

***République Algérienne Démocratique et  
Populaire***

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique**

**Université Mouloud MAMMERRI de Tizi - ousou**

**Faculté du Génie de la Construction**

**Département de Génie-Civil**

**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme  
master en génie civil**

**Option : Structure**



**ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE D'UN BETON FIBRE  
(PRE FISSURE) CONSERVE DANS UN MILIEU AGRESSIF**

Proposé et dirigé par :

**Mme AKMOUSSI .O**

Etudié par :

**BRAHIMI.W**

✦ **PROMOTION 2016-2017** ✦

# REMERCIEMENTS

Je tiens à présenter mes remerciements à madame **AKMOUSSI** qui a proposé et dirigé ce travail, également pour ces orientations et conseils qui m'ont permis d'acquérir de nombreuses connaissances.

Mes remerciements les plus chaleureux vont également à tous ceux qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie également les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

# *Dédicace*

*Je Dédie ce travail*

*A mes chers parents.*

*A mes chers frères et sœur.*

*A mon mari.*

*A toutes ma famille.*

**WAHIBA**

# Sommaire

## Chapitre I : Béton de fibres

Introduction générale .....	01
I.1 Les matériaux composites .....	03
I.2 Le béton fibrés.....	03
I.2.1 Les constituants des bétons fibrés .....	05
I.2.2 Les différents type de fibre.....	16
I.2.2 .1Les fibres métalliques en acier.....	16
I.2.2 .2 Les fibres en fonte ductile.....	17
I.2.2 .3 Fibres synthétiques.....	18
I.2.2.4 Fibres naturelles.....	19
I.3 Rôle des fibres .....	21
I.4 Divers utilisation des fibres dans la construction.....	22
I.5 La mise en œuvre du béton renforcé de fibres métalliques.....	22
I.5 .1 Les techniques de mise en œuvre.....	23
I.6 La formulation des bétons renforcés de fibres métalliques.....	23
I.7 La Corrosion des fibres .....	24
I.8 La maniabilité des bétons des fibres .....	25
I.8.1Influence du dosage en fibres.....	25
I.8.2 la taille et la rugosité des granulats.....	25
I.9 Les méthodes de mesure de l'ouvrabilité du BFM.....	26
I.10Propriétés mécaniques des bétons de fibres métalliques.....	26
I.10.1Résistance à la fatigue.....	26
I.10.2Résistance au cisaillement.....	27
I.10.3Comportement sous sollicitations impulsions –elles (chocs).....	28
I.10.4 Résistance à la compression.....	28
I.10.4.1 Essai réalisé par (O. Fedoui-Akmoussi).....	31
I.10.4.2 Essais réalisés par (S. Djebali).....	32
I.10.4.3 Essais réalisés par (Bentalha M.) .....	33
I.10.5 Essai de flexion.....	36
I.10.5.1 Essais réalisés par (L. Guermiti).....	36
I.10.6 Essais menés par (D. Atlaoui).....	39
I.11Orientation préférentielle des fibres.....	41
I.12Durabilité des bétons renforcés de fibres métalliques.....	41
Conclusion .....	42

## Chapitre II : Dégradation des bétons

Introduction.....	43
II.1 Dégradation des bétons.....	43
II.2 Les mécanismes de dégradation.....	45
II.2.1 Mécanismes de corrosion des armatures en acier dans le béton.....	47
II.2.2L'alcali-réaction.....	49
II.2.3Les cycles de gel / dégel.....	49

II.2.4 La lixiviation.....	51
II.2.5 Attaques d'origine biochimique.....	52
II.2.6 Les attaques par les acides.....	50
II.2.7 Attaque sulfatique.....	54
Conclusion .....	58

### **Chapitre III : Matériaux et procédures**

Introduction .....	59
III.1 Matériaux utilisés.....	59
III.1.1 Ciment.....	59
III.1.2 Sable.....	59
III.1.3 L'eau de gâchage.....	60
III.1.4 Super plastifiant.....	60
III.1.5 Fibres.....	60
III.2 Composition des mortiers.....	61
III.3 Formulation des mortiers.....	61
III.3.1 Préparation du matériau.....	61
III.3.2 Confection des mortiers.....	62
III.3.2.1 Préparation de la gâchée.....	62
III.3.2.2 Conservation des éprouvettes.....	63
III.4 Essais sur mortiers.....	63
III.4.1 Essai de compression (NF P 18-406) .....	63
III.4.2 Essai de traction par flexion trois points (NF P 18-407).....	65
Conclusion.....	66

### **Chapitre IV : Comportement des bétons fibrés en milieu agressif**

Introduction.....	67
IV.1. Présentation des résultats des essais.....	67
IV.2 Essai de résistance à la compression (Rc) .....	67
a) Le béton témoin.....	67
b) Immersion dans l'acide sulfurique.....	68
c) Immersion dans le sulfate d'ammonium.....	69
IV.3 Module d'élasticité en compression.....	70
IV.4 Contrainte de rupture en compression.....	70
IV.5 Essai de résistance à la flexion (Rf) .....	71
a) Le béton témoin.....	71
b) Immersion dans l'acide sulfurique.....	71
c) Immersion dans le sulfate d'ammonium.....	72
IV.6 Module d'élasticité en flexion.....	72
IV.7 Contrainte de rupture en flexion .....	73
Conclusion .....	73
Conclusion générale.....	74

## Liste des figures

<b>Figure I.1</b> : Matériaux composites [1].....	03
<b>Figure I.2</b> : Evolution schématique de la quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation [Taylor 1997] [2].....	09
<b>Figure I.3</b> : CSH (a), Portlandite (b) d'après Taylor 1997 [2].....	09
<b>Figure I.4</b> : Aiguilles d'Ettringite [Taylor 1997] [2].....	10
<b>Figure I.5</b> : Dimension de granulats [1].....	11
<b>Figure I.6</b> : Eau de gâchage.....	15
<b>Figure I.7</b> : Influence du rapport E/C. ....	15
<b>Figure I.8</b> : Les différents types de fibre d'acier[5]. ....	17
<b>Figure I.9</b> : Les différents types de fibre synthétiques[5].....	19
<b>Figure I.10</b> : Les différents types de fibres naturelles[5]. ....	20
<b>Figure I.11</b> : Effet de retardement de la fissuration avec fibres et béton [1].....	21
<b>Figure I.12</b> : Les différents facteurs influant sur le comportement d'un béton fibrés.....	22
<b>Figure I.13</b> : Détermination du rapport S/G [7] .....	25
<b>Figure I.14</b> : Mécanisme de Corrosion des fibres en présence de fissure, et sans pénétration des chlorures [9].....	26
<b>Figure II.15</b> : Influence des granulats sur la distribution des fibres [1].....	27
<b>Figure I.16</b> Maniabilimètre LCL : schéma de principe [11].....	28
<b>Figure I.17</b> : Essai de cisaillement direct [12]. ....	29
<b>Figure I.18</b> Fibre droites utilisé (O. Fedaoui-Akmoussi) [15]. ....	31
<b>Figure I.20</b> Les fibres utilisées par S.DJEBALI [16] .....	32
<b>Figure I.21</b> : Courbes contraintes –déformations en compression S.DJEBALI [16].....	33
<b>Figure I.22</b> Fibres industrielles FI50 et copeaux industriels SP50 [17].....	34
<b>Figure I.23</b> : Résistance à la compression, en fonction du temps, BENTALHA M [17]...34	
<b>Figure I.24</b> : Charge de rupture en compression, M. BENTALHA [17].....	35
<b>Figure I.25</b> : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFC1etBFC2conservés à l'air libre, GUERMITI L [9].....	36
<b>Figure I.26</b> : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFL1et BFL2) conservés à l'air libre, GUERMITI L [9].....	37
<b>Figure I.27</b> : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO,BFC1 et BFC2conservés sous l'eau ,GUERMITI L [9].....	37

<b>Figure I.28</b> : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFL1 et BFL2) conservés sous l'eau [9].....	38
<b>Figure I.29</b> : Vue des copeaux [7].....	39
<b>Figure I.30</b> : Superposition des courbes force –flèche pour le BT et le béton fibré, $W=0.6\%$ et $0.8 S/G=1$ [7].....	39
<b>Figure I.31</b> : Superposition des courbes force –flèche, pour le BT et le béton fibré, $W0.6\%$ et $0.8 S/G=0.8$ [7].....	40
<b>Figure I.32</b> : Exemple de mode de rupture des poutres lors de la flexion 3-points [7].....	42
<b>Figure II.1</b> : Les différentes attaques sur le béton [18].....	44
<b>Figure II.2</b> : Phases de propagation de la corrosion des armatures [18].....	45
<b>Figure II.3</b> : Exemples de carbonatation du béton [18].....	46
<b>Figure II.4</b> : La pénétration des chlorures au béton [18].....	47
<b>Figure II.5</b> : Phénomène d'alcali réaction rencontré [19].	49
<b>Figure II.6</b> : Gel interne.....	50
<b>Figure II.7</b> : Écaillage. ....	51
<b>Figure II.8</b> : Processus de lixiviation d'un matériau cimentaire [1].....	51
<b>Figure II.9</b> : Éprouvettes de béton dégradées après 5 ans de contact avec des sols riches en sulfates : (a: $E/C = 0,50$ b: $E/C = 0,39$ ) [21].....	54
<b>Figure II.10</b> : Béton détérioré par une attaque par les sulfates - Barrage Fort Peck sur la rivière Missouri au Montana [22].....	55
<b>Figure II.11</b> : Attaques sulfatique externe.....	56
<b>Figure II.12</b> : Ettringite expansive [18] .....	56
<b>Figure III.2</b> : Les fibres métalliques utilisées.....	61
<b>Figure III.3</b> : Éprouvette soumise à la compression. ....	64
<b>Figure III.4</b> : Etat de l'éprouvette après la rupture en compression.....	64
<b>Figure III.5</b> : Éprouvette soumise à la flexion 3 points.....	65
<b>Figure III.6</b> : Etat de l'éprouvette après la rupture en flexion.....	65
<b>Figure IV.1</b> : Comportement en compression des bétons témoin.....	67
<b>Figure IV.2</b> : Comportement en compression des bétons sans fibres et des bétons fibrés conservés dans l'acide sulfurique.....	68
<b>Figure IV.3</b> : Comportement en compression des bétons sans fibres et des bétons fibrés conservés dans le sulfate d'ammonium.....	69
<b>Figure IV.4</b> : Module élastique en compression des compositions étudiées.....	70
<b>Figure IV.6</b> : Comportement en flexion des bétons témoins. ....	71

<b>Figure IV.7 :</b> Comportement en flexion des bétons sans fibres et des bétons fibrés conservées dans l'acide sulfurique.....	71
<b>Figure IV.8 :</b> Comportement en flexion des bétons témoin et des bétons fibrés conservées dans le sulfate d'ammonium.....	72
<b>Figure IV.9 :</b> Module élastique en flexion des compositions étudiées.....	72
<b>Figure IV.10 :</b> Contrainte de rupture.....	73

### Liste des tableaux

<b>Tableau I.1 :</b> Teneur minimale en liant hydraulique suivant la classe de béton [1].....	06
<b>Tableau I. 2 :</b> Classification des ciments suivant les résistances à la compression [1].....	07
<b>Tableau I.3 :</b> Application de divers renforcements de fibres dans les produits à base de ciment.....	23
<b>Tableau I.4</b> Récapitulatif des valeurs expérimentales de la résistance à la compression.....	33
<b>Tableau I.5 :</b> Essai à la compression sur des éprouvettes 16×32cm, M. BENTALHA [17]...34	
<b>Tableau I.6 :</b> Résistance à la flexion pour différents bétons conservés à l'air libre, GUERMITI L [9].....	36
<b>Tableau I.7 :</b> Résistance à la flexion pour différents bétons conservés sous l'eau.....	37
<b>Tableau I.8 :</b> Facteurs influents sur la durabilité [8].....	42
<b>Tableau III.1:</b> Composition minéralogique du ciment.....	59
<b>Tableau III.2 :</b> Les caractéristiques du superplastifiant.....	60
<b>Tableau III.5 :</b> Désignation des différentes éprouvettes.....	62

### **INTRODUCTION GENERALE**

A l'heure de l'expansion technologique dans le monde de la construction notamment celui du bâtiment et des travaux publics, les exigences en matière de performance, de rentabilité et de durabilité, demandent impérativement une recherche des matériaux les plus appropriés.

Une faible résistance à la traction, une capacité de déformation et une ténacité réduites, telles sont les caractéristiques des matériaux à base cimentaire réputés fragile, hétérogène qu'il soit le béton en fait partie. De composition complexe et variable selon la provenance des matériaux de bases qui le constituent, le béton est cependant omniprésent dans la construction car son faible coût défait toute concurrence.

L'une des avancées en matière de béton est celle de l'incorporation de fibres qui n'est que la simple transposition des renforcements utilisés depuis très longtemps dans des matériaux comme la terre, l'argile ou le plâtre. Il s'agit du béton de fibre composé d'une matrice cimentaire et des fibres métalliques. L'utilisation de ce type de béton comme un matériau de construction remonte début des années soixante. Les travaux de Romualdi et autres en sont à l'origine et ont mené au dépôt d'un brevet qui a attiré l'attention des chercheurs et des industriels. Il a ainsi ouvert la voie de la recherche sur les bétons de fibres, notamment le fonctionnement des fibres et leurs interactions avec la matrice.

Des études ont démontré que l'ajout des fibres participe à la limitation du développement des fissures donc éventuellement à améliorer la durabilité.

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations. Parmi ces dégradations on peut citer : l'attaque acide et l'attaque sulfatique.

L'acide sulfurique  $H_2SO_4$ , formé, par exemple, lors de l'oxydation de l'hydrogène sulfuré produit dans les réseaux d'assainissement ou par condensation à partir du  $SO_2$  atmosphérique, est doublement agressif par son acidité et par l'anion  $SO_4^{2-}$  qui peut conduire à la formation de sels expansifs tels que le gypse et l'ettringite.

Le sulfate d'ammonium, agressif par l'ion ammonium et par l'ion sulfate, donne naissance au gypse  $CaSO_4 \cdot 2H_2O$  qui, par réaction avec les aluminates peut conduire à la formation d'ettringite délétère.

Les dégradations par les sulfates ont lieu selon deux processus principaux interdépendants :

- lixiviation des constituants calciques  $Ca(OH)_2$  et C-S-H du liant ;
- précipitation de sels pouvant provoquer de l'expansion : gypse et surtout ettringite.

L'ettringite existe sous différentes formes dans le béton et sa présence n'est pas le signe automatique d'une attaque sulfatique. Son caractère expansif ou non dépend des conditions physico-chimiques de sa formation en relation avec la composition chimique et minéralogique du ciment (teneurs en  $C_3A$ ,  $C_3S$ ,  $SO_3...$ ), la formule du béton (dosage en ciment, E/C, teneur en fines...) et les conditions environnementales (nature du sulfate, température, hygrométrie...).

Le but de cette recherche est d'étudier le comportement mécanique des bétons fibrés conservés dans les milieux agressifs : acide sulfurique et sulfate d'ammonium.

Ce mémoire comporte quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à l'étude bibliographique sur le béton fibré, sa mise en œuvre, ces différents constituants et ces caractéristiques mécaniques.

Le deuxième chapitre présente les différentes dégradations du béton avec une description sommaire des phénomènes.

Dans le troisième chapitre, nous présentons la composition des bétons étudiés et les essais mécaniques réalisés.

Les résultats des essais mécaniques obtenus sont présentés au quatrième chapitre.

Nous terminons ce travail par une conclusion générale dans laquelle nous rappelons les différents résultats obtenus et quelques perspectives à poursuivre ultérieurement.

*Chapitre I*  
*Béton de fibres*

### I.1 Les matériaux composites

Un matériau composite peut être défini d'une manière générale comme l'assemblage de deux ou plusieurs matériaux, l'assemblage final ayant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs (Figure I.1). On appelle maintenant de façon courante "matériaux composites" des arrangements de fibres, les renforts ou phase discontinue qui sont noyés dans une matrice ou phase continue dont la résistance mécanique est beaucoup plus faible. La matrice assure la cohésion et l'orientation des fibres, elle permet également de transmettre les sollicitations aux quelles sont soumises les pièces. Les matériaux ainsi obtenus sont très hétérogènes et anisotropes.

Il faut différencier entre charges et renforts. Les charges, sous forme d'éléments fragmentaires, de poudres ou liquide, modifient une propriété de la matière à laquelle on l'ajoute (par exemple la tenue aux chocs, la résistance aux UV, le comportement au feu...). Les renforts, sous forme de fibres, contribuent uniquement à améliorer la résistance mécanique et la rigidité de la pièce dans la quelle ils sont incorporés. Autre définition, le terme "composite" peut être utilisé pour toute combinaison de deux matériaux ou plus, différents et facilement reconnaissables.

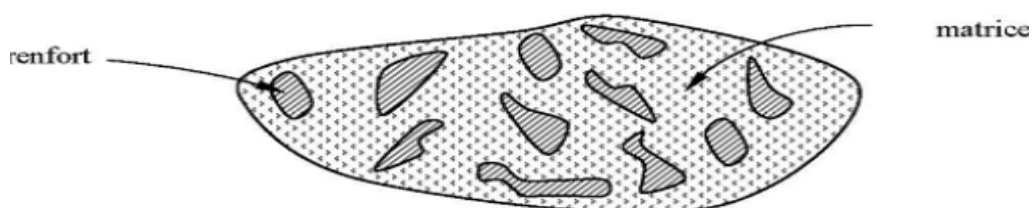


Figure I.1 : Matériaux composites [1].

Dans le cas de plusieurs phases discontinues de natures différentes, le composite est dit hybride. Ainsi, pour accéder à la description d'un matériau composite, il sera nécessaire de spécifier:

- La nature des constituants et leurs propriétés;
- La géométrie du renfort, sa distribution;
- La nature de l'interface matrice-renfort.

### I.2 Le béton fibré

Le béton présente un comportement fragile sensible à la fissuration qui conduit à la diminution des performances mécaniques à des niveaux de déformation faibles.

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

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

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

L'objectif étant d'obtenir un matériau présentant un meilleur comportement à la traction et aux déformations.

Les qualités indispensables que les fibres doivent présenter sont :

- Pouvoir adhérer parfaitement à la pâte de ciment.
- Avoir une bonne résistance en traction.
- Ne pas risquer d'être attaquées par le milieu basique du ciment.
- Ne pas se dégrader dans le temps et conserver leurs qualités propres.
- Ne présente aucun danger pour la main d'œuvre qui les manipule.
- Ne pas avoir incidence excessive sur le cout du béton.

Les améliorations effectivement apportées par la présence des fibres dans le béton sont essentiellement :

- **Résistance à la flexion et ductilité** : les fibres améliorent la ductilité du béton. Autrement dit, elles permettent au béton fibré de se déformer sans se rompre.
- **Résistance à la fatigue** : les fibres rendent également le béton plus résistant sur le long terme en limitant la fissuration du matériau.
- **Résistance à l'abrasion** : l'abrasion est un phénomène d'usure provoqué par des frottements répétés, pouvant provoquer la fissuration du matériau. Le fait d'incorporer des fibres au béton permet donc d'améliorer la résistance à l'abrasion et par conséquent de limiter la fissuration.

La nature des fibres peut avoir une incidence sur telle ou telle propriété du béton, en sorte que leur choix dépend en partie des applications auxquelles elles sont destinées. Il est avantageux

de faire préciser les quantités de fibres à mettre en œuvre compte tenu des caractéristiques de l'ouvrage à réaliser.

### I.2.1 Les constituants des bétons fibrés

Le béton se compose de granulats (sables, graviers, cailloux) collés entre eux par un liant hydraulique, le ciment. Lorsque le ciment se trouve en présence d'eau, il fait prise, puis durcit progressivement. Un béton hydraulique est constitué :

- D'une pâte pure (ciment + eau),
- D'un mélange granulaire,
- De produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...).

Ainsi, on désigne habituellement sous le vocable :

- De matrice ou de mortier : le mélange (liant + eau + sable),
- De squelette solide ou de squelette granulaire : le mélange des granulats.

La réaction chimique qui permet au béton de ciment de faire prise est assez lente : au bout de 7 jours, la résistance mécanique atteint à peine 75 % de la résistance finale.

La vitesse de durcissement du béton, peut cependant être affectée par la nature du ciment utilisé, par la température du matériau lors de son durcissement, par la quantité d'eau utilisée, par la finesse de la mouture du ciment, ou par la présence de déchets organiques. La valeur prise comme référence dans les calculs de résistance, est celle obtenue à 28 jours, équivalent à 80% de la résistance finale. Les bétons peuvent être très différents les uns des autres selon la nature, les pourcentages des constituants, le malaxage et la mise en œuvre.

- **Les liants**

Le ciment est un liant hydraulique, qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide. Il existe une panoplie de ciment les plus utilisés: les ciments normalisés (gris ou blanc), les ciments spéciaux (alumineux fondu, prompt, ..) les liants à maçonner, les chaux hydrauliques naturelles.

En industrie, on obtient le ciment portland (CEM) par broyage fin de clinker additionné de gypse et /ou d'anhydrite, parfois aussi de substances minérales non organiques. Lorsque le clinker contient un taux élevé d'oxyde de fer, le ciment prend une teinte gris sombre.

Si on lui ajoute du laitier finement moulu, on obtient les nuances plus claires des ciments portland.

\* Le choix du type de ciment et son dosage dépendent à la fois des performances recherchés (résistance mécanique, résistance aux agents agressifs, apparence...etc.) et de la nature des composants (granulométrie des granulats).

\* Le dosage en ciment est un choix délicat qui dépend de plusieurs critères, tel que le type de béton, la destination de l'ouvrage, la résistance requise, les granulats utilisés.

Le dosage n'est pas déterminé par un calcul théorique absolu, mais il résulte de l'application de règles dont la valeur a pu être appréciée à l'usage et vérifiée expérimentalement.

\* Les classes d'environnement sont définies dans le tableau (I.1).

**Tableau I.1 :** Teneur minimale en liant hydraulique suivant la classe de béton [1].

Classe	Classe d'environnement du béton durci-milieu	Teneur minimale en liant équivalent (kg/m <sup>3</sup> )		
		Béton non armé	Béton armé	Béton précontraint
1	Sec	150	260	300
2a	Humide sans gel ou avec gel faible	200	280	300
2b1	Humide avec gel modéré	240	280	300
2b2	Humide avec gel sévère	300	310	315
3	Humide avec gel modéré ou sévère et produit dégivrant	330	330	330
4a1	Marin immergé (sans gel ou avec gel faible)	330	330	330
4a2	Marin, marnage (sans gel ou avec gel faible)	350	350	350
4b	Marin avec gel modéré ou sévère	350	350	350
5a	Faiblement agressif chimiquement	330	330	330
5b	Moyennement agressif chimiquement	350	350	350
5c	Fortement agressif chimiquement	385	385	385

### • Classification des ciments

\* **Classification suivant la composition** : Selon la teneur des constituants autres que le gypse ajouté ou non au clinker, la norme européenne NF EN 197-1 ; donne 27 ciments courants, qui sont regroupés en cinq types principaux à savoir :

1. CEM I Ciment Portland Artificiel;
2. CEM II Ciment Portland composé;
3. CEM III Ciment de haut fourneau;
4. CEM IV Ciment pouzzolanique;
5. CEM V Ciment aux laitiers et aux cendres.

Ces ciments différents par le type d'ajout et de teneur, incorporé dans le but de modifier certains de leurs propriétés en raison des conditions d'environnement ou de performances mécaniques, auquel ces ciments sont destinés. Les différents types d'ajouts normalisés sont :

- Laitier granulé de haut fourneau.
- Matériaux pouzzolaniques.
- Cendres volantes.
- Schiste calciné.
- Filler calcaire.
- Fumée de silice.

### \* Classification des ciments suivant les résistances à la compression

**Tableau I. 2** : Classification des ciments suivant les résistances à la compression [1].

Classe de résistance	Résistance à la compression (MPa)			
	Résistance à court terme		Résistance courante	
	2 jours	7 jours	28 jours	
32,5 N	—	≥ 16,0	≥ 32,5	≤ 52,5
32,5 R	≥ 10,0	—		
42,5 N	≥ 10,0	—	≥ 42,5	≤ 62,5
42,5 R	≥ 20,0	—		
52,5 N	≥ 20,0	—	≥ 52,5	—
52,5 R	≥ 30,0	—		

La norme européenne NF EN 197-1 ; classes les ciments courant d'après leur résistance à la compression (résistance normale) déterminée conformément à la norme EN 196-1, mesurée à 28 jours en six classes de résistance.

- **Ciment PM : NF P 15-317** résistant à l'eau de mer est un ciment courant possédant des caractéristiques physiques et chimiques complémentaires (teneur limitée en aluminat tricalcique) qui lui donne une résistance accrue à l'agression des ions sulfate en présence d'ions chlorure, au cours de la prise et ultérieurement.

- **Ciment ES : XP P 15-319** Résistant aux eaux sulfatées est un ciment courant présentant des teneurs limitées en aluminat tricalcique ( $C_3A$ ) afin d'avoir une résistance accrue à l'agression des ions sulfate au cours de la prise et ultérieurement.

- **Ciments CP : NF P 15-318** pour béton précontraint, on distingue deux types de ciments qui diffèrent par leur teneur en ions sulfure  $SO_4$  :

- Ciments de la classe CP2 contenant moins de 0,2 % d'ions sulfure recommandé pour la précontrainte par pré-tension.

- Ciments de la classe CP1 contenant moins de 0,7 % d'ions sulfure recommandé pour la précontrainte par post-tension.

Il existe par ailleurs des ciments spéciaux répondant à des conditions spécifiques (durcissement très rapide, résistance aux fortes chaleurs ou aux agressions chimiques). C'est le cas du ciment alumineux fondu, très résistant aux milieux acides.

### ➤ Les hydrates

Dans la chimie du ciment, le terme hydratation regroupe la totalité des changements qui se produisent quand un ciment anhydre ou un de ses composants se trouve en contact avec l'eau. Ces réactions sont généralement plus complexes qu'une simple conversion en hydrates.

La prise du ciment est le processus d'évolution du système vers un mélange consistant et le développement de propriétés mécaniques remarquables. Du fait de la complexité du système à étudier, les travaux sur la chimie de l'hydratation du ciment Portland se sont focalisés sur les phases les plus importantes.

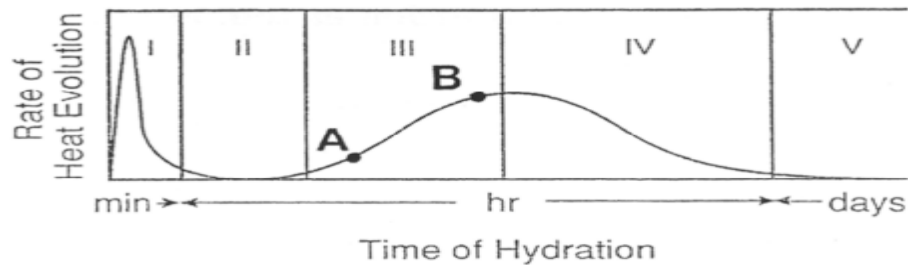
### \* Mécanismes de l'hydratation

Pour une hydratation totale, le ciment a besoin d'une quantité d'eau équivalente à 38% de son poids. Si on ajoute davantage, les couches d'eau entre les grains de ciment deviennent suffisamment épaisses pour que, même si le ciment est totalement hydraté, les produits de réaction ne puissent plus remplir entièrement les espaces entre les grains.

L'excès d'eau par rapport à la stœchiométrie altère les propriétés mécaniques du matériau final. Du fait de la forte proportion du silicate tricalcique  $C_3S$  dans le ciment, l'hydratation de

ce dernier se résume pour l'essentiel à l'étude du processus d'hydratation du  $C_3S$ , du moins sur le long terme.

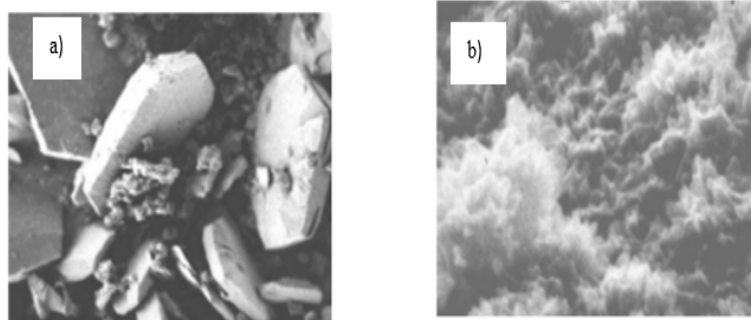
Le suivi du flux thermique au cours du temps par calorimétrie isotherme permet de suivre l'évolution de l'hydratation des constituants du ciment. Concrètement, on suit l'évolution de la chaleur d'hydratation en fonction du temps et on peut distinguer cinq phases successives lors de ce processus (Vernet et Cadoret 1992) comme le montre la (Figure I. 2)



**Figure I.2 :** Evolution schématique de la quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation [Taylor 1997] [2].

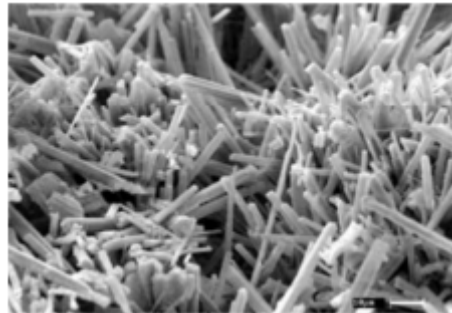
La période I de pré-induction est celle du gâchage, au cours de laquelle le passage en solution des ions provenant des constituants s'effectue. On observe une dissolution rapide et exothermique (pic du flux thermique) avec libération d'ions calcium, silicates, aluminates, sulfates et alcalins [3].

La période II d'induction (période dormante) se traduit par la diminution du flux thermique (inertie thermique) pendant quelques heures. La dissolution du  $C_3S$  se poursuit lentement en libérant des ions calcium et des  $OH^-$ . La phase C-S-H se forme mais malgré la forte sursaturation en chaux de la solution, la précipitation de Portlandite (CH) ne se produit pas (Figure I.3). Notons que si l'on considère l'hydratation de l'aluminate tricalcique ( $C_3A$ ) également présent dans le ciment Portland, la période dormante correspond à la réaction des ions provenant du  $C_3A$  avec le gypse pour donner naissance à l'Ettringite [3].



**Figure I.3 :** CSH (a), Portlandite (b) d'après Taylor 1997 [2].

La période III d'accélération (période de prise) est déclenchée par la précipitation de la Portlandite qui survient au bout de  $\approx 5$  heures et qui entraîne la dissolution de tous les constituants du ciment anhydre. L'accélération des réactions est visible dans la courbe d'évolution du flux thermique et conduit à la précipitation de l'Ettringite, de la Portlandite et des C-S-H.



**Figure I.4 :** Aiguilles d'Ettringite [Taylor 1997] [2].

La période IV de décélération (durcissement) se traduit par une lente diminution du flux thermique et par un ralentissement de l'hydratation. Lors de cette période, on observe le recouvrement des grains par une couche d'hydrates de plus en plus épaisse. Le durcissement fait alors suite à la fin de la prise. L'épuisement du gypse, visible avec la chute de la concentration en sulfate, déclenche un pic dans la courbe du flux thermique.

La formation du monosulfo aluminat par réaction de l'Ettringite (Figure I.4) avec l'excès d'aluminat est très exothermique et rapide, d'où la présence de ce pic. Les alcalins contenus dans le réseau cristallin de  $C_3A$  sont alors libérés dans la phase aqueuse. La précipitation des hydrates intervient essentiellement au cours de la période d'accélération et de décélération.

Les hydrates formés au cours de ces deux périodes sont morphologiquement distincts. Au cours de la phase d'accélération, les produits externes précipitent dans l'espace inter grain, initialement occupé par l'eau de gâchage. Les produits de précipitation internes se développent pendant la période de décélération, en remplacement de la phase solide anhydre. La structuration de la pâte et le développement ont lieu essentiellement au cours de ces deux périodes.

La période V de ralentissement (diffusion) se manifeste pendant plusieurs mois, voire plusieurs années après la prise. La porosité du matériau décroît de façon continue et le réseau de produits hydratés devient de plus en plus dense. La structure du matériau elle-même évolue par "recristallisation" et polymérisation des produits précédemment formés. De plus cette dernière période fait suite à l'épuisement du monosulfo aluminat et à la formation d'aluminat hydraté.

**• Les granulats**

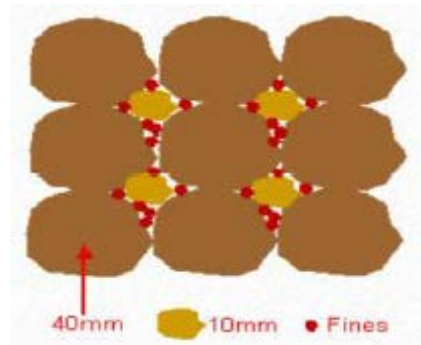
C'est l'ensemble des grains de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, peuvent être d'origine naturelle qui peuvent être roulés ou concassés (sables et graviers de mer et de rivières), granulats artificiels à hautes caractéristiques élaborés industriellement ; spécialement pour répondre à certains emplois, notamment granulats très durs pour renforcer la résistance à l'usure de dallages industriels (granulats ferreux, carborundum...) ou granulats réfractaires, (argile expansée) ou issue du recyclage de déchets de l'industrie (laitier de haut fourneaux). Les granulats constituent l'ossature du béton et occupent 70 à 80 % environ du volume d'un béton, ils sont inertes en principe mais peuvent favoriser certaines réactions d'hydratation de certains minéraux du clinker [4].

En effet, la nature, la quantité, la forme, la granulométrie, la propreté, l'état de surface et le type de granulats sont des facteurs ayant une influence sur les caractéristiques du béton, aussi bien à l'état durci qu'à l'état frais. La taille des granulats est variable, elle déterminera l'utilisation du béton (les gros granulats pour le gros œuvre, les très fin pour le béton sophistiqué). La résistance du béton augmente avec la variété des calibres mélangés.

Les principales divisions granulométriques des granulats données par la norme XP P 18-540 sont les suivantes :

- Fillers 0/D ou  $D < 2$  mm avec au moins 70 % de passant à 0,063 mm ;
- Sablons 0/D ou  $D \leq 1$  mm avec moins de 70 % de passant à 0,063 mm ;
- Sables 0/D ou  $1 < D \leq 6,3$  mm ;
- Graves 0/D ou  $D > 6,3$  mm ;
- Gravillons d/D ou  $d \geq 1$  et  $D \leq 125$  mm ;
- Ballasts d/D ou  $d \geq 25$  mm et  $D \leq 50$  mm.

En effet, les granulats sont triés par dimension au moyen de tamis (mailles carrées) et de passoirs (Figure I.5) (trous circulaires) et on désigne une classe de granulats par un ou deux chiffres. Si un seul chiffre est donné, c'est celui du diamètre maximum D exprimé en mm; si l'on donne deux chiffres, le premier désigne le diamètre minimum **d**, des grains et le deuxième le diamètre maximum D. Lorsque **d** est inférieur à 2 mm, le granulat est désigné 0/D[4].



**Figure I.5 :** Dimension de granulats [1].

\* **Le gravier**

Grains de dimensions allant de 1 à 125 mm. Le gravier est destiné notamment à la confection des mortiers, des bétons, des roches de fondation, de base et de roulement des chaussées et des voies ferrées. L'attention est attirée pour ne pas confondre un grain qui désigne un élément du granulat et le granulat qui désigne l'ensemble des grains qui le constitue.

\* **Les sables**

Les sables utilisés sont les sables appelés « sable normalisé ». Les sables de bonne granulométrie doivent contenir des grains fins, moyens et gros. Les grains fins se disposent dans les interstices entre les gros grains pour combler les vides. Ils jouent un rôle important: ils réduisent les variations volumiques, les chaleurs dégagées. Les dosages se feront en poids plutôt qu'en volume comme c'est souvent le cas, afin d'éviter les erreurs de dosage, par suite de l'augmentation de volume de sable humide.

La nature des sables diffère d'un cas à un autre selon les destinations et les exigences ils sont :

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

Ils sont anguleux et durs.

- ✓ Spéciaux (lourds, réfractaires, légers):

- Sable de laitier;
- Sable d'oxydes de fer, de chromite ;
- Sable de briques concassées.

A noter que certains type de sable sont strictement à éviter et cela en raison de leurs mauvaises caractéristiques (manque de fines) spécialement les sables fins, et les sables crues, ou d'autres encore comportant des sels néfastes comme les sables de dunes ou de mers.

Sont préférables les sables de granularité définie principalement par les paramètres suivants :

- Teneur en fines (passant à 0,08mm  $\leq$  12%) ;

- Le module de finesse ( $M_f = 1,8$  à  $3,2$ ) le meilleur compromis résistance maniabilité maintien de l'homogénéité se situe à  $2,5 \pm 0,35$  environ ;
- Une bonne continuité de la courbe granulométrique est nécessaire pour la maniabilité du béton (norme P18-541)

\* **Les fillers**

Grains de dimensions allant de 0 à D ou  $D < 2$  mm avec au moins 70 % de passant à 0,063 mm d'après la norme XP P 18-540).

• **Les adjuvants**

L'adjuvant est un produit qu'on incorpore au béton au moment du malaxage afin de modifier les propriétés du mélange à l'état frais et/ou durci. Son dosage doit être inférieur ou égal à 5% de la masse de ciment.

Les adjuvants peuvent modifier l'ouvrabilité d'un béton ou d'un mortier, leur prise et le durcissement, la perméabilité ou la répartition de l'air occlus. Les adjuvants sont classés par la norme NF EN 934-2, suivant leurs actions principales, même s'ils ont plusieurs actions secondaires en :

- **Accélérateurs de durcissement** : Ils accélèrent la vitesse de montée en résistance du béton ou du mortier.
- **Accélérateurs de prise** : Ils diminuent les temps de début et de fin de prise du ciment. Ils permettent de mettre le béton hors gel.
- **Entraîneurs d'air** : Ils permettent d'entraîner un volume d'air plus important dans le béton et de le répartir uniformément.
- **Hydrofuges de masse** : Ils sont destinés à diminuer la perméabilité et l'absorption capillaire des bétons.
- **Plastifiants** : Ils permettent d'améliorer des résistances du béton en augmentant sa compacité (réduction de la teneur en eau) et, par conséquent, sa durabilité.
- **Retardateurs de prise** : Ils augmentent le temps de début de prise. Introduits dans l'eau de gâchage, ils sont à base de sulfonâtes, d'hydrates de carbone ou d'oxydes de zinc ou de plomb. Ils sont utilisés pour les bétonnages par temps chaud, pour les ouvrages de masse, pour le coulage en continu ou pour les longs transports.

- **L'eau**

Le "gâchage" est l'opération irréversible d'ajout de l'eau au ciment. Cette opération se poursuit par le malaxage (Figure I. 6). Le dosage en eau est un facteur très important dans la composition du béton. L'influence de l'eau apparaît sur la porosité du béton par les vides créés, lorsque l'eau s'élimine pour différentes raisons (évaporation, combinaison chimiques, absorption par les granulats).

La résistance finale d'un béton dépend du rapport E/C (masse d'eau / masse de ciment) du mélange. Le rapport E/C d'un béton courant varie entre 0.4 (qualité supérieure) et 0.6 (béton de fondation) (Figure I.7).

En général toutes les eaux conviennent si elles ne contiennent pas d'éléments nocifs qui influenceraient défavorablement le durcissement, (matières organiques telles que huiles, graisses, sucres...) ou la corrosion des armatures (acides humiques, eaux de mer...).

Par ailleurs, l'eau de gâchage peut avoir plusieurs origines, mais seule l'eau potable est présumée conforme aux exigences de la norme NF EN 1008, les autres comme l'eau récupérée de la fabrication de bétons, eaux d'origine souterraine, eaux naturelles de surface, eaux de rejet industriel, et eau de mer, doivent être soumises à des essais de contrôle préliminaire ainsi que les essais chimiques conformément à la loi NF P18-303 (NA 1966).

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

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

- L'eau permet l'hydratation du ciment et donc le durcissement du béton. Toute variation de la quantité d'eau entraîne des modifications de la vitesse de durcissement et des performances mécaniques [4].

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

- Risque de ressuage (opération d'un film d'eau à la surface de l'élément en béton, générateur de faïençage après évaporation) ;
- Augmentation de la porosité,
- Risque de ségrégation des constituants du béton ;
- Diminution de la compacité et corrélativement des résistances ;

- Augmentation du retrait;
- Défectuosité du parement : bullage

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

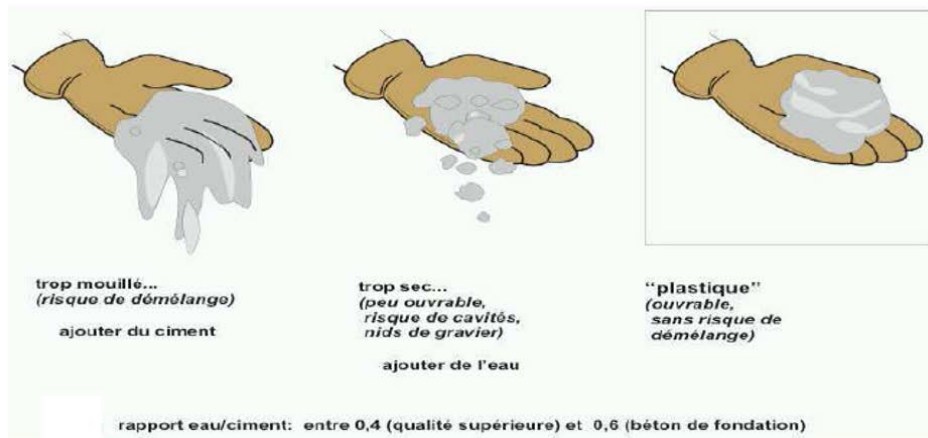


Figure I. 6 : Eau de gâchage.

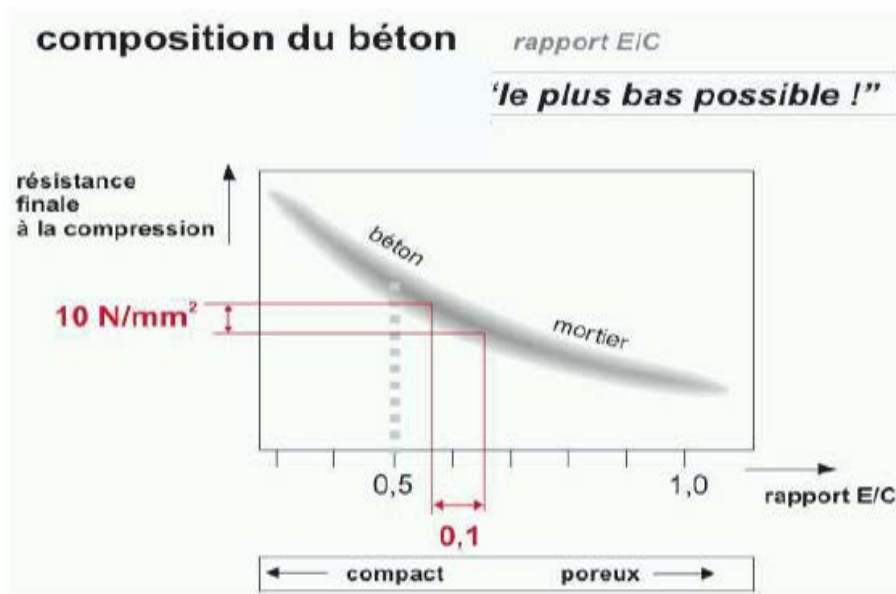


Figure I.7 : Influence du rapport E/C.

- Les fibres

Les fibres, selon leur nature ont un comportement contrainte-déformation très différent. Elles peuvent, sous certaines conditions et pour certaines applications ou procédés, remplacer les armatures traditionnelles passives. Les bétons fibrés font l'objet de méthodes spécifiques de dimensionnement pour des applications structurales (dalles, dallages industriels, voussoirs,

pieux, etc.). Des méthodes d'optimisation de leur formulation ont été spécialement développées.

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

## **I.2.2 Les différents type de fibre**

### **I.2.2 .1Les fibres métalliques en acier**

En fil d'acier étirés ou coupés, elles peuvent être de section circulaire ou carrés, souvent ondulées sur toute la longueur ou torsadées ou seulement crantés à leurs extrémités pour améliorer leurs qualités d'adhérence. En général, la longueur des fibres varie de 25 à 60mm avec des diamètres de 0,5 à 1,30 (Figure 1.8).

Il est nécessaire de prendre des précautions pour bien les répartir dans toute la masse du béton en évitant de les déverser d'un seul coup.

Les principaux avantages obtenus sont une amélioration des résistances à la traction et à la flexion, une augmentation de la ductilité donc une bonne tenue aux chocs ainsi qu'à l'usure.

Les principaux domaines d'utilisation : en particulier les dallages industriels, dallage des parkings, les pieux, les silos ...En préfabrication, les poutrelles, les canalisations ....Pour la réfection des tunnels, galerie et talus de protection des berges.

L'emploi des fibres permet de réduire l'épaisseur des dallages car il est possible de prendre dans le calcul une résistance à la traction supérieure à celle dans le règlement. A cet avantage s'ajoute celui de réduction de nombre de joint de retrait, la fissuration étant plus limitée.

L'utilisation de fibres métalliques a permis de distinguer un fonctionnement mécanique différent les fibres qui fonctionnent par adhérence. Elles sont généralement droites et ont une surface spécifique très importante. Leur intérêt est de limiter fortement les ouvertures des fissures.

Les fibres qui fonctionnent par ancrage. Elles ont une surface spécifique peu importante. Leur ancrage est réalisé soit par des crochets ou des têtes placées aux extrémités de la fibre, soit par des ondulations disposées tout au long de la fibre.

Il est primordial d'optimiser le choix de la fibre (caractéristiques géométriques et mécaniques) en fonction de la compacité de la matrice. Il ne faut pas oublier dans le choix de la fibre que celle-ci doit avoir une longueur deux à trois fois supérieure au diamètre du plus gros granulat et qu'elle peut avoir un très bon fonctionnement mécanique quand elle est positionnée manuellement au sein de la matrice cimentaire.



**Figure I.8 :** Les différents types de fibre d'acier[5].

### I.2.2.2 Les fibres en fonte ductile

Elle se représente sous formes de rubans souples amorphes, coupés en longueur de 15 à 40mm leur largeur étant comprise entre 0,5 et 3mm pour l'épaisseur de 20 à 40 microns. Elles sont utilisées en mortier, en béton classique et en béton projeté.

**En mortier**, elles sont surtout utilisées en préfabrication de pièces minces.

**En béton**, leur utilisation se retrouve en préfabrication de pièces épaisses ainsi dans tous les domaines d'application de fibres d'acier.

De même pour le béton projeté, ce sont essentiellement dans les travaux de réparation des tunnels, d'égouts, de talus en zone humides, qu'elles sont utilisées, leur propriété de n'être pas corrodables constituant un avantage.

### I.2.2.3 Fibres synthétiques

Les fibres synthétiques proviennent des polymères organiques et sont le résultat de recherches et des développements de l'industrie pétrochimique et du textile. Les fibres reconnues comme les plus résistantes sont : les polyoléfines, les polypropylènes, le nylon et le carbone (Figure 1.9).

- **Fibres de polypropylènes**

Les fibres se présentent souvent sous forme de faisceaux qui est une fois introduit dans le malaxeur se séparent et se répartissent dans la masse du béton.

Leurs longueurs le plus courant varient de 10 à 50 mm pour des diamètres compris entre 15 et 250 microns.

Les fibres de polypropylènes améliorant la résistance aux chocs, à l'écaillage et limitent les risques de fissuration dû au retrait dans les premiers âges du béton. Par ailleurs leur ajout ne diminue pas la maniabilité du béton mais au contraire aurait tendance à l'améliorer.

- **Fibres de verre**

Le verre sous forme massive, est caractérisé par une grande fragilité dû à sa sensibilité à la fissuration, mais sous forme de fibres de faibles diamètres le verre perd ce caractère. Les fibres de verres sont élaborées à partir d'un verre filable, dit verre textile et est composé entre 50 et 70% de silice.

Les fibres de verre présentent l'inconvénient d'être sensibles à l'air et à l'humidité. Pour ces raisons, elles doivent être bien protégées par la résine. Les fibres sont aussi susceptibles de perdre de leurs résistances au cours du temps.

- **Fibres de carbone**

Les fibres de carbone sont généralement utilisées de deux façons : soit en ajout pour renforcer une structure existante, soit dès le début d'un projet en alternative à l'acier comme matériau de précontrainte. Par exemple, les armatures de précontrainte peuvent se corroder selon le processus habituel, comprenant une dissolution et une formation de rouille, ou par fissuration, quand elles sont tendues. Des matériaux composites de carbone sont donc utilisés pour prévenir ce genre d'endommagement.



**Figure I.9** : Les différents types de fibre synthétiques[5].

#### I.2.2.4 Fibres naturelles

Les fibres naturelles sont une ressource abondante, peu coûteuse et généralement sous-utilisée. Souvent, ils sont Produits sous forme de sous-produits de déchets de procédés industriels ou agricoles.

Les fibres naturelles ont été traditionnellement utilisées comme substitut de l'amiante de forme hachée, courte et / ou sous forme de pâte pour la production d'éléments minces pour la toiture et le revêtement.

Ces dernières années, il y a eu une Intérêt pour l'utilisation de fibres naturelles dans les applications composites. Les progrès récents dans Les fibres naturelles (comme le lin, la cellulose, le jute, le chanvre, le sisal, le coco et le bambou) été examinée par plusieurs auteurs. Divers types de fibres naturelles sont présentés à la figure (I.10).

- **Fibres de cellulose**

Les fibres de cellulose sont obtenues à partir du bois, par différents processus chimiques et mécaniques. Elles étaient utilisées pendant des années comme un additif au ciment d'amiante et non pas comme un renfort. Aujourd'hui, elles sont utilisées, principalement, pour renforcer les matrices organiques et aussi les matrices cimentaires destinées à la fabrication des plaques minces, des pipes, et d'autres types d'éléments. Leur diamètre varie de 1 à 4mm, tandis que leur longueur est comprise entre 10 à 50mm. Elles sont très efficaces dans l'amélioration de la résistance mécanique d'un composite. Cette amélioration est réalisée essentiellement par le freinage des fissures.

- **Fibres végétales**

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



**Figure I .10:** Les différents types de fibres naturelles[5].

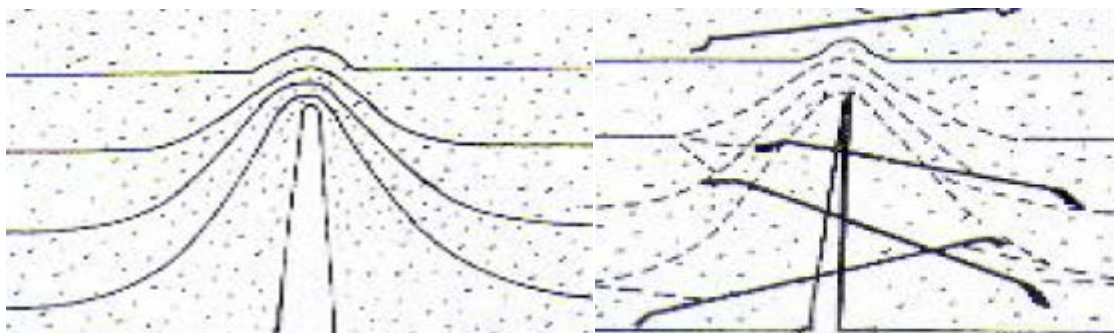
### I.3 Rôle des fibres

ROSSI a décrit le comportement vis-à-vis de la fissuration du béton renforcé de fibres et des structures en béton fibré en fonction de la sollicitation imposée (ROSSI 1998[6]). Dans le cas des efforts de traction, des microfissures apparaissent, suivies de leur connexion et de la formation de macro fissures, jusqu'à la rupture de la structure. Les fibres peuvent couvrir les microfissures, et retarder la formation des macrofissures conférant ainsi une capacité portante résiduelle et une ductilité à l'échelle de la structure.

De plus, l'action des fibres est grandement influencée par leur orientation et le mode d'application des efforts. Dans le cas de fissures provoquées par les efforts en traction, les fissures s'ouvrent selon la direction normale à leurs lèvres et les fibres travaillent en traction. Dans le cas des fissures provoquées par des efforts de compression, il y a des mouvements tangentiels par rapport aux lèvres des fissures, les fibres sont donc fléchies et travaillent dans des conditions moins favorables (faible rigidité en cisaillement).

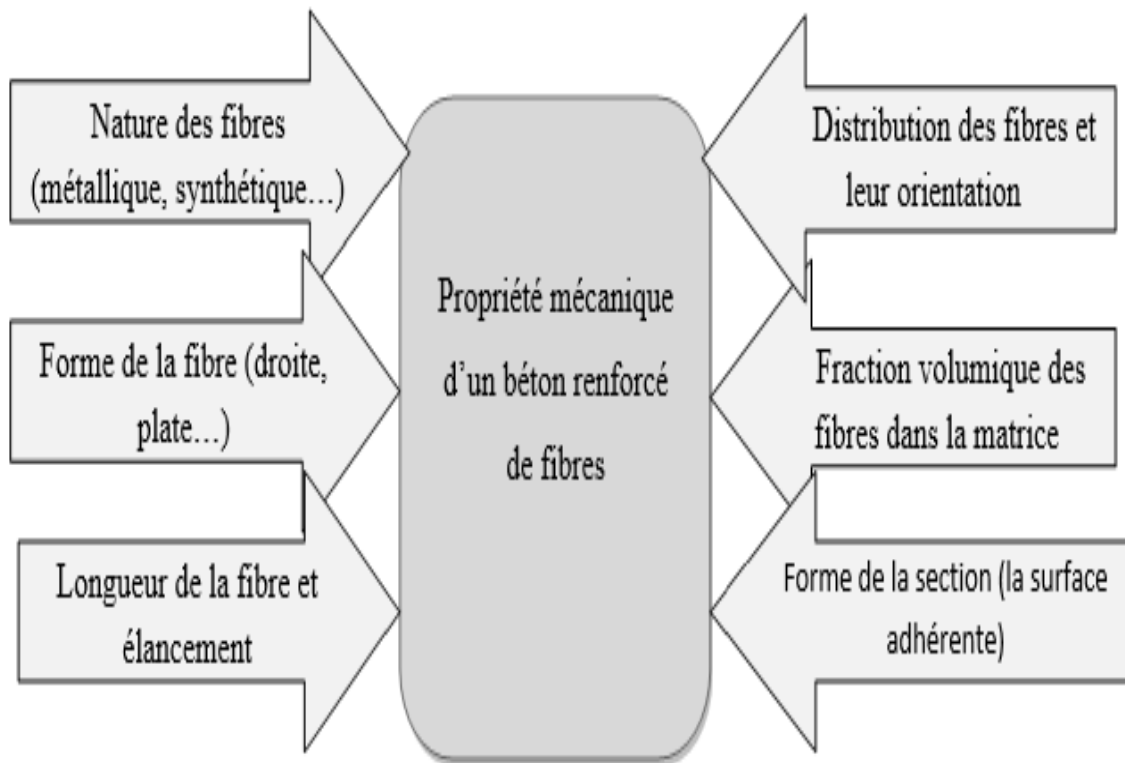
Les fibres ont généralement pour rôle de renforcer la structure, en supprimant au développement des fissures et à leur propagation. Selon le type, le dosage et les éléments en béton dans lesquels elles sont insérées, les fibres permettent :

- L'amélioration de la cohésion du béton frais
- Augmentation de la ductilité et le comportement post -fissuration
- La réduction de la microfissuration due aux variations dimensionnelles notamment au jeune âge
- La réduction de la fissuration d'origine mécanique
- L'augmentation de la résistance à la traction par flexion
- L'amélioration de la tenue au feu et de la résistance aux chocs, à la fatigue, à l'usure et à l'abrasion.



**Figure I.11** : Effet de retardement de la fissuration avec fibres et béton [1].

Les différents facteurs influant sur le comportement d'un béton fibrés sont sur la figure I .12.



**Figure I .12:** Les différents facteurs influant sur le comportement d'un béton fibrés.

#### I.4 Divers utilisation des fibres dans la construction

Les bétons fibrés peuvent être utilisés pour une grande variété d'applications en bâtiment et en génie civil :

- Béton coulé en place (dalles, planchers, fondations, voiles, pieux, etc.);
- Béton préfabriqué (poutres, voussoirs, tuyaux d'assainissement, etc.);
- Béton projeté (voie mouillée/voies sèche, construction et réparation de tunnels, confortement de parois, etc.);
- Mortiers (prêts à l'emploi) de réparation et de scellement.

Le choix du type de fibres est fonction du domaine d'application et des performances souhaitées, Tableau (1.3).

**Tableau I.3 :** Application de divers renforcements de fibres dans les produits à base de ciment.

Type de fibre	Application
<b>Verre</b>	Panneaux préfabriqués, murs, rideaux, tuyaux d'égout, toiture en voile mince
<b>Acier</b>	Éléments de toiture en béton cellulaire, revêtements de chaussée, tabliers de pont, produits réfractaires, tuyaux en béton, pistes d'atterrissage, réservoirs sous pression, structures résistantes aux explosions, revêtements de tunnel, coques de bateaux.
<b>Polypropylène, nylon</b>	Pieux de fondation, pieux précontraints, panneaux de revêtement, éléments flottants de débarcadères et amarres pour les marinas, matériaux de réparation des routes, couches de lest pour les tuyaux sous-marins.
<b>Amiante</b>	Voiles, tuyaux, panneaux, matériaux d'isolation thermique et de protection contre le feu, tuyaux d'égout, plaques de toiture plates et ondulées, revêtements de mur
<b>Carbone</b>	Éléments ondulés pour la construction des planchers, structures de membrane simple ou double courbure, coques de bateaux, planches d'échafaudage
<b>Particules de mica</b>	Remplacent partiellement l'amiante dans les panneaux à base de ciment, les tuyaux en béton ; matériaux de réparation

### I.5 La mise en œuvre du béton renforcé de fibres métalliques

Le béton renforcé de fibres métalliques ne présente pas de problème de mise en œuvre plus important que le béton non fibré. Ceci s'avère globalement vrai, si ce n'est que certains aspects technologiques spécifiques aux bétons renforcés de fibres métalliques qui doivent être pris en considération, si l'on veut un bon bétonnage

Ces spécificités peuvent se décliner de la manière suivante :

- L'orientation préférentielle des fibres

- Les effets de voûte (accumulation des fibres formant un paquet qui empêche le déplacement des autres fibres et des gros granulats)
- La ségrégation des fibres (lorsque on utilise un béton renforcé de fibres métalliques très fluide pour réaliser un élément structural de hauteur important)
- L'appauvrissement en fibres
- La relation entre le rapport  $L/d$  de la fibre et la maniabilité du béton renforcé de fibres métalliques.

### **I.5 .1 Les techniques de mise en œuvre**

Les bétons fibrés peuvent être mis en œuvre sous différentes formes.

- Béton coulé en place : à la pompe ; à l'aide d'une benne munie d'un manchon.
- Béton préfabriqué.
- Béton projeté.

### **I.6 La formulation des bétons renforcés de fibres métalliques**

La compréhension du matériau à l'état frais permet aujourd'hui de réaliser des mélanges maniés de béton, avec des quantités de fibres importantes. Par conséquent, la formulation d'un béton correspond au processus de sélection des constituants, et de leurs proportions pour fabriquer un matériau, possédant certaines propriétés minimales précises, notamment en ce qui concerne la consistance, la résistance et la durabilité.

En revanche, la formulation et l'optimisation de la composition des BFM est un passage obligé. Elle ne peut pas, et ne doit pas se résumer, à l'introduction directe d'un certain pourcentage de fibres, dans un béton ayant été optimisé sans fibres. En effet, cette introduction perturbe l'arrangement granulaire de la matrice, ce qui a pour double conséquence de diminuer la maniabilité du matériau et d'altérer sa compacité. Il est évident que cette perturbation est d'autant plus importante que le pourcentage de fibres est élevé.

Ainsi, formuler un béton nécessite la connaissance des méthodes appropriées de ce fait, le laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) propose la méthode dite BARON-LESAGE, pour optimiser le squelette granulaire des bétons fibrés. Cette méthode est fondée sur trois hypothèses principales largement vérifiées par l'expérience:

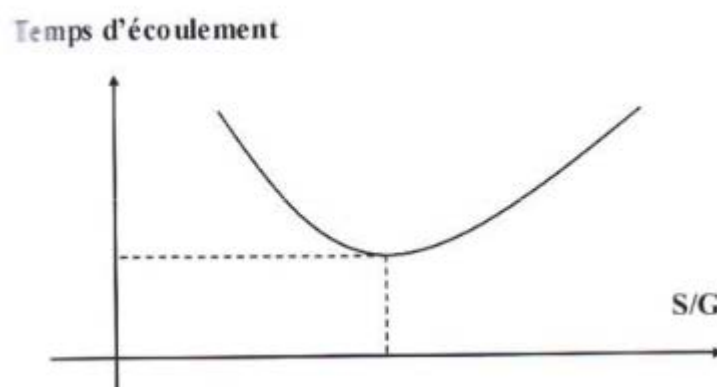
- E/C fixé au départ : le béton le plus maniable est celui qui a le squelette granulaire le plus compact ;

- Les proportions optimales en granulats ne dépendent pas de la nature et du volume du liant ;

- L'introduction des fibres métalliques ne modifie pas les deux premières hypothèses

Lors de l'utilisation de la méthode BARON LESAGE a procédé de la manière suivante :

- le rapport eau sur ciment(E/C) ainsi le pourcentage de fibres à incorporer.
- le rapport S/G (sable sur granulats), et nous déterminons pour chaque rapport la maniabilité du béton de fibres. Nous pouvons ainsi, tracer une courbe reliant la maniabilité et le rapport S/G et ensuite déterminer le rapport S/G pour lequel la maniabilité est la plus grande (Figure 1.13).



**Figure I.13** : Détermination du rapport S/G [7]

### I.7 La Corrosion des fibres

La corrosion des fibres dans les bétons renforcés de fibres métalliques (BFM), moins sévère que celle des armatures dans le béton armé, est souvent négligée, cependant elle existe. Elle peut attaquer les fibres pontant les fissures et altérer la résistance des structures concernées. Elle se manifeste aussi par l'apparition de taches de rouille sur les surfaces exposées. Ceci n'affecte pas la résistance mais a une incidence esthétique certaine, particulièrement dans le cas d'éléments, souvent préfabriqués, restant visibles en parement.

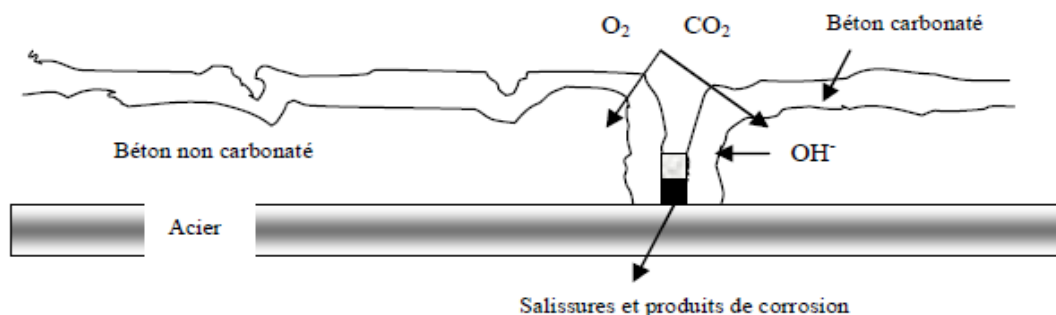
L'étude de (S.U. BALOUCH, J.P. FORTH, J.-L. GRANJU, 2010) s'est focalisée sur le second point : la corrosion de surface. Des prismes de BFM ont été soumis à des cycles d'une semaine de brouillard salin alternant avec une semaine de séchage. Il en ressort que dans un béton de rapport E/C élevé (0,78), toutes les fibres enrobées de moins 1 mm sont susceptibles de donner naissance à des taches de rouille en surface.

Lorsqu'E/C est réduit à environ 0.5, l'enrobage minimum nécessaire pour se prémunir de la corrosion de surface chute à 1/10 ou 2/10 mm et toute diminution supplémentaire d'E/C n'apporte pas de bénéfice significatif. Ce résultat est en accord avec l'analyse porosimétrique

du béton de peau. En effet, celle-ci confirme une chute importante du diamètre des pores lorsque E/C passe de 0,78 à 0,48 et une stabilité lorsqu'il est ensuite diminué jusqu'à 0,36.

Le mécanisme de corrosion étant un mécanisme de pile électrochimique, qui implique l'existence d'une anode, d'une cathode et d'un milieu électrolytique. La zone où la fibre est traversée par la fissure (diffusion importante d'eau et de chlorures) est le siège de la réaction anodique (oxydation), ce qui implique que les parties avoisinantes (non fissurées) de la fibre sont susceptibles d'être le siège de réactions cathodiques (réduction). En conséquence, la vitesse de diffusion de l'oxygène et des ions  $\text{OH}^-$  au sein du béton non fissuré, donc de sa porosité. Ceci conduit à une situation complexe dans laquelle les fibres d'un BFM très poreux (rapport eau / liant élevé) traversées par une fissure faiblement ouverte, peuvent se corroder plus rapidement que celles d'un BFM peu poreux (rapport eau / liant faible), traversées par une fissure beaucoup plus ouverte (Figure I.14).

En conclusion, bien qu'aucune relation claire entre l'ouverture des fissures et la vitesse de corrosion ne soit actuellement établie, l'expérience montre que les fissures accélèrent, dans certaines conditions (présence de chlorures), cette vitesse de corrosion. Dans le cas des fibres métalliques, ceci peut avoir une conséquence mécanique importante où du fait de leur section très petite (comparée à celle des armatures classiques du béton armé), elles pourraient se dissoudre totalement entre des fissures correspondant à un comportement de structure en service, et ainsi occasionner une diminution non négligeable de la capacité portante et donc du degré de sécurité des structures en BFM (BENTALH M. [8])



**Figure I.14 :** Mécanisme de Corrosion des fibres en présence de fissure, et sans pénétration des chlorures [9].

### I.8 La maniabilité des bétons des fibres

Pour avoir une étreinte sur le contrôle de l'ouvrabilité, il faut parvenir à gérer plusieurs paramètres et dont la maniabilité est étroitement liée.

- Le dosage en fibres et élanement qui sont inversement liés à la maniabilité.
- Le même phénomène est constaté avec une quantité abusive des gros granulats
- La rugosité de la surface des fibres et leur géométrie amplifient le risque de formation d'oursins de fibres au sein d'une matrice cimentaire [10].

#### I.8.1 Influence du dosage en fibres

L'incorporation d'un certain volume de fibres dans le béton augmentent la surface dans le mélange .On obtient une diminution rapide de l'ouvrabilité avec une augmentation de la proportion volumique ( $V_f$ ) de fibres.

Le dosage limite couramment utilisé pour les bétons de fibres métalliques est de l'ordre de 1.5 – 2%.

#### I.8.2 la taille et la rugosité des granulats

Les fibres s'accommodent mieux avec les bétons relativement fins dont le diamètre maximal des grains est de l'ordre du quart de la longueur de la fibre .la granulométrie est donc étroitement liée à la dimension de fins, les granulats doivent être de dimension telle qu'un encadrement par les fibres soit possible .Il est conseillé de limiter la grosseur des granulats et d'utiliser des micros bétons sue dosés en grain de taille inférieure à 5mm (Figure I.15).

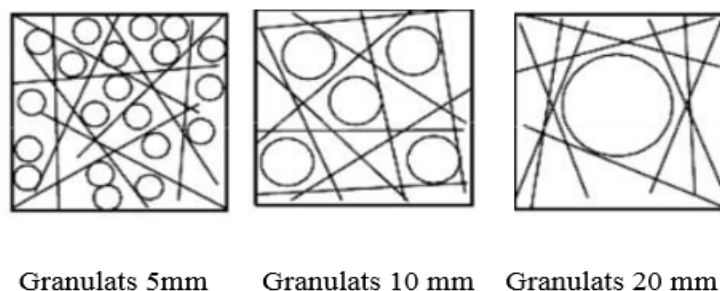
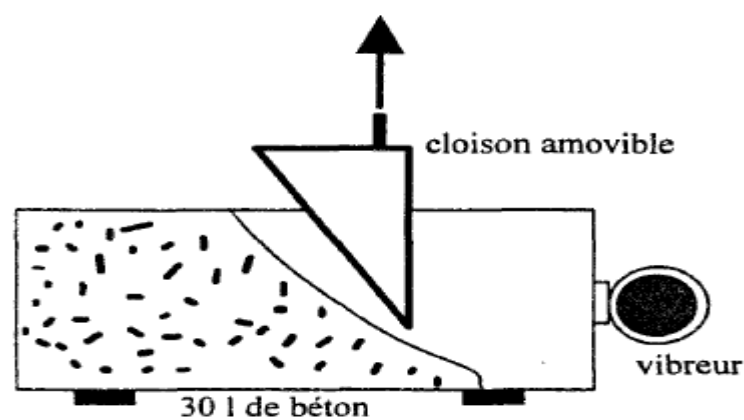


Figure II.15 : Influence des granulats sur la distribution des fibres [1].

### I.9 Les méthodes de mesure de l'ouvrabilité du BFM

La mesure de l'ouvrabilité de béton conventionnel peut être mesurée soit avec des méthodes à base d'écoulement statique, ou par des méthodes à base d'écoulement dynamique.

ROSSI préconise l'utilisation du maniabilimètre LCL [11] pour la mesure de la maniabilité, lorsque le dosage en fibres est important. Cet appareil (Figure I.16) quantifie la maniabilité par le temps d'écoulement d'un volume fixé de béton dans un récipient soumis à une vibration. Cette méthode de mesure est particulièrement adaptée aux bétons de fibres. En effet, les fibres forment un enchevêtrement qui limite l'écoulement statique, rendant ainsi inutilisable un essai comme le cône d'Abrams lorsque la teneur en fibres est élevée. En revanche, la vibration diminue le seuil de cisaillement au repos ce qui rend possible l'écoulement [HU 1995]. De plus, le maniabilimètre utilise un volume de 30 litres qui est plus représentatif que les 6 litres du cône d'Abrams.



**Figure I.16** Maniabilimètre LCL : schéma de principe [11].

### **I.10 Propriétés mécaniques des bétons de fibres métalliques**

La connaissance du matériau composite ne se limite pas à celle de ses propriétés rhéologiques (concernant le matériau à l'état frais), mais comprend également celle de ses propriétés mécaniques (matériau durci). Pour cela il serait intéressant de comparer le comportement du béton renforcé de fibres, et du béton courant vis-à-vis des différentes sollicitations habituelles, telles que la compression, la traction, la flexion, l'effort tranchant, la torsion, les chocs, mais également de comprendre le principe de fonctionnement mécanique de ce composite.

#### **I.10.1 Résistance à la fatigue**

On entend par fatigue ou endommagement par fatigue la modification des propriétés des matériaux consécutive à l'application de cycles d'efforts, cycles dont la répétition peut conduire à la rupture. Ainsi d'une manière très générale, il y aura fatigue toutes les fois que l'on est en présence d'efforts variables dans le temps. Ce qui est bien particulier à la fatigue, c'est que la rupture peut se produire pour des contraintes apparentes relativement faibles,

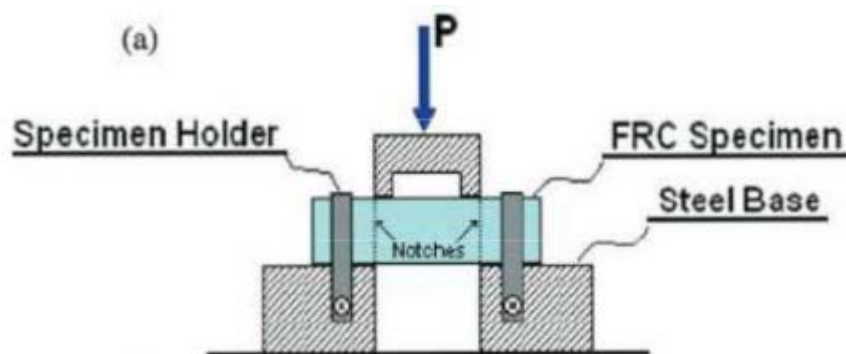
souvent inférieures à la limite d'élasticité, lorsque leur application est répétée un grand nombre de fois.

La résistance à la fatigue des éléments en béton est conditionnée par de nombreux facteurs :

- En particulier, les conditions d'application des sollicitations cycliques qui peuvent modifier sensiblement la résistance à la fatigue d'une structure.
- Une distinction est généralement faite entre une fatigue avec un cycle à basse fréquence, mais un niveau de contrainte élevé et une fatigue à haute fréquence mais à un niveau de contrainte faible.

### I.10.2 Résistance au cisaillement

Le comportement au cisaillement des bétons renforcés de fibres a été étudié à travers des essais de cisaillement direct par plusieurs auteurs.



**Figure I.17** : Essai de cisaillement direct [12].

Dans cette étude, deux types de fibres ont été utilisées : métallique et synthétique et cela à différents dosages. Les résultats ont montré que les fibres améliorent le comportement au cisaillement du béton, tandis que le béton sans fibres a révélé une rupture fragile. Il a été constaté que les fibres métalliques ont un meilleur comportement au cisaillement que les fibres synthétiques, lié sans doute à la rigidité des fibres synthétiques généralement plus faible que celle des fibres métalliques. (MIRSAYAH, BANTHIA 2002) et (Tan, Mansur 1990) [13] ont mené aux mêmes conclusions concernant la rupture fragile des compositions sans renfort de fibres.

### **I.10.3 Comportement sous sollicitations impulsions –elles (chocs)**

En ce qui concerne les chocs, il existe des essais de perforation des essais de souffle ou de choc mou. Dans tous les cas, il a été observé, une nette augmentation de l'énergie dissipée et de l'effort maximum appliqué. En effet, elle peut être déterminée de différentes façons : avec des appareils de type CHARPY (13). Suivant la méthode ASTM D1557 (American Society for testing and Materials) recommandée par le comité ACI 544, ou suivant la méthode CEBTP (Centre d'Etude et d'Essai du Bâtiment et Travaux Publics). D'une façon générale, les améliorations apportées par les fibres sont nettes. Avec la méthode ASTM, le nombre de coups pour atteindre la première fissure est multiplié par 2 ou 3 et celui pour atteindre la rupture multiplié jusqu'à 10 avec les appareils du type CHARPY, les améliorations peuvent atteindre 100%. Certains chercheurs tel que (H.HOUARI) et (C.JOHSTON), ont montré que sous l'action de sollicitation dynamiques, les structures en béton de fibres, présentent souvent un très bon comportement, en augmentant les charges de rupture, en modifiant parfois les schémas de fissuration.

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

-Pour (JOHNSTON), et (KRENCHER), cette augmentation peut atteindre 100%.

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

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

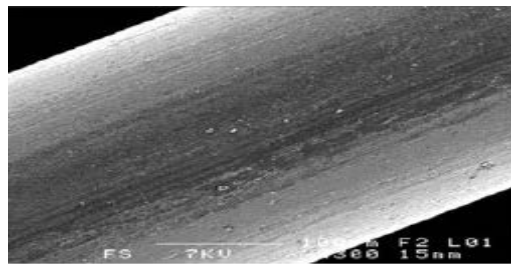
-Lors d'essai de chocs réalisés sur les dalles de 780 mm de côté et de 60 mm d'épaisseur, (NARAYANAN et DARWISH), ont pu améliorer la résistance au choc (au centre de la dalle) de 42% avec un renforcement de 0,94% de fibres de 30mm de longueur [14].

### **I.10.4 Résistance à la compression**

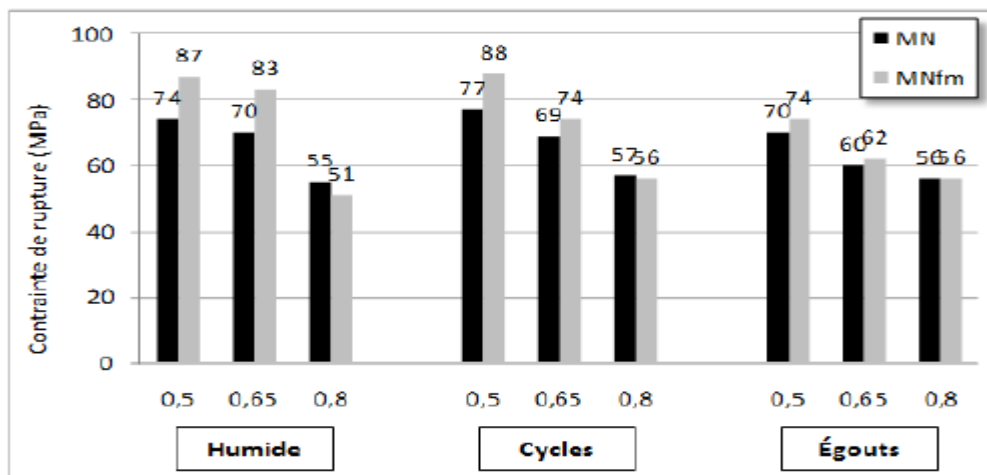
L'une des caractéristiques à étudier dans notre recherche est, en effet, les performances mécaniques. Il est très important de connaître la résistance du béton de fibres métalliques, car on doit pouvoir déterminer l'évolution de ces caractéristiques dans des milieux agressifs. Dans ce sens, nous allons citer quelques essais réalisés sur l'évolution de la résistance à la compression.

#### I.10.4.1 Essai réalisé par (O. Fedaoui-Akmoussi) [15]

Les fibres utilisées par l'auteur sont des fibres métalliques droites de longueur 25mm et de diamètre 0.25mm (Figure I.18). Le taux de pourcentage en fibres utilisés est de 0.5 % du volume total du mortier, les essais de compression sur des cubes de  $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$  des mortiers renforcés de fibres métalliques ont été réalisés. Les éprouvettes sont placés dans divers environnement (égouts, cycles (mouillage/séchage, humide), le rapport E/C varie de 0.5, 0.65 et 0.80. Après une année d'exposition dans ces environnements, **O. Fedaoui** a exploité ces résultats par une série d'histogrammes (Figure I.19).



**Figure I.18** Fibre droites utilisé (O. Fedaoui-Akmoussi) [15].



**Figure I.19** Contrainte de rupture en compression [15].

La présence de fibres d'acier dans le mortier lui confère donc, une meilleure contrainte de rupture à la compression pour les différents environnements et les différents rapports E/C. Ceci confirme le fait que les fibres droites ont une influence importante sur la résistance du mortier.

#### I.10.4.2 Essais réalisés par (S. DJEBALI) [16].

- **Matériaux et fibres utilisés**

S. DJEBALI a réalisé des essais d'écrasement sur un béton fibré confectionné dans des éprouvettes cylindriques de diamètres 160mm et de longueur 320mm. Les fibres utilisées pour le renforcement du béton, sont des copeaux résultant de l'usinage de pièces en acier. Ils proviennent de la Société Nationale de Véhicules Industriels (S.N.V.I) de Rouïba (Alger). Ces copeaux sont en forme de spirale, de diamètre d'enroulement d'environ 8mm et de longueur 30 et 50mm (Figure I.20).

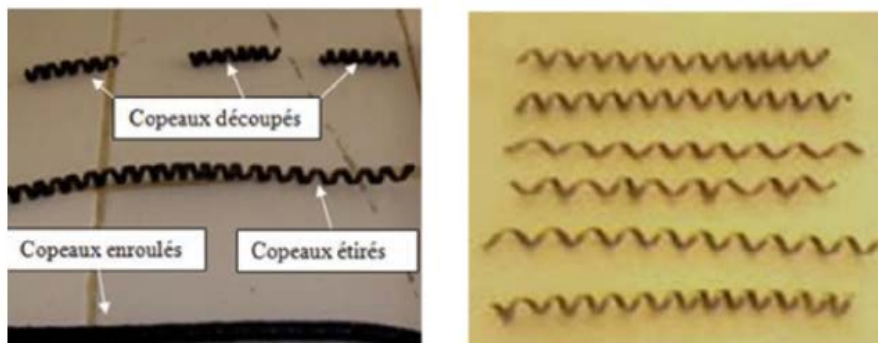


Figure I .20 Les fibres utilisées par S.DJEBALI [16].

- **Résultats obtenus**

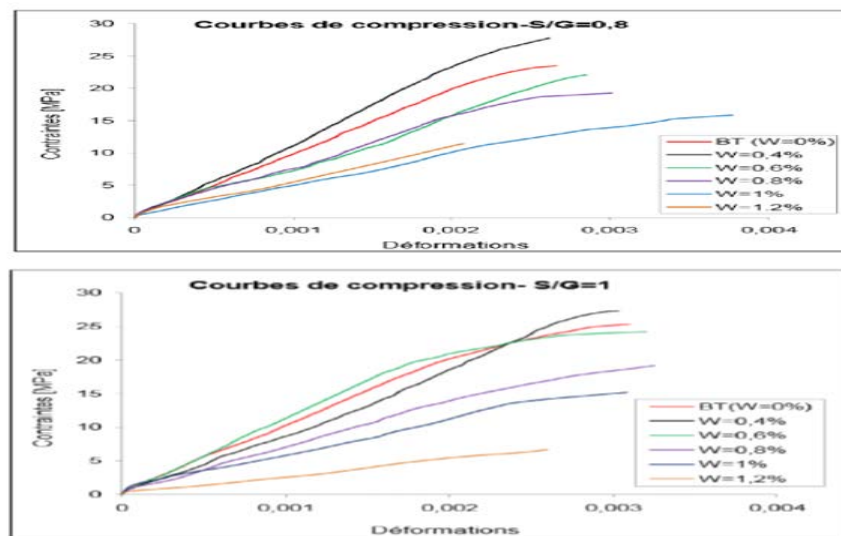
Les résultats obtenus par S.DJEBALI sont regroupés dans le tableau (I.4) ou sont récapitulées les valeurs expérimentales d'essai de compression.

L'auteur a constaté qu'à faible teneur ( $W=0.4\%$ ) les copeaux apportent une légère augmentation de résistance (8% pour le béton avec  $S/G=1$  et 18% pour le béton avec  $S/G=0.8$ ). Au-delà d'un dosage en fibres tel que  $W=0.6\%$ , les fibres entraînent plutôt une baisse de résistance. Cette diminution est encore plus significative avec de grandes fractions volumiques de fibres et l'augmentation du rapport  $S/G$ . Ceci a été aussi observé avec les compositions  $S/G=0.8$  ( $W=1\%$  et  $1.2\%$ ) et  $S/G=1$  ( $W=1\%$  et  $1.2\%$ ).

**Tableau I.4** Récapitulatif des valeurs expérimentales de la résistance à la compression.

S/G=0.8		S/G=1
Teneur en fibres (%)	Résistance à la compression $f_{cjexp}$ (MPa)	Résistance à la compression $f_{cjexp}$ (MPa)
Béton témoin (BT)	23.5	25.32
0.4(%)	27.73	27.32
0.6(%)	22.1	24.21
0.8(%)	19.25	19.2
1(%)	16.01	15.2
1.2(%)	11.5	6.7

Les courbes de compression obtenues sont représentées sur la figure (I.21).



**Figure I.21** : Courbes contraintes –déformations en compression S.DJEBALI [16].

#### I.10.4.3 Essais réalisés par (BENTALHA M.) [17].

- **Résultats et discussion**

L'étude de BENTALHA M, a été réalisée, en utilisant des fibres métalliques industrielles normalisées, avec élanement de 83.33 et des copeaux métalliques d'un élanement 41.66 et 83.33 (Figure I.22). Quatre types de bétons durcis ont été confectionnés :

- BSF : béton sans fibres (témoin)
- BFI50 : béton renforcé de fibre métallique industrielles normalisées (élanement de 83.33).
- BSO50 : béton renforcé de sous-produits industriels, ces sous-produits considérés comme renforts proviennent de déchets d'usine de pièces mécaniques provenant du

complexe moteur et tracteur d'El khroub. (copeaux métalliques avec un élanement de 41.66).



Figure I.22 Fibres industrielles FI50 et copeaux industriels SP50 [17].

Les différents résultats sont donnés sur le tableau (I.5) :

Tableau I.5 : Essai à la compression sur des éprouvettes 16×32cm, M. BENTALHA [17].

Béton	Résistance à la compression (N/mm <sup>2</sup> )		Charge de rupture (KN)	
	7 jours	28 jours	7 jours	28 jours
<b>BSF</b>	24.43	29	486.5	580
<b>BF150</b>	27	29	540	580
<b>BSP50</b>	28	35	560	700
<b>BSP25</b>	23	29	460	590

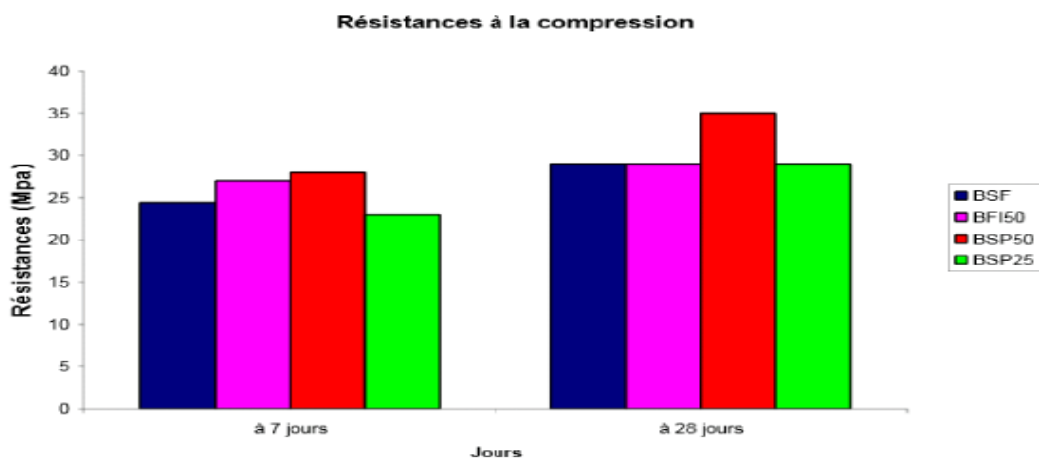
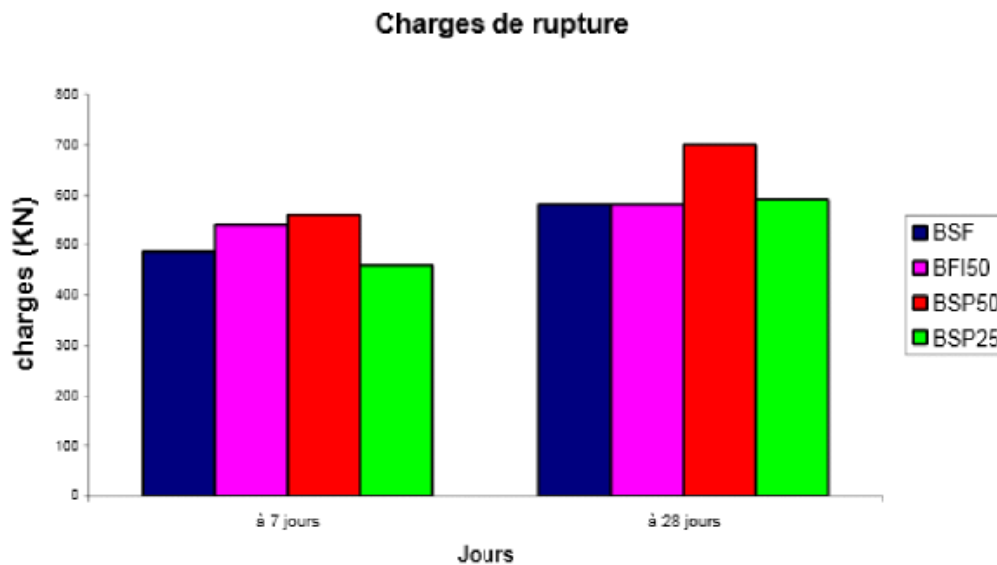


Figure I.23 : Résistance à la compression, en fonction du temps, BENTALHA M [17].



**Figure I.24** : Charge de rupture en compression, M. BENTALHA [17].

BENTALHA M. a conclu que la résistance à la compression, telle qu'elle est définie dans un essai simple à l'écrasement sur cylindre, est sensiblement égale à celle du béton sans fibres. Toutefois, l'auteur a observé que la rupture s'est produite brutalement par l'élargissement rapide, sans avertissement, des fissures dans le béton témoin. Les différentes recherches sont d'accord pour conclure que les fibres n'apportent pas d'amélioration sensible en compression, ce résultat est dû, en grand partie, à une mauvaise compacité liée à l'incorporation des fibres dans le béton.

Pour les résistances à la compression, les résultats illustrés par l'auteur indiquent que les fibres industrielles ont une influence peu importante. Cependant, la forme des fibres joue un rôle certain dans la résistance du béton. En effet, la ductilité est améliorée pour les fibres en forme de ressort, puisque la charge de rupture à 28 jours augmente de 1.25%, pour les BSP50 et de 1.28%, pour les BSP25, alors que les bétons de type BFI50 montrent une certaine fragilité, vu que la charge de rupture n'a augmenté que de 40 kN.

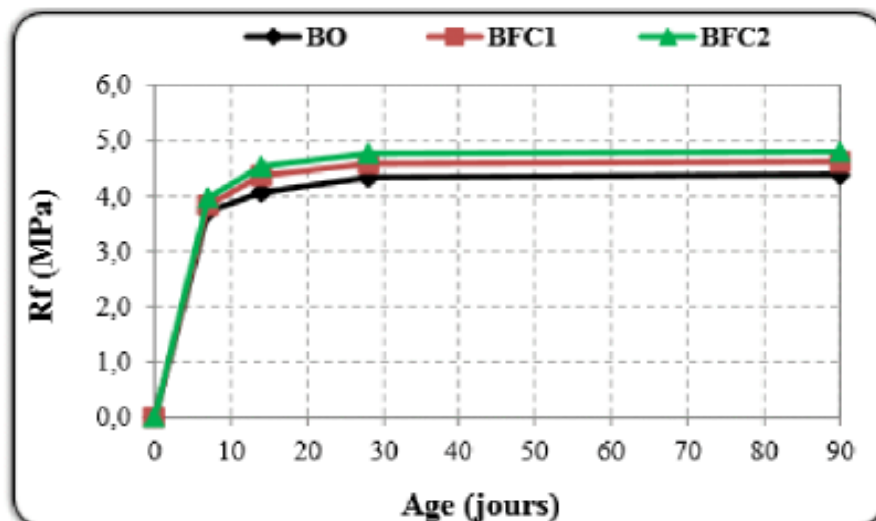
### I.10.5 Essai de flexion

Le comportement en flexion est l'un des aspects les plus importants pour un béton de fibres. En effet, ce matériau composite subit souvent ce type de sollicitations, dans ses diverses applications. Il est utile de préciser que l'ajout des fibres, dans la matrice, peut améliorer la ductilité du matériau et de fournir donc, un meilleur contrôle de mécanisme de fissuration.

#### I.10.5.1 Essais réalisés par (L. GUERMITI)

**Tableau I.6 :** Résistance à la flexion pour différents bétons conservés à l'air libre, GUERMITI L [9].

Résistance à la flexion sur des prismes (7x7x28) cm <sup>3</sup> en (MPa)					
Désignation	7 jours	14 jours	28 jours	90 jours	Taux d'amélioration à 28 jours (%)
BO	3.72	4.07	4.33	4.38	/
BFC1	3.83	4.37	4.58	4.62	5.77
BFC2	3.97	4.53	4.77	4.80	10
BFL1	4.10	4.62	4.87	4.92	12.31
BFL2	5.12	5.62	5.87	5.95	35.38



**Figure I.25 :** Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFC1 et BFC2) conservés à l'air libre, GUERMITI L [9].

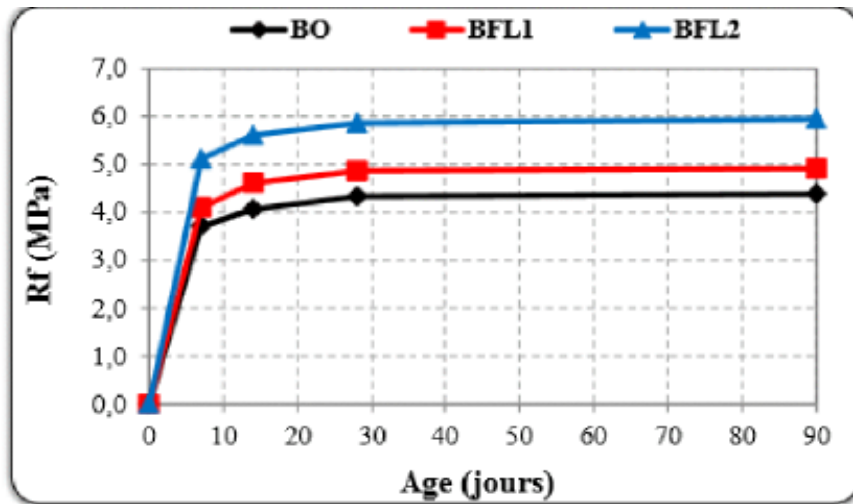


Figure I.26 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFL1 et BFL2) conservés à l’air libre, GUERMITI L [9].

Tableau I.7 : Résistance à la flexion pour différents bétons conservés sous l’eau.

Résistance à la flexion (MPa) sur cubes (7x7x28) cm <sup>3</sup>					
désignation	7 jours	14 jours	28 jours	90 jours	Taux d’amélioration à 28 jours (%)
BO	4.85	5.13	5.77	6.12	/
BFC1	5.33	5.48	6.10	6.90	5.78
BFC2	5.53	5.70	6.27	7.15	8.67
BFL1	5.63	6.13	6.75	6.85	17.05
BFL2	6.27	7.32	7.92	7.98	37.28

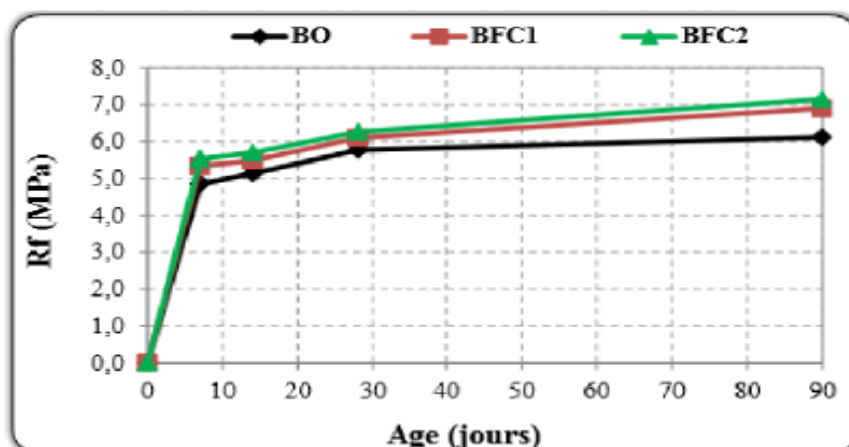
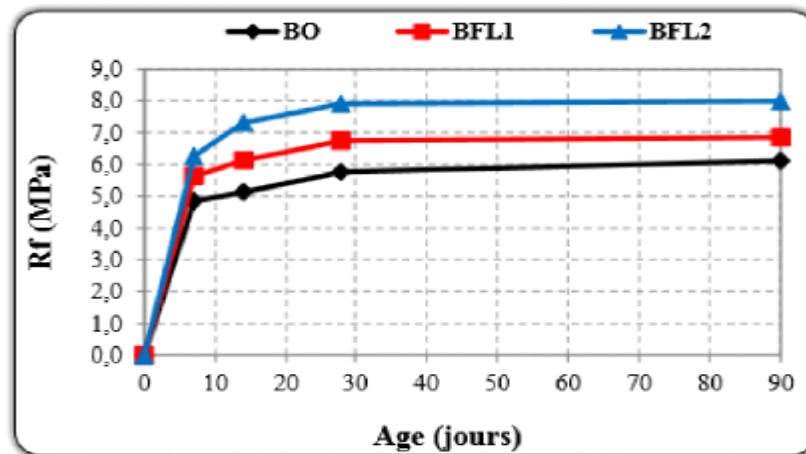


Figure I.27 : Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFC1 et BFC2) conservés sous l’eau, GUERMITI L [9].



**Figure I.28 :** Evolution de la résistance à la flexion en fonction du temps pour les bétons (BO, BFL1 et BFL2) conservés sous l'eau [9].

D'après GUERMITI, les résultats illustrés sur les figures montrent que pour tous les bétons, il y a une augmentation de la résistance à la flexion, l'auteur précise que ces résultats sont en concordance avec les travaux de recherches cités dans la littérature. De plus, il y a une nette augmentation de la résistance à la flexion, pour tous les mélanges, de 7 à 90 jours. L'auteur conclut donc, que la résistance à la flexion est plus importante le dosage en fibres et leur élanement est important.

Les figures montrent une amélioration apportée par l'incorporation des fibres longues, par rapport au béton ordinaire (témoin). Un dosage de 0.5 et 1.0% en fibres longues apporte un gain de résistance à la flexion, à 28 jours, variant de 12.31% et 35.38%, comparé au béton témoin, dans un mode de conservation à l'air libre. L'auteur a obtenu un gain de 17.05 à 37.28%, par rapport au béton témoin, pour un mode de conservation dans l'eau. L'auteur explique que cette amélioration est liée à l'importance et au rôle de l'élanement des fibres. En effet, lorsque la longueur des fibres évolue, les valeurs des forces relatives à la charge ultime sont plus élevées.

Les résultats présentés par l'auteur, en figures I.25 et I.26, montrent qu'un dosage de 0.5 et 1% en fibres courtes a amélioré la résistance à la flexion du béton, par rapport au béton témoin d'environ 6% et 10%, respectivement, pour le mode de conservation à l'air libre et ce, à 28 jours. Cette amélioration est de 5.78 et 8.67%, respectivement, pour un mode de conservation, dans l'eau. L'auteur note que cette amélioration n'est, cependant, pas significative puisqu'elle reste beaucoup plus faible, lorsqu'il incorpore des fibres longues dans le béton.

## I.10.6 Essais menés par (D. ATLAOUI) [7]

### I.10.6.1 Essai de flexion de 3-points

Afin d'étudier le comportement du béton armé renforcés de fibres de récupération «copeaux », ATLAOUI a réalisé une série d'essais en flexion (des essais de flexion 3-points) sur des éprouvettes prismatique de dimensions  $10 \times 20 \times 120 \text{ cm}^3$ . Les teneurs optimums en fibres retenues pour ces essais est :  $W=0.6\%$  et  $W=0.8\%$ . Deux rapports sable /gravier ont été retenus ( $S/G=0.8$  et  $S/G= 1$ ). Les essais effectués, essais de flexion 3-points, sont réalisées sur une presse hydraulique à déformation contrôlée de type IBERTEST, d'une capacité maximale de 200KN.

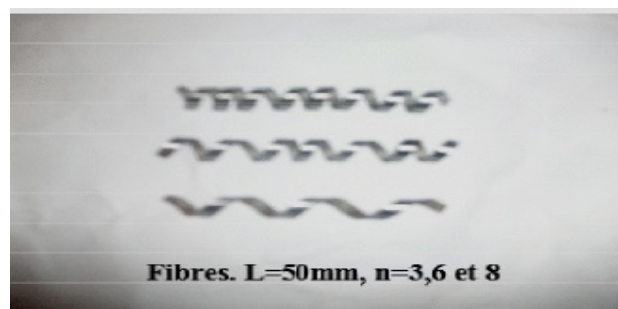


Figure I.29 : Vue des copeaux [7]

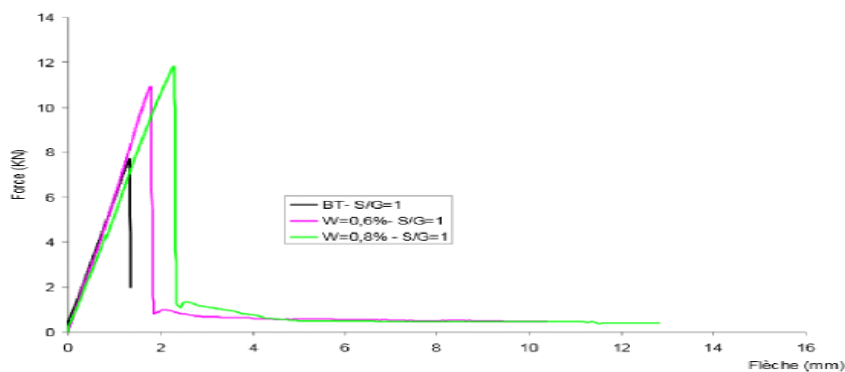


Figure I.30 : Superposition des courbes force –flèche pour le BT et le béton fibré,  $W=0.6\%$  et  $0.8\%$   $S/G=1$  [7]

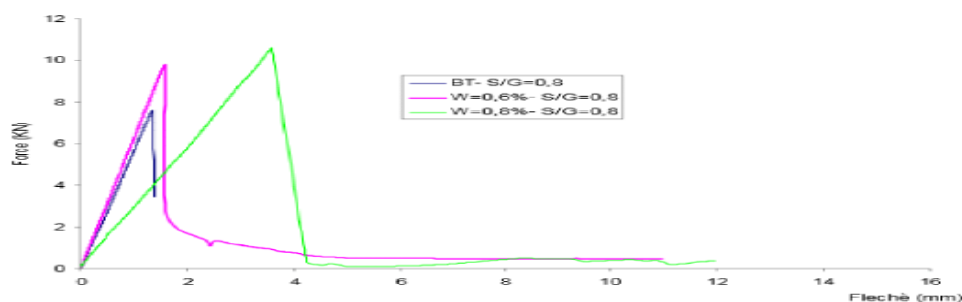
### Interprétation des résultats

La figure (I .30) représentent les resultats obtenus par les essais de flexion 3-points, pour des teneurs en fibres( $W$ ) telles que  $W=0.6\%$  et  $0.8\%$  ainsi que pour le béton témoin,avec un rapport sable/Gravier  $S/G= 1$ .ATLAOUI a observé à travers les courbes force-flèche en travée que la résistance et la rigidité en flexion des poutres avec teneur en fibres  $W=0.8\%$  est

meilleur par rapport à celles des poutres avec une teneur en fibre  $W=0.6\%$  et les poutres du béton témoin (BT)

Les résultats obtenus à partir de la figure I.30 ont permis à l'auteur de constater aussi que l'effort de rupture des poutres avec une teneur en fibres  $W=0.8\%$  ( $F=11.75\text{KN}$ ) a augmenté d'environ 50%, par rapport aux poutres sans fibres (BT,  $F=7.68\text{KN}$ ). Par contre, la valeur de la déformation (flèche) à mi – travée a pratiquement doublée.

La figure I.31 présente la superposition des courbes moyennes force-flèche en travée, pour les teneurs en fibres de 0.6% et 0.8% ainsi que pour le béton témoin, avec un rapport sable /gravier  $S/G=0.8$ .



**Figure I .31 :** Superposition des courbes force –flèche, pour le BT et le béton fibré,  $W0.6\%$  et  $0.8 S/G=0.8$  [7].

ATLAOUI a remarqué que ces derniers résultats sont similaires à ceux obtenus avec un rapport  $S/G=1$ . Toutefois, l'effort de rupture des poutres avec une teneur en fibre  $W=0.8\%$  ( $F=10.59\text{KN}$ ) a augmenté d'environ 40% par rapport aux poutres sans fibres ( $F=7.52\text{KN}$ ). Néanmoins, la déformation à mi travée a considérablement augmenté de 4 fois, par rapport au béton témoin. Ceci a été expliqué, par l'auteur, par le nombre important des fibres qui traversent la zone de rupture des poutres testées (Figure 1.32).



**Figure I .32 :** Exemple de mode de rupture des poutres lors de la flexion 3-points [7].

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

D'après une synthèse sur les études réalisées, les résultats montrent une amélioration en flexion du béton de fibres métalliques, par rapport au béton non fibré. Ces résultats présentent un avantage quant à l'efficacité des fibres dans l'amélioration de la portance du matériau, la diminution de fragilité et l'amélioration de la ductilité du béton.

### **I.11 Orientation préférentielle des fibres**

Il existe une orientation préférentielle des fibres qui a un effet sur le comportement mécanique des bétons renforcés de fibres métalliques.

Ainsi, dans une structure et un chargement mécanique donné, les fissures apparaissent, généralement perpendiculairement aux contraintes maximales de traction. En suivant l'orientation préférentielle des fibres vis-à-vis des fissures créées, on pourra aller du très efficace (fibres perpendiculaires aux fissures) à la pire situation (fibres parallèles aux fissures).

Il est donc impératif d'optimiser la mise en œuvre d'un béton renforcé de fibres métalliques, ainsi que la façon dont il s'écoule, car cela intervient dans l'orientation préférentielle des renforts.

### **I.12 Durabilité des bétons renforcés de fibres métalliques**

La durabilité du béton est liée à la facilité de pénétration des substances telles que le dioxyde de carbone, les chlorures, l'oxygène et l'eau. Les problèmes liés à la compacité du matériau influent sur l'altération des composants du béton. Le béton peut être attaqué par plusieurs facteurs, qui le dégradent plus ou moins. Ceux-ci peuvent être classés comme endogènes et exogènes et leurs origines sont variables.

origine	Endogène	Exogène
Chimique	-hydratation -alcali -réaction	-carbonatation -pénétration des agents agressifs
Physique	-auto dessiccation -chaleur d'hydratation	-température -hygrométrie
mécanique	-granulats	-sollicitation de service -sollicitations accidentelles

**Tableau I.8 :** Facteurs influents sur la durabilité [8].

L'étude de KOZA K [23] qui a testé des éléments minces Sifcon (1.25 cm d'épaisseur) dosés à 14% de fibre métalliques ayant un élancement de 30/0,5. Certains panneaux sont pré fissurés, d'autre pré carbonaté avant de subir 10 mois dans une solution de NaCl. L'auteur montre que la réduction du diamètre des fibres (-30%) est 2 à 3 fois plus rapide que celle des panneaux vierges conservés dans les mêmes conditions.

D'une manière général, l'utilisation de fibres diminue la fissuration, d'où une augmentation de la résistance à la corrosion, ce qui introduit donc une augmentation de la durabilité.

### Conclusion

Dans le présent chapitre, nous avons donné une idée exhaustive sur la composition, des BFM, leurs mécanismes d'action mais aussi leurs comportements vis-à-vis d'une quelconque déformation. Aussi bien en termes de volume qu'en termes de finances, les bétons constituent les matériaux les plus utilisés dans le bâtiment. Essentiellement, les bétons sont confectionnés au départ de gravier, de sable, de ciment et d'eau. Mais à part ces quatre composants fondamentaux, les bétons actuels contiennent de plus en plus d'additifs et d'adjuvants. Ces derniers permettent de modifier les caractéristiques des bétons de telle manière que ceux-ci, même si la dénomination béton reste d'application, peuvent être considérés comme des matériaux nouveaux. Les évolutions au niveau du matériau béton ont entraîné de nouvelles applications dont l'impact ne peut être sous-estimé.

***Chapitre II***  
***Dégradation des bétons***

## **INTRODUCTION**

Un béton durable est un béton compact (présentant une faible porosité) dont les constituants de qualité ont été bien choisis conformément aux normes. Cependant, quelles que soient les précautions prises pour adapter et optimiser sa formulation, il ne pourra assurer sa fonction durablement que si les « règles de l'art » ont été respectées lors de sa fabrication (malaxage efficace adapté à la formulation, respect des tolérances sur les constituants) et de sa mise en œuvre (vibration correcte, cure adaptée, prise en compte des conditions climatiques lors du bétonnage, retraits maîtrisés, respect des valeurs d'enrobage des armatures, etc.).

La durabilité directement liée à l'environnement immédiat ou futur des ouvrages et partie d'ouvrage est aujourd'hui le paramètre important à considérer pour optimiser la résistance des bétons aux influences externes : intempéries, agressivité des sols, atmosphères chimiquement agressives. La seule durabilité intrinsèque du béton ne suffit plus à garantir la durée de service de l'ouvrage. Prescrire un béton durable nécessite donc d'apprécier, dès sa conception, l'ensemble des contraintes environnementales, des agressions et des attaques potentielles, qu'il aura à subir pendant toute sa durée de service, et de respecter et mettre en œuvre les recommandations en vigueur.

### **II.1 Dégradation des bétons**

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations. Si l'on exclut, d'une part les événements accidentels, et d'autre part les effets à long terme des sollicitations mécaniques, tels que la fatigue due à des sollicitations répétées ou le fluage pouvant engendrer des pertes de précontrainte ou encore l'abrasion, la durée de vie des ouvrages en béton armé ou précontraint peut être limitée par :

- La pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures,
- Les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali
- Réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton,
- Les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels de dévers glaçage.

## Structures et propriétés du béton

### Constituants :

- Le squelette : Granulats
- La matrice cimentaire : Ciment, Eau, Sable
- L'armature en acier

### Propriétés du béton armé :

- La résistance mécanique
- Esthétisme et qualité du parement
- Durabilité (propriétés de transfert)

- porosité

- fissuration

### L'environnement Béton armé :

- Exposition (gel, saumure, eaux agressives, ...)
- Sollicitations mécaniques (charges, ...)

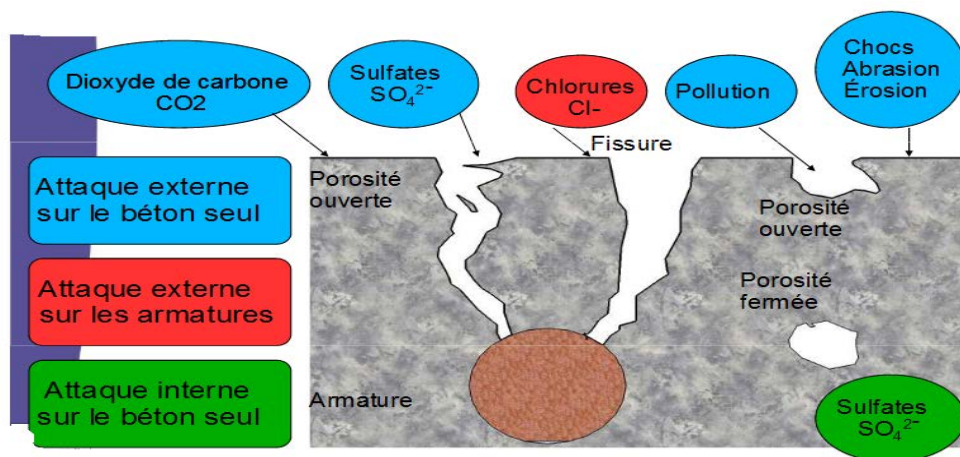


Figure II .1 : Les différentes attaques sur le béton [18].

## II.2 Les mécanismes de dégradation

On distingue 5 grands mécanismes de dégradation. :

- La corrosion des armatures
- L'alcali-réaction
- Les cycles de gel / dégel
- La lixiviation
- Les attaques par les acides.

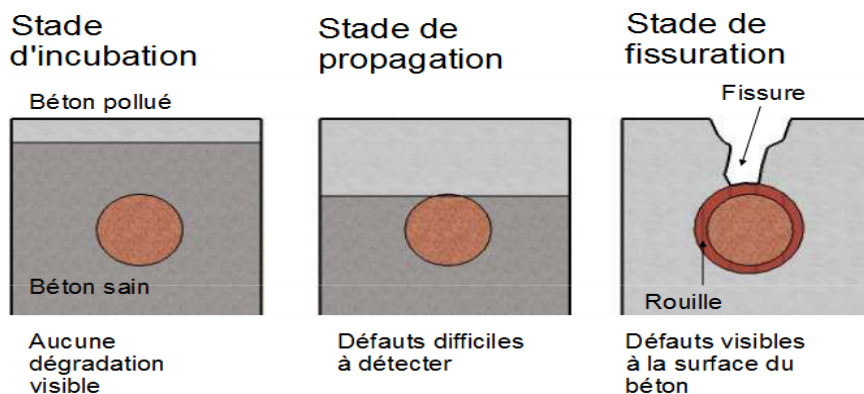
### II.2.1 Mécanismes de corrosion des armatures en acier dans le béton

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont protégées naturellement des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice  $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{CaO}$  (dite de passivation).

Cette pellicule est formée par l'action de la chaux libérée par les silicates de calcium sur l'oxyde de fer. La présence de chaux maintient la basicité du milieu entourant les armatures (l'hydratation du ciment produit une solution interstitielle basique de pH élevé de l'ordre de 12 à 13). Les armatures sont protégées tant qu'elles se trouvent dans un milieu présentant un pH compris entre 9 et 13,5. Deux principaux phénomènes peuvent dans certaines conditions détruire cette protection et initier la corrosion des armatures en acier :

- La carbonatation du béton d'enrobage par l'adsorption du gaz carbonique contenu dans l'atmosphère ;
- La pénétration des ions chlorures, jusqu'au niveau des armatures.

La plus ou moins grande rapidité d'action de ces divers phénomènes est fonction de l'humidité ambiante, de la porosité du béton et de la présence de fissures qui favorisent la diffusion des gaz ou des liquides agressifs. Le diagnostic des ouvrages affectés par une détérioration du béton d'enrobage recouvrant les armatures révèle que les dommages sont dus, dans la grande majorité des cas, à une épaisseur d'enrobage trop mince et/ou à un béton d'enrobage trop poreux et pas assez résistant.



**Figure II .2** : Phases de propagation de la corrosion des armatures [18].

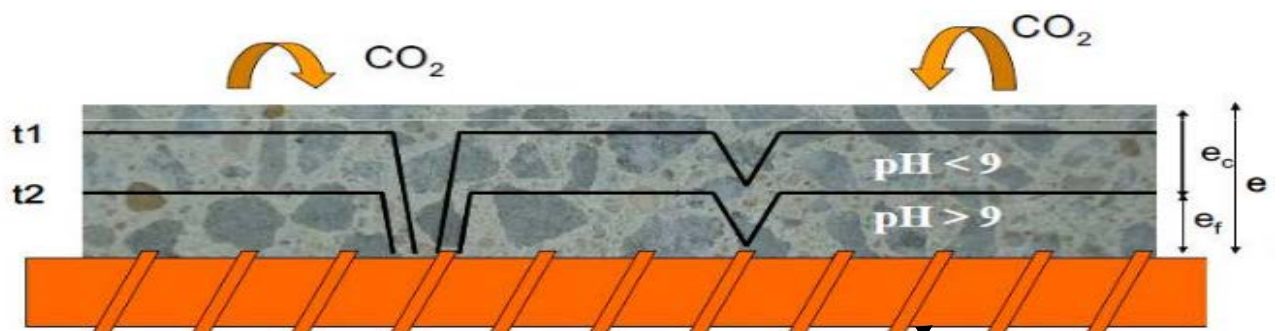
- **La carbonatation**

L'atmosphère contient actuellement 0.333ml de gaz carbonique,  $\text{CO}_2$  par litre d'air et augmente d'environ 0.0015 ml/litre par année .au contact du gaz carbonique de l'air, l'hydroxyde de calcium présent dans le béton réagit en formant le carbonate de calcium .Cette réaction entraîne une baisse du PH de l'eau des pores et permet donc une corrosion sensible. La carbonatation du béton est un phénomène lent.la vitesse de carbonatation dépend de nombreux facteurs tels que :compacité ,dosage en ciment ,type de ciment ,teneur en eau du béton ,degré d'hydratation du ciment ,concentration du gaz carbonique dans l'air .plus le

béton est compact et a un dosage en ciment élevé, plus la vitesse de carbonatation est lente . Plus la teneur en gaz carbonique de l'air est élevée .Plus la vitesse de carbonatation est élevée. La cinétique et la profondeur de carbonatation d'un béton sont donc fonction de sa composition, de sa structure poreuse, de la classe d'exposition et de l'humidité relative dans laquelle est situé l'ouvrage. Elle dépend aussi de la concentration en dioxyde de carbone et de la température de l'atmosphère environnant.

Pour un béton courant, l'épaisseur de la couche carbonatée augmente proportionnellement à la racine carrée du temps. Sur le plan pratique, il est impératif :

- De confectionner des bétons compacts avec un dosage suffisant en ciment
- De rechercher un faible E/C
- D'assurer la protection par une cure appliquée immédiatement après mise en œuvre



**e** : Enrobage des acier  
**ec** : Profondeur béton carbonatée  
**ef** : Enrobage efficace

**Figure II.3** : Exemples de carbonatation du béton [18].

• **La pénétration des chlorures**

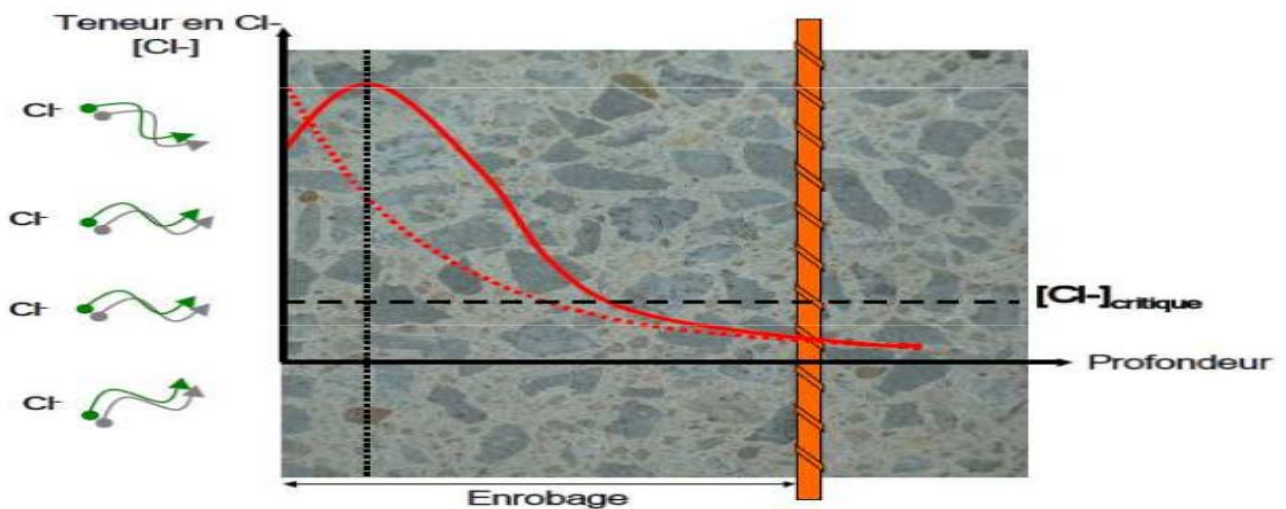
Les sels de chlorures sont très solubles dans l'eau. Les ions ainsi formés dans l'eau pénètrent avec celle-ci dans le béton (pénétration des chlorures), soit par humidification d'un béton sec (convection), soit par diffusion, due au fait que la teneur en chlorure est plus forte dans le

milieu environnant que dans le béton d'origine (gradient de concentration). Les chlorures venant de l'extérieur restent, en majorité, à l'état dissous dans la solution interstitielle du béton. Mais ils peuvent aussi réagir avec certains constituants du matériau (réaction chimique ou adsorption).

- Les chlorures agissent par rupture du film passif des aciers (processus encore imparfaitement compris) qui perd son caractère protecteur,
- Les chlorures sont rarement distribués de manière homogène à la surface de l'acier et le film passif est lui-même variable selon l'endroit,
- Les chlorures entraînent une corrosion qui est localisée (piqûres).

La pénétration est généralement favorisée par le béton qui est :

- fissuré,
- mal mis en œuvre,
- Pas suffisamment compact (adéquation de la formulation à l'environnement).



**Figure II.4 :** La pénétration des chlorures au béton [18].

En règle générale, dans des milieux peu agressifs les enrobages et les caractéristiques des bétons (compacité, homogénéité, résistance) préconisés sont suffisants pour garantir la protection naturelle des aciers durant la durée de service escomptée de l'ouvrage.

Toutefois, des défauts d'enrobage, des bétons mal vibrés et de ce fait trop poreux, ou des milieux très agressifs, risquent de conduire à une dégradation prématurée de l'armature en acier.

On peut définir deux « sortes » de chlorures:

- **Chlorures libres:** se trouvent sous forme ionique dans la solution interstitielle. Ils sont extractibles à l'eau et sont de ce fait appelés également "chlorures solubles dans l'eau".

- **Chlorures totaux:** incluent, outre les précédents, ceux fortement adsorbés sur les C-S-H et ceux chimiquement liés dans la matrice cimentaire sous forme de composés tels que les chloro-aluminates de calcium ( $C_3A$  important pour la fixation).

A partir d'une certaine teneur en chlorures, la couche de passivation de l'acier est attaquée. La corrosion due aux chlorures est un phénomène dangereux, parce qu'elle se produit localement et entraîne une réduction importante de la section d'armature.

### Seuil d'amorçage de la corrosion dû aux chlorures

A la différence de la carbonatation, la corrosion ne démarre pas instantanément lorsque les ions chlorures atteignent les aciers : il faut atteindre une concentration critique.

Cette valeur, exprimée par rapport aux chlorures libres, peut varier en fonction de nombreux facteurs (cation associé aux chlorures, teneur en oxygène, humidité relative, température, degré d'hydratation du ciment, teneur en  $C_3A$ , porosité, ajouts, composition acier...).

### II.2.2L'alcali-réaction

Le phénomène d'alcali-réaction résulte de l'action des alcalins solubles (oxyde de sodium  $Na_2O$  et oxyde de potassium  $K_2O$ ) du béton sur une certaine forme de silice réactive, en présence d'eau. Il correspond à un ensemble de réactions chimiques complexes qui peuvent se déclencher entre certaines phases minérales contenues dans les granulats et la solution interstitielle fortement basique du béton, lorsque plusieurs conditions sont réunies simultanément : présence d'une forme de silice des granulats dite « potentiellement réactive », des alcalins du béton et de l'eau en quantité suffisante.

Il s'agit de réactions internes au béton mettant enjeu essentiellement les éléments présents à l'origine dans le béton et un apport d'eau externe. En l'absence de précaution, cette pathologie peut apparaître dans les parties d'ouvrages les plus sévèrement exposées à l'humidité, en général au bout de quelques années (voire plusieurs dizaines d'années), qui se traduit par des fissurations, du faïençage à mailles plus ou moins serrées, des gonflements provoquant des déformations éventuelles parfois très importantes de la structure.

### Facteurs d'influence pour les réactions alcali-réaction [25]

De nombreux facteurs exercent de manière très diverse une influence sur les réactions alcalines

Les conditions environnantes sont déterminantes pour que des réactions alcalines produisent. Elles sont en outre importantes:

- La teneur en granulats réactifs ainsi que le type et la taille de ces granulats
- La teneur en alcalins du béton et la composition de la solution interstitielle
- Les propriétés du béton.

### Trois grands types d'alcali-réactions

- Les réactions alcali-silicate;
- Les réactions alcali-carbonate ;
- Les réactions alcali- silice.

Les réactions alcali-silice et les réactions alcali-silicate sont assez semblables; elles diffèrent principalement par leurs vitesses: les réactions alcali-silice sont plus rapides. Les trois types de réactions ont en commun la réaction de la solution interstitielle d'un béton avec certains granulats, laquelle engendre des gonflements qui peuvent entraîner des fissures. Les désordres occasionnés par l'alcali réaction se présentent en général qu'après plusieurs dizaines d'années.



**Figure II.5:** Phénomène d'alcali réaction rencontré [19].

### II.2.3 Les cycles de gel / dégel [20]

Il est généralement admis que l'accroissement de volume, de l'ordre de 9 %, accompagnant la transformation de l'eau en glace (le béton contient toujours de l'eau non combinée, une partie de cette eau gèle dès que la température descend de quelques degrés en dessous de 0 °C) n'est pas la seule cause de la dégradation du béton.

Dans la zone atteinte par le gel, des cristaux de glace se forment dans les plus gros capillaires, créant un déséquilibre thermodynamique qui va déclencher une migration de l'eau des capillaires les plus fins vers les capillaires dans lesquels l'eau est gelée (l'eau dans les capillaires les plus fins restant à l'état liquide). C'est l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, engendré par ces mouvements de l'eau interne non gelée vers les « fronts de congélation », ainsi que les pressions osmotiques créées par les différences de concentrations en sels dissous entre l'eau située à proximité de l'eau gelée et celle non gelée (présente dans les capillaires fins), qui est considéré aujourd'hui comme la cause

principale des dégradations. Ces pressions (hydrauliques et osmotiques) peuvent localement fissurer la pâte de ciment, si elles sont supérieures à la résistance à la traction de la pâte. Ce sont les modifications répétées et alternées de température (température positive à température négative) qui après un certain nombre de cycles peuvent dégrader le béton.

Les dégradations sont le résultat d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la vitesse de descente en température, du nombre de cycles et de la durée du gel.

### Les détériorations liées aux cycles gel-dégel

Il existe deux types principaux de détérioration liée aux cycles gel-dégel: la fissuration interne et l'écaillage des surfaces.

Ces effets n'ont pas les mêmes origines et ne sont pas nécessairement concomitants.

- **La fissuration interne:**-se manifeste par l'apparition de microfissures en surface et à l'intérieur de la masse de béton soumise au gel. La fissuration interne du béton diminue la performance du matériau en réduisant ses caractéristiques mécaniques, en particulier ses résistances à la compression et à la traction, ainsi que son imperméabilité. Dans un béton mal protégé contre le gel, l'intensité de la fissuration interne dépend surtout du nombre de cycles de gel dégel et de la sévérité des cycles (écarts entre les températures minimales et maximales, taux de gel, degré de saturation...).



Figure II.6 : Gel interne.

- **L'écaillage:**-peut également advenir sur les structures fortement exposées aux cycles de gel-dégel. Il s'agit d'un mode de dégradation qui touche la surface du béton (les premiers millimètres) en contact avec le milieu externe. Cette action se manifeste par le décollement progressif de petites particules de pâte sous la forme de squames. L'écaillage de surface se produit principalement lorsque le béton est en contact avec des sels fondants, ou dits de déverglaçage, couramment utilisés en hiver pour permettre une bonne praticabilité des routes.



Figure II.7 : Écaillage.

**II.2.4 La lixiviation**

Dans une structure en béton exposée à l’air ambiant, l’eau ne s’évapore que sur une épaisseur limitée à quelques centimètres.

Le phénomène de lixiviation de bétons correspond dans les grandes lignes à un lessivage des hydrates de la pâte de ciment au contact de milieux fluides. Les constituants hydratés de la pâte de ciment des bétons forment un milieu basique, le PH de leur interstitielle étant de l’ordre de 13. Dans ces conditions, la majorité des milieux fluides présente un caractère acide vis-à-vis du béton, entraînant ainsi des déséquilibres chimiques susceptibles d’aboutir notamment à une mise en solution des hydrates. Les milieux naturels ou pas, pouvant conduire à des phénomènes de lixiviation correspondant aux eaux pures, aux eaux douces, aux pluies acides, et aux milieux plus acides. Le pouvoir de lixiviation d’un milieu est proportionnel à son acidité vis à vis du béton.

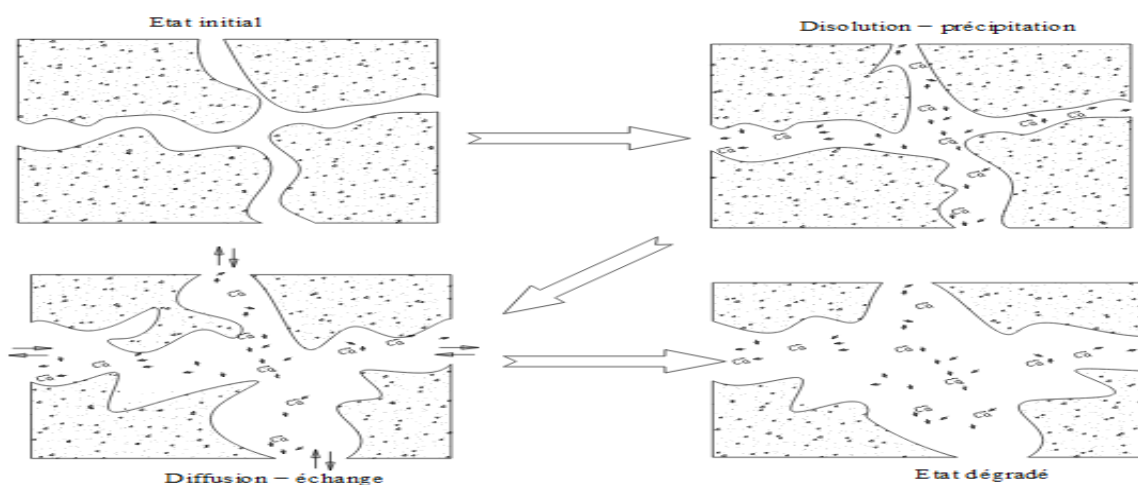


Figure II.8 : Processus de lixiviation d'un matériau cimentaire [1].

### II.2.5 Attaques d'origine biochimique

Les graisses et les huiles d'origine végétale et animale réagissent avec l'hydroxyde de calcium pour former des sels d'acides gras. L'effet de dégradation sur le béton dépend principalement de la solubilité dans l'eau des produits de réaction formés.

- **Eaux usées**

Les eaux transportées contiennent des composés soufrés et des bactéries réductrices de sulfate qui transforment ces composés en acide sulfhydrique ( $H_2S$ ), un gaz qui s'échappe des eaux usées. Ce dernier peut ensuite être oxydé par d'autres bactéries, puis transformé en acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ), qui attaque le béton. Ce phénomène est appelé "attaque acide bactérienne". Il se produit dans la partie supérieure des égouts sur des profondeurs pouvant parfois atteindre 6 à 12 mm par an. Ensuite il y'a dissolution des hydrates et formation d'ettringite.

- **Effluents agricole**

Les engrais chimiques et les eaux usées industrielles, quant à eux, contiennent souvent des sels agressifs, tels que le sel d'ammonium et le sel de magnésium, qui décomposent le ciment durci. Le sel d'ammonium réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former l'ammoniac, un gaz volatil qui s'échappe du béton. Une situation d'équilibre ne pouvant s'instaurer, la réaction se poursuit indéfiniment.

### II.2.6 Les attaque par les acides

#### Les pluies acides

Les pluies dites « propre » ont généralement un pH compris entre 5, 6 et 7. Elles n'ont pas d'effet nocif sur le béton réalisé suivant les règles de l'art. Par contre les pluies dites « acide », dont le pH peut descendre jusqu'à 4 et parfois moins, sont agressives l'occurrence de ce type de pluies est en relation principalement avec la pollution par les oxydes de soufre d'origine industrielle ou domestique qui représentent environ un tiers de tous les oxyde de soufre de l'atmosphère. Le résultat est la formation d'acide sulfurique très hygroscopique qui se condense rapidement en gouttelettes susceptible de contenir des métaux lourds (mercure, plomb, argent, cadmium) et des sulfates (ammonium, de sodium). Les oxydes d'azote présents

se transforment en acide nitrique. La composition et le pH des pluies peuvent varier en fonction de la saison et les conditions locales.

Les pluies acides peuvent provoquer des dégradations superficielles suivant des processus plus ou moins complexes faisant entrer en jeu des phénomènes de dissolution dus aux acides (sulfurique, nitrique, carbonique) et d'expansion dus à la cristallisation de sels, tels que le gypse ou l'ettringite.

### Les acides minéraux

Les acides chlorhydrique et nitrique, acides minéraux forts qui par réaction avec la chaux du ciment donnent naissance respectivement, au chlorure de calcium  $\text{CaCl}_2$  et au nitrate de calcium  $(\text{NO}_3)_2\text{Ca}$ , sels très solubles, sont très agressifs vis à vis des ciments Portland.

L'acide sulfurique  $\text{H}_2\text{SO}_4$ , par exemple, lors de l'oxydation de l'hydrogène sulfuré produit dans les réseaux d'assainissement ou par condensation à partir du  $\text{SO}_2$  atmosphérique, est doublement agressif par son acidité et par l'anion  $\text{SO}_4^{2-}$  qui peut conduire à la formation de sels expansifs tels que le gypse et l'ettringite.

L'acide phosphorique  $\text{H}_3\text{PO}_4$ , qui entraîne la précipitation de phosphates de calcium très peu soluble, est modérément agressif, mais provoque une désintégration lente du béton.

### Les acides organiques

On les rencontre fréquemment dans les effluents rejetés par les industries chimiques. Ils sont généralement moins agressifs que les acides minéraux. Ils peuvent dans certain cas avoir un effet colmatant sur le béton. C'est le cas par exemple, de l'acide oxalique. Les acides organiques tels que les acides acétique, lactique, formique, contenus dans certaines eaux usées. Ces acides faibles, peu dissociés, sont généralement modérément agressifs et provoquent des dégradations lentes. Toutefois leur neutralisation par les ions alcalins entraîne la permanence de la dissociation de l'acide et corrélativement une augmentation de son agressivité par la production cumulée d'ions. Des dégradations importantes du béton ont pu être observées en milieu agricole dans des silos ou cuves destinés à contenir les fourrages, fumiers, et sur des dallages d'étable (érosion, déchaussement des granulats, perte de masse, mise à nu les armatures).

De façon générale, l'attaque chimique du béton prend la forme d'une décomposition des produits de l'hydratation et de la formation de nouveaux composés qui, s'ils sont soluble peuvent être lessivés et qui, s'ils sont insolubles, peuvent être préjudiciables in situ.

Le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  est l'hydrate le plus vulnérable, mais les C-S-H peuvent aussi être attaqués. Les granulats calcaires sont également vulnérables.

### II.2.7 Attaque sulfatique

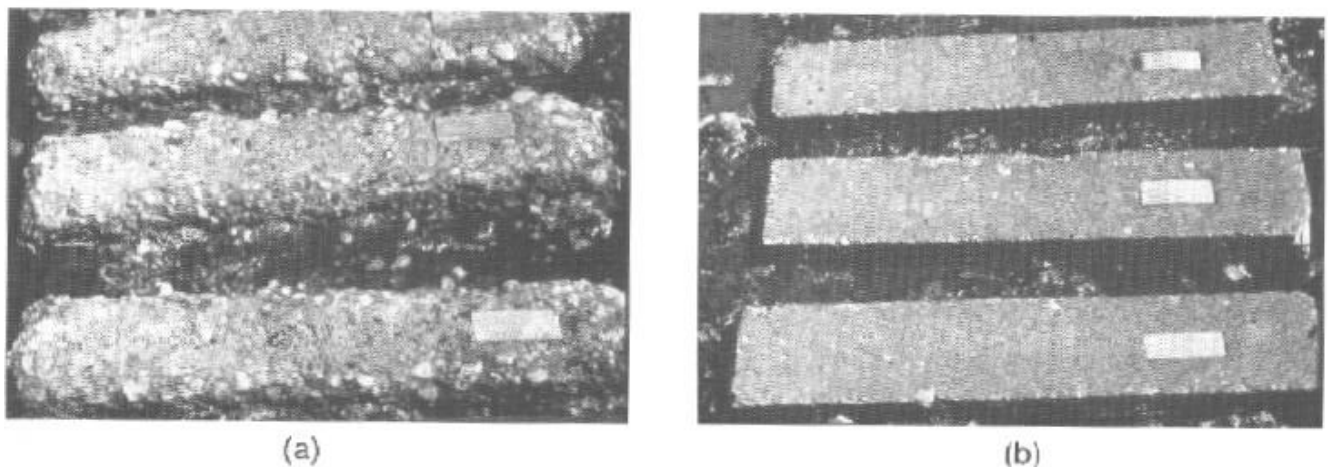
L'attaque par les sulfates peut détériorer très significativement le béton dans un laps de temps relativement court (10 à 15 ans). Les sulfates peuvent être d'origine naturelle, biologique ou provenir de pollution domestique et industrielle, une forme d'attaque par les sulfates se manifeste lorsque la source des sulfates se trouve dans le béton lui-même. L'eau de mer contient des sulfates en solution. On peut aussi les retrouver en solution dans les eaux souterraines, dans les eaux usées industrielles et dans certains sous-produits industriels.

La plupart des sols contiennent des sulfates sous la forme de gypse (entre 0,01% et 0,05% (sol sec) exprimés en  $\text{SO}_4$ ). Ces concentrations relativement faibles ne sont généralement pas agressives pour le béton

Dans les eaux souterraines, les concentrations plus élevées en sulfates sont généralement dues à la présence de sulfates de magnésium ( $\text{MgSO}_4$ ) ou de sulfates alcalins ( $\text{K}_2\text{SO}_4$  -  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ).

Les mécanismes de destruction sont fonction de la concentration et de la source des ions sulfates (le cation qui leur est associé) dans la solution d'eau externe ou dans la pâte de ciment.

- **Expansion** : L'action des sulfates peut prendre la forme d'une **expansion** du béton
- Lorsque le béton se fissure, la perméabilité augmente et l'eau agressive peut pénétrer plus facilement, ce qui accélère de rythme de destruction.
- Ces expansions peuvent causer des dommages structuraux considérables.



**Figure II.9** : Éprouvettes de béton dégradées après 5 ans de contact avec des sols riches en sulfates : (a: E/C = 0,50 b: E/C = 0,39) [21].

- L'action des sulfates peut aussi engendrer une perte de résistance et une perte de masse du béton en surface



**Figure II.10 :** Béton détérioré par une attaque par les sulfates - Barrage Fort Peck sur la rivière Missouri au Montana [22]

Le ciment est constitué de quatre composés. Un de ces composés, l'aluminate tricalcique ( $C_3A$ ) réagit avec les sulfates en donnant un tri sulfate qu'on appelle ettringite. Ce processus nécessite la présence d'une humidité élevée et peut durer très longtemps. Il est connu sous le nom de formation différée de l'ettringite.

L'ettringite est un hydrate contenant des sulfates dont les propriétés de gonflement sont connues depuis plus d'un siècle. C'est pourquoi, des précautions particulières sont prises lorsqu'un béton est exposé à un environnement riche en sulfates, notamment vis-à-vis des caractéristiques du ciment. Cependant, dans certains cas rares, lorsque le béton subit un échauffement au jeune âge, la formation différée d'ettringite peut avoir lieu sans apport d'ions sulfate externes. Ces réactions sont susceptibles de provoquer un gonflement du béton. Les dégradations sont caractérisées par des fissures en surface qui apparaissent après plusieurs années d'exposition à des conditions sévères caractérisées par une forte humidité. Ce phénomène rare peut se rencontrer, seulement dans des environnements humides, dans des pièces massives en béton coulées en place en période estivale ou sur des pièces de béton ayant subi un traitement thermique. L'origine du gonflement et la nature des paramètres impliqués sont fait l'objet de nombreuses études.



Figure II.11 : Attaques sulfatique externe.

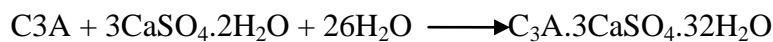
- **l'ettringite primaire**

L'ettringite primaire est celle qui précipite pendant les premiers instants de la réaction du ciment avec l'eau. Cette ettringite ne cause aucun dommage lors de sa précipitation.

- **l'ettringite secondaire**

La formation d'ettringite est fréquemment associée à la description des attaques sulfatique. Elle se forme à partir de  $C_3A$  non hydraté quand le béton a déjà durci. Elle peut générer de l'expansion. Le caractère expansif ou non de l'ettringite, lié à sa façon de cristalliser, dépend de la composition de la solution, et en particulier de sa teneur en chaux  $CaO$  donc du pH.

- A partir du  $C_3A$  anhydre résiduel:



\* Dépendant de la composition de la solution interstitielle, (particulièrement de la concentration en portlandite), la cristallisation de l'ettringite secondaire peut être expansive (Figure II.12).

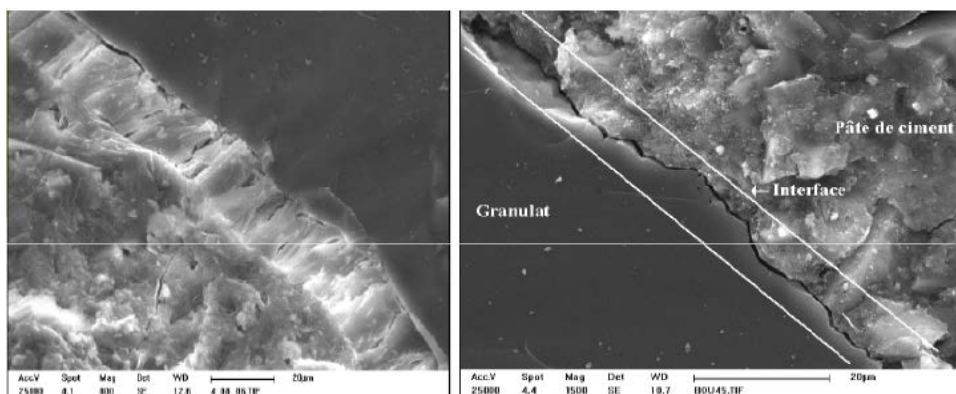


Figure II.12 : Ettringite expansive [18]

\* La précipitation rapide de l'ettringite conduit à la formation de cristaux très fins (ettringite non fibreuse de nature colloïdale) dont le volume molaire est de 3 à 8 fois supérieures (suivant qu'il s'agit du  $C_3A$  ou du  $C_4AH_{13}$ ) au volume du solide initial.

\* Dans les ciments qui libèrent moins de portlandite (CHF, CLK -ciment avec laitier), l'ettringite précipite à partir de la solution dans les vides interstitiels du béton et la cristallisation en aiguilles n'est pas expansive (Figure II.13).

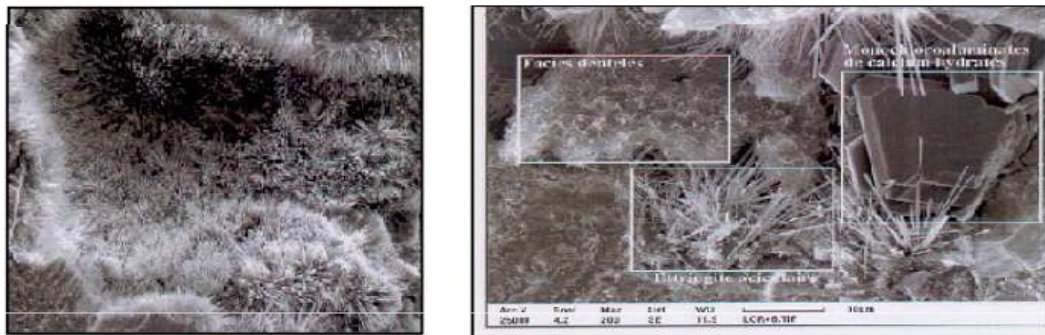


Figure II.13 : Etringite non expansive [18].

- **Le gypse**

Le gypse peut résulter de la dissolution de l'ettringite, dans des solutions relativement pauvres en hydroxyde de calcium quand le pH devient inférieur à 11,5-12. Les dommages causés peuvent être de deux types : l'écaillage et le gonflement du béton. Pour évaluer les conséquences de la seule formation de gypse, il était nécessaire d'empêcher la formation d'ettringite, en utilisant des liants sans  $C_3A$ . L'absence de  $C_3A$  ou d'ettringite, n'exclue pas l'occurrence d'une attaque sulfatique celle-ci étant dû à la formation de gypse.

### Facteurs contrôlant la résistance aux sulfates du béton

- La résistance aux sulfates augmente avec la teneur en ciment. Les bétons avec un dosage en ciment plus élevé sont généralement plus compacts et ont une perméabilité plus faible qui ralentit la pénétration des sulfates et de l'ion qui leur est associé.
- Le taux de dégradation est proportionnel à la quantité de  $C_3A$  du ciment.

**Conclusion**

Les matériaux de construction et particulièrement le béton peuvent être attaqués par de nombreux agents agressifs et altérés par des facteurs liés à l'environnement et au climat. Le béton est particulièrement sensible, car c'est un matériau poreux dans lequel les substances agressives peuvent migrer facilement et c'est aussi un matériau peu stable. En effet, l'hydratation du ciment amène à la formation de composés essentiellement non cristallins qui vont subir des modifications constantes pendant leur vie. La durabilité du béton augmente, comme les performances mécaniques, avec la compacité. Il est donc essentiel, pour obtenir des bétons durables, de contrôler soigneusement la production, la mise en œuvre et la cure du béton.

*Chapitre III*  
*Matériaux et procédures*

## INTRODUCTION

Toute formulation passe par la compréhension de l'influence de chaque constituant sur les propriétés du béton. Le rôle d'un constituant dépend essentiellement de son état (fluide, solide) et de sa nature minéralogique et chimique. Ainsi, nous allons décrire dans ce chapitre les différents constituants entrant dans la composition d'un mortier (sable, ciment, adjuvants et eau) ainsi que les différents essais utilisés dans ce travail.

L'objectif de notre étude est d'étudier le comportement mécanique d'un mortier fibré conservé dans un milieu agressif (acide sulfurique et sulfate d'ammonium).

### III.1 MATÉRIAUX UTILISÉS

#### III.1.1 Ciment

Le ciment utilisé pour notre étude est un ciment de type **CEM I 52,5** provenant de France. Sa masse volumique est de  $3100 \text{ kg/m}^3$ . Certaines caractéristiques sont présentées dans le tableau (III.1).

**Tableau III.1:** Composition minéralogique du ciment.

Composition minéralogique(%)			
$C_3S$	$C_2S$	$C_3A$	$C_4AF$
65,94	10,47	8,24	8,52

#### III.1.2 Sable

Le sable utilisé dans cette étude c'est le sable normalisé de classe 0/2 (Figure III.1). C'est un sable naturel, siliceux notamment dans ses fractions les plus fines. Il est propre, les grains sont de forme généralement isométrique et arrondie. Le sable est conditionné en sachets de polyéthylène contenant chacun 1 350g. Sa masse volumique est de  $2700 \text{ kg/m}^3$ .



**Figure III.1:** Sable normalisé.

### III.1.3 L'eau de gâchage

L'eau utilisée dans cette étude est l'eau de robinet, qui est une eau potable donc propre.

### III.1.4 Superplastifiant

Le Superplastifiant utilisé est le SIKA VISCOCRETE TEMPO 12. Ce super-plastifiant est aussi un haut réducteur d'eau polyvalent de nouvelle génération non chloré à base de copolymère acrylique. Il permet d'obtenir des bétons et mortiers de grande qualité en termes de résistance et de fluidité. Ces caractéristiques techniques sont données dans le tableau (III.2).

**Tableau III.2 :** Les caractéristiques du superplastifiant.

Densité	1,06 ± 0,01
pH	6 ± 1
Teneur en Na <sub>2</sub> O Eq.	≤ 1%
Extrait sec	30,2 ± 1,3 %

### III.1.5 Fibres

La géométrie des fibres est choisie en tenant compte de la taille des granulats utilisés. Le pontage des fissures n'est efficace que si la longueur des fibres est plus importante que la taille maximale des granulats [136]. Les fibres métalliques agissent dès les plus faibles ouvertures de fissures en attribuant au matériau des résistances en traction et en flexion améliorées.

Les fibres utilisées sont des fibres métalliques droites de longueur 25 mm et de diamètre 0.25 mm (Figure III.2). Le taux de fibres utilisés est de 0,25%, 0.50% et 0,75% du volume total des constituants.

Afin de conserver une ouvrabilité correcte, nous avons ajouté à la composition avec le taux de 0,75% en fibres, le superplastifiant avec un taux de 0,75% du poids du ciment. Les caractéristiques physiques et mécaniques des fibres sont données dans le tableau (III.3).

**Tableau III.3 :** Caractéristiques physiques et mécaniques des fibres métalliques.

Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	7500
Résistance en traction (GPa)	1 – 3
Module d'élasticité (GPa)	200
Résistance au feu (°C)	1500



**Figure III.2 :** Les fibres métalliques utilisées.

## III.2 COMPOSITION DES MORTIERS

Le mortier normal est le mélange d'éléments secs avec un rapport E/C = 0,5.

- Les matériaux utilisés sont :
  - ciment **CEM I 52,5** ;
  - sable normalisé de classe 0/2 ;
  - l'eau de robinet.

Le tableau (III.4) résume le calcul des proportions de chaque constituant pour trois éprouvettes prismatique (4x4x16) de mortier (témoin).

Type de matériau	Sable	Ciment	Eau
Poids (g)	1350	450	225

**Tableau III.4:** Composition d'un mortier témoin.

## III.3 FORMULATION DES MORTIERS

### III.3.1 Préparation du matériau

Mélanger le sable normalisé avec le ciment à tester et l'eau dans les proportions suivantes : 450 ± 2 g de ciment, 1350 ± 5g de sable normalisé et 225 ± 1 g d'eau. Avant d'être utilisé pour l'identification de caractéristiques physique et/ou mécanique, ce mortier est malaxé pendant 4minutes conformément aux prescriptions de la norme.

### III.3.2 Confection des mortiers

Dans cette partie de chapitre nous avons présenté les étapes de confection des mortiers depuis les pesées des matériaux jusqu'à la rupture des éprouvettes. On a décrit la méthode d'essai utilisée, les conditions de fabrication et de conservation des éprouvettes. Le tableau (III.5) définit le programme expérimental et le nombre d'essais effectués dans chaque cas.

**Tableau III.5 :** Désignation des différentes éprouvettes.

Désignation	COMPRESSION		
	Type	Dimension	Nombre
CN	Prismatique	(4x4x4) cm <sup>3</sup>	3
CNfm0,25	Prismatique	(4x4x4) cm <sup>3</sup>	3
CNfm0,50	Prismatique	(4x4x4) cm <sup>3</sup>	3
CNfm0,75	Prismatique	(4x4x4) cm <sup>3</sup>	3
	FLEXION		
MN	Prismatique	(4x4x16) cm <sup>3</sup>	3
MNfm0,25	Prismatique	(4x4x16) cm <sup>3</sup>	3
MNfm0,50	Prismatique	(4x4x16) cm <sup>3</sup>	3
MNfm0,75	Prismatique	(4x4x16) cm <sup>3</sup>	3

- Éprouvettes prismatiques

Ces éprouvettes sont réalisées généralement pour les essais de traction par flexion ou bien de flexion par trois points selon les normes NFP18- 407 (NA428), qui précisent les détails d'exécution, les éprouvettes sont des prismes de (4x4x16) cm<sup>3</sup>.

#### III.3.2.1 Préparation de la gâchée

Pour la confection des bétons ou bien des mortiers, il y a lieu dans un premier temps de préparer le nécessaire en matériel et matériaux. On a préparé les moules prévus pour les éprouvettes de béton, les moules sont huilés pour faciliter le décoffrage. Toutes les pesées des matériaux nécessaires (sable, ciment ...) ont été faites. Les mortiers ont été réalisés selon la norme (NF P 15 – 403). Le gâchage est réalisé à l'aide d'un malaxeur à axe verticale d'une capacité de 5 litres spécifié par la norme (NF P 15 – 411). Le gâchage comme le malaxage sont des opérations délicates. Il faut, d'une part, s'assurer d'une qualité d'enrobage acceptable

et éviter la ségrégation des granulats. La durée du malaxage et la vitesse de malaxage sont des facteurs primordiaux dans l'homogénéité du mélange. De plus, l'ordre d'introduction des constituants dans le malaxeur peut éventuellement influencer les caractéristiques de la pâte.

Après gâchage, les moules sont remplis en trois couches d'égale épaisseur, chaque couche étant compactée par la mise en marche de la table vibrante.

### **III.3.2.2 Conservation des éprouvettes**

Les éprouvettes sont entreposées dans une salle humide à 20°C et 95% d'humidité relative pendant 24 heures. Une fois démoulées, elles sont conservées dans la même salle à 20°C et 95%

HR pendant sept (7) jours. Après cette cure, on place les éprouvettes dans la salle à 20°C et 55% d'humidité relative jusqu'à 28 jours d'âge.

Deux série d'éprouvettes ont été confectionnées : la première série concerne les éprouvettes non pré fissurées, la deuxième série concerne les éprouvettes prés-fissurées (La pré-fissuration a été réalisée à 90 % de la résistance minimale) et ceci afin de provoquer des micros fissures et voir comment évolue la dégradation.

Après 28 jours d'âge, afin d'évaluer le comportement mécanique des mortiers étudiés, nous avons placé les éprouvettes dans deux environnements différents qui sont : la solution d'acide sulfurique ( $H_2SO_4$ ) et la solution de sulfate d'ammonium ( $NH_4SO_4$ ). Les solutions d'acide sulfurique et de sulfate d'ammonium ont été concentrées à 0,5 moles de  $SO_4^{2-}$  par litre. Ces deux solutions permettent de montrer l'influence de l'ion sulfate mais aussi de l'intervention du cation qui lui est associé. Ceci nous permettra aussi de voir la variation des caractéristiques mécaniques des échantillons conservés dans une solution agressive après une certaine durée. Après trois mois de conservation dans les deux environnements, on a placé les éprouvettes dans la salle à 20°C et 55% HR pour sécher jusqu'à la stabilisation de leurs masses.

## **III.4 ESSAIS SUR MORTIERS**

### **III.4.1 Essai de compression (NF P 18-406)**

La résistance mécanique en compression d'un béton ou d'un mortier correspond à la charge de rupture (charge maximale enregistrée) au cours de l'essai d'écrasement sous une contrainte normale axiale. La mise en charge doit se faire d'une manière continu jusqu'à la rupture de l'éprouvette. La résistance mécanique en compression est une caractéristique essentielle du matériau béton ou mortier, c'est le paramètre fondamental de notre étude. Notre objectif dans cette étude est de déterminer les résistances à la compression des différents mortiers.

La presse utilisée est d'une capacité maximale de 200 kN. La résistance en compression a été évaluée suivant la norme NF P 18-406 sur des cubes de  $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$ . Les essais ont été réalisés avec une vitesse de chargement de 0,25 mm/min, figures (III.3) et (III.4).

On note la charge maximale atteinte  $P$  (kN) et la surface de chargement  $S$  ( $\text{m}^2$ ), la contrainte maximale (résistance à la compression) s'écrit alors :

$$\sigma_c \text{ (MPa)} = P/S$$



**Figure III.3 :** Éprouvette soumise à la compression.



**Figure III.4 :** Etat de l'éprouvette après la rupture en compression.

### III.4.2 Essai de traction par flexion trois points (NF P 18-407)

L'essai de traction par flexion trois points est effectué sur des prismes de dimensions  $(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$ , la distance « L » entre appuis est égale aux  $3/4$  de la longueur de l'éprouvette soit 12 cm, figures (III.5) et (III.6). Afin d'éviter les effets parasites provoqués par les défauts de parallélisme et de planéité de la face supérieure de l'éprouvette, nous avons appliqué le chargement sur les faces latérales de l'éprouvette. Ensuite l'éprouvette est soumise à une charge croissante jusqu'à sa rupture.

Les essais de flexion ont été réalisés selon la norme NF P 18 – 407. La vitesse de montée en charge est de 0,1 mm/min.



**Figure III.5:** Éprouvette soumise à la flexion 3 points.



**Figure III.6 :** Etat de l'éprouvette après la rupture en flexion.

**CONCLUSION**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents matériaux utilisés dans cette étude avec leurs caractéristiques, la formulation des différents mélanges. Deux paramètres ont été variés : le pourcentage en fibres et l'environnement de conservation.

On a mentionné aussi l'identification et la caractérisation des différents matériaux utilisés dans notre recherche. Nous avons présenté le programme expérimental retenu dans cette recherche : le choix de corps d'épreuve et les conditions de conservation.

***Chapitre IV***  
***Comportement des bétons  
fibrés en milieu agressif***

## Introduction

Dans ce chapitre on a traité le comportement mécanique des mortiers étudiés placés dans les différents environnements. Le premier est une salle à 20°C et 55% d'humidité relative, le second est l'acide sulfurique et enfin le troisième est le sulfate d'ammonium. Les mortiers sont formulés en faisant varier deux paramètres à savoir le pourcentage en fibres et la nature des éprouvettes (pré fissurées et non pré fissurées). Les matériaux renforcés sont caractérisés en flexion 3 points et en compression. Les essais de flexion ont été effectués sur des échantillons prismatiques de dimensions (4×4×16 cm<sup>3</sup>) et ceux de compression ont été réalisés sur des cubes équivalents (4×4×4 cm<sup>3</sup>) comme déjà mentionné dans le chapitre III.

### IV.1. Présentation des résultats des essais

Dans ce chapitre on présente les résultats des essais de résistance à la flexion et la résistance à la compression, ainsi que la variation des contraintes et le module de Young pour tous les échantillons, sous forme de courbes, ou des histogrammes, qui nous permettent d'expliquer clairement les phénomènes constatés.

Les essais effectués sont réalisés à raison de 3 éprouvettes pour chaque essai, que ce soit pour le béton témoin ou pour le béton immergé dans la solution agressive.

### IV.2 Essai de résistance à la compression (Rc)

Les figures suivantes, illustrent les résultats sous forme de courbes force – déplacement.

#### a) Le béton témoin

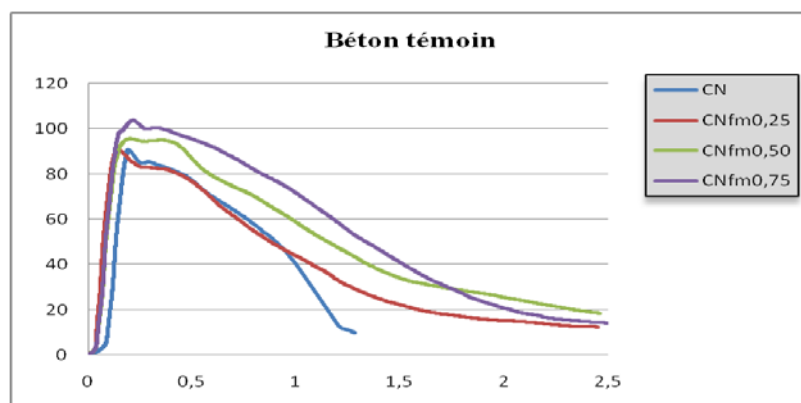
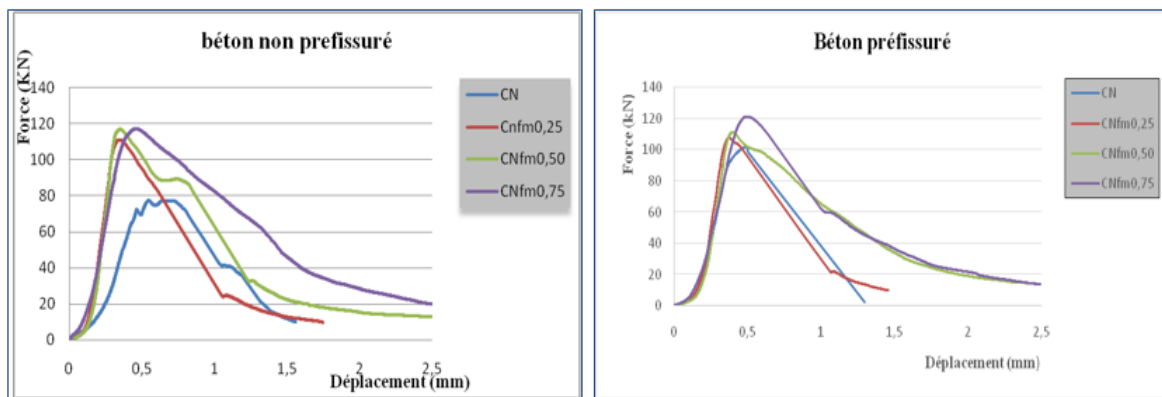


Figure IV.1 : Comportement en compression des bétons témoin.

La résistance à la compression du béton a augmenté avec des pourcentages croissants d'additions de fibres. La plus haute résistance à la compression apparaît pour les bétons de fibres à 0,75% de fibres (CNfm0,75).

- Ces résultats obtenus montrent que l'ajout des fibres confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton sans fibres.

### b) Immersion dans l'acide sulfurique



**Figure IV.2 :** Comportement en compression des bétons sans fibres et des bétons fibrés conservés dans l'acide sulfurique.

L'influence de la nature du milieu joue un rôle important dans la cinétique de développement de la résistance en compression du béton. La comparaison entre l'évolution des résistances en compression du **béton non pré fissuré** sans fibres conservé dans l'acide sulfurique et des bétons avec des pourcentages en fibres différentes dans le même milieu montre que :

-Apparition des fissures sur les éprouvettes de béton sans fibres immergé dans un milieu agressif dès l'application du chargement, d'où le béton sans fibre se dégrade sous l'effet chimiques (le béton sans fibres métalliques résiste moins en milieu agressif).

-L'incorporation des fibres dans le béton améliore sa durabilité lorsque l'enrobage est respecté.

-Le béton sans fibre présente une pente inférieure par rapport aux bétons fibrés.

-Le béton avec 0.75% de fibres métalliques conservés en environnement acide présente un meilleur comportement à la compression comparé aux bétons avec des teneurs en fibre de 0.25% et 0.50%.

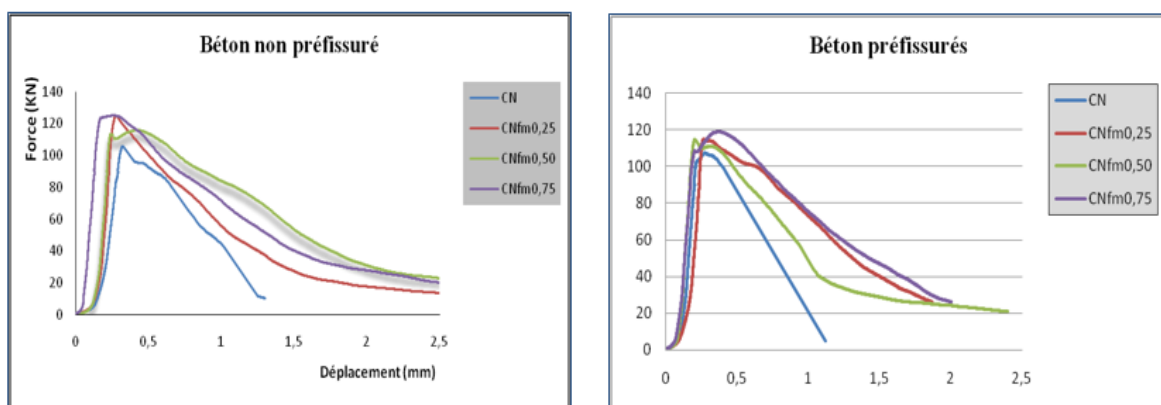
-Après le pic on a la deuxième phase dans laquelle on observe une chute brutale, sans rupture brusque pour les bétons avec fibres, pour cette phase de déchargement on enregistre un

meilleur comportement pour les bétons fibrés à 0,75% (CNfm0,75). Les bords des fissures sont reliés par les fibres.

Cas des **bétons pré fissurés**, Nous observons à travers les courbes force-déplacement que:

Les bétons renforcés de fibres métalliques présentent un comportement ductile pour les différents pourcentages d'incorporations. Cette ductilité est meilleur pour le béton de 0.75% de fibres on a pour la force 121,11 kN un déplacement de 0,493mm. A partir de ce point les microfissures se localisent, ce qui conduit à la création des macrofissures qui se propage par la suite provoquant une rupture de pente sur le diagramme, une augmentation légère de la résistance pour le béton sans fibres et le béton avec 0,75% de fibres. En comparaisant avec les béton non pré fissurés, cette amélioration est traduite par la formation des cristaux à l'intérieur des bétons.

### c) Immersion dans le sulfate d'ammonium



**Figure IV.3 :** Comportement en compression des bétons sans fibres et des bétons fibrés conservés dans le sulfate d'ammonium.

Une augmentation de la résistance à la compression pour les bétons de fibres conservé dans le sulfate d'ammonium par rapport aux bétons témoin et les bétons immergés dans l'acide sulfurique. Pour le béton à 0.75% de fibres on a un allongement presque stable avant la chute brutale de charge. Nous constatons que l'acide sulfurique attaque plus les éprouvettes en béton par rapport au sulfate d'ammonium.

IV. 3 Module d'élasticité en compression

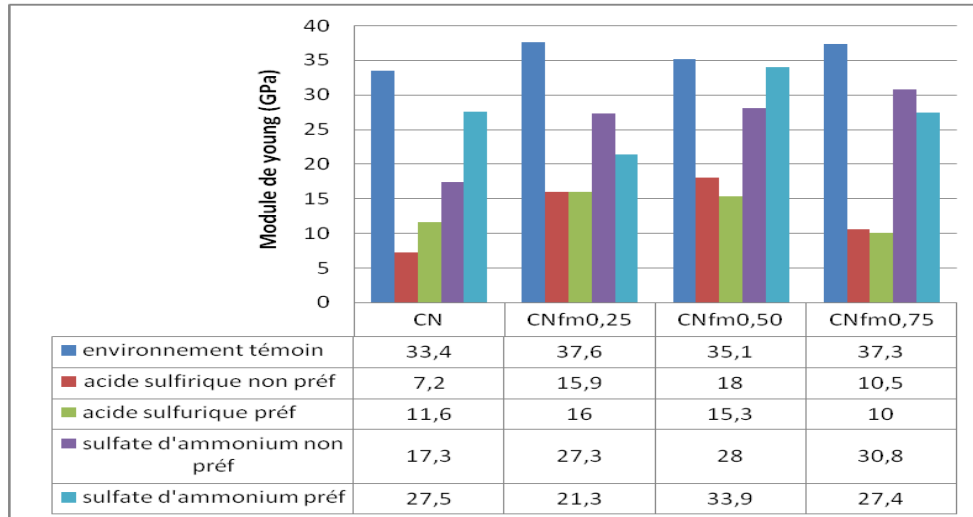


Figure IV.4 : Module élastique en compression des compositions étudiées.

Le module élastique en compression est meilleur pour les bétons en environnement témoin. Les bétons fibrés présentent un module élastique plus important, ce dernier est faible pour les bétons conservés dans l'environnement acide sulfurique.

IV.4 Contrainte de rupture en compression

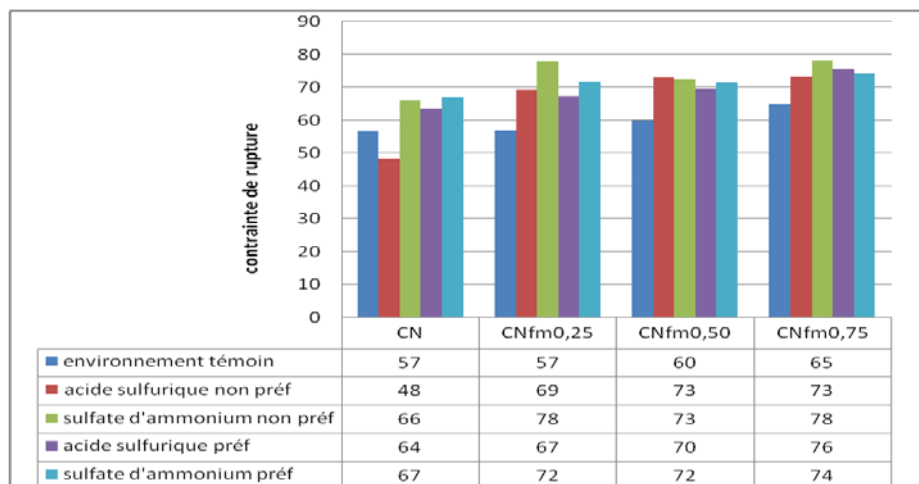


Figure IV.5 : Contrainte de rupture.

La contrainte de rupture est maximale pour les bétons fibré non pré fissuré immergés dans le sulfate d'ammonium. Les bétons avec 0.75% de fibre métalliques présentent une meilleure contrainte pour les différents environnements.

## IV.5 Essai de résistance à la flexion (Rf)

## a) Le béton témoin

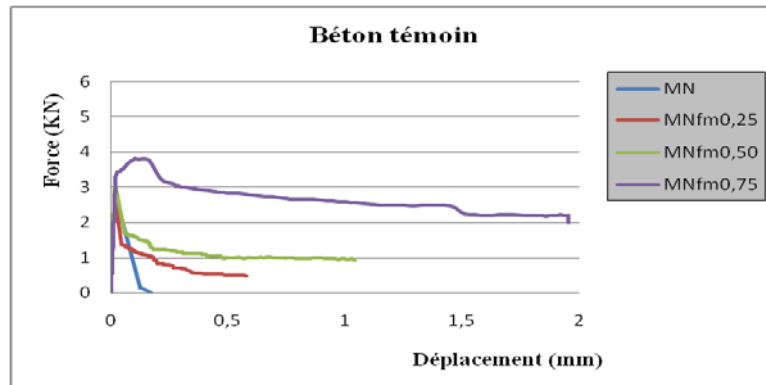


Figure IV.6 : Comportement en flexion des bétons témoins.

Le comportement en flexion est l'un des aspects les plus importants pour un béton, car ce matériau composite subit, le plus souvent, ce type de chargement, dans ses diverses applications. Les courbes montrent que le béton sans fibres présente un comportement fragile sauf pour les bétons de fibres métalliques qui eux présentent un comportement ductile. Les bétons de fibres à 0.75% présentent une meilleure résistance en flexion.

## b) Immersion dans l'acide sulfurique

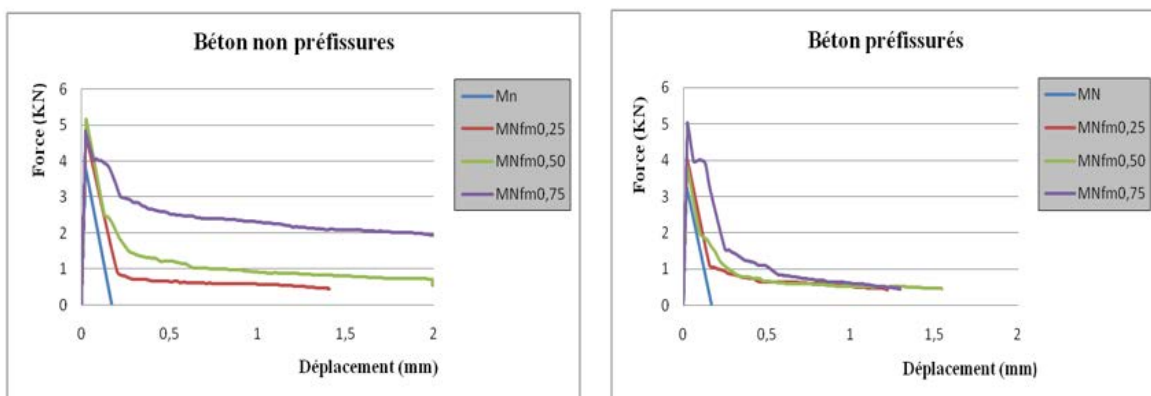
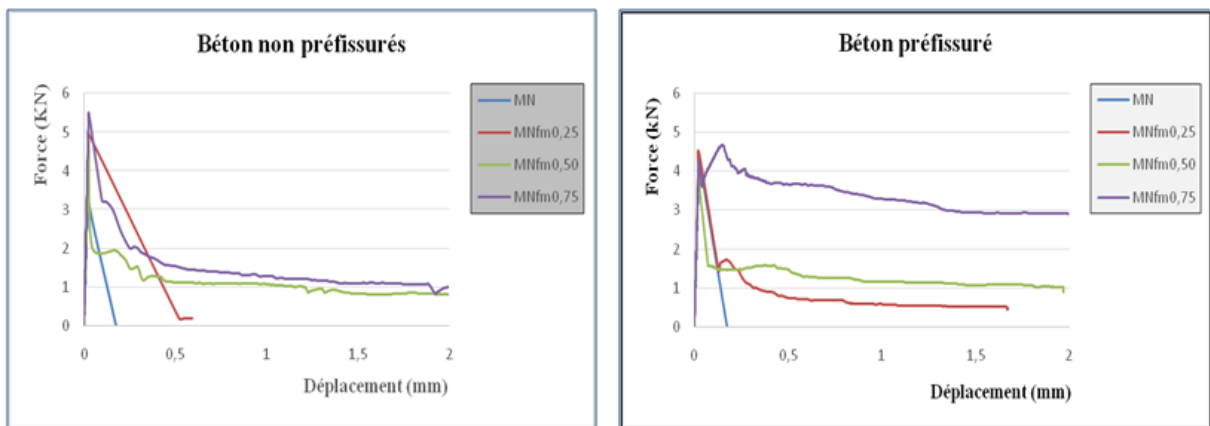


Figure IV.7 : Comportement en flexion des bétons sans fibres et des bétons fibrés conservés dans l'acide sulfurique.

Les courbes ainsi obtenues montrent que les bétons fibrés ne se rompent pas brutalement, ils présentent un comportement plutôt ductile. Le béton avec 0.50% de fibres présentent un comportement meilleur en flexion. Pour le béton pré fissurés une augmentation de résistance est enregistrée pour le béton MNfm0.75.

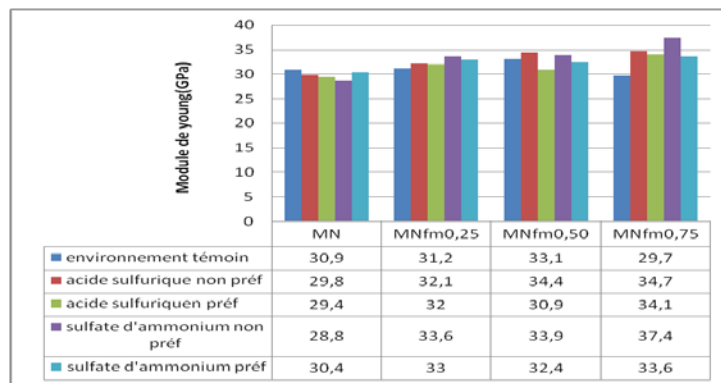
**C) Immersion dans le sulfate d’ammonium**



**Figure IV.8 :** Comportement en flexion des bétons témoin et des bétons fibrés conservés dans le sulfate d’ammonium.

La résistance à la flexion des bétons fibrés conservés dans le sulfate d’ammonium est supérieurs par rapport aux bétons témoin et aux bétons conservés dans l’acide sulfurique. La pente est la même pour tout les bétons, le comportement post fissuration est meilleur pour les bétons à 0.75% de fibres.

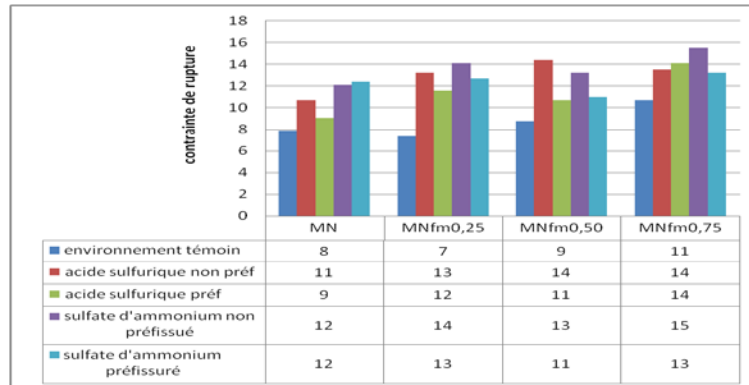
**IV.6 Module d’élasticité en flexion**



**Figure IV.9 :** Module élastique en flexion des compositions étudiées.

Les bétons fibrés offrent des modules d'élasticité légèrement plus importants. Dans le sulfate d'ammonium le béton non pré fissurés avec 0.75% de fibres présentent un module élastique élevé (37.4 GPa).

**IV.7 Contrainte de rupture en flexion**



**Figure IV.10 :** Contrainte de rupture.

On observe que les bétons avec 0.75% de fibres conservés dans les différents environnements ont des contraintes de rupture supérieures aux autres bétons. La contrainte de rupture est minimale pour l'environnement témoin. Ce qui explique que la présence des fibres métallique dans le béton lui confère une bonne résistance.

**Conclusion**

L'ajout des fibres métalliques représentent une voie prometteuse car elle permet l'amélioration de l'ensemble des propriétés du matériau l'accroissement des propriétés mécaniques provient des propriétés élevées de la fibre.

La résistance à la flexion des bétons fibrés conservés dans le sulfate d'ammonium est supérieurs par rapport aux bétons témoin et aux bétons conservés dans l'acide sulfurique. Le comportement post fissuration est meilleur pour les bétons à 0.75% de fibres.

## **Conclusion générale**

Cette étude a pour but, de quantifier l'effet d'ajout de fibre métallique sur les propriétés mécaniques du béton, notamment la résistance à la compression, à la flexion, les modules de Young et les contraintes de rupture. D'après les résultats obtenus, on peut conclure que :

- L'ajout de fibres métalliques engendre une nette amélioration de la résistance à la flexion qui double de valeur en présence de 0.75% de fibres.
- La résistance à la compression sur les éprouvettes atteint ses valeurs maximales avec 0.75% de fibres introduites pour les différents milieux
- L'amélioration apportée par l'ajout des fibres sur le comportement mécanique en compression est due à la formation des cristaux dans le béton pré fissuré immergé dans l'acide sulfurique.
- L'ajout des fibres métalliques confère une ductilité significative au matériau par rapport au béton sans fibres, dont on a obtenu des ruptures ductiles.
- Les bétons à 0.75% de fibres métalliques présentent des modules d'élasticité en compression élevée pour les différents environnements.
- On milieu du sulfate d'ammonium le béton non pré fissures avec 0.75% de fibres présentent un module élastique en flexion élevé.
- L'immersion dans la solution d'acide sulfurique attaque plus les éprouvettes en béton par rapport à la solution de sulfate d'ammonium.
- Ainsi le choix d'utiliser des fibres métalliques comme ajout est avantageux du point de vue économique et écologique, et offre une possibilité pour améliorer la durabilité des bétons.