibre qui nous donnera un meilleur comportement.

On a tenu compte des fibres type copeaux de longueur 50 mm et un diamètre d'enroulement de 8 mm, (soit $L = 200\text{mm}$ en longueur tirée)

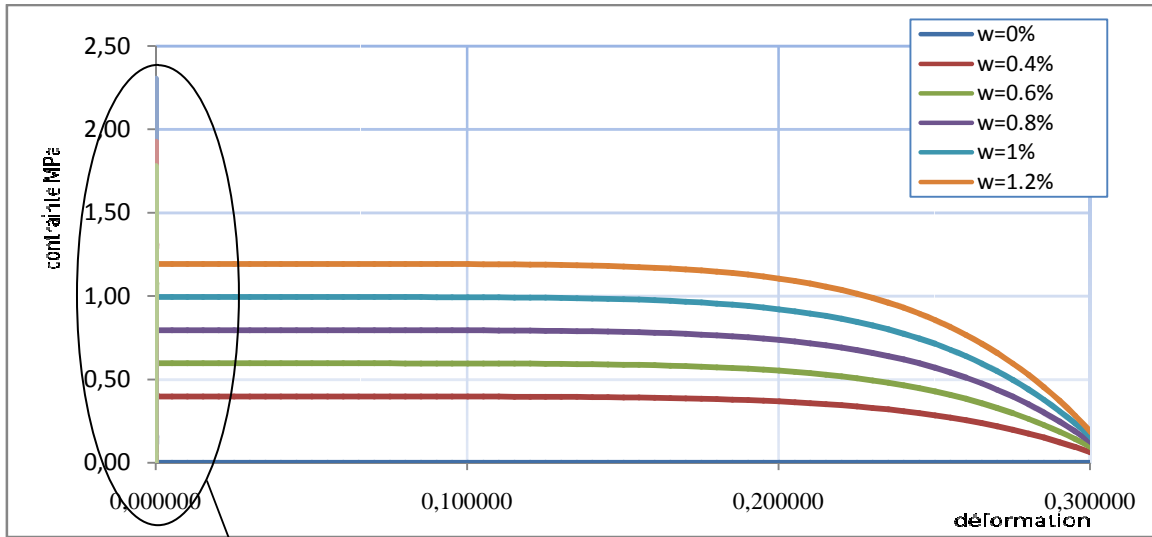
- Il est à signaler que les résultats obtenus dans le tableau ci-dessous sont le résumé des valeurs calculées.

Pour S/G = 0,8

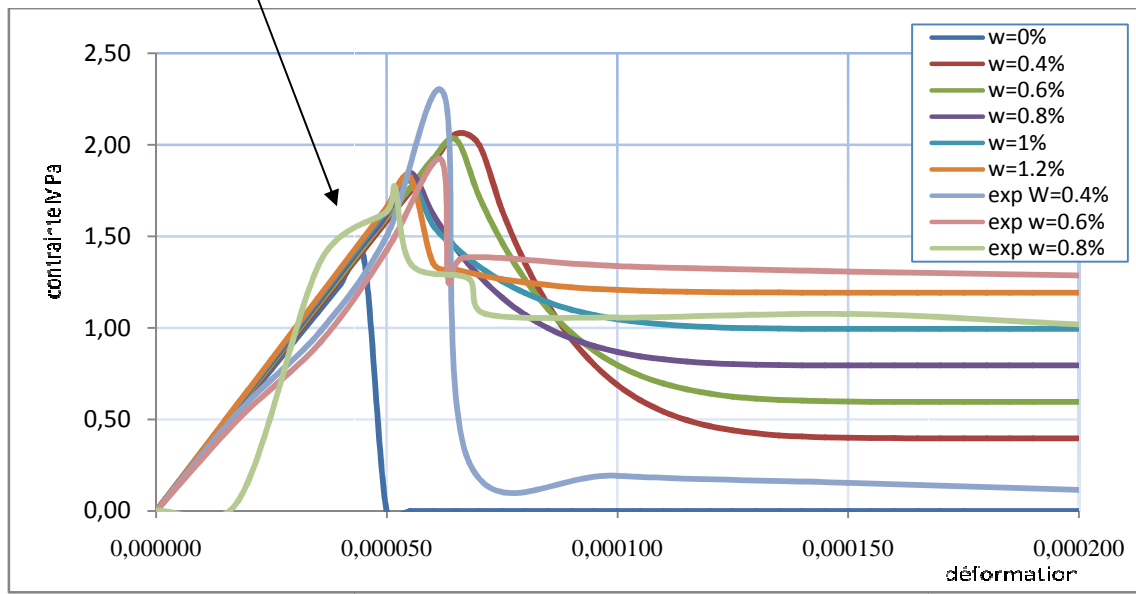
teneur en fibres W%	$f_{ij} \text{ exp}$	$E_{b0} \text{ exp}$ (Mpa)	$E_{ct} = E_{b0} (1 + \eta\theta W)$	ϵ_{ft}	ϵ_u	ϵ_{rt}	ϵ	$\sigma_{uc} = \bar{W} \theta_0 \frac{l_f}{\phi} \tau_u$	$\sigma = \frac{E_{ct} \epsilon}{0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{ft}}$	$\sigma = \frac{\sigma_{uc} - [(\sigma_{uc} - f_{ft}) \frac{(\epsilon - \epsilon_u)^6}{(\epsilon_{ft} - \epsilon_u)^6}]}{\epsilon_{ft} \leq \epsilon \leq \epsilon_u}$	$\sigma = \frac{\sigma_{uc} \left[1 - \frac{(\epsilon - \epsilon_u)^6}{(\epsilon_{rt} - \epsilon_u)^6} \right]}{\epsilon_u \leq \epsilon \leq \epsilon_{rt}}$
0%	2,24	30934	30934,00	0,000049	0,000175	0,308817	0,097617	0,00	0,696015	0,00	0,00
0,40%	2,44	30934	31685,70	0,000065	0,000191	0,308833	0,094694	0,397749	1,029785	0,653301	0,341769
0,60%	2,1	30934	32061,54	0,000064	0,000190	0,308832	0,094694	0,596624	0,961846	0,822647	0,512652
0,80%	1,9	30934	32437,39	0,000054	0,000180	0,308822	0,094694	0,795499	0,810935	0,961554	0,687065
1,00%	1,65	30934	32813,24	0,000057	0,000183	0,308825	0,094694	0,994373	0,902364	1,086162	0,858841
1,20%	1,4	30934	33189,09	0,000055	0,000181	0,308823	0,094694	1,193248	0,912700	1,219119	1,030602

Pour S/G = 1

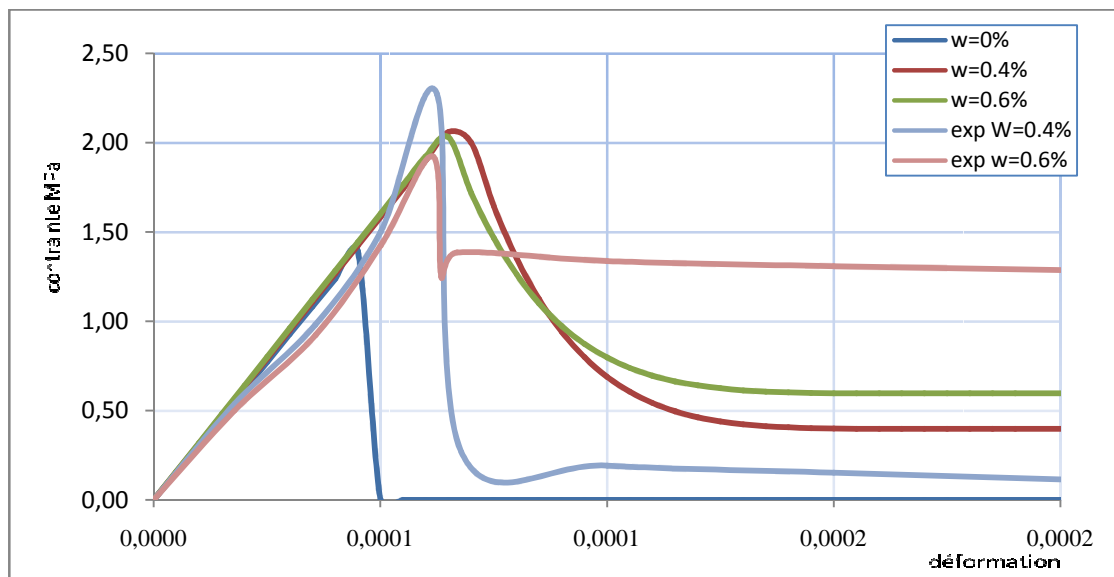
teneur en fibres W%	$f_{ij} \text{ exp}$	$E_{b0} \text{ exp}$ (Mpa)	$E_{ct} = E_{b0} (1 + \eta\theta W)$	ϵ_{ft}	ϵ_u	ϵ_{rt}	ϵ	$\sigma_{uc} = \bar{W} \theta_0 \frac{l_f}{\phi} \tau_u$	$\frac{E_{ct} \epsilon}{0 \leq \epsilon \leq \epsilon_{ft}}$	$\frac{\sigma_{uc} - [(\sigma_{uc} - f_{ft}) \frac{(\epsilon - \epsilon_u)^6}{(\epsilon_{ft} - \epsilon_u)^6}]}{\epsilon_{ft} \leq \epsilon \leq \epsilon_u}$	$\frac{\sigma_{uc} \left[1 - \frac{(\epsilon - \epsilon_u)^6}{(\epsilon_{rt} - \epsilon_u)^6} \right]}{\epsilon_u \leq \epsilon \leq \epsilon_{rt}}$
0%	2,29	32830,00	32830,00	0,000073	0,000199	0,308841	0,093758	0,00	1,14905	0,00	0,00
0,40%	2,4	32830,00	33627,77	0,000064	0,000190	0,308832	0,094694	0,397749	1,008833	0,698776	0,341768
0,60%	2,25	32830,00	34026,65	0,000137	0,000263	0,308905	0,083093	0,596624	2,296799	0,828098	0,512791
0,80%	1,9	32830,00	34425,54	0,000250	0,000376	0,309018	0,069197	0,795499	4,303192	0,878765	0,684009
1,00%	1,6	32830,00	34824,42	0,000051	0,000178	0,308820	0,094694	0,994373	0,870611	1,075911	0,856637
1,20%	1,06	32830,00	35223,31	0,000012	0,000138	0,308780	0,094694	1,193248	0,176117	1,174593	1,050793



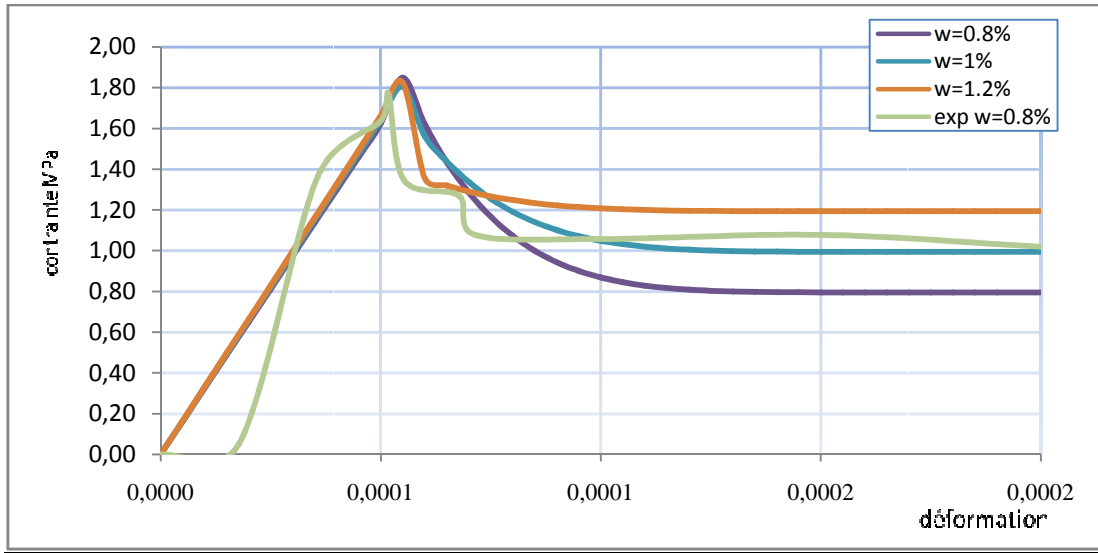
Courbe de traction pour $S/G=0,8$



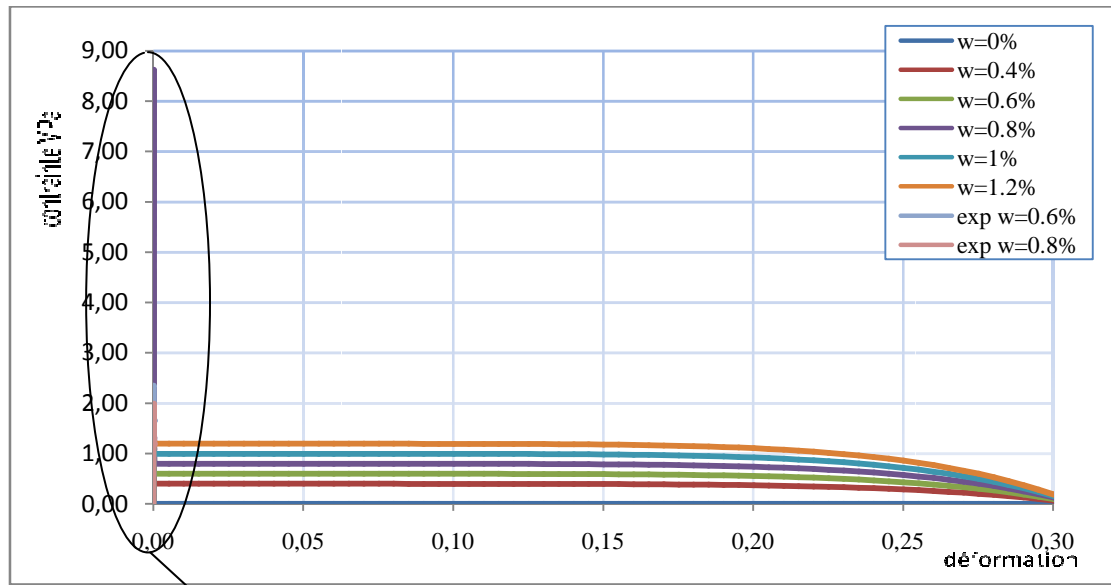
ZOOM sur la Courbe de traction pour $S/G=0,8$



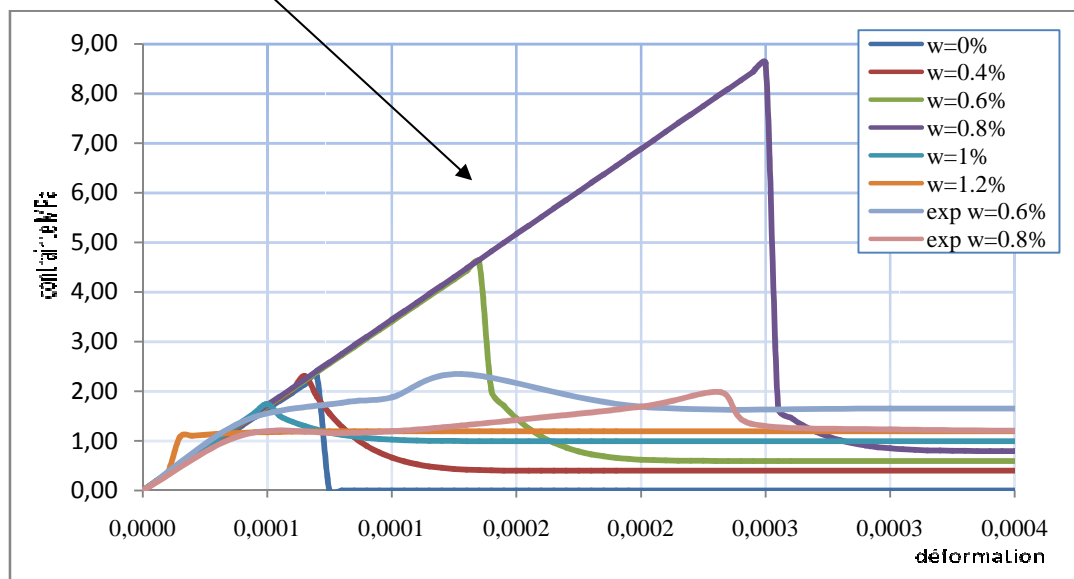
ZOOM sur la Courbe de traction pour $S/G=0,8$



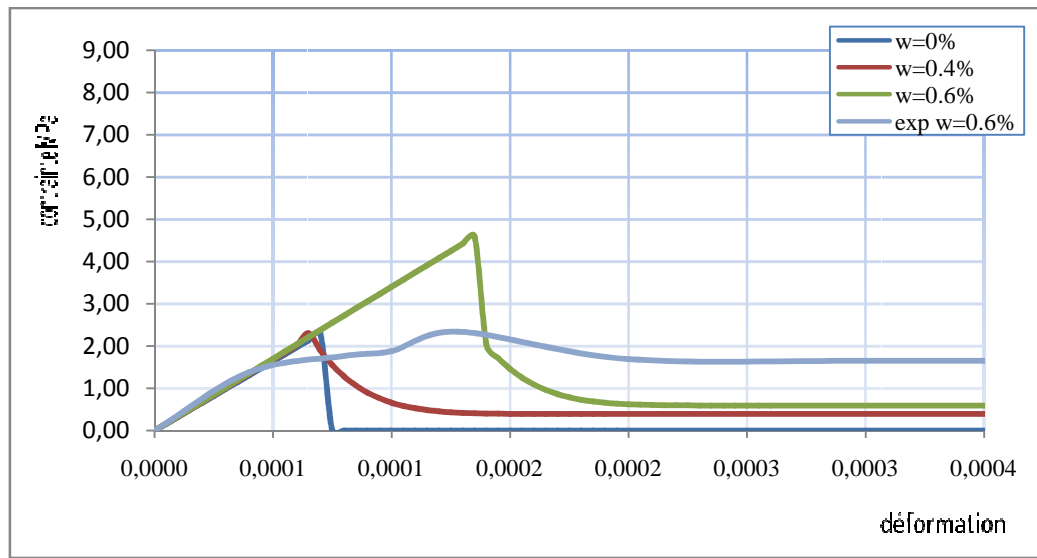
ZOOM sur la Courbe de traction pour S/G=0,8



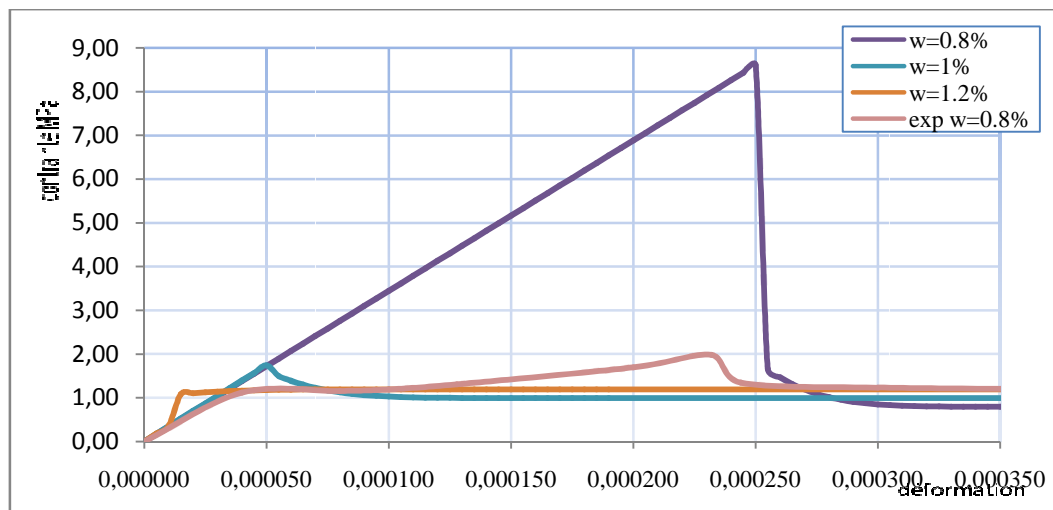
Courbe de traction pour S/G=1



ZOOM sur la Courbe de traction pour S/G=1



ZOOM sur la Courbe de traction pour S/G=1



ZOOM sur la Courbe de traction pour S/G=1

5. DISCUSSION DES RESULTATS :

a) Pour le béton avec un rapport sable sur gravier égal à 1 ($S/G=1$), les résultats obtenus montrent que l'ajout des fibres améliore légèrement la contrainte à $w=0,4\%$ et considérablement à $w = 0,6\%$ et $w=0,8\%$, et confère une ductilité importante au matériau (bétons à teneur $0,6\%$ et $0,8\%$ de fibres) par rapport au béton sans fibres, cela a été mis en évidence aussi dans [BOUA.02].

Par contre, au-delà de 1% de fibres la contrainte a plutôt tendance à diminuer, donc l'ajout des fibres n'apporte aucune amélioration.

Comparant aux résultats expérimentaux, on remarque que les contraintes obtenues par la méthode numérique sont très importantes de l'ordre de **8,60 MPa** à $w=0,8\%$ et de **4,59 MPa** à $w=0,6\%$; par rapport à **2,346 MPa** pour $w=0,6\%$ (soit **48,89 %**) et **1,98 MPa** pour $w=0,8\%$ (soit **76,97%**) ;

Concernant la phase après fissuration de béton où les fibres reprennent l'effort de traction, on remarque que la loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE s'approche des résultats expérimentaux de **36,38%** pour $w= 0,6\%$ et de **52,78%** pour $w=0,8\%$, cela montre bien que cette loi s'applique mieux pour des béton ayant un pourcentage important de fibres.

b) Pour les bétons à ($S/G=0.8$), en terme de contrainte, on remarque que l'ajout des fibres l'améliore considérablement, en offrant une ductilité meilleure à la teneur $w = 0.4\%$, $w = 0.6\%$ et $w = 0.8\%$ par rapport au béton témoin (0% de fibres).

Comparant aux résultats expérimentaux, on remarque que les contraintes s'améliorent légèrement, elles sont de l'ordre de **9,65%** pour $w= 0,4\%$ de fibres, de **4,80%** pour $w=0,6\%$ et de **4,25%** pour $w=0,8\%$ de fibres.

Concernant la phase après fissuration de béton où les fibres reprennent l'effort de traction, on remarque que la loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE s'approche des résultats expérimentaux de 34% pour $w=0,4\%$, de 47,97% pour $w= 0,6\%$ et de 76,68% pour $w=0,8\%$, cela montre bien que cette loi s'applique mieux pour des béton ayant un pourcentage important de fibres.

La contrainte diminue avec la baisse du rapport S/G cela est justifié par l'augmentation de la proportion des gros éléments dans la composition de la matrice. La teneur en fibre la plus avantageuse du point de vue résistance est $W=0.8\%$. Au delà de $W=1\%$ les copeaux ne présentent pas d'intérêt notable si ce n'est l'apport de la ductilité. Le seuil de saturation en copeaux peut être fixé à $W=1\%$. Pour cette valeur nous enregistrons une baisse de la résistance et une difficulté dans la mise en œuvre du béton.

Conclusion :

La modélisation du comportement du béton de fibres est généralement établie à partir de résultats expérimentaux. Hormis les modèles de ZHAN [ZHA. 91] et BOUAFIA, FOURE et KACHI [BOUA.98, BOUA.02] aucun modèle, parmi ceux cités, n'a été validé par des essais en vraie grandeur. Tous ces modèles, établis pour des fibres droites, sont basés sur l'hypothèse que la rupture du composite n'intervient que par arrachement des fibres. Le cas de la rupture du composite suite à la rupture des fibres ne présente pas d'intérêt pour le béton de fibres.

Le modèle de BOUAFIA [BOUA.98, BOUA.02] contrairement aux autres modèles qui ne s'intéressent qu'aux bétons à faibles teneurs en fibres, distingue entre les bétons à faibles et forts pourcentages en fibres.



Conclusion générale

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif de ce travail est de montrer que les copeaux résultant de l'usinage de pièces en acier peuvent être utilisés comme renfort pour le béton. Nous nous sommes donc intéressés, dans cette étude, au comportement rhéologique du béton armé de copeaux en lui appliquant deux lois essentielles en compression et en traction qui sont : LOI DE SARGIN et LOI DE BOUAFIA, KACHI et FOURE.

Cette étude nous a permis aussi de mettre en évidence les rapport Sable/Gravier et l'influence de la teneur en fibre sur le comportement de béton. Ainsi que l'amélioration que apporte le paramètre (K'_b) sur la courbe contrainte – déformation.

La caractérisation par l'essai de traction directe du comportement mécanique du béton fibré a mis en évidence que la présence des copeaux engendre une amélioration de la résistance à la fissuration du composite et un apport de ductilité dans son comportement post - rupture. Ce comportement est décrit par une phase élastique linéaire avant la rupture, suivie d'une chute brutale de l'effort qui se stabilise à un niveau.

Pour notre étude, on a constaté que la loi de BOUAFIA, KACHI et FOURE s'applique bien pour un béton armé de fort pourcentage de fibre.

Les essais de compression simple montrent que l'ajout des fibres en faible pourcentage apporte une légère augmentation de la résistance et de la rigidité, par contre, avec l'augmentation du volume des fibres, ces caractéristiques mécaniques tendent plutôt à diminuer.

Ces essais ont permis de mettre en évidence que le comportement mécanique du composite est fortement influencé par la fraction volumique de fibres, surtout dans sa phase post-rupture et aussi par le rapport S/G. A faible pourcentage, les copeaux pontent les microfissures et reprennent les efforts à travers les macrofissures développées. A teneur élevée, la réduction de la compacité du béton entraîne une diminution de sa résistance à la traction et à la compression.

BIBLIOGRAPHIE

- 1- « CARACTERISATION DES ELEMENTS DE STRUCTURES EN BETON DE FIBRES METALLIQUES » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR. DJEBALI SAÏD (UMMTO 2013) ;*
- 2- « INFLUENCE DES FIBRES DE RECUPERATION SUR LE COMPORTEMENT DU BETON ARME » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR. ATLAOUI DJAMEL (UMMTO 2014) ;*
- 3- « LE BÉTON DE FIBRES MÉTALLIQUES DANS LA CONCEPTION ARCHITECTURALE » *MEMOIRE DE MAGISTERE PRESENTE PAR M^{me} MEDDOUR NESRINE (EPAU Alger 2013) ;*
- 4- « COMPORTEMENT MULTIAXIAL DU BETON : ASPECTS EXPERIMENTAUX ET MODELISATION » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR JEAN MICHEL TORRENTI (France 1987) ;*
- 5- « CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE ET HYDROMECHANIQUE DU BETON » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR TRAN THE TRUYEN (France 2009) ;*
- 6- LIVRE « NOUVEAU GUIDE DU BETON ET DE SES CONSTITUANTS » HUITIEME EDITION 1998, TROISIEME TIRAGE 2007.
- 7- « BETONS RENFORCES DE FIBRES METALLIQUES : DU MATERIAU A LA STRUCTURE. ETUDE EXPERIMENTALE ET ANALYSE DU COMPORTEMENT DE POUTRES SOUMISES A LA FLEXION ET A L'EFFORT TRANCHANT » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR PASCAL CASANOVA (France 1995) ;*
- 8- LIVRE : « LES BETONS AUX NOUVELLES PERFORMANCES »
- 9- « DURABILITE DES REPARATIONS A BASE CIMENTAIRE : ANALYSE COMPAREE DE L'INFLUENCE DES PROPRIETES MECANQUES DU MATERIAU DE REPARATION » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR TRUNG-HIEU NGUYEN (TOULOUS 2010) ;*
- 10- « MODELISATION DU COMPORTEMENT DES BETONS FIBRES A ULTRA HAUTES PERFORMANCES PAR LA MICROMECHANIQUE : EFFET DE L'ORIENTATION DES FIBRES A L'ECHELLE DE LA STRUCTURE » *THESE DE DOCTORAT PRESENTEE PAR MR THOMAS GUENET (France 2016) ;*

- 11- « GUIDE DE BONNE PRATIQUE POUR L'UTILISATION DES FIBRES DANS LE BETON »** réalisé par l'Association Béton Québec (ABQ) en collaboration avec les manufacturiers de fibres métalliques et de fibres synthétiques. (janvier 2005) ;
- 12- DJEBALI CIMA 2011 LIBAN : « ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON DE FIBRES PAR L'ESSAI DE TRACTION DIRECTE ET DE COMPRESSION »** DJEBALI Saïd, ATLAOUI Djamel, BOUAFIA Youcef, A.BILEK
- 13- KACHI, M.S. (1997) « CALCUL NON LINEAIRE JUSQU'A RUPTURE, D'UNE SECTION EN BETON ARMEE DE FIBRES METALLIQUES »**, THESE DE MAGISTER, UNIVERSITE M. MAMMERI DE TIZI-OUZOU, FEV. 1997.
- 14- REGLES DU BAEL 91 ET EUROCOD 2.**
- 15- CITES INTERNET.**