

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



UNIVERSITE MOULOD MAMMARI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DES GENIE CONSTRUCTION



Mémoire de fin d'études

Master Académique

Génie Civil

OPTION: STRUCTURE

Comportement du béton

Etude paramétrique

Etudié par :

Mr. MAHLOUL Hamid

Promoteur

Mr. BOUAFIA Youcef

Session 2016

Remerciements

*A notre promoteur
Monsieur BOUAFIA Youcef*

*Nous avons eu le privilège de travailler parmi votre équipe
et d'apprécier vos qualités et vos valeurs.*

*Votre sérieux, votre compétence et votre sens du devoir
nous ont énormément marqués.*

*Veillez trouver ici l'expression de notre respectueuse considération
et notre profonde admiration pour toutes vos qualités scientifiques et humaines.
Ce travail est pour nous l'occasion de vous témoigner notre profonde gratitude.*

*Je remercie également M^{me} YACOUB née SMAHI Rebiha
pour leur conseils, et leur encouragements.*

*Je remercie enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce
travail.*

Je dédie ce mémoire à ...

*A ma très chère maman **malika***

Honorable, aimable : Tu représentes pour moi le symbole de la bonté par excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Ta prière et ta bénédiction m'ont été d'un grand secours pour mener à bien mes études.

*A mon héros, mon papa **ahmed***

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation.

*A mes frère et mes sœur, **mohammed , toufik, mustapha, monira, lila et sadia***

Les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour vous. Je vous dédie ce travail avec tous mes vœux de bonheur, de santé et de réussite dans votre vie et vos études. Je vous exprime à travers ce travail mes sentiments de fraternité et d'amour.

A mes amis(es) Ghiles, Brahim, Ilyes, Mohand, karim, Imane, Kamy, Mina, Ouardia, et tous mes camarades de Génie Civil.

En témoignage de l'amitié qui nous uni et des souvenirs de tous les moments que nous avons passé ensemble, je vous dédie ce travail et je vous souhaite une vie pleine de santé et de bonheur.

Introduction générale	1
Chapitre I	
Partie.I : Un aperçu sur le comportement du béton seul	
I. Introduction	3
II. Etude du comportement expérimental du béton.....	3
II.1. Comportement expérimental du béton en compression.....	3
II.2. Comportement expérimentale du béton en traction.....	6
II.2.1. Essai de traction directe [15-17].....	6
II.2.1.1. Traction directe par Terrien (1980) [15].....	7
II.2.1.2 Comportement du béton en traction selon Peterson- Hughes et Chapman [16-17]	8
II.2.2. Essai de traction indirecte.....	9
II.2.2.1. Traction par fendage [2].....	9
II.2.2.2. Essai de traction par flexion [18].....	10
II.3. Comportement bi axial du béton [19-22].....	11
II.4. Commination traction –compression [21-22].....	12
II.5. Fissuration du béton.....	13
II.5.1. Les causes de la fissuration du béton.....	13
III. Conclusion.....	14
Partie .II. Un aperçu sur le comportement du béton de fibre	
I. Historique sur les bétons de fibres.....	15
II. Constituants d’un béton renforcé de fibres.....	15
II.1. Matrice à base de ciment.....	16
II.1. Fibres pour les liants Matrice.....	16
III. Types de fibres.....	18
IV. Avantages et inconvénients des bétons de fibres métalliques(B.F.M).....	20
V. Applications actuelles du béton de fibres	21
VI. Rôle des fibres et leurs influences dans le béton.....	22
VII. Mécanisme de rupture des Bétons de fibres.....	27
VIII. Caractéristique mécanique des BFM.....	28

VIII.1. Résistance à la compression.....	29
VIII.2. Résistance à la traction directe.....	32
VIII.3. Résistance à la traction par flexion.....	34
VIII.4. Résistance à la traction par fendage.....	35
IX.. Conclusion.....	37

Chapitre II : Les théories et loi de comportement

Partie A : Théorie des poutres

I. Introduction	38
II. Les lois de comportement du béton en compression.....	38
II.1. Modèles réglementaires.....	38
II.1.1. Le modèle de béton simplifié BAEL [13].....	38
II.1.2. Le modèle de béton simplifié de l'EUROCODE 2 [89].....	40
II.2. Modèles non linéaires.....	42
II.2.1. Loi de comportement de SARGIN [90]	42
II.2.2. Loi de comportement de POPOVICS (1973) [91].....	45
II.2.3. Loi de comportement de DESAYI et KRISNAN (1964) [92].....	46
II.2.4. Loi de comportement de MacGregor, 1997[94]	47
III. Les lois de Comportement du béton en traction uni axial.....	48
III.1 .Comportement du béton en traction selon Grelat [96].....	48
III.2 .Comportement du béton selon Quast[97] et Espion [98].....	50
IV. Autre modèles de comportement	50
V. Les lois de comportement du béton de fibres en uni axial.....	51
V.1. La loi de comportement en compression uni axiale	51
V.1.1. Loi de Sargin [99].....	51
V.2. La loi de Comportement en traction uni axiale.....	53
V.2.1. La loi de Bouafia, Kachi et Fouré.....	53

Partie. B : Théorie d'endommagement

I. Introduction.....	57
II. Mécanique de l'endommagement	57
III. Hypothèse de la contrainte effective.....	59
III.1. Définition.....	59
III.2. Hypothèse d'équivalence en déformation.....	61
IV. Mesures d'endommagement.....	62
IV.1. Mesures directes.....	62
IV.2. Mesures indirectes.....	62
V. Formulation thermodynamique de l'endommagement.....	64
V.1. Choix des variables.....	64
VI. Les modèles d'endommagement	65
VI.1. Les modèle du béton seul en uni axial.....	65
VI.1.1. Modèle d'endommagement de Mazars.....	65
VI.1.2. Le modèle de De Vree [dVBvG95][130].....	70
VI.1.3. Le modèle de La Borderie [LaB91][131].....	70
VI.1.4. Modèles d'endommagement anisotropes.....	71
VI.1.5. Le modèle de Sagin[90].....	72
VI.1.6. Modèle de Grelat[96].....	74
VI.2. Les modèles du béton de fibres en uni axial.....	76
VI.2.1. Modèle de G. Camps et al.[132].....	77
VI.2.2. Modèle de R. Hameed [26],[133-134],.....	79
VI.2.3. Modèle de Sargin[99].....	82
VI.2.4. Modèle de Bouafia, Kachi et Fouré en traction.....	84
VII. Critère de rupture d'endommagement.....	89
VIII. Conclusion.....	90

Chapitre III : Validation et confrontation des résultats

Partie 1 : Béton seul

I. Introduction.....	91
II. Calcul du comportement du béton seul.....	91
III. Confrontation de la relation contrainte-déformation et l'évolution du dommage.....	91
III.1. En compression.....	91
III.1.1. Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en compression (Sargin)	92
III.1.2. Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en compression (le Modèle de Mazars)	98
III.2. En traction.....	104
III.2.1. Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en traction (le Modèle de Mazars).....	104
III.2.2. Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en traction (le Modèle de Grelat).....	111
IV. Conclusion.....	119

Partie II: Béton fibré

I. Introduction	120
II. Calcul du comportement du béton de fibres métalliques.....	121
III. Confrontation de la relation contrainte-déformation et dommage- contrainte.....	123
III.1. En compression.....	132
III.1.1. Influence des paramètres de la loi de comportement du béton de fibres en compression	135
III.1.2. La déformation à la rupture.....	136
III.2. En traction	136
III.2.1. Influence des paramètres de la loi de comportement du béton de fibres en traction.....	136
III.2.1.1. L'influence de l'orientation des fibres [126].....	136
III.2.1.2. L'influence de la longueur des fibres.....	140
III.2.1.3. L'influence du diamètre des fibres.....	144

III.2.1.4. L'influence de la contrainte d'adhérence sur la loi de comportement....	146
III.2.1.5. L'influence du pourcentage des fibres.....	152
III.2.1.6. L'influence du rapport Sable / Gravier sur le comportement	156
IV. Conclusion.....	163
Conclusion générale	164

LISTE DES FIGURES

Etude bibliographique

Chapitre. I : un aperçu du béton

Partie. I : Béton seul

Figure.I.1. Essai de compression [2].....	4
Figure.I.2. Comportement du béton en compression simple [12].....	4
Figure.I.3. Courbes contraintes -Déformations en compression uni-axial [6].....	5
Figure.I.4. Propagation des fissures sous compression uni-axial du béton.....	5
Figure.I.5. Courbe contrainte-déformation du béton en traction.....	6
Figure.I.6. Comportement en traction directe du béton Terrien (1980)[15].....	7
Figure.I.7. Courbes expérimentales du béton en traction selon Peterson [16].....	8
Figure.I.8. Courbes de traction d'éprouvettes en béton selon Hughes et Chapman [17]	8
Figure.I.9. Essai de fendage (ou essai brésilien) [2].....	9
Figure.I.10. Essai de traction par flexion	10
Figure.I.11. 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) [18].....	10
Figure.I.12. Enveloppe de rupture pour des essais bi-axiaux en contraintes planes Kupfer et al. (1969)[21].....	11
Figure.I.13. Schéma de fissuration lors d'un essai bi-axial.....	12
Figure.I.14. Schéma de fissuration lors d'une combinaison traction-compression.....	12

Partie. II : Béton fibré

Figure.II.1. Composite considéré comme un système à deux composants [26].....	16
Figure.II.2. Les caractéristiques principales des fibres [27].....	17
Figure.II.3. Les différents types de fibres d'acier [26].....	19
Figure.II.4. Plancher en béton fibré [35].....	22
Figure.II.5. Panneau préfabriqué en béton fibré [35].....	22
Figure.II.6. le contrôle de la propagation d'une fissure [36]	23
Figure.II.7. la transformation du comportement [36].....	23
Figure.II.8. Schéma de disposition des fibres [39].....	24
Figure.II.9. Effet de l'orientation des fibres sur la résistance du composite en traction EL Hachem [43].....	25

Figure.II.10. courbe contrainte déformation du béton de fibre [65]	28
Figure.II.11. Courbe contrainte déformation en compression simple [69].....	29
Figure.II.12. Contrainte-déformation" en compression [31].....	30
Figure.II.13. Courbe contrainte déformation des essais de compression faits sur des éprouvettes asservies [72]	30
Figure.II.14. Courbes de contrainte-déformation: en compression [74].....	31
Figure.II.15. Courbe contrainte-déformation en traction directe du mortier renforcé par différents types de fibres, Shah [75].....	32
Figure.II.16. Machine de l'essai de traction [80].....	33
Figure.II.17. Courbes contraintes-déformations en traction (béton de rapport S/G=0.8).....	33
Figure.II.18. Courbes contraintes-déformations en traction (béton de rapport S/G=1).....	33
Figure.II.19. Courbe charge flèche en flexion simple pour le béton et le béton renforcé par des fibres métalliques Swamy et al [87].....	35
Figure.II.20. Essai de traction par fendage.....	35
Figure.II.21. Courbe charge-déplacement diamétral par fendage pour différents matériaux, Zhan [72].....	36

Chapitre .II : Les théories et loi de comportement

Partie A : la théorie des poutres

Figure A.1. Loi Parabole-Rectangle du béton en compression BAEL.....	39
Figure A.2. Diagramme parabole-rectangle du béton en compression EUROCODE2.....	40
Figure A.3. Diagramme non linéaire du béton en compression EUROCODE2.....	41
Figure A.4. Comportement du béton en compression selon Sargin.....	43
Figure A.5. Comportement du béton en compression selon Popovics.....	45
Figure A.6. Loi de comportement du béton en compression (MacGregor).....	47
Figure A.7. Comportement de béton avant fissuration.....	48
Figure A.8. Diagramme contrainte-déformation du béton selon Grelat[96].....	49
Figure A.9. Le béton tendu selon ESPION (1986) et QUAST (1980).....	50
Figure A.10. Représentation de la loi de Sargin [99].....	51
Figure A.11. Loi de comportement (σ - ϵ) en traction du béton de fibres en acier [105].....	54

Partie B : la théorie d'endommagement

Figure B.1.Représentation de l'élément de volume endommagé [119].....	58
Figure B.2. section effective d'une éprouvette de traction [121].....	60
Figure B.3. contrainte effective et équivalence en déformation [121].....	61
Figure B.4. Mesures de l'endommagement par variation du module d'Young [123].....	63
Figure B.5. Phases de comportement mécanique du béton [123].....	64
Figure B.6. Evolution des deux variables d'endommagement Dt et Dc [125].....	68
Figure B.7. comportements élémentaires en traction et en compression [125].....	68
Figure B.8. Représentation de la loi de Sargin[90].....	72
Figure B.9. Représentation de la loi de Grelat[96].....	74
Figure B.10. Influence du paramètre a sur la loi d'évolution de la contrainte en traction[96]	76
Figure B.11. Les paramètres du modèle liées aux des fibres métalliques [133].....	81
Figure B.12.Loi de comportement (σ - ϵ) en traction du béton de fibres en acier [105].....	85
Figure B.13. cas possibles d'orientation des fibres [103].....	86
Figure B.14. Orientation des fibres dans le plan et dans l'espace [103].....	86
Figure B.15. Contrainte effective et équivalence en déformation en traction [119].....	87

Chapitre. III : Validation et confrontation des résultats

Partie 1 : Béton seul

Figure 1.1. Comportement contrainte- déformation du béton seul en compression pour les différentes valeur de f_{cj}	95
Figure 1.2. L'évolution du dommage en fonction de la déformation Pour différentes valeurs de f_{cj}	95
Figure 1.3. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(Mazars).....	99
Figure 1.4. Dommage -Déformation du béton seul en compression(Mazars).....	99
Figure 1.5. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(Mazars).....	100
Figure1.6. Dommage-Déformation du béton seul en compression(Mazars).....	100
Figure 1.7.Contrainte-Déformatiodu béton seul en compression(Mazars).....	101
Figure 1.8. Dommage-Déformation du béton seul en compression(Mazars).....	101
Figure1.9.Contrainte-Déformation du béton seul en compression(MazarsA_c).....	102

Figure 1.10. Dommage-Déformation du béton seul en compression(MazarsA_c).....	102
Figure 1.11. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(MazarsB_c).....	103
Figure 1.12. Dommage-Déformation du béton seul en compression(MazarsB_c).....	103
Figure 1.13. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars).....	106
Figure 1.14. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars).....	106
Figure 1.15. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars \llbracket ,Bt).....	107
Figure 1.16. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars \llbracket ,Bt).....	107
Figure 1.17. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars \llbracket ,At).....	108
Figure 1.18. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars \llbracket ,At).....	108
Figure 1.19. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars \llbracket ,At).....	109
Figure 1.20. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars \llbracket ,At).....	109
Figure 1.21. Contrainte-Déformation du béton seul en traction (Grelat[122]).....	113
Figure 1.22. Dommage-Déformation du béton seul en traction (Grelat[122]).....	113
Figure 1.23. Contrainte-Déformation du béton seul en traction (Grelat, [122]).....	115
Figure 1.24. Dommage-Déformation du béton seul en traction (Grelat[122]).....	115
Figure 1.25. Contrainte- Déformation du béton seul en traction (Grelat, [122]).....	117
Figure 1.26. Dommage-Déformation du béton seul en traction (Grelat[122]).....	117

Partie 1 : Béton fibré

Figure 2.1. Fibres ondulées et a crochets Matériau.....	122
Figure 2.2. Fibres issus des déchets d'usinage utilisé pour le matériau 2[135].....	122
Figure 2.3. Forme des éprouvettes.....	123
Figure 2.4. Calcul de comportement du béton de fibre en traction (modèle bouafia,kachi et fouré)	125
Figure 2.5. L'évolution du dommage en fonction de la déformation.....	125
Figure 2.6. Forme et dimensions des éprouvettes.....	126
Figure 2.7. Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport S/G=1 et W=0.4%....	127
Figure 2.8. Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport S/G=1 et W=0.8%	12

Figure 2.9. Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport $S/G=0.8$ et $W=0.4\%$	129
Figure 2.10. Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport $S/G=0.8$ et $W=0.4\%$	130
Figure 2.11. L'évolution du dommage en fonction de la déformation	131
Figure 2.12. Evolution de la contrainte de compression en fonction du paramètre R_c	134
Figure 2.13. Evolution du dommage en compression en fonction du paramètre R_c	134
Figure 2.14. Evolution de la contrainte de compression en fonction du paramètre R_c pour ($\epsilon_{rc}=3.5\%$)	135
Figure 2.15. Evolution du dommage en compression en fonction du paramètre R_c	135
Figure 2.16. Contrainte – déformation en fonction de l'orientation des fibres	139
Figure 2.17. Dommage – déformations en fonction de l'orientation des fibres	139
Figure 2.18. Contrainte – déformation en fonction de la longueur des fibres	143
Figure 2.19. Dommage – déformations en fonction de la longueur des fibres	143
Figure 2.20. Contrainte – déformation en fonction du diamètre des fibres	147
Figure 2.21. Dommage – déformations en fonction du diamètre des fibres	147
Figure 2.22. Contrainte – déformation en fonction de la contrainte d'adhérence	151
Figure 2.23. Dommage – déformations en fonction de la contrainte d'adhérence	151
Figure 2.24. Contrainte – déformation en fonction du pourcentage des fibres	155
Figure 2.25. Dommage – déformations en fonction du pourcentage des fibres	155
Figure 2.26. Contrainte – déformation en fonction de $S/G=1$ pour $W=0.4\%$	158
Figure 2.27. Dommage – déformations en fonction de $S/G=0.8$ pour $W=0.4\%$	158
Figure 2.28. Contrainte – déformation en fonction de $S/G=1$ pour $W=0.8\%$	161
Figure 2.29. Dommage – déformations en fonction de $S/G=0.8$ pour $W=0.8\%$	161

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est un mélange hétérogène formé de plusieurs constituants : gravillon, sable, liant, eau, adjuvant. Le béton se différencie selon la nature de ces constituants et son mode d'emploi et la réalisation. Et Chacun de ces éléments joue un rôle particulier dans le comportement du béton seul et du béton fibré, les fibres sont supposées être réparties de manière homogène et uniforme dans le composite (fibre-matrice).

Pour mieux comprendre les phénomènes mis en jeux dans ce matériau qu'est le béton, on note qu'il s'agit d'un composé multiphasique dont les trois principaux éléments sont la pâte de ciment hydraté, les granulats et les fibres .Et avant tout chargement et pour diverses causes (fissurations, température et humidité, évaporation ou retrait gêné par agrégats ...); Le béton compte de nombreux micro vides ou microfissures.

➤ Position du Problème :

Les problèmes actuellement posés aux chercheurs, dans le domaine du génie civil, concernent les aspects d'intégrité et de pouvoir modéliser le comportement post-localisation de la zone endommagée sous un chargement jusqu'à rupture d'une structure.

Afin de s'assurer d'un bon comportement du béton, il est nécessaire d'évaluer correctement les relations (contrainte-déformation) et (dommage- déformation) en compression et en traction.

Dans le cadre de ce travail, on s'intéresse à l'analyse des différents modèles du comportement sur le béton seul et le béton de fibre les. Intégrant les paramètres d'endommagement aussi bien en compression qu'en traction

➤ **Objectif du travail :**

- ✚ Evaluation du meilleur comportement du béton compression et en traction.
- ✚ Proposition d'une approche par rapport aux paramètres des modèles à étudier, pour évaluer (contrainte-déformation) et (dommage-déformation)
- ✚ Mise au point d'outil de calcul permettant de simuler l'évolution des (contraintes-déformations) et (dommages-déformations) en compression et en traction

➤ **Plan de travail :**

La présente étude est développée comme suit

- ✚ **Chapitre I :** un aperçu sur le comportement du béton en compression et en traction selon deux parties :
 - Partie I : béton seul
 - Partie II : béton de fibre
- ✚ **Chapitre II :** présente des modèles de comportement du béton en compression et en traction selon deux parties :
 - partie A : théorie des poutres
 - partie B : théorie de l'endommagement
- ✚ **Chapitre III :** consiste à la validation des modèles présentées dans le chapitre précédents avec l'outil de calcul (Excel), en suite une confrontation des résultats obtenus, et aussi avec des résultats expérimentaux
- ✚ L'étude est achevée par une **conclusion générale.**

CHAPITRE I

Etude bibliographique

Partie .I. un aperçu sur le comportement mécanique du béton seul en compression et en traction.

Partie .II. un aperçu sur le comportement mécanique du béton de fibre en compression et en traction

Partie .I. un aperçu sur le comportement mécanique du béton seul en compression et en traction.

I. Introduction

La particularité des structures du génie civil en béton armé est que le béton largement utilisé dans son domaine non linéaire. Ce matériau étant fragile, les non linéarités s'accompagnent de microfissures et parfois de macro-fissures. Pour reproduire correctement le comportement de ces structures, il faut porter une attention particulière au comportement mécanique du matériau.

Les bétons couramment utilisés dans la construction des ouvrages de génie civil tels que les ponts, les murs de soutènement, les centrales nucléaires présentent des résistances à la compression f_{cj} variant de 40 à 60 MPa ([1]). 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_{cj} de l'ordre de 25MPa sont suffisants.

Dans cette première partie, un résumé des caractéristiques principales du comportement mécanique du bétons sera présenté, basé sur les expériences au laboratoire et les résultats qu'est publiés par différents auteurs dans la littérature.

II. Etude du comportement expérimental du béton

II.1 Comportement expérimental du béton en compression

En raison de sa facilité de réalisation, l'essai de résistance en compression uni-axiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer les caractéristiques générales de résistance du béton (voir : Figure. I.1).



(a) Presse.

(b) Extensomètre à béton

Figure.I.1. Essai de compression [2]

Plusieurs études dans la littérature comme celles de Hsu (1963)[3] et Benouniche (1978) [4] , Bischoff, P. H. et Perry, S. H. (1991)[5], D. J. HAN , W. F. CHEN (1986)[6]. Kotsovos (1983) [7], Ramtani (1990) [8], Erik Van Geel, (1998)[9], J.M. Torrenti, G.P.Cabot, J.M. Reynouard,(2010) [10], Kotsovos (2013) [11], Hung Ung Quoc[12], ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uni-axiale en fonction du niveau de la contrainte appliquée, l'allure générale du comportement du béton est donnée par la figure suivante (Figure. 1.2).

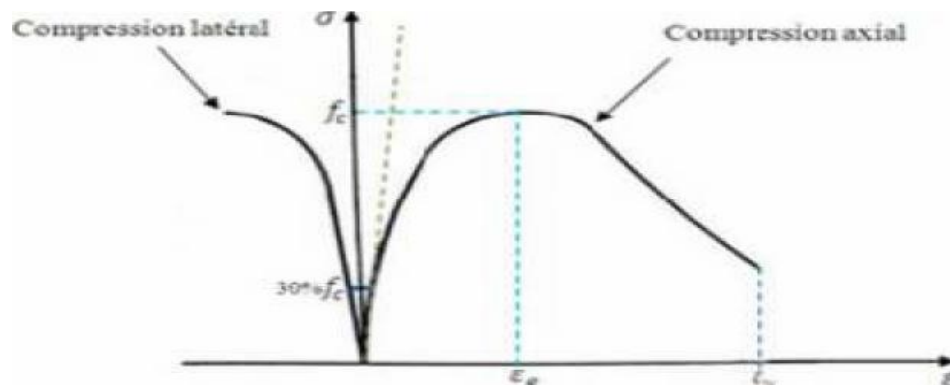


Figure.I.2. Comportement du béton en compression simple [4].

La courbe présente une réponse presque linéaire jusqu'à 30% de la limite de résistance en compression simple f_{cj} , en dépassant ce point on observe que la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% de la limite en compression simple, cette phase correspondant à un comportement ductile adoucissant et quasi-linéaire est suivie d'un maximum correspondant au pic de résistance.

Au delà duquel une autre branche descendante représentant la chute de résistance jusqu'à la rupture totale du matériau.

L'allure de la courbe contrainte - déformation en fonction de la résistance [2] est représentée sur la Figure 1.3

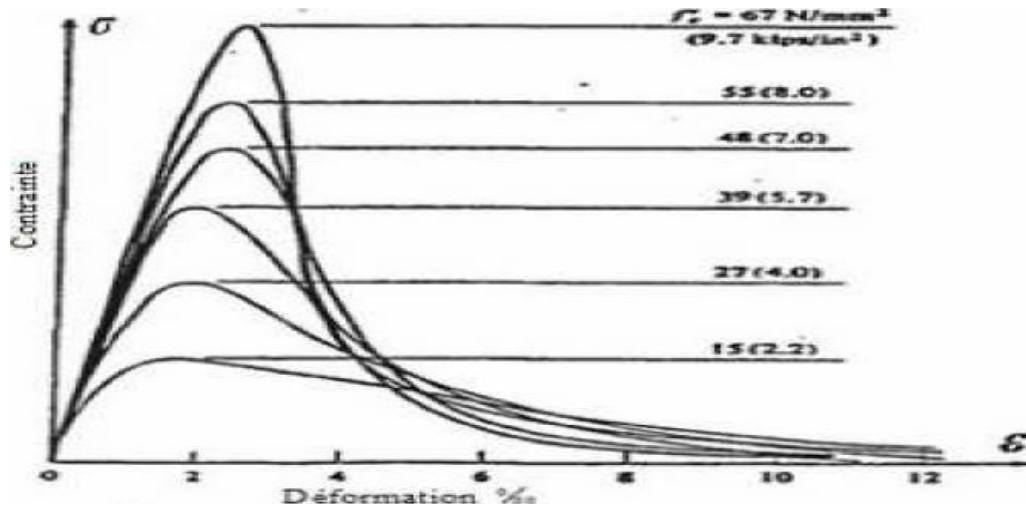


Figure.I.3. Courbes contraintes -Déformations en compression uni-axial [6]

Dans un comportement en compression uni-axial les fissures se propagent dans la matrice parallèlement à la direction de chargement (Figure. I.4).



Figure.I.4. Propagation des fissures sous compression uni-axial du béton

La classification actuelle des bétons [13-14] est basée sur la résistance en compression à 28 jours .Un Béton Ordinaire (BO) à une résistance comprise entre 20 et 50 MPa, un Béton à Hautes Performances (BHP) à une résistance située entre 50 et 80 MPa, Pour des valeurs comprises entre 80 et 120 MPa , on parle de Bétons à Très Hautes Performances (BTHP) et au-delà, de Bétons à Ultra Hautes Performances (BUHP) tel que les Bétons de Poudres Réactives (BPR).

II.2 Comportement expérimentale du béton en traction

II.2.1 Essai de traction directe [15-17]

L'essai de traction directe est l'essai le plus représentatif du phénomène de la traction mais, il est entre autre, très délicat à réaliser. L'application directe d'un effort de traction pure, en dehors de toute excentricité, est très difficile car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération devant avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite. Cet essai, satisfaisant sur le plan théorique, a deux défauts principaux :

Il est assez dispersé dans ces résultats, ceci en raison du sciage des extrémités qui crée un affaissement dans ces zones, les ruptures se produisent assez souvent dans la zone du collage ces essai.

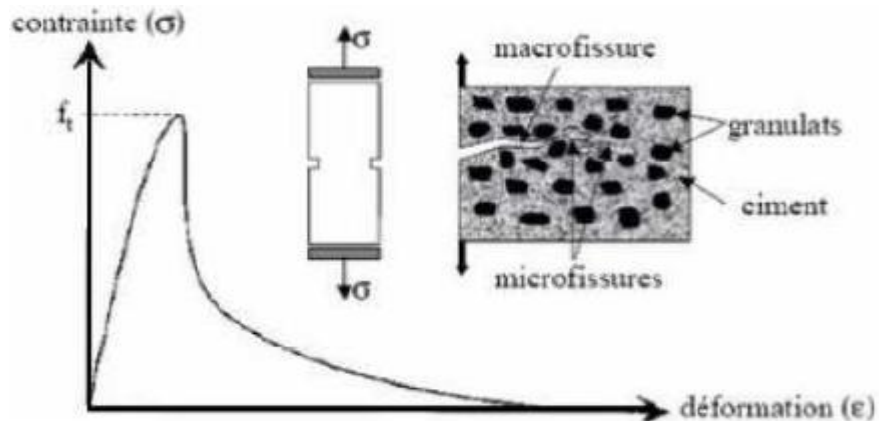


Figure.I.5. Courbe contrainte-déformation du béton en traction

La courbe contrainte-déformation du béton obtenu en traction uni-axiale (Figure. I.5) est similaire à celle de la compression, mis à part le fait que la résistance limite en traction f_{tj} est nettement plus faible que celle en compression ($f_{tj} = 0.1f_{cj}$). La courbe est linéaire jusqu'à environ 75% de sa résistance limite de traction f_{tj} . Les microfissures s'initient à se développer dans la région qui précède la résistance au pic et qu'elles s'agrandissent plus rapidement que lors du test de compression et par conséquent la rupture survient plus tôt.

Des tests expérimentaux de traction directe effectués sur des éprouvettes en béton ont montré que, juste avant le pic, une décohésion des granulats les plus importants apparaissait et que les fissures nées de cette décohésion se coalisent ensuite avec les microfissures existantes pour former une macrofissure continue. De plus, les résultats révèlent la présence de nombreux grains reliant les surfaces de la fissure, ce qui explique la branche d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation. La ruine des éprouvettes apparaît lors de la rupture de ces grains. Parmi ces essais on peut citer :

II.2.1.1 Traction directe par Terrien (1980) [15]

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 Terrien (1980) 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. I. 6). Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic.

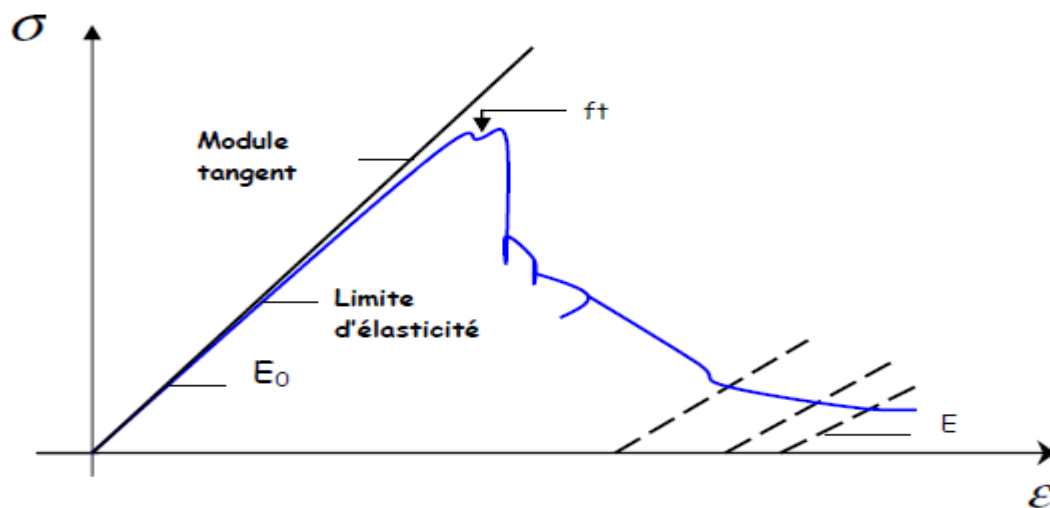


Figure.I.6. Comportement en traction directe du béton Terrien (1980)[15]

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

II.2.1.2 Comportement du béton en traction selon Peterson- Hughes et Chapman [16-17]

Les diagrammes obtenus lors des essais, réalisés par Peterson [16], montrent l'existence de deux phases très distinctes :

-Une branche ascendante (élastique linéaire) rectiligne jusqu'au maximum de résistance.

-Au delà du pic, la courbe décroît progressivement jusqu'à s'annuler, d'où un comportement assez ductile (Voir figure. 1.7). D'autres essais du même type, (Figure.I.8) ont été réalisés par Hughes et Chapman [17]

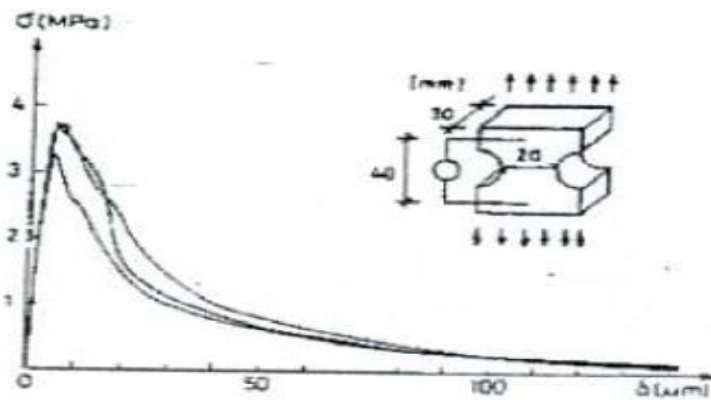


Figure.I.7. Courbes expérimentales du béton en traction selon Peterson [16].

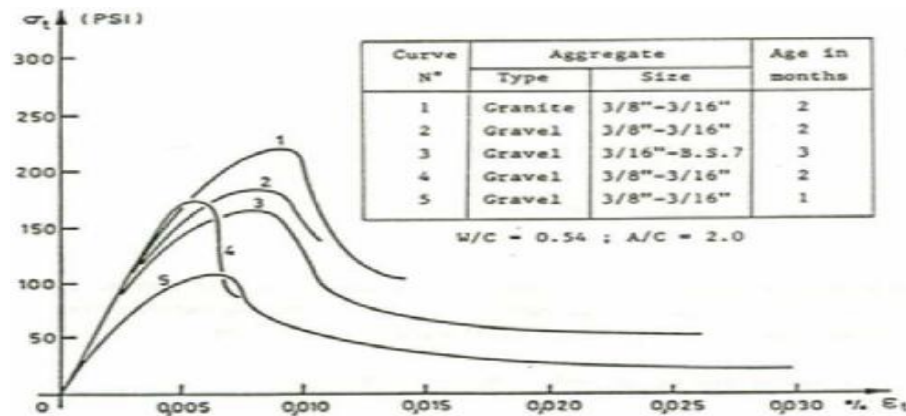


Figure.I.8. Courbes de traction d'éprouvettes en béton selon Hughes et Chapman [17]

De nombreux essais permettent de déterminer la résistance à la traction d'un matériau, mais tous, sauf l'essai de traction simple, sont indirect

II.2.2 Essai de traction indirecte

II.2.2.1 Traction par fendage [2]

L'essai est réalisé sur une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur. Le problème du béton est qu'il est très fragile en traction et qu'il est difficile de réaliser des essais de traction directe sur béton en raison de la difficulté de solidariser le béton avec les plateaux de la presse (par exemple par collage). Pour contourner la difficulté, on comprime l'éprouvette de béton sur une génératrice du cylindre. Le champ de contrainte qui en résulte est tel que dans le plan parallèle à la direction de chargement apparaît une contrainte de traction qui va provoquer la ruine du béton.

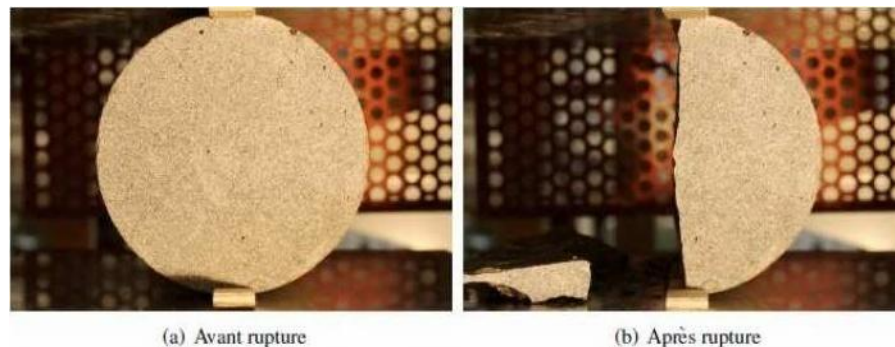


Figure.I.9. Essai de fendage (ou essai brésilien) [2]

Dans la (figure. 1.10) on voit une éprouvette sollicitée par un essai de fendage juste avant et juste après la rupture (fragile) du matériau.

Le calcul de la résistance en traction F_t en fonction de l'effort F appliqué sur l'éprouvette à rupture (en KN), de son diamètre D (en cm) et de la longueur L de contact entre l'éprouvette et les plateaux de la presse (en cm), par la formule (I.1).

$$F_t = \frac{2F}{\pi DL}$$

II.2.2.2 Essai de traction par flexion [18]

Cet essai permet de contrôler la qualité du béton (voir figure I.10) ; il donne une indication sur la résistance à la traction par flexion du béton donc sur la résistance à la fissuration.

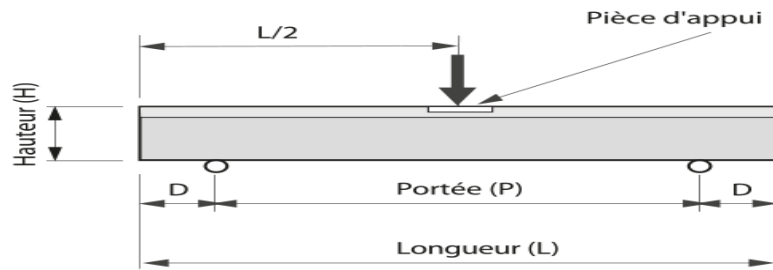


Figure.I.10. . Essai de traction par flexion

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 les Figures (a) et (b), 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 (figure.I.11).

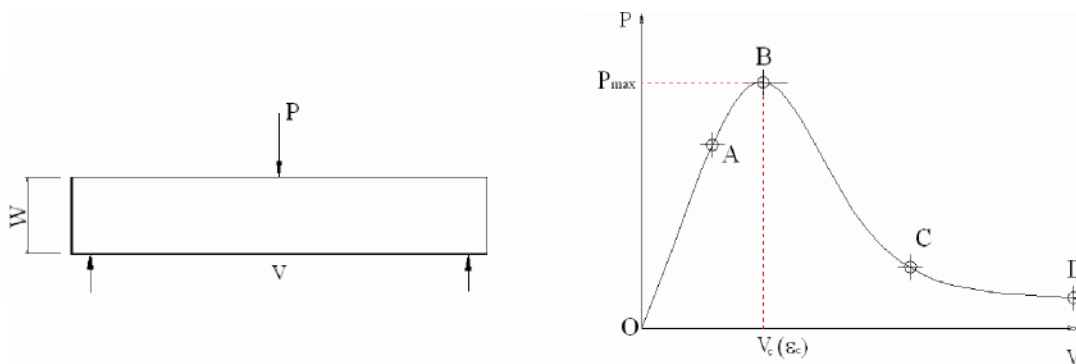


Figure.I.11. Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b) [18]

D'autre type d'essai :

- ✚ Essai PIED
- ✚ Essai sur un tirant

II.3 Comportement bi-axial du béton [19-22]

On peut résumer les principales caractéristiques de comportement du béton chargé de manière biaxiale (compression-compression, traction-compression et traction-traction) comme suit

-Comme les résultats expérimentaux de Kupfer et al. (1969)[21] repris à la figure. I.12 montrent, la résistance à la compression augmente dans un état de contrainte en bi-compression.

-L'augmentation peut être de 25 % pour un rapport de contrainte $\sigma_2 / \sigma_1 = 0.5$ et de 16 % pour $\sigma_2 / \sigma_1 = 1$. En état de traction - compression, la résistance à la compression décroît quand la contrainte de traction appliquée croît. En traction bi-axiale, la résistance à la traction reste quasiment égale à la résistance à la traction uni-axiale.

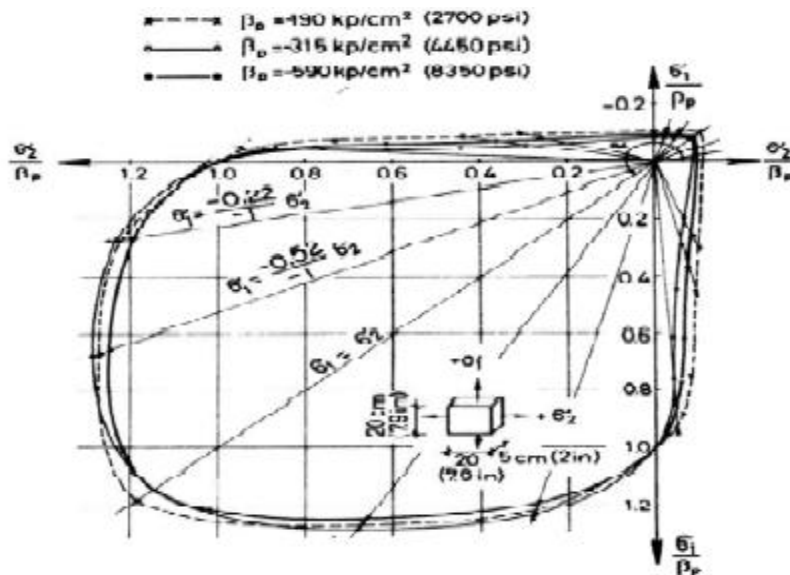


Figure.I.12. Enveloppe de rupture pour des essais bi-axiaux en contraintes planes Kupfer et al. (1969)[21]

En règle générale pour un tel essai on constate une rupture parallèle au plan de chargement [21-22] (c'est-à-dire suivant la direction d'extension maximale)

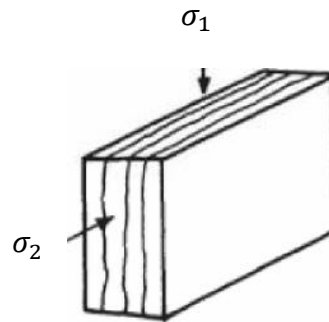


Figure.I.13. Schéma de fissuration lors d'un essai bi-axial[21]

II.4 Combination traction –compression [21-22]

Là aussi les résultats sont rares. Les auteurs ont constaté que lorsque la contrainte de traction dépasse une faible fraction (7,5 %) de la contrainte de compression la rupture est du type traction simple, c'est-à-dire fragile avec plan de rupture orthogonal à la traction maximale. Et, bien entendu, dans tous les cas les contraintes à la rupture sont inférieures aux résistances en compression et traction simple. Ceci provient du fait que les fissures qui sont dans la direction de compression sont également orthogonales à la direction de traction. Leur propagation est donc facilitée, d'où une résistance plus faible (voir figure I.14).

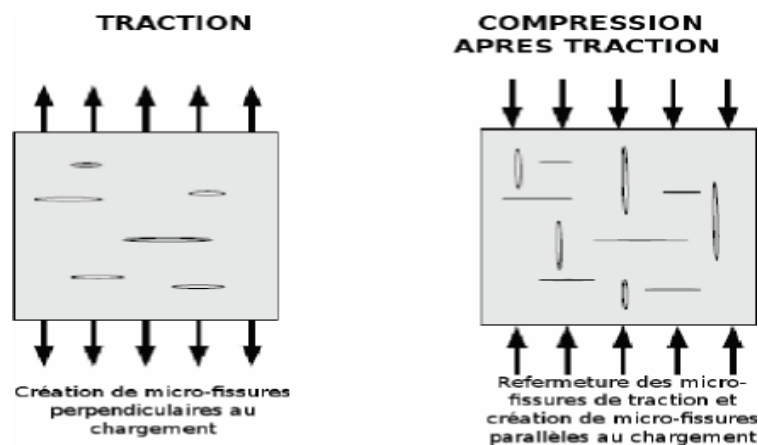


Figure.I.14. Schéma de fissuration lors d'une combinaison traction-compression [22]

II.5 Fissuration du béton

Le béton, largement utilisé dans la construction, présente un comportement mécanique très complexe du à son caractère hétérogène et fragile .Cette hétérogénéité favorise le développement de divers modes de rupture et de propagation de fissures.

II.5.1 Les causes de la fissuration du béton

L'hétérogénéité de composition du béton vient s'ajouter une hétérogénéité dite structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. La plupart de ces défauts se situent à l'interface entre les granulats et la pâte de ciment, cette interface constituant le lien le plus faible du matériau.

Des microfissures peuvent également être générées dans le ciment par différents facteurs, tels que : le retrait (diminution du volume apparent de la matière) hydraulique engendré par une évaporation d'eau, le retrait thermique engendré par une variation de température ou une consolidation incomplète du ciment entraînant la formation de microcavités. Lorsque cette structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment

III. Conclusion

L'étude bibliographique des résultats expérimentaux sur éprouvettes permet en effet de mettre en évidence les différents comportements du béton qui peuvent être rencontrés. La principale qualité du béton est son excellente résistance à la compression, mais son principal défaut est sa résistance en traction.

De plus, le béton seul est un matériau anisotrope et non-homogène. Il est donc difficile de définir les variations de ses caractéristiques mécaniques, car plusieurs paramètres entrent en jeu.

La durabilité et la tenue en service des structures du génie civil sont fortement influencées par la présence des fissures. Compte tenu de leur conception, les ouvrages en béton travaillent dans le domaine non linéaire et sont donc fissurés.

Nous proposons des modèle basé sur la théorie des poutres et de l'endommagement(chapitre II) qui permet d'évaluer le comportement du béton. Les essais, uni-axiaux ou bi-axiaux, ont mis en évidence le caractère non linéaire du comportement du béton .

Partie .II. un aperçu sur le comportement mécanique du béton de fibre en compression et en traction

I. Historique sur les bétons de fibres

Les matériaux cimentaires sont généralement caractérisés comme étant des matériaux fragiles à faible résistance à la traction et à faible capacité de cisaillement, cette fragilité peut être surmontée par l'introduction d'armatures filantes ; c'est le cas du béton armé traditionnel, et de renforts qui peuvent être des fibres courtes ; c'est le cas des matériaux composites et en particulier le béton de fibres [23].

L'utilisation des fibres discontinues pour améliorer les propriétés du béton a commencé en 1910 [24]. Dès le début des années 1920, les bétons renforcés de fibres ont été introduits ; on utilisait alors soit des fibres végétales souvent mélangées à des déchets de type animalier, soit des fibres en acier (clous) qui sont incorporés dans une matrice cimentaire [25].

II. Constituants d'un béton renforcé de fibres

Les bétons renforcés de fibres sont généralement définis comme des composites avec deux composantes principales : les fibres et la matrice (Figure II.1) [26]. Les fibres sont réparties de manière aléatoire dans la matrice en béton. Les fibres servent alors à renforcer la matrice qui présente un caractère plutôt fragile. La liaison est alors supposée parfaite [27]. Le matériau obtenu présente une meilleure résistance à la traction, devient ductile et capable de limiter la propagation de l'endommagement tout en assurant une durabilité accrue [28]. La résistance à la traction reste tout de même assez faible par rapport à la résistance à la compression [29-32].

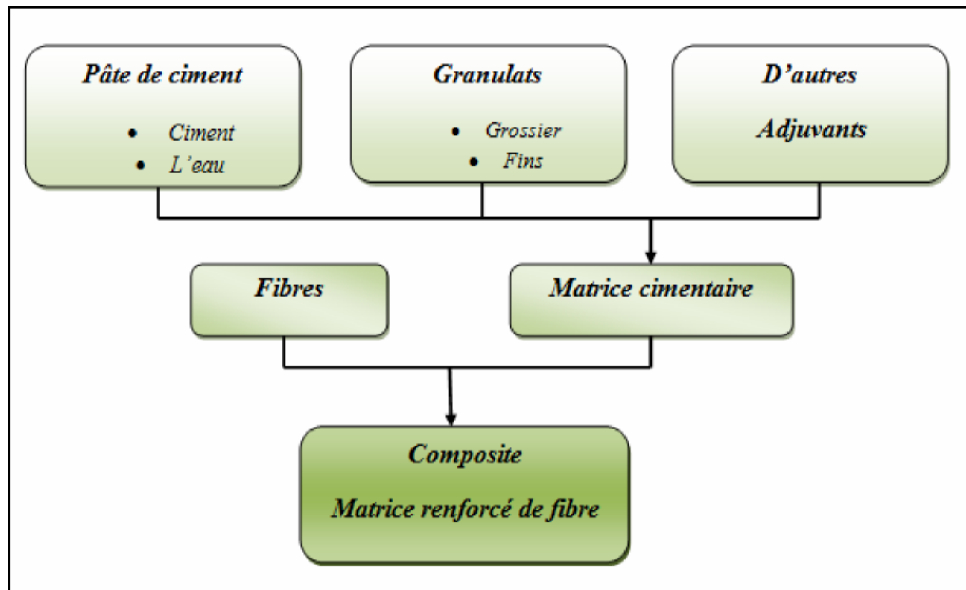


Figure.II.1 : Composite considéré comme un système à deux composants [26]

II.1 Matrice à base de ciment

Typiquement, la matrice pour le composite peut être une pâte de ciment, un mortier ou un béton (un mortier avec gravillons). La pâte de ciment est constituée de ciment et d'eau, et peut contenir des additifs qui peuvent être osseux (cendres volantes) ou chimiques (adjuvants).

II.1 Fibres pour les liants Matrices

Les fibres discontinues utilisées dans le béton peuvent être caractérisées de différentes manières comme le montre la Figure II.2 [27].

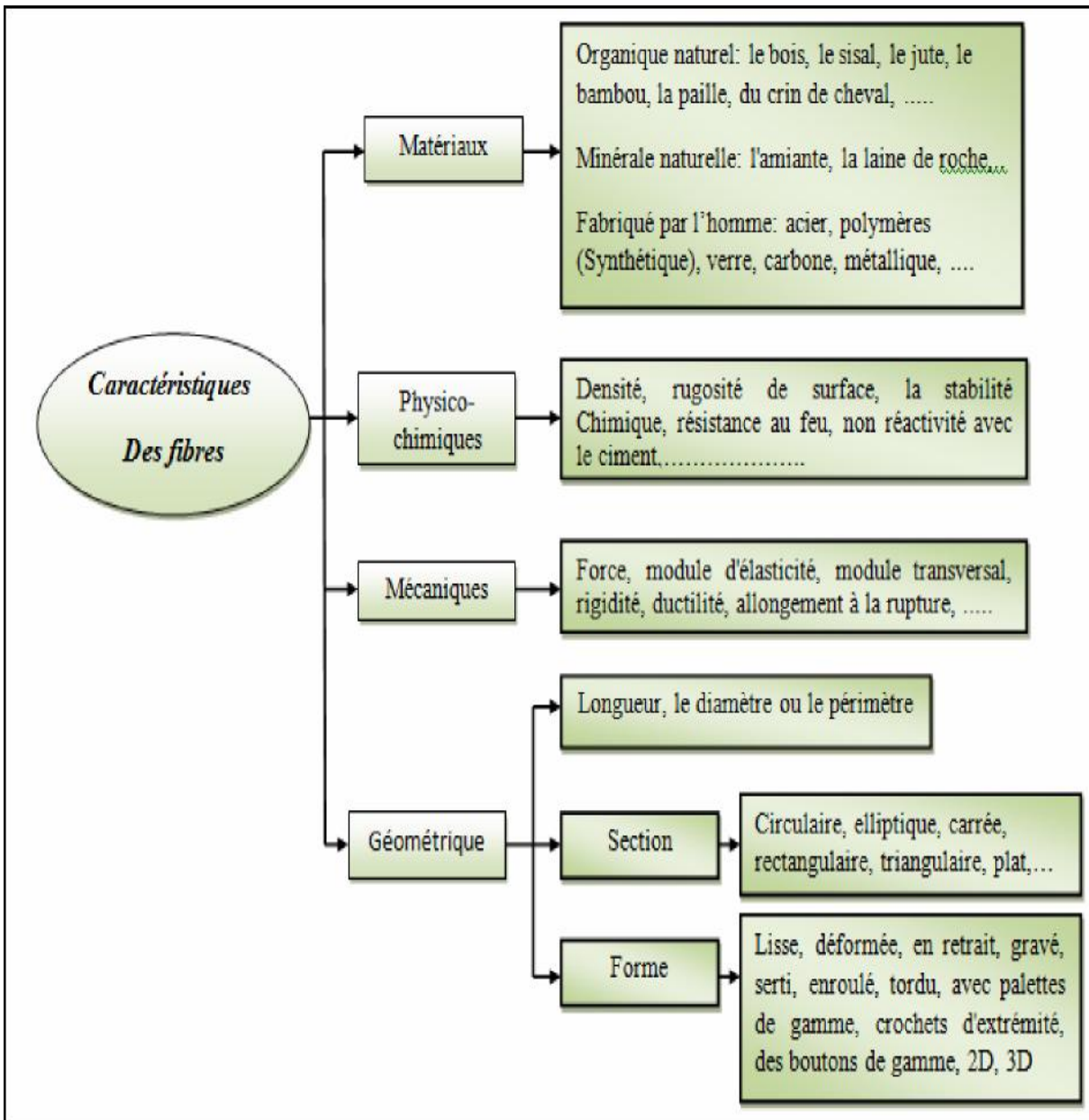


Figure.II.2 : Les caractéristiques principales des fibres [27]

Les principaux facteurs qui contrôlent les performances du matériau composite sont les suivants:

- ✚ Les propriétés physiques des fibres et de la matrice,
- ✚ Adhérence et collage des fibres dans la matrice.

III. Types de fibres

Les fibres sont normalement divisées en trois grandes catégories: Les fibres d'acier, naturelles, et synthétique. Dans cette présente étude, on se limitera au cas des fibres métalliques qui sont les plus utilisées pour le renforcement du béton.

Les fibres a based'acier

Les fibres d'acier destinées à armer le béton sont généralement courtes, les longueurs discrètes d'acier ayant un rapport d'aspect dans la gamme de 20 à 100 mm, qui sont suffisamment petites pour être dispersées au hasard dans un mélange de béton non durci [33]. Les fibres d'acier sont disponibles en longueurs de 6 à 80 mm et ayant une surface transversale entre 0,1 et 1,5 mm. La résistance à la traction est normalement dans la plage comprise entre 300 et 2400 MPa. Elles sont de forme circulaire ou rectangulaire et sont produites par découpage des fils d'acier ou par des feuilles de cisailage de tôles métalliques aplatis. Les fibres sont généralement serties ou déformée soit avec un crochet à chaque extrémité de la fibre ou une petite tête pour améliorer l'ancrage dans la matrice béton [34].

Le dosage des fibres en volume peut varier jusqu'à 2% dans le béton. Pour des teneurs plus élevées en volume, le mélange a tendance à produire une agglomération de fibres pendant le processus de malaxage et l'ouvrabilité ne peut pas être facilement obtenue [34].

Les différents types de fibres d'acier sont montrés dans la Figure II.3.

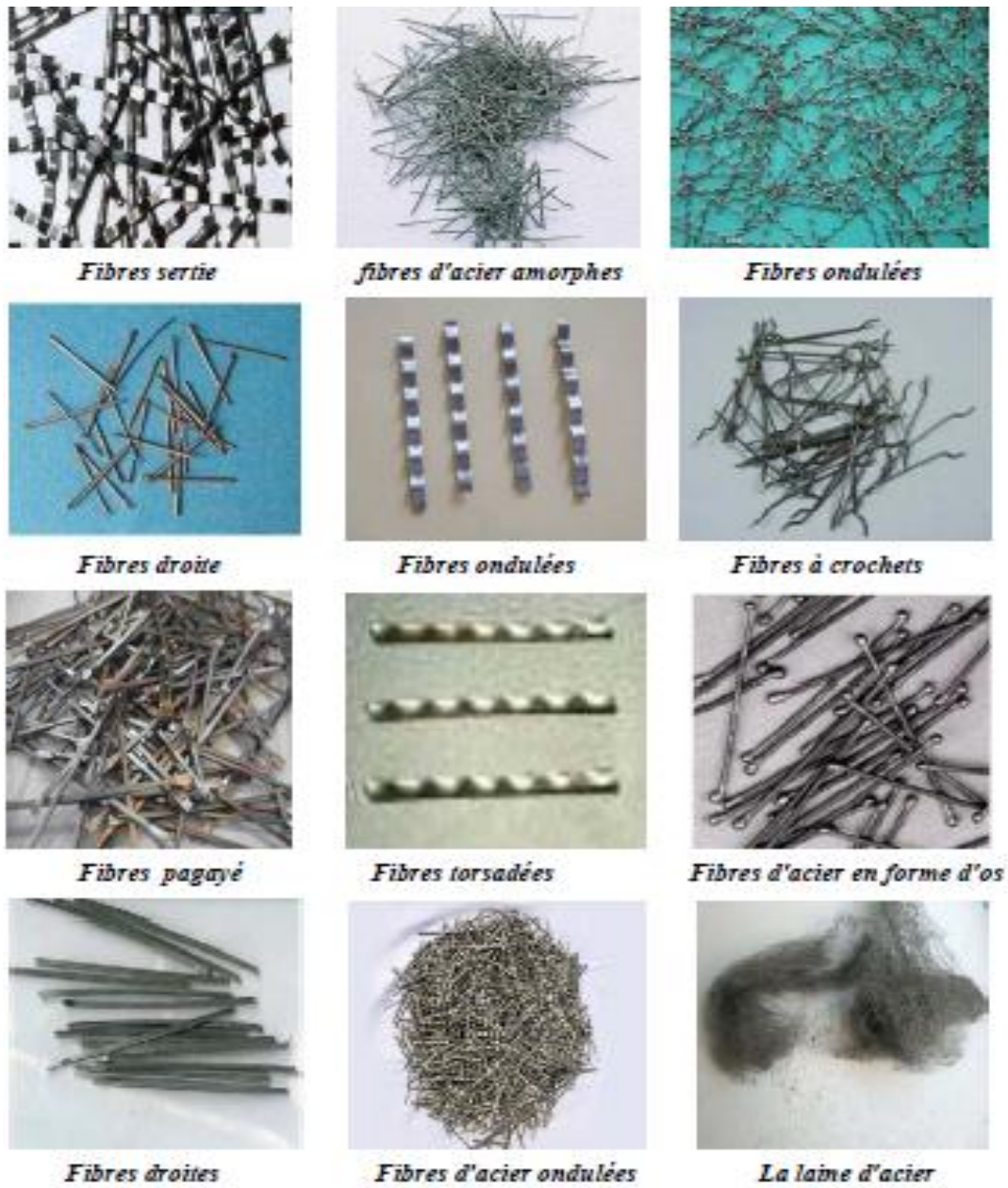


Figure.II.3 Les différents types de fibres d'acier [26]

IV. Avantages et inconvénients des bétons de fibres métalliques(B.F.M)

IV.1 Avantages du B.F.M

Les avantages de l'utilisation des fibres dans le béton sont présentés selon l'aspect technique et économique.

IV.1.1 Aspect technique

L'utilisation d'un béton fibré est avantageuse principalement au niveau du contrôle de la fissuration ainsi que du support de charge, tout dépendamment du type de fibres et du dosage utilisé. Les principaux avantages techniques sont :

- ✚ un renforcement tridimensionnel uniformément distribué à travers le béton,
- ✚ une augmentation de la ténacité (résistance résiduelle),
- ✚ une énergie d'absorption élevée,
- ✚ une résistance aux impacts, à la fatigue élevée,
- ✚ une augmentation de la résistance en cisaillement.

IV.1.2 Aspect économique

Les principaux avantages économiques des bétons fibrés sont :

- ✚ Une réduction des intervenants sur le chantier, ce qui implique une réduction du coût de mise en place et du temps de construction,
- ✚ une optimisation du dimensionnement et principalement une substitution d'un certain pourcentage d'armatures traditionnelles dans le cas des pièces nécessitant un fort pourcentage d'acier et aussi dans le cas des fondations profondes.

IV.2 Les inconvénients du béton de fibres

- ✚ Réduction de la maniabilité (quand le pourcentage est élevé),
- ✚ Introduction d'un certain type de fibres dans le béton avec les moyens traditionnels se révèle très difficile,
- ✚ Actuellement le prix des fibres est relativement très élevé et de ce fait le prix de revient du m^3 de béton de fibre peut paraître excessif par rapport à celui du béton traditionnel.

V. Applications actuelles du béton de fibres

Les bétons de fibres métalliques (**BFM**), sont de plus en plus utilisés dans le Bâtiment et les Travaux Publics. Deux grands groupes d'application peuvent être distingués : il s'agit de la préfabrication et du coulage in-situ sur l'ouvrage. Le Tableau I-1 illustre quelques applications de bétons renforcés de fibres et leurs intérêts

APPLICATIONS	INTERETS APPORTES PAR L'AJOUT DES FIBRES DANS LE BETON
Canalisations et coques minces faiblement sollicitées	<ul style="list-style-type: none"> - Amélioration de la tenue des pièces aux jeunes âges - Modification des variations dimensionnelles, lutte contre la fissuration
Dallages, chaussées en béton, dallages manufacturés, et éléments structuraux soumis à la flexion	<ul style="list-style-type: none"> - Diminution de 40% de l'ouverture de fissures - Augmentation de la rigidité après fissuration - Augmentation de la résistance au cisaillement - Augmentation de la résistance à l'usure
Eléments structuraux soumis à la compression (poteaux, pieux, fondations ...)	<ul style="list-style-type: none"> - Amélioration de la charge ultime - Pas de rupture fragile
Structures soumises à des sollicitations dynamiques (piste d'aéroport)	<ul style="list-style-type: none"> - Energie absorbée plus importante - Augmentation de la résistance aux chocs - Loi de comportement du matériau fortement améliorée
Réparation des revêtements routiers, tabliers de ponts	<ul style="list-style-type: none"> - Amélioration de la résistance aux chocs - Amélioration de la déformabilité et de la durabilité
Parties exposées aux fortes variations de température et même aux très hautes températures	<ul style="list-style-type: none"> - Remplacement avec succès de revêtement réfractaire - Diminution du coût de réparation des éléments réfractaires
Stabilisation des parois rocheuses, les talus, tunnels, et galeries souterrains	<ul style="list-style-type: none"> - Suppressions du travail de fixation du grillage ordinairement employé - Diminution du coût de réparation et/ou de stabilisation des parois rocheuses et des talus
Fabrication de pieux, revêtements ignifuges isolants, panneaux de revêtement de façade	<ul style="list-style-type: none"> - Augmentation de la résistance aux chocs - Augmentation de la résistance à l'usure - Augmentation de la durabilité de revêtement

Tableau I.1 : Applications de bétons renforcés de fibres

✚ Quelques exemples d'application des bétons fibrés [35]



Figure.II.4 Plancher en béton fibré [35]

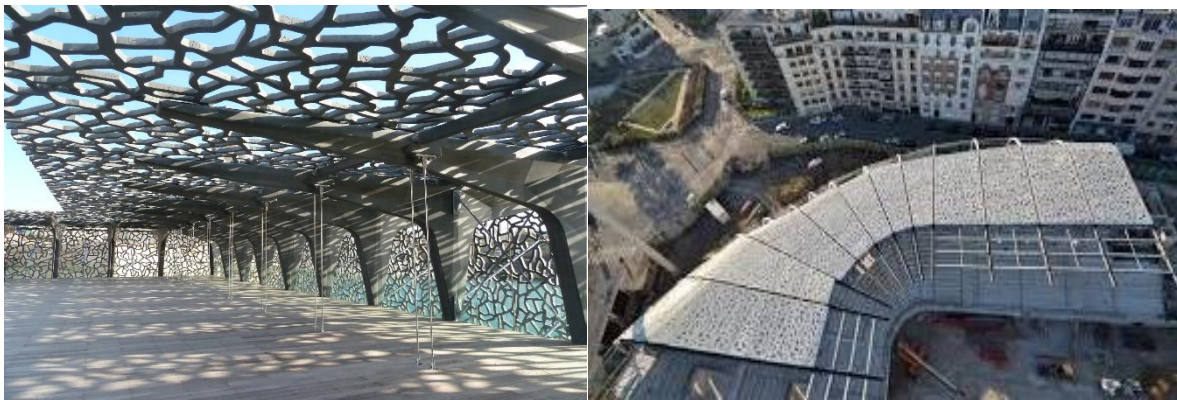


Figure.II.5 Panneau préfabriqué en béton fibré [35]

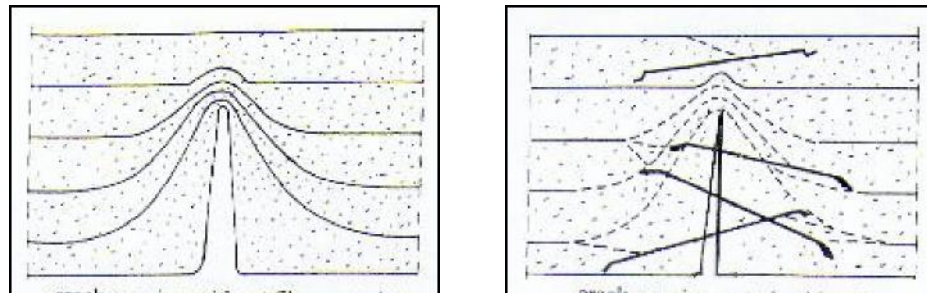
VI. Rôle des fibres et leurs influences dans le béton

VI.1 Rôle des fibres dans le béton

Au début, les chercheurs ont essayé, par l'addition de fibres, d'augmenter les caractéristiques mécaniques du béton comme la résistance à la compression et la résistance à la flexion, mais le résultat obtenu était limité [36]. Il à été constaté que le rôle principal des fibres dans un matériau cimentaire peut-être apprécié sous deux volets :

- ✚ Le contrôle de la propagation d'une fissure dans un matériau en état de service en réduisant l'ouverture des fissures, comme illustré schématiquement par la Figure II.6.

- ✚ La transformation du comportement fragile d'un matériau en un comportement ductile qui accroît la sécurité lors des états de chargement ultimes (Figure II.7).



Amorce de fissure

Fissure traversée par des fibres



Figure.II.6 : le contrôle de la propagation d'une fissure [36]

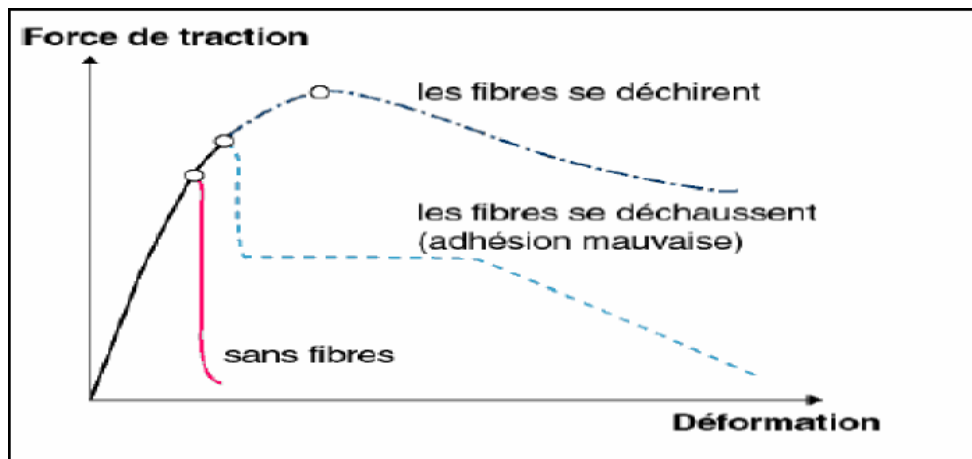


Figure.II.7 : la transformation du comportement [36]

Les fibres ont généralement pour rôle de renforcer la structure en s'opposant au développement des fissures et à leur propagation. Selon le type, le dosage et les éléments en béton dans lesquels elles sont insérées.

L'ajout des fibres à la matrice cimentaire permet d'obtenir [37] :

- une meilleure résistance à la traction, la flexion, la fatigue, l'abrasion et au choc, -une meilleure maîtrise de la rupture du matériau (amélioration de la ductilité),
- l'atténuation des effets thermiques et de retrait, l'amélioration du comportement du matériau au jeune âge.

VI.2 Paramètres des fibres influant sur le comportement du béton

✚ La longueur des fibres

La longueur des fibres est un paramètre important qui influe de façon contradictoire sur l'efficacité du renfort et sur l'ouvrabilité du mélange. Pour avoir un renforcement efficace dans la matrice, les fibres doivent être suffisamment longues pour s'opposer à l'ouverture de fissures inter granulaires. Pour remplir ce rôle, la longueur des fibres doit représenter trois fois la dimension du plus gros granulat [38]. De plus, les fibres doivent être ancrées le plus solidement possible dans la matrice pour couder effectivement les deux lèvres des fissures. Les fibres courtes seraient contournées, voire elles mêmes source de rupture si la liaison fibre était de mauvaise qualité [39].

Pour les bétons fibres métalliques nous pouvons utiliser des microfibrilles (de longueur inférieure à 5mm), afin d'améliorer la capacité portante et la ductilité des structures.

Par contre, elles ne permettent pas d'améliorer la résistance intrinsèque du matériau [40]

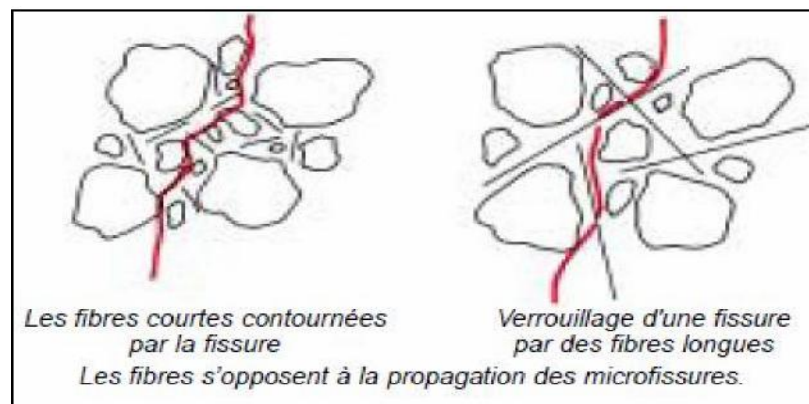


Figure.II.8 : Schéma de disposition des fibres [39]

✚ Orientation préférentielle 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 [41], 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 et al [42] 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 [43] permet de mettre en évidence l'effet de l'orientation des fibres de fonte amorphes sur la résistance du composite à la traction (figure II.9).

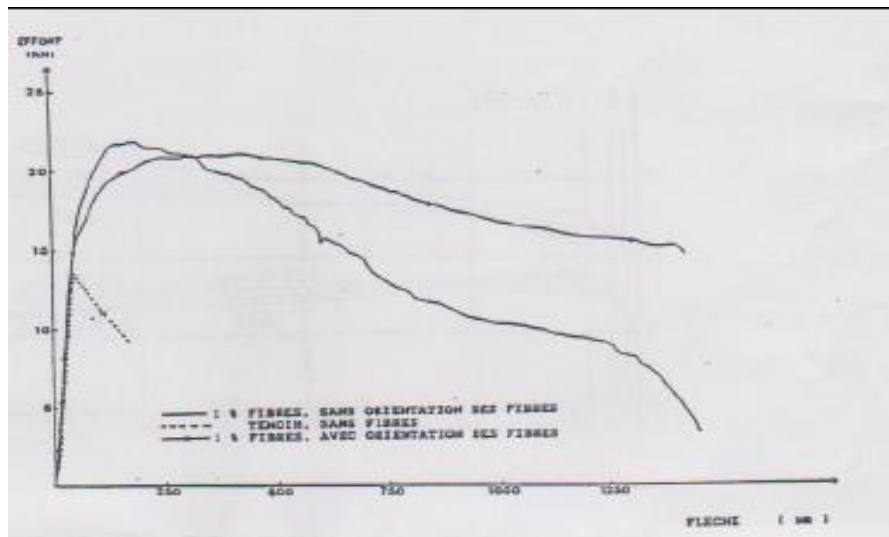


Figure.II.9 : Effet de l'orientation des fibres sur la résistance du composite en traction EL Hachem [43]

Distribution des fibres

En comparaison du procédé de mise en place du béton traditionnel, le béton de fibres a besoin de plus de soin pour assurer la bonne homogénéité des fibres dans la matrice. De ce fait, il est nécessaire de contrôler la distribution réelle des fibres dans le composite.

La vérification de leur distribution réelle dans le composite peut être effectuée en examinant le nombre de fibres dans une section droite de l'élément à étudier et de le comparer avec le pourcentage théorique. Soroushian et al [44] propose une expression de N1:

$$N1 = \alpha \frac{V_f}{A_f}$$

V_f : Le dosage volumique en fibres ;

A_f : La section de la fibre ;

α : Le facteur orientation.

Interaction fibre-matrice

Les performances des matériaux composites dépendent de la liaison fibre - matrice. La résistance d'adhésion inter faciale joue un rôle très important dans le comportement mécanique du béton renforcé des fibres, car l'interface est la zone de contact à travers laquelle se réalise le transfert de charge de la matrice à la fibre [39].

D'après Bartos [45], 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 ...).

Il existe deux grandes familles de fibres métalliques, se distinguant par leur fonctionnement mécanique [46] :

- Les fibres fonctionnant par adhérence, de forme aplatie pour avoir une surface spécifique importante, mais peu ductiles, leur intérêt étant de limiter par frottement les ouvertures de fissures.

- Les fibres fonctionnant par ancrage, de forme cylindrique. En acier tréfilé, ayant un comportement ductile, l'ancrage pouvant être amélioré, par descrochets ajoutés aux extrémités de la fibre ou des ondulations disposées tout le long des fibres.

Des études menées sur des fibres ondulées et sur des copeaux d'usinage ont montré l'intérêt que présentent ces fibres [47-62]. L'interaction, de nature mécanique, des fibres ondulées avec la matrice en béton est très complexe. La dissipation de l'énergie par déformation plastique joue un rôle aussi important que les phénomènes d'adhérence.

L'essai d'arrachement «pull-out» peut quantifier cette adhérence. La 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 [63].

On peut donc aisément comprendre qu'il est extrêmement difficile de généraliser l'apport exact des fibres par rapport à un béton ordinaire car le nombre des paramètres influant sur son comportement est considérable.

VII. Mécanisme de rupture des Bétons de fibres

Considérons une pièce de béton renforcé de fibres soumise à un effort de traction. On peut distinguer 3 phases sur la courbe contrainte - déformation [64-68], qui représente son comportement.

Phase1

On observe la formation de microfissures qui se développent très tôt, généralement dans des zones de moindre résistance mécanique comme l'interface entre les granulats et la matrice (forte porosité, microfissures dues aux phénomènes de retrait) et ceci avant toute action extérieure. Elle se caractérise par un endommagement inhérent au matériau. La longueur de ces fissures est de l'ordre du diamètre des granulats, leur largeur de l'ordre du micron. Durant cette phase, les fibres sont inactives

✚ Phase2 :

Elle correspond au développement des macro-fissures qui résultent de la coalescence des microfissures. A ce stade, des contraintes sont transférées aux fibres qui contribuent à limiter la propagation des fissures.

✚ Phase3 :

On observe la propagation des macro-fissures qui conduit à la rupture totale du matériau.

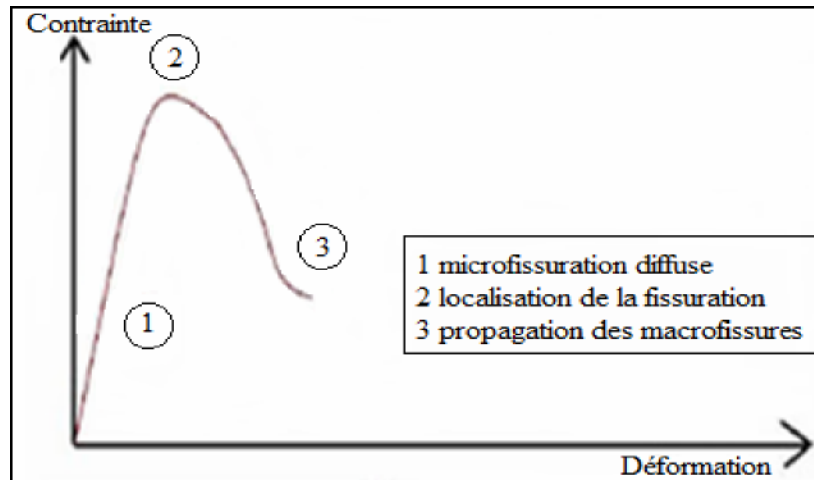


Figure.II.10 : courbe contrainte déformation du béton de fibre [65]

VIII. Caractéristique mécanique des BFM

Le béton de fibres fait l'objet de recherches depuis une trentaine d'années. Les fibres métalliques sont ajoutées au béton pour corriger sa faiblesse à la traction. Elles ont un module dix fois supérieur à celui du béton, ce qui permet de coudre les fissures par leur fonctionnement en traction et d'améliorer ainsi la ductilité du béton, en augmentant la déformation à la rupture.

Au niveau structurel, l'incorporation de fibres dans un béton entraîne une amélioration de la ductilité du matériau. Pour cette raison, le béton de fibres métalliques est proposé pour l'utilisation dans des structures qui doivent résister à des chargements extrêmes, comme des chocs ou des séismes. Pour une bonne compréhension du comportement de ce matériau, nous consacrons ce chapitre à la description de ses principales propriétés constructives.

VIII.1 Résistance à la compression

Les différents chercheurs sont d'accord pour dire que les fibres n'apportent pas d'amélioration appréciable en compression. Dans certains cas, on a une légère augmentation, dans d'autres cas, une légère diminution. Cette diminution peut être causée par une mauvaise compacité due à un excès de fibres, ou à une mauvaise composition.

De ce fait nous allons présenter quelques exemples d'études cités parmi tant d'autres dans la littérature scientifique.

D'après Serna Ros et Johnston C.[69], [70], la résistance ultime et le module d'élasticité d'un béton de fibres métalliques (BFM) sont très proches de ceux du béton témoin. Néanmoins, les fibres nourrissent le béton, au-delà du pic, d'une énergie, produisant ainsi un comportement ductile [71] et corrélativement une augmentation de la déformation à la rupture (figure II.11).

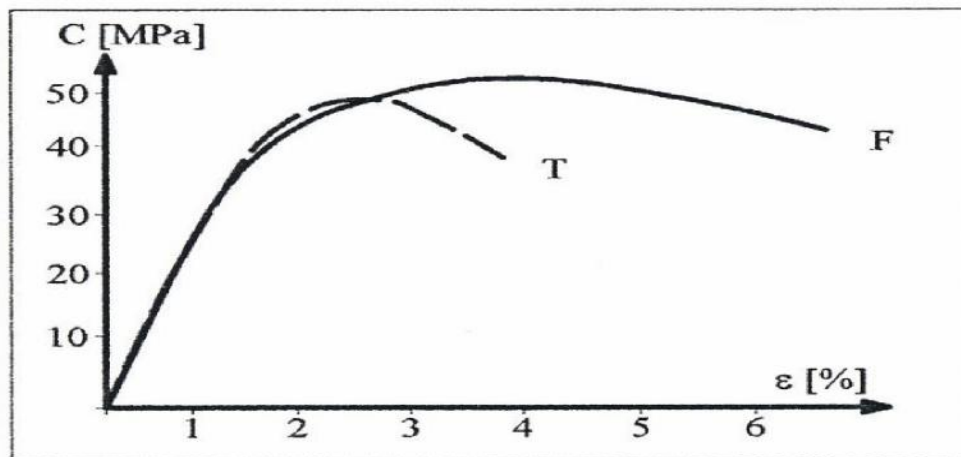


Figure.II.11 Courbe contrainte déformation en compression simple [69]

Avec T : Béton Témoin ;

F : Béton de fibres métalliques à crochets.

D'après les chercheurs [31], [71], la résistance à la compression du béton de fibres métalliques est inférieure à celle d'un béton non fibré. Et que la présence des fibres dans la matrice permet d'améliorer la ductilité des éprouvettes.

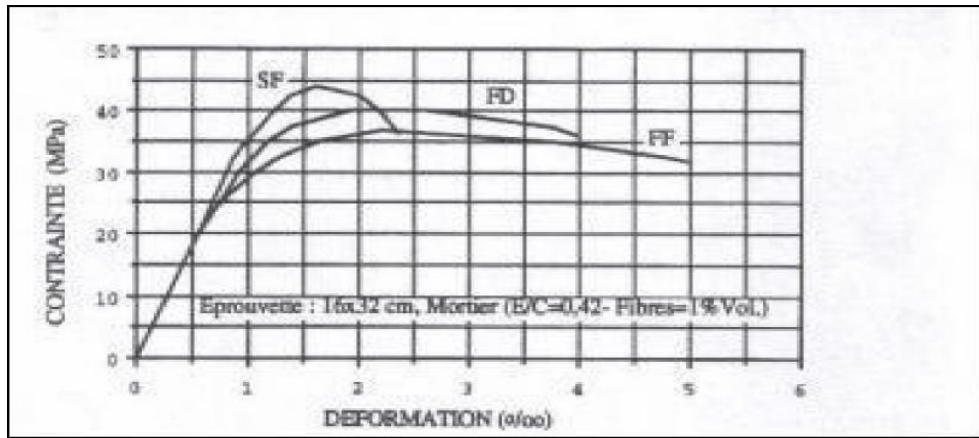


Figure.II.12 "Contrainte-déformation" en compression [31]

Avec SF : Béton sans fibres ;

FD : Béton avec des fibres de Dramix ;

FF : Béton avec des Fibres de fonte.

A l'évidence, Zhan [72], a montré que les fibres métalliques dans le béton (comparativement à un béton témoin) augmentent sa résistance de 20%. Dans la série d'essais qu'il a entrepris sur des éprouvettes asservies avec un âge de 28 jours. Il a constaté que cette amélioration peu significative est de l'ordre de 7% (voir Figure II.11).

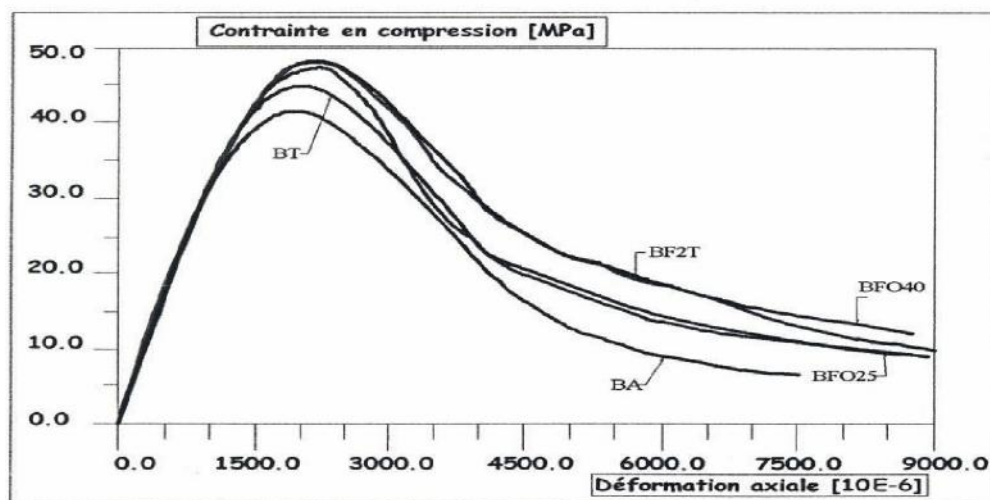


Figure.II.13 Courbe contrainte déformation des essais de compression faits sur des éprouvettes asservies [72]

BT : Béton témoin (sans fibres) ;

BA : Béton armé ;

BF2T : Béton dosé à 25 Kg/m^3 de fibres à deux têtes ;

BF25 : Béton dosé à 25 Kg/m^3 de fibres ondulées ;

BF40 : Béton dosé à 40 Kg/m^3 de fibres ondulées.

D'après une synthèse sur plusieurs études il y'a une partie de chercheurs [65], [73-74], qui rapportent, que le comportement du béton de fibres en compression diffère de celui du béton témoin en fonction du volume de fibres ajoutées. La figure (II.14) montre une légère amélioration de la branche descendante pour le béton renforcé avec un contenu de fibres d'acier ($V_f = 1\%$) comparée au béton simple. Les bétons renforcés avec le contenu plus haut ($V_f = 1.6\%$, 3%), montrent une branche d'adoucissement plus prolongée (étendue).

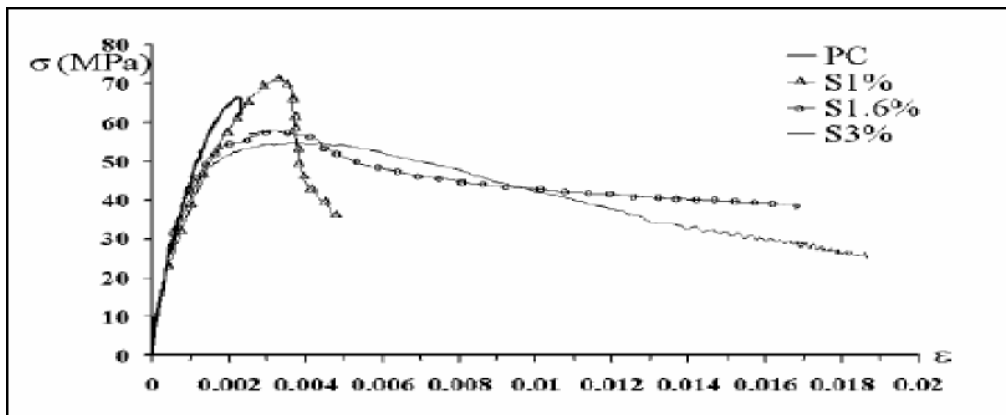


Figure.II.14 Courbes de contrainte-déformation: en compression [74]

Avec PC : Béton simple

S1% : Béton renforcé de fibre dosé de 1% ;

S1.6% : Béton renforcé de fibre dosé de 1.6 % ;

S3% : Béton renforcé de fibre dosé de 3%.

VIII.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 [75-79]. 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, du type d'essais, de paramètres liés à la géométrie et au pourcentage volumique des fibres utilisées, et bien sûr au béton témoin retenu (Figures II.15).

l/d : Longueur sur le diamètre.

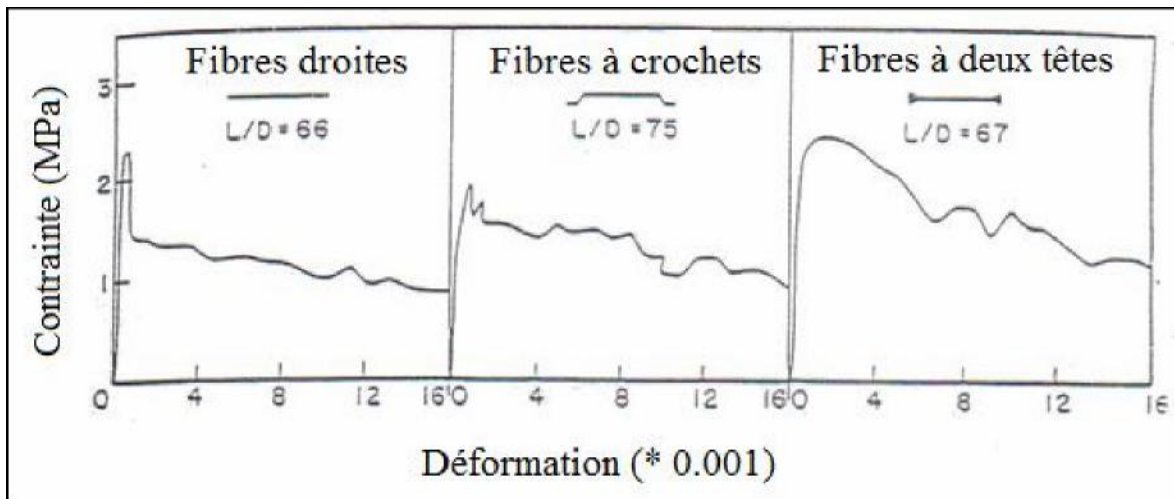


Figure.II.15 : Courbe contrainte-déformation en traction directe du mortier renforcé par différents types de fibres, Shah [75]

Des essais de traction directe réalisés par Bouafia, Djebali [57-62], [80-83] sur des éprouvettes, à 28 jours d'âge, en béton de fibres avec un pourcentage en fibres variable : $W=0.4\%$, $W=0.6\%$, $W=0.8\%$, $W=1\%$, $W=1.2\%$ et $W=1.5$. Les essais sont réalisés sur une machine de traction de marque « IBERTEST », de capacité 200 kN pilotée par ordinateur (Fig. II.16).



Figure.II.16 Machine de l'essai de traction [80]

Pour le béton avec un rapport sable sur gravier égal à 1 et 0.8 (voir figure II.17, II.18), les résultats montrent que l'ajout des copeaux confère une ductilité significative au matériau (bétons à 0.6%, 0.8%, 1% de copeaux) par rapport au béton sans fibres. La valeur de la contrainte résiduelle représente environ 50 à 65 % de la contrainte de fissuration dans le cas du béton avec 0.6 %, 0.8 % et 1 % de fibres. Au-delà de 1% de fibres, la contrainte et la déformation ont plutôt tendance à diminuer. La déformation à la rupture totale du composite augmente par rapport à celle du béton témoin : le matériau est ductile, les fibres sont sollicitées en traction (elles s'allongent puis cassent sous l'effet de cette déformation).

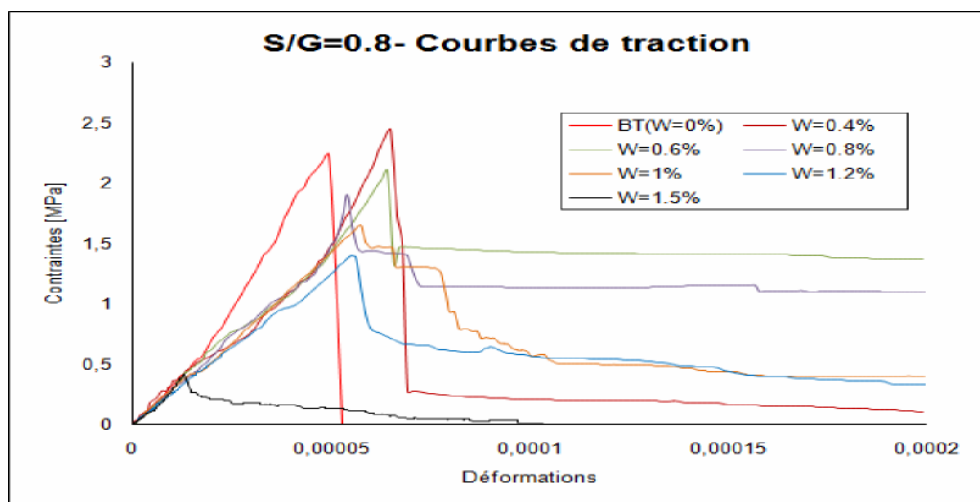


Figure.II.17 Courbes contraintes-déformations en traction (béton de rapport S/G=0.8) [80]

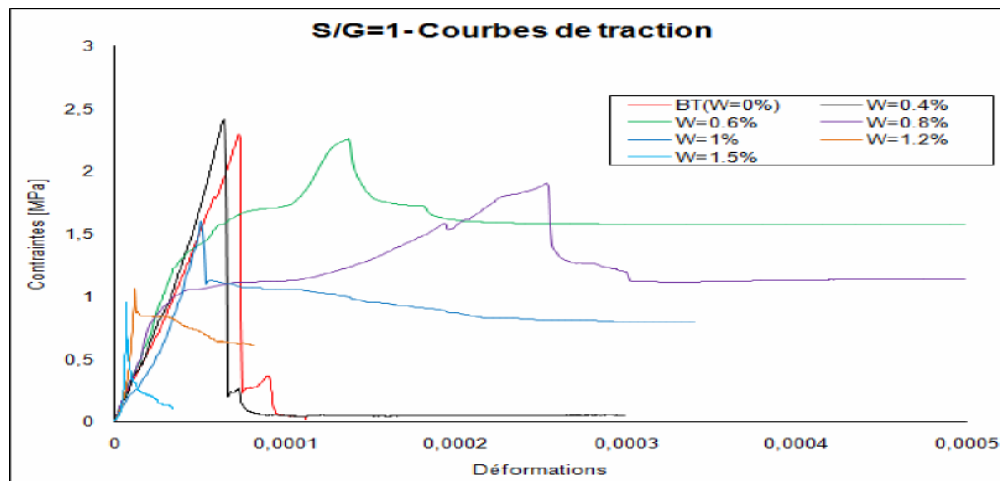


Figure.II.18 Courbes contraintes-déformations en traction (béton de rapport S/G=1)
[80]

L'augmentation de la résistance à la traction du composite BFM par rapport au béton brut dépend aussi de l'orientation des fibres dans la matrice. Si les fibres sont alignées dans la direction de la contrainte de traction, la résistance à la traction directe de BFM peut augmenter jusqu'à 133% pour une addition de 5% des fibres d'acier droites [84]. Pour une répartition aléatoire des fibres, l'augmentation de la résistance est beaucoup plus faible.

VIII.3 Résistance à la traction par flexion

Par rapport à la traction directe et à la compression, la résistance obtenue en flexion est plus représentative de l'influence des fibres d'acier sur la matrice fragile. L'augmentation de la résistance en flexion du composite est beaucoup plus importante.

Les propriétés de la matrice béton et des fibres influencent grandement sur les performances du composite BFM. L'augmentation de la résistance à la flexion est particulièrement liée à la raideur de la fibre, à l'adhérence fibre - matrice béton, à la concentration, géométrie, orientation et, distribution des fibres [85-86].

Les études recensées montrent l'effet positif que peuvent jouer les fibres métalliques dans l'amélioration des caractéristiques du béton. D'après Swamy et al. [87], la résistance à la traction par flexion des bétons de fibres peut être multipliée par 2 à 6 par rapport à celles des bétons sans fibres (figure II.17).

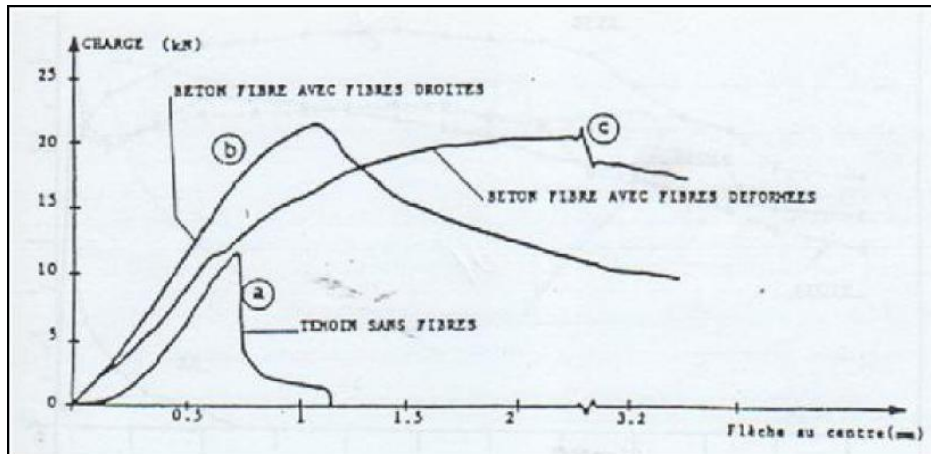


Figure.II.19 Courbe charge flèche en flexion simple pour le béton et le béton renforcé par des fibres métalliques Swamy et al [87]

VIII.4 Résistance à la traction par fendage

L'essai de fendage est un essai de traction indirecte (essai brésilien), il consiste à écraser une éprouvette cylindrique 16 x 32 cm, placée horizontalement entre les plateaux d'une presse. C'est un essai couramment utilisé et facile à réaliser, car n'exigeant pas d'équipement spécifique à la différence de l'essai de traction directe. L'essai de fendage donne une résistance supérieure de 5 à 12% à celle obtenue par traction directe [88]. Cependant, elle est inférieure à celle de traction par flexion.

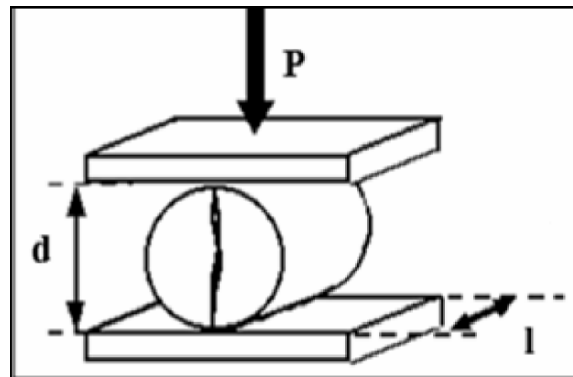


Figure.II.20 Essai de traction par fendage

Zhan [72], par des essais de fendage non asservis, remarque une augmentation d'environ 34% de la résistance à la traction. Avec des essais asservis, le même auteur montre que la présence des fibres permet au composite d'avoir une bonne ductilité et augmente la charge maximale dans le domaine post fissuration (figure II.19).

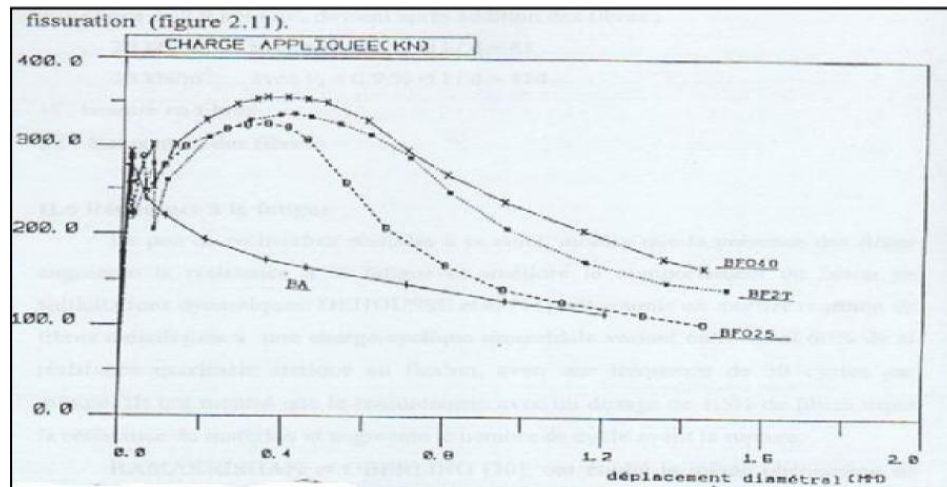


Figure.II.21 Courbe charge-déplacement diamétral par fendage pour différents matériaux, Zhan [72]

Avec

BT : Béton témoin (sans fibres) ,

BA : Béton armé ;

BF2T : Béton dosé à 25 Kg/m³ de fibres à deux têtes ;

BF25 : Béton dosé à 25 Kg/m³ de fibres ondulées ;

BF40 : Béton dosé à 40 Kg/m³ de fibres ondulées.

D'après le même auteur, pour les essais non asservis, la résistance à la traction est déterminée à partir de la formule suivante : $F_b = 2.P / \pi . \phi . L$

P: charge maximale (kN)

ϕ : diamètre (160 mm)

L : longueur (320 mm)

IX. Conclusion

L'incorporation des fibres dans les bétons améliore d'une manière positive leurs propriétés mécaniques, du fait que ces fibres possèdent des caractéristiques mécaniques généralement élevées. L'incorporation des fibres dans le béton trouve tout son intérêt dans l'apport en ductilité dans le comportement post-rupture du matériau. Par contre, elle a peu d'effet sur la résistance à la compression.

Le BFM Par rapport au béton ordinaire montrent l'efficacité de ce matériau face aux effets dynamiques et notamment sismiques.

Nous avons détaillé les différents paramètres de compositions influentes et leurs conséquences sur les propriétés mécaniques du béton fibré.

le choix des fibres dépend du rôle que l'on désire leurs faire jouer.

CHAPITRE II

Etude bibliographique

Partie A : la théorie des poutres

Partie B : La mécanique de l'endommagement

Partie A : la théorie des poutres

I. Introduction

Le matériau béton — par nature non homogène - associé à l'acier induit un comportement autrement plus complexe que ne peut le décrire les hypothèses très simplificatrices de la RDM. C'est pourquoi, des règles de calcul précises et dédiées au béton armé ont été établies. Elles sont contenues dans le règlement BAEL (Béton Armé aux Etats Limites). La dernière version majeure date de 91 mais des modifications mineures ont été réalisées depuis BAEL 91 révisées 99[13].

Afin de mieux exploiter les courbes de comportement mécanique du béton seul et du béton de fibre , des chercheurs ont élaboré plusieurs lois de comportement tenant compte de divers mécanismes, tel que la chute de la raideur liée à la fissuration, les déformations anélastique et le comportement unilatéral, ductilité

Nous présentons ci-dessous un nombre restreint de propositions de ces lois qui sont base sur la théorie des poutres :

- ✚ Modèles réglementaires.
- ✚ Modèles non linéaires.

II. Les lois de comportement du béton en compression

II.1 Modèles réglementaires

Les modèles réglementaires servent de base aux calculs simplifiés aux Etats limites, ces règlements de calcul sont applicables à tous les ouvrages et constructions en béton armé, avec un dosage en ciment au moins égal à 300kg par m^3 de béton mis en œuvre (BAEL, EUROCODE 2). Parmi ces modèles on peut citer :

II.1.1 Le modèle de béton simplifié BAEL [13]

Dans les calculs réglementaires, lorsque le calcul précis de la déformation n'est pas utile, on utilise une loi conventionnelle (figure.A.1) présentant une partie parabolique pour des déformations inférieures à la déformation correspondant au pic de contrainte ε_{co} , et un palier plastique au-delà de la valeur 2.10^{-3} . La contrainte est alors supposée constante et égale à f_{bc} , et ce, jusqu'à une déformation limite ε_{cu} égale à $3,5.10^{-3}$.

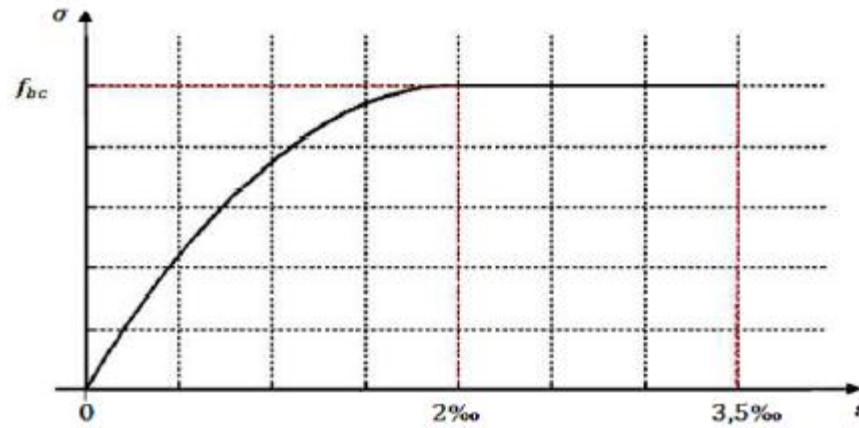


Figure A.1 . Loi Parabole-Rectangle du béton en compression BAEL

Les relations entre contraintes et déformations sont :

$$\begin{aligned} \sigma_{bc} &= 0.25f_{bc} 10^{-3} \cdot \epsilon_{bc}(4 - 10^3 \epsilon_{bc}) & 0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ \sigma_{bc} &= f_{bc} & 2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{aligned} \quad (\text{II.1})$$

Avec:

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

θ : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions

$$\theta = 1 \quad \text{pour } t > 24h$$

$$\theta = 0.9 \quad \text{pour } 1h \leq t \leq 24h$$

$$\theta = 0.85 \quad \text{pour } t \leq 1h$$

0.85: C'est un coefficient de réduction de la résistance du béton dans le temps, il tient en compte de l'effet du fluage.

γ_b : vaut 1,5 pour les combinaisons fondamentales et 1,15 pour les combinaisons accidentelles.

II.1.2 Le modèle de béton simplifié de l'EUROCODE 2 [89].

Pour le calcul des sections, l'EUROCODE2 utilise le diagramme idéalisé dit « parabole- rectangle », constitué par un arc de parabole du second degré prolongé par un segment de droite.

OS : Parabole tangente au point S à l'horizontale.

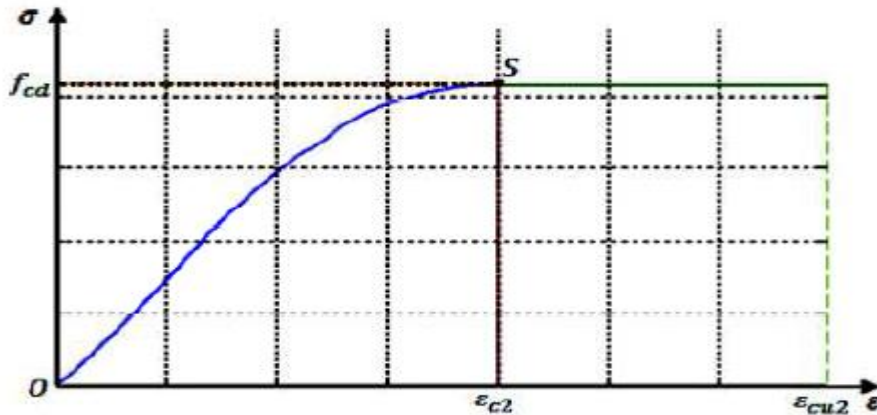


Figure A.2 . Diagramme parabolique-rectangle du béton en compression EUROCODE2.

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (\text{II.2})$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \varepsilon_c > \varepsilon_{c2}$$

f_{cd} : Contrainte de compression du béton correspondant à la partie rectiligne du diagramme.

ε_{c2} : Déformation de pic correspondant à f_{cd} .

n : exposant

Avec :

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

$$\gamma_c = \begin{cases} 1.2 & \text{pour situation accidentelles.} \\ 1.5 & \text{pour les situation durable.} \end{cases}$$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

- ✚ Pour les bâtiments : $\alpha_{cc} = 1$ valeur recommandée et à utiliser pour l'Annexe nationale française.
- ✚ Pour les ponts : $\alpha_{cc} = 0.85$ valeur recommandée. L'Annexe nationale française préconise $\alpha_{cc} = 1$

Le coefficient $0.85 < \alpha_{cc} < 1$ tient compte de l'effet défavorable de la durée de l'application des charges, vis-à-vis de l'essai de courte durée utilisé pour définir f_{ck} .

Pour le calcul des effets de second ordre et pour des charges de courte durée d'application, on utilise le diagramme de calcul défini de la manière suivante :

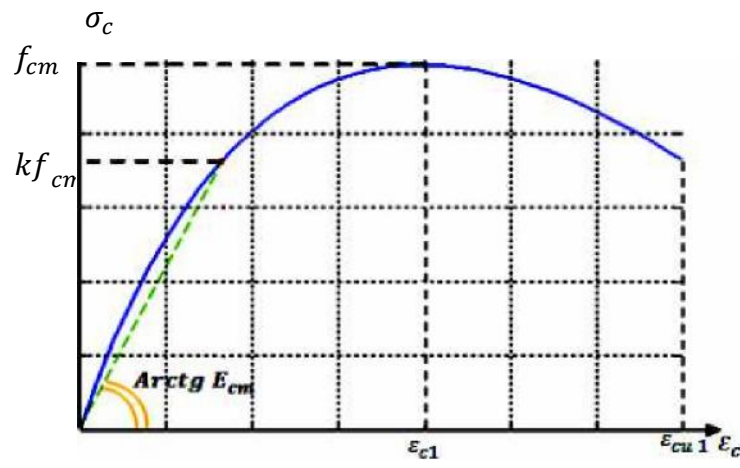


Figure A.3 .Diagramme non linéaire du béton en compression EUROCODE2.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k \cdot n - n^2}{1 + (k-2)n} \quad (\text{II.3})$$

Avec :

$$n = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$$

Où ϵ_c et ϵ_{c1} sont pris en valeur absolue

$$\epsilon_{c1} = 0.7 f_{cm}^{0.31} : \text{Déformation correspondant au pic de la courbe } (\sigma - \epsilon)$$

$$n = 1.05 \frac{E_{cm} |\epsilon_{c1}|}{f_{cm}}$$

f_{cm} : Résistance moyenne à la compression du béton à 28 jours

E_{cm} : Module de déformation instantanée du béton

II.2 Modèles non linéaires

Il existe dans la littérature plusieurs modèles représentant le comportement non linéaire du béton en compression, dont quelques uns sont cités ci-dessous :

- 1-Loi de comportement de SARGIN.
- 2-Loi de comportement de POPOVIC (1973).
- 3-Loi de comportement de DESAYI & KRISHNAN (1964).
- 4-Loi de comportement de MACGREGOR (1997).

II.2.1 Loi de comportement de SARGIN [90]

Ce modèle de comportement du béton en compression est essentiellement employé dans le calcul des structures en béton armé. Il présente un avantage de facilité la détermination des paramètres du modèle d'après les essais au laboratoire.

En élasticité non linéaire, les contraintes sont liées aux déformations par la relation suivante :

$$\sigma = \Phi(\varepsilon).$$

$\Phi(\varepsilon)$: Définit le comportement réel des matériaux.

Les relations qui lient les contraintes aux déformations des fibres de béton comprimé sont connues à l'âge (t) quelconque.

Ces lois sont définies en fonction des paramètres : f_{cj} , E_{b0} , ε_{b0} , ε_{rc} .

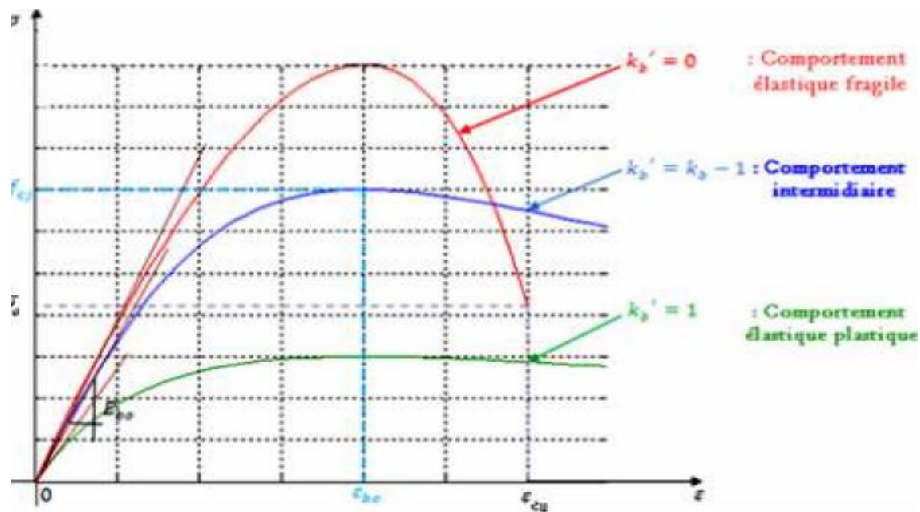


Figure A.4 : Comportement du béton en compression selon Sargin[90].

✚ Caractéristiques de la courbe :

Ce modèle présente deux branches :

-Branche ascendante, à concavité vers le bas admettant un module tangent initial, et un maximum de contrainte qui correspond à la compression $f_{cj}, \epsilon_{rc}, \sigma_u$

-Branche descendante, commençant par le maximum de la branche ascendante et se termine par le point définissant la déformation ultime correspondant à la contrainte ultime du béton.

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

$$\sigma = f_{cj} \frac{k \cdot \bar{\epsilon} + (k' - 1) \bar{\epsilon}^2}{1 + (k - 2) \bar{\epsilon} + k' \bar{\epsilon}^2} \quad (\text{II.4})$$

Tel que

$$\bar{\epsilon} = \frac{\epsilon}{\epsilon_0}$$

$$k = \frac{E_{b0} \cdot \epsilon_0}{f_{cj}}$$

$$E_{b0} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Avec :

E_{b0} : Module d'élasticité longitudinal du béton.

ε_{b0} : Déformation du pic correspondant à f_{bi}

f_{cj} : Résistance à la compression du béton à l'âge j .

k et k' : Sont des paramètres adimensionnels, ajustent la branche ascendante et descendante, respectivement, de la loi de Sargin .

Le paramètre k'_b influe essentiellement sur l'allure de la branche descendante.

$k' = 0$: Correspond à un béton ayant un comportement élastique fragile, avec une branche qui descend brutalement.

$k' = 1$: Correspond à un béton ayant un comportement élastique ductile, plastique, avec une branche descendante assez plate.

Pour un béton normal, on prend généralement : $k' = k - 1$

Le BPEL [43] propose de prendre :

$$\begin{aligned}
 k' &= k - 1 && \text{pour } f_{cj} \leq 30\text{MPa} \\
 k' &= 0 && \text{pour } f_{cj} \geq 55\text{MPa} \\
 k' &= (k - 1) * \frac{55 - f_{cj}}{25} && \text{pour } 30\text{MPa} < f_{cj} < 55\text{MPa}
 \end{aligned} \tag{II.5}$$

La déformation ε_0 correspondant au pic de contrainte peut être estimée par la formule donnée par le BPEL

$$\varepsilon_{b0} = 0.62 * 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Et le module à l'origine par :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Le béton non armé possède une capacité de déformation à la rupture ε_{cu} , très limitée, de l'ordre de $3,5 \cdot 10^{-3}$ cette valeur est de l'ordre de 2 fois le raccourcissement maximum élastique ε_{b0} .

II.2.2 Loi de comportement de POPOVICS (1973) [91]

Popovics, propose une équation mathématique unique de la relation « contrainte- déformation », pour représenter tant la phase ascendante que la phase descendante.

Cette loi est décrite selon l'équation suivante :

$$\sigma = f_c \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \frac{n}{n-1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}\right)^n} \quad (\text{II.6})$$

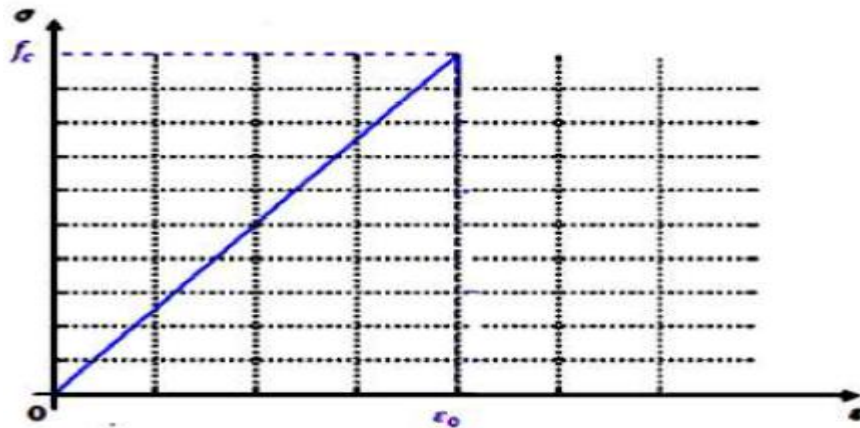


Figure A.5 Comportement du béton en compression selon Popovics.

Avec :

f_c : Contrainte maximale en compression du béton mesurée sur cylindre.

ε_0 Déformation au maximum de la contrainte maximale f_c .

ε : Déformation axiale

n : Fonction mathématique dépendant de la contrainte maximale.

Tel que :

$$n = 0.4 \times 10^3 f_c + 1$$

Selon les travaux de Watanabe publiés en 1972, Popovics propose une autre équation afin de déterminer la déformation axiale en fonction de la contrainte maximale en compression.

$$\varepsilon_0 = \frac{1}{k} \left(\sqrt{f_c} + \frac{2500}{\sqrt{f_c}} \right) \quad (\text{II.7})$$

K : Paramètre expérimental à déterminer.

La représentation graphique de la relation proposée, donne plutôt une droite linéaire dans la phase ascendante. Le comportement de la partie ascendante est donc de type élastique.

II.2.3 Loi de comportement de DESAYI et KRISNAN (1964) . [92]

D'après Neville (1995)[93], la relation proposée par Desayi et Krisnan (1964) constitue l'équation la plus représentative de la réalité. On admet dans cette relation que le module tangent initial correspond au double du module sécant à la contrainte maximale ($E_C = 2 \frac{f_c}{\varepsilon_c}$),

ce qui constitue une hypothèse questionnable puisque très simplificatrice). La relation entre le module tangent initial et le module d'élasticité est donc non linéaire et mieux représentée par une relation exponentielle (Neville, 1995).

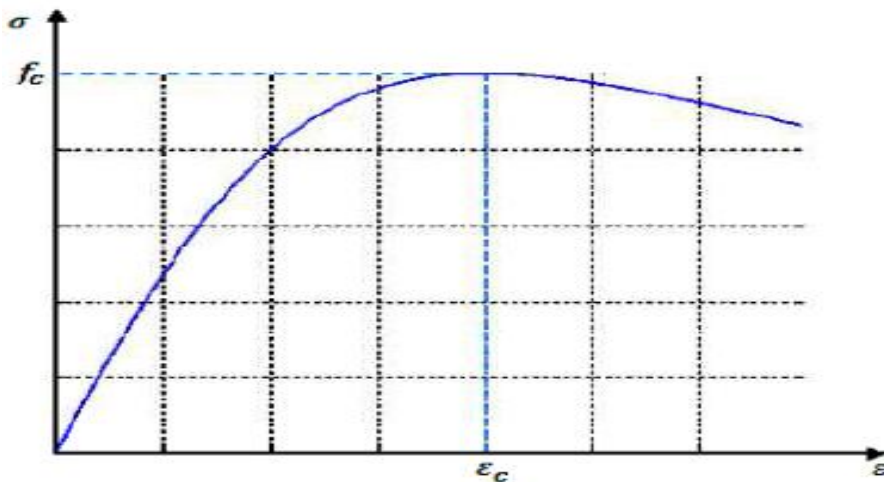


Figure. 11.6. Comportement du béton en compression selon Desayi et Krisnan

$$\sigma_c = \frac{E_C \varepsilon}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2} = \frac{2f_c \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)}{1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}\right)^2} \quad (\text{II.8})$$

II.2.4 Loi de comportement de MacGregor, 1997[94]

Lorsque le béton est soumis à des contraintes supérieures à 40% de sa résistance en compression, la microfissuration s'initie et tend à se propager parallèlement au chargement lors de son augmentation (MacGregor,1997) [94]. La relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu'à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d'une contrainte de 70 à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration parallèle à l'axe de chargement.

Une certaine résistance subsiste après le pic et se traduit par une branche descendante dont l'allure dépend des conditions et procédures de l'essai, jusqu'à la déformation ultime du matériau, généralement admise à $3,5 \cdot 10^{-3}$. Cette valeur n'est en réalité pas constante, elle tend à diminuer avec l'augmentation de la résistance ultime (Nawy, 2003)[95]

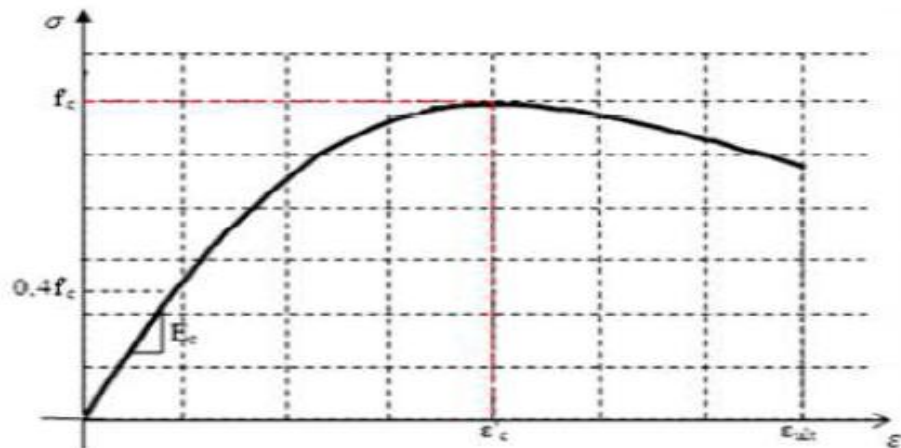


Figure A.6 : Loi de comportement du béton en compression (MacGregor).

Tel que :

f_c : Résistance limite élastique du béton à la compression.

ϵ_c : Déformation élastique du béton à la compression correspondante à f_c

ϵ_{ult} : Déformation ultime du béton.

III. Les lois de Comportement du béton en traction uni axial

Le comportement de chaque matériau est défini dans la littérature par différentes lois mathématiques, alors dans ce qui suit est présenté quelques modèles de comportement expérimental du béton en traction sous sollicitation mono-axial.

Notant que dans le règlement de calcul BAEL 91 [13] et BPEL 91 [14], le comportement du béton à la traction est négligé.

III.1 Comportement du béton en traction selon Grelat [96]

La formulation de Grelat attribue au béton tendu fissuré un diagramme fictif triangulaire à partir de l'axe neutre (Figure. II.10), dont la contribution du béton s'annule à la plastification des acier

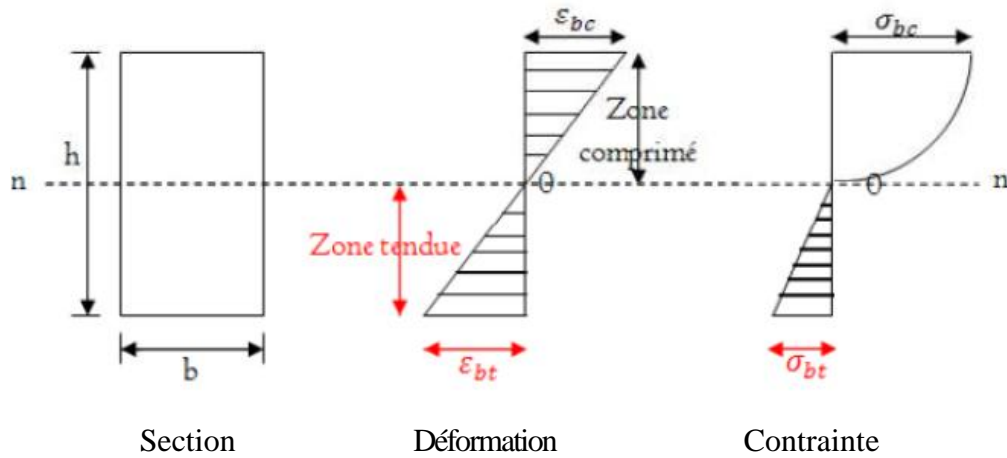


Figure A.7 : Comportement de béton avant fissuration.

Les fibres du béton tendu d'un module de déformation E_{bt} est défini par la contrainte et la déformation instantanée du bord tendu :

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

Au-delà de la fissuration en traction on tient compte d'une participation du béton tendu situé entre deux fissures successives. La contrainte ne s'annule pas brusquement, elle décroît selon une loi parabolique progressivement jusqu'à plastification et rupture des aciers tendus. Dans ce cas, l'étude concerne le comportement moyen d'une section située entre deux fissures donne les relations suivantes :

✚ Domaine élastique linéaire :

$$\sigma_{bt} = E_{b0} \cdot \varepsilon_{bt} \quad \text{si } |\varepsilon_{bt}| < \varepsilon_{ft}$$

✚ Fissuration avec participation du béton tendu :

$$\sigma_{bt} = -f_{tj} \frac{(\varepsilon_{bt} - \varepsilon_{rt})^2}{(\varepsilon_{rt} - \varepsilon_{ft})^2} \quad \text{si } \varepsilon_{ft} < |\varepsilon_{bt}| < \varepsilon_{rt} \quad (\text{II.9})$$

✚ Fissuration sans participation du béton tendu :

$$\sigma_{bt} = 0 \quad \text{si } |\varepsilon_{bt}| > \varepsilon_{rt}$$

Avec E_{b0} : Module d'élasticité longitudinale du béton,

f_{tj} : Résistance de 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,

ε_{bt} : Déformation de la fibre de béton la plus tendue,

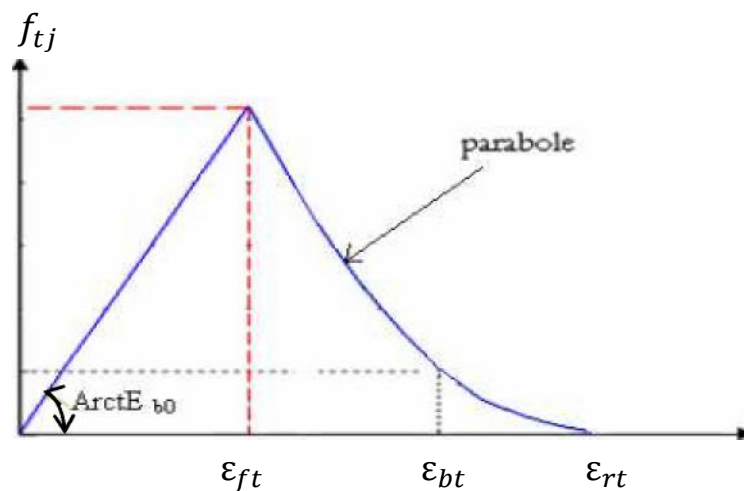


Figure A.8 Diagramme contrainte-déformation du béton selon Grelat[96]

III.2 Comportement du béton selon Quast[97] et Espion [98]

La proposition de Quast, modifiée par Espion, définit directement les contraintes fictives du béton (Figure. II.12). Ce dernier propose les expressions suivantes :

$$\sigma_t = f_{cj} \left(\frac{\varepsilon_y - \varepsilon_s}{\varepsilon_y - \varepsilon_{ct}} \right)^m \quad \frac{\sigma}{\sigma_t} = 1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{ct}} \right)^n \quad (\text{II.10})$$

Ou : ε_s : Déformation de l'acier,

ε_y : Limite d'élasticité de l'acier,

n : Coefficient de forme de la courbe (pour $n=2$: diagramme parabole-rectangle),

$1 < m < 2$: dépend du pourcentage d'acier.

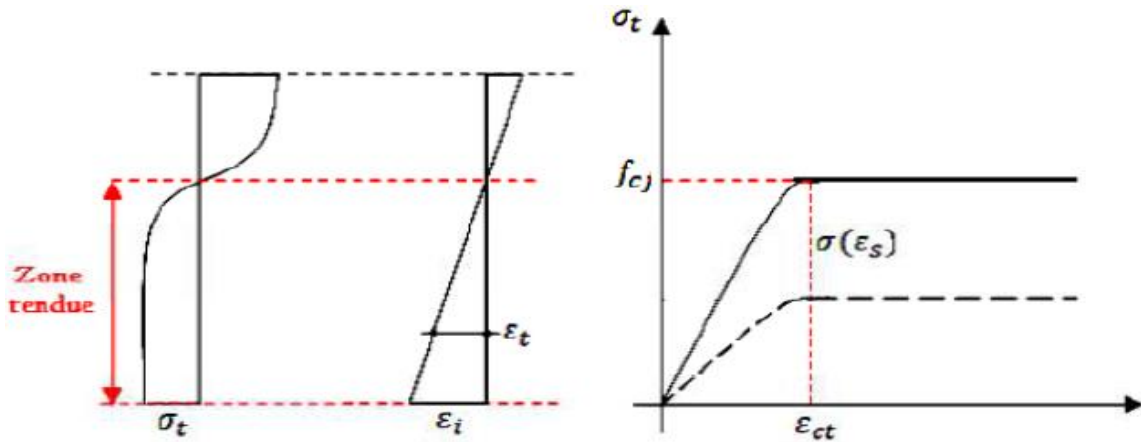


Figure A.9 : Le béton tendu selon ESPION (1986) et QUAST (1980)

IV. Autre modèles de comportement

- Comportement du béton selon ZHEN-HAI et XIU-QIN
- Comportement du béton selon SCANLON (1974)
- Comportement du béton selon LIN
- Comportement du béton selon BERGAN et HOLLAND

V. Les lois de comportement du béton de fibres en uni axial

Les modèles analytiques ou numériques sont toujours d'un grand intérêt pour les ingénieurs pour prédire le comportement du matériau et bien sûr le comportement de l'élément de structure ou la structure dans son ensemble. Plusieurs modèles analytiques pour les composites BFM proposés par différents chercheurs dans le passé : Modèle de Sargin [99], Fanella et Naaman [100], Absi et Naaman [101], Bouafia [102], Zhan [72], Bouafia, Kachi et Fouré [103 -105].

V.1 La loi de comportement en compression uni axiale

V.1.1 Loi de Sargin[99]

Compte tenu des études antérieures, l'allure des courbes de comportement des bétons de fibres en compression est presque identique à celle des courbes définissant le comportement du béton en compression. Il est alors tout à fait possible de caractériser le comportement de ces composites en compression par la loi de Sargin (figure A.10) qui est généralement utilisée pour décrire le comportement du béton en compression.

Le comportement du béton de fibres en compression simple [99] est donné à la figure I.4.

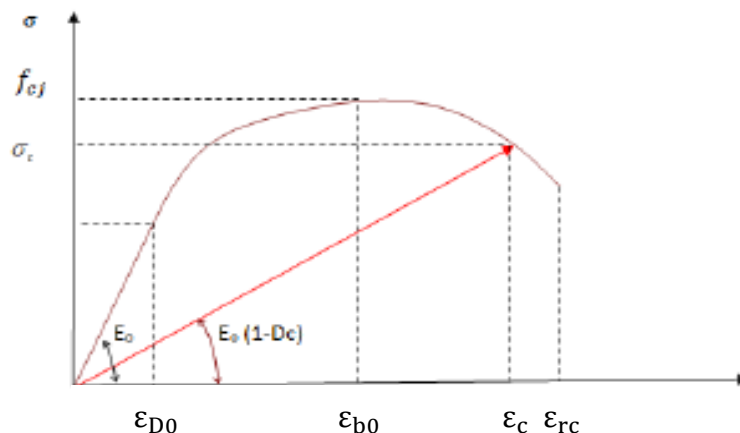


Figure A.10 Représentation de la loi de Sargin [99]

La loi de comportement ($\sigma - \varepsilon$) est définie par l'équation suivante :

$$\sigma = f_{cj} \frac{R_b \bar{\varepsilon} + (R_c - 1) \bar{\varepsilon}^2}{1 + (R_b - 2) \bar{\varepsilon} + R_c \bar{\varepsilon}^2} \quad (\text{II.11})$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}$$

$$R_b = \frac{E_{b0} * \varepsilon_{b0}}{f_{cj}},$$

f_{cj} : Résistance à la compression du composite (béton de fibres).

ε_{b0} : Déformation du béton en compression correspondant au pic de contrainte (f_{cj}).

E_{b0} : Module élastique à l'origine du composite.

R_b : ajuste la branche ascendante de la courbe.

R_c : ajuste la forme de la branche descendante au-delà du pic de contrainte

La résistance à la compression du composite est alors déterminée à partir d'essais de compression simple, le module initial du composite peut être déterminé à partir d'essais de compression et peut également être déterminé à partir des caractéristiques du béton et des fibres. Le calcul de ce module par cette deuxième approche est présenté dans l'étude du comportement du béton de fibres en traction.

Pour le béton de fibres, il est possible de faire varier le paramètre R_c pour que le modèle s'adapte mieux au comportement du composite [105] ; en effet, l'augmentation de R_c permet d'adoucir la pente descendante, et permet de mieux représenter la ductilité du matériau.

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

Pour un béton fibré on prend généralement

$$R_c = R_b - 0.9$$

La limitation de la déformation de rupture du composite à celle de rupture du béton nous permet d'adopter la relation précédente pour la détermination du paramètre R_c [105].

V.2 La loi de Comportement en traction uni axiale

V.2.1 La loi de Bouafia, Kachi et Fouré

Pour décrire le comportement des bétons de fibres en traction, les relations proposées par Bouafia, Kachi et Fouré [103-105], [102] dans le cadre de la théorie des poutres. Les hypothèses admises initialement par les auteurs sont résumées ci-dessous. Les fibres sont dispersées dans le béton de façon aléatoire et la modélisation est effectuée en considérant une répartition 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 ou rupture des fibres,
 - la contrainte de cisaillement à la surface des fibres atteint la résistance maximale τ_u tout au long de la fibre.

Le comportement du composite (béton de fibres) est élastique linéaire jusqu'à fissuration du béton. A l'instant où apparaît une fissure, il y a une chute brutale de la contrainte (égale à la différence entre la résistance du composite f_{ft} et la résistance du béton seul f_{bt}). Au-delà, la contrainte augmente jusqu'à la contrainte maximale (σ_{uc}) du composite puis diminue jusqu'à s'annuler à la rupture totale de ce matériau.

Une relation décrivant ces deux domaines [105]. Cette loi donne la contrainte en fonction de la déformation ($\sigma - \varepsilon$) à et de la contrainte ultime maximale du composite (σ_{uc}), cette dernière valeur est bien entendu fonction des caractéristiques des fibres .

La loi de comportement $(\sigma - \varepsilon)$ admise pour le comportement du béton de fibres [143].

(Voir figure A.11)

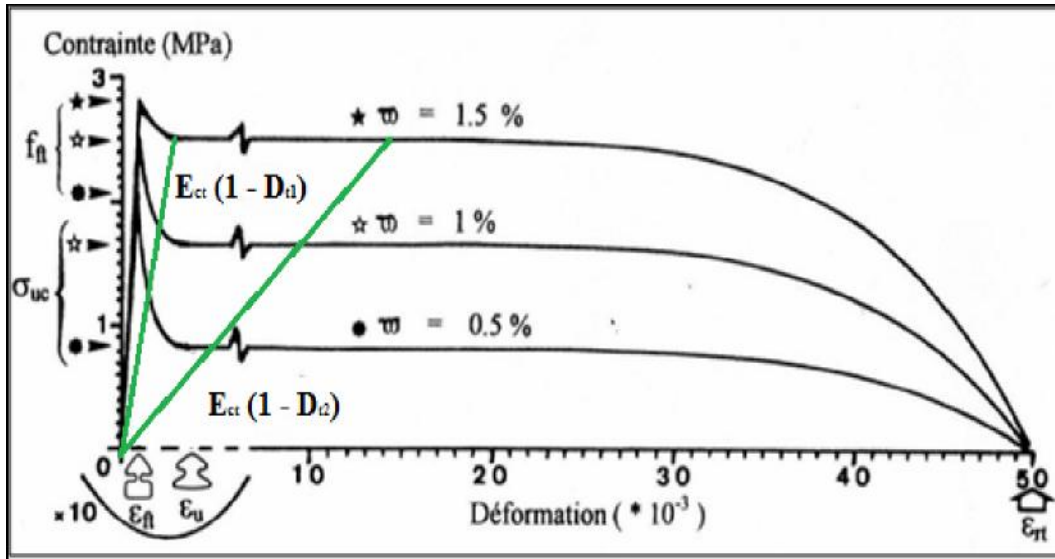


Figure A.11 : Loi de comportement $(\sigma - \varepsilon)$ en traction du béton de fibres en acier [105]

Les équations mathématiques sont :

$$\left\{ \begin{array}{lll} \sigma = E_{ct} * \varepsilon & \text{SI} & 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{ft} \quad (\text{A}) \\ \sigma = \sigma_{uc} - [\sigma_{uc} - f_{ft}] \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_u)^6} & \text{SI} & \varepsilon_{ft} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \quad (\text{B}) \\ \sigma = \sigma_{uc} \left[1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_u)^6} \right] & \text{SI} & \varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_r \quad (\text{C}) \end{array} \right. \quad (\text{II.12})$$

Tel que :

L'équation (II.12 A) définit le comportement élastique du béton de fibres.

L'équation (II.12.B) et (II.12.C) définit le comportement du béton de fibres dans le domaine non linéaire.

Avec :

$\tilde{\omega}$ = Pourcentage en volume des fibres,

θ_0 = Coefficient d'orientation des fibres,

l_r = Longueur de référence,

β = Constante du modèle,

h = Hauteur de la section transversale de béton,

l_f = Longueur d'une fibre,

E_f = Module élastique de l'acier,

E_{b0} = Module initial du béton en compression,

n = Coefficient d'équivalence acier-béton

τ_u = Contrainte d'adhérence ultime fibre-matrice béton,

\emptyset = Diamètre d'une fibre,

f_{ft} = Résistance à la traction du composite,

ε_{ft} = Déformation de fissuration du béton,

ε_{rf} = Déformation de rupture des fibres.

ε_{rt} = Déformation de rupture du composite en traction.

-La contrainte ultime maximale du composite (fonction des caractéristiques des fibres) :

$$\varepsilon_{ft} = \tilde{\omega} \theta_0 l_f \tau_u / \emptyset$$

-La longueur de référence est liée à la hauteur de la section h :

$$l_r = \beta h$$

-Le module initial du composite, en traction, est donné par :

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

-La déformation ultime correspondant à la mobilisation totale de l'adhérence fibres-matrice est donnée par :

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

Lorsqu'il y a arrachement des fibres, la déformation de rupture du composite est donnée par :

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

Cette déformation est une conséquence d'une ouverture des fissures trop importantes. Pour limiter les risques de corrosion des fibres, nous limitons cette déformation à la déformation de ruptures des fibres.

$$\varepsilon_{rf} = \varepsilon_{rt}$$

Partie B : La mécanique de l'endommagement

I. Introduction

Les modèles d'endommagement sont développés pour modéliser l'évolution des propriétés d'un matériau entre son état sain (initial) et l'état fissuré. Ils permettent aussi de prévoir l'amorçage d'une microfissure se propageant pour devenir une macro-fissure. La modélisation permet de considérer, dans certains cas, un volume élémentaire représentatif (V.E.R) et d'appliquer les théories d'homogénéisation dans le calcul des structures. En 1958, le premier modèle d'endommagement a été proposé par Kachanov [106]. Ce modèle était alors relatif à l'étude du fluage des métaux. Il a été appliqué aux structures métalliques et a permis de tenir compte de l'endommagement du au fluage, et à la fatigue [107-110].

Il a fallu attendre les années soixante dix (1970) pour qu'il soit largement développé et appliqué à différentes structures (pas seulement métalliques mais aussi en béton et béton armé) et dans différents domaines industriels, grâce notamment aux travaux de J-L. Chaboche, J-P Cordebois, J. Lemaitre et F. Sidoroff [111-113]. L'outil essentiel en est la thermodynamique des processus irréversibles qui permet de définir une variable représentant la détérioration de la matière tout en la considérant comme continue, c'est-à-dire ; justiciable des équations de la mécanique des milieux continus. Depuis 1976 environ, J. Mazars a aboutit à des lois utilisables pour la prévision de la fissuration des ouvrages [114-115] et à leur intégration dans des codes d'éléments finis [116-117].

II. Mécanique de l'endommagement

La variable d'endommagement

Les modèles d'endommagement définies dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles nécessitent la définition de variables internes pour représenter les processus de dissipation d'énergie. Les variables internes sont soit celles à valeurs scalaires, lorsque le matériau est supposé être isotrope (deux variables peuvent être supposées pour représenter le phénomène différemment en traction ou compression), ou ceux des tenseurs-évalués, lorsque les comportements anisotropes sont représentés [118]. Une variable scalaire D a été proposée par Kachanov [106], Chaboche [119],

Pour représenter la détérioration du matériau due à l'accumulation et à la propagation des microfissures. La définition d'une variable d'endommagement est nécessaire, ceci afin de pouvoir l'utiliser dans une loi de comportement [120].

Considérons un solide endommagé dans lequel on a isolé un élément de volume fini d'une taille suffisamment grande par rapport aux hétérogénéités du milieu et, par la pensée, grossissons cet élément (figure B.1).

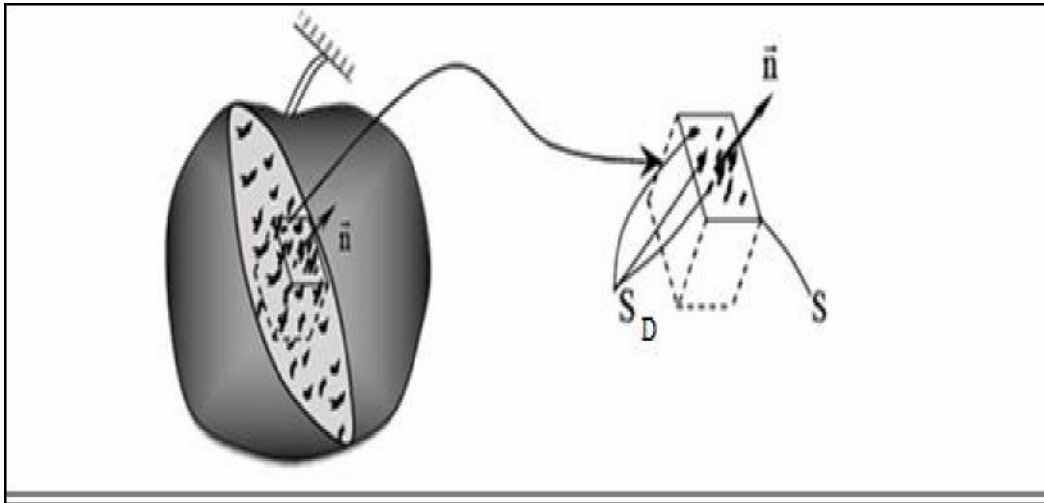


Figure B.1 : Représentation de l'élément de volume endommagé [119]

Nous écrivons

$$\mathbf{S}_D = S - \tilde{\mathbf{S}} \quad (\text{II.13})$$

\mathbf{S}_D : L'aire totale de l'ensemble des défauts des traces des concentrations de contraintes....

S : L'aire d'une section de l'élément de volume repérée par sa normale

$\tilde{\mathbf{S}}$: L'aire résistante effective ($\tilde{\mathbf{S}} < S$)

L'endommagement \mathbf{D}_n en un point M dans une direction \vec{n} est défini par le rapport de la Surface \mathbf{S}_D de la trace des défauts dans le plan perpendiculaire à \vec{n} sur la surface S dans laquelle ces défauts se trouvent [119].

$$\mathbf{D}_n = \frac{S_D}{S} \quad (\text{II.14})$$

D'un point de vue physique la variable endommagement D_n est donc l'aire relative des fissures et cavités coupées par le plan normal à la direction \vec{n} .

✚ $D_n=0$ Correspond à l'état non endommagé ou vierge,

✚ $D_n=1$ Correspond à l'élément de volume rompu

✚ $0 \leq D_n \leq 1$ Caractérise l'état d'endommagement

Dans le cas général d'un endommagement anisotrope constitué de fissures et de cavités d'orientations privilégiées, la valeur de la variable scalaire D_n dépend de l'orientation de la normale.

✚ Endommagement isotrope

Un endommagement isotrope est constitué de fissures et cavités dont l'orientation est distribuée uniformément dans toutes les directions [119]. Dans ce cas la valeur de la variable D_n ne dépend pas de l'orientation \vec{n} et le scalaire D caractérise complètement l'état de dommage $\forall D_n = D$

III. Hypothèse de la contrainte effective

III.1 Définition

Kachanov et Rabotnov ont introduit le concept de la contrainte effective en 1958. L'introduction d'une variable endommagement représentant une densité surfacique de discontinuités de la matière conduit directement à la notion de contrainte effective c'est-à-dire la contrainte rapportée à la section qui résiste effectivement aux efforts [119].

Dans le cas particulier d'un élément de volume soumis à un état de traction pure par un effort F . (figure B.2), la contrainte usuelle est celle qui satisfait les équations d'équilibres

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad (\text{II.15})$$

Il existe deux cas :

✚ **présentation unidimensionnelle**

En présence d'un endommagement isotope de mesure D , la section résistante effective est :

$$\mathbf{D} = \frac{S_D}{S} = \frac{S - \tilde{S}}{S}$$

$$\tilde{S} = S - S_D = S(1 - D)$$

Par définition de la contrainte effective :

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{S - S_D} = \frac{F}{S(1 - D)} \rightarrow \tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1 - D)} \quad (\text{II.16})$$

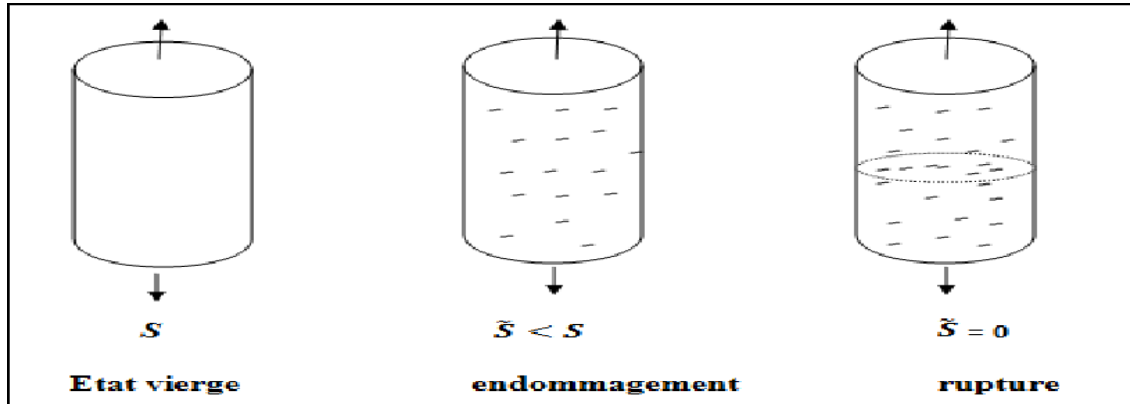


Figure B.2 : section effective d'une éprouvette de traction [121]

L'hypothèse de la contrainte effective implique que toute loi de comportement d'un matériau endommagé, s'écrive de la même manière que pour ce matériau vierge en remplaçant simplement la contrainte usuelle par la contrainte effective [121].

Exemple de l'élasticité linéaire unidimensionnelle :

Matériau vierge \longrightarrow Matériau endommagé

$$\sigma = E \times \varepsilon \longrightarrow \tilde{\sigma} = E \times \varepsilon$$

E est le module d'Young du matériau vierge.

✚ Représentation tridimensionnelle

Dans le cas de l'isotropie, la variable d'endommagement est un scalaire \mathbf{D} qui agit d'une manière identique sur toutes les composantes du tenseur des contraintes $\boldsymbol{\sigma}$ pour définir le tenseur des contraintes effectives. C'est-à-dire l'opérateur $(\mathbf{1} - \mathbf{D})$ s'applique à toutes les composantes. On écrira donc pour le tenseur contrainte effective :

$$\tilde{\sigma}_{ij} = \frac{\sigma_{ij}}{(1-D)}$$

III.2 Hypothèse d'équivalence en déformation

Le principe d'équivalence en déformation [119] traduit le fait que l'on obtient la même déformation sur le matériau en lui appliquant la contrainte effective et celle du matériau endommagé en lui appliquant la contrainte usuelle. Si bien que la déformation de l'élément endommagé est :

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{E}^{-1} \times \tilde{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E}^{-1} \times \frac{\boldsymbol{\sigma}}{(1-D)} = \mathbf{E}^{-1} \times \boldsymbol{\sigma} \quad (\text{II.17})$$

Il s'agit d'une hypothèse de travail, dont la simplicité fournit un formalisme efficace pour la construction des lois de comportement des matériaux endommagés.

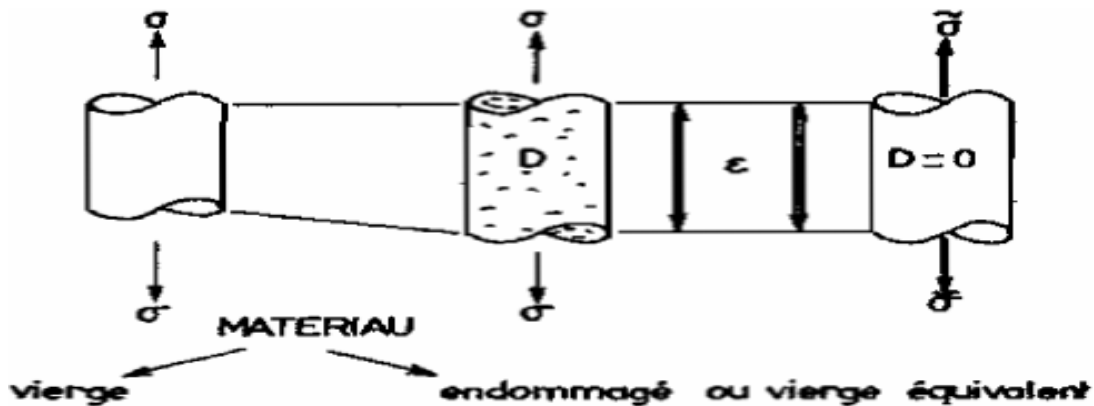


Figure B.3 : contrainte effective et équivalence en déformation [121]

✚ Critères d'endommagement

Le seuil limite, définissant le domaine limite de résistance d'un matériau, est défini par la limite de l'état élastique du tenseur de contrainte pour un état local en un point M , au delà duquel il y a endommagement [122]. Ceci sera défini par une fonction, $f(\sigma, D)=0$ tel que

$$D=0 \longrightarrow \sigma=\tilde{\sigma} \quad \text{matériau vierge de tout endommagement}$$

$$D=1 \longrightarrow \tilde{\sigma} \approx +\infty \quad \text{le moment de rupture}$$

$$0 \leq D \leq 1 \quad \text{Caractérise l'état d'endommagement}$$

IV. Mesures d'endommagement

L'endommagement d'un matériau déformé, ou en cours de déformation, peut être mesuré de diverses façons. Il existe deux grandes familles de méthodes de mesure. Dans la première, on réalise des mesures directes par observation microscopique. Dans la seconde, on effectue des mesures indirectes en utilisant un paramètre physique [123].

IV.1 Mesures directes

Les mesures directes de l'endommagement peuvent se faire de différentes façons. On peut par exemple observer la surface d'un échantillon déformé qui avait été préalablement poli. Pour observer le cœur de l'échantillon, on peut également sectionner une éprouvette déformée. Enfin, on peut également observer le faciès de rupture de l'éprouvette.

IV.2 Mesures indirectes

Les mesures indirectes de l'endommagement sont basées sur l'estimation d'un paramètre physique du matériau déformé ou en cours de déformation. Ce paramètre physique doit bien sûr être relié à l'endommagement. Dans ce paragraphe, nous nous limiterons aux mesures de caractéristiques élastiques (module d'Young pour un matériau isotrope).

Il existe plusieurs méthodes telles que par exemple :

✚ la mesure de densité

✚ l'émission acoustique

✚ les méthodes électriques

La mesure de la variation de la pente élastique, donc du module d'Young, lors de déchargements successifs au cours d'un essai de traction montre que ce module diminue lorsque la déformation augmente. La figure B.4 donne quelques résultats. En fait, le module d'Young mesuré est un module apparent qui prend compte de l'endommagement du matériau.

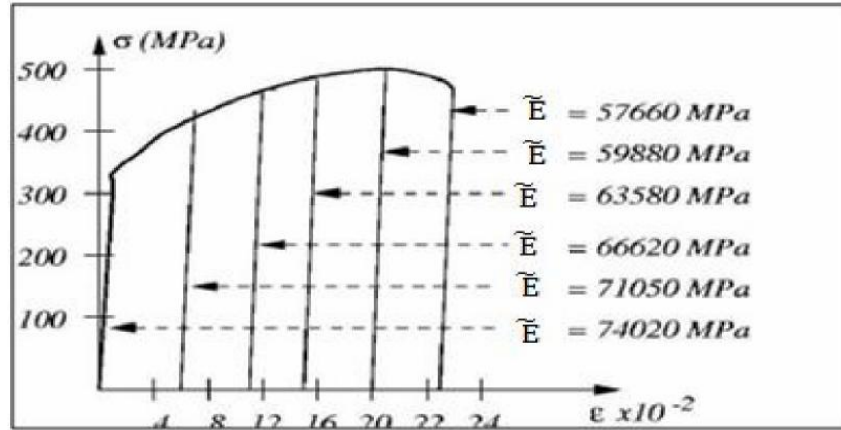


Figure B.4 : Mesures de l'endommagement par variation du module d'Young [123]

Si F est la force de traction appliquée à l'éprouvette, σ la contrainte, S sa section courante et S_0 sa section effective, alors la relation $\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-D)}$ permet d'écrire :

$$\sigma = \tilde{E} \times \epsilon_e \quad \tilde{\sigma} = E \times \epsilon_e$$

Dans ces expressions, ϵ_e est la déformation élastique, \tilde{E} est le module d'Young mesuré (apparent), et E est le module d'Young initial du matériau.

On déduit de ces relations que, en mesurant E lors du premier chargement, puis \tilde{E} lors des chargements successifs, on obtient une estimation de l'endommagement du matériau par l'équation II.18 :

$$D = 1 - \frac{\tilde{E}}{E} \quad (\text{II.18})$$

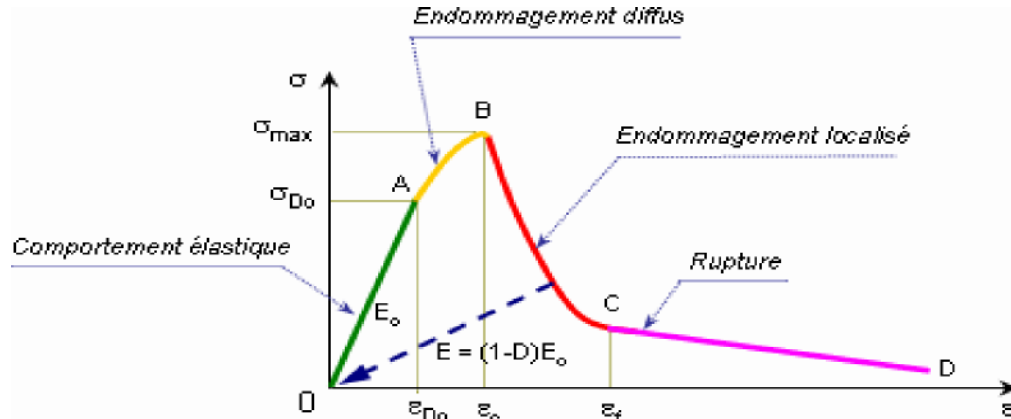


Figure B.5 Phases de comportement mécanique du béton [123]

Toutefois, lors de telles mesures, il est évident que les pentes mesurées rendent également compte d'autres phénomènes que de l'endommagement. Par exemple, il peut y avoir plastification locale dès le début des recharges, près des cavités ou des inclusions, cette plastification ayant pour effet de modifier par écrouissage la pente apparente dans le domaine d'élasticité.

V. Formulation thermodynamique de l'endommagement

La thermodynamique des processus irréversibles représente un moyen idéal pour la modélisation du comportement des milieux continus et des structures. Elle permet de définir les lois de comportement d'un milieu continu [122], [124].

V.1 Choix des variables

Le comportement élastique endommagé est décrit par des variables d'état.

Les variables d'état sont les variables dont les valeurs définissent à chaque instant l'état de la matière pour les phénomènes étudiés. Elles comprennent les variables observables et les variables internes [121].

- ✚ La variable observable ici est la déformation élastique « ε_e » ;
- ✚ La variable interne choisie pour représenter les phénomènes dissipatifs, ici est l'endommagement « D ».

VI. Les modèle d'endommagement

VI.1 Les modele du béton seul en uni axial

VI.1.1 Modèle d'endommagement de Mazars

✚ Mazars (1984) [125-128]

Il s'agit d'un modèle de comportement pour le béton le plus utilisé dans le milieu scientifique d'où le choix qui se porte pour en faire une présentation simple.

-Bases du modèle :

Il considère que les microfissures sont provoquées par les extensions suivant les directions principales du tenseur des déformations.

Pour décrire le comportement du béton, Mazars a développé un modèle couplé en élasticité-endommagement en ignorant toute manifestation de plasticité et de viscosité, il a postulé que l'endommagement est responsable uniquement des modifications du comportement élastique du matériau c'est-à-dire que l'endommagement n'est pas responsable de l'apparition des déformations permanentes. Son approche consiste donc à attribuer l'ensemble des phénomènes à une baisse de rigidité du matériau [125].

Les hypothèses du modèle sont les suivantes :

- ✚ Le modèle s'appuie sur un critère d'endommagement écrit en déformation et décrivant la dissymétrie traction-compression. En revanche, il ne modélise pas la restauration de rigidité en cas de « refermeture des fissures » et ne prend pas en compte les éventuelles déformations plastiques ou effets visqueux qui peuvent être observés au cours des déformations d'un béton. Le modèle est donc plus fiable au cas de chargement monotone.
- ✚ L'endommagement isotrope est supposé. Ainsi, la variable d'endommagement est une valeur scalaire.

Description du modèle :

$$\begin{aligned}
 E^{-1} \times \tilde{\sigma} &= E^{-1} \times \frac{\sigma}{(1-D)} \\
 \tilde{\sigma} &= E \times \varepsilon_e \\
 A &= E_{ijkl} \\
 \sigma &= (1-D) A \times \varepsilon_e
 \end{aligned} \tag{II.19}$$

σ et ε_e : sont respectivement les tenseurs de contraintes et de déformations ;

$A = E_{ijkl}$: Le tenseur d'élasticité initial d'ordre 4 ;

D : La variable de l'endommagement.

$$\varepsilon_e = \varepsilon - \varepsilon_{th} - \varepsilon_{rd} - \varepsilon_{re}$$

$$\varepsilon_{th} = \alpha(T - T_0)I_d : \text{Délation thermique}$$

$$\varepsilon_{rd} = k(c_{ref} - c)I_d : \text{Retrait exogène}$$

$$\varepsilon_{re} = \beta \xi I_d : \text{Retrait endogène}$$

Sous un état quelconque de sollicitation, l'endommagement est considéré comme étant une combinaison d'un endommagement dû à la traction D_t et d'un endommagement dû à la compression (effet de Poisson) D_c , et il est exprimé sous la forme suivante [128] :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + (1 - \alpha_t^\beta) D_c$$

α_t : Traduit la part respective de chacun des endommagements de traction et de compression (α_t valant **0** pour une compression pure et **1** dans le cas d'une traction pure), et β est calée sur le cisaillement (voisin de 1.05 pour un béton courant, il permet de représenter à peu de frais sur les résultats expérimentaux, essentiellement pour les essais de cisaillement).

$$\alpha_t = \frac{\sum \langle \varepsilon_i \rangle \varepsilon_t}{\sum \langle \varepsilon_i \rangle^2}$$

Avec :

$\varepsilon_{traction}$: Les déformations principales dues aux contraintes de traction.

Les lois d'évolution de D_t et D_c sont données par (chaque fois que $\varepsilon_{eq} = \varepsilon_{max}$ est atteint) :

$$\begin{aligned} D_t &= 1 - \frac{\varepsilon_{d_0}}{\varepsilon_{eq}} (1 - A_t) - \frac{A_t}{\exp(B_t(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d_0}))} \\ D_c &= 1 - \frac{\varepsilon_{d_0}}{\varepsilon_{eq}} (1 - A_c) - \frac{A_c}{\exp(B_c(\varepsilon_{eq} - \varepsilon_{d_0}))} \end{aligned} \quad (II.20)$$

La progression de l'endommagement scalaire D est guidée par l'évolution de la déformation équivalente ε_{eq} , calculée à partir des déformations principales positives ε_i :

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\sum \langle \varepsilon_i \rangle_+^2}$$

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0 \quad \text{Si } (\varepsilon_i < 0)$$

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i \quad \text{Si } (\varepsilon_i > 0)$$

Avec :

ε_{d_0} : La valeur de déformation qui correspond à l'initiation de l'endommagement.

A_t, B_t, A_c, B_c : Paramètres scalaires du modèle.

Lors du chargement de compression pure, le respect de la condition de dérivabilité de la courbe (σ, ε) à l'initiation de l'endommagement ($\varepsilon_{eq} = \varepsilon_{d_0}$) impose une relation supplémentaire entre les paramètres soit :

$$B_c = \frac{A_c - 1}{A_c \varepsilon_{d_0}}$$

La figure ci-dessous présente les réponses du modèle d'endommagement de Mazars dans le test de compression et de traction [125] .

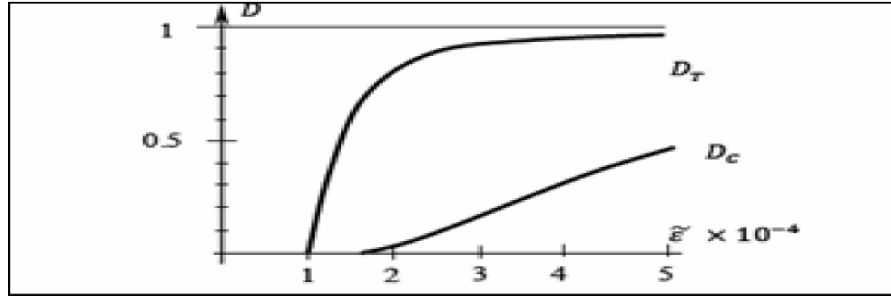


Figure B.6 : Evolution des deux variables d'endommagement D_t et D_c [125].

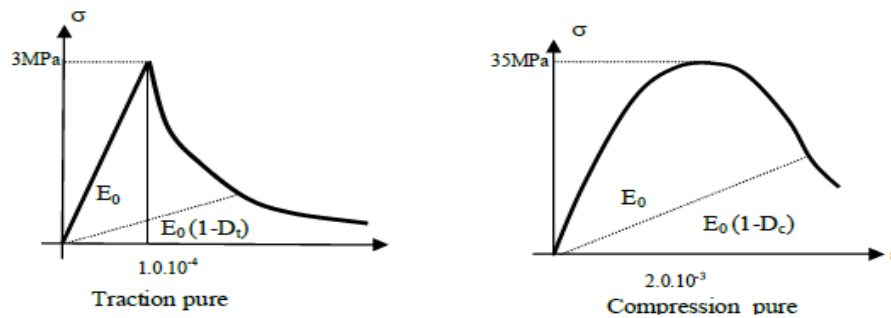


Figure B.7 : comportements élémentaires en traction et en compression [125]

L'inconvénient majeur de ce modèle est la difficulté d'ajuster les paramètres A_t, B_t, ϵ_{d_0} à partir des essais de flexion.

MAZARS (2013) [118]

Une nouvelle formulation du modèle de Mazars [129] est proposée à travers 2 modifications majeures :

- Amélioration du comportement en bi-compression,
- Simplification et amélioration du comportement en cisaillement.

Le modèle de Mazars d'origine (1984) [125] sous-estime grandement la résistance du béton en bi-compression. La première modification apportée par le modèle revisité améliore donc le comportement en bi-compression. Ce but est atteint en corrigeant la déformation équivalente lorsqu'au moins une contrainte principale est négative, à l'aide d'une Variable (γ) (borné entre 0 et 1).

$$\epsilon_{eq}^{corrigée} = \gamma \epsilon_e = \gamma \sqrt{\langle \epsilon_i \rangle_+ \times \langle \epsilon_i \rangle_+} \tag{II.21}$$

$$\gamma = -\frac{\sqrt{\sum \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_-^2}}{\sum \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_-} \text{ si au moins contrainte effective est négative}$$

$$\gamma = 1 \text{ si non}$$

Les contrainte effective au sens de la mécanique de l'endommagement est définie par :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D}$$

$$\langle \tilde{\sigma}_i \rangle_- = \tilde{\sigma}_i \text{ Si } \tilde{\sigma}_i \leq 0$$

$$\langle \tilde{\sigma}_i \rangle_- = 0 \text{ Si } \tilde{\sigma}_i > 0$$

Où $\tilde{\sigma}_i$ est une contrainte effective principale

L'amélioration du comportement en cisaillement est atteinte par l'introduction d'une nouvelle variable interne : Y . Elle correspond au maximum atteint au cours du chargement de la Déformation équivalente. Sa valeur initiale Y_0 est ε_{d_0} . Y est définie par l'équation suivante :

$$Y = \max(\varepsilon_{d_0}, \max(\varepsilon_{eq}^{corrigée})) \quad (\text{II.22})$$

La fonction de charge est :

$$f = \varepsilon_{eq}^{corrigée} - Y$$

L'évolution de l'endommagement est donnée par :

$$D = 1 - \frac{(1-A)Y_0}{Y} - \frac{A}{\exp(B(Y-Y))} \quad (\text{II.23})$$

Dans cette expression, ce sont les variables A et B qui permettent de reproduire le comportement quasi fragile du béton en traction et le comportement écroui en compression. Pour représenter au mieux les résultats expérimentaux les lois d'évolution suivantes ont été choisies pour A et B .

$$A = A_t(2r^2(1-2k) - r(1-4k)) + A_c(2r^2 - 3r + 1)$$

$$B = r^2 B_t + (1-r^2) B_c$$

$$r = \frac{\sum \langle \tilde{\sigma}_i \rangle_+}{\sum |\tilde{\sigma}_i|}$$

Il apparaît dans ces équations une nouvelle variable r qui nous renseigne sur l'état de contrainte. Lorsque r est égal à 1 (correspondant au secteur des tractions), les variables A et B sont équivalentes aux paramètres A_t et B_t ou inversement, si r est nulle (correspondant au secteur des compressions), alors $A = A_c, B = B_c$ et dans les deux cas (Eq.II.20) est identique à (Eq.II.23).

VI.1.2 Le modèle de De Vree [dVBvG95][130]

La philosophie de ce modèle est assez proche de celle du modèle de Mazars, mais avec l'avantage majeur de ne comporter qu'une seule variable d'endommagement D , grâce à une nouvelle définition de la déformation équivalente

$$\varepsilon_{eq} = \frac{K-1}{2K(1-2\nu)} I_1 + \frac{1}{2K} \sqrt{\frac{(K-1)^2}{1-2\nu} I_1^2 + \frac{6K}{1+\nu^2} I_2} \quad (\text{II.24})$$

où k est le rapport de la résistance en compression sur celle en traction, $I_1 = tr \varepsilon$, $I_2 = \frac{1}{3} tr(\varepsilon^2)$

VI.1.3 Le modèle de La Borderie [LaB91][131]

Se différencie des deux modèles précédents par son potentiel écrit non plus en déformations mais en contraintes utilisant une partition de l'énergie basée sur le signe des contraintes pour représenter l'effet de la refermeture des microfissures

$$\rho \Psi = \frac{1}{2} \frac{\langle \sigma \rangle_+ : \langle \sigma \rangle_+}{E_0(1-D_1)} + \frac{1}{2} \frac{\langle \sigma \rangle_- : \langle \sigma \rangle_-}{E_0(1-D_1)} + \frac{1}{2} \frac{\nu}{E_0} [\sigma : \sigma - tr \sigma^2] \quad (\text{II.25})$$

Ce modèle présente le même problème d'admissibilité thermodynamique que le modèle de Mazars du fait de la présence à nouveau de deux variables d'endommagement différentes selon le signe des contraintes .

VI.1.4 Modèles d'endommagement anisotropes

Les modèles d'endommagement tensoriels d'ordre 2 ont déjà une longue histoire et sont par conséquent relativement nombreux. On distingue néanmoins des caractéristiques communes et des différences notoires. La majorité des modèles d'endommagement se basent sur une même forme de potentiel $\rho\Psi$ pris comme étant l'énergie libre spécifique de Helmholtz écrite en déformations [MK96, HD96, BGL07, CLC05]. Dans sa forme la plus générale, ce potentiel est une combinaison des 10 invariants de base du couple (ε, D) :

$$tr\varepsilon, tr(\varepsilon^2), tr(\varepsilon^3), trD, tr(D^2), tr(D^3), tr(\varepsilon D), tr(\varepsilon^2 D), tr(\varepsilon D^2), tr(\varepsilon^2 D^2)$$

Cependant, la plupart des auteurs postulent le potentiel quadratique en ε et linéaire en D , puisque le matériau est élastique linéaire à D constant. Il n'y a alors plus que 7 invariants en jeu. D'autre part on a $\Psi(\varepsilon = 0, D)$, ce qui supprime également trD de la liste des invariants. L'expression classique du potentiel pour les modèles d'endommagement écrits en déformations

Devient :

$$\rho\Psi(\varepsilon, D) = \frac{1}{2}\lambda(tr\varepsilon)^2 + 2\mu tr(\varepsilon^2) + \eta_1 trD(tr\varepsilon)^2 + \eta_2 trDtr(\varepsilon^2) + \eta_3 tr\varepsilon tr(\varepsilon \cdot D) + \eta_4 tr(\varepsilon^2 \cdot D) \quad (\text{II.26})$$

Autre les valeurs des coefficients η_i qui varient, les modèles diffèrent par l'existence ou non d'une seconde variable interne (sorte d'écrouissage) pour modéliser l'évolution de la surface seuil d'endommagement avec le chargement (c'est le cas pour le modèle de Murakami [MK96]). Dans le cas du modèle de [CLC05] le potentiel est complété par un second terme Ψ_1 fonction uniquement de D . Dans [BGL07] les auteurs font le choix contestable (et déjà contesté plus haut) d'introduire deux variables d'endommagement, l'une anisotrope pour l'endommagement en traction et l'autre isotrope scalaire pour l'endommagement en compression (sous l'hypothèse que l'endommagement de compression est un endommagement diffus non directionnel).

VI.1.5 Le modèle de Sargin [90]

✚ Introduction de la variable de dommage D_c en compression unidirectionnel pour les bétons seul Smahi[122]

Elle a introduit la variable du dommage D_c dans la relation de Sargin [90] pour permettent de décrire le comportement du béton en compression et ce jusqu'à la rupture en fonction du dommage . Elles permettent de tenir compte de la ductilité du matériau en étant souples et adaptables à ce type de comportement. La contrainte est donnée par la relation (voir l'équation II.4)

(voir Figure B.8).

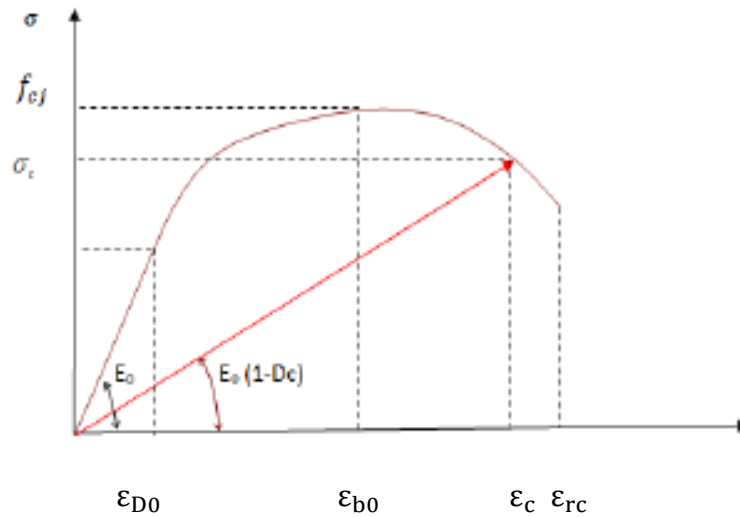


Figure B.8 Représentation de la loi de Sargin [90]

le BAELet BPEL propose les formules suivantes(II.29), (II.30) :

$$E_{b0} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{II.27})$$

$$\varepsilon_{b0} = 0.62 * 10^{-3} \sqrt[3]{f_{cj}} \quad (\text{II.28})$$

Elle à introduit la variable du dommage D_c ($0 \leq D_c \leq 1$) par application de la méthode sécante dans le domaine d'évolution du dommage qui est défini dans l'intervalle de la déformation pour un état de compression, nous avons :

$$D_c(\varepsilon_{D0}) \leq D_c(\varepsilon) \leq D_c(\varepsilon_{rc}) \quad \text{pour} \quad \varepsilon_{D0} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{rc}$$

ε_{D0} : est la déformation limite élastique du béton ; obtenue pour : $D_c(\varepsilon)=0$ l'initiation du dommage

ε_{rc} : est la déformation de rupture du béton obtenue pour : $D_c(\varepsilon)=1$ la ruine

On peut écrire avec

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{b0} \times (1 - D_c(\varepsilon)) = \frac{f_{cj}}{\varepsilon} \times \frac{k(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}) + (k' - 1)(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}})^2}{1 + (k-2)(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}) + k'(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}})^2} \quad (\text{II.29})$$

La variable de dommage en compression est alors donnée par l'équation suivante :

$$D_c(\varepsilon) = 1 - \frac{1 + \frac{(k' - 1)}{k}(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}})}{1 + (k-2)(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}) + k'(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}})^2} \quad (\text{II.30})$$

$$k = \frac{E_{b0} \cdot \varepsilon_{b0}}{f_{cj}}$$

$$\text{Si : } k' \neq 0 \quad \varepsilon_{D0} = \frac{\varepsilon_{b0}}{k'} \left(\frac{k' - 1}{k} - k + 2 \right)$$

$$\text{Si : } k' = 0 \quad \text{Si :} \quad \varepsilon_{D0} = \varepsilon_{b0}$$

VI.1.6 Modèle de Grelat

✚ Introduction de la variable de dommage D_t en traction unidirectionnel pour les bétons seul par le modèle de Smahi[122]

Elle à intrduit la variable du dommage D_t dans Les relations (σ - ϵ) proposées par Grelat [96] (voir l'équation II.9), permettent de decrire le comportement du béton en traction et ce jusqu'à la rupture en foction du dommage, . Ceci permet de mieux approcher le comportement réel (Voir figure.B.9).

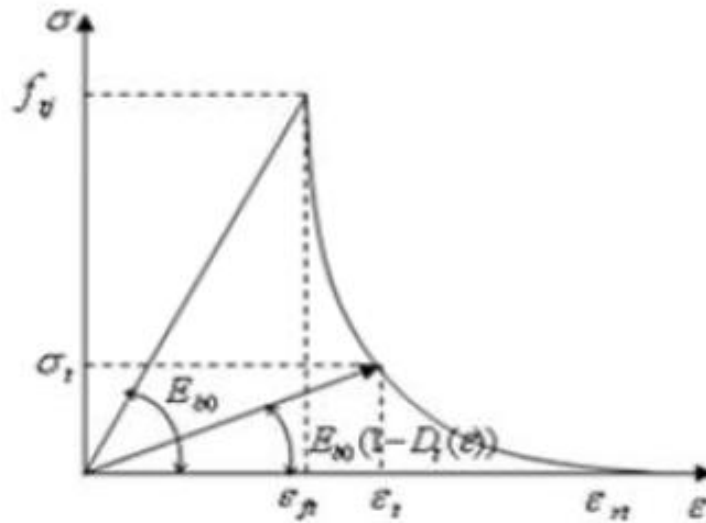


Figure B.9 Représentation de la loi de Grelat[96]

Ces relations sont données par les expressions suivantes

✚ Variable de dommage D_t en traction unidirectionnel

La variable d'endommagement en traction (D_t) est tel que : $0 \leq D_t \leq 1$ est introduite par application de la méthode sécante .

$$\frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} = E_{b0} \times (1 - D_t) \quad (II.32)$$

La variable du dommage en traction uni-axial est obtenue en combinant les relations (II.31) et (II.32), elle est exprimée par la relation (II.33).

$$D_t(\varepsilon) = 1 - \left[\frac{a}{(1-a)^2} \right] \times \left[\frac{\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{rt}} - 1 \right)^2}{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{rt}}} \right] \quad (II.33)$$

$$\text{avec : } a = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{rt}}$$

On définit la constante a comme caractéristique qui dépend du type ou de la nature du béton à considérer. Si on limite la déformation à la rupture ε_{rt} à 0.01 (limite à la rupture de l'acier d'après le BAEL 91). On fixe ainsi la valeur de (a) à $\varepsilon_{ft}/0.01$

Contrairement, si on fixe la valeur de a , on limite ainsi la déformation ultime à la rupture ε_{rt} .

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

Ceci nous impose d'effectuer une certaine analyse sur l'effet de cette valeur sur la loi de comportement du béton en traction.

La fonction seuil définit deux limites : une limite élastique ε_{ft} et une limite à la rupture donnée par la valeur ε_{rt} .

$$\text{Si : } \varepsilon = \varepsilon_{ft} \quad D_t(\varepsilon_{ft}) = 0$$

$$\text{Si : } \varepsilon = \varepsilon_{rt} \quad D_t(\varepsilon_{rt}) = 1$$

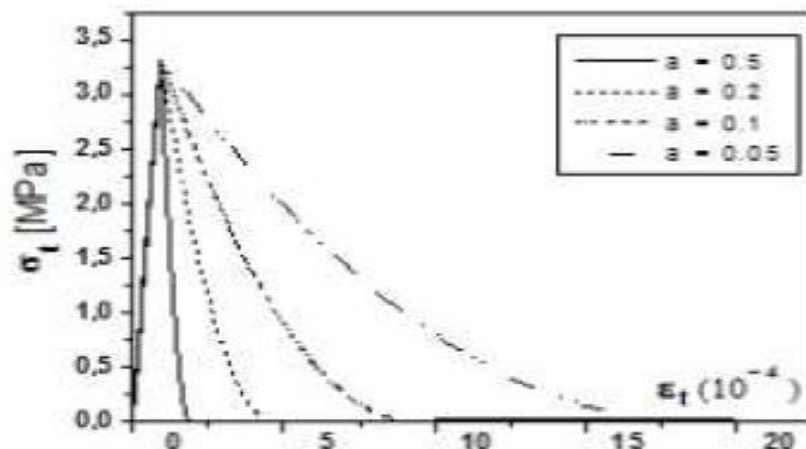


Figure B.10 Influence du paramètre a sur la loi d'évolution de la contrainte en traction[122]

VI.2 Les modèles du béton de fibres en uni axial

La simulation de l'endommagement et de rupture dans les composites BFM est une tâche difficile en raison de l'échec des mécanismes qui résultent de l'addition des fibres. À l'heure actuelle, les modèles théoriques pour estimer la fissuration et combler les performances des composites BFM sont généralement basées sur les propriétés constitutives suivantes:

- Frottement à l'interface fibre-matrice et l'arrachement complet de la fibre de la matrice sans rupture.
- En fonction du type de fibre et l'interface entre fibre et matrice.

Les modèles analytiques ou numériques sont toujours d'un grand intérêt pour les ingénieurs pour prédire le comportement du matériau et bien sûr le comportement de l'élément de structure ou la structure dans son ensemble. Plusieurs modèles analytiques pour les composites BFM proposés par différents chercheurs dans le passé : Modèle de G.Camps et al [132], Hameed[26],[133-134], Sargin [99], Fanella et Naaman [100], Absi et Naaman [101], Bouafia [102], Zhan [72], Bouafia, Kachi et Fouré [103-105].

VI.2.1 Modèle de G. Camps et al.[132]

Un modèle permettant de prédire le comportement du béton renforcé de fibres en traction uniaxiale a été proposé par Camps et al [132]. Le modèle proposé prend en compte le dommage en traction du béton. L'originalité de ce modèle est qu'il intègre le dommage due à la liaison fibre-matrice. Le comportement d'un béton renforcé par des fibres en traction a été considéré comme étant composé de deux phases:

Le premier correspondant au comportement béton ordinaire (avant l'initiation des fissures)

La seconde correspondant à la phase post-fissure, qui dépend fortement des effets de la fibre.

Pour la loi de comportement du béton, la contrainte apparente dans le béton σ_b est exprimée en fonction de la contrainte effective dans la zone fissurée $\tilde{\sigma}_b$ et le dommage en traction D_t :

$$\sigma_b = \tilde{\sigma}_b (1 - D_t)$$

$$\text{Avec } \tilde{\sigma}_b = E_0 * \varepsilon_c$$

Où E_0 est le module initial d'élasticité (module d'Young) et ε_e est la déformation élastique. Le dommage en traction est supposé évolutif en fonction de la contrainte de traction effective, donc pour le chargement monotone, on a :

$$D_t = 1 - \left(\frac{R_t}{\tilde{\sigma}_b} \right)^2 \quad \text{Avec} \quad \tilde{\sigma}_b \geq R_t \quad (\text{II.34})$$

Où R_t est la résistance à la traction du béton ordinaire.

La loi de comportement pour les fibres a été supposée être élasto-plastique. La contrainte effective transférée à travers la fissure par les fibres est exprimée comme suit:

$$\tilde{\sigma}_b = K_f (\varepsilon_e - \varepsilon_c^{an} - \varepsilon_c^{pic}) L_c \quad (\text{II.35})$$

(Où K_f est la rigidité des fibres, ε_c^{an} est le déplacement anélastique associée à la fibre et ε_c^{pic} est la déformation totale à la charge maximale. ε_c^{an} et ε_c^{pic} sont donnée par l'équation (II.36) et l'équation (II.37) respectivement.

$$\varepsilon_c^{an} = \frac{U_0}{L_c} * \frac{D_f}{D_f^{\max} - D_f} \quad (\text{II.36})$$

Où U_0 et D_f^{\max} sont des paramètres d'ajustement.

$$\varepsilon_c^{pic} = \frac{R_t}{E_0} \quad (\text{II.37})$$

L'équation (II.35) implique que les fibres travaillent seulement après la localisation de la fissure et le déplacement (CMOD) due à l'ouverture des fissures est donné par l'équation suivante :

$$\text{CMOD} = (\varepsilon_e - \varepsilon_c^{pic})L_c \quad (\text{II.38})$$

Où L_c est la longueur caractéristique associée à l'énergie de rupture en traction.

En considérant D_f : le dommage causé à la liaison fibre-matrice par le glissement relatif de la fibre, la capacité de la charge résiduelle des fibres est exprimée par l'équation (II.39) et D_f est défini par l'équation (II.40)

$$\sigma_f = \tilde{\sigma}_f(1 - D_f)D_t \quad (\text{II.39})$$

$$D_f = \frac{\sigma_f - \sigma_0}{\sigma_{uf}} \quad (\text{II.40})$$

Où σ_0 est la contrainte limite correspondant au début de glissement de la fibre par rapport à la matrice et, σ_{uf} est un paramètre gérant la cinétique de dommage fibre-matrice.

Par la superposition de la loi de comportement de la matrice béton et les fibres, le comportement du béton renforcé de fibre est considéré comme :

$$\sigma_{bf} = \sigma_b + \sigma_f = \tilde{\sigma}_b(1 - D_t) + \tilde{\sigma}_f(1 - D_f)D_t$$

VI.2.2 Modèle de R. Hameed [26],[133-134],

La particularité de ce modèle qui il tient compte des contraintes résiduelles.

✚ La loi de béton ordinaire

La loi du comportement D_t : est le tenseur dommage en traction qui représente l'effet des fissures de traction sur la loi de comportement. La zone intacte en traction est représentée par le tenseur $(1 - D_t)$. La contrainte effective, appelé $\vec{\sigma}$ représente l'effet du chargement concentrés dans la zone intacte. Selon le principe de déformation équivalente de la mécanique d'endommagement,

il est estimé directement à partir de la déformation élastique en utilisant la matrice de rigidité d'élasticité du matériau sain S^0 .

$$\vec{\sigma} = S^0 \cdot \vec{\varepsilon}$$

En ce qui concerne l'état de contrainte dans une fissure de traction, il est représenté par $\vec{\sigma}^f$.

C'est une fonction de la déformation inélastique $\vec{\varepsilon}^f$ associé à l'ouverture des fissures.

$$\vec{\sigma}^f = S^0 (\vec{\varepsilon} - \vec{\varepsilon}^f)$$

La combinaison de $\vec{\sigma}$ et $\vec{\sigma}^f$ est fait en fonction de leur zone d'application par rapport: D_t

Pour $\vec{\sigma}^f$ et $(1 - D_t)$ pour $\vec{\sigma}$. Le résultat de la contrainte $\vec{\sigma}^c$ est donné par l'équation. (II.41).

$$\vec{\sigma}^c = (1 - D_t)\vec{\sigma} + D_t\vec{\sigma}^f \quad (\text{II.41})$$

Pour la zone intacte en compression, peut conduire à un dommage de compression représenté par un tenseur du deuxième ordre appelé D_c . Après ces dommages, la contrainte qui en résulte devient une contrainte apparente $\vec{\sigma}$; elle est donnée par l'équation suivante:

$$\vec{\sigma} = (1 - D_c) \cdot (1 - D_t) \cdot S^0 \cdot \vec{\varepsilon} + (1 - D_c) \cdot D_t \cdot S^0 \cdot (\vec{\varepsilon} - \vec{\varepsilon}^f) \quad (\text{II.42})$$

Considérant S en tant que la matrice de rigidité d'un matériau endommagé par une fissuration orienté, la loi de comportement du matériau fissuré peut être exprimée par ces relations.

$$\begin{aligned}\tilde{\sigma}^c &= S \cdot \tilde{\varepsilon} = (1 - D_t) S^0 \cdot \tilde{\varepsilon} \\ (1 - D_t)^{-1} &= S \cdot S^0 \\ (1 - D_t)^{-1} &= S^0 \cdot S^{-1}\end{aligned}\tag{II.43}$$

De l'équation (II.41), D_t est obtenu sous la forme. $D_t = 1 - S \cdot S^{0^{-1}}$

Le tenseur $(1 - D_t)^{-1}$ est déduit de la solution de la théorie de l'homogénéisation en fonction de la densité des microfissures d_I^t , d_I^t varie de zéro pour le matériau sain à un (1) pour le matériau rompu, dans la direction 1.

$$W_I = \frac{\tilde{\sigma}_{II}^c (\nu - 1 + 2\nu^2 d_I^t)}{E(\nu - 1)(1 - d_I^t)} \cdot l_f \cdot \frac{d_I^t - d_I^{pic}}{1 - d_I^{pic}} \cdot H(\tilde{\sigma}_{II}^c) H\left(\frac{d_I^t - d_I^{pic}}{1 - d_I^{pic}}\right)\tag{II.44}$$

Dans l'équation. (III.54), H représente la fonction de Heaviside

✚ La loi constitutive du glissement des fibres métalliques dans le béton

Soit $\tilde{\sigma}_{fI}$ la contrainte effective transférée à travers la fissure par le glissement des fibres, qui peuvent être exprimés comme suit:

$$\tilde{\sigma}_{fI} = K_f \cdot W_I \quad \text{Avec } I = [1, 2, 3] \text{ (trois directions principales)}\tag{II.45}$$

Où K_f : est la rigidité des fibres ; W_I est l'ouverture de la fissure dans la direction I (II.44).

L'équation (II.46) montre que les fibres ne travaillent qu'après apparition de la fissuration. Pour examiner l'adhérence fibre-matrice, une nouvelle variable d'endommagement D_{fI} est introduite comme si D_{fI} est le dommage causé par le début de glissement fibre-matrice relatif à la direction I, la capacité portante résiduelle des fibres peut être exprimée par :

$$\sigma_{fI} = \tilde{\sigma}_{fI}(1 - d_{fI})$$

L'évolution du d_{fI} a été modélisé avec l'équation de Weibull:

$$d_{fI} = 1 - \exp\left(-\frac{1}{m^f} \left(\frac{\tilde{\sigma}_{fI}}{(\tilde{\sigma}_{fI})^{pic}}\right)^{m^f}\right) ; \quad m^f = -\frac{1}{\ln\left(\frac{(R_f^t)_I}{(\tilde{\sigma}_{fI})^{pic}}\right)} \quad (\text{II.46})$$

Où

La définition de K_f , $(W_I)_{pic}$ et $(R_f^t)_I$ sont données dans la figure. B.8 et les valeurs doivent être obtenues à partir de résultats expérimentaux.

Enfin, la loi de comportement du béton renforcé par des fibres (Eq. (II.47)) est obtenue en ajoutant (en fonction de la théorie de dommages), la contribution du béton ordinaire et la capacité portante de la contrainte de la fibre :

$$\vec{\sigma} = (1 - D_c) \cdot (1 - D_t) \cdot S^0 \cdot \vec{\varepsilon} + (1 - D_c) \cdot D_t \cdot S^0 \cdot (\vec{\varepsilon} - \vec{\varepsilon}^f) + \vec{\sigma}_{fI} \quad (\text{II.47})$$

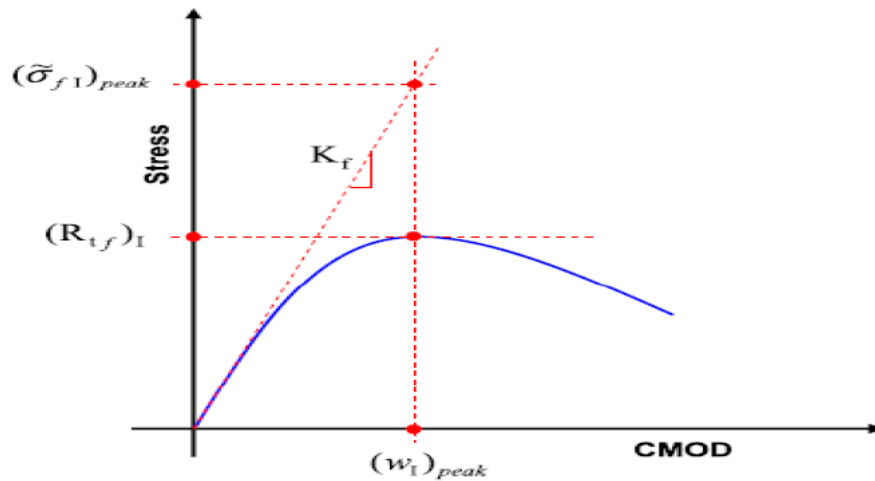


Figure B.11 : Les paramètres du modèle liés aux des fibres métalliques [133]

VI.2.3 Modèle de Sargin[99]

✚ Introduction de la variable de dommage D_c en compression unidirectionnel pour les bétons de fibre par le modèle de Belhadj[136]

Compte tenu des études antérieures, l'allure des courbes de comportement des bétons de fibres en compression est presque identique à celle des courbes définissant le comportement du béton en compression. Il est alors tout à fait possible de caractériser le comportement de ces composites en compression par la loi de Sargin (figure A.10) et l'équation (II.11) qui est généralement utilisée pour décrire le comportement du béton en compression.

✚ Loi dévolution du dommage en compression :

On définit

$$0 \leq D_c \leq 1$$

$$\varepsilon_{D0} \leq (D_c) \leq \varepsilon_{rc}$$

ε_{D0} : Déformation limite élastique du composite (pour $D_c = 0$)

ε_{rc} : Déformation limite à la rupture du composite (pour $D_c = 1$)

On écrira par application de la méthode de la sécante :

$$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{b0} \times (1 - D_c(\varepsilon))$$

$$D_c(\varepsilon) = 1 - \frac{1 + \frac{(R_b - 1)}{R_b} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right)}{1 + (R_b - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right) + R_b \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right)^2} \quad (\text{II.48})$$

$$R_b = \frac{E_{b0} * \varepsilon_{b0}}{f_{cj}}$$

Remarque :

Dans notre étude on tiendra compte de R_c

$$R_c = R_b - 0.6$$

$$R_c = R_b - 0.9$$

$$R_c = R_b - 1$$

L'équation II.48 s'écrira donc sous la forme :

$$D_c(\varepsilon) = 1 - \frac{1 + \frac{(R_b - 1.9)}{R_b} \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right)}{1 + (R_b - 2) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right) + (R_b - 0.9) \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{b0}}\right)^2} \quad (\text{II.49})$$

Avec :

$$\varepsilon_{D0} = \frac{1}{R_b} \left[\frac{(R_b - 1.9) - R_b(R_b - 2)}{(R_b - 0.9)} \right] \varepsilon_{b0} \quad (\text{II.50})$$

$$R_b = \frac{E_{b0} \times \varepsilon_{b0}}{f_{cj}}$$

$$\varepsilon_{rc} = \frac{R_b \times \varepsilon_{b0}}{(1.9 - R_b)}$$

Ces équations sont introduites dans un logiciel de calcul Excel pour obtenir la réponse de comportement pour un béton seul et béton de fibre .

VI.2.4 Modèle de Bouafia, Kachi et Fouré en traction

Pour décrire le comportement des bétons de fibres en traction, les relations proposées par Bouafia, Kachi et Fouré [103-105] [102] dans le cadre de la théorie des poutres sont transformées en des relations avec prise en compte du dommage par le modèle de Belhadj [136]. Les hypothèses admises initialement par les auteurs sont résumées ci-dessous. Les fibres sont dispersées dans le béton de façon aléatoire et la modélisation est effectuée en considérant une répartition 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 ou rupture des fibres,
- la contrainte de cisaillement à la surface des fibres atteint la résistance maximale τ_u tout au long de la fibre.

Le comportement du composite (béton armé de fibres) est élastique linéaire jusqu'à fissuration du béton. A l'instant où apparaît une fissure, il y a une chute brutale de la contrainte (égale à la différence entre la résistance du composite f_{ft} et la résistance du béton seul f_{bt}). Au-delà, la contrainte augmente jusqu'à la contrainte maximale (σ_{uc}) du composite puis diminue jusqu'à s'annuler à la rupture totale de ce matériau.

Une relation décrivant ces deux domaines [105]. Cette loi donne la contrainte en fonction de la déformation ($\sigma - \varepsilon$) à et de la contrainte ultime maximale du composite (σ_{uc}), cette dernière valeur est bien entendu fonction des caractéristiques des fibres .

La loi de comportement ($\sigma - \varepsilon$) admise pour le comportement du béton de fibres [107]. (Voir figure I.5)

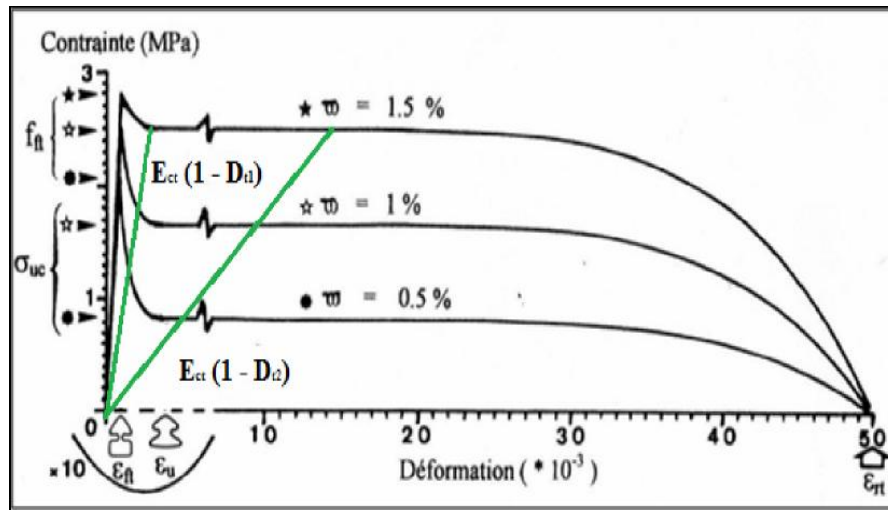


Figure B.12 : Loi de comportement ($\sigma - \varepsilon$) en traction du béton de fibres en acier [105]

Les équations mathématiques sont : voir II.12

✚ Influence de l'orientation des fibres

La section effective des fibres est fonction de leur orientation. Ce qui nous amène à définir alors un coefficient d'orientation θ_0 en supposant le matériau parfaitement isotrope et la disposition des fibres parfaitement aléatoire [103] (figureB.13).

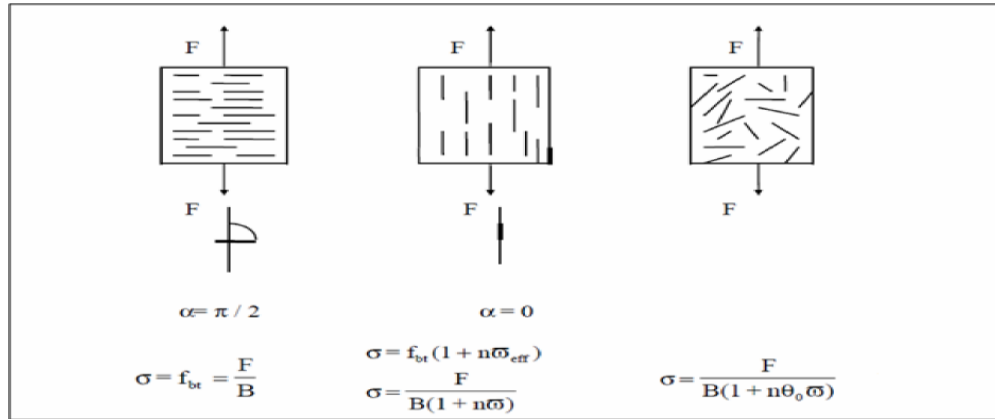


Figure B.13 : cas possibles d'orientation des fibres [103]

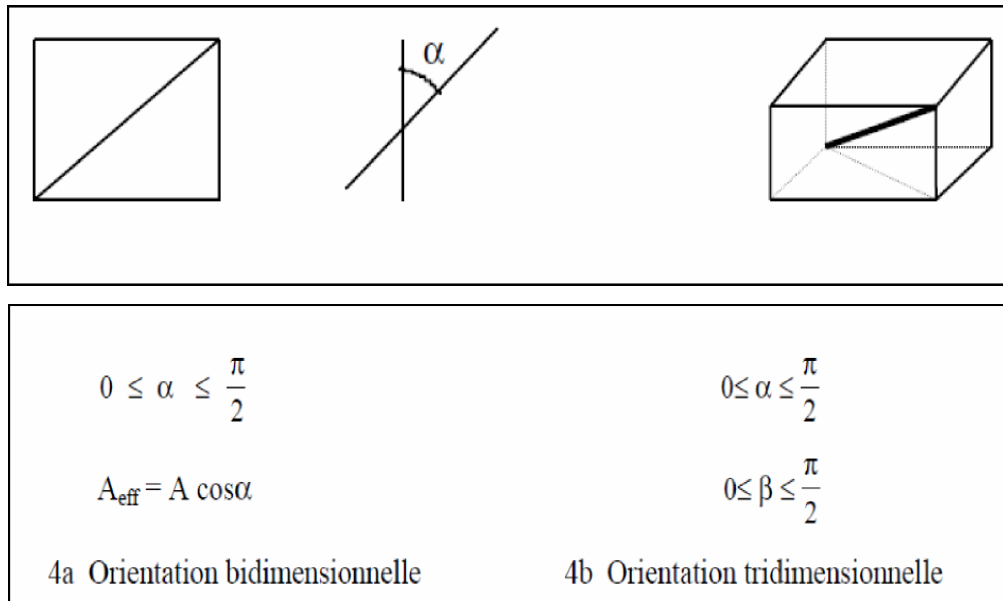


Figure B.14 : Orientation des fibres dans le plan et dans l'espace [103]

En supposant une orientation bidimensionnelle, le facteur d'orientation est défini par :

$$\theta_0 = (\cos \alpha)_{moyen} = \frac{2}{\pi} \int_0^{\pi/2} \cos \alpha \, d\alpha = \frac{2}{\pi} = 0.637 \tag{II.51}$$

En supposant une orientation tridimensionnelle, on a :

$$\theta_0 = \left(\frac{2}{\pi}\right)^2 \int_0^{\pi/2} \cos \alpha \, d\alpha \int_0^{\pi/2} \cos \beta \, d\beta = \left(\frac{2}{\pi}\right)^2 = 0.405 \tag{II.52}$$

La modélisation du comportement du béton de fibres est généralement établie à partir de résultats expérimentaux. Le modèle de Bouafia et al. [103-105] été validé par des essais en vraie grandeur. 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 (le facteur d'orientation et les propriétés d'adhérence peuvent être très variables suivant les conditions de réalisation du béton).

✚ **Loi dévolution du dommage en traction D_{t1}**

$$\varepsilon_{ft} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u$$

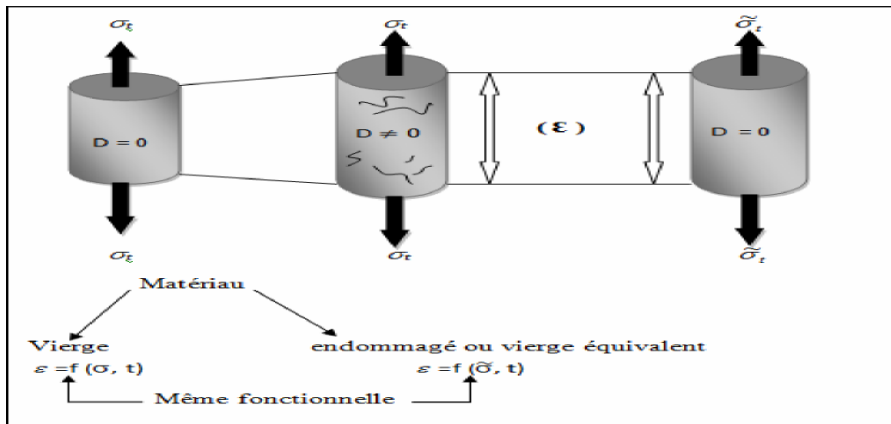


Figure B.15 Contrainte effective et équivalence en déformation en traction [119]

On définit (D_{t1}) : Variable d'endommagement en traction avec

$$0 \leq D_{t1} \leq D_u.$$

On applique la méthode de la sécante dans le domaine non linéaire :

$$E_{ct} = E_{b0}(1 - D_{t1})$$

On abouti à l'équation (II.53) qui définit la variable du dommage en traction uni axiale lorsque :

$$D_{t1}(\varepsilon) = 1 - \frac{\sigma_{uc}}{E_{ct} \varepsilon_t} + \frac{(\sigma_{uc} - f_{ft})(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(E_{ct} \varepsilon_t)(\varepsilon_{ft} - \varepsilon_u)^6} \quad (II.53)$$

Loi dévolution du dommage en traction D_{t2}

$$\varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_r$$

On définit (D_{t2}) : Variable d'endommagement en traction avec

$$D_u \leq D_{t2} \leq 1.$$

On applique la méthode de la sécante dans le domaine non linéaire :

$$\frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} = E_{ct}(1 - D_{t2})$$

On abouti à l'équation (II.54) qui définit la variable du dommage en traction uni axiale lorsque

$$D_{t2}(\varepsilon) = 1 - \frac{\sigma_{uc}}{E_{ct} \varepsilon_t} \left[1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_u)^6}{(\varepsilon_r - \varepsilon_u)^6} \right] \quad (\text{II.54})$$

Les équations (II.53, II.54) ainsi établies sont introduites dans un code de calcul

$$D_u(\varepsilon) = D_{t1}(\varepsilon = \varepsilon_u) = D_{t2}(\varepsilon = \varepsilon_u) = 1 - \frac{\sigma_{uc}}{E_{ct} \varepsilon_t}$$

(II.55)

La fonction seuil du dommage

$$\varepsilon_{ft} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u$$

$$\varepsilon(D_{t1}) = \frac{\sigma}{\tilde{E}} = \frac{\sigma}{E_{ct}(1-D_{t1})} = \frac{\varepsilon}{(1-D_{t1})}$$

$$\varepsilon_u \leq \varepsilon \leq \varepsilon_r$$

$$\varepsilon(D_{t2}) = \frac{\sigma}{\tilde{E}} = \frac{\sigma}{E_{ct}(1-D_{t2})} = \frac{\varepsilon}{(1-D_{t2})}$$

σ_{uc} : Contrainte ultime maximale du composite (fonction des caractéristiques des fibres)

E_{ct} : Module initial du composite en traction

ε_u : Déformation correspondant à la mobilisation totale de l'adhérence fibre-matrice

✚ **Le modèle tient compte des éléments suivants :**

1. Les propriétés des fibres

- longueur, géométrie, l'orientation des fibres (facteur moyen),
- le rapport longueur / diamètre des fibres,
- dosage en fibres (proportion en volume).

2. Les propriétés du béton :

- La résistance à la fissuration du béton.
- la contrainte d'adhérence limite des fibres (correspondant au plateau de la loi de comportement).

VII. Critère de rupture d'endommagement

Applique la notion de la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ à la rupture par décohésion interatomique.

En définitive la valeur critique à l'endommagement D_c , qui correspond à la pression de ce phénomène (décohésion de rupture)

$\tilde{\sigma}_u$: Contrainte unidimensionnelle de rupture par décohésion

σ_u : Contrainte usuel ultime

$$\tilde{\sigma}_u = \frac{\sigma_u}{1 - D_c} \longrightarrow D_c = 1 - \frac{\sigma_u}{\tilde{\sigma}_u} \quad (\text{II.56})$$

D_c et d'ordre de 0,5 à 0,9 il y a la fragilité et la ductilité

VII. Conclusion

D'après les modèles traités dans cet exposé, on constate que ceux de la théorie des poutres sont plus simple et souples (utilise un nombre restreint de paramètres) ,que ceux de la théorie de l'endommagement.

L'application de la mécanique de l'endommagement, basée sur la secant $\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{b0} \times (1 - D(\varepsilon))$ (particulièrement pour le cas d'un dommage isotrope), offre un large champ d'actions et un outil commode pour décrire la dégradation et l'altération des matériaux endommageables. C'est la théorie la plus simple qui présente une démarche pour établir un modèle d'endommagement. Pour cela, il suffit, de vérifier deux critères essentiels :

✚ $D > 0$ (la variable du dommage devra être croissante).

✚ $f(S, D) = \varepsilon_{eq} - K(D) = 0$ (seuil du dommage).

$K(D)$ est une fonction qui représente le seuil d'endommagement. Initialement : $K(D) = \varepsilon_{d_0}$

avec : ε_{d_0} (limite élastique pour un état uni axial)

$\frac{\sigma}{\varepsilon} = E_{b0} \times (1 - D(\varepsilon))$ cette méthode est applicable pour toutes les lois de comportement

Notant, que cette limite sera différente pour un état de compression, et l'état de traction pour le cas des B.F.M (dissymétrie de comportement)

CHAPITRE III

Partie 1 : validation et confrontation des résultats du béton seul

Partie 2 : validation et confrontation des résultats du béton de fibre

I. Introduction

La première étape de la validation consiste à faire des calculs numériques sur des modèles existant [90,122][125] et [96,122] dans le but d'évaluer la capacité de chaque modèle à reproduire un comportement. Cette première étape est complétée par des comparaisons de comportement et avec des résultats expérimentaux.

Le but recherché

La méthode des calculs elle été faite par un programme sur Excel, pour tenir compte du comportement du béton jusqu'à la rupture. Les lois de comportement en compression et en traction sont décrites dans le chapitre précédent

Partie 1 : validation et confrontation des résultats du béton seul en compression et en traction

Les étapes et les paramètres étudiés pour le Béton Seul sont :

- ✚ L'état de contrainte et déformation,
- ✚ L'évolution du dommage,
- ✚ L'effet des coefficients k et k' sur le comportement,
- ✚ L'effet des coefficients A_t, B_t et A_c, B_c sur le comportement
- ✚ L'effet du module initial E_{b0}

II. Calcul du comportement du béton seul

Pour chaque calcul on présente la réponse contrainte –déformation, l'évolution du dommage en fonction de la déformation .Les caractéristiques des matériaux sont illustrées dans le ci-dessous :

III. Confrontation de la relation contrainte-déformation et l'évolution du dommage

III.1 En compression :

Pour vérifier l'exactitude de la loi de comportement du béton seul en compression, nous avons effectué une comparaison de la loi de comportement de Sargin [90] avec l'inclusion de la variable du dommage Smahi [122] et la loi de comportement de Mazars [125]

III.1.1 Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en compression (Sargin) [90] avec l'inclusion de la variable du dommage (Smahi)[122]

Selon Les lois de [90] [122], le comportement du béton en compression ne dépend que de cinq paramètres :

- ✚ La résistance en compression f_{cj}
- ✚ Le module élastique initial E_{bo}
- ✚ La déformation ε
- ✚ La pente négative post-rupture k et k'
- ✚ La variable du dommage

Voir tableau 1.1

f_{cj} (Mpa)	22.654	28.563	30	45	55	60	80
E_{bo} (Mpa)	31125	33625	34179	39125	41832	43063	47397
ε_{bo} (‰)	1.8	1.8	1.8	2	2	2	2
K	2.473	2.119	2.050	1.738	1.521	1.435	1.184
k'	1.473	1.119	1.050	0.295	0	0	0

Tableau 1.1 : les caractéristiques mécanique du béton en compression

Le comportement post rupture peut être caractérisé par la pente négative dans le diagramme contrainte-déformation. D'après la loi de Sargin, cette pente est normalement définie selon les trois paramètres précédents (f_{cj} , E_{bo} , ε_{bo}); afin d'étudier spécialement son influence, on peut aussi le changer indépendamment de ces trois paramètres : il suffit de faire varier le paramètre k . Cette variation donne les différents diagrammes contrainte-déformation qui sont décrits à la figure (1.1). L'influence de ces paramètres sur l'évolution du dommage est donnée par Smahi[122] à la Figure (1.2) , pour les caractéristiques mécanique du béton sont déjà présentées dans le tableau (1.1).

(Voir les tableaux de calculs)

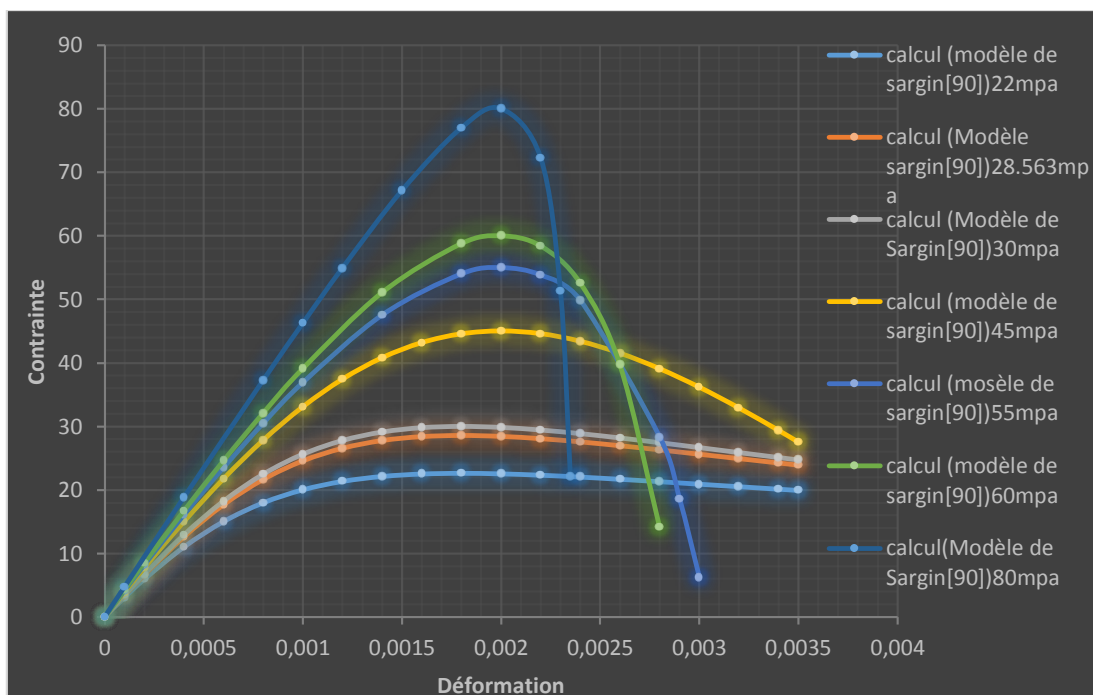


Figure 1.1 : Comportement contrainte- déformation du béton seul en compression pour les différentes valeur de f_{cj}

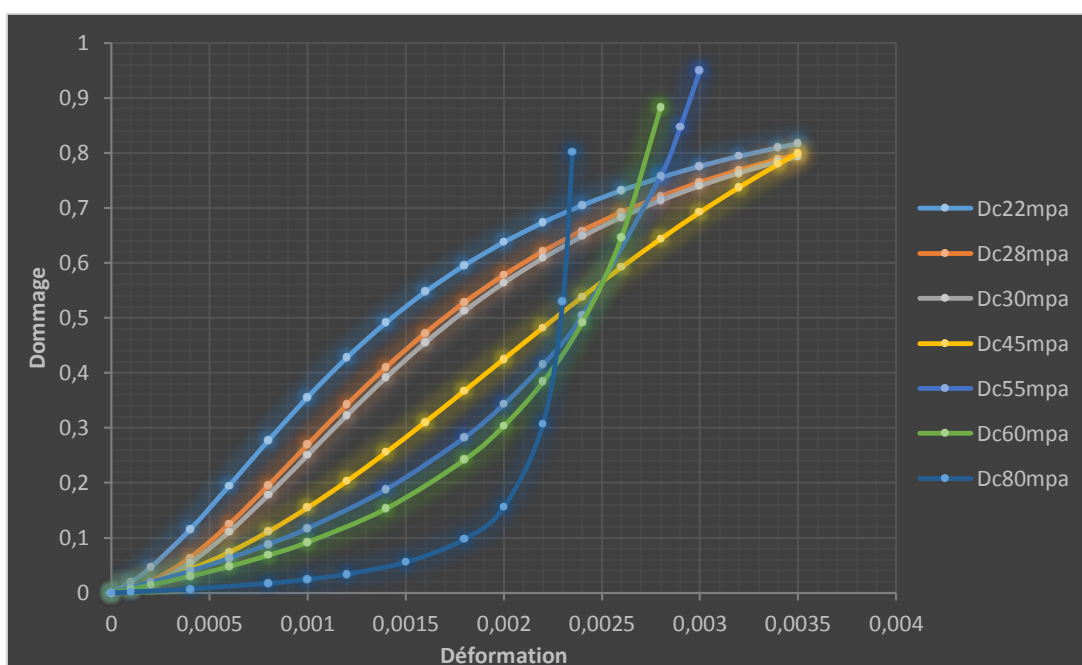


Figure 1.2 : L'évolution du dommage en fonction de la déformation Pour différentes valeurs de f_{cj}

Constatation :

Nous constatons que la loi d'évolution du dommage et la loi de comportement du béton en compression unidirectionnel sont très représentatifs, et ceci quel que soit la valeur de la contrainte caractéristique en compression f_{cj} .

Les coefficients K' et K qui ajustent la partie descendante et ascendante de la loi de Sargin[90] sont très significative, jouant ainsi sur la ductilité ou non du béton utilisé. Nous remarquons que plus la valeur de K' est proche de 1, plus la valeur de la déformation limite ne tend vers l'infini.

Les courbes qui possèdent une branche descendante assez plates correspondent à un béton ayant un comportement très ductile avec une bonne résistance, et quand la valeur de K' égale zéro pour les bétons de forte résistance, la ductilité est très faible, ceci donc est relatif aux matériaux fragiles (voir les tableaux de calcul).

Nous constatons aussi que la valeur de $(\epsilon_{b0} = \epsilon_{d0})$ pour des valeurs de $f_{cj} \geq 55 \text{ MPa}$, indique que pour des bétons à haute résistance le seuil ou l'initiation du dommage est pour une valeur de la déformation égale à la déformation élastique du béton noté ϵ_{b0} . Notant aussi que la rupture pour ces types de béton intervient pour une limite de déformation ϵ_{rc} très proche à celle de ϵ_{b0}

Pour la valeur du dommage relative à une déformation de 3.5‰, notant que cette valeur n'est pas représentative, comme limite de dommage. Smahi [122]

$$f_{cj} \leq 30 \text{ MPa} \quad \text{On a } \{D_c (3.5\text{‰}) = 0.8, \epsilon_{rc} > 3.5\text{‰}\} \quad (\text{Béton ductile})$$

Alors que pour:

$$f_{cj} = 80 \text{ MPa} \quad \text{On a } \{D_c (2.4\text{‰}) = 0.8, \epsilon_{rc} < 3.5\text{‰}\} \quad (\text{Béton fragile})$$

On conclue que d'après les tableaux de calculs :

$$K' = K-1 \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 30 \text{ MPa} \quad (\text{Béton ductile})$$

$$K' = 0 \quad \text{Pour } f_{cj} \geq 55 \text{ MPa} \quad (\text{Béton fragile})$$

$$K' = (K-1) * \left(\frac{55-f_{cj}}{25}\right) \quad \text{Pour } 30 < f_{cj} < 55 \text{ MPa} \quad (\text{Béton normal})$$

N.B : La valeur de la déformation limite à la rupture notée ε_{rc} relative à un dommage limite de $D_c \approx 1$ est très représentatif de la nature du béton à utiliser, alors que la limite de dommage à (3.5‰), n'est pas un facteur qui peut être utilisée comme un critère de rupture pour le béton en compression . Notant que nous conseillons d'utiliser des bétons avec des valeurs de $f_{cj} < 55\text{MPa}$.

III.1.2 Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en compression (le Modèle de Mazars)

Selon La loi de Mazars[125] , le comportement du béton en compression ne dépend de trois paramètres :

- ✚ Le module élastique initial E_{b0}
- ✚ La déformation ϵ_e ,
- ✚ Les paramètres scalaires du modèle A_c, B_c

(voir les tableaux de calcul et Figure I.3 à I.12).

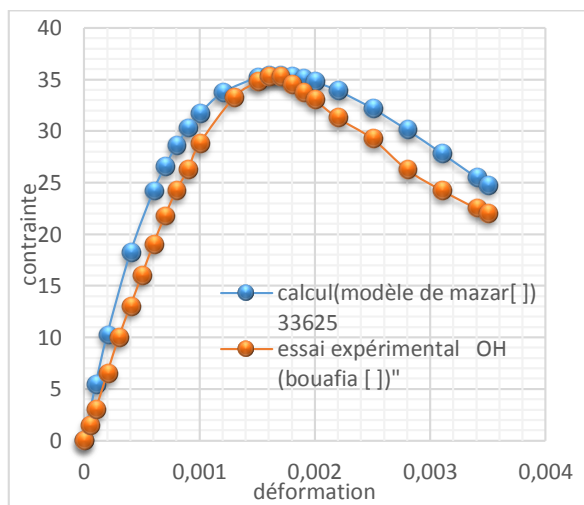


Figure 1.3. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(Mazars)

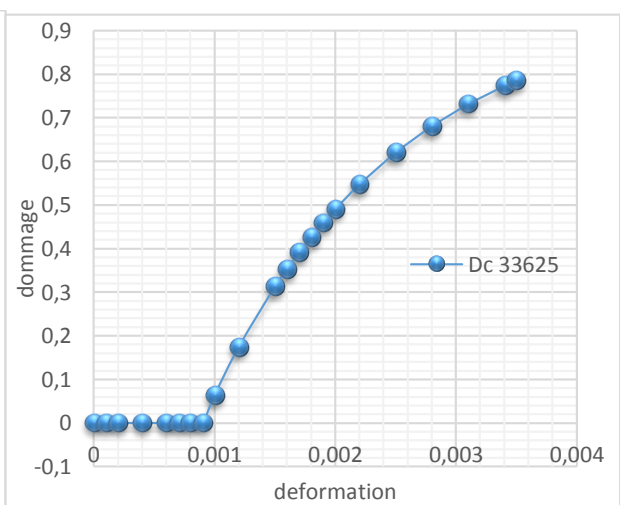


Figure 1.4. Dommage -Déformation du béton seul en compression(Mazars)

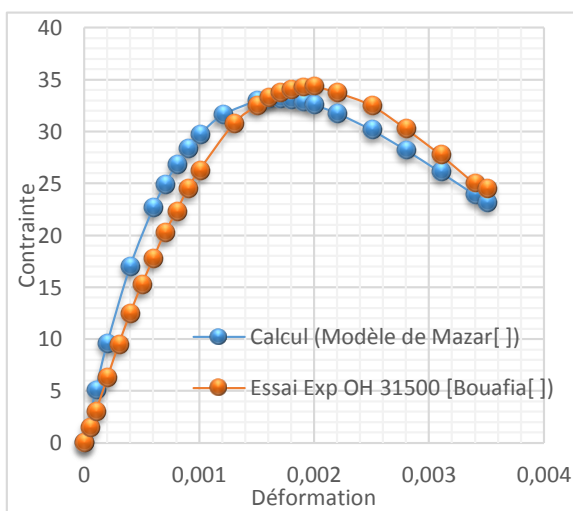


Figure 1.5. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(Mazars)

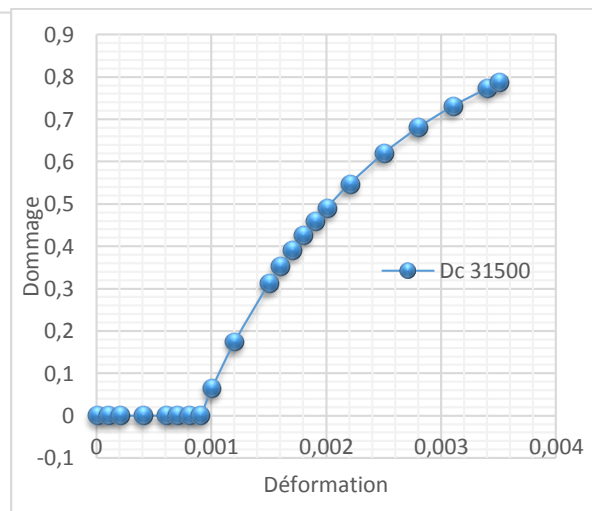


Figure 1.6. Dommage-Déformation du béton seul en compression(Mazars)

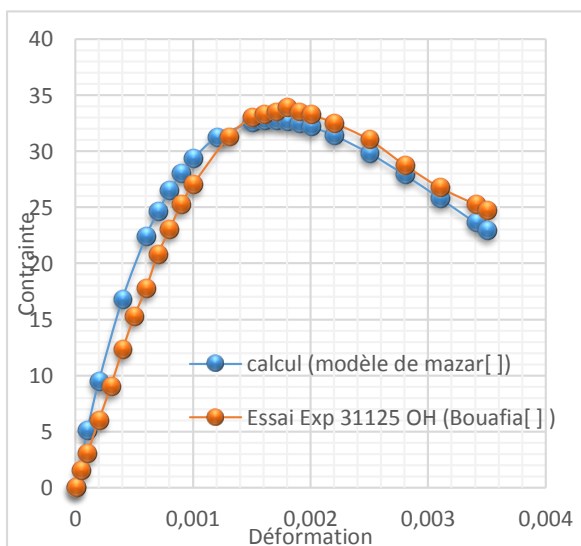


Figure 1.7. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(Mazars)

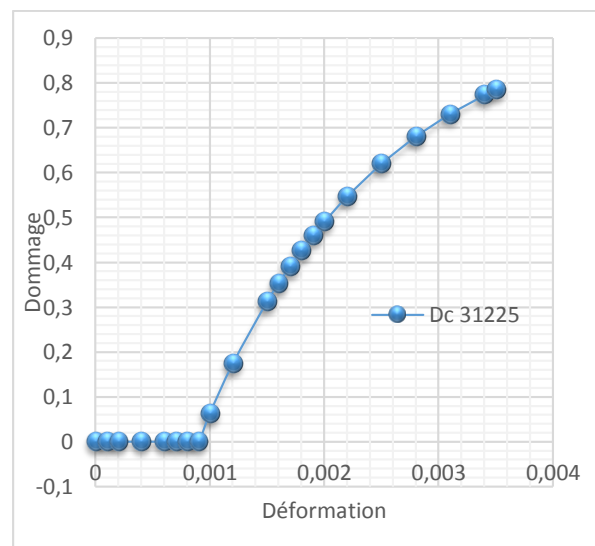


Figure 1.8. Dommage-Déformation du béton seul en compression(Mazars)

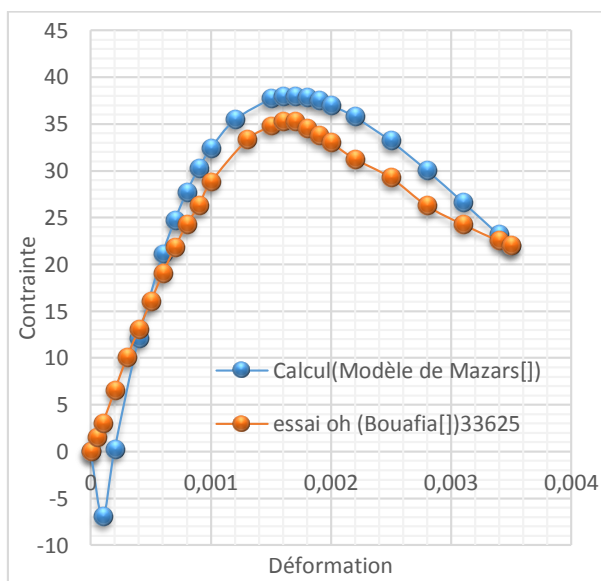


Figure 1.9. Contrainde-Déformation du béton seul en compression(Mazars A_c)

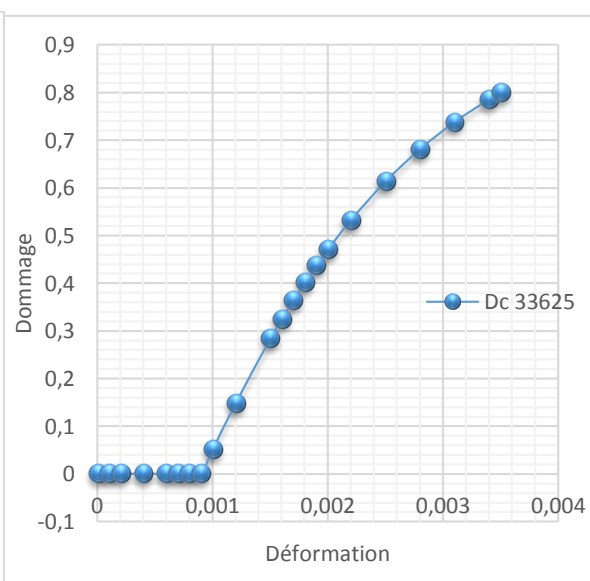


Figure1.10.Dommage-Déformation du béton seul en compression (Maza

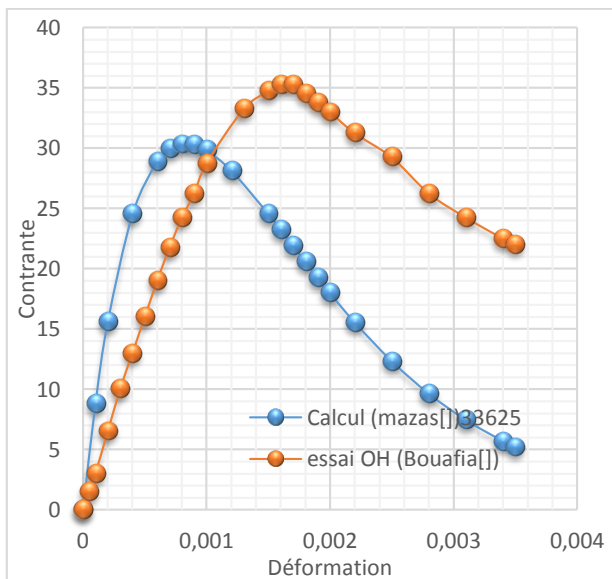


Figure 1.11. Contrainte-Déformation du béton seul en compression(Mazars B_c)

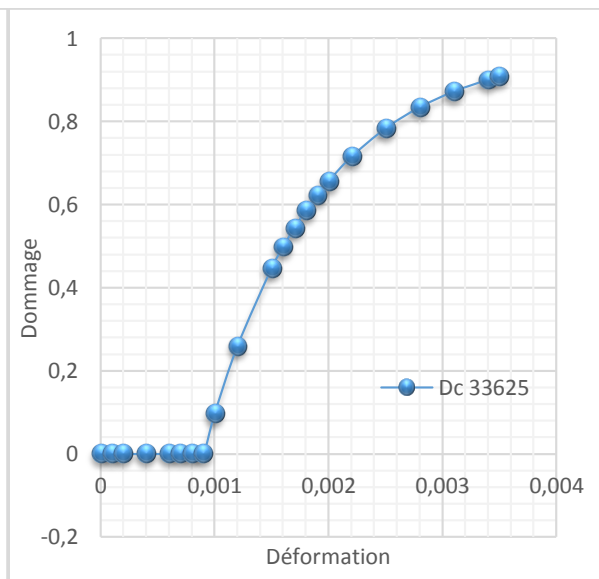


Figure 1.12. Dommage-Déformation du béton seul en compression(Mazars B_c)

Constatation :

Nous constatons que la loi d'évolution du dommage et la loi de comportement du béton en compression unidirectionnel de Mazars sont très représentatifs.

Les coefficients A_c et B_c qui ajustent la partie descendante et ascendante de la loi de Mazars sont très significatifs, jouant ainsi sur la ductilité.

La ductilité devient élevée dans les intervalles $0.7 \leq A_c \leq 1.15$ et $B_c \leq 700$.

La contrainte maximale (pic) de compression, elle dépend de B_c et A_c , plus B_c décroît plus le pic augmente, de même que A_c augmente le pic augmente aussi.

Nous constatons aussi lorsque la valeur de (E_{b0}) augmente le pic de la contrainte augmente, si non le contraire.

Le dommage effectivement influencé par les paramètres A_c, B_c .

Le dommage décroît avec l'augmentation des deux paramètres A_c, B_c , plus on augmente A_c, B_c , le D_c (3.5%) ≥ 0.75 .

Nous remarquons une chute brusque lorsque $A_c > 1.15$

III.2 En traction

Pour vérifier l'exactitude de la loi de comportement du béton seul en traction, nous avons effectué une comparaison de la loi de comportement de Mazars[125] et le loi de Grelat[96] qu'est modifier par Smahi[122]

III.2.1 Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en traction (le Modèle de Mazars)

Selon La loi de Mazars[125], le comportement du béton en traction ne dépend de quatre paramètres :

- ✚ Le module élastique initial E_{b0}
- ✚ La déformation ϵ_e ,
- ✚ Les paramètres scalaires du modèle A_t, B_t

(Voir les tableaux de calculs et Figure I.13 à I.20)

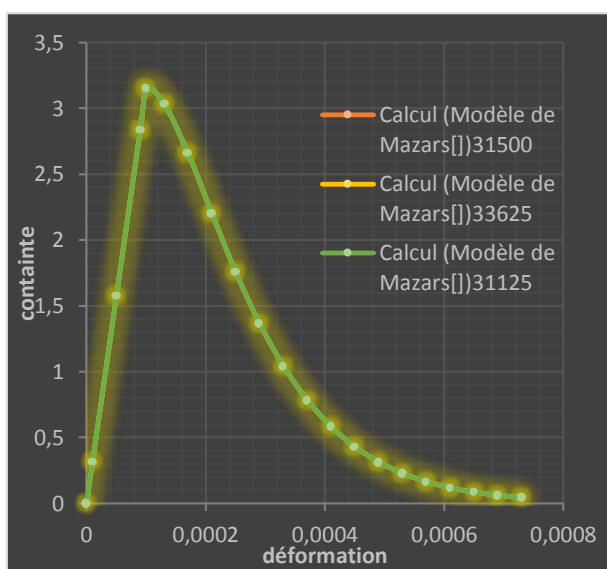


Figure 1.13. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars)

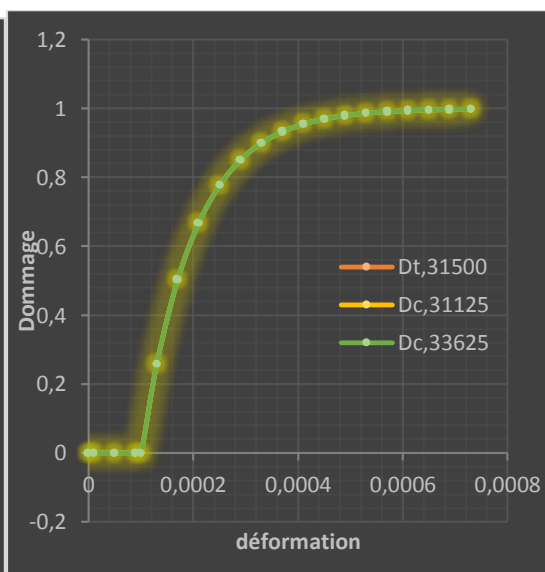


Figure1.14. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars)

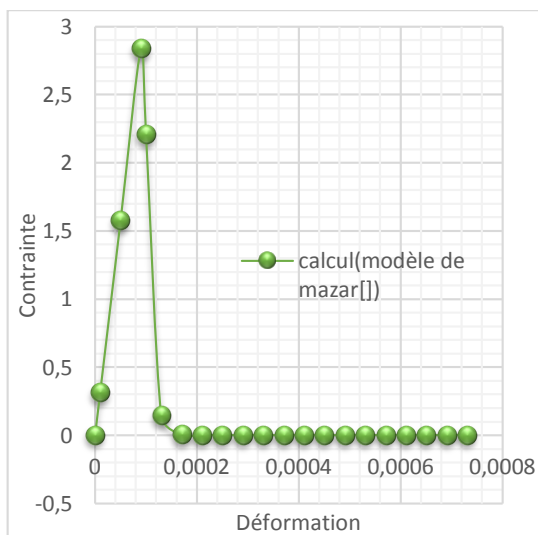


Figure 1.15. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars, B_t)

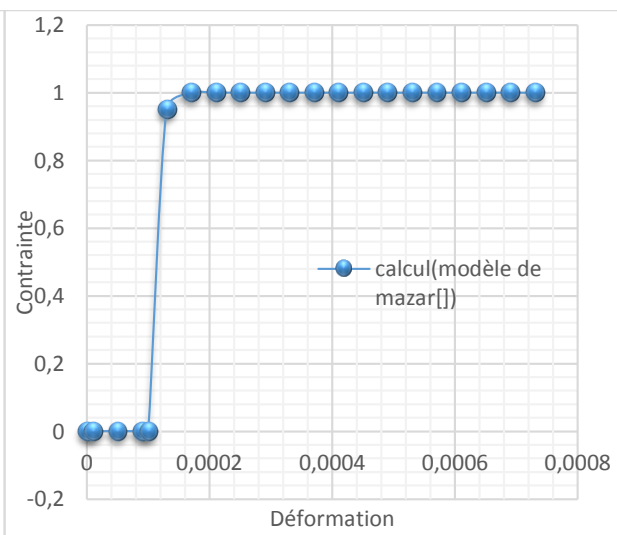


Figure 1.16. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars, B_t)

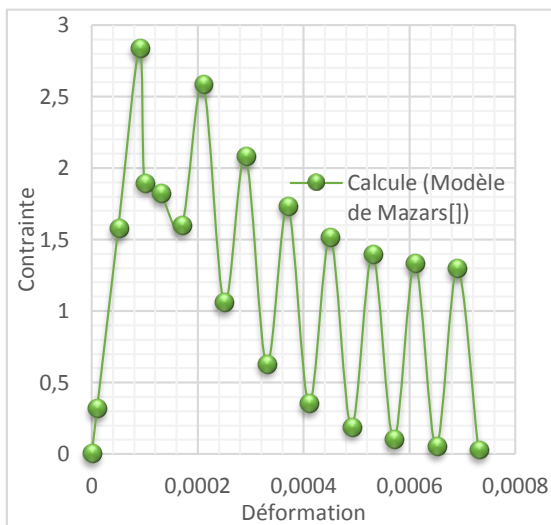


Figure 1.17. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars, A_t)

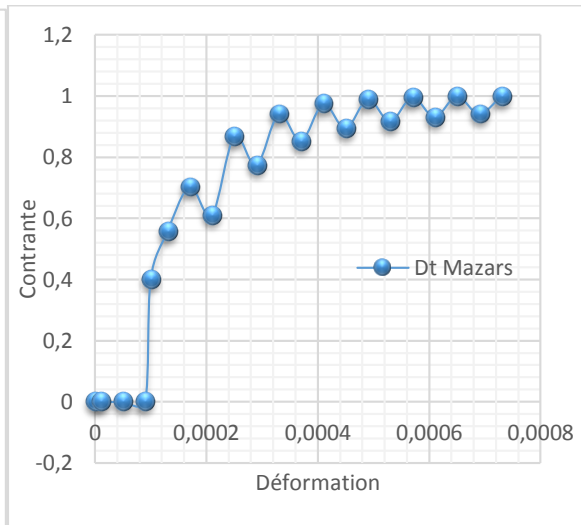


Figure 1.18. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars, A_t)

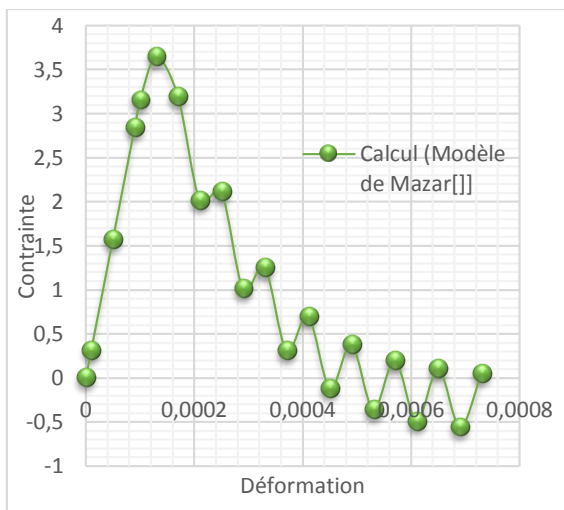


Figure 1.19. Contrainte-Déformation du béton seul en traction(Mazars, A_t)

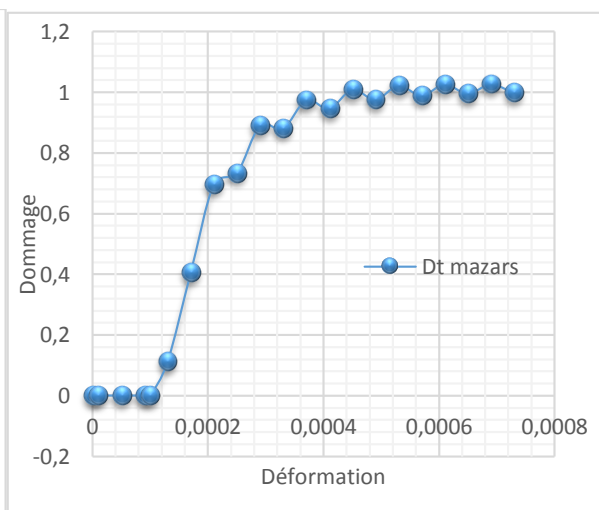


Figure 1.20. Dommage-Déformation du béton seul en traction(Mazars, A_t)

Constatation :

Nous constatons que Le comportement en traction présente une phase élastique linéaire jusqu'à apparition de la première fissure. Dès que la fissuration apparait, il y a chute de contrainte

Les coefficients A_t et B_t qui ajustent la partie descendante et ascendante de la loi de Mazars sont très significatifs, jouant ainsi sur la ductilité.

Nous remarquons lorsque les deux paramètres ils appartiennent à ces intervalles $0.7 \leq A_t \leq 1$ et $10000 \leq B_t \leq 100000$ la déformation limite à la rupture (ε_{rt}) décroît,

Par contre lorsque l'intervalle de A_t, B_t et différant de celle qui est définie bien avant , nous obtenons des courbes qui présente une phase élastique linéaire jusqu'à l'apparition de la premier fissure, il y a une chute brusque de contrainte et d'après une certaines déformation elle remonte. Nous marquons aussi plusieurs chute et des augmentations des contrainte jusqu'à la déformation limite à la rupture (ε_{rc}).

Quand la valeur de $A_t = 1$ et $B_t = 10000$ le palier de la ductilité il devient élevé.

La contrainte maximal (pic) de traction elle dépend de A_t , plus A_t augmente plus le pic augmente(dans l'intervalle)

Le dommage effectivement influencé par les paramètres A_t, B_t il décroît lorsque $B_t \leq 100000$

Notant aussi que le dommage il augmente jusqu'à une valeur de $D_t = 0.7$ et ensuite nous observons plusieurs chute et des augmentations lorsque $B_t A_t$ ne dépend pas de l'intervalle qui est définie bien avant.

III.2.2 Influence des paramètres de la loi de comportement du béton seul en traction (le Modèle de Grelat[96] avec l'inclusion de variable du dommage Smahi[122])

Selon Les lois [96][122] , le comportement du béton en traction ne dépend de trois paramètres :

✚ Le module élastique initial E_{bo}

✚ La déformation ε

✚ Les paramètres $\partial = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{rt}}$

(Voir les tableaux de calculs et Figure I.21 à I.26 :

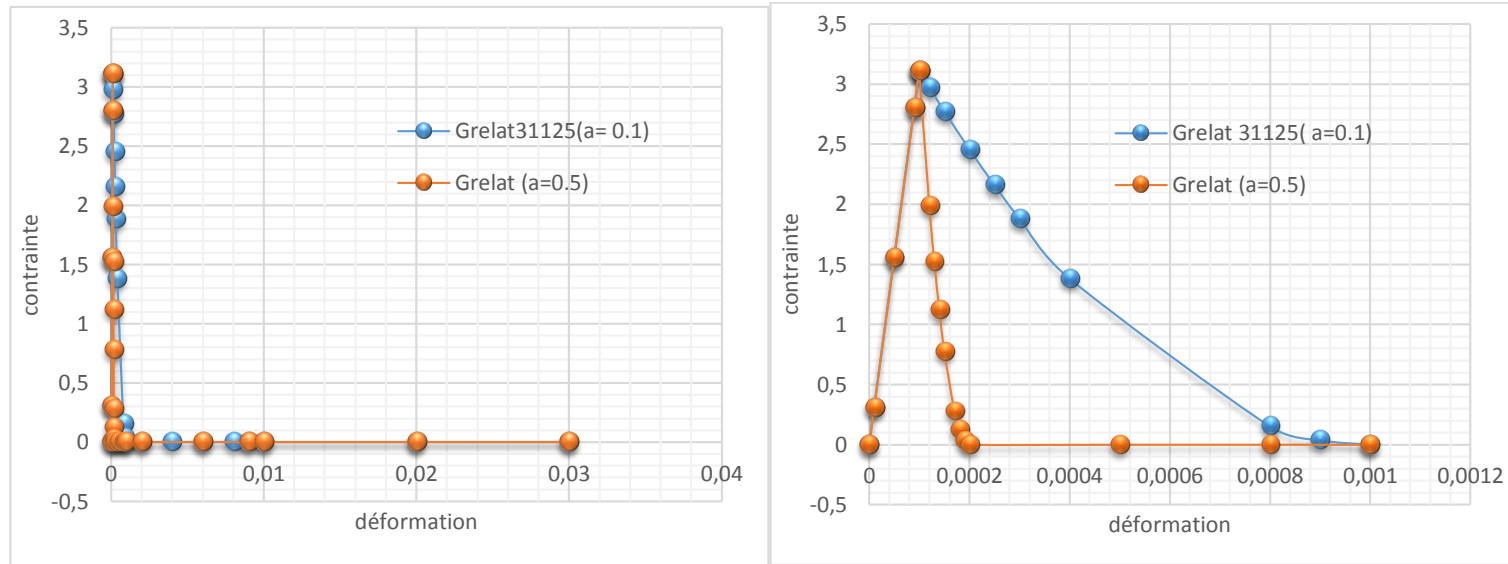


Figure 1.21. Contrainte-Déformation du béton seul en traction (Smahi [122])

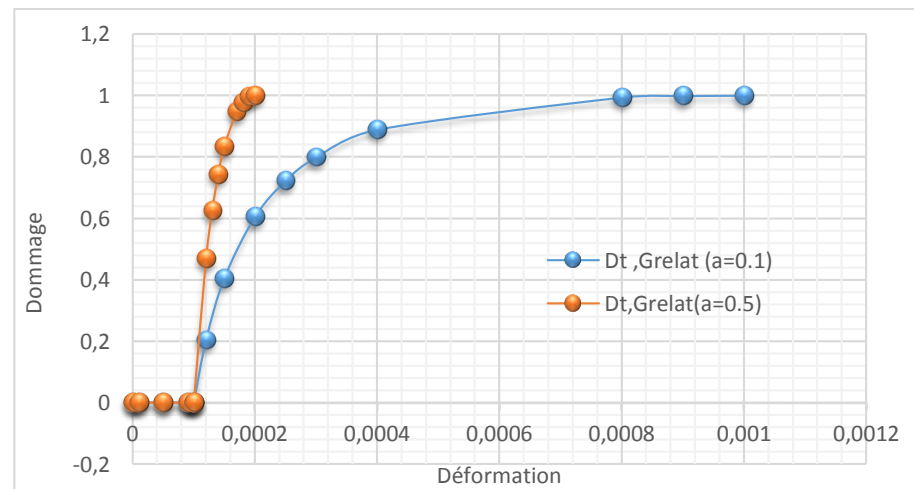


Figure1.22. Domage-Déformation du béton seul en traction (Smahi [122])

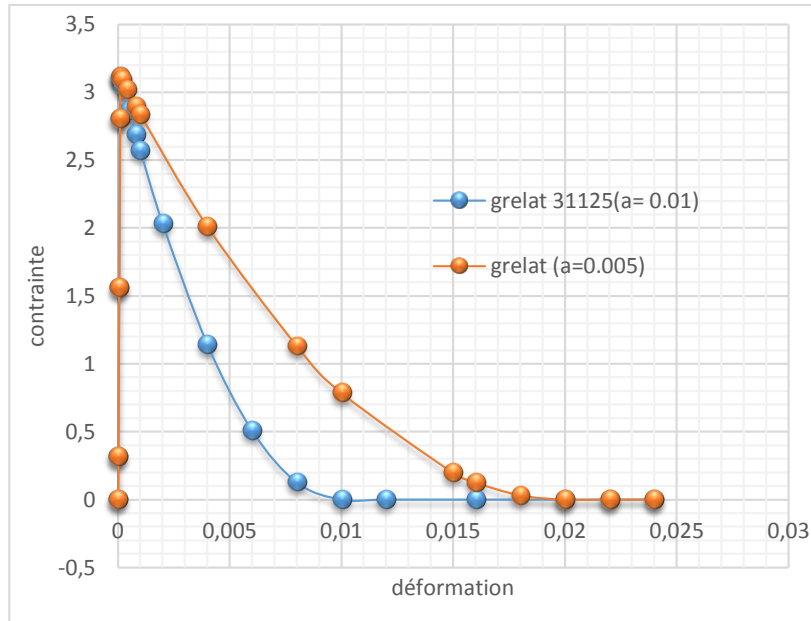


Figure 1.23. Contrainte-Déformation du béton seul en traction (Smahi,[122])

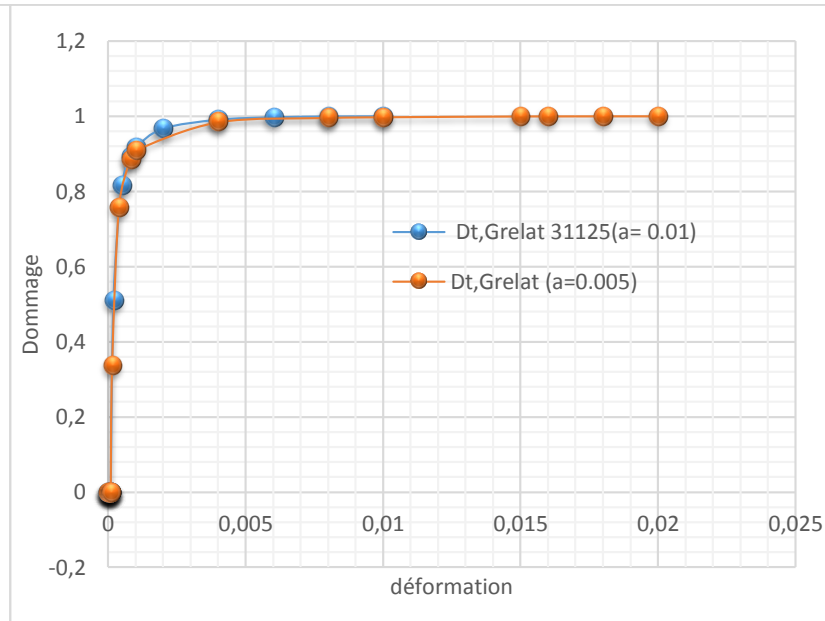


Figure 1.24. Dommage-Déformation du béton seul en traction (Smahi,[122])

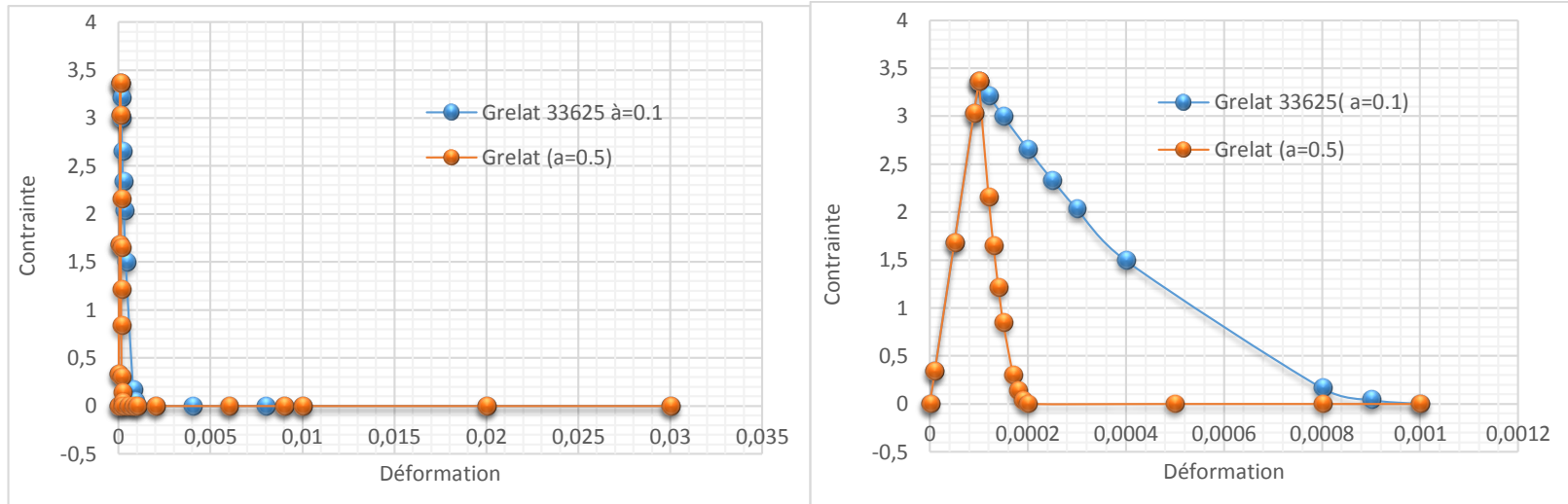


Figure 1.25 Contrainte- Déformation du béton seul en traction (Smah[122]i,)

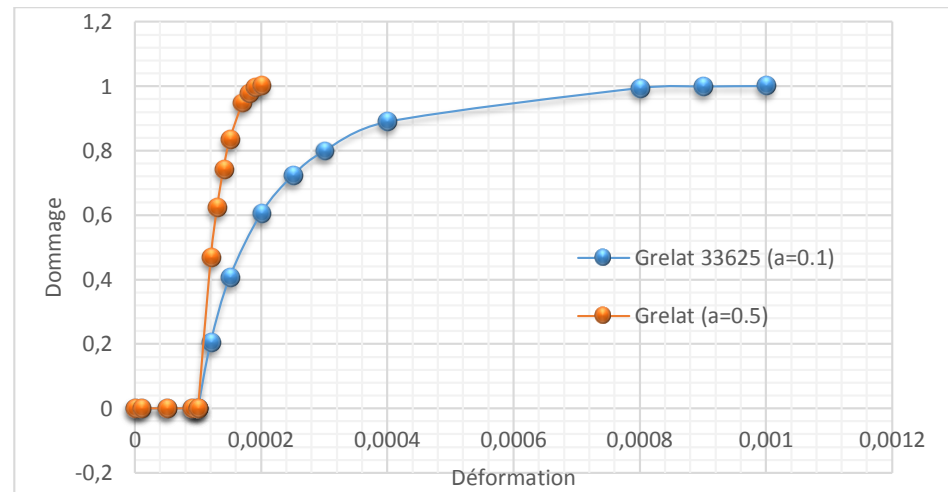


Figure1.26.Dommage-Déformation du béton seul en traction (Smahi,[122])

Constatation :

Nous constatons que Le comportement en traction présente une phase élastique linéaire jusqu'à apparition de la première fissure. Dès que la fissuration apparaît, il y a chute de contrainte jusqu'à la limite de déformation de la rupture (ε_{rt}) .

Nous remarquons si la valeur de ε_{rt} tend vers ε_{ft} , ∂ tend vers 1 et si ε_{rt} tend vers l'infinie ∂ tend vers 0

Le paramètre ∂ qui ajustent la partie descendante et ascendante de la loi de Smahi et très significatifs, jouant ainsi sur la ductilité en traction. Nous remarquons quand le paramètre ($\partial \leq 0.1$) le matériau devient plus ductile.

La contrainte maximale (Pic) de traction augmente, lorsqu'on augmente E_{bo} .

Notant aussi que le dommage est effectivement influencé par le paramètre ∂ , quand ∂ décroît le dommage décroît aussi

IV. Conclusion

L'objectif de la présente étude est de comparer le comportement du béton en traction et en compression par la mécanique de l'endommagement, avec plusieurs modèles et de mettre en point un logiciel de calcul.

Après une comparaison des résultats obtenus par le programme de calcul avec des résultats expérimentaux, on peut conclure.

En compression

La loi de Sargin avec l'inclusion de la variable du dommage Smahi, permet de caractériser correctement le comportement du béton en compression quand la valeur de $f_{cj} < 55 \text{ MPa}$.

Le modèle proposé par Mazars, décrit bien le comportement du béton en compression dans les intervalles $1 \leq A_c \leq 1.15$ et $B_c \leq 700$, il est mieux adapté quand $A_c = 1$ et $B_c = 600$. Au-delà de ces intervalles le comportement est mal défini.

En traction

La loi de Grelat avec l'inclusion de la variable du dommage Smahi décrit bien le comportement du béton en traction quand $\partial \leq 1$.

Le modèle proposé par Mazars, décrit bien le comportement du béton en traction dans les intervalles $0.7 \leq A_t \leq 1$ et $10000 \leq B_t \leq 100000$, il est mieux quand $A_t = 1$ et $B_t = 10000$. Au-delà de ces intervalles le comportement est mal défini.

Partie 2 : validation et confrontation des résultats du béton de fibre

I. Introduction

La première étape de la validation consiste à faire des calculs numériques sur des modèles existant [99,136] et [105,136] dans le but d'évaluer la capacité de chaque modèle à reproduire un comportement. Cette première étape est complétée par des comparaisons de comportement aux résultats expérimentaux.

Les étapes et paramètres étudiés sont :

- ✚ L'état de contrainte et déformation,
- ✚ L'évolution du dommage,
- ✚ L'effet du dosage en fibre sur le comportement, ainsi sur l'évolution du dommage,
- ✚ L'effet de la variation de longueur des fibres sur la réponse, et sur le dommage,
- ✚ L'effet de l'orientation des fibres sur la réponse, et sur le dommage,
- ✚ L'effet du diamètre des fibres sur la réponse, et sur le dommage
- ✚ L'effet de la contrainte d'adhérence sur la réponse, et sur l'évolution du dommage.

II. Calcul du comportement du béton de fibres métalliques

Pour chaque calcul on présente la réponse contrainte –déformation, l'évolution du dommage en fonction de la déformation .Les caractéristiques des matériaux sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

- ✚ Matériau1 : Béton avec des fibres ondulées et a crochets (BFON, BFAC)
- ✚ Matériau2 : Béton avec des copeaux issus des déchets d'usinage

		Les propriétés du composite			Les propriétés des fibres					
		f_{cj} (MPa)	f_{tj} (MPa)	E_{bo} (GPa)	ε_{bo} (‰)	\varnothing (mm)	L_f (mm)	τ_u (MPa)	ω (%)	θ_o
Essai de Zhan (Matériau 1)		47.6	2.94	38.18	2.1	1	60	7	0.31	0.405
Essai De Djebali (Materiau 2)	S/G =0.8	27.73	2.4	32.1	2.7	1.95	50	1	0.4	0.405
		19.25	1.9	29.016	2.9	1.95	50	1	0.8	0.405
	S/G =1	27.31	2.4	33.091	2.8	1.95	50	1	0.4	0.405
		19.2	1.9	29.536	3.1	1.95	50	1	0.8	0.405

Tableau 2.1 : les caractéristiques mécanique des matériaux

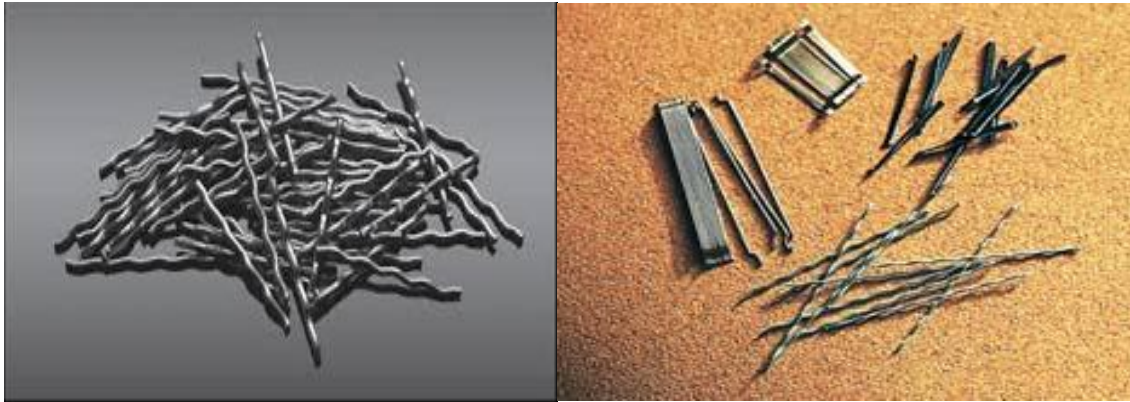


Figure 2.1 : *Fibres ondulées et a crochets Matériau1*[135]



Figure 2.2 : *Fibres issus des déchets d'usinage utilisé pour le matériau 2*[135]

III. Confrontation de la relation contrainte-déformation et dommage-déformation

✚ Avec les résultats des essais de Zhan (matériau1)

Nous avons validé le modèle proposé par bouafia, kachi et fouré [105] avec l'inclusion de la variable du dommage Belhadj[136] et complété par une comparaison entre la loi de comportement et les courbes de comportement réelles d'éprouvettes (longueur 320 mm, diamètre 140 mm) testées en traction directe par Zhan [72]. Les caractéristiques mécaniques sont données dans les tableaux ci —dessus (2.1)

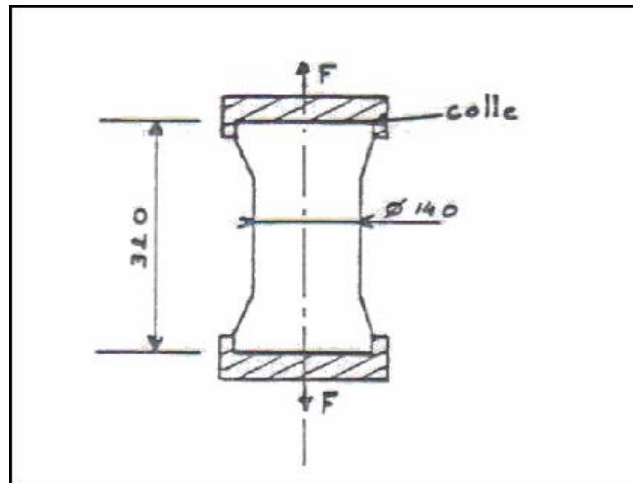


Figure 2.3 :Forme des éprouvettes

Deux type de fibres ont été utilisés ; les fibres a crochets(BFAC) et les fibres ondulées(BFON)

(Voir les tableaux de calculs et Figures .2.4et 2.5)

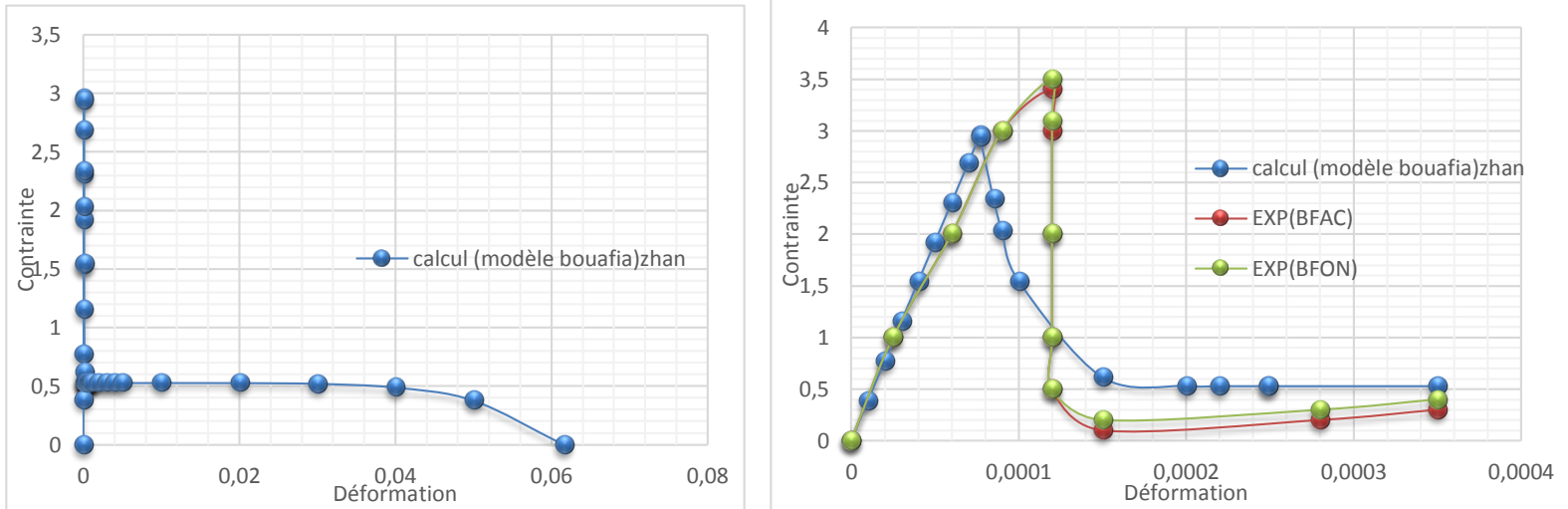


Figure 2.4 : Calcul de comportement du béton de fibre en traction (modèle bouafia,kachi et fouré)

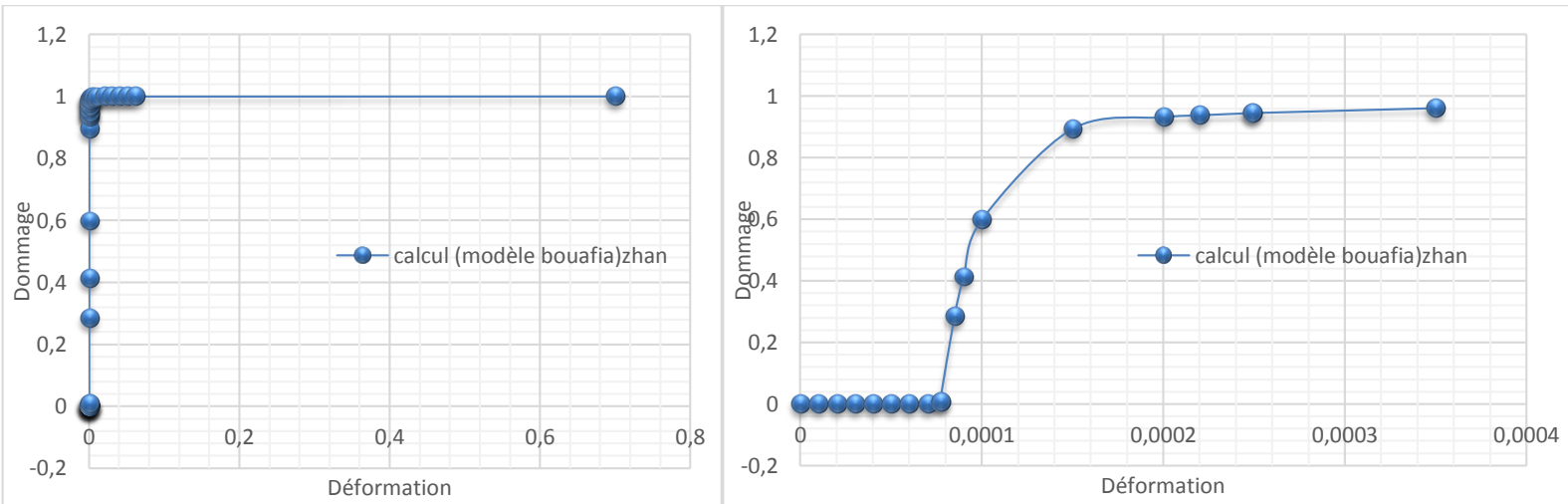


Figure 2.5 : L'évolution du dommage en fonction de la déformation

✚ Avec les résultats des essais de Djebali et al (matériau2)

On fait maintenant une comparaison avec les résultats des essais réalisés par Bouafia et Djebali [58-62, 135] et [105][136]. Les éprouvettes en « haltères » de section 90* 90 et de longueur utile 100 mm et une hauteur de 300mm, testées en traction directe dont les caractéristiques mécaniques sont données dans les tableaux (2.1). Les fibres utilisées sont des copeaux.

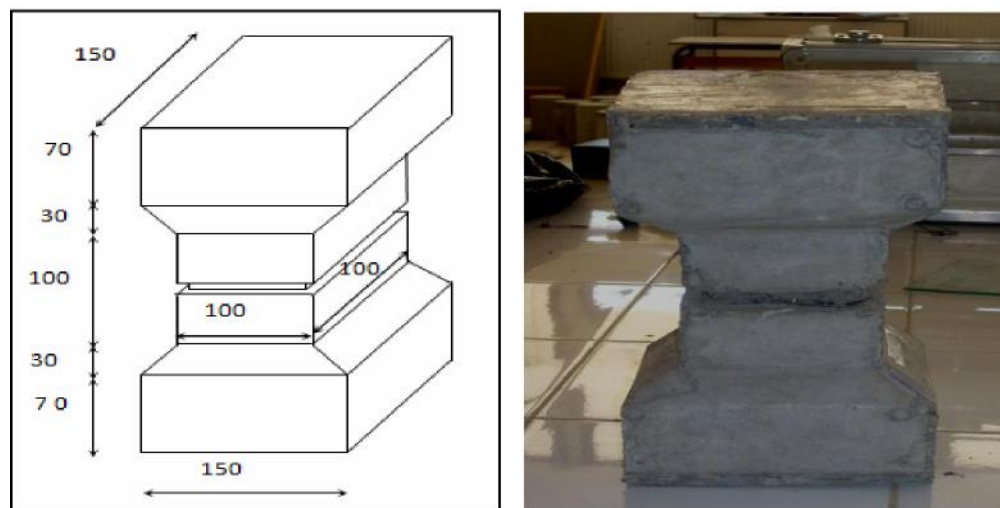


Figure 2.6 : *Forme et dimensions des éprouvettes*

(Voir les tableaux de calculs et Figure 2.7 à 2.11)

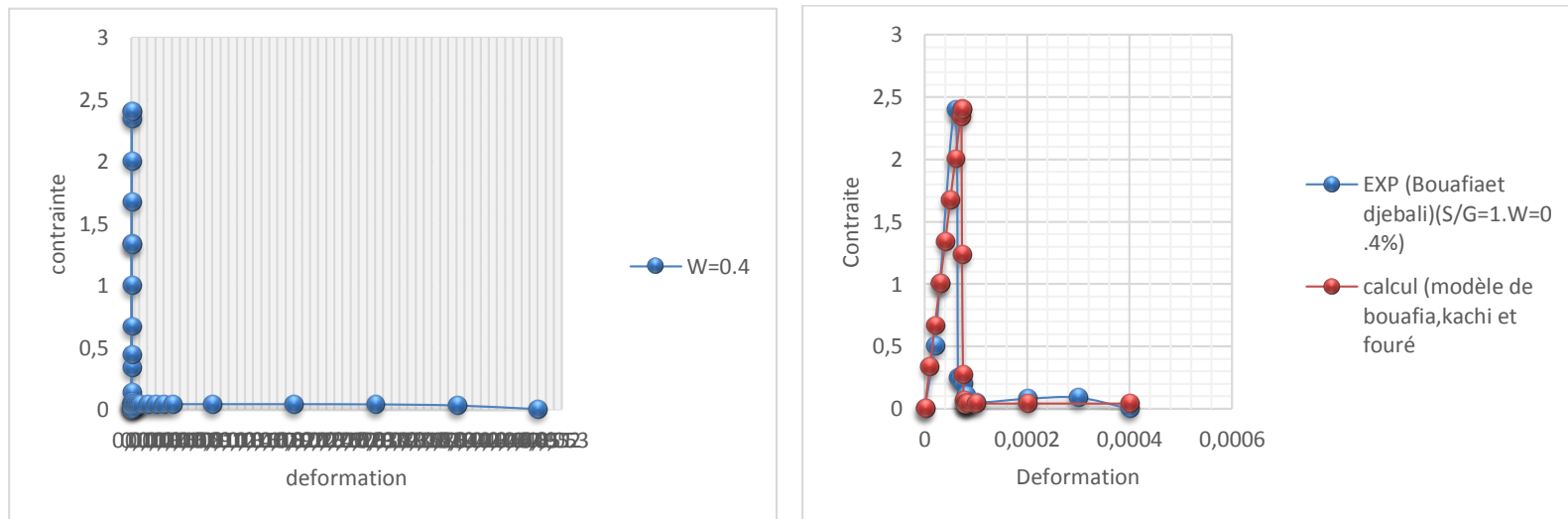


Figure 2.7 : Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport $S/G=1$ et $W=0.4\%$

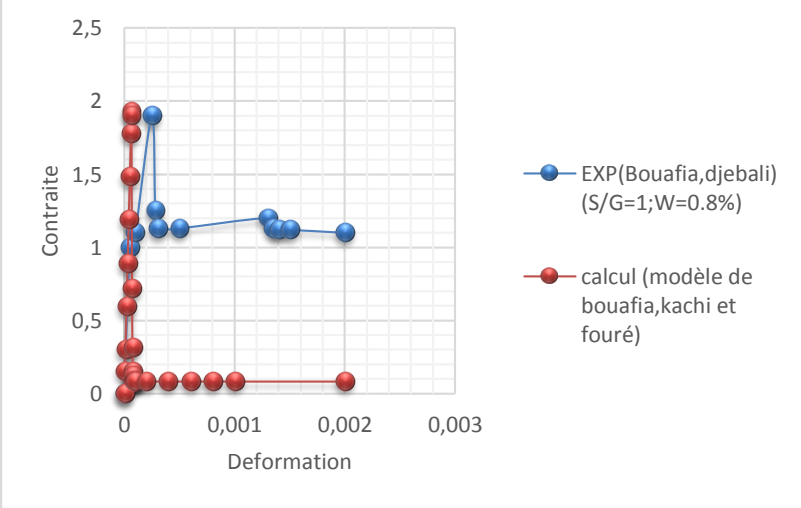
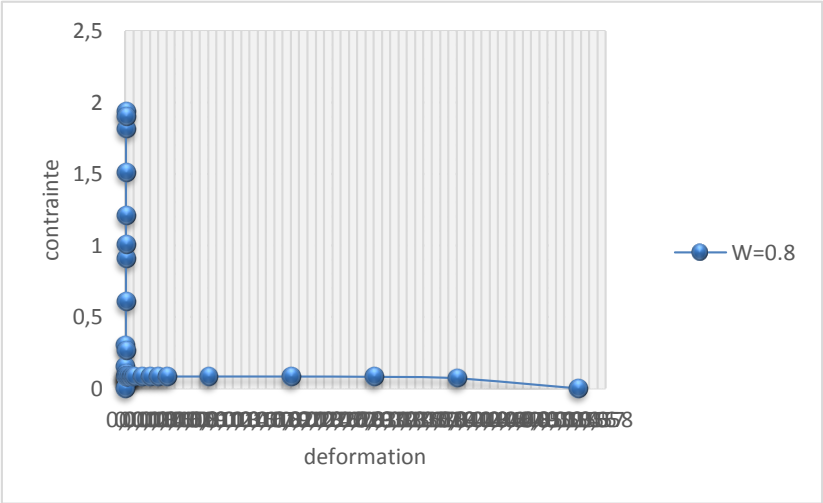


Figure 2.8 : Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport $S/G=1$ et $W=0.8\%$

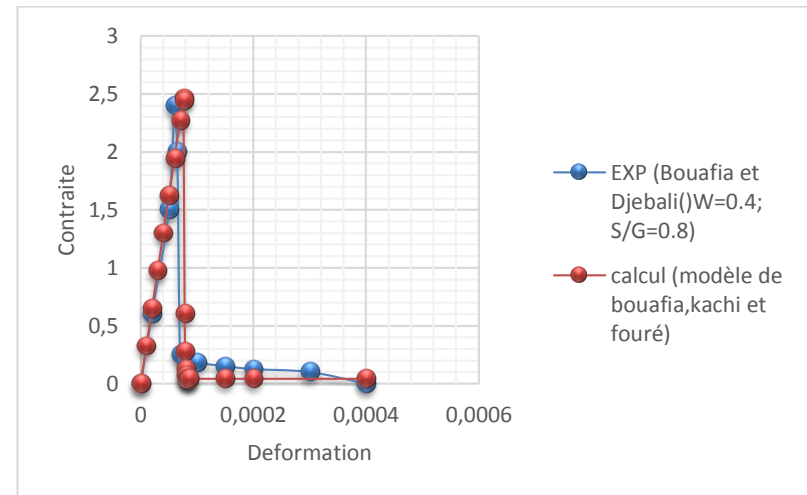
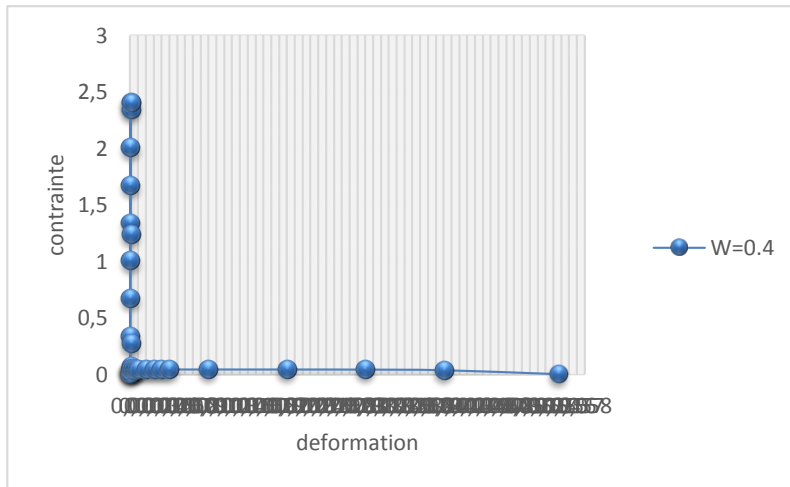


Figure 2.9 : Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport $S/G=0.8$ et $W=0.4\%$

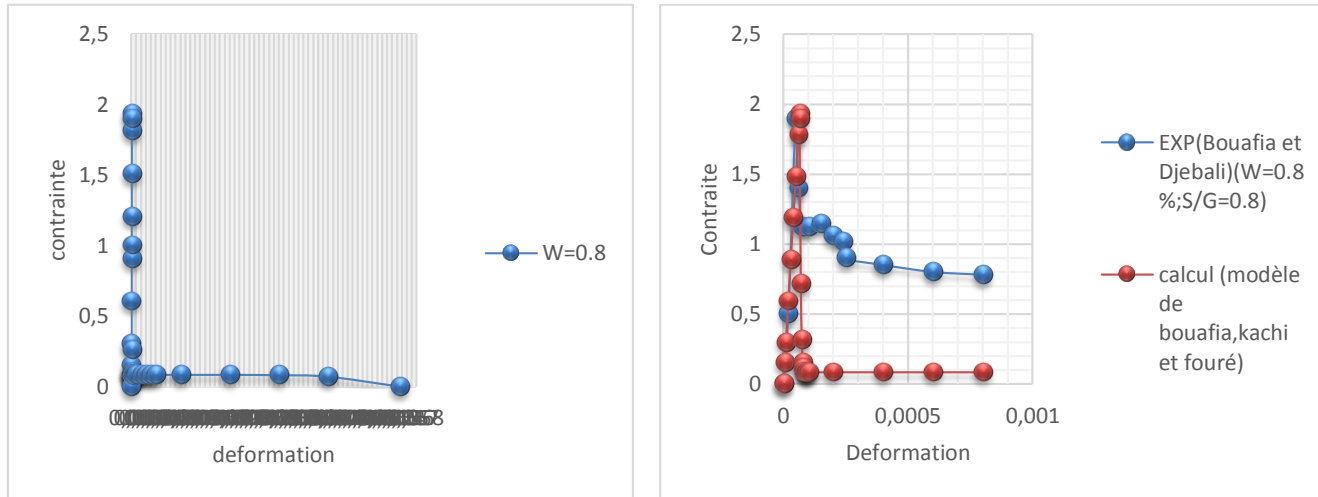


Figure 2.10: Comportement du béton de fibre en traction pour un rapport $S/G=0.8$ et $W=0.4\%$

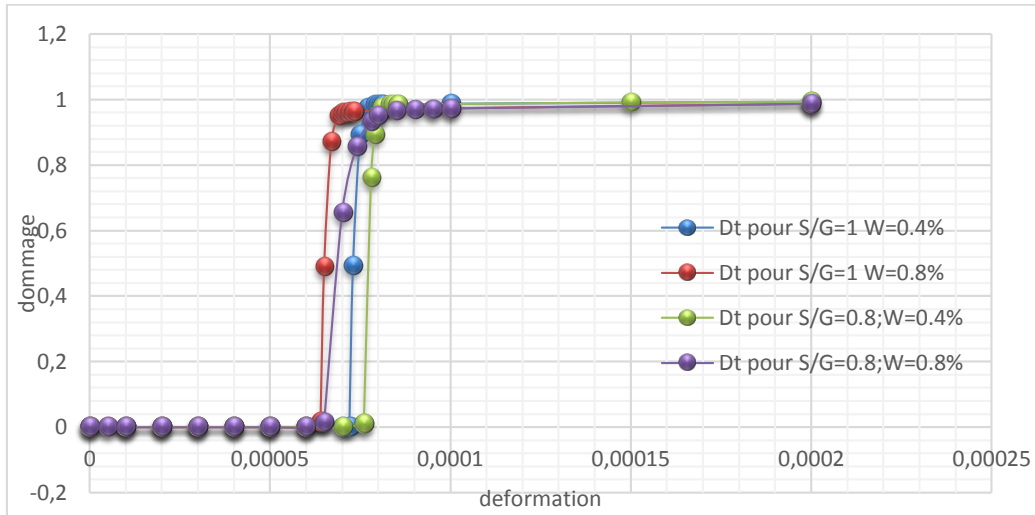


Figure 2.11 : L'évolution du dommage en fonction de la déformation

Constatation :

Pour le béton renforcé avec des copeaux, la contrainte augmente avec la déformation jusqu'à atteindre la résistance à la rupture de la matrice. Une fois que la résistance à la rupture de la matrice en béton est atteinte, la contrainte chute brusquement puis se stabilise à une certaine valeur correspondant à la contrainte résiduelle jusqu'à la rupture complète de l'éprouvette. La contrainte résiduelle augmente avec l'augmentation de la teneur en fibres.

Comme pour le béton à $S/G=1$, les résultats obtenus pour le béton de rapport $S/G=0.8$, montrent que l'ajout des copeaux confère une ductilité appréciable au matériau (bétons à 0.4%, 0.8% de copeaux) et améliore légèrement la résistance du composite à 0.4% de fibres.

La loi d'évolution du dommage en traction est influencée par la teneur en fibres. Nous pouvons noter que le modèle est parfaitement assimilable aux résultats expérimentaux dans le domaine élastique. Au-delà de la fissuration le modèle d'endommagement proposé par Bouafia, Kachi et Foué avec l'inclusion de la variable du dommage Belhadj décrit de façon satisfaisante le comportement réel du béton de fibres (BFAC, BFON) par rapport aux résultats de Zhan. Par contre aux résultats de Bouafia et Djebali., la contrainte résiduelle est sous-estimée

III.1 En compression

Pour vérifier l'exactitude de la loi de comportement du béton fibré en compression, nous avons effectué la comparaison de la loi de comportement proposée par Sargin[99] avec l'inclusion de la variable du dommage Belhadj[136] aux courbes de comportement réelles d'éprouvettes cylindriques testées en compression [72].

Les éprouvettes sont de dimension (longueur 320 mm, diamètre 140 mm). La comparaison des résultats est illustrée par les Figures .2.12 et 2.13

III.1.1 Influence des paramètres de la loi de comportement du béton de fibres en compression(Sargin) [99] avec l'inclusion de la variable du dommage (Belhadj)[136]

Selon Les lois [99] et [136], le comportement du composite béton –fibres en compression, il dépend des paramètres suivantes :

- ✚ La résistance en compression f_{cj}
- ✚ Le module élastique initial E_{bo}
- ✚ La déformation ε
- ✚ La pente négative post-rupture R_c
- ✚ Variable du dommage D_c

Le comportement post rupture peut être caractérisé par la pente négative dans le diagramme contrainte-déformation. D'après les lois [99][136], cette pente est normalement définie selon les trois paramètres précédents ($f_{cj}, E_{bo}, \varepsilon_{bo}$); afin d'étudier spécialement son influence, on peut aussi le changer indépendamment de ces trois paramètres : il suffit de faire varier le paramètre R_c . Cette variation donne les différents diagrammes contrainte-déformation qui sont décrits à la figure (2.12). L'influence de ce paramètre sur l'évolution du dommage est donnée à la Figure (2.13) pour le matériau (1), les caractéristiques de ce dernier sont déjà présentées dans le tableau (2.1).

(Voir les tableaux de calculs et Figure 2.12 à 2.15)

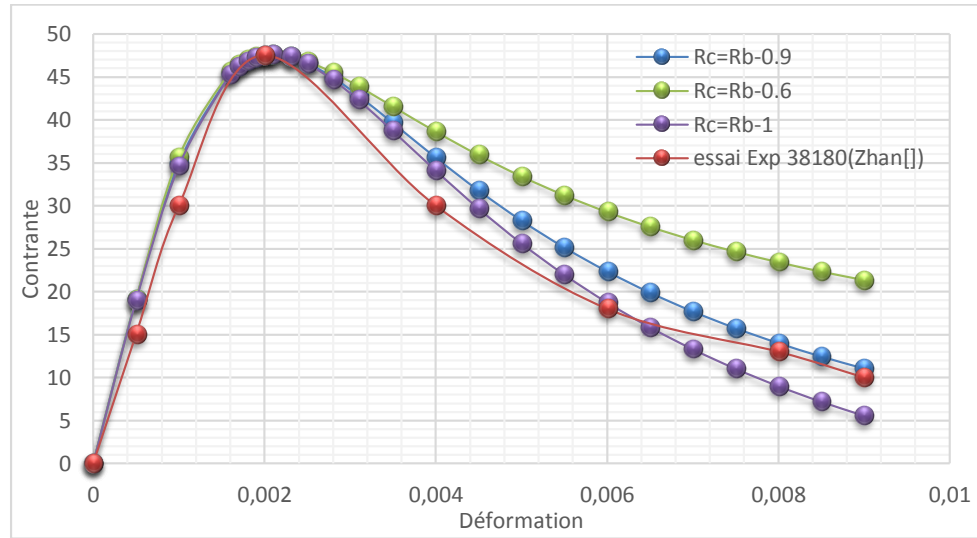


Figure 2.12: Evolution de la contrainte de compression en fonction du paramètre R

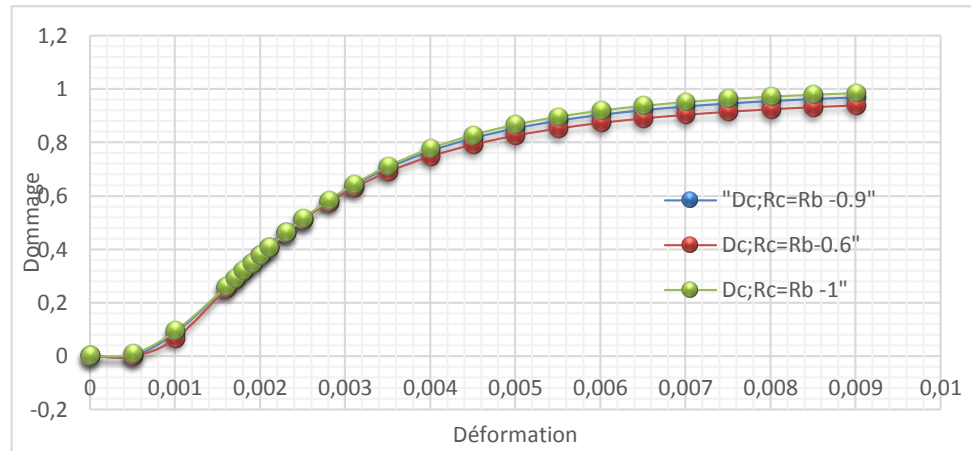


Figure 2.13: Evolution du dommage en compression en fonction du paramètre R_c

ϵ_{rc} : est la valeur limite à la rupture en compression pur, correspondant à la contrainte de compression nulle $\sigma = 0 \Leftrightarrow \epsilon = \epsilon_{rc}$

Constataion :

On peut constater que la variation de la valeur du paramètre R_c permet de varier la pente descendante de la loi de comportement. L'augmentation du R_c permet de réduire la pente descendante de la loi de comportement, et représente mieux la ductilité apportée par les fibres, elle permet par la même occasion de mieux approcher le comportement réel du composite. La loi d'évolution du dommage en compression est aussi influencée par la valeur de R_c

III.1.2 La déformation à la rupture

Si nous imposons une **limite de rupture pour le composite**, comme valeur de $\epsilon_{rc} = 3.5\text{‰}$. La courbe définissant le comportement à la rupture du composite en compression pur pour cette valeur est la suivante : voir Figure 2.14 et 2.15

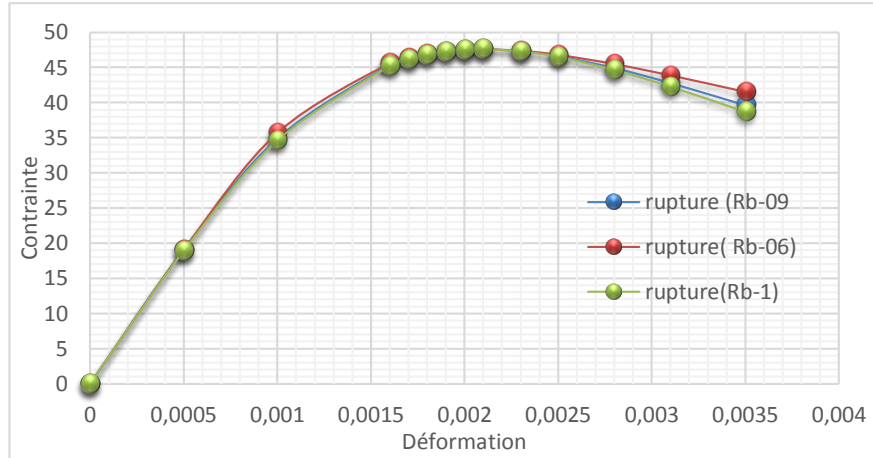


Figure 2.14: Evolution de la contrainte de compression en fonction du paramètre R_c pour ($\epsilon_{rc} = 3.5\text{‰}$)

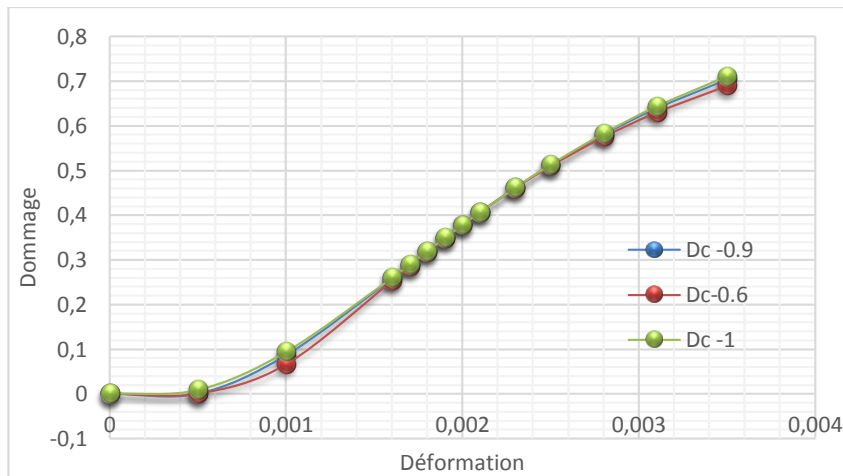


Figure 2.15 : Evolution du dommage en compression en fonction du paramètre R_c Pour ($\epsilon_{rc} = 3.5\text{‰}$)

On note que la variation de la déformation à la rupture a peu d'influence sur le comportement en compression et sur la contrainte maximale, par contre sur l'évolution du dommage, on peut remarquer que le dommage est influencé par la déformation à la rupture. Le dommage n'excède pas la valeur de 0,75.

III.2 En traction

III.2.1 Influence des paramètres de la loi de comportement du béton de fibres en traction

Selon Les lois [105] et [136], le comportement du composite béton –fibres en traction elle dépend de plusieurs paramètres :

Les améliorations apportées par les fibres sont subordonnées à certains paramètres, tel que :

- ✚ longueur ainsi que le rapport longueur / diamètre des fibres,
- ✚ la géométrie de la fibre (droite, ondulée ou à crochets aux extrémités),
- ✚ son adhérence avec la matrice et sa longueur d’ancrage (système d’ancrage),
- ✚ le pourcentage ou dosage en fibres, lié à la composition du béton (le diamètre du plus gros granulat doit être limité pour avoir un mélange maniable et pour aboutir à un béton suffisamment compact)
- ✚ l’orientation des fibres dans la masse de béton.

On se propose alors d’étudier l’influence de ces paramètres sur le comportement du béton de fibres en traction ainsi sur l’évolution du dommage.

III.2.1.1 L’influence de l’orientation des fibres [103]

$\theta_0 = 0.405$ Pour l’orientation tridimensionnelle

$\theta_0 = 0.637$ Pour l’orientation bidimensionnelle

(Voir les tableaux de calculs et Figure 2.16 à 2.17)

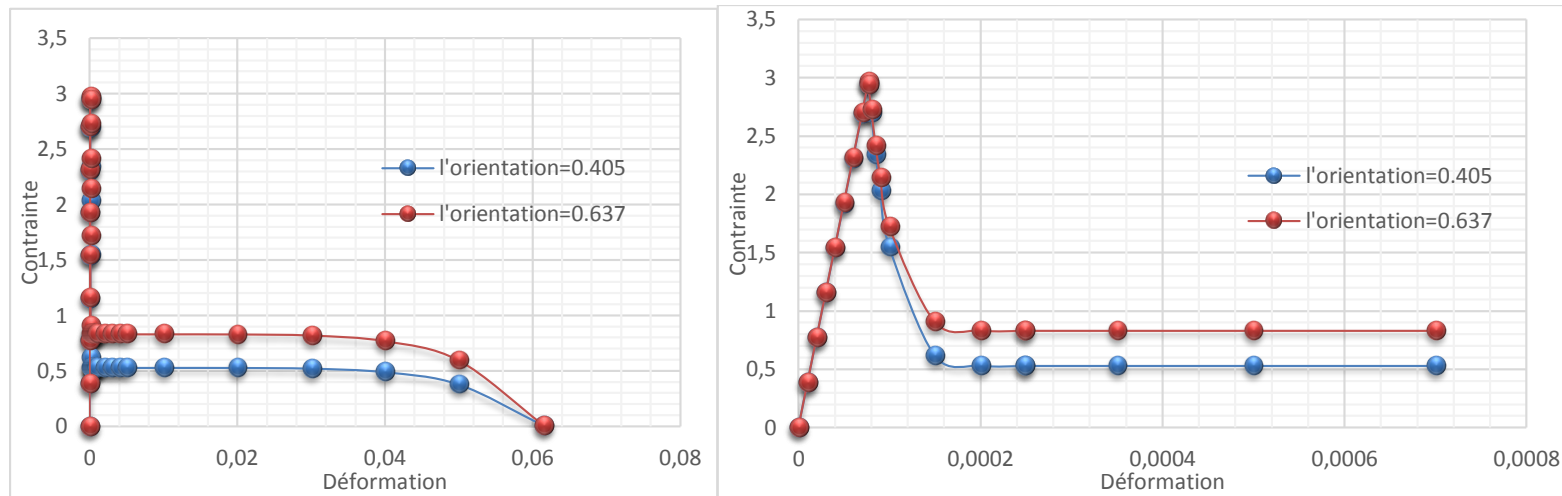


Figure 2.16 : Contrainte – déformation en fonction de l'orientation des fibres

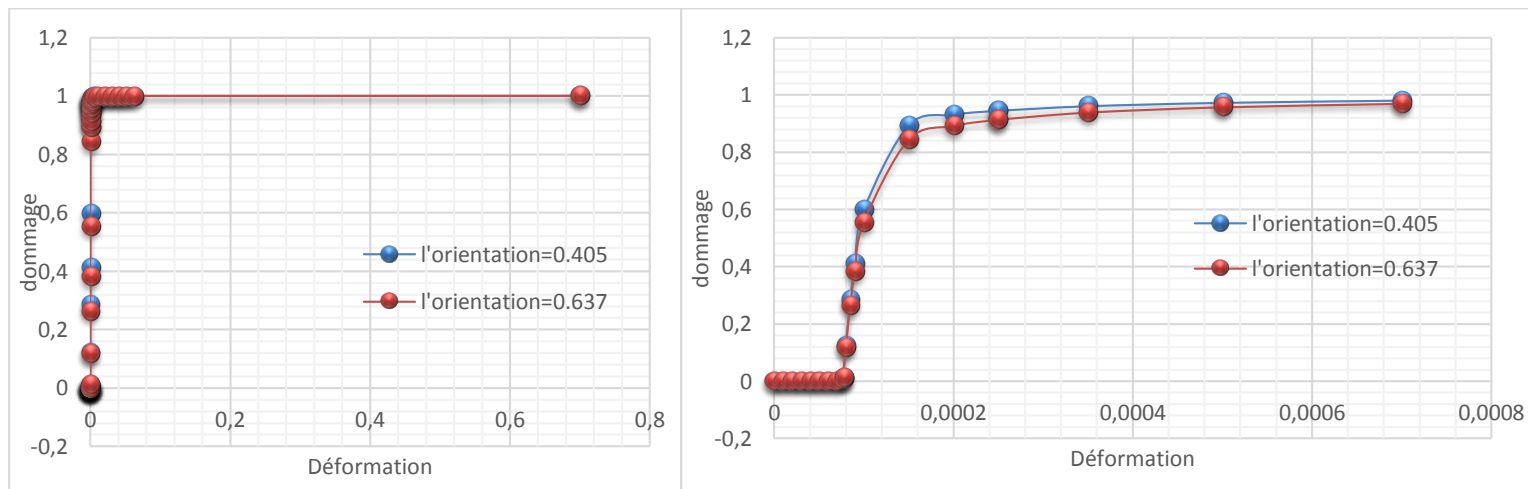


Figure 2.17 : Dommage – déformations en fonction de l'orientation des fibres

III.2.1.2 L'influence de la longueur des fibres :

Voir Figure (2.18 et 2.19)

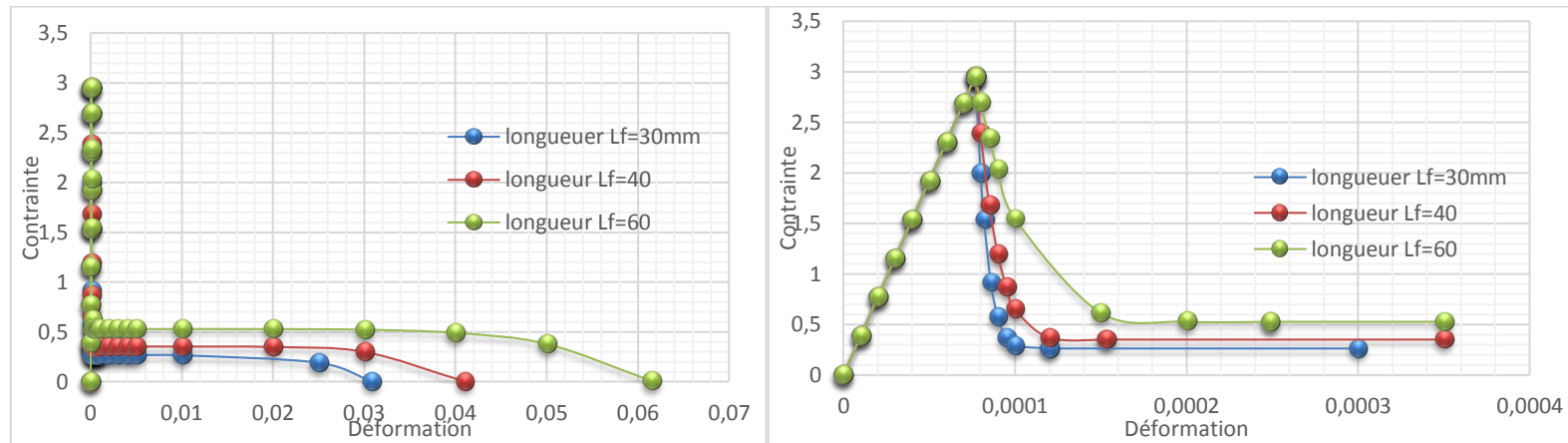


Figure 2.18 : Contrainte – déformation en fonction de la longueur des fibres

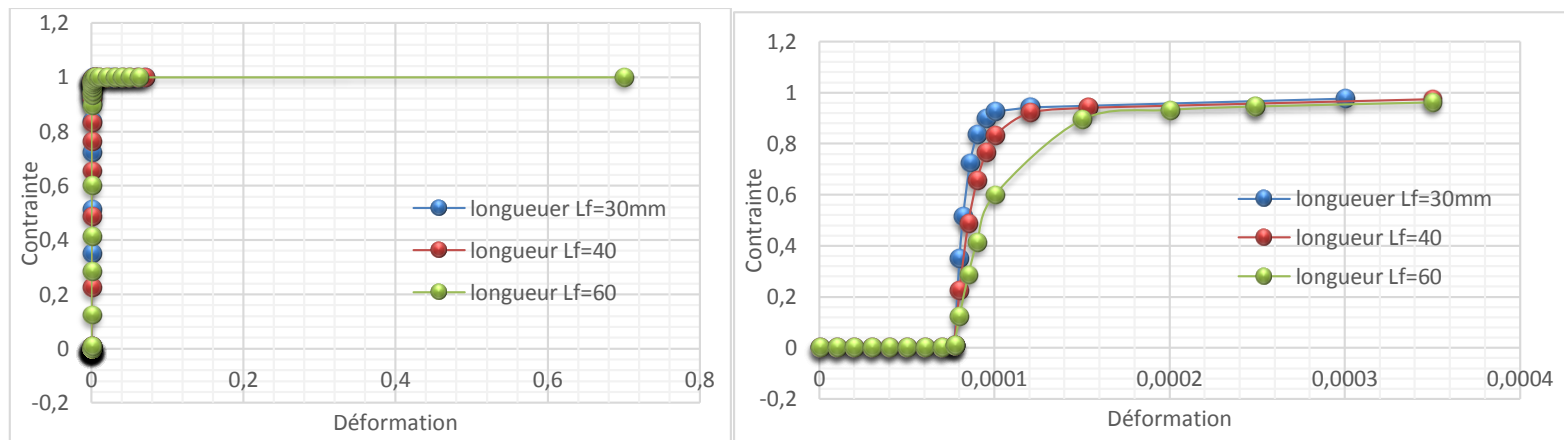


Figure 2.19 : Dommage – déformations en fonction de la longueur des fibres

III.2.1.3 L'influence du diamètre des fibres

Voir Figure (2.20 et 2.21)

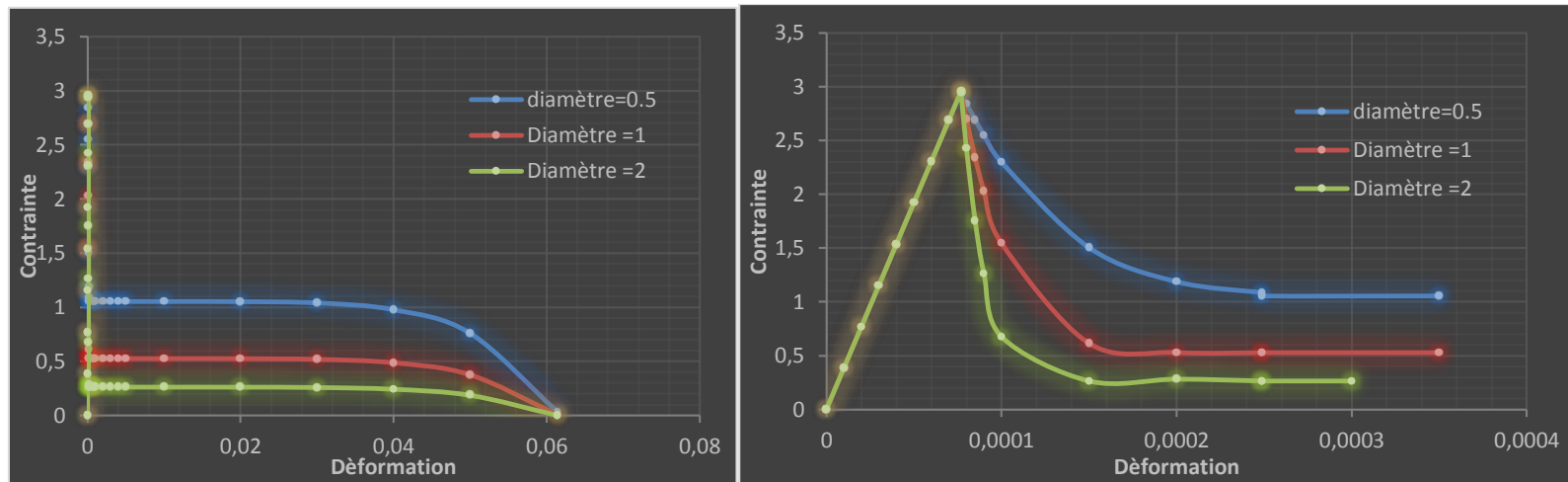


Figure 2.20 : Contrainte – déformation en fonction du diamètre des fibres

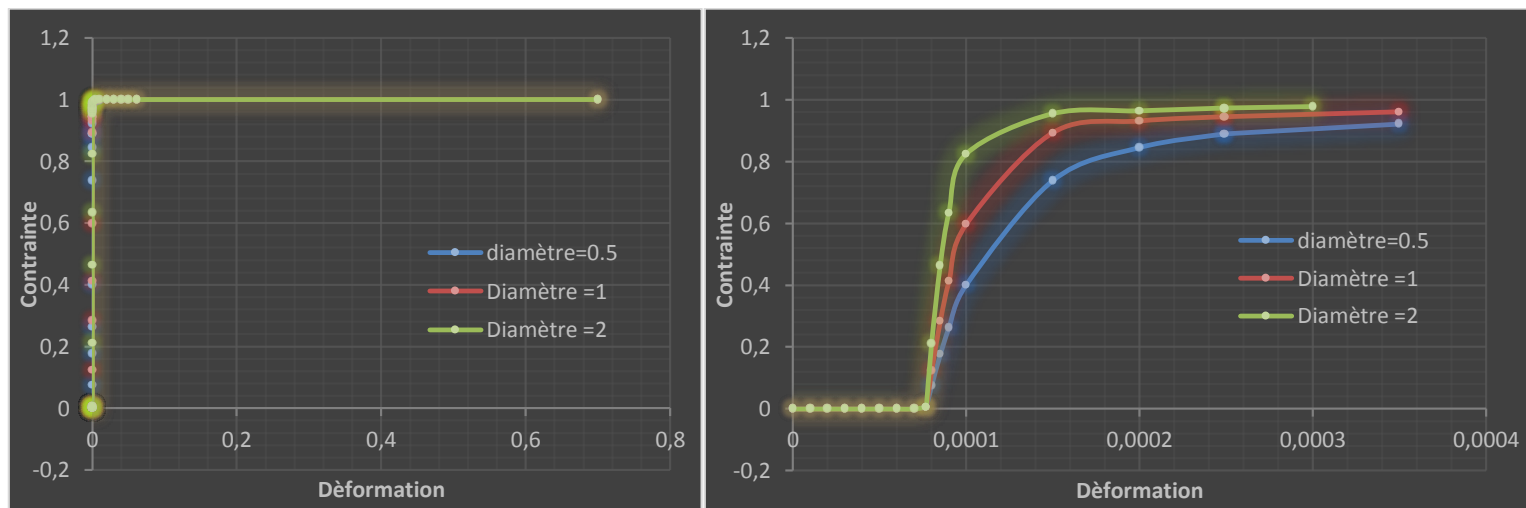


Figure 2.21 : Dommages – déformations en fonction du diamètre des fibres

III.2.1.4 L'influence de la contrainte d'adhérence sur la loi de comportement

Voir Figure (2.22 et 2.23)

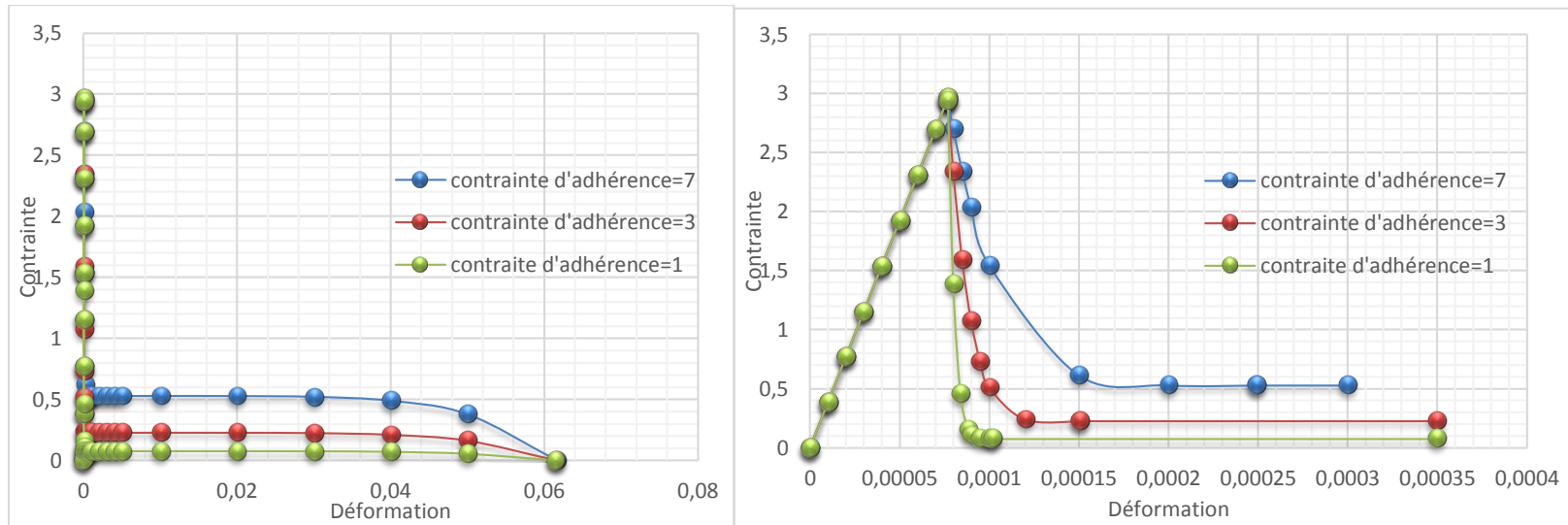


Figure 2.22 : Contrainte – déformation en fonction de la contrainte d'adhérence

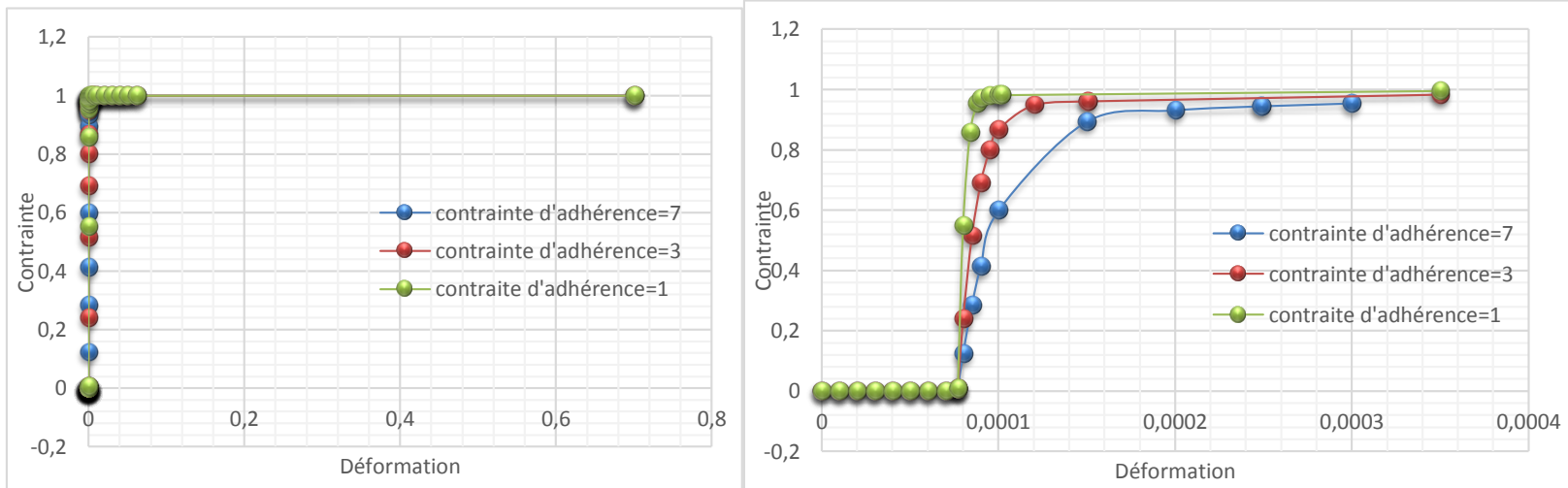


Figure 2.23: Dommage – déformations en fonction de la contrainte d'adhérence

III.2.1.5 L'influence du pourcentage des fibres

Voir Figure (2.24 et 2.25)

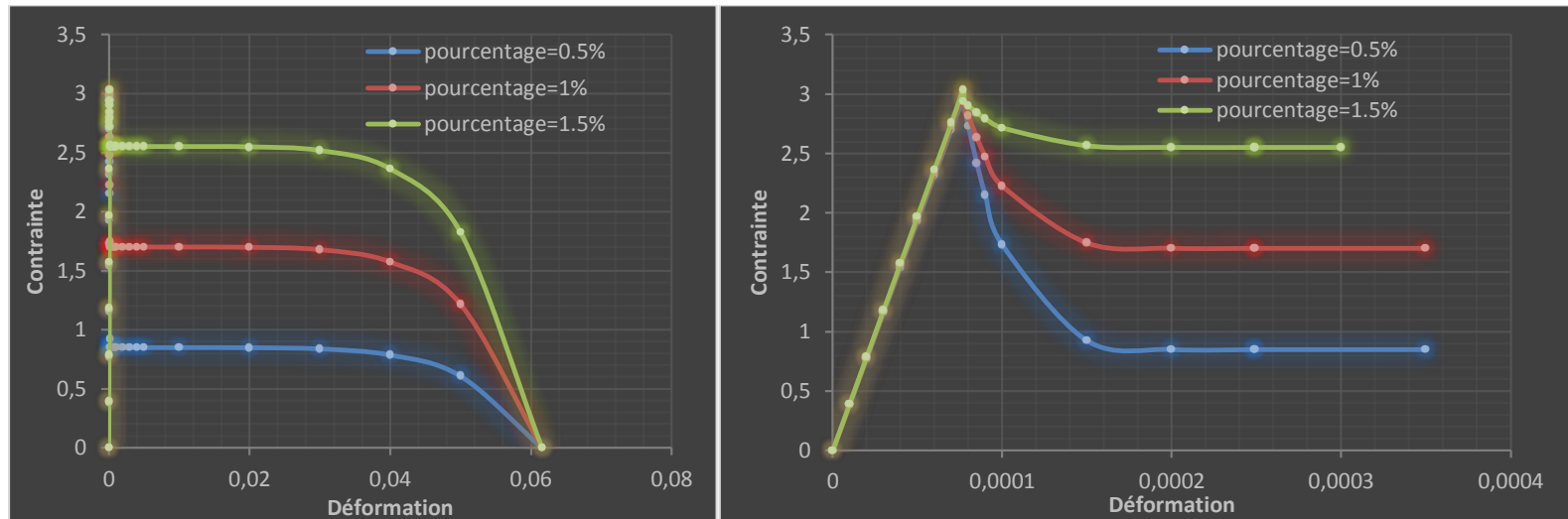


Figure 2.24 : Contrainte – déformation en fonction du pourcentage des fibres

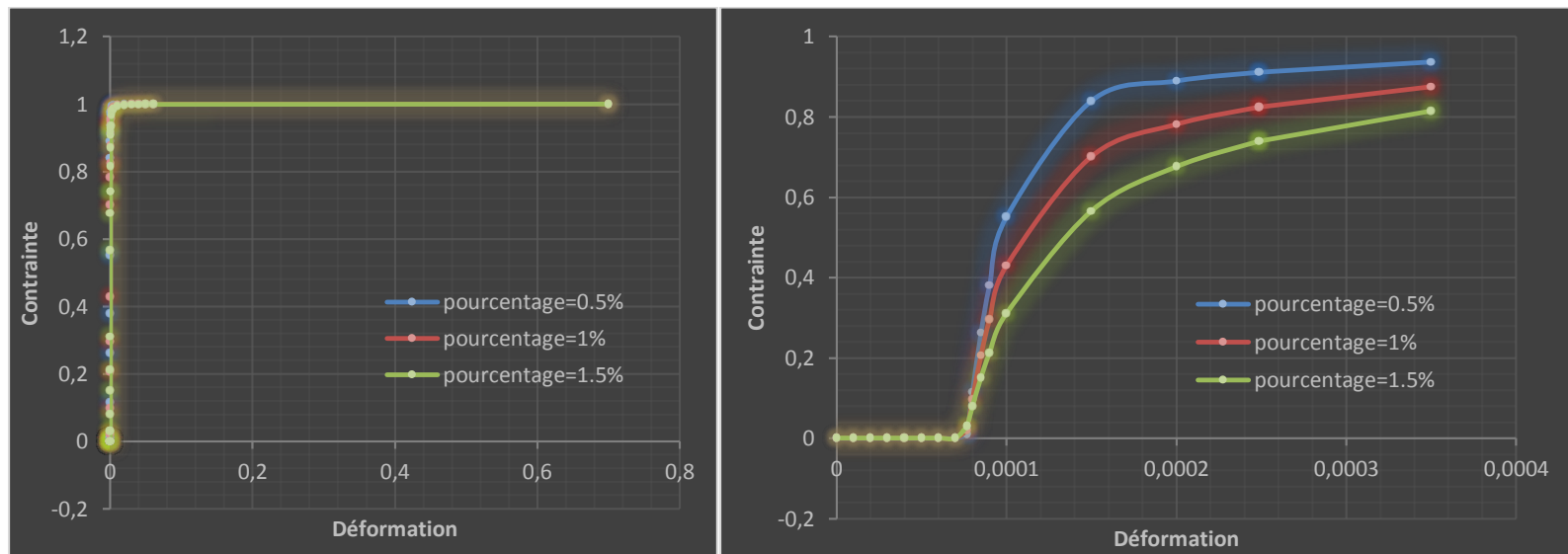


Figure 2.25 : Dommages – déformations en fonction du pourcentage des fibres

III.2.1.6 L'influence du rapport Sable / Gravier sur le comportement

Dans le but de montrer l'influence du rapport S/G sur le comportement du composite ainsi que sur l'évolution du dommage, une comparaison entre 4 types de béton fibré a été faite. La réponse contrainte - déformation et l'évolution du dommage en fonction du rapport S/G sont présentées dans les figures ci-dessous. Voir Figure (2.26 à 2.29)

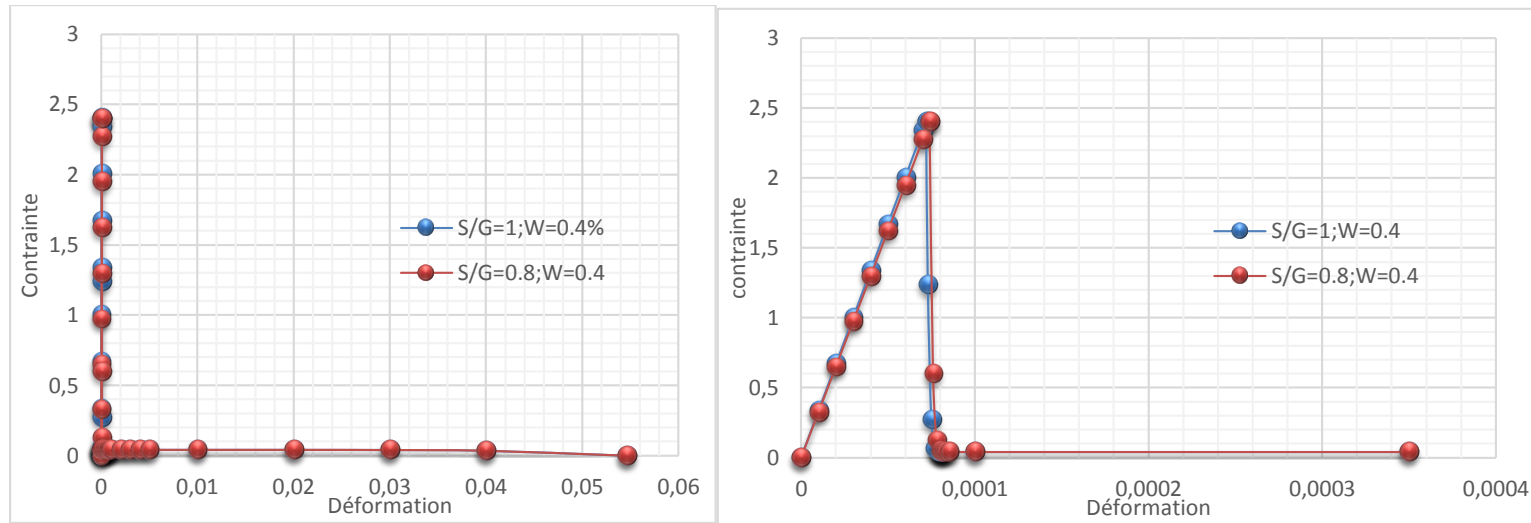


Figure 2.26 : Contraite – déformation en fonction de S/G pour $W=0.4\%$

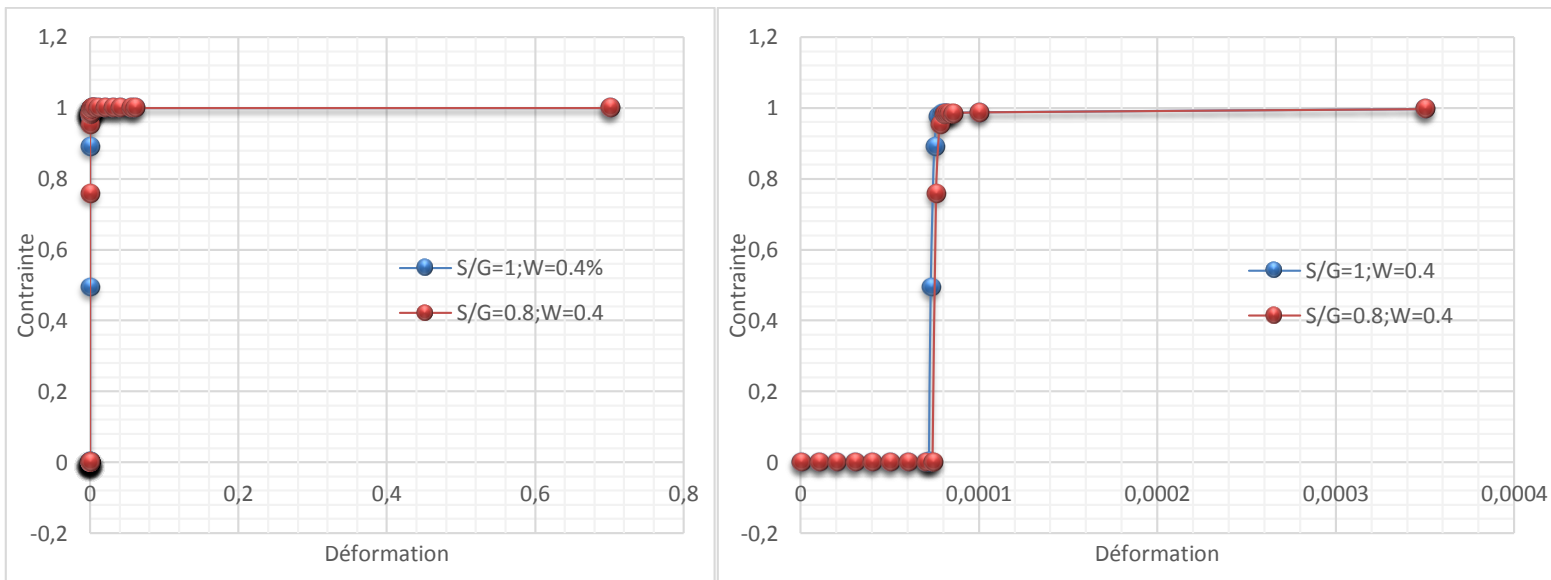


Figure 2.27 : Damage – déformations en fonction de S/G pour $W=0.4\%$

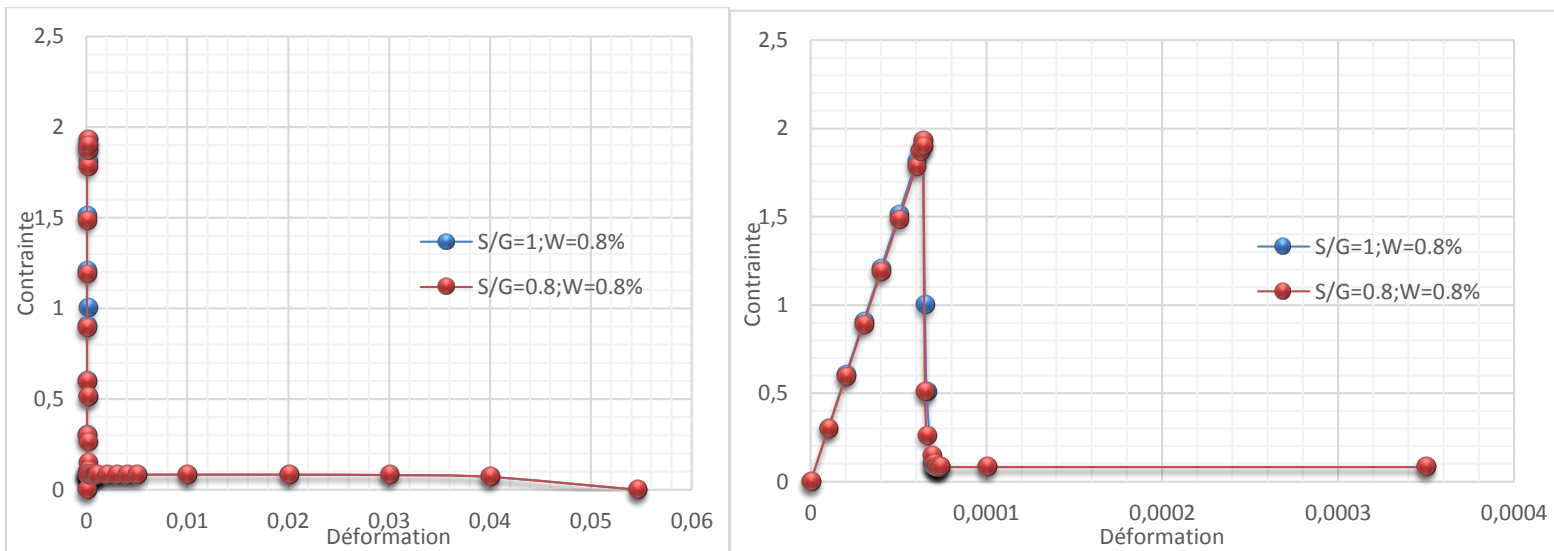


Figure 2.28 : Contrainte – déformation en fonction de S/G pour $W=0.8\%$

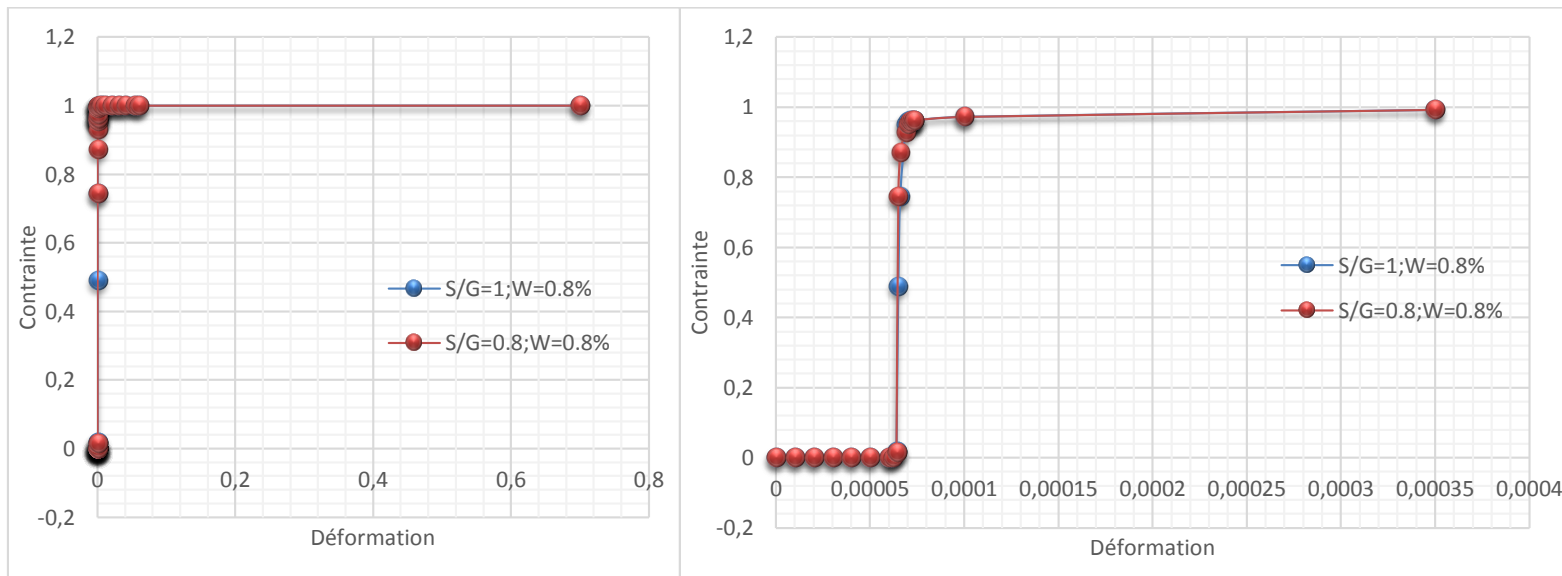


Figure 2.29 : Dommage – déformations en fonction de S/G pour $W=0.8\%$

Constatation :

Le comportement en traction présente une phase élastique linéaire jusqu'à apparition de la première fissure. Dès que la fissuration apparaît, il y a chute de contrainte jusqu'à une valeur permettant de mettre en action la contribution des fibres à reprendre les efforts. Un palier de ductilité est alors observé et permet au composite de se déformer jusqu'à des valeurs de déformation importantes. Ce palier correspond à une contrainte appelée : contrainte résiduelle en fonction du pourcentage, longueur, diamètre, orientation des fibres et contrainte d'adhérence.

La contrainte « maximale » de traction ou plutôt de fissuration reste peu sensible au nombre des fibres, elle ne dépend pas ni de la longueur de la fibre, ni de l'orientation, elle dépend essentiellement de la matrice ; ceci est vérifié par la plupart des auteurs ayant utilisé les fibres métalliques.

La déformation de rupture du composite en traction ne dépend que de la longueur des fibres indépendamment du pourcentage en fibres.

Le dommage est effectivement influencé par les caractéristiques des fibres (pourcentage, diamètre, longueur des fibres, adhérence fibre-matrice, et orientation des fibres.

Le dommage décroît avec l'augmentation du pourcentage et de la longueur des fibres, plus on augmente le dosage et la longueur des fibres plus le matériau devient plus ductile.

Le dommage décroît avec l'augmentation de la contrainte d'adhérence, c'est à dire le composite est plus ductile lorsque y a une bonne adhérence entre fibre-matrice,

Le dommage est faiblement évolutif pour une valeur faible du diamètre ($\varnothing = 0.5$ mm) ; L'évolution du dommage est aussi influencée par le rapport S/G.

IV. Conclusion

L'objectif de la présente étude est de comparer le comportement du béton de fibres par la mécanique de l'endommagement, par plusieurs modèles et de mettre au point un logiciel de calcul.

Après une comparaison des résultats obtenus par le programme de calcul et aussi avec des résultats expérimentaux, on peut conclure :

En compression :

La loi de Sargin et Belhadj permet de caractériser correctement le comportement du béton de fibres en compression, aussi bien avant le pic qu'après le pic de contrainte, et ce jusqu'à une grande valeur de la déformation.

En traction :

Le modèle proposé pour la traction (Bouafia, Kachi et Fouré) et Belhaj, décrit bien le comportement du béton de fibres. Il est basé sur des lois (contrainte - déformation) et tient compte des paramètres qui suivent :

- paramètres choisis à priori :- type de fibres (longueur et diamètre),
-le dosage des fibres dans le béton
- Pour une composition du béton donnée : résistance à la fissuration du béton et contrainte d'adhérence limite des fibres.
- Paramètres lié à la mise en œuvre des fibres : coefficient d'orientation des fibres.

Le mode de rupture considéré est l'arrachement ou rupture des fibres.

- [1] CEB. *High Performance concrete : Recommended extensions to the Model Code 90- Research needs* . Bulletin d'information N° 228-July 1995.
- [2] Thomas de Larrard. *Variabilité des propriétés du béton : Caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de lixiviation*. Thèse présentée pour obtenir le grade de Docteur de l'école normale supérieure de Cachan, soutenue le 27 septembre 2010.
- [3] Hsu, T.C., and others (1963). *Microcracking of plain concrete and the shape of the stress strain curve*. Journal of American concrete institute, proceedings, Vol. 60, 209-224.
- [4] Benouniche, S.(1979). *Modélisation de l'endommagement du béton hydraulique par micro fissuration en compression*. Thèse de 3 ème cycle. Université Pierre et Marie Curie (Paris VI).
- [5] Bischoff, P. H. et Perry, S. H. (1991). Compressive behaviour of plain concrete loaded in uniaxial compression. *Materials and Structures*, 24:425-450.20
- [6] D. J. HAN , W. F. CHEN ; " Strain - space plasticity formulation for hardening - softening materials with elastoplastic coupling " , *International Journal of Solid Mechanics* , Vol.22, N°8, 1986 .
- [7] M.D.Kotsovos (1983), *Effect of testing techniques on the post — ultimate behavior of concrete in compression*. *Matériaux et construction* volume 16, issue 1, pp 3- 12.
- [8] Ramtani, S., (1990). *Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral*. Thèse de doctorat, University of Paris 6, France.
- [9] ERIK VAN GEEL, (1998), *Concrete behavior in multiaxial compression . Experimental research*. ISBN 90- 6814 — 548 -7
- [10] J.M. Torrenti, G.P.Cabot, J.M. Reynouard,(2010). *Mechanical behavior of concrete*. ISBN: 9781848211780, Hardback 448 pp
- [11] M.D.Kotsovos, (2013). *Compressive force -Path method- (Unified ultimate limite — state , Design of concrete structures)*. Springer science of business media- Bilding construction- 237 pages.
- [12] Hung Ung Quoc. *Théorie de dégradation du béton et développement d'un nouveau modèle d'endommagement en formulation incrémentale tangente*. Doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées ,2003.
- [13] BAEL91 révisées 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites*. CD-DTU V2 - Edition 150 - Décembre 2007.
- [14] BPEL 91 révisées 99 : *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant la méthode des états limites*. Décret n° 99-28 du 15 février 1999.

- [15] Terrien. M. *Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction*, Bulletin de liaison Ponts et Chaussées, N° 105, pp. 65- 72, (1980).
- [16] Peterson P.E., *Crack growth and development of fracture zones in plain concrete and similar materials*. Report TVBM- 1006; Lund institute of technology, Sweden, (1981).
- [17] Hughes, B. P., and Chapman, G. P. (1966): *The complete stress- strain curve for concrete in direct tension*. Rilem Bull. 30, pp. 95-97.
- [18] Tran The Truyen. *Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton*. Thèse présentée en vue de l'obtention du grade de Docteur en sciences de l'Ingénieur. Faculté des sciences appliquées, Université de Liège(2009).
- [19] Rachid Berdaoui. *Identification et analyse de l'endommagement par fatigue des matériaux granulaires à base polymère*. Thèse présentée pour obtenir le grade de docteur de l'université du MAINE (2010).
- [20] José Ramon Orengo. *Modélisation numérique des structures en béton armé. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées* (1990).
- [21] Kupfer, H.B.; Gerstle, K.H., (1973), *Behaviour of brittle material under biaxial stresses*, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol.99, n°4, pp. 853-866.
- [22] H. Kupfer, H.K. Hilsdorf, H. Rüschi: *Behavior of concrete under biaxial stresses*. Journal of the American Concrete Institute 66, 656— 666. (1969)
- [23] Surendra P Shah, Katherine G *fibre-reinforced concrete Based composites: A forty years Odyssey*". Fiber-Reinforced Concretes, Sixth international RILEM Symposium, Varenna, Italy, pp 3-30.
- [24] Naaman A E., (1985) "*Fiber Reinforcement for Concrete*", Concrete International: Design and Construction, Vol. 7, No. 3, pp. 21-25.
- [25] Romualdi J P, and Batson G B., (1963) "*Mechanics of Crack Arrest in Concrete*". J. Eng.Mech. Div., ASCE, Vol. 89, No.EM3, pp 147-168.
- [26] Hameed R., (2010) "*Apport d'un Renfort de Fibres sur les Performances des Structures en Béton Armé pour les Applications Parasismiques*". Thèse de doctorat de l'université Toulouse III – Paul Sabatie, 06 Octobre.
- [27] Naaman A E., (2008) "*High-Performance Fiber Reinforced Cement composites*". High performance Construction Materials: Science and Applications", chapter 3, Vol.1, edited by Caijun Shi & Yilung Mo.
- [28] Amprincipe Paris., (2006) "*Les bétons : formulation, fabrication et mise en œuvre*". Fiches techniques, TOME 2, Edition octobre.
- [29] Dardare J., (1975) "*Contribution à l'étude du comportement mécanique des bétons renforcés de fibres de polypropylène fibre reinforced cement and concrete*". RILEM, symposium, Edited by A. NEVILLE, Lancaster, Construction Press, pp 227-235.

- [30] Debicki G J., (1988) “*Contribution à l’étude du rôle des fibres dispersées anisotropiquement dans le mortier de ciment sur les lois de comportement, les critères de résistance et la fissuration du matériau*“. Thèse d’état : INSA de Lyon.
- [31] Houari H., (1993) “*Contribution à l’étude du comportement béton renforcé de fibres métalliques soumis à l’action des charges maintenues et cycliques*“. Thèse de doctorat: INSA de Lyon, 244p.
- [32] Rossi P., (1991) “*Formulation et Comportement Mécanique des Bétons de Fibres Métalliques*“. Annales de l’ITBTP, No. 492, Mars-Avril, pp. 90-107.
- [33] ACI Committee 544., (1997) “*State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete*”. ACI 544.1 R-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [34] Boris Kolle., (2006) “*Behaviour of Steel Fiber Reinforced High Performance Concrete under Biaxial Loading Conditions*”. PHD Thesis, University of Glasgow.
- [35] <http://www.archiexpo.fr/prod/lafarge/poteaux-beton-fibre-fibres-metalliques-70029-968026.html>
- [36] Sukontasukkul P., (2004) “*Toughness evaluation of steel and polypropylene fiber reinforced concrete beams under bending*”. Thammasat international journal of science and technology 9, 3 (Jul.-Sep) pp. 35-41.
- [37] Ngolle iv moussole A D (1997) modélisation du comportement mécanique des composite ciment-fibre en copte de la microscope these de doctoret INSA de lyon
- [38] Bernier G., (1988) “*Composition, Rhéologie, Mise en Oeuvre et Contrôle des Bétons de Fibres Métalliques*“, C. R. Journées ENS Cachan 22-25 Nov; Composites Ciment Fibres, 19 p.
- [39] Abdou K., (2007) “*Influence des fibres métalliques sur les variations dimensionnelles et pondérales d’une matrice cimentaire*“.Thèse de doctorat d’état : Université Mentouri Constantine, p 14.
- [40] Pierre R, Renwez S, Belloc A., (1995) “*Les bétons de fibres à ultra-hautes performances*“. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n°196, mars-avril.
- [41] Edington J, Hannant., (1972) “*Steel fiber reinforced of compacting by vibration*”, mat et const ,5, n°25, Janvier-Fevrier.
- [42] Dehousse N, Lejeune A, Cuykens T., (1974) “*Les mortiers et Béton Renforcés de Fibres d’Acier*“. CSTC, Vol. 2, Bruxelles, pp. 2-14.
- [43] EL Hachem M., (1990) “*Etude de l’influence de la fibre de fonte sur le fluage et le retrait du béton*“. Thèse de docteur de l’E.C.P. Février.
- [44] Soroushian P, Lee C.D., (1990) “*Distribution and orientation of fibres in steel fiber reinforced concrete*”. ACI Materials Journal, Vol.87, No. 5, pp. 433-439.
- [45] Bartos P., (1981) “*Revue paper Bondin fiber reinforced cement and concrete*”. USA Inst J of cem. Compos, Vol n°3, pp. 31-37.

- [46] Pierre R, Casanova P, Renwez S., (1995) “*Les bétons fibrés à hautes performances des matériaux d’avenir*“. Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées, n°197, mai-juin.
- [47] Bouafia Y, Adjrad A., (1997) “*Utilisation des fibres de récupération pour le renforcement du béton*“. Séminaire National de Génie Civil, M'sila, 16 - 17 novembre, Volume I, matériaux de construction.
- [48] Bouafia Y, Fouré B, Kachi MS., (1997) “*Proposition d'une relation contrainte - déformation pour le béton armé de fibres d'acier*“. Séminaire National de Génie Civil, M'sila, 16 - 17 novembre, Volume I, matériaux de construction.
- [49] Bouafia Y, Kachi M.S, Adjrad, A., (1999) “*Renforcement du béton par des fibres en copeaux*“. Colloque Maghrébin de Génie Civil, GMGC, Annaba, Novembre.
- [50] Bouafia Y, Kachi MS, Fouré B., (2000) “*Numerical modeling of the behavior of steel fiber reinforced concrete*“. II. International Symposium on Cement and Concrete Technology in the 2000s. Turkish Cement Manufacturers' Association – European Cement Association. Sept. 6 - 10, 2000, Istanbul - Turquie, ISBN 975-8136-09-7. Vol. 2, pp. 582-591.
- [51] Bouafia Y, Kachi MS Fouré relation simplifiée contrainte-déformation du béton armé de fibre 1^{er} séminaire national mécanique des géomatériaux et structures 17-18 avril Guelma
- [52] Adjrad A., (2000) “*Renforcement du béton par des copeaux métalliques, étude expérimentale et modélisation*“. Thèse de magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [53] Bouafia Y, Bouzeroura M, Kachi MS, Hannachi NE., (2006) “*Comportement du béton armé de fibres ondulées*“. Cinquième Conférence Internationale sur la Science des Matériaux (CSM5), CNRS France - Beyrouth - Liban, 17-19 mai, Editeur : T. Hamieh, Volume V.
- [54] Bouafia Y, Kachi MS, Ghazi F, Ait Tahar K., (2006) “*Prédiction de la rupture des sections circulaires en béton armé et béton armé de fibres*“. Association de Mécanique Franco-Marocaine (AF3M), 4^{ème} Edition des Journées d'Etudes Techniques (JET), 26 -28 avril, Marrakech – Maroc.
- [55] Bouheraoua A., (2006) “*Effets des fibres bi-ondulées sur le comportement du béton, étude expérimentale*“. Thèse de magister 2006, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.
- [56] Bouzeroura M., Bouafia Y., (2009) “*Valorisation des déchets d'usinage des pièces en acier - fabrication des bétons armés de fibres métalliques ondulées*“. Séminaire International, Innovation et valorisation dans le génie civil, 05 – 07 février, Yasmine Hammamet, Tunisie.
- [57] Bouzeroura M, Bouafia Y, Kachi MS., (2010) “*Model of behavior at pulling of the reinforced concrete of waved fibers*“. Bulletin of Applied Mechanics, ISSN 1801-1217, Ed. Czech Technical University in Prague (Technicka 4), Prague, Czech Republic.
- [58] Bouafia Y, Kachi MS, Atlaoui D, Djebali S., (2011) “*Study of mechanical behaviour of concrete in direct tension*“. The International Conference on Structural Analysis of Advanced Materials, ICSAAM, 7-11 septembre, Sinaia, Romania, pp. 55 – 61, ISSN 2247 – 8337.
- [59] Djebali S, Atlaoui D, Bouafia Y., (2010) “*Caractérisation en traction directe du béton de*

fibres métalliques“. ACMA, May 12-14, Marrakech, Morocco.

[60] Djebali S, Atlaoui D, Bouafia Y., (2011) “*Caractérisation en traction directe du béton de fibres métalliques*”. Matériaux & Techniques, n° 99, pp. 327 – 338, ED P Sciences.

[61] Djebali S, Bouafia Y, Atlaoui D, Bilek A.,(2011) “*Study of mechanical behavior of chips reinforced concrete*“. Advanced materials research, Vol. 324, Trans Tech Publications, Switzerland, pp. 360 – 363, doi : 10.4028, ID : 41.103.191.28.

[62] Bouafia Y, Kachi MS, Atlaoui D, Djebali S.,(2012) “*Study of mechanical behavior of concrete in direct tensile*“. Applied Mechanics and Materials, Vol. 146, Trans Tech Publications, Switzerland, pp. 64 – 73, doi : 10.4028,

[63] Lim T Y, Paramassivam P, Lee S L.,(1987) “*Analytical model for tensil behavior of steel fiber concrete*“. ACI Materiel journal n°84, M 30, July-auguste.

[64] Chanvillard G(1993) analysz zxpérimental et modélisation micromécanique du comportement des fibre d’acier tréfilées ancré danx une matrice ,l’aboratoire des pont et chaussée

[65] Rossi P, Acker P, Malier Y., (1987) “*Effect of steel fibers at two different stages: the Material and the Structure*”. Materials and structures, vol .20 pp. 436-439.

[66] Shah P S., (1991) “*Do fibers increase the tensile strength of cement-based matrixes*”. ACI Materials Journal, V.88, No.6, pp. 595-602.

[67] Banthia N, Trottier J., (1994) “*Concrete reinforced with deformed steel fibers, part I: bond-slip mechanisms*”. ACI Materials Journal, V.91, No.5, pp. 435-444.

[68] Li Z, Li F, Chang T-Y.P, Mai Y-W.,(1998) “*Uniaxial tensil behavior of concrete reinforced with randomly distributed short fibers*”. ACI Materials Journal, V.95, No.5, pp. 564-573.

[69]Serna Ross[1984] etude de la contribution des fibre méthalique a l’amélioration du comportement du béton au cisaillement thèse de doctoret de l’ecoldes pont et chaussée

[70] Johnston C. D., (1974) “*Steel fiber Reinforced Mortar and Concrete*“. ACI, SP-44, 1974, pp. 127-142.

[71] Otter D, Naaman A. E., (1986) “*Steel Fiber Reinforced Concrete Under Static and Cyclic Compressive Loading*“. Proceedings 3ème RILEM Symposium on developments in Fibre Reinforced Cement and Concrete, University of Sheffield, England, July.

[72] Zhan Z., (1991) “*Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibre*“. Thèse de Doctorat : université d’Orléans. Nov.

[73] Elie Abbsi., (1994) “*Bétons de fibres, synthèse des études et recherches réalisées au C.E.B.T.P*“. Annales de L’I.T.B.T.P, N° 520, Janvier.

[74] Bencardino F, Rizzuti L, Spadea G and Swamy R., (2008) “*Stress-Strain behaviour of Steel Fiber-Reinforced Concrete in Compression*”. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol .20, No.3, pp 255-263.

[75] Shah S P et AL., (1978) “*Complete stress strain curves for steel fiber reinforced concrete in uniaxial and compression. Paper 7.3, Testing and test methods of fiber-ciment composites*“. RILEM SYMPOSIUM, Construction press. LTD. Lancaster Englande, 545 pp.

[76] Kotsovos, M. D., and Newman, J. B., (1977), “*Behavior of concrete under multiaxial stress*” ACI, Vol. 74, No.9, pp 443-444.

[77] Zongjin Li, Faming Li, T.Y. Paul Chang, and Yiu-Wing Mai, (1998) “*Uniaxial tensile behaviour of concrete reinforced with randomly distributed short fibers*”. ACI Material Journal, V. 95, No. 5, pp 564-574.

[78] Alessandro P. F, Hirozo M and Paolo V., (2009) “*Multiple cracking and strain hardening in fiber-reinforced concrete under uniaxial tension*”. Cement and Concrete Research, Vol. 39, pp 121 7–1 229.

[79] Casanova P., (1995) “*Bétons Renforcés de Fibres Métalliques: Du Matériau à la Structure*“. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Juin 1995, 238 p.

[80] Bouafia Y, Djebali S, Atlaoui D, and Kachi M. S., (2014) “*Strengthening of Concrete Metallic Chips*“, LACSIT International Journal of Engineering and Technology, Vol. 6, No. 1, February.

[81] Djebali S, Bouafia Y, Larbi S, Bilek A., (2014) “*Mechanical Behavior of Steel-Chips-Reinforced Concrete*“. Key Engineering Materials Vols. 592-593 (2014) pp 672-675, © Trans Tech Publications, Switzerland, doi :10.4028, www.scientific.net/KEYEM.592-593.672

[82] Bouzeroura M, Kachi MS, Bouafia Y., (2009) “*Model of behavior at pulling of the reinforced concrete of waved fibers*“, 5^e International Conference on Fiber Concrete 2009, Technology Design – Application, Czech Technical University, Prague, Czech Republic, 17-18 september, ISBN 978-80-01-04381-3, Proceeding edited by Alena Kohoutková, [CSc. et al.](http://CSc.et)

[83] Atlaoui D, Bouafia Y., (2008) “*Characterisation of the mechanical behavior of fibres Undulated in spirals resulting from waste of machining of steel parts*“. Mai ISBN 978 9973-002990, Edition Sciences & Technologies, Hammamet, Tunisie, pp. 741-746.

[84] Shah S.P and Rangan,B.V., (1971), “*Fiber reinforced concrete properties*”. ACI Journal, proceedings, V. 68, No.2, Feb. 1971, pp 126–35.

[85] John E. Bolander., (2004) “*Numerical modeling of fiber reinforced cement composites: Linking material scales*” . Fiber-Reinforced Concretes, Sixth international RILEM Symposium, Varenna, Italy, pp 45-60.

[86] Bentur A and Mindess S., (2005) “*Fiber Reinforced cementitious Composites*”. Elsevier Applied Sciences, ISBN 0-203-49806-2.

[87] SWAMY R.N., K AL- NOURI., (1975), “*Flexural properties of steel fiber reinforced concrete*”, G.B; concrete; Vol 9, n° 6, pp 30-31 1975.

- [88] Narayanan R, Green K. R., (1981) "*Fibre Reinforced Concrete Beams in Combined Bending and Torsion*". Indian Concrete Journal, August, pp. 222-228.
- [89] ENV 1992-1-1 (norme NF P 18-711). Eurocode 2, *calcul des structures en béton*, document d'application nationale, partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments, AFNOR, décembre 1992.
- [90] Sargin M., (1968), "*Stress Strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections*". *PHD thesis presented to the university of Waterloo, Ontario, Canada, March, 334p*
- [91] Popovics, S., 1973, "*A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of Concrete*", Cement and Concrete Research, V. 3, No. 4, pp. 583-599.
- [92] Desayi, P. and Krishnan, S., Equation for The Stress-Strain Curve of Concrete, *ACI Journal, Proc.61(3): 345-350 (1964)*
- [93] Neville, A.M., *Properties of Concrete*, 4th Edition, Pearson Education Limited, 1995, 844 p.
- [94] MacGregor, J.G., *Reinforced concrete: Mechanics and design*, 3rd Edition, 1997, 393 p.
- [95] Nawy, E.G., *Prestressed Concrete, A Fundamental Approach*, 4th Edition, Prentice Hall, 2003. 939 p.
- [96] A. Grelat. *Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé. Annales de l' I.T..B.T.P. N° 234,(1978).*
- [97] Quast U., "*Rechenansatze in Formeiner Spannungsdehnungsbeziehung für das Mitwirken des Betons in der gerissenen Zugzone von Stahlbeton querschnitten*", Bericht aus dem Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der T.O Braunschweig, 64pp., 1980
- [98] Espion B., «*Contribution à l'analyse non linéaire des ossatures planes. Application aux structures en béton armé*», Thèse de Doctorat ès sciences, vols I et II, Université libre de Bruxelles, Belgique, 1986.
- [99] M. Sargin. *Stress-Strain relationship for concrete and the analysis of structural concrete sections*. Solid Mechanics division. University of Waterloo Canada, (1971).
- [100] Fanella DA, Naaman AE., (1985) "*Stress Strain properties of fiber reinforced mortar in compression*". Journal of the american concrete institute, vol 79,n°4,july-august.
-
- [101] Absi E, Naaman A E., (1986) "*Modèle rhéologique pour les bétons de fibres*". 3^{ème} Symposium international. Sheffield.
- [102]. Bouafia Y., (1987) "*Simulation numérique du comportement moyen jusqu' à rupture d'une zone de poutre. Application au béton armé, béton précontraint et /ou béton de fibres*". Mémoire de DEA, Université Pierre et Marie Curie, Paris 6.

- [103] Bouafia Y, Fouré B, Kachi M.S., (1998) “*Relation effort - ouverture des fissures dans le cas du béton armé de fibres d'acier*“. *Annales de l'ITB*, N° 2, avril 1998, *ISSN 1270-9840*, Ed. ESKA, France, pp. 5-14, <http://www.eska.fr>.
- [104] Bouafia, Y., Kachi, MS., Fouré, B., (2000) “*Numerical modeling of the behavior of steel fiber reinforced concrete*“. II. International Symposium on Cement and Concrete Technology in the 2000s. Turkish Cement Manufacturers' Association – European Cement Association. Sept. 6 - 10, Istanbul - Turkiye, *ISBN 975-8136-09-7*. Vol. 2, pp. 582-591.
- [105] Bouafia. Y, Kachi M.S, Fouré. B., (2002) “*Relation contrainte - déformation dans le cas du béton armé de fibres d'acier*“. *Annales de l'ITB*, n° 3, juin 2002, *ISSN 1270-9840*, Ed. ESKA, France, pp. 5-17, <http://www.eska.fr>.
- [106] Kachanov LM., (1958) “*Time of the rupture process under creep conditions*”. TVZ Azad, Nauk, SSR Otd. Tech. Nauk., n° 8, pp 26–31.
- [107] Leckie F.A, Onat E.T.,(1980) “*Tensorial nature of damage measuring internal variable*“. I UTAM . Symp. On Physical non-linearities Structural Analysis. J. Hult- J. Lemaitre Springer-Verlag.
- [108] Hult J., Broberg H., (1973) “*Creep rupture under cyclic loading*“. Proc. II Bulg. Nat. Congress of Th. And Appl. Mech. Varna.
- [109] Lemaitre J, Chaboche J.L., (1978) “*Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement*“. *Journal de Mécanique Appliquée*, vol. 2, n°3, pp. 317-365.
- [110] Lemaitre J, Dufailly J., (1977) “*Modélisation et identification de l'endommagement plastique des métaux*“, 3^e Congrès Français de Mécanique, Grenob
- [112] Lemaitre J., (1979) “*Damage modelling for prediction of plastic and creep fatigue in structures*“. Smirt 5, Berlin.
- [113] Lemaitre J, Sidoroff F, Chaboche J.L, Marquis D, Galharague C., (1979) “*Méthode de modélisation par variables internes et d'identification numérique de l'anisotropie, d'écrouissage et de l'endommagement des métaux*“. Rapport Final ATP CNRS, n°31 35.
- [114] Lemaitre J, Mazars J., (1980) “*Modélisation du comportement et de la rupture du béton*“. 4^e Symposium Franco-Polonais de Mécanique, Marseille.
- [115] Benouniche S., (1979) “*Modélisation de l'endommagement du béton hydraulique par microfissuration en compression*“, Thèse de 3^e Cycle Paris-VI ENSET.
- [116] Mazars J, Walter D., (1980) “*Endommagement mécanique du béton*“. Rapport de Fin de Contrat DGRST, n°78-7-2697.
- [117] Mazars J.,(1981) “*Mechanical damage and fracture of concrete structures*“. Proceedings ICF 5, Cannes, vol. 4, pp. 1499-1506.

[118] Junior F.S and venturini W.S., (2007) “*Damage modeling of reinforced concrete beams*”.Advances in Engineering Software, Vol. 38, pp 538–546.

[119] Chaboche J.I et Lemaitre J., (2009) “*Mécanique des matériaux solides*“, édition dunod.

[120] Peng X, Meyer C, and Fang L., (1997) “*A thermo-mechanically consistent continuum damage model for concrete materials*”. Journal of Engineering Mechanics, ASCE; Vol.123, pp 60-69.

[121] Lemaitre J, Mazars J., (1982) “*Application de la théorie de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*“. Annales. De l’institut technique du bâtiment et des travaux, Nouvelles presses du centre 87000 Limoges.

[122] Smahi R., (2015) “*Modélisation par la mécanique de l’endommagement du comportement non linéaire du béton armé*“. Thèse de doctorat, université de Mouloud Mammeri, Algérie.

[123] Roland Fortunier., “*Comportement Mécanique des Matériaux*“. Ecole Nationale Supérieure des Mines, 158 cours Fauriel, 42023 Saint-Etienne cedex 2.

[124] Belaidi O., (2003), “*Modélisation du comportement non linéaire du béton par la mécanique de l’endommagement continu*“. Thèse de magister, université de Mouloud Mammeri, Algérie.

[125] Mazars J. *Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure*. Thèse de Doctorat, Université Paris 6, France, (1984).

[126] Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F. et Casaux, G. (2006). *Using multifiber beams to account for shear and torsion : Applications to concrete structural elements*. International Journal of Solids and Structures, 195:7264-7281.

[127] F. Hamon, J. Mazars: *Modèle d’endommagement 3D Pour le béton sous chargement cyclique* (XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, Savoie, 6 au 8 juin 2012).

[128] Christian La Borderie,(2003). *Stratégies et Modèles de Calculs pour les Structures en Béton*. Thèse présentée pour l’obtention de l’habilitation à diriger les recherches, université de Pau et des Pays de l’Adour, France.

[129] Olivier Gagliardini. *Cours de Béton Armé*. ;IUP Génie Civil et Infrastructures, UJFGrenoble I (Année 2004/05)

[130] Vree [dVBvG95]

[131] La Borderie [LaB91]

[132]Comps G,Turatsimz A ,EscadeillasG Bourbon *steel-fibrereinforcement and hydration coupled effects on concrete tensile behaviour*”. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 75, pp

5207–521 6.

[133] Rashid hammeed Alain Sellier, Anaclét Turatsinze, Frédéric Duprat (2011)
Dommage modeling of metallic fibre-reinforced concrete *Procedia engineering*

[134] Hameed A, Sellier A, Turatsinze A, Duprat A., (2013) “*Metallic fiber-reinforced concrete behaviour: Experiments and constitutive law for finite element modeling*”. *Engineering Fracture Mechanics* 103; 124–131.

[135] Djebali S., (2014) “*Caractérisation des éléments de structures en béton de fibres métalliques*”. Thèse de Doctorat, université de Mouloud Mammeri, Algérie.

[136] Belhadj Naima., (2015) “*Modélisation du comportement du béton de fibres par la mécanique de l’endommagement*”. Thèse de doctorat, université de Mouloud Mammeri, Algérie.

