

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

Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil

THÈSE DE DOCTORAT
Spécialité : Génie Civil

Présentée par
FEDAOUÏ-AKMOUSSI Ourdia

Sujet

**Étude du comportement mécanique et durabilité des
bétons fibrés : influence de différents environnements et de
la nature des fibres.**

Devant le jury composé de Madame et Messieurs:

BALI Abderrahim	Professeur, ENP à Alger	Président
KACI Salah	Professeur, UMMTO	Rapporteur
BOUAFIA Youcef	Professeur, UMMTO	Examineur
KHARCHI Fattoum	Professeur, USTHB à Alger	Examineur
MOLEZ Laurent	Maitre de conférences, INSA de RennesFrance	Invité

Soutenue le 06 / 03 / 2016

RESUME

La durabilité d'un béton dépend de plusieurs facteurs, on peut citer : les caractéristiques mécaniques finales, les sollicitations de service, les sollicitations d'environnement... Certaines conditions particulières du milieu environnant entraînent des désordres. C'est le cas des structures et des équipements des stations de traitement d'eau résiduaire qui posent quelques problèmes ne se trouvant pas dans les autres utilisations traditionnelles du béton, dont le phénomène bactériens est à l'origine. L'impact de ces dégradations est très nuisible pour notre hygiène de vie.

Ce travail porte sur l'étude du comportement mécanique et de durabilité d'un béton fibrés avec ou sans la fumée de silice conservé dans de différents environnements qui sont : sec (20°C et 50% HR), humide (20°C et 95% HR), cycles (mouillage (20°C et 95% HR)/séchage 20°C et 50% HR) et biochimique (eaux usées). Deux types de fibres ont été utilisés, les fibres métalliques et les fibres de verre alcali résistante (AR).

Nous avons réalisé trois essais : essais de résistances mécaniques, test à la phénolphthaléine et étude microstructurale (MEB). Les compositions ont été fabriquées avec des rapports eau sur ciment (0,5; 0,65; 0,8), un dosage en fibres de 0,5 % et un dosage de 10 % (de la masse de ciment) pour la fumée de silice. Après une année de conservation dans les différents environnements, nous avons caractérisé les performances mécaniques et de durabilité des mortiers étudiés.

Une observation au microscope électronique à balayage a été réalisé sur les échantillons de rapport (E/C = 0,8) afin de mieux visualiser les différentes modifications de la microstructure de la matrice. L'observation au MEB montre qu'il y'a une détérioration de la surface externe des échantillons par les phénomènes biochimiques qui sont provoqués par une attaque bactérienne et une attaque sulfatique.

Mots clés : résistances mécaniques, durabilité, cycles (mouillage/séchage), microstructure, MEB, biochimique, bétons, fibres métalliques, fibres de verre alcali résistante, fumé de silice, dégradation chimique, dégradation bactérienne.

ABSTRACT

The durability of a concrete depends on several factors, one can quote: final mechanical characteristics, operating stresses, environmental stresses... Specific conditions of surrounding environment generate disorders. This is the case of structures and equipment of wastewater treatment which pose some problems not being in the other traditional uses of the concrete, the phenomenon is bacterial in origin. The impact of these degradations is very harmful for our hygiene of life.

The present study focuses on the durability of fiber-reinforced concrete with and without silica fume kept in different environments: dry (20°C and 50% RH), wet (20°C and 95% RH), cyclic (wetting (20°C and 95% RH) / drying (20°C and 95% RH) and biochemical (sewer). Two types of fibers were used, the steel fibers and the glass fibers (alkali resistant).

Three tests were carried out: strength, depth of pH reduction using phenolphthalein, and micro-structural analysis by SEM. The mixes studied had various water cement ratios (0.5; 0.65; 0.8), with a 0.5% steel fiber content and 10% silica fume content. After one year of conservation in the various environments, we characterized the mechanical and the durability performances of the studied mortars.

SEM observations were carried out on samples with 0.8 w/c ratio to study the micro structural changes in the mortar's matrix. The SEM observation shows that there is a deterioration of the external surface of the samples by biochemical phenomena which are caused by a bacterial attack and sulphate attack.

Key words: mechanical strength, durability, cyclic (wetting/drying), microstructural, SEM, biochemical, concretes, steel fibers, alkali resistant glass fibers, silica fume, chemical attack, bacterial attack.

AVANT-PROPOS

La partie expérimentale de ce travail a été réalisé au laboratoire de génie civil de l'INSA de Rennes en France. Je voudrais exprimer toute ma reconnaissance à Messieurs Raoul JAUBERTHIE et Laurent MOLEZ, de l'INSA de Rennes pour leur accueil chaleureux et pour m'avoir fait l'honneur de diriger la partie expérimentale de mon travail de thèse durant mes séjours en France. Mes remerciements vont aussi à mon directeur de thèse, Monsieur Salah KACI professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Je les remercie chaleureusement pour leurs confiances, leurs connaissances scientifiques, leurs soutiens ainsi que leurs conseils.

Je tiens également à remercier, Monsieur BALI Aberrahim Professeur à L'ENP d'Alger qui a accepté de présider mon jury de thèse et Madame et Messieurs : KHARCHI Fattoum Professeur à l'université USTHB, BOUAFIA Youcef Professeur à l'université de Tizi-Ouzou, MOLEZ Laurent Maître de conférence à l'INSA de RENNES, qui ont accepté de faire partie de mon jury de thèse.

Mes remerciements s'adressent également aux techniciens du laboratoire de génie civil de l'INSA de Rennes, en particulier à messieurs Michel TRINQUARD, Alain BOURSICOT et Monique MURY, au personnel administratif en particulier Madame Nathalie CHOLLET.

Je remercie aussi tous mes collègues enseignants qui m'ont soutenu tout au long de ce travail, spécialement Mme O. Haddad, ainsi que Monsieur BENMEZROUA qui m'a soutenu tout au long de ce travail durant mes séjours en France.

Enfin, je voudrais remercier mes parents, mon mari, mes enfants, toute ma famille et ma belle famille, qui m'ont soutenu tout au long de ce travail.

GLOSSAIRE

AR	Alcali-Résistante
CEM I	Ciment Portland CEM I 52,5 CP2 PM-ES
Capteur LVDT	capteur de déplacement comportant un transformateur à couplage variable (Linear Variable Differential Transformer)
DRX	Diffraction aux rayons X
E (GPa)	Module d'élasticité statique
E/C	Rapport massique eau/ciment
HR (%)	Humidité relative, égale au rapport de la pression partielle de vapeur d'eau sur la pression saturante
MN	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice et sans fibres
MNfv	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice renforcé de fibres de verre AR
MNfm	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice renforcé de fibres métalliques
MFs	Mortier normal à base de CEM I avec fumée de silice et sans fibres
MFsfv	Mortier normal à base de CEM I avec fumée de silice renforcé de fibres de verre AR
MFsfm	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice renforcé de fibres métalliques
MEB	Microscope électronique à balayage
SSB	Surface spécifique Blaine
σ_r (flex)	Contrainte de rupture en flexion (MPa)
σ_r (comp)	Contrainte de rupture en compression (MPa)
W_r (N/m)	Énergie de rupture en flexion

SOMMAIRE

Résumé	
Avant-propos	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	

INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
-----------------------------------	----------

CHAPITRE 1 LES MATÉRIAUX CIMENTAIRES RENFORCES PAR LES FIBRES.....	6
---	----------

INTRODUCTION.....	6
1.1 CONSTITUANTS DU BÉTON.....	6
1.1.1 Le ciment portland.....	6
1.1.2 Les granulats.....	10
1.1.3 L'eau de gâchage.....	10
1.1.4 Les ajouts cimentaires	11
1.1.5 Les adjuvants.....	15
1.1.6 Les fibres	18
1.1.6.1 Les fibres d'amiante	18
1.1.6.2 Les fibres de fonte	19
1.1.6.3 Les fibres de polypropylènes.....	19
1.1.6.4 Les fibres de verre	20
1.1.6.5 Les fibres d'acier.....	21
1.2 TECHNOLOGIE DE FABRICATION DES BÉTONS DE FIBRES.....	23
1.2.1 Granulométrie.....	23
1.2.2 Malaxage	23

1.2.3 Mise en œuvre	24
1.2.4 Ouvrabilité.....	24
1.2.5 Propriétés mécaniques des bétons fibrés	25
1.2.5.1 Résistance en compression.....	25
1.2.5.2 Résistance à la traction directe	25
1.2.5.3 Résistance à la flexion	26
1.2.5.4 Résistance au cisaillement.....	26
1.3 DURABILITÉ DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES	27
1.3.1 Durabilité des bétonsrenforcés de fibres métalliques.....	27
1.3.2 Durabilité des bétons renforcés de fibres de verre	30
1.3.2.1 Mécanismes de corrosion du verre en différents milieux.....	30
1.3.2.2 Facteurs influençant la durabilité chimique du verre	32
1.3.2.3 Amélioration de la durabilité des fibres de verre dans une matrice cimentaire.....	35
1.3.2.3.1 Incorporation du ZrO_2 dans la composition chimique de la fibre	36
1.3.2.3.2 Abaisser le pH du milieu cimentaire	37
CONCLUSION	38

CHAPITRE 2 PATHOLOGIES CHIMIQUES ET BIOCHIMIQUES OBSERVÉES SUR LES ÉLÉMENTS EN BÉTON

39

INTRODUCTION.....	39
2.1 ALCALI-RÉACTION.....	39
2.1.1 Les différents types d'alcali-réaction	40
2.1.1.1 Réaction alcali-silice (RAS).....	40
2.1.1.2 Réaction alcali-silicate	40
2.1.1.3 Réaction alcali-carbonate	41
2.2 LIXIVIATION	43
2.3 L'ATTAQUE PAR L'EAU DE MER.....	45
2.4 CARBONATATION.....	49

2.5 L'ATTAQUE SULFATIQUE.....	51
2.5.1 Les différentes catégories d'ettringite	54
2.5.2 Les mécanismes de gonflement.....	58
2.5.2.1 Formation d'ettringite dans le béton.....	58
2.5.2.2 Caractère expansif ou non expansif de l'ettringite	59
2.6 L'ATTAQUE CHIMIQUE	60
2.6.1 Les nitrates	60
2.6.2 Les sels d'ammonium.....	60
2.6.3 Les chlorures	61
2.6.4 Les phosphates	62
2.6.5 Les oxalates	62
2.6.6 Les hydroxydes alcalins	62
2.7 L'ATTAQUE BIOCHIMIQUE.....	62
2.7.1 Cas des eaux usées	62
2.7.2 Cas des effluents agricoles et agro-alimentaires.....	66
CONCLUSION	68
 CHAPITRE 3 MATÉRIAUX UTILISÉS ET PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES	69
 INTRODUCTION.....	69
3.1 MATÉRIAUX UTILISÉS.....	69
3.1.1 Le ciment.....	69
3.1.2 Le sable.....	70
3.1.3 La fumée de silice.....	71
3.1.4 Les fibres	73
3.2 PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES.....	75
3.2.1 Élaboration des éprouvettes.....	75
3.2.1.1 Gâchage des mortiers	76
3.2.1.2 Démoulage et cure appliquée	77

3.2.2 Conservation des éprouvettes	78
3.2.3 Essai de traction par flexion 3 points	78
3.2.4 Essai de compression.....	80
3.2.5 Détermination de la profondeur à basicité réduite.....	81
3.2.6 Microscope électronique à balayage	83
3.2.7 Diffraction des rayons X (DRX)	84
CONCLUSION	85

CHAPITRE 4 CARACTÉRISATION MÉCANIQUE DES MORTIERS FIBRÉS EN ENVIRONNEMENTS SEC, HUMIDE ET CYCLES DE MOUILLAGE/SÉCHAGE.....86

INTRODUCTION.....	86
4.1 ENVIRONNEMENT SEC	86
4.1.1 Variation des masses	86
4.1.2 Comportement en flexion à 1 année.....	88
4.1.2.1 Résistance en flexion.....	88
4.1.2.2 Module d'élasticité	91
4.1.2.3 Énergie de rupture	92
4.1.3 Résistance en compression à 1 année.....	94
4.1.4 Test à la phénolphtaléine	95
4.2 ENVIRONNEMENT HUMIDE	98
4.2.1 Variation des masses	98
4.2.2 Comportement en flexion à 1 année.....	99
4.2.2.1 Résistance en flexion.....	99
4.2.2.2 Module d'élasticité	101
4.2.2.3 Énergie de rupture	103
4.2.3 Résistance en compression à 1 année.....	104
4.2.4 Test à la phénolphtaléine	106
4.3 ENVIRONNEMENT CYCLES (MOUILLAGE/SÉCHAGE)	108

4.3.1 Variation des masses	108
4.3.2 Comportement en flexion à 1 année.....	109
4.3.2.1 Résistance en flexion.....	109
4.3.2.2 Module d'élasticité.....	111
4.3.2.3 Énergie de rupture	113
4.3.3 Résistance en compression à 1 année	114
4.3.4 Test à la phénolphtaléine.....	115
CONCLUSION	116
CHAPITRE 5 CARACTÉRISATION MÉCANIQUE ET DURABILITÉ DES MORTIERS DANS LES ENVIRONNEMENTS AGRESSIFS.....	118
INTRODUCTION.....	118
5.1 ENVIRONNEMENT BIOCHIMIQUE.....	118
5.1.1 Variation des masses	119
5.1.2 Comportement en flexion à 1 année.....	121
5.1.2.1 Résistance en flexion.....	121
5.1.2.2 Module d'élasticité.....	123
5.1.2.3 Énergie de rupture	124
5.1.3 Résistance en compression à 1 année.....	126
5.1.4 Test à la phénolphtaléine.....	127
5.1.5 Microstructure interne des mortiers dégradés	130
5.2 ENVIRONNEMENT ACIDE	134
5.2.1 Conservation des éprouvettes.....	134
5.2.2 Préparation des échantillons pour la diffraction aux rayons X (DRX).....	135
5.2.3 Analyse de la diffraction aux rayons X (DRX)	137
CONCLUSION	138

CHAPITRE 6 ANALYSE COMPARATIVE ENTRE LES DIFFERENTS ENVIRONNEMENTS	139
 INTRODUCTION.....	 139
6.1 Variation des masses	139
6.2 Tests mécaniques.....	140
6.2.1 Résistance en flexion.....	140
6.2.2 Module d'élasticité	143
6.2.3 Énergie de rupture	145
6.1.4 Résistance en compression.....	147
6.3 Test à la phénolphtaléine	149
CONCLUSION	150
 CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES	
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Composition minéralogique moyenne typique d'un clinker de ciment Portland [13]	8
Tableau 1.2: Les valeurs limites de l'agressivité de l'eau [18]	11
Tableau 1.3: Composition chimique d'un laitier de haut fourneau [21]	12
Tableau 1.4 : Composition chimique de la fumée de silice [26]	14
Tableau 1.5: Composition des fibres de verre [44]	20
Tableau 1.6: Propriétés physiques et mécaniques des fibres [53]	22
Tableau 1.7. Facteurs influents sur la durabilité [62]	27
Tableau 3.1: Composition chimique et minéralogique du ciment et de la fumée de silice [O. Fedaoui]	72
Tableau 3.2: propriétés physiques et mécaniques des fibres [O. Fedaoui]	73
Tableau 3.3 : Microanalyse EDS d'une fibre métallique [137]	75
Tableau 3.4 : Composition des différents mortiers (kg/m^3) [O. Fedaoui]	76
Tableau 3.5 : caractéristiques mécaniques à 28 jours [O. Fedaoui]	81

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Gel de C-S-H [15].....	9
Figure 1.2: Cristaux de portlandite [15].....	9
Figure 1.3: Cristaux d'ettringite [15]	9
Figure 1.4: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout de laitier de haut fourneau au cours du temps [22]	12
Figure 1.5: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout de cendres volantes au cours du temps [22]	13
Figure 1.6: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout des fumées de silice sur la dimension des pores en fonction du temps d'hydratation [32].....	15
Figure 1.7: Les fibres de polypropylène [50].....	19
Figure 1.8: Les fibres de verre [50].....	20
Figure 1.9: Différents types de fibres d'acier [52]	22
Figure 1.10: Effet de L/D_g sur la structure interne d'une matrice [54]	23
Figure 1.11: Courbes charge – déplacement pour les essais de cisaillement direct [69]	26
Figure 1.12: Mécanisme de corrosion des fibres en présence de fissure, et sans pénétration des chlorures [62]	29
Figure 1.13: Mécanisme de dégradation du verre en milieu acide : désalcalinisation du verre (leaching) [75]	31
Figure 1.14 : Mécanisme d'attaque de verre par une solution de soude (etching) [75]	32
Figure 1.15: Évolution de la masse de SiO_2 dissoute par gramme de verre en fonction du rapport S/V [77].....	33
Figure 1.16 : Évolution de la masse des ions alcalins dissous en fonction de la teneur en alcalin du verre [77].....	34
Figure 1.17: Variation de la quantité de silice (a) et d'oxyde de sodium (b) en fonction du pH d'un verre de composition initiale $Na_2O-3SiO_2$ à 35°C [77]	35
Figure 1.18: Variation des fractions lixiviées finales en Si (o), B (□) et Na (◇) en fonction de la teneur x de zircon dans les verres de composition 70/15/15/x altérés en pH libres à $1cm^{-1}$ [79].....	36
Figure 1.19: Résistance à la traction des fibres REZAL conservées dans l'eau à une température de 80°C aux différents âges [80]	37
Figure 1.20: Image de l'état de surface des fibres résistantes aux alcalins en fonction du	

pourcentage de la fumée de silice. (CP: Ciment Portland, FS: Fumée de silice)	
[80]	38
Figure 2.1: fissurations grossières dues à l'alcali – réaction (Entrée d'un tunnel) [84].....	40
Figure 2.2 : Quelques aspects caractéristiques (observables au MEB) de produits d'alcali- réaction [92].....	42
Figure 2.3: Diagramme d'équilibre entre le rapport Ca/Si des différents hydrates et la concentration en calcium de la solution interstitielle [97].....	44
Figure 2.4: Zonage de la partie dégradée [95]	45
Figure 2.5: représentation schématique des différents processus d'attaque du béton par l'eau de mer [98]	47
Figure 2.6 : Les différentes actions de l'eau de mer sur le béton [99]	48
Figure 2.7: Carbonatation du béton et conséquences sur la structure [105].....	50
Figure 2.8 : Dégradation du béton par réaction sulfatique en pied de poteau [108]	51
Figure 2.9 : Distribution de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans une pâte de CEM I contenant 10% de C ₃ A, au contact d'une solution à 10.10 ⁻³ mol/L de Na ₂ SO ₄ [109].....	53
Figure 2.10 : relation entre le rapport E/C d'un mortier et l'expansion en milieu sulfatique [111]	54
Figure 2.11 : relation entre la teneur en C ₃ A du ciment et l'expansion de mortiers [111]	54
Figure 2.12 : ettringite primaire bien cristallisée ne provoquant pas d'expansion : précipitation dans les espaces vides à partir de la solution [15].....	55
Figure 2.13 : 1 = ettringite massive dite «mal cristallisée» formée en milieu confiné ; 2 = ettringite secondaire recristallisée à partir de 1 [15]	56
Figure 2.14 : réseau de fissures dans une pile de pont en contact avec l'eau, endommagée par formation différée d'ettringite [113]	57
Figure 2.15 : a = veine d'ettringite secondaire dans un béton dégradé par formation différée d'ettringite ; b = veine d'ettringite secondaire « palissadique » remplissant une fissure dans un produit dégradé par formation différée d'ettringite [112]	58
Figure 2.16 : Observation au MEB du gypse trouvé à la surface des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate d'ammonium (NH ₄) ₂ SO ₄ [118]	61
Figure 2.17 : Mécanismes des attaques biochimiques. Effluent pauvre en oxygène dissout [131]	64

Figure 2.18: Formation de gypse (couleur blanche) à l'intérieur de la conduite d'assainissement	65
Figure 2.19 : Dégradation par corrosion du béton dans un réseau d'assainissement.....	65
Figure 2.20 : Composition chimique en CaO, SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ , SO ₃ , et oxydes totaux, d'une pâte de CEM I immergée dans le lactosérum (pH 4) pendant 4 semaines en fonction de la distance par rapport à la surface, et de l'échantillon témoin [133]	67
Figure 3.1 : Diffractogramme du ciment anhydre CEM I 52,5.....	69
Figure 3.2 : Distribution granulométrique du ciment anhydre CEM I 52,5.....	70
Figure 3.3 : Composition granulométrique du sable normalisé	71
Figure 3.4 : Observation au MEB de la fumée de silice	72
Figure 3.5 : Les types de fibres utilisés [O. Fedaoui]	74
Figure 3.6 : Observations au MEB des fibres utilisées [O. Fedaoui].....	74
Figure 3.7 : Microanalyse EDS d'une fibre métallique [137].....	75
Figure 3.8 : Malaxeur utilisé pour la confection des éprouvettes [O. Fedaoui].....	77
Figure 3.9 : Dispositif de rupture en flexion 3 points [O. Fedaoui].....	78
Figure 3.10 : Capteurs LVDT utilisés pour la lecture des déplacements en flexion 3 points et le système d'acquisition des données [O. Fedaoui]	79
Figure 3.11 : Presse de compression avec le système d'acquisition des données [O. Fedaoui].....	80
Figure 3.12 : Dispositif de rupture en compression	81
Figure 3.13 : Variation des couleurs de la Phénolphtaléine et de la Thymolphtaléine suivant l'échelle de pH [141].....	82
Figure 3.14 : A gauche : surface sans la phénolphtaléine, à droite surface imbibée de la phénolphtaléine [O. Fedaoui]	83
Figure 3.15 : Appareil du MEB au laboratoire.....	84
Figure 4.1 : Variation de la masse dans l'environnement sec	87
Figure 4.1 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement sec	88
Figure 4.2: Contrainte de rupture en flexion en environnement sec	89
Figure 4.3: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement sec	90
Figure 4.4: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement sec	90
Figure 4.5: Module d'élasticité en environnement sec	91

Figure 4.6: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement	
Sec	92
Figure 4.7: Énergie de rupture en flexion en environnement sec.....	93
Figure 4.8: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement	
Sec	93
Figure 4.9: Contrainte de rupture en compression en environnement sec	94
Figure 4.10: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement	
Sec	95
Figure 4.11: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement sec.....	96
Figure 4.12: Variation de la profondeur à basicité réduite en environnement Sec	96
Figure 4.13: Profondeur à basicité réduite: influence du rapport E/C en environnement	
Sec	97
Figure 4.14 : Variation de la masse dans l'environnement humide	98
Figure 4.15 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement humide.....	99
Figure 4.16: Contrainte de rupture en flexion en environnement humide	100
Figure 4.17: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement humide.....	100
Figure 4.18: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement	
Humide	101
Figure 4.19: Module d'élasticité en environnement humide.....	102
Figure 4.20: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement	
Humide	102
Figure 4.21: Énergie de rupture en flexion en environnement humide.....	103
Figure 4.22: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement	
Humide	104
Figure 4.23: Contrainte de rupture en compression en environnement humide	104
Figure 4.24: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement	
Humide	105
Figure 4.25: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement	
Humide	106
Figure 4.26 : Variation de la masse dans l'environnement cycles	107
Figure 4.27 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement cycles.....	108
Figure 4.28: Contrainte de rupture en flexion en environnement cycles	109
Figure 4.29: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement cycles.....	109
Figure 4.30: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement	

Cycles	110
Figure 4.31: Module d'élasticité en environnement cycles.....	110
Figure 4.32: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement	
Cycles	111
Figure 4.33: Énergie de rupture en flexion en environnement cycles.....	112
Figure 4.34: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement	
Cycles	112
Figure 4.35: Contrainte de rupture en compression en environnement cycles	113
Figure 4.36: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement	
Cycles	114
Figure 4.37: Zone à basicité réduite des mortiers soumis aux cycles mouillage/séchage	
Cycles	114
Figure 5.1 : a) Dispositif de mise en place des mortiers dans le réseau d'assainissement	
b) L'aspect des éprouvettes à la sortie des égouts.....	118
Figure 5.2: Variation de la masse dans l'environnement biochimique	119
Figure 5.3: Diagrammes efforts-déplacements en environnement biochimique.....	120
Figure 5.4: Contrainte de rupture en flexion en environnement biochimique	121
Figure 5.5: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement	
Biochimique	121
Figure 5.6: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement	
Biochimique	122
Figure 5.7: Module d'élasticité en environnement biochimique	122
Figure 5.8: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement	
Biochimique	123
Figure 5.9: Énergie de rupture en flexion en environnement biochimique.....	124
Figure 5.10: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement	
Biochimique	124
Figure 5.11: Contrainte de rupture en compression en environnement biochimique	125
Figure 5.12: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement	
Biochimique	126
Figure 5.13: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement	
biochimique (E/C = 0,8).....	127
Figure 5.14: Variation de la profondeur à basicité réduite en environnement	

Biochimique	128
Figure 5.15: Profondeur à basicité réduite: influence du rapport E/C en environnement	
Biochimique	128
Figure 5.16: Aspect de la surface externe de l'éprouvette	129
Figure 5.17 : Dépôts de matière organique et de bactéries à la face externe	130
Figure 5.18 : Aspect de la dégradation de surface	130
Figure 5.19 : État de la fibre de verre à plusieurs échelles	131
Figure 5.20 : État de la fibre métallique à plusieurs échelles.....	131
Figure 5.21 : Phase saine du béton (C-S-H).....	132
Figure 5.22 : L'intérieur d'un pore et d'une fissure.....	132
Figure 5.23 : Conservation des éprouvettes dans les solutions acides.....	133
Figure 5.24 : Éprouvettes conservées dans le sulfate d'ammonium	134
Figure 5.25 : Éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique	134
Figure 5.26 : Analyse par diffraction aux rayons X de la poudre issue de l'éprouvette	
conservée dans l'acide sulfurique.....	135
Figure 5.27 : Analyse par diffraction aux rayons X de la poudre issue de l'éprouvette	
conservée dans le sulfate d'ammonium.....	136
 Figure 6.1 : Variation de la masse dans les différents environnements	 138
Figure 6.2 : Courbes effort-déplacement pour E/C = 0,5.....	139
Figure 6.3 : Courbes effort-déplacement pour E/C = 0,65.....	139
Figure 6.4 : Courbes effort-déplacement pour E/C = 0,8.....	139
Figure 6.5 : Contrainte de rupture en flexion pour E/C = 0,5	141
Figure 6.6 : Contrainte de rupture en flexion pour E/C = 0,65	141
Figure 6.7 : Contrainte de rupture en flexion pour E/C = 0,8	142
Figure 6.8 : Module d'élasticité pour E/C = 0,5	143
Figure 6.9 : Module d'élasticité pour E/C = 0,65	143
Figure 6.10 : Module d'élasticité pour E/C = 0,8	144
Figure 6.11 : Énergie de rupture pour E/C = 0,5.....	144
Figure 6.12 : Énergie de rupture pour E/C = 0,65.....	144
Figure 6.13 : Énergie de rupture pour E/C = 0,8.....	145
Figure 6.14 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,5	146
Figure 6.15 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,65	146
Figure 6.16 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,8	147

Figure 6.17 : Épaisseurs à pH réduit pour $E/C = 0,5$	148
Figure 6.18 : Épaisseurs à pH réduit pour $E/C = 0,65$	148
Figure 6.19 : Épaisseurs à pH réduit pour $E/C = 0,8$	148

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Gel de C-S-H [15].....	9
Figure 1.2: Cristaux de portlandite [15].....	9
Figure 1.3: Cristaux d'ettringite [15].....	9
Figure 1.4: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout de laitier de haut fourneau au cours du temps [22].....	12
Figure 1.5: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout de cendres volantes au cours du temps [22].	13
Figure 1.6: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout des fumées de silice sur la dimension des pores en fonction du temps d'hydratation [32].....	15
Figure 1.7: Les fibres de polypropylène [50].....	19
Figure 1.8: Les fibres de verre [50].....	20
Figure 1.9: Différents types de fibres d'acier [52].....	22
Figure 1.10: Effet de L/D_g sur la structure interne d'une matrice [54].....	23
Figure 1.11: Courbes charge – déplacement pour les essais de cisaillement direct [69].....	26
Figure 1.12: Mécanisme de corrosion des fibres en présence de fissure, et sans pénétration des chlorures [62].....	29
Figure 1.13: Mécanisme de dégradation du verre en milieu acide : désalcalinisation du verre (leaching) [75].....	31
Figure 1.14 : Mécanisme d'attaque de verre par une solution de soude (etching) [75].....	32
Figure 1.15: Évolution de la masse de SiO_2 dissoute par gramme de verre en fonction du rapport S/V [77].....	33
Figure 1.16 : Évolution de la masse des ions alcalins dissous en fonction de la teneur en alcalin du verre [77].....	34
Figure 1.17: Variation de la quantité de silice (a) et d'oxyde de sodium (b) en fonction du pH d'un verre de composition initiale $Na_2O-3SiO_2$ à 35°C [77].....	35
Figure 1.18: Variation des fractions lixiviées finales en Si (o), B (□) et Na (◇) en fonction de la teneur x de zircone dans les verres de composition 70/15/15/x altérés en pH libres à $1cm^{-1}$ [79].....	36
Figure 1.19: Résistance à la traction des fibres REZAL conservées dans l'eau à une température de 80°C aux différents âges [80].....	37
Figure 1.20: Image de l'état de surface des fibres résistantes aux alcalins en fonction du	

pourcentage de la fumée de silice. (CP: Ciment Portland, FS: Fumée de silice)	
[80].....	38
Figure 2.1: fissurations grossières dues à l'alcali – réaction (Entrée d'un tunnel) [84].....	40
Figure 2.2 : Quelques aspects caractéristiques (observables au MEB) de produits d'alcali- réaction [92].....	42
Figure 2.3: Diagramme d'équilibre entre le rapport Ca/Si des différents hydrates et la concentration en calcium de la solution interstitielle [97].....	44
Figure 2.4: Zonage de la partie dégradée [95].....	45
Figure 2.5: représentation schématique des différents processus d'attaque du béton par l'eau de mer [98].....	47
Figure 2.6 : Les différentes actions de l'eau de mer sur le béton [99].....	48
Figure 2.7: Carbonatation du béton et conséquences sur la structure [105].....	50
Figure 2.8 : Dégradation du béton par réaction sulfatique en pied de poteau [108].....	51
Figure 2.9 : Distribution de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans une pâte de CEM I contenant 10% de C_3A , au contact d'une solution à 10.10^{-3} mol/L de Na_2SO_4 [109].....	53
Figure 2.10 : relation entre le rapport E/C d'un mortier et l'expansion en milieu sulfatique [111].....	54
Figure 2.11 : relation entre la teneur en C_3A du ciment et l'expansion de mortiers [111]....	54
Figure 2.12 : ettringite primaire bien cristallisée ne provoquant pas d'expansion : précipitation dans les espaces vides à partir de la solution [15].....	55
Figure 2.13 : 1 = ettringite massive dite «mal cristallisée» formée en milieu confiné ; 2 = ettringite secondaire recristallisée à partir de 1 [15].....	56
Figure 2.14 : réseau de fissures dans une pile de pont en contact avec l'eau, endommagée par formation différée d'ettringite [113].....	57
Figure 2.15 : a = veine d'ettringite secondaire dans un béton dégradé par formation différée d'ettringite ; b = veine d'ettringite secondaire « palissadique » remplissant une fissure dans un produit dégradé par formation différée d'ettringite [112].....	58
Figure 2.16 : Observation au MEB du gypse trouvé à la surface des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate d'ammonium $(NH_4)_2SO_4$ [118].....	61
Figure 2.17 : Mécanismes des attaques biochimiques. Effluent pauvre en oxygène dissout [131].....	64

Figure 2.18: Formation de gypse (couleur blanche) à l'intérieur de la conduite d'assainissement.....	65
Figure 2.19 : Dégradation par corrosion du béton dans un réseau d'assainissement.....	65
Figure 2.20 : Composition chimique en CaO, SiO ₂ , Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ , SO ₃ , et oxydes totaux, d'une pâte de CEM I immergée dans le lactosérum (pH 4) pendant 4 semaines en fonction de la distance par rapport à la surface, et de l'échantillon témoin [133].....	67
Figure 3.1 : Diffractogramme du ciment anhydre CEM I 52,5.....	69
Figure 3.2 : Distribution granulométrique du ciment anhydre CEM I 52,5.....	70
Figure 3.3 : Composition granulométrique du sable normalisé.....	71
Figure 3.4 : Observation au MEB de la fumée de silice.....	72
Figure 3.5 : Les types de fibres utilisés [O. Fedaoui].....	74
Figure 3.6 : Observations au MEB des fibres utilisées [O. Fedaoui].....	74
Figure 3.7 : Microanalyse EDS d'une fibre métallique [137].....	75
Figure 3.8 : Malaxeur utilisé pour la confection des éprouvettes [O. Fedaoui].....	77
Figure 3.9 : Dispositif de rupture en flexion 3 points [O. Fedaoui].....	78
Figure 3.10 : Capteurs LVDT utilisés pour la lecture des déplacements en flexion 3 points et le système d'acquisition des données [O. Fedaoui].....	79
Figure 3.11 : Presse de compression avec le système d'acquisition des données [O. Fedaoui].....	80
Figure 3.12 : Dispositif de rupture en compression.....	81
Figure 3.13 : Variation des couleurs de la Phénolphthaléine et de la Thymolphthaléine suivant l'échelle de pH [141].....	82
Figure 3.14 : A gauche : surface sans la phénolphthaléine, à droite surface imbibée de la phénolphthaléine [O. Fedaoui].....	83
Figure 3.15 : Appareil du MEB au laboratoire.....	84
Figure 4.1 : Variation de la masse dans l'environnement sec.....	87
Figure 4.1 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement sec.....	88
Figure 4.2: Contrainte de rupture en flexion en environnement sec.....	89
Figure 4.3: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement sec.....	90
Figure 4.4: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement sec.....	90
Figure 4.5: Module d'élasticité en environnement sec.....	91

Figure 4.6: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement sec.....	92
Figure 4.7: Énergie de rupture en flexion en environnement sec.....	93
Figure 4.8: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement sec.....	93
Figure 4.9: Contrainte de rupture en compression en environnement sec.....	94
Figure 4.10: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement sec.....	95
Figure 4.11: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement sec.....	96
Figure 4.12: Variation de la profondeur à basicité réduite en environnement Sec.....	96
Figure 4.13: Profondeur à basicité réduite: influence du rapport E/C en environnement sec.....	97
Figure 4.14 : Variation de la masse dans l'environnement humide.....	98
Figure 4.15 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement humide.....	99
Figure 4.16: Contrainte de rupture en flexion en environnement humide.....	100
Figure 4.17: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement humide..	100
Figure 4.18: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement humide.....	101
Figure 4.19: Module d'élasticité en environnement humide.....	102
Figure 4.20: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement humide.....	102
Figure 4.21: Énergie de rupture en flexion en environnement humide.....	103
Figure 4.22: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement humide.....	104
Figure 4.23: Contrainte de rupture en compression en environnement humide.....	104
Figure 4.24: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement humide.....	105
Figure 4.25: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement humide.....	106
Figure 4.26 : Variation de la masse dans l'environnement cycles.....	107
Figure 4.27 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement cycles.....	108
Figure 4.28: Contrainte de rupture en flexion en environnement cycles.....	109
Figure 4.29: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement cycles....	109
Figure 4.30: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement cycles..	110

Figure 4.31: Module d'élasticité en environnement cycles.....	110
Figure 4.32: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement cycles.....	111
Figure 4.33: Énergie de rupture en flexion en environnement cycles.....	112
Figure 4.34: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement cycles.....	112
Figure 4.35: Contrainte de rupture en compression en environnement cycles.....	113
Figure 4.36: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement cycles.....	114
Figure 4.37: Zone à basicité réduite des mortiers soumis aux cycles mouillage/séchage cycles.....	114
Figure 5.1 : a) Dispositif de mise en place des mortiers dans le réseau d'assainissement b) L'aspect des éprouvettes à la sortie des égouts.....	118
Figure 5.2: Variation de la masse dans l'environnement biochimique.....	119
Figure 5.3: Diagrammes efforts-déplacements en environnement biochimique.....	120
Figure 5.4: Contrainte de rupture en flexion en environnement biochimique.....	121
Figure 5.5: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement biochimique.....	121
Figure 5.6: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement biochimique.....	122
Figure 5.7: Module d'élasticité en environnement biochimique.....	122
Figure 5.8: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement biochimique.....	123
Figure 5.9: Énergie de rupture en flexion en environnement biochimique.....	124
Figure 5.10: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement biochimique.....	124
Figure 5.11: Contrainte de rupture en compression en environnement biochimique.....	125
Figure 5.12: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement biochimique.....	126
Figure 5.13: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement biochimique (E/C = 0,8).....	127
Figure 5.14: Variation de la profondeur à basicité réduite en environnement biochimique.....	128

Figure 5.15: Profondeur à basicité réduite: influence du rapport E/C en environnement biochimique.....	128
Figure 5.16: Aspect de la surface externe de l'éprouvette.....	129
Figure 5.17 : Dépôts de matière organique et de bactéries à la face externe.....	130
Figure 5.18 : Aspect de la dégradation de surface.....	130
Figure 5.19 : État de la fibre de verre à plusieurs échelles.....	131
Figure 5.20 : État de la fibre métallique à plusieurs échelles.....	131
Figure 5.21 : Phase saine du béton (C-S-H).....	132
Figure 5.22 : L'intérieur d'un pore et d'une fissure.....	132
Figure 5.23 : Conservation des éprouvettes dans les solutions acides.....	133
Figure 5.24 : Éprouvettes conservées dans le sulfate d'ammonium.....	134
Figure 5.25 : Éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique.....	134
Figure 5.26 : Analyse par diffraction aux rayons X de la poudre issue de l'éprouvette conservée dans l'acide sulfurique.....	135
Figure 5.27 : Analyse par diffraction aux rayons X de la poudre issue de l'éprouvette conservée dans le sulfate d'ammonium.....	136
 Figure 6.1 : Variation de la masse dans les différents environnements.....	 138
Figure 6.2 : Courbes effort-déplacement pour E/C = 0,5.....	139
Figure 6.3 : Courbes effort-déplacement pour E/C = 0,65.....	139
Figure 6.4 : Courbes effort-déplacement pour E/C = 0,8.....	139
Figure 6.5 : Contrainte de rupture en flexion pour E/C = 0,5.....	141
Figure 6.6 : Contrainte de rupture en flexion pour E/C = 0,65.....	141
Figure 6.7 : Contrainte de rupture en flexion pour E/C = 0,8.....	142
Figure 6.8 : Module d'élasticité pour E/C = 0,5.....	143
Figure 6.9 : Module d'élasticité pour E/C = 0,65.....	143
Figure 6.10 : Module d'élasticité pour E/C = 0,8.....	144
Figure 6.11 : Énergie de rupture pour E/C = 0,5.....	144
Figure 6.12 : Énergie de rupture pour E/C = 0,65.....	144
Figure 6.13 : Énergie de rupture pour E/C = 0,8.....	145
Figure 6.14 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,5.....	146
Figure 6.15 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,65.....	146
Figure 6.16 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,8.....	147
Figure 6.17 : Épaisseurs à pH réduit pour E/C = 0,5.....	148

Figure 6.18 : Épaisseurs à pH réduit pour $E/C = 0,65$	148
Figure 6.19 : Épaisseurs à pH réduit pour $E/C = 0,8$	148

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1: Composition minéralogique moyenne typique d'un clinker de ciment Portland [13].....	8
Tableau 1.2: Les valeurs limites de l'agressivité de l'eau [18].....	11
Tableau 1.3: Composition chimique d'un laitier de haut fourneau [21].....	12
Tableau 1.4 : Composition chimique de la fumée de silice [26].....	14
Tableau 1.5: Composition des fibres de verre [44].....	20
Tableau 1.6: Propriétés physiques et mécaniques des fibres [53].....	22
Tableau 1.7. Facteurs influents sur la durabilité [62].....	27
Tableau 3.1: Composition chimique et minéralogique du ciment et de la fumée de silice [O. Fedaoui].....	72
Tableau 3.2: propriétés physiques et mécaniques des fibres [O. Fedaoui].....	73
Tableau 3.3 : Microanalyse EDS d'une fibre métallique [137].....	75
Tableau 3.4 : Composition des différents mortiers (kg/m ³) [O. Fedaoui].....	76
Tableau 3.5 : caractéristiques mécaniques à 28 jours [O. Fedaoui].....	81

GLOSSAIRE

AR	Alcali-Résistante
CEM I	Ciment Portland CEM I 52,5 CP2 PM-ES
Capteur LVDT	capteur de déplacement comportant un transformateur à couplage variable (Linear Variable Differential Transformer)
DRX	Diffraction aux rayons X
E (GPa)	Module d'élasticité statique
E/C	Rapport massique eau/ciment
HR (%)	Humidité relative, égale au rapport de la pression partielle de vapeur d'eau sur la pression saturante
MN	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice et sans fibres
MNfv	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice renforcé de fibres de verre AR
MNfm	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice renforcé de fibres métalliques
MFs	Mortier normal à base de CEM I avec fumée de silice et sans fibres
MFsfv	Mortier normal à base de CEM I avec fumée de silice renforcé de fibres de verre AR
MFsfm	Mortier normal à base de CEM I sans fumée de silice renforcé de fibres métalliques
MEB	Microscope électronique à balayage
SSB	Surface spécifique Blaine
σ_r (flex)	Contrainte de rupture en flexion (MPa)
σ_r (comp)	Contrainte de rupture en compression (MPa)
Wr (N/m)	Énergie de rupture en flexion

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le béton est très sensible aux effets de vieillissement et des agressions externes et, si certaines précautions ne sont pas prises, des désordres importants peuvent survenir quelquefois à très court terme. C'est un matériau évolutif siège permanent de réactions internes d'hydratation et d'échanges avec le milieu extérieur. De plus, ses caractéristiques dépendent profondément de facteurs liés à sa formulation au choix approprié des matériaux qui le constituent, à leur qualité et aux conditions de sa mise en œuvre. Sa durabilité dépend de ces différents facteurs et de la bonne adéquation entre ses caractéristiques finales et les sollicitations de service ou des sollicitations d'environnement.

Parfois, certaines conditions particulières du milieu environnant entraînent des désordres. C'est le cas des structures et des équipements des stations de traitement d'eau résiduaire qui posent des problèmes ne se trouvant pas dans les autres utilisations traditionnelles du béton, dont le phénomène bactériens est à l'origine.

Les différentes dégradations constatées actuellement dans les réseaux d'assainissement, constitués par des éléments en béton ordinaire, portent atteinte à la pérennité de ces réseaux [1, 4].

Les eaux circulant dans les réseaux d'assainissement sont généralement riches en sulfates. En absence d'oxygène ou lorsque l'écoulement est lent, les bactéries sulfato-réductrices, présentes dans l'eau réduisent les sulfates en hydrogène sulfuré (H_2S) qui se dégage dans l'atmosphère de la canalisation lorsque les turbulences apparaissent [5, 6]. L'hydrogène sulfuré réagit avec les produits alcalins de la surface du béton en donnant un condensat contenant des ions HS^- et S^{2-} [7]. La réaction de ce condensat avec l'oxygène de l'atmosphère conduit à la formation d'un dépôt d'espèces oxydées comme le thiosulfate, le soufre élémentaire et les polysulfates. Ce dépôt constitue alors un excellent substrat pour le développement de certaines bactéries comme celles du genre *Thiobacilli*. Une fois la surface du béton carbonatée, des bactéries neutrophiles telles que les *thiobacilli thiopari*, peuvent s'y développer.

Quand le pH de la surface du béton est voisin du 4, les *Thiobacilli* thiooxydantes peuvent se développer et métaboliser de l'acide sulfurique. Ce dernier, dont la concentration dans le

biofilm peut être importante, provoque la transformation en gypse de la chaux issue de l'hydratation du ciment, mais aussi des hydrates eux-mêmes et à une réaction sulfatique qui conduit à la formation d'ettringite expansive. Cela se traduit par des pertes d'épaisseurs (de l'ordre de 2 à 3 mm par année) pouvant mettre en danger l'intégrité de la structure. Les cycles d'immersion-séchage accroissent le degré d'altération.

Ces mécanismes d'attaques acide et sulfatique peuvent se décrire de la manière suivante :

- Attaque acide : dissolution de la chaux hydratée avec formation de gypse
- Attaque sulfatique : réaction entre les aluminates du ciment et le gypse pour former de l'ettringite.

Ces réactions n'ont lieu que dans les parties émergées de l'ouvrage. Elles sont plus fortes dans les environnements peu ventilés (humidité et température plus élevées). Elles progressent de la face exposée au milieu agressif au cœur du béton. Ceci peut provoquer la dépassement des armatures donc leur corrosion.

Les conduits d'assainissement est un exemple qui montre l'importance des phénomènes de biodégradation. Ce milieu induit la carbonatation, préambule nécessaire à toute colonisation, puis fournit les micro-organismes et les nutriments propices au développement microbien, le béton n'offrant normalement pas de nutriments aux micro-organismes.

La bioréceptivité du béton dépend de sa composition chimique ainsi que des caractéristiques physiques liées à sa mise en œuvre (rapport eau/ciment, temps de malaxage...). Si la composition d'un mortier de ciment Portland ne contient pas de nutriments organiques, l'eau interstitielle est susceptible d'en fournir. La norme française XP P 18-303 relative à l'eau de gâchage limite, par exemple, la teneur en sulfate et interdit la présence de sulfure d'hydrogène dans l'eau utilisé pour la mise en œuvre du béton. Cette substance chimique (H_2S) peut être utilisée par les micro-organismes pour métaboliser de l'acide sulfurique, substance très nocive pour le béton. En interdisant la présence de sulfure d'hydrogène dans le produit fini permet ainsi d'éviter d'offrir aux micro-organismes les conditions les plus favorables à la biodétérioration du matériau. Les adjuvants tels que les plastifiants contiennent des tensioactifs; ils sont à base de lignosulfonates, de sels d'acides organiques, de mélamine sulfonate, de naphthalène sulfonate et de dérivés de mélamine ou de naphthalène, pouvant

constituer une source de nutriments, c'est pourquoi nous n'avons pas utilisé de superplastifiants dans nos mortiers.

Parmi les paramètres physico-chimiques du matériau qui contribuent aux risques de biodégradation, la porosité de ce dernier est probablement celui qui joue un rôle des plus importants dans la capacité qu'a un matériau cimentaire à résister à des attaques d'origine biologique.

La durabilité d'un béton dépend essentiellement de sa porosité donc de la fissuration développée et de la résistance à la compression, mais aussi de la différence de concentration des alcalins entre la solution interstitielle et l'environnement extérieur.

Dans les ouvrages d'assainissement, le béton doit avoir les propriétés globales suivantes :

- Être très dense et imperméable pour minimiser les contaminations vers l'environnement.
- Avoir le maximum de résistance vis-à-vis des agents chimiques naturels ou provenant des différents traitements.

Des études ont démontré que l'ajout des fibres participe à la limitation du développement des fissures donc éventuellement à améliorer la durabilité. Par ailleurs, l'ajout de fumée de silice contribue à la réduction de la perméabilité du béton mais aussi à l'amélioration de sa résistance à la compression. Deux avantages qui peuvent apporter un plus vis-à-vis de la durabilité.

Le sujet de recherche de cette thèse porte sur l'étude du comportement mécanique et de durabilité des mortiers constitués d'un ciment portland de type CEM I en combinaison avec les fibres de verre de type alcali résistante, les fibres d'acier et la fumée de silice face aux environnements agressifs suivants :

- de l'eau dans une salle à 20°C et 95% d'humidité relative (environnement humide),
- de l'air dans une salle à 20°C et 55% d'humidité relative (environnement sec),
- des cycles mouillage/séchage de 8 heures, 4 heures dans l'eau et 4 heures en séchage à 20°C et 55% d'humidité relative (environnement cycles),
- biochimique (bactérienne et acide sulfurique) dans un regard d'assainissement (environnement égouts).

Sur une durée globale d'une année.

Cette étude s'intéressera aux comportements chimique et mécanique ainsi qu'à l'aspect de la matrice et des fibres après exposition à l'environnement égouts. Le but de ce travail est de voir le comportement mécanique et la durabilité des bétons fibrés dans le milieu biochimique. Aussi voir les différentes modifications microstructurales de la matrice et des fibres dans cet environnement qui est très complexe puisqu'il engendre des attaques chimiques et des attaques bactériennes.

Le premier objectif de cette thèse est d'étudier le comportement mécanique des différents mortiers soumis aux environnements agressifs. Les compositions ont été fabriquées avec des rapports eau-ciment (0,5 ; 0,65 ; 0,8), un dosage en fibres de 0,5% et un dosage de 10% de la masse de ciment pour la fumée de silice. Les caractéristiques mécaniques telles que la résistance en compression, la résistance en traction par flexion 3 points en examinant notamment le comportement post-pic, le module d'élasticité, l'énergie de rupture, ont été réalisées pour tous les types de mortiers conservés dans les différents environnements.

Le deuxième objectif est de caractériser les performances de durabilité par le test à la phénolphthaléine effectué sur tous les types de mortiers et les observations au microscope électronique à balayage qui concerne les mortiers conservés dans l'environnement biochimique.

Le troisième objectif est d'étudier les mortiers dans l'environnement biochimique, environnement qui regroupe l'attaque sulfatique et bactérienne. Aussi les échantillons seront soumis aux cycles mouillage-séchage, vu que le débit dans un regard d'assainissement n'est pas régulier. Ces cycles peuvent accroître le degré d'altération.

Le document comporte six chapitres :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les différents constituants du matériau béton renforcés de fibres, sa formulation, sa mise en œuvre, ainsi que ces caractéristiques mécaniques et de durabilité.

Le deuxième chapitre est consacré aux différentes pathologies chimiques et biochimiques observées sur les éléments en béton. Il comporte une description sommaire des attaques chimiques comme l'alcali-réaction, lixiviation, attaque par l'eau de mer et carbonatation. Et d'attaque biochimique comme attaques bactérienne et sulfatique.

Le troisième chapitre présente la composition des mortiers étudiés et la méthodologie suivie pour toute la phase expérimentale. Les démarches réalisées et les protocoles expérimentaux suivis sont exposés.

Les caractéristiques mécaniques et de durabilités obtenues sur les mortiers conservés dans les environnements sains constitués : d'une salle sèche à 20°C et 55% d'humidité relative, d'une salle humide à 20°C et 95% d'humidité relative et cycles mouillage-séchage sont présentées dans le chapitre quatre.

Dans le cinquième chapitre, nous étudions les caractéristiques mécaniques et durabilité des mortiers conservées dans les environnements agressifs (égouts et acide). Les observations au MEB concerne seulement les mortiers fibrés avec un rapport E/C = 0,8 afin de mieux visualiser les différentes modifications de la microstructure.

En chapitre six, nous exposerons les analyses des différentes comparaisons entre les différents environnements étudiés.

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

CHAPITRE 1

LES MATÉRIAUX CIMENTAIRES RENFORCÉS PAR LES FIBRES

INTRODUCTION

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde. Il est fabriqué puis mis en place ensuite il durcit et se consolide. Le béton permet des réalisations techniques extrêmement variées, il présente des caractéristiques de résistance et de durabilité particulièrement importantes.

Au cours des dernières décennies, une autre sorte de renforcement, discontinu, a été introduit pour surmonter la fragilité et améliorer la résistance, la ductilité et la durabilité, sous forme de fibres réparties aléatoirement dans le matériau. Le matériau cimentaire ainsi produit est appelé béton renforcé de fibres (BRF). Ce dernier est défini comme un béton fabriqué à partir de ciments hydrauliques, de granulats fins et grossiers et de fibres discontinues [08]. Il est important de noter que le renforcement par des fibres n'est généralement pas un substitut au ferrailage classique.

Le rôle joué par ce type de renforcement est différent dans le béton. Le ferrailage classique améliore la résistance à la traction et au cisaillement du béton, tandis que la principale raison de l'ajout de fibres discontinues dans la matrice cimentaire est l'amélioration de la réponse post-fissuration par contrôle de l'ouverture de fissure et sa propagation. Le béton renforcé de fibres a été largement utilisé pour une variété d'ouvrages de génie civil, comprenant les éléments structuraux préfabriqués, les coques en béton projeté, les fondations spéciales pour certaines machines, et les ouvrages hydrauliques.

Nous présenterons dans ce chapitre, les différents composants du béton fibrés tels que le ciment, les granulats, l'eau, les adjuvants, les fibres et les additions minérales.

1.1 CONSTITUANTS DU BÉTON

1.1.1 Le ciment Portland

Le ciment Portland est le ciment le plus couramment utilisé dans l'industrie du béton. Il s'agit d'un liant hydraulique, matière inorganique finement moulue qui, gâchée avec de l'eau, forme une pâte qui fait prise par suite de réactions et processus d'hydratation et qui après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau [09].

Le ciment est un composant primordial dans la formulation des bétons puisque ses hydrates apportent la cohésion du squelette granulaire, donc la tenue physique et mécanique du matériau béton. La stabilité des propriétés mécaniques d'un béton repose en grande partie sur

la stabilité des hydrates du ciment. De ce fait, il est nécessaire de s'assurer du bon comportement à long terme des hydrates du ciment pour garantir une bonne durabilité de l'ouvrage.

Le ciment Portland est obtenu par calcination du calcaire et d'argile à environ 1450°C. Le produit de calcination appelé **clinker**, est finement broyé avec des ajouts contrôlés de sulfate de calcium tel que le gypse. D'autres ajouts peuvent éventuellement être introduits avec le clinker tels que les fillers calcaires et les ajouts cimentaires.

Le clinker est formé de quatre composants minéralogiques principaux. Ces composants ne sont pas des substances chimiques pures mais plutôt des solutions solides :

-Le silicate tricalcique (alite) : $3\text{CaO}.\text{SiO}_2$; avec une proportion dans le ciment de 40 à 75 % et dont la notation cimentaire est : **C₃S**. C'est un constituant majeur qui se présente sous forme de cristaux polygonaux de 20 à 50 μm de diamètre. Ce minéral n'est jamais pur, il renferme toujours un faible pourcentage (jusqu'à 4%) d'oxydes mineurs tel que : Al^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{3+} , S^{6+} et K^+ [10, 11].

-Le silicate bicalcique (bélite) : $2\text{CaO}.\text{SiO}_2$; avec une proportion dans le ciment de 6 à 30 % et dont la notation cimentaire est : **C₂S**. Il apparaît généralement sous forme de cristaux arrondis. Tout comme le silicate tricalcique, le silicate bicalcique n'est jamais à l'état pur dans le clinker, il peut contenir jusqu'à 6% d'oxydes mineurs qui entrent dans la structure du C_2S tel que : Al^{3+} , Fe^{3+} , P^{5+} , K^+ et SO_4^{2-} [10, 11].

-L'aluminate tricalcique (célite) : $3\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3$, avec une proportion de 0.1 à 12 % et dont la notation cimentaire est : **C₃A**. La forme de C_3A détermine sa réactivité. Deux formes se présentent dans les clinkers industriels; les formes cubique et orthorhombique. Ceci dépend de la quantité de Na_2O incorporée dans le C_3A . Ainsi la forme de l'aluminate tricalcique pur est cubique tandis que pour celui contenant une teneur de 1.9% à 3.7% en Na, elle est orthorhombique [11, 12].

-L'aluminoferrite tétracalcique : $4\text{CaO}.\text{Al}_2\text{O}_3.\text{Fe}_2\text{O}_3$; avec une proportion de 2 à 16 % et dont la notation cimentaire est : **C₄AF**. Le C_4AF est une solution solide composée par des cristaux massifs et allongés incorporés dans l'interstice entre le C_2S et le C_3S et pouvant contenir jusqu'à 13% d'impuretés tel que Mg^{2+} , Si^{2+} et des alcalis [11]. En comparaison avec le C_3A , le C_4AF s'hydrate moins rapidement et dégage moins de chaleur. Le tableau 1.1 présente les différentes phases du clinker.

Tableau 1.1: Composition minéralogique moyenne typique d'un clinker de ciment Portland [13].

Constituant	Notation cimentaire	Formule brute	% massique des différentes phases dans le clinker
Silicate tricalcique	C ₃ S	Ca ₃ SiO ₅	60 - 65
Silicate bicalcite	C ₂ S	Ca ₂ SiO ₄	10 - 20
Aluminate tricalcique	C ₃ A	Ca ₃ Al ₂ O ₆	8 - 12
Aluminoferrite tétracalcique	C ₄ AF	Ca ₄ Al ₂ O ₁₀ Fe ₂	8 - 10

Le mécanisme des réactions d'hydratation proposé par Le Chatelier est un mécanisme de dissolution précipitation : lorsqu'un grain de ciment est dans l'eau, les composés anhydres passent en solution, ils saturent la solution, ce qui provoque la précipitation des hydrates. La précipitation en hydrates induit une baisse de la concentration dans la solution ce qui de nouveau permet le suivi de la dissolution des anhydres du ciment.

Les réactions d'hydratation des C₃S et C₂S sont données comme suit :



Les C-S-H (Figure 1.1) représentent en moyenne 50 à 70 % d'une pâte de ciment durcie et la portlandite 25 à 27 %.

La portlandite joue un rôle majeur du point de vue de la durabilité. Sa dissolution partielle et progressive associée à celle des alcalins dans la solution interstitielle du béton permet le maintien d'un pH élevé (entre 12,4 et 13,5) ce qui favorise la durabilité des armatures [14]. La portlandite se cristallise sous forme de plaquette hexagonales empilées et d'assez grandes dimensions (0,01 à 0,1 µm) (Figure 1.2).

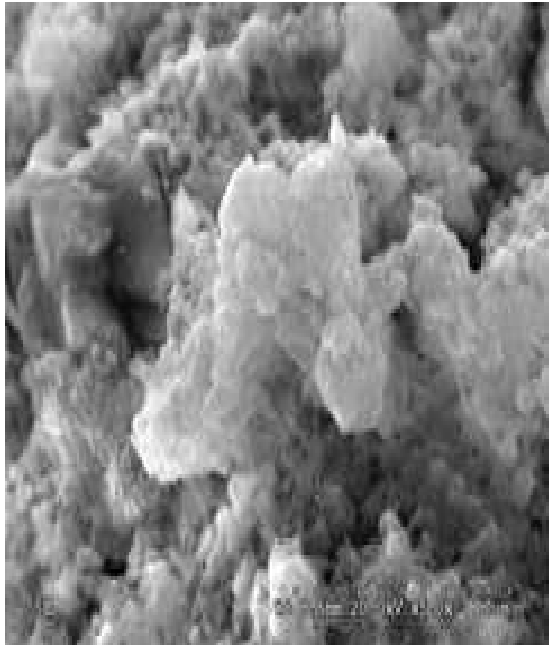


Figure 1.1: Gel de C-S-H [15].

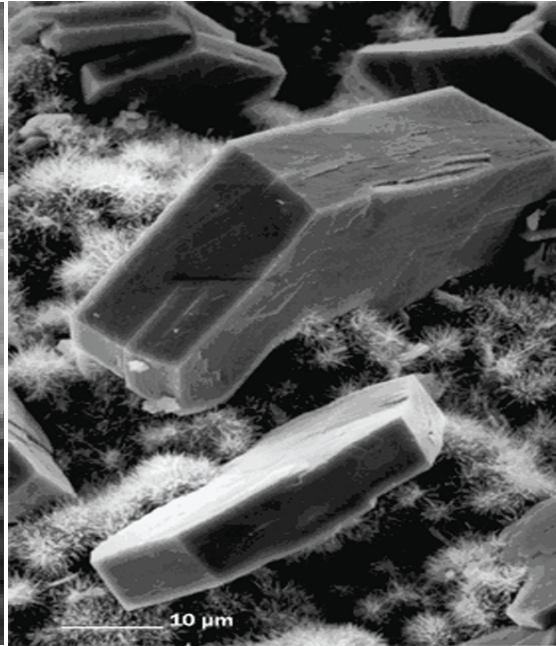


Figure 1.2: Cristaux de portlandite [15].

L'aluminate tricalcique (C_3A) réagit avec le gypse et l'eau pour former le trisulfoaluminate de calcium hydraté appelé aussi ettringite. Ce composé à une forme caractéristique (aiguilles) très reconnaissable par observation au microscope électronique à balayage (Figure 1.3) sur une échelle de $1\mu m$.

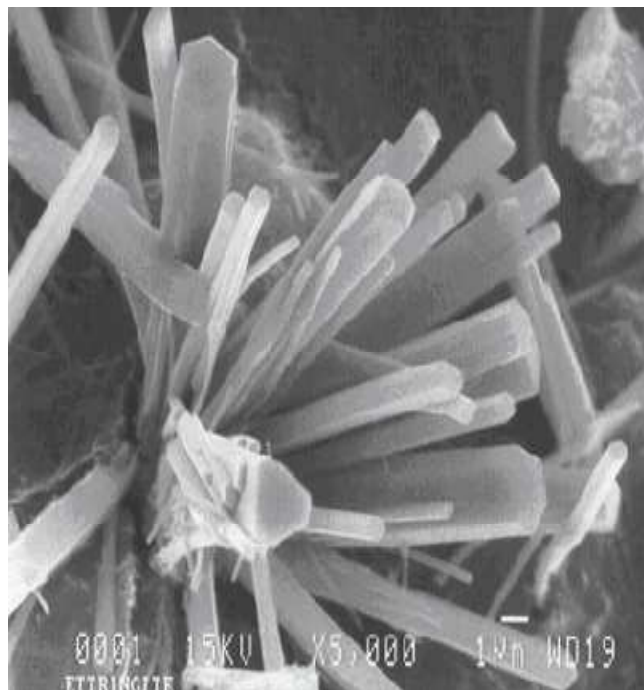


Figure 1.3: Cristaux d'ettringite [15].

Lorsque tout le gypse est consommé, la concentration de la solution en sulfates chute et l'ettringite va alors se dissoudre pour devenir la nouvelle source d'ions sulfates. Ces derniers réagissent avec le C_3A pour former du monosulfoaluminate de calcium hydraté [14]. Les réactions du C_4AF sont similaires à celles du C_3A en substituant aux aluminates des aluminoferrites.

1.1.2 Les granulats

Les granulats constituent le squelette du béton. Les granulats se caractérisent par les propriétés intrinsèques de la roche dont ils sont issus : coloration, caractéristiques mécaniques et physico – chimiques. Ils vont influencer directement les propriétés esthétiques, mécaniques et la durabilité du béton. Les granulats sont généralement composés de sable, de gravier, de pierres concassées, de cailloux. La forme et la texture des granulats influencent les propriétés du béton frais et du béton durci [16].

Généralement, les granulats sont inertes, sauf cas pathologiques, comme le cas des réactions alcali-granulats ou alcali-silice.

1.1.3 L'eau de gâchage

Dans le béton l'eau remplit deux fonctions essentielles : une fonction physique qui confère au béton frais les propriétés rhéologiques, qui vont lui permettre un écoulement sans ségrégation dans les coffrages ; Une fonction chimique qui contribue au développement des réactions d'hydratation et la formation de la pâte liante dans le béton [17]. L'eau de gâchage doit être propre, elle ne doit pas contenir d'agents agressifs (sels minéraux en quantités abondantes), qui peuvent être facteur de dégradation des structures. L'agressivité d'une eau vis-à-vis d'un béton peut être appréciée d'après les valeurs limites du tableau (1.2).

Tableau 1.2: Les valeurs limites de l'agressivité de l'eau [18].

Examen chimique mg/l	Agressivité		
	Faible	Forte	Très forte
Valeur du PH	6.5 à 5.5	5.5 à 4.5	< 4.5
CO ₂ agressif	15 à 30	30 à 60	> 60
Ammonium NH ₄ ⁺	15 à 30	30 à 60	> 60
Magnésium Mg ²⁺	100 à 300	300 à 1500	> 1500
Sulfates SO ₄ ²⁻	200 à 400	600 à 3000	> 1500

1.1.4 Les ajouts cimentaires

Depuis les années 1980, le béton traditionnel composé uniquement de granulats, ciment et eau est devenu très rare. Les formulations courantes contiennent désormais des ciments avec ajouts, ainsi que des adjuvants ou des charges ultrafines telles que la fumée de silice. L'usage des ajouts cimentaires permet de diversifier la formulation des bétons afin d'obtenir différentes propriétés tout en réduisant le coût de revient.

Les ajouts cimentaires sont des poudres minérales qui sont élaborées par le concassage de matières premières (naturelles) ou de sous produits industriels. Leur granulométrie est voisine de celle du ciment ou plus fine. Elles peuvent soit avoir un caractère hydraulique latent, soit avoir un caractère pouzzolanique, soit être inertes chimiquement. Dans tous les cas du fait de leur finesse, ces fines vont jouer un rôle actif vis-à-vis de la compacité, de la viscosité et donc de la durabilité [19].

- Le laitier de haut fourneau

Le laitier de haut fourneau est un résidu de l'industrie sidérurgique, c'est un liant hydraulique fabriqué à partir du laitier de fonte qui présente des caractéristiques hydrauliques latentes. Il est composé essentiellement de silicates et d'aluminosilicates de calcium qui se sont développés dans des conditions de fusion du minerai de fer dans un haut fourneau. Le laitier en fusion, à une température d'environ 1500°C, est refroidi rapidement en le trempant dans l'eau pour former un matériau granuleux ressemblant à un sable vitreux. Le laitier broyé s'hydrate en présence de l'eau et d'un activateur, le NaOH ou Ca(OH)₂ [20]. Le Tableau (1.3) indique une composition chimique typique pour un Laitier de Haut Fourneau (LHF).

Tableau 1.3: Composition chimique d'un laitier de haut fourneau [21].

	% CaO	% SiO ₂	% Fe ₂ O ₃	% Al ₂ O ₃	% MgO	% MnO	% K ₂ O	% TiO ₂	% Na ₂ O
LHF	37.31	36.77	0.85	7.77	13.91	1.02	0.43	0.36	0.31

Afin de mettre en évidence le rôle du laitier face à la durabilité du béton, [22] a réalisé des essais de substitution partielle du ciment par du laitier de haut fourneau tout en augmentant la compacité du matériau. Le taux de substitution utilisé est de 70%, le rapport eau/ciment est égal à 0.45.

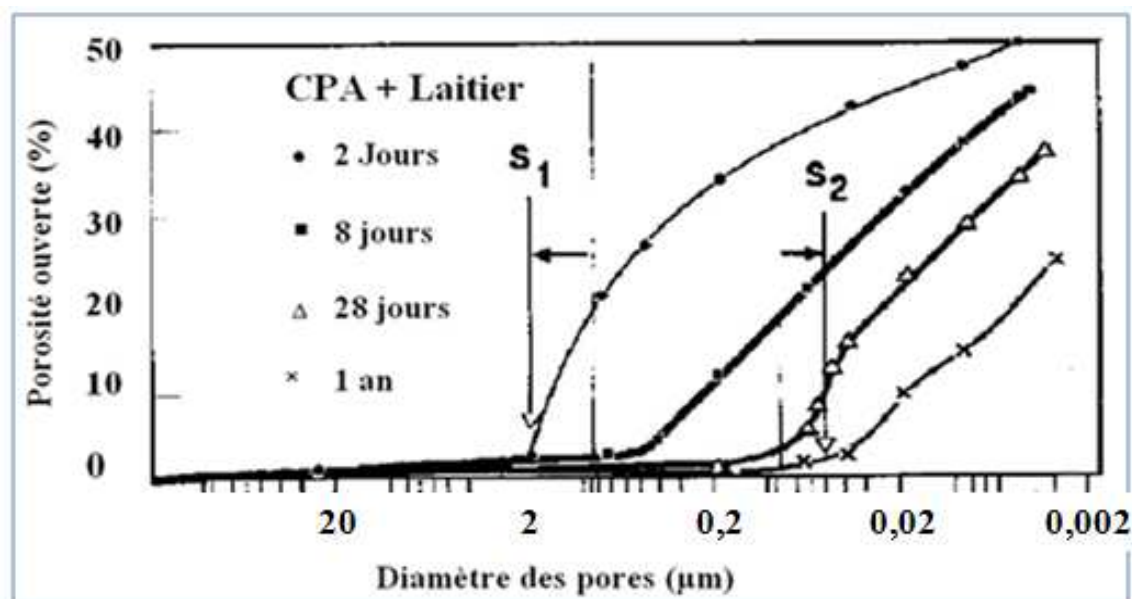


Figure 1.4: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout de laitier de haut fourneau au cours du temps [22].

Après 28 jours, une réduction de la perméabilité et de la diffusivité par un facteur de l'ordre de 10 par comparaison avec un CPA ordinaire a été observée.

La Figure (1.4) met en évidence l'hydratation lente du LHF. Après 28 jours d'hydratation, on note une chute de la porosité totale et un raffinement de la distribution poreuse.

- Les cendres volantes

Les cendres volantes sont des poudres très fines résultant de la combustion du charbon en centrales thermiques. Pendant la combustion, presque toute la matière volatile et le carbone du charbon sont brûlés.

Les impuretés du charbon telles que l'argile, le feldspath et le quartz entrent en fusion et sont évacués de la chambre à combustion par les gaz d'échappement [20]. Durant cette étape, le matériau fusionné refroidit et se solidifie en petites particules sphériques vitreuses nommées cendres volantes. La cendre volante (CV) est ensuite extraite des gaz d'échappement à l'aide de dépoussiéreurs électrostatiques ou de sacs filtrants.

La cendre volante est constituée principalement de verre de silicate contenant de la silice, de l'alumine, du fer et du calcium. Les composants mineurs sont le magnésium, le soufre, le sodium, le potassium et le carbone [20].

L'alcalinité de la solution interstitielle du ciment permet d'augmenter la cinétique de dissolution des particules de cendres donc d'augmenter leurs cinétiques d'hydratation [23].

L'ajout de cendres volantes dans le ciment permet de réduire la perméabilité et les coefficients de diffusion de pâtes de ciment [24].

Feldman [22], a testé des pâtes cimentaires dont 35% du ciment a été substitué par des cendres volantes, pour un même rapport eau/liant. Après 28 jours d'hydratation, les résultats montrent une réduction de la perméabilité et de la diffusivité par un facteur de l'ordre de 2 à 5.

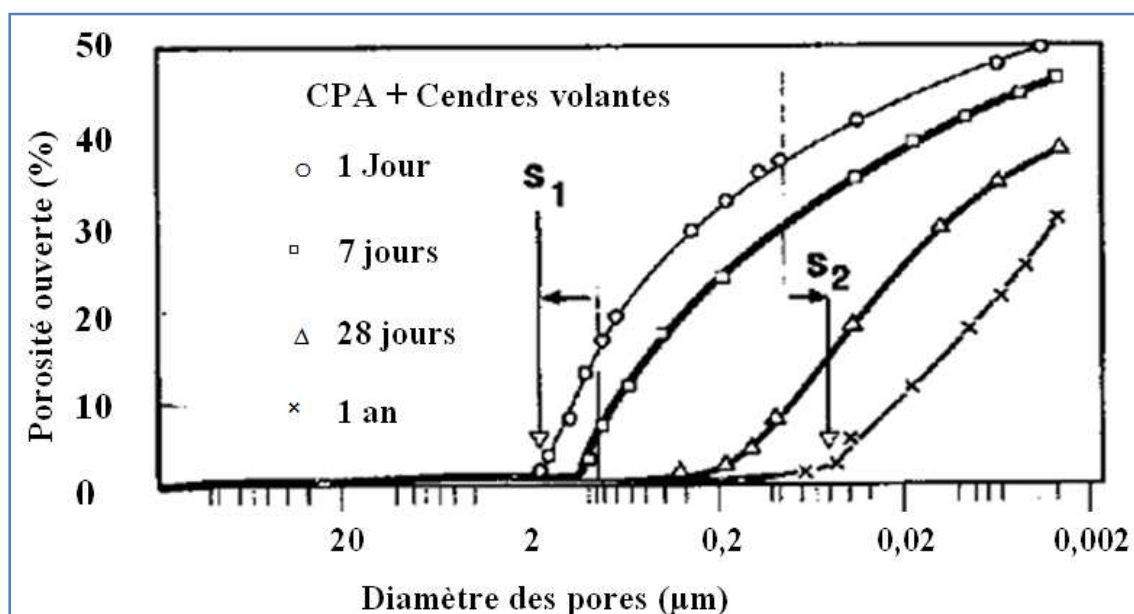


Figure 1.5: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout de cendres volantes au cours du temps [22].

La Figure (1.5) met en évidence la réactivité des cendres volantes permettant de renforcer les effets de l'hydratation du clinker tout en raffinant encore plus la distribution poreuse, ce qui permet de créer une barrière vis-à-vis des agressions chimiques.

- Les fumées de silice

Les fumées de silice (FS) sont des sous-produits industriels provenant de la fabrication du silicium métallique ou de divers alliages de ferrosilicium. Les fumées de silice sont composées principalement de dioxyde de silicium amorphe et se présentent sous forme de fines particules sphériques d'un diamètre moyen d'environ 0,1 μm. Les fumées de silice sont produites lors de la réduction du quartz très pur par du charbon dans un four à arc électrique. Les fumées de silice sont recueillies par filtration des gaz qui s'échappent lors de la combustion [25]. Elle s'élève sous forme de vapeur oxydée émise par les fournaies chauffées à 2000°C. Une fois refroidie, elles se condensent pour être captée dans des poches de tissu.

Ensuite, elles seront traitées pour enlever les impuretés et pour contrôler la taille des particules. Le Tableau (1.4) donne la composition chimique typique de la fumée de silice.

Tableau 1.4 : Composition chimique de la fumée de silice [26].

	% SiO ₂	% Al ₂ O ₃	% Fe ₂ O ₃	% CaO	% MgO	% SO ₃	% MnO	% K ₂ O	% TiO ₂	% P ₂ O ₅	% PAF
FS	94.17	0.21	0.32	0.50	0.47	0.12	0.07	1.17	n.m	0.04	2.77

Leur surface spécifique est de 20 à 25 m²/g. La finesse et la forme vitreuse des fumées de silice font d'elles un produit très réactif. Leur teneur en silice vitreuse varie de 75 % à 95%. [27]

Par réaction pouzzolanique ou par une action sur les conditions de germination des hydrates, la structure des C-S-H est modifiée.

A l'origine la fumée de silice était présente comme une pouzzolane, c'est-à-dire qu'elle réagit avec la chaux libérée lors de l'hydratation du ciment Portland pour former des silicates de calcium hydratés (C-S-H) supplémentaires [28]. La fumée de silice n'est cependant pas qu'une pouzzolane très réactive, elle a d'autres propriétés intéressantes. En effet, la petite taille des particules de fumée de silice permet de combler l'espace entre les grains de ciment, ce qui améliore donc le remplissage des vides [29].

La Figure (1.6) montre l'efficacité de l'ajout des fumées de silice comparée à celle du ciment Portland ordinaire, pour un rapport eau/ciment = 0.25.

La fumée de silice améliore aussi les propriétés physiques du béton. Comme la résistance en compression, la résistance au gel – dégel, la résistance à la pénétration des ions chlore, la résistance aux attaques par les sulfates et la résistance à la réaction alcali – granulat [28] [30]. Les fumées de silice utilisées en remplacement du ciment permettent généralement de diminuer la perméabilité à l'air et à l'eau. Cet effet s'explique par le raffinement et la segmentation de la porosité capillaire engendrée par l'hydratation des sphères de fumée de silice. Le taux de remplacement optimal se situe aux environs de 10% [31].

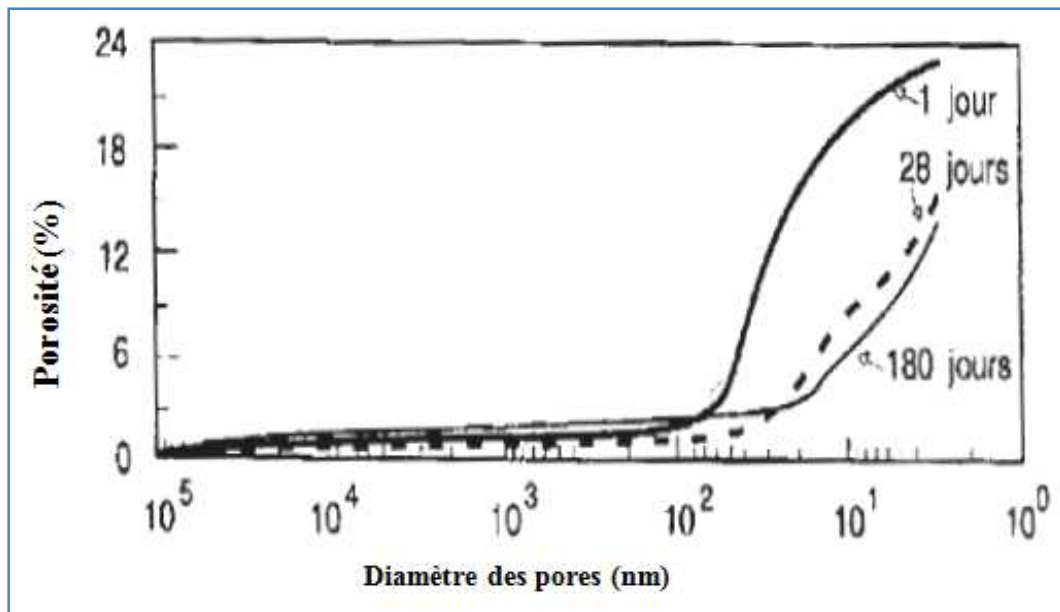


Figure 1.6: Courbes porosimétriques montrant l'influence de l'ajout des fumées de silice sur la dimension des pores en fonction du temps d'hydratation [32].

- Les additions calcaires

Elles sont obtenues par broyage fin de roches calcaires. Inertes chimiquement, ces additions sont souvent appelées fillers calcaires, en référence à leur rôle de remplissage des vides. Ces additions contribuent à augmenter la compacité du béton et donc les performances mécaniques du béton.

1.1.5 Les adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés au béton en faibles quantités afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans le béton [33, 34]. Les adjuvants les plus courants peuvent être organiques ou inorganiques et sont classés selon leur fonction :

- Les réducteurs d'eau (fluidifiants et superplastifiants)

Les fluidifiants ont pour fonction de diminuer le rapport E/C du béton tout en conservant la maniabilité désirée [35].

La durée d'action des fluidifiants est très variable, elle dépend de la fabrication du béton, elle est courte pour les bétons fabriqués sur chantier et elle doit être longue pour les bétons fabriqués en centrales à béton. Pour ces derniers, le béton doit rester fluide toute au long de la durée du transport, jusqu'à la mise en place.

Les superplastifiants sont des polymères solubles dans l'eau, lesquels possèdent de nombreuses applications dans l'industrie de la construction [36 - 39]. Ces matériaux sont également appelés réducteurs d'eau de haut rang. Ils font partie des adjuvants pour béton, lesquels sont définis, selon la norme EN 934-2, comme des matériaux qui sont ajoutés au béton pendant le processus de malaxage, dans des quantités inférieures à 5% de la masse de ciment, afin de modifier ses propriétés à l'état frais et à l'état durci.

Ce sont des polymères organiques solubles dans l'eau. Leur principale action est de s'enrouler autour des grains de ciment de sorte qu'ils se repoussent les uns les autres, entraînant une dispersion des grains [28].

Il existe différents types de superplastifiants communément utilisés dans les matériaux de construction. Ils se différencient principalement par la nature des groupements anioniques portés par le polymère et par la façon dont ils engendrent une force répulsive entre les grains de ciment. Toutefois, quelle que soit leur nature, les superplastifiants apportent sans conteste des améliorations technologiques aux bétons qui les incorporent dans leur formulation.

- Les retardateurs et accélérateurs de prise

Les réactions d'hydratation sont exothermiques ; elles sont accélérées par l'apport de chaleur. Ainsi le bétonnage en temps chaud ou bien d'éléments massique (où la température au cœur du béton peut atteindre 80°C) accélère la cinétique d'hydratation du ciment. Inversement, le bétonnage en temps froid ralentit les réactions d'hydratation du ciment. Ainsi, ces modifications dans les cinétiques d'hydratation du ciment est parfois défavorable. En effet, l'accélération des réactions d'hydratation a des effets négatifs sur les résistances à long terme du béton. Dans le cas des ouvrages massifs, il y a apparition précoce de la fissuration. A l'inverse le bétonnage en temps froid entraîne du retard sur les durées du décoffrage. Pour remédier à ces difficultés il est donc conseillé d'utiliser des retardateurs ou accélérateurs de prise.

Ainsi, dans le cas du bétonnage en temps chaud ou bien d'éléments massifs, il est conseillé d'utiliser un retardateur de prise pour freiner les réactions d'hydratation et aussi réduire la chaleur au cœur du béton, de manière à ce que les propriétés du béton soient préservées et le béton ne fissure pas.

Pour le bétonnage en temps froid, il est conseillé d'utiliser les accélérateurs de prise pour provoquer les réactions d'hydratation et accélérer le durcissement du béton freiné par la température ambiante.

Les retardateurs de prise peuvent avoir d'autres usages. Exemple de reprise de bétonnage: grâce aux retardateurs de prise il est possible d'effectuer des reprises de bétonnage après plusieurs heures d'interruption avec certaines précautions (protection contre la dessiccation). Autre exemple transport de longue durée du béton : l'utilisation de retardateur de prise permet de transporter sans problème tous les bétons sur de grandes distances quelles que soient les conditions (températures, risques d'embouteillage, etc.).

Les accélérateurs de prise sont très utilisés dans les bétons de préfabrication car ils permettent d'atteindre des résistances convenables au jeune âge, cela permet de réduire le temps d'étuvage et accélère donc le processus de fabrication. Les accélérateurs de prise permettent de réduire les délais de chantier, car ils permettent les résistances prévues pour 28 jours à des âges avancés. Mais il faut faire attention à la résistance à plus long terme, qui elle va en baisse par rapport à celle d'un béton sans accélérateurs de prise [28].

- Les agents entraîneurs d'air

Ils permettent d'entraîner, à l'intérieur du béton, des microbulles d'air parfaitement réparties qui serviront d'espace d'expansion dans le béton durci. Ces microbulles permettent d'améliorer la durabilité du béton soumis à l'action du gel - dégel. Il améliore la résistance du béton sous l'action des incendies.

Un des modes d'action de ces microbulles peut être décrit comme suit : dans le cas du gel, l'eau contenue à l'intérieure du béton gèle et augmente de volume puis crée des surpressions à l'intérieur des pores du béton et par la suite une fissuration ; la présence des microbulles permet de freiner le développement des fissures et la dégradation du béton est arrêtée [28].

C'est le même mode d'action qui se développe lors des incendies, dans ce cas l'eau contenue dans les pores fermés se transforme en gaz et ce gaz et avec l'augmentation de la température provoque des surpressions sur les parois des pores et donc de la fissuration.

Pour les bétons devant résister aux cycles de gel - dégel, la teneur en air occlus doit se situer entre 4 et 6 %.

1.1.6 Les fibres

L'utilisation des fibres comme renfort est une ancienne méthode utilisée pour améliorer le comportement mécanique et la ductilité des matériaux de construction. Leur utilisation a connu des évolutions au cours de l'histoire.

- Les fibres végétales comme la paille ou le bois ont été déjà utilisées par nos ancêtres. De nos jours elles sont encore utilisées pour la construction de l'habitat.

- Les fibres d'acier datent du début de XX^{ème} siècle.
- Les fibres organiques datent des années soixante (XX^{ème} siècle).
- Les fibres de verre datent des années soixante-dix (XX^{ème} siècle).

Les fibres sont classées selon leur origine (naturelles, synthétiques et industrielles), leur forme (droite, ondulée, aiguille,...), leur dimension (macro ou microfibres) et aussi par leurs propriétés mécaniques. Cependant pour faire un choix de fibres à utiliser pour telle application, il faut tenir compte de la compatibilité de la fibre avec la matrice de ciment et le mode performance du composite.

1.1.6.1 Les fibres d'amiante

Les fibres d'amiante sont considérées comme les renforcements les plus anciens des matrices cimentaires et aussi pour la confection de tissus résistants aux feux. Elles sont en fait des bâchettes de microfibres extrêmement fines, difficilement fusibles (vers 1500° C) et ont l'avantage d'être inattaquables par les ciments. Elles possèdent une excellente tenue au feu [40], une bonne résistance à la traction et un module d'élasticité élevé. Elles sont plus résistantes aux agressions chimiques et aux micro-organismes. Elles se caractérisent par une résistance électrique élevée (tableau 1.6). Compte tenu de la législation en matière de santé publique [41, 42] l'utilisation des fibres d'amiante est interdite, ce qui a favorisé le choix d'autres fibres.

1.1.6.2 Les fibres de fonte

Les fibres de fonte se présentent sous forme de rubans métallique amorphes coupées et élaborées à base de fonte. La fibre de fonte s'incorpore aisément jusqu'à 1.7% en volume dans une pâte de ciment ou d'un mortier [43]. Les fibres de fonte possèdent les caractéristiques de souplesse, forte résistance en traction et bonne résistance à la corrosion (Tableau 1.6).

1.1.6.3 Les fibres de polypropylènes

Les fibres de polypropylènes sont généralement les plus utilisées pour renforcer les bétons et les mortiers en raison de leur bonne résistance aux alcalis et elles sont bon marché. Elles sont utilisées principalement sous forme de microfaisceaux qui, soumises à un effort mécanique, se dissocient en dispersant les fibres figure (1.7).

Il est constaté que le polypropylène est sensible à l'ultra violet. Son exposition prolongée au rayonnement solaire provoque une oxydation. Noyées dans la matrice, les fibres de polypropylène sont en général assez longues (30 à 60mm), légères et ne sont pas attaquées par le ciment [42]. Leur module d'élasticité est plus faible que la pâte durcie. Il convient de les utiliser de préférence pour les pièces minces devant résister, soit aux chocs mécaniques, soit à l'action corrosive de certaines ambiances dans lesquelles l'acier pourrait se corroder rapidement. Les caractéristiques principales de ces fibres sont illustrées dans le tableau 1.6.



Figure 1.7 : Les fibres de polypropylène [50].

1.1.6.4 Les fibres de verre

Le verre est un matériau solide qui est produit par refroidissement d'un liquide visqueux. Il est caractérisé par une grande fragilité, attribué à une sensibilité élevée à la fissuration. Élaboré sous forme de fibres de faible diamètre, le verre perd cette fragilité. Les fibres de verre sont disponibles dans le commerce sous forme de bobines (découpage à la demande) ou sous forme de morceaux prédécoupés de 3, 6, 12 et 50 mm de longueurs Figure (1.8).



Figure 1.8: Les fibres de verre [50].

Il existe trois catégories de fibres de verre: La fibre de verre classique (silice, soude, chaux) de type (C), la fibre de verre au Zirconium de type (AR) et les fibres de verre au Borosilicate de type (E). Les compositions moyennes de ces trois types de fibres sont données dans le tableau (1.5) [44].

Tableau 1.5: Composition des fibres de verre [44].

Composition (%)	SiO ₂	Al ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O ₃	B ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	ZrO ₂
Verre de type C	60 - 65	3,5 - 6	14	3	10	5	0,5	-	-
Verre de type AR	61	-	5	-	17	-	0,3	-	10
Verre de type E	53 - 55	14 - 15	17 - 23	1	0,8	0,8	0,3	0,5	-

Les caractéristiques mécaniques du béton renforcé de fibres de verre diminuent rapidement avec le temps [45], [46].

L'emploi des fibres de type (E) dans le béton nécessite l'incorporation de polymères ou autres ajouts au mélange, au moment du gâchage [47]. Ces ajouts ont pour fonction d'enrober la

fibre et de la protéger de l'attaque alcaline. PERA et al. [48], ont montré que l'ajout de métakaolin permet d'améliorer la ductilité du composite ciment/verre (E).

La fabrication des fibres de verre type E revêtues par imprégnation d'une résine thermoplastique pour empêcher l'attaque chimique du verre est devenue actuellement une solution pour ce problème. Mais cette couche de résine protectrice influe évidemment sur les conditions d'adhérences. En Angleterre, on est arrivé à fabriquer un verre résistant aux alcalins, riche en Zircon et peut être utilisé parfaitement pour renforcer le béton [49]. Les propriétés physiques et mécaniques des fibres de verre sont représentées dans le tableau 1.6.

Concernant les fibres de verre AR (Alcali-Résistante), Elles ont été développées spécialement pour le renforcement des mortiers à base de ciment. Elles ont pour particularité d'avoir une teneur élevée en oxyde de zirconium et en soude. Le zirconium se concentre à la surface des fibres et leur confère une bonne résistance aux composés alcalins générés lors de la prise [50]. Le renforcement du ciment avec ces fibres lui donne une meilleure résistance à la corrosion acide [51].

1.1.6.5 Les fibres d'acier

Les fibres d'acier ont généralement une très bonne résistance à la traction et un très fort module d'élasticité par rapport à la matrice cimentaire. Les fibres d'acier se présentent sous différentes formes (droites lisses, ondulées, embouties, à crochets accolées,...). La Figure (1.9) représente les différentes formes des fibres d'acier utilisées comme renfort pour différents types de béton. Les fibres les plus utilisées sont les fibres droites. C'est l'adhérence de ces fibres avec la matrice cimentaire qui diminue la fragilité du béton par amélioration du comportement post-fissuration.



Figure 1.9: Différents types de fibres d'acier [52].

La résistance en traction de ces fibres varie généralement entre 700 à 2000 Mpa. Cette résistance est rarement utilisée dans le composite dû au phénomène de pull out¹ des fibres. Les principales propriétés physiques et mécaniques des fibres d'acier sont récapitulées dans le tableau 1.6.

¹ Essai qui consiste à soumettre une fibre, dont une partie est enchâssée dans une gaine de matrice, à une contrainte de traction uniaxiale, jusqu'à provoquer la décohésion à l'interface, puis l'extraction complète de la fibre.

Tableau 1.6: Propriétés physiques et mécaniques des fibres [53].

Fibre	Amiante	Fonte (ruban)	Polypropylène	Verre	Acier
Diamètre (μm)	0.02 à 20	36×2000 (de section)	10 – 200	5 – 20	5 – 500
Longueur (mm)	5	50 – 60	25 – 75	40 – 70	20 – 80
Densité	2.5 – 3.4	7.8	0.9	2.6	7.8
Résistance en traction (Mpa)	3000	2500	400 – 750	2000 – 4000	1000 – 3000
E (10^3 Mpa)	8 – 15	140	5 – 10	80	200
Allongement à la rupture [%]	2 – 3	1	15 – 25	2 – 3.5	3 – 4
Résistance au feu [$^{\circ}\text{C}$]	1500	1500	150	800	1500
Coefficient de dilatation [μ/m]	1	/	90	9	11

1.2 TECHNOLOGIE DE FABRICATION DES BÉTONS DE FIBRES

1.2.1 Granulométrie

Tout comme pour le béton classique, la qualité du granulat et la granulométrie affectent de façon significative la résistance et la performance du béton armé de fibres. Un granulat de qualité s'impose quand le béton de fibres est utilisé en milieu défavorable, lorsqu'une grande résistance est demandée. Le choix des fibres doit être compatible avec la taille des granulats afin d'aboutir à une bonne compacité et à une meilleure distribution des fibres. Le positionnement local des fibres dépend du rapport entre la longueur des fibres et le diamètre des granulats (Figure 1.10).

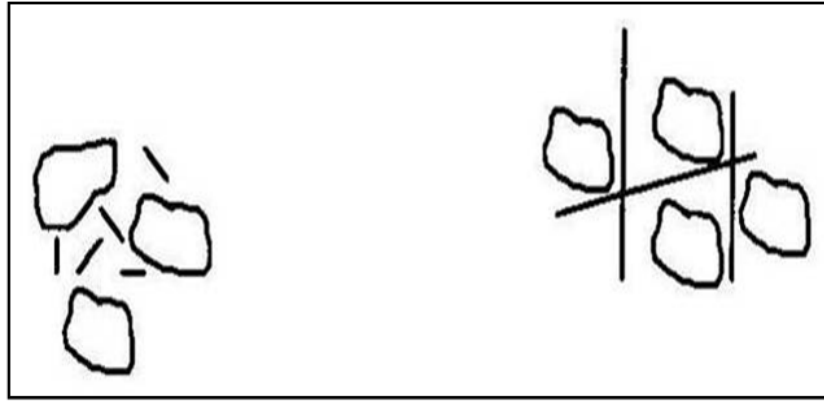


Figure 1.10: Effet de L/D_g sur la structure interne d'une matrice [54].

Pour que les fibres agissent efficacement au niveau des fissures intergranulaires et interviennent à l'échelle d'une structure, il est impératif que la longueur de la fibre soit plus grande au diamètre du plus gros granulat; un rapport de deux étant préconisé dans la littérature [54].

1.2.2 Malaxage

Il faut apporter une grande attention à la méthode de malaxage et donc à la séquence d'introduction des différents composants de façon à assurer une distribution homogène des fibres dans le mélange frais. Un temps minimum est recommandé pour assurer l'homogénéité du mélange. Paillere [55] préconise de rajouter les fibres après avoir malaxé les matériaux avec 1/3 du volume d'eau. L'ajout des fibres s'effectue à la main au laboratoire pour des petites proportions, en revanche pour les grandes quantités, un matériel spécifique s'impose, nécessitant donc quelques minutes supplémentaires d'homogénéisation. Toutefois, on peut rencontrer quelques difficultés comme :

- Agglomération ou formation de pelotes de fibres (oursins), lorsque les fibres sont introduites sans précaution particulière ou temps de malaxage trop long ou un dosage excessif de fibres,
- Distribution hétérogène (temps de malaxage trop court).

En général, l'ajout des fibres se fait lorsque le malaxage du béton est terminé. Il faut donc prolonger de quelques instants le malaxage pour permettre la distribution des fibres dans le mélange.

1.2.3 Mise en œuvre

Le déversement du béton doit s'effectuer de telle sorte que le moule ou le coffrage se remplisse aisément. Toute vibration doit faire l'objet d'une étude attentive. Sauf cas exceptionnel, la mise en œuvre à l'aiguille vibrante est à déconseiller du fait de l'orientation préférentielle des fibres et de l'effet de cheminée. Il est préférable d'utiliser des vibreurs de coffrage.

Quand à l'état de surface des éléments coulés à plat, le talochage ne pose pas de problème. Il a néanmoins comme inconvénient de faire apparaître quelques fibres sur les arêtes périphériques supérieures qu'il convient de faire disparaître ensuite. Le coulage en bandes verticales remédie en grande partie à cet inconvénient en supprimant le talochage.

Comme toujours, il faut veiller à l'étanchéité des moules ou des coffrages, car toute fuite de laitance entraîne un phénomène de convection d'air déclenché par la vibration, préjudiciable à la qualité du béton en générale. De plus, ces fuites permettent le passage des fibres entre les éléments et, découvrant localement les agrégats, font apparaître les fibres intercalées entre eux, ce qui impose la reprise et le ragréage [56].

1.2.4 Ouvrabilité

L'ouvrabilité d'un béton de fibres est un paramètre qui dépend essentiellement de :

- la granulométrie du squelette granulaire (dimension, pourcentage et la géométrie des granulats),
- la géométrie et état de surface des fibres,
- le pourcentage en volume des fibres dans la matrice,
- durée de malaxage.

D'après Hugues et al [57], la fluidité diminue avec l'augmentation de :

- l'élancement (longueur de la fibre/diamètre de la fibre),
- diamètre d_{max} du plus gros granulat,
- pourcentage en volume des fibres.

1.2.5 Propriétés mécaniques des bétons fibrés

Les propriétés mécaniques des bétons fibrés dépendent de plusieurs paramètres :

- la forme de la section dont dépend la surface adhérente de la fibre,
- la forme de la fibre,
- la longueur de la fibre et son élancement,
- la nature des fibres,

- la fraction volumique des fibres dans la matrice,
- la distribution spatiale des fibres et leur orientation.

1.2.5.1 Résistance en compression

Des travaux de recherches concernant l'effet des fibres sur la résistance à la compression, ont démontré que l'ajout des fibres n'apporte pas d'amélioration appréciable en compression. Certains auteurs [58-60] observent une légère augmentation de la contrainte ultime et d'autres notent une légère diminution [61]. Dans la matrice, la fibre peut avoir deux effets contradictoires : d'une part maintenir les fissures ce qui est favorable pour la phase post pic, et d'autre part créer des défauts supplémentaires à l'interface fibres - mortier ce qui peut contribuer à l'endommagement et donc limiter la charge maximale.

1.2.5.2 Résistance à la traction directe

D'après la bibliographie, les augmentations de résistance en traction dues aux fibres sont variables. Peu d'essais ont été réalisés en traction directe, car l'essai est délicat et très coûteux. D'une manière générale, on peut dire que les améliorations constatées dépendent essentiellement du type d'essais, de la forme des éprouvettes, de paramètres liés à la géométrie et au pourcentage volumique des fibres utilisées, et bien sûr au béton témoin retenu.

On constate que pour les bétons renforcés de fibres métalliques, les résistances à la compression et à la traction sont inférieures ou à peu près égales à celles du béton de référence. Ceci confirme que les fibres métalliques n'interviennent pas d'une manière significative sur le comportement à l'échelle du matériau. Nous pouvons résumer ces résultats de la manière suivante :

- l'ajout de fibres dans la matrice perturbe notablement celle-ci en y introduisant des vides (effets de voûte, effets de parois)
- Dans les bétons renforcés de fibres métalliques, il y a moins de gros graviers que dans les bétons sans fibres, et il semblerait que ceux-ci jouent un rôle non négligeable dans la résistance du béton [62].

1.2.5.3 Résistance à la flexion

Le renforcement par des fibres métalliques est utilisé pour améliorer la ductilité et fournir un contrôle du mécanisme de fissuration. L'amélioration de la résistance de première fissuration est considérée comme un gain secondaire. En flexion, contrairement à ce qui est généralement

observé en traction directe avec ce type de fibres, la structure fissurée peut reprendre des efforts bien supérieurs à ceux relevés lors de l'apparition de la première fissure. Un peu comme en béton armé classique, la déformation de flexion s'accompagne du développement d'une fissuration et du déplacement vers le haut de l'axe neutre.

1.2.5.4 Résistance au cisaillement

Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement au cisaillement des bétons renforcés de fibres à travers des essais de cisaillement direct [63-69]. Ces chercheurs ont utilisé des fibres métalliques et synthétiques, à différents dosages. Ils ont démontré que les fibres améliorent le comportement au cisaillement du béton, tandis que le béton sans fibres a une rupture fragile (Figure 1.11). De plus, ils ont constaté que les fibres métalliques ont un meilleur comportement au cisaillement que les fibres synthétiques, à cause de leur rigidité généralement plus faible que celle des fibres métalliques. D'autres études réalisées ont mené aux mêmes conclusions concernant la rupture fragile des compositions sans renfort de fibres [64], [67].

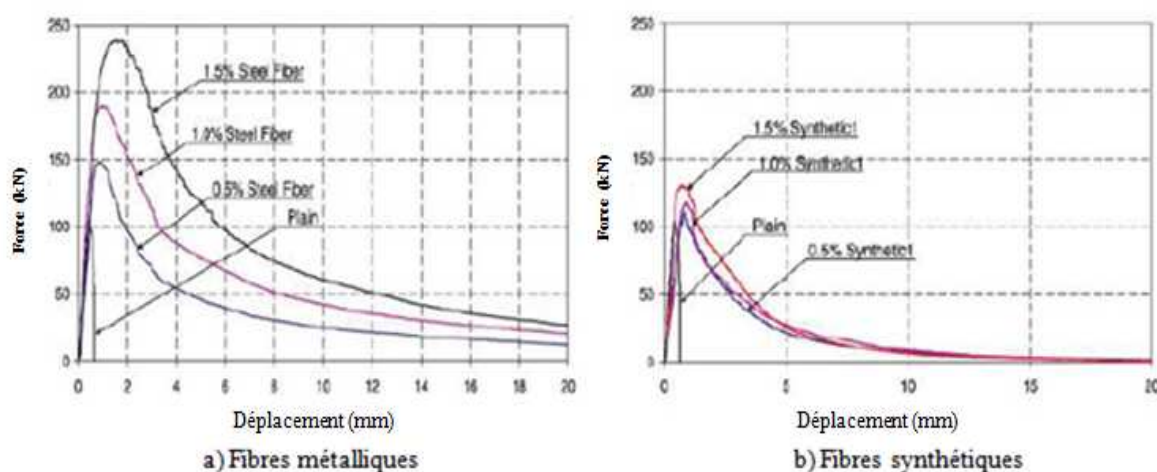


Figure 1.11: Courbes charge – déplacement pour les essais de cisaillement direct [69].

1.3 DURABILITÉ DES BÉTONS RENFORCÉS DE FIBRES

1.3.1 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 (Tableau 1.7).

Tableau 1.7. Facteurs influents sur la durabilité [62].

Origine	Endogène	Exogène
Chimique	Hydratation	Carbonatation
	Alcali-réaction	Pénétration d'agents agressifs
Physique	Auto dessiccation	Température
	Chaleur d'hydratation	Hygrométrie
Mécanique	Granulats	Sollicitations de service
		Sollicitations accidentelles

La seule problématique de durabilité spécifique aux bétons renforcés de fibres métalliques est la corrosion des fibres. Si l'on doit faire une comparaison avec les bétons non fibrés, le phénomène est assez similaire à la corrosion des armatures de béton armé [62].

Deux situations sont à prendre en compte dans l'analyse de la corrosion des fibres métalliques, et de ses conséquences :

- le cas où la fibre ne traverse pas une fissure débouchant en surface.
- le cas où la fibre traverse une fissure débouchant en surface

Cas n°1

Normalement, le béton assure la protection des fibres vis-à-vis de la corrosion. En fait deux processus peuvent altérer cette protection [70] :

- l'évolution de la phase aqueuse interstitielle dont le pH diminue à la suite de la transformation des composés hydratés du ciment et qui n'offre plus la protection souhaitable à la fibre métallique. C'est principalement la réaction de carbonatation du béton, à partir du dioxyde de carbone contenu dans l'air qui est impliquée dans ce processus :
- la pénétration d'agents agressifs, notamment les ions chlore jusqu'au niveau des fibres

Il faut noter que, parmi les deux mécanismes d'altération, la carbonatation est un phénomène général pour les superstructures, tandis que la pénétration des chlorures est spécifique à certains environnements.

La capacité de protection offerte par le béton aux fibres dépend principalement de la compacité du béton, autrement dit, de sa structure poreuse et de l'épaisseur d'enrobage des fibres. Dans le cas des BRFM, ces deux paramètres ne sont pas indépendants. Il a été recommandé pour la formulation de ce type de béton, que l'ajout de fibres doit impérativement s'accompagner d'une modification du squelette granulaire du béton,

modification qui se résume principalement à augmenter la quantité de ciment et le rapport sable / granulats quand le pourcentage de fibres augmente. Ces deux modifications concourent à produire un BRFM le plus compact possible, dans lequel les fibres sont enrobées de manière satisfaisante.

Dans la pratique, le BRFM contient assez de pâte de ciment pour éviter que trop de fibres se touchent, la corrosion des fibres si elle existe ne concerne que les fibres très proches de la surface. La propagation vers le cœur du matériau, se fait ensuite très lentement (la vitesse dépendant évidemment de la compacité de la matrice).

Les conséquences de la corrosion des fibres métalliques proches de la surface peuvent se décliner ainsi :

- création de salissures sur les parements des structures
- réduction des caractéristiques mécaniques des fibres (résistance en traction et rigidité) due à leur minimum de section induite par la corrosion. Il est à souligner quant à ce dernier point, que plus la section initiale de la fibre est petite, plus la perte des caractéristiques mécaniques de la fibre est importante.

Il faut signaler que les oxydes et hydroxydes formés à la surface des fibres ne génèrent pas, des contraintes suffisantes pour fissurer la matrice. En effet, les réactions d'oxydation se font avec une augmentation de volume par rapport au métal de base, ce qui induit des pressions dans la porosité de la matrice environnante, pression qui sont fonction de la quantité d'oxydes formés. Or, dans le cas des fibres métalliques, les oxydes formés autour d'elles sont en très faible quantité.

En conclusion, en dehors de quelques salissures possibles, nuisibles pour l'esthétique des structures, la corrosion des fibres non traversées de fissures ne provoque aucun problème grave pour la durabilité ou la capacité portante de ces structures en BRFM. Ceci a été clairement démontré lors d'une étude complète réalisée par l'ANDRA* (agence nationale pour les déchets radioactifs) [71].

Cas n°2

C'est un cas sensible au regard des conséquences mécaniques potentielles relatives à la corrosion des fibres. C'est également un cas sur lequel il n'existe pas d'analyse approfondie et claire. L'analyse présentée se base sur les travaux de DUVAL [70] concernant le rôle de la fissuration dans le béton d'enrobage des armatures classiques de béton armé vis-à-vis de l'évolution du processus de corrosion de ces armatures (le mot fibre va remplacer armature dans ce qui suit).

De nombreuses études ont été consacrées à la détermination d'une largeur critique de fissure à partir de laquelle la vitesse de corrosion s'accroît de façon significative par rapport à un béton non fissuré. L'observation d'ouvrages en service et des expériences de laboratoire montre qu'il n'y a pas, statistiquement, de relation directe entre l'ouverture de fissure et le degré de corrosion, lorsque cette ouverture ne dépasse pas 0.3 à 0.4 mm [72].

L'explication qui est généralement avancée est la suivante : à l'endroit où la fissure la traverse, la fibre se trouve du fait de la carbonatation, à un pH plus faible qu'ailleurs. La corrosion va donc s'y faire préférentiellement. Mais, très rapidement les salissures et les produits de la corrosion vont obstruer le fond de la fissure, qui est rappelons le, très peu ouverte, ce qui contribue à freiner la corrosion (figure I.12).

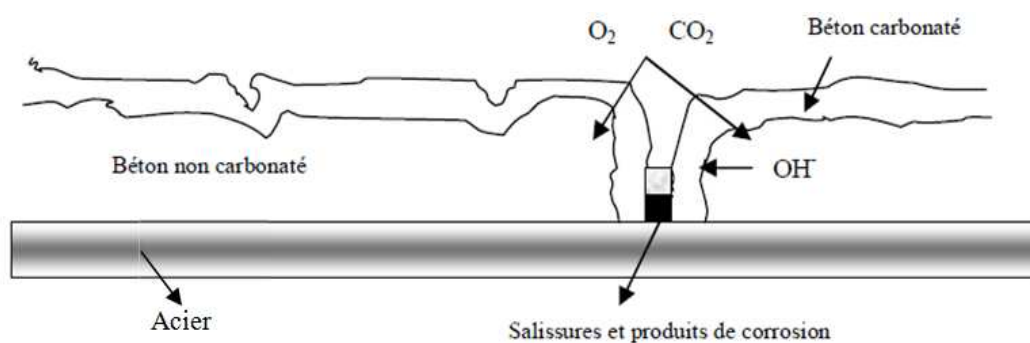


Figure 1.12 : Mécanisme de corrosion des fibres en présence de fissure, et sans pénétration des chlorures [62].

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 corrosion localisée va également dépendre de la vitesse de diffusion de l'oxygène et des ions OH^- au sein du béton non fissuré, donc de sa porosité. Ceci conduit à une situation complexe dans laquelle les fibres d'un BRFM très poreux (rapport eau / liant élevé) traversées par une fissure faiblement ouverte, peuvent se corroder plus rapidement que celles d'un BRFM peu poreux (rapport eau / liant faible), traversées par une fissure beaucoup plus ouverte.

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 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 BRFM.

1.3.2 Durabilité des bétons renforcés de fibres de verre

Tous les produits vitreux sont chimiquement réactifs en solution. Selon les milieux d'attaque, différentes réactions ont lieu. La réaction du verre dans les différents milieux agressifs a été étudiée par plusieurs auteurs [73-75].

1.3.2.1 Mécanisme de corrosion du verre en différents milieux

a) Milieu acide

Le mécanisme de dégradation du verre par une solution acide se traduit par l'échange d'ions entre la solution aqueuse et la surface du verre, c'est la désalcalinisation de la surface ou leaching. La figure 1.13 illustre ce mécanisme dans le cas de l'attaque du verre par une solution d'acide chlorhydrique (HCl).

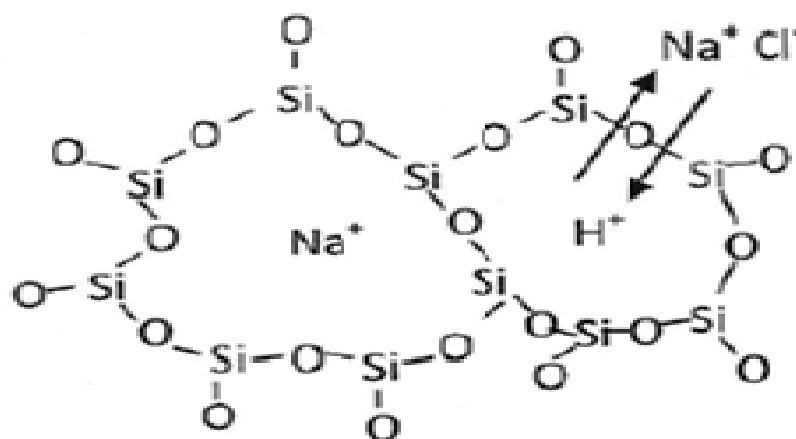


Figure 1.13: Mécanisme de dégradation du verre en milieu acide : désalcalinisation du verre (leaching) [75].

Lorsque les ions Na^+ et OH^- passent en solution, le proton du groupe silanol SiOH échange son site de surface avec celui d'un ion alcalin de l'intérieur : il diffuse dans le verre. La cinétique est donc contrôlée par l'interdiffusion entre le cation alcalin du verre et le proton. A basse température, le cation qui diffuse dans le verre est l'ion hydronium. Les profils de diffusion des éléments hydrogène et sodium dans les couches superficielles du verre sodocalcique hydraté ont été déterminés. Les études ont montré qu'un atome de sodium est remplacé par trois atomes d'hydrogène et que la cinétique de dégradation dépend de la racine carrée du temps ($\sqrt{t}$). De plus, quelle que soit la valeur du pH la vitesse d'attaque et la solubilité du verre restent constantes [75].

Les éléments modificateurs du réseau du verre sont préférentiellement éliminés en solution en modifiant peu la structure de la silice. Ainsi, l'extraction des ions Na^+ par des solutions à faibles valeurs de pH peut être classée selon l'ordre suivant : H_2O > acide citrique > acide acétique > HCl > acide oxalique. Mais une partie également de l'élément silicium passe en solution et sa concentration finale correspond à la solubilité de la silice (SiO_2) à la température et à la valeur de pH considérées [73], [74].

b) Milieu neutre

La diffusion des espèces chimiques est le mécanisme régissant la corrosion du verre en solution neutre. Sous l'effet de la diffusion de l'eau à l'intérieur du verre, les atomes d'oxygène non-pontant se transforment en groupe silanol (SiOH). Ceci permet à l'ion Na^+ libéré de diffuser à la surface du verre avec l'ion OH^- . Par conséquent, les verres de silicates peuvent être considérés comme des sels d'un acide faible et de base forte qui subiront une réaction d'hydrolyse [76].

c) Milieu basique

Le mécanisme qui régit cette corrosion est la dégradation du réseau silicique (ou etching). Le verre est alors hydraté puis totalement dissout par rupture des ponts Si-O-Si à la surface du verre pour donner lieu à la formation de nouvelles liaisons Si-O^- et Si-OH [73]. Ce mécanisme est prédominant pour des valeurs de pH supérieures à 10. Il est donc caractéristique des attaques du verre par des solutions alcalines.

La figure 1.14 illustre ce mécanisme dans le cas où le verre est attaqué par une solution de NaOH .

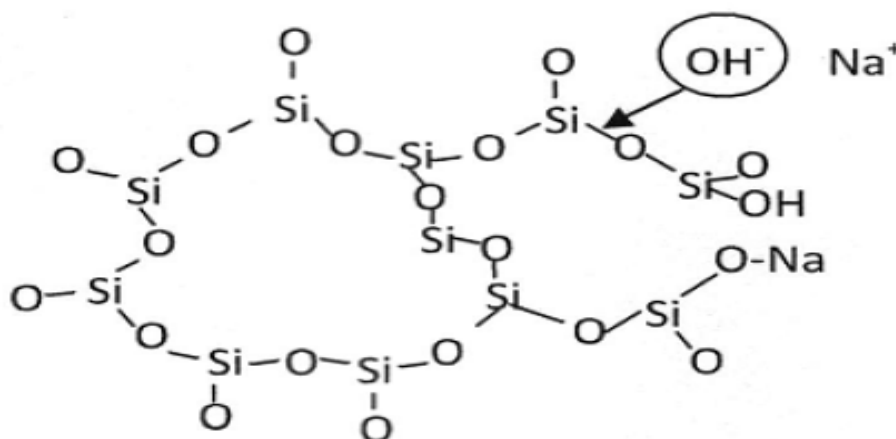


Figure 1.14 : Mécanisme d'attaque de verre par une solution de soude (etching) [75].

Les liaisons Si-O-Si sont ainsi détruites les unes après les autres. En supposant qu'aucune couche de protection ne se forme à la surface du verre, et que la solution ne change pas, la réaction serait linéaire en fonction du temps. Les ions sodium apportés dans la solution par l'échange ionique sont très importants pour la rupture du réseau. Ils peuvent se combiner aux espèces siliceuses pour former du silicate de sodium en solution appelé « water glass ».

1.3.2.2 Facteurs influençant la durabilité chimique du verre

Plusieurs facteurs influencent la durabilité chimique des verres.

a) Rapport de surface spécifique du verre sur le volume de la solution aqueuse

Les quantités des constituants libérés par un verre dans certaines conditions sont proportionnelles à la surface du verre exposée. En effet, des études menées sur l'attaque d'un verre de composition $25\text{K}_2\text{O}-75\text{SiO}_2$ en milieu aqueux avec une valeur de pH ajustée à 6 et à une température de 40°C ont montré que la quantité de SiO_2 dissoute en fonction du temps, augmente avec le rapport Surface / Volume (S/V) (Figure 1.15). Ce paramètre semble pertinent pour des temps de réaction longs car quand ce rapport passe de 0,5 à 1,5 la dissolution de la silice est multipliée par un facteur de 3 [77].

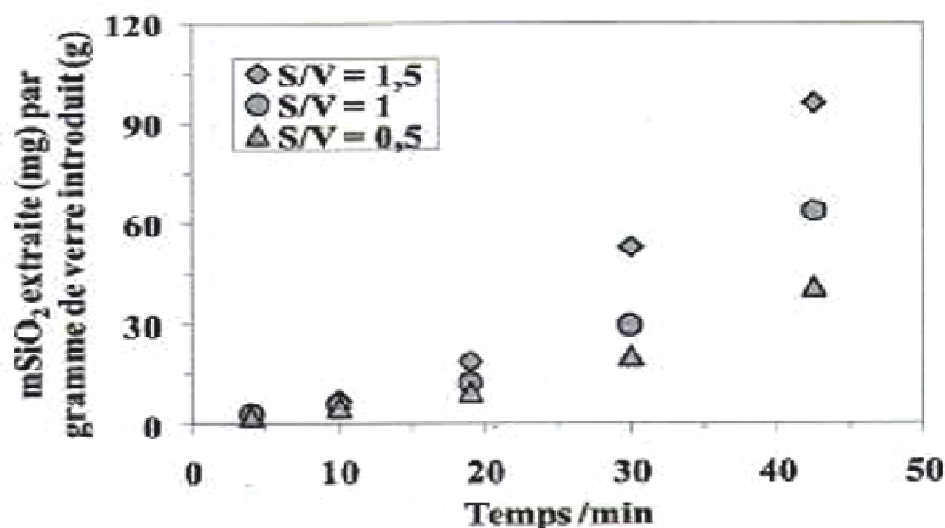


Figure 1.15: Évolution de la masse de SiO₂ dissoute par gramme de verre en fonction du rapport S/V [77].

b) Composition du verre

La composition du verre influence fortement sa durabilité chimique. Pour un verre ne contenant pas de modificateurs, si la valeur du pH de la solution ne dépasse pas 7, l'attaque du réseau ne se produit pas. La présence d'alcalin dans la composition du verre fait chuter rapidement sa durabilité chimique, non seulement à cause de l'introduction de cations mobiles, mais aussi de par la présence d'oxygène non-pontant qui crée un réseau plus favorable à la diffusion des cations. Il a été montré que le verre contenant un mélange d'alcalins (Na₂O et K₂O) présente une vitesse de corrosion plus faible que ceux contenant une quantité équivalente de Na₂O ou de K₂O (effet d'alcalins mixte : AME). La figure 1.16 montre l'évolution de la quantité d'ions alcalins dissous à 90°C pendant 4 heures dans de l'eau distillée (pH = 7) dans le cas d'un verre de composition 72SiO₂-10CaO-xNa₂O-yK₂O (avec x + y = 18).

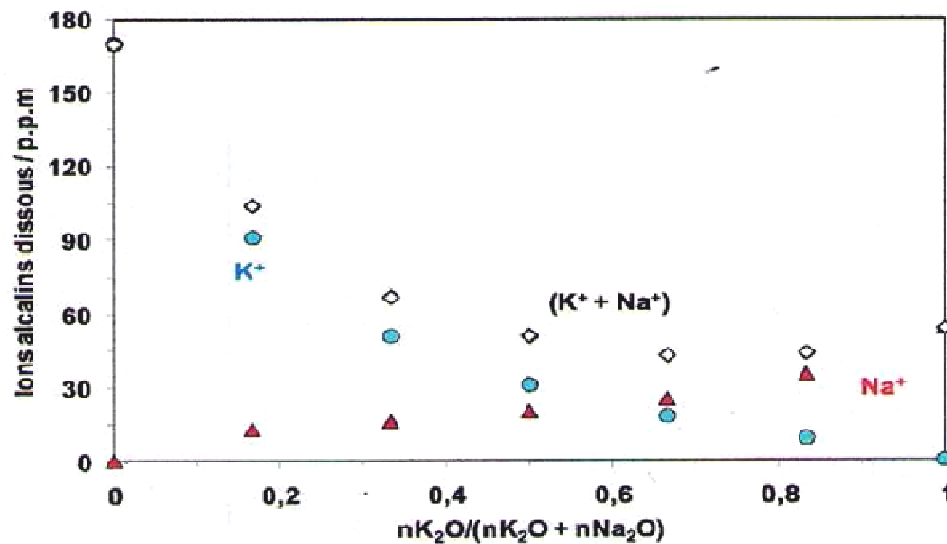


Figure 1.16 : Évolution de la masse des ions alcalins dissous en fonction de la teneur en alcalin du verre [77].

Cet effet d'alcalins mixte est plus important au cours du processus d'échange ionique ($pH < 9$). Tandis qu'à la valeur de $pH > 9$, il y'a prédominance de la réaction de dissolution du verre sur l'échange ionique et l'effet d'alcalins mixte diminue. De plus l'ajout de CaO au verre de silicate alcalin augmente sa durabilité chimique [77].

c) Valeur de pH de la solution

La durabilité chimique des verres de silicates dépend fortement du pH et de la nature de la solution agressive. En effet, les verres de silicates deviennent particulièrement sensibles à la décomposition au dessus de $pH \approx 9 - 10$. La figure 1.17 illustre la variation de dissolution de la silice et de la soude en fonction du pH à 35°C d'un verre de composition initiale $Na_2O-3SiO_2$ à 35°C.

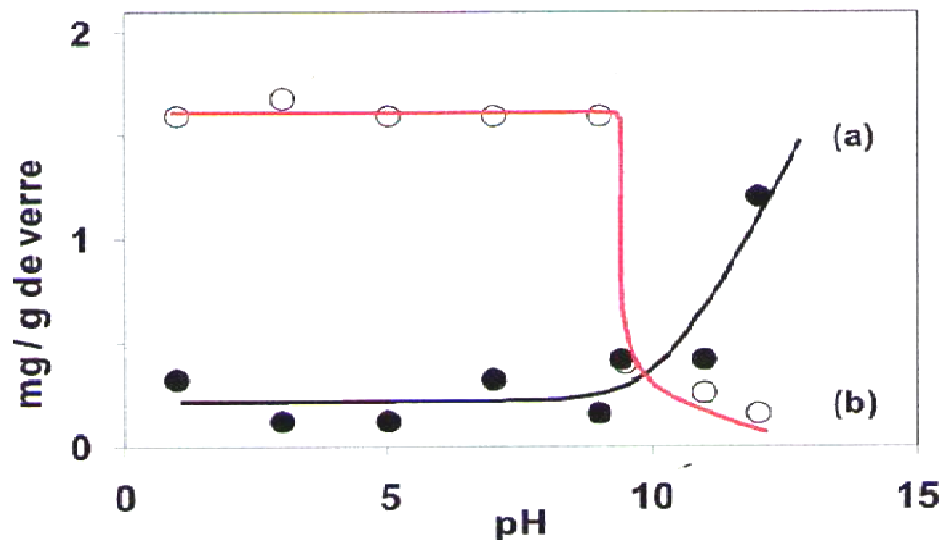


Figure 1.17: Variation de la quantité de silice (a) et d'oxyde de sodium (b) en fonction du pH d'un verre de composition initiale $\text{Na}_2\text{O}-3\text{SiO}_2$ à 35°C [77].

d) Température

La quantité des espèces dissoutes du verre en solution pour un temps donné augmente avec la température d'un facteur de deux (2) tous les 10°C selon Maclellan et entre 8°C à 15°C en fonction de la composition du verre et du type d'ions alcalins selon Paul [77]. La vitesse de corrosion du verre en fonction du temps peut être exprimée selon l'équation d'Arrhenius :

$$A = B \cdot e^{-E/RT} \quad (1.1)$$

Où A est la vitesse spécifique de la réaction, B une constante, R la constante des gaz parfaits, T la température absolue et E l'énergie d'activation définie comme le minimum d'énergie nécessaire pour que la réaction ait lieu.

1.3.2.3 Amélioration de la durabilité des fibres de verre dans une matrice cimentaire

Il existe plusieurs méthodes qui servent à améliorer la durabilité des fibres de verre dans une matrice de ciment, chacune d'elles a ses avantages et ses inconvénients. Pour obtenir des fibres de verre résistants aux alcalis et qui ont une importante durabilité, il existe, entre autres deux solutions :

- Fabriquer des fibres de verre résistant aux alcalis avec une teneur importante de l'oxyde de zirconium (ZrO_2),

-Diminuer l'alcalinité de la matrice du ciment dans les bétons renforcés de fibres de verre et réduire ainsi ses dégradations en ajoutant au ciment diverses sortes de pouzzolanes qui peuvent avoir des effets favorables.

Il apparaît donc qu'une solution relativement aisée et économique pour réaliser des matériaux composites renforcés de fibres de verre est d'associer un ajout de synthèse au ciment afin de réaliser une matrice cimentaire exempte de chaux [78].

1.3.2.3.1 Incorporation du ZrO_2 dans la composition chimique de la fibre

Plusieurs études ont été effectuées récemment sur l'altération des verres borosilicatés au zirconium. Dans ces études la zircone est ajoutée en proportion croissante à la composition de base 70/15/15/x. Le pH était soit tamponné, soit libre. Il a été montré d'une part que les verres s'altèrent beaucoup plus lentement en présence de zirconium et d'autre part que le degré d'altération des verres augmente notablement aux faibles teneurs en zircone. Un maximum d'altération est obtenu pour $ZrO_2 \approx 2\%$ (indépendamment du choix du pH initial). Avec les fortes teneurs en zirconium, le degré d'altération final diminue jusqu'à devenir inférieur à celui du verre de référence sans zirconium, lorsque $ZrO_2 > 10\%$. L'effet du zirconium sur le degré final d'altération du verre a été décrit dans les travaux de Sicard et al (Figure 1.18) [79].

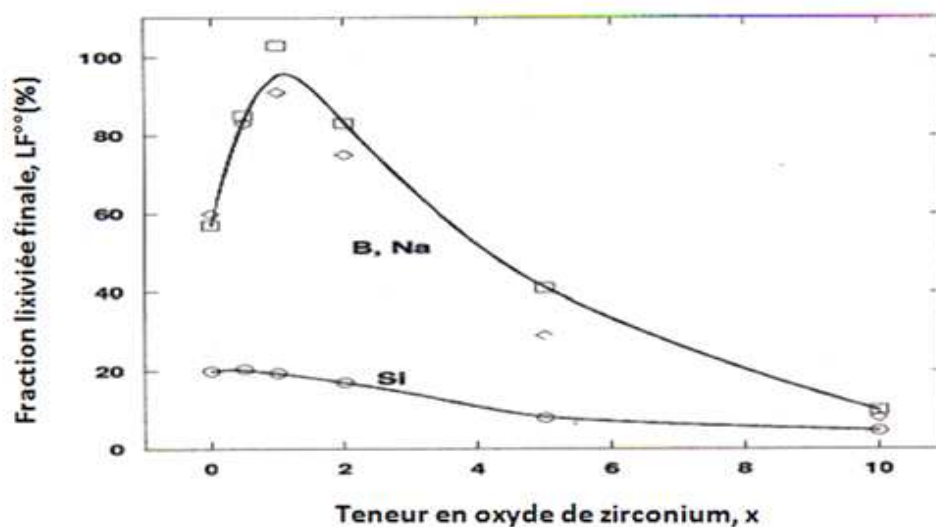


Figure 1.18: Variation des fractions lixiviées finales en Si (o), B (□) et Na (◇) en fonction de la teneur x de zircone dans les verres de composition 70/15/15/x altérés en pH libres à 1cm^{-1} [79].

1.3.2.3.2 Abaisser le pH du milieu cimentaire

Le pH de la matrice cimentaire est d'environ 12,5, ce qui fait de lui un milieu très alcalin. Cette alcalinité est due aux réactions d'hydratation du ciment, pendant lesquelles se forme la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). Cette dernière offre un milieu protecteur pour les aciers, mais l'augmentation de sa quantité peut affecter la résistance chimique du ciment.

Plusieurs composés peuvent être ajoutés aux ciments pour, d'une part, diminuer la quantité de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ce qui améliore la résistance chimique, d'autre part augmenter la résistance mécanique.

Les caractéristiques très particulières de la fumée de silice en font une pouzzolane très réactive à cause de sa très forte teneur en silice, de son état amorphe et de son extrême finesse. Les effets bénéfiques de la fumée de silice sur la microstructure et les propriétés mécaniques du béton sont dus essentiellement à la rapidité à laquelle la réaction pouzzolanique se développe et à l'effet physique aux particules de fumée de silice qui est connu sous le nom d'effet filler. Ces deux effets entraînent à la fois une forte augmentation de la compacité et une amélioration des résistances mécaniques du fait de la réaction pouzzolanique des fumées de silice.

L'ajout à la matrice cimentaire 15, 25 et 40% de fumée de silice diminue le pH du milieu et améliore la durabilité des fibres de verre insérées dans ce matériau [80 – 83].

La résistance à la traction de la fibre REZAL conservée au même âge et à une température de 80°C dans l'eau, augmente avec l'augmentation du pourcentage de fumée de silice incorporée dans la matrice cimentaire comme l'indique la Figure 1.19 [80].

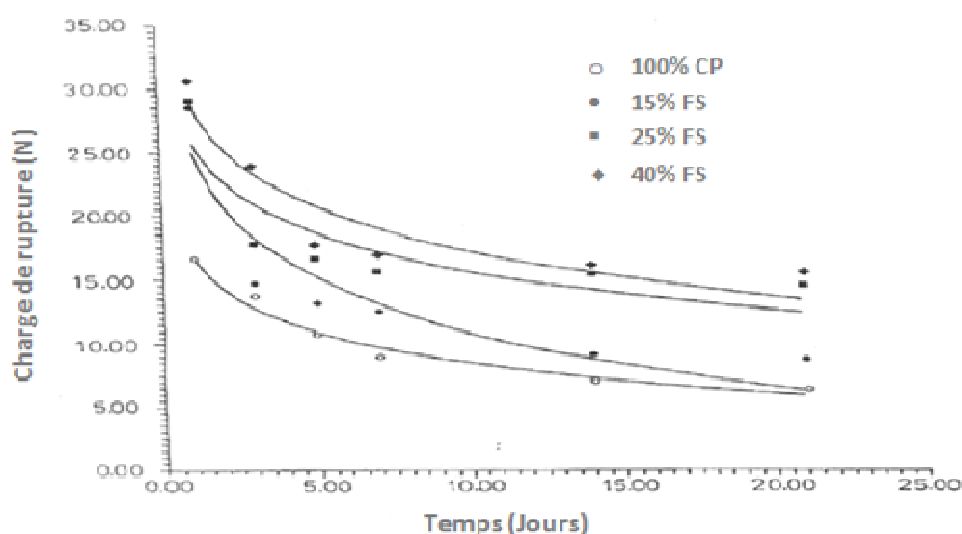


Figure 1.19: Résistance à la traction des fibres REZAL conservées dans l'eau à une température de 80°C aux différents âges [80].

La figure 1.20 montre l'état de surface des fibres de verre en fonction du pourcentage de la fumée de silice.

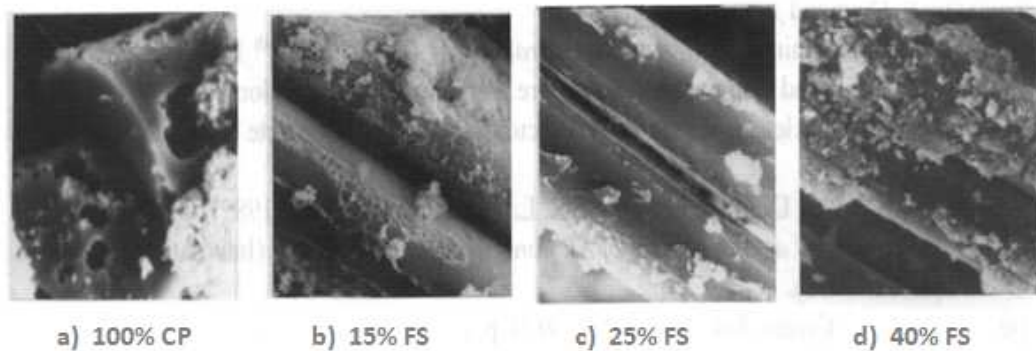


Figure 1.20: Image de l'état de surface des fibres résistantes aux alcalins en fonction du pourcentage de la fumée de silice. (CP: Ciment Portland, FS: Fumée de silice) [80].

L'altération des fibres résistantes aux alcalis utilisée pour le renforcement d'une matrice cimentaire, conservée pendant 21 jours dans l'eau à une température de 80°C, diminue en augmentant le pourcentage de la fumée de silice incorporée dans la matrice [80].

CONCLUSION

Dans cette étude bibliographique, nous avons passé en revue les points susceptibles de nous guider dans le choix des matériaux à utiliser et dans la définition des essais à effectuer afin de faire progresser notre connaissance dans l'utilisation du béton de fibres dans l'environnement biochimique.

Nous avons vu que les bétons renforcés de fibres métalliques ou synthétiques permettaient d'améliorer, sous certaines réserves, les capacités mécaniques du matériau initial béton.

Ainsi les fibres améliorent le comportement du béton vis-à-vis de la fissuration. Elles lui confèrent ainsi un comportement ductile et la possibilité de conserver une forte capacité portante résiduelle pour de grandes ouvertures de fissure. Les fibres permettent de limiter le développement de la fissuration et ainsi d'augmenter la durabilité des bétons.

CHAPITRE 2

PATHOLOGIES CHIMIQUES ET BIOCHIMIQUES OBSERVÉES SUR LES ÉLÉMENTS EN BÉTON

INTRODUCTION

Pour les milieux chimiquement agressifs, le facteur commun à tous les agents agressifs est l'eau qui dissout les composés gazeux ou solides. Le transport des substances agressives se fait essentiellement par perméation et par diffusion, indicateurs majeurs de durabilité dépendant de la compacité du béton.

D'une manière générale, les attaques chimiques des bétons mettent en jeu deux mécanismes couplés que sont la dissolution des hydrates (essentiellement la lixiviation des ions Ca^{2+} de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et des silicates de calcium hydratés C-S-H) et la précipitation de sels, nocifs ou non. Les conséquences générales sont un accroissement de la porosité et de la fissuration, une augmentation de la perméabilité et de la diffusivité, des pertes de raideur et de résistances mécaniques.

Les principaux milieux agressifs ainsi que les mécanismes d'attaque qui leur sont associés, sont passés en revue. Nous avons abordé les attaques chimiques les plus courantes : alcali-réaction, lixiviation, l'attaque par l'eau de mer, carbonatation, l'attaque sulfatique, l'attaque chimique et en dernier l'attaque biochimique.

2.1 ALCALI – RÉACTION

L'alcali – réaction est une réaction chimique qui se produit entre certaines formes de silice ou de silicate contenus dans les granulats et les alcalins du béton. Les mécanismes de l'alcali – réaction sont complexes et font toujours l'objet de travaux de recherches.

Les principales conséquences de cette réaction est la formation d'un gel gonflant qui engendre à son tour des contraintes internes au sein de la structure. Il en résulte un développement des microfaiençages et un éclatement du béton (Figure 2.1). L'alcali – réaction a pour conséquence de diminuer les propriétés mécaniques du béton. Ce phénomène est bien détaillé dans les travaux d'I. Mohamed [84].



Figure 2.1: fissurations grossières dues à l'alcali – réaction (Entrée d'un tunnel) [84].

2.1.1 Les différents types d'alcali-réaction

Il existe trois types d'alcali-réactions : réaction alcali-silice (les plus courantes), réaction alcali-silicate, réaction alcali-carbonate.

2.1.1.1 Réaction alcali-silice (RAS)

Certains granulats siliceux, lorsqu'ils sont constitués de silice amorphe, mal cristallisée ou microcristalline (par exemple des verres, de l'opale...) sont attaqués par la solution interstitielle qui occupe les pores du béton. La silice libérée réagit ensuite avec les alcalins Na^+ , K^+ de cette solution interstitielle et l'on observe, l'apparition de gels silico-alcalins s'ils renferment Si, Na (et ou K) ou calco-silico-alcalins s'ils contiennent, en plus, du calcium. Ces gels sont qualifiés de gonflants. Ils se produisent dans le béton et y provoquent des désordres, mais les mécanismes invoqués pour expliquer ces gonflements sont encore controversés [85 - 86].

2.1.1.2 Réaction alcali-silicate

La différence essentielle avec la réaction alcali-silice réside dans le fait que les granulats réactifs ne sont pas formés de silice libre mais sont des silicates variés (phyllo-silicates, tecto-silicates, sains ou altérés). En ce qui concerne les produits de la réaction, on admet qu'ils sont voisins de ceux apparus dans la réaction alcali-silice ; des études plus anciennes [87] signalaient que l'on n'observe pas la production de gels siliceux.

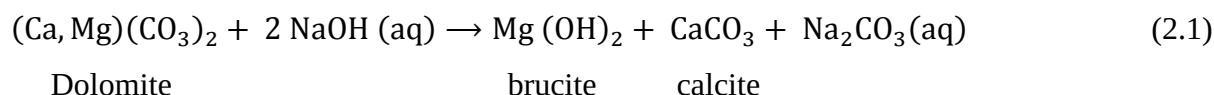
2.1.1.3 Réaction alcali-carbonate

On désigne par cette expression la réaction manifestée par des calcaires dolomitiques qui renferment des impuretés phylliteuses [88]. Très peu de cas ayant été recensés, il en résulte qu'il n'y a pratiquement pas eu d'études sur ce sujet [89].

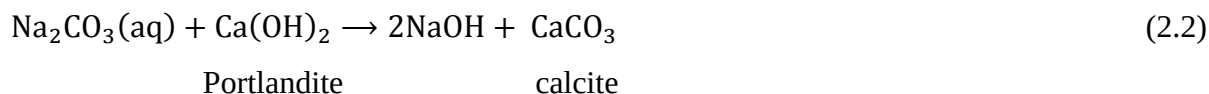
Sur le plan pratique, on retiendra que les expansions causées par cette réaction sont moins importantes que celles dues aux réactions alcali-silice et alcali-silicate sauf si le béton est soumis à des ambiances hivernales rigoureuses [90].

Les désordres observés dans les ouvrages soient liés à plusieurs phénomènes : réaction de dédolomitisation de la fraction carbonatée, expansion de la phase phylliteuse.

La dédolomitisation correspond à la réaction suivante :



La solution alcaline est régénérée en permanence :



De ce fait, la réaction de dédolomitisation est autoalimentée et peut donc, du moins en théorie, se poursuivre jusqu'à épuisement de toute la dolomite.

Les observations dans les ouvrages atteints par la réaction alcali-carbonate mettent en évidence la formation d'auréoles foncées autour des granulats réactifs dans lesquels apparaissent des fissures qui vont ultérieurement se propager dans la pâte. Les auréoles sont essentiellement constituées de calcite ce qui s'accorde bien avec la réaction (Eq. 2.1).

L'alcali-réaction crée progressivement un réseau de microfissures dans le béton. Ces microfissures résultent des pressions de gonflement engendrées au sein des particules réactives, le long des plans de clivage ou de schistosité ; elles peuvent également apparaître à la périphérie des grains. Avec le temps, ces microfissures se propagent dans toutes les directions et peuvent alors recouper plusieurs granulats ainsi que la pâte.

La mise en évidence des microfissures est facilitée par des traitements préalables tels que l'imprégnation par des résines colorées ou par des pigments fluorescents.

Il est établi depuis longtemps que les alcali-réactions de types alcali-silice ou alcali-silicates engendrent des produits amorphes (gels) ou microcristallins, de composition silico-alcaline ou calco-silico-alcaline [91] et de faciès extrêmement variables.

La figure 2.2 présente quelques aspects caractéristiques de ces produits, tels qu'ils apparaissent au MEB : des gels à surface lisse, craquelés ou bien des structures alvéolaires montrant une tendance à la cristallisation, voire des amas de cristaux lamellaires ou aciculaires souvent en forme de rosettes.

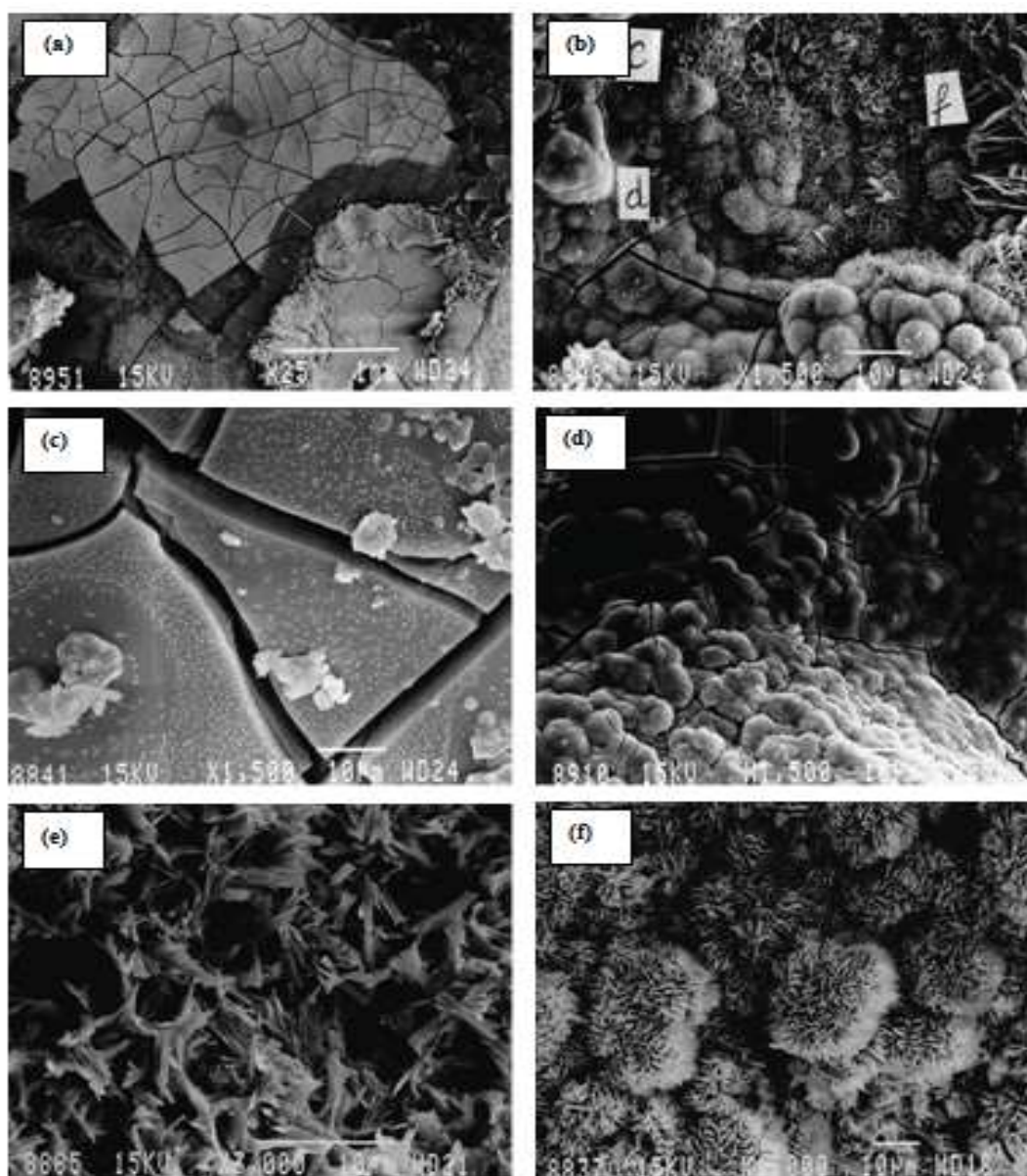


Figure 2.2 : Quelques aspects caractéristiques (observables au MEB) de produits d'alcali-réaction [92].

- (a) L'observation à faible grossissement (ici x 25) de bétons atteints d'alcali-réaction montre souvent, en premier lieu, de larges plages, lisses, de gel (les fissures sont surtout provoquées par le vide régnant dans le microscope).
- (b) Lorsqu'on travaille à grossissement plus important, on perçoit l'existence de plusieurs faciès pour les produits réactionnels : cette vue est particulièrement démonstrative.
- (c) Le gel peut se présenter, même à fort grossissement, comme un dépôt, plus ou moins épais, à surface lisse.
- (d) La surface du gel présente des protubérances isolées (en haut de la plage) ou jointives (bas de la plage) : on parle alors de gel mamelonné.
- (e) Les produits réactionnels perdent une apparence amorphe et acquièrent des faciès plus ou moins cristallisés : ici une microtexture alvéolaire qui n'est pas très éloignée de celle des C-S-H ordinaires.
- (f) La texture cristallisée peut être très nette : ici des rosettes formées de cristaux lamellaires.

2.2 LIXIVIATION

La lixiviation du béton correspond à un lessivage des hydrates de la pâte de ciment durcie au contact de milieux fluides. A cause des gradients de concentration, les ions présents dans la solution interstitielle de la pâte de ciment se déplacent par diffusion vers la solution agressive, créant ainsi des déséquilibres entre la phase liquide et la phase solide du matériau. Des réactions chimiques de dissolution/précipitation provoquées par les variations de concentrations se produisent alors.

Les équations de dissolution des principaux hydrates sont rapportées par Perlot [93]. Comme la cinétique des réactions chimiques est plus rapide que celle de la diffusion, l'hypothèse de l'équilibre chimique local est souvent admise. Néanmoins, certains chercheurs tels que Gawin et al[94] réfutent cette hypothèse avançant une cinétique de diffusion rapide. A cause du processus diffusif, les flux d'espèces lixiviées et la position du front de dégradation sont alors proportionnels à la racine carrée du temps. Ceci a été vérifié expérimentalement [95 - 97] bien sûr, il est nécessaire pour cela que la composition de la solution agressive soit maintenue constante. En pratique, d'après les travaux de Adenot [95], seul le calcium est considéré car son évolution suffit à décrire la lixiviation des matériaux cimentaires étant donné d'une part que tous les hydrates en contiennent et d'autre part qu'il reste l'un des ions les plus concentrés en solution. En effet, même si le processus de dégradation commence par la lixiviation rapide des alcalins Na^+ et K^+ qui sont faiblement présents dans la matrice cimentaire, rapidement la diffusion des ions calcium devient le phénomène dominant la cinétique.

La courbe d'équilibre (Figure 2.3) entre le rapport Ca/Si des différents composés hydratés d'une pâte de ciment à base de CEMI et la concentration en calcium dans le liquide $[Ca^{2+}]$ permet de définir trois grands domaines d'évolution du processus.

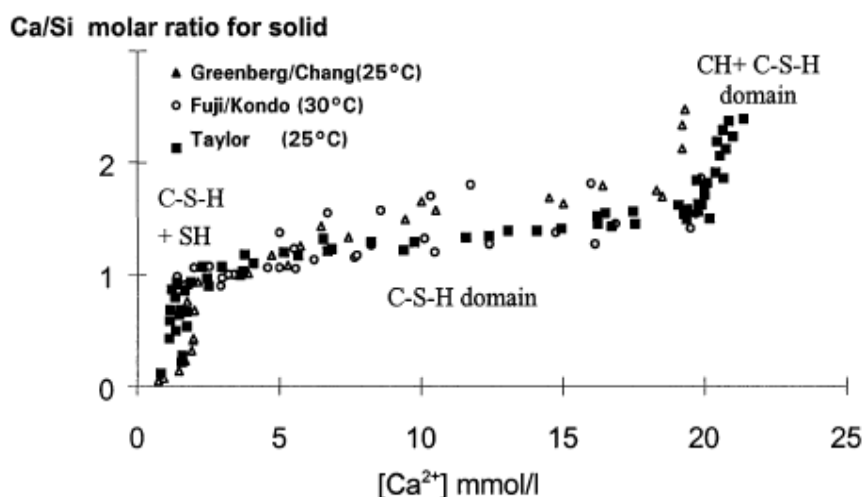


Figure 2.3: Diagramme d'équilibre entre le rapport Ca/Si des différents hydrates et la concentration en calcium de la solution interstitielle [97].

- Lorsque la concentration $[Ca^{2+}]$ atteint un seuil critique : 22 mmol/l, la dissolution des cristaux de portlandite a lieu.
- A partir d'une concentration $[Ca^{2+}] = 20$ mmol/l, lorsque toute la portlandite accessible est lixiviée, les C-S-H commencent à se décalcifier ainsi que l'ettringite et le monosulfoaluminate. La dissolution des C-S-H est progressive à cause de leur variété avec des rapports C/S allant de 1 à 1,7.
- Pour des concentrations $[Ca^{2+}]$ inférieures à 2,5 mmol/l, le matériau n'est plus alors constitué que de gel de silice [95].

Tel que représenté sur la figure 2.4, le phénomène se caractérise par un zonage de la partie altérée où chaque zone, de composition minéralogique constante est séparée par des fronts de dissolution ou de précipitation [95]. La zone 1 correspond à la zone encore saine. On y retrouve toutes les phases hydratées : portlandite, C-S-H, ettringite et monosulfoaluminate. La zone 2 ne contient plus de portlandite qui est la phase la plus soluble. Au niveau de la zone 3, le monosulfoaluminate disparaît à son tour. Seuls les C-S-H subsistent dans la zone 4

correspondant à un stade très avancé de la dégradation. Enfin, la zone 5 est constituée de gel de silice.



Figure 2.4 : Zonage de la partie dégradée [95].

La mesure de la profondeur dégradée est effectuée par projection de l'indicateur coloré qui est la phénolphtaléine. Cette dernière garde une coloration rose violacée tant que le pH est supérieur à 10 et devient incolore dès que le pH est aux alentours de 9. Or la dissolution de la portlandite intervient dès lors que le pH est inférieur à 12,6. La phénolphtaléine ne donne donc pas la position exacte du front de dissolution de la portlandite.

2.3 L'ATTAQUE PAR L'EAU DE MER

La durabilité du béton en milieu marin est un problème complexe en raison du nombre de facteurs pouvant intervenir lors d'une attaque par l'eau de mer qui se résument comme suit:

- complexité des conditions environnementales (immersion totale, marnage, aspersion, embruns) ;
- complexité des réactions chimiques susceptibles de se produire en relation avec la diversité des ions présents dans l'eau de mer (action simultanée des chlorures, des sulfates, des carbonates), certaines réactions pouvant avoir un effet atténuateur (carbonatation, précipitation de brucite $Mg(OH)_2$) ;
- couplage avec des agressions physiques et mécaniques (cycles d'humidification/séchage, gel, actions mécaniques des vagues, érosion...) ;
- par ailleurs, aux attaques physico-chimiques subies intrinsèquement par le matériau béton, il y a lieu d'ajouter les dégradations possibles du béton dues à la corrosion des aciers.

L'eau de mer peut être considérée comme un électrolyte dont la concentration en espèces dissoutes est élevée et dont la salinité varie largement d'une région à l'autre.

Les principaux sels qui composent l'eau de mer sont les suivants :

- le chlorure de sodium (NaCl) qui est prépondérant ;
- le chlorure de magnésium (MgCl_2) ;
- le sulfate de magnésium (MgSO_4) ;
- le sulfate de calcium (CaSO_4) ;
- le chlorure de calcium (CaCl_2) ;
- le carbonate acide de potassium (KHCO_3).

La figure (2.5) établie d'après P.K. Mehta [98] schématise assez bien les différentes actions auxquelles peut être soumis un béton exposé à l'eau de mer.

Dans les zones immergées en permanence, l'agressivité chimique de l'eau de mer vis-à-vis des bétons fabriqués suivant les règles de l'art est modérée et, sauf conditions exceptionnelles (gel par exemple) les dégradations restent superficielles. Dans ces zones, où le béton est constamment saturé, les risques de corrosion des aciers sont également limités du fait du très faible coefficient de diffusion de l'oxygène dans l'eau.

Les zones de marnage, les zones soumises à des projections ou des embruns sont les plus exposées en raison des actions physiques qui viennent se superposer aux processus chimiques : effets mécaniques des vagues et érosion par les sables et graviers, cycles d'humidification/séchage, variations de température journalières et saisonnières, dissolution/re cristallisation de sels (chlorure de sodium)... Les risques de corrosion des aciers sont également les plus importants dans ces zones.

Dans les zones aériennes, le béton est exposé à l'air véhiculant du sel marin mais n'est pas en contact avec l'eau de mer.

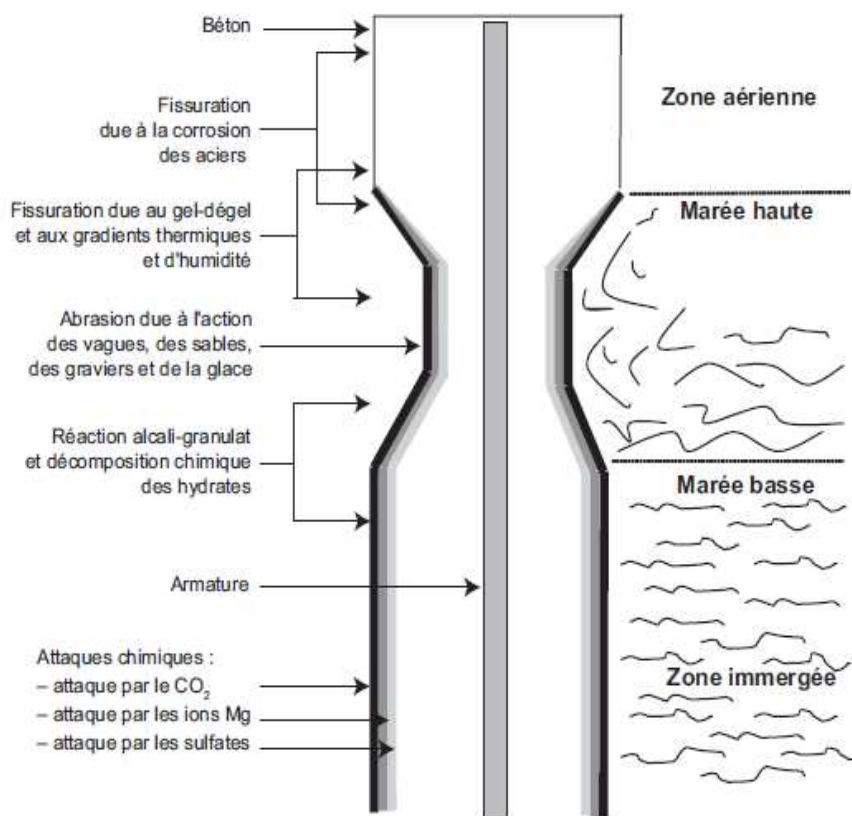


Figure 2.5 : représentation schématique des différents processus d'attaque du béton par l'eau de mer [98].

L'attaque des ciments par l'eau de mer résulte de plusieurs mécanismes physicochimiques plus ou moins simultanés et interdépendants résumés par la Figure 2.6.

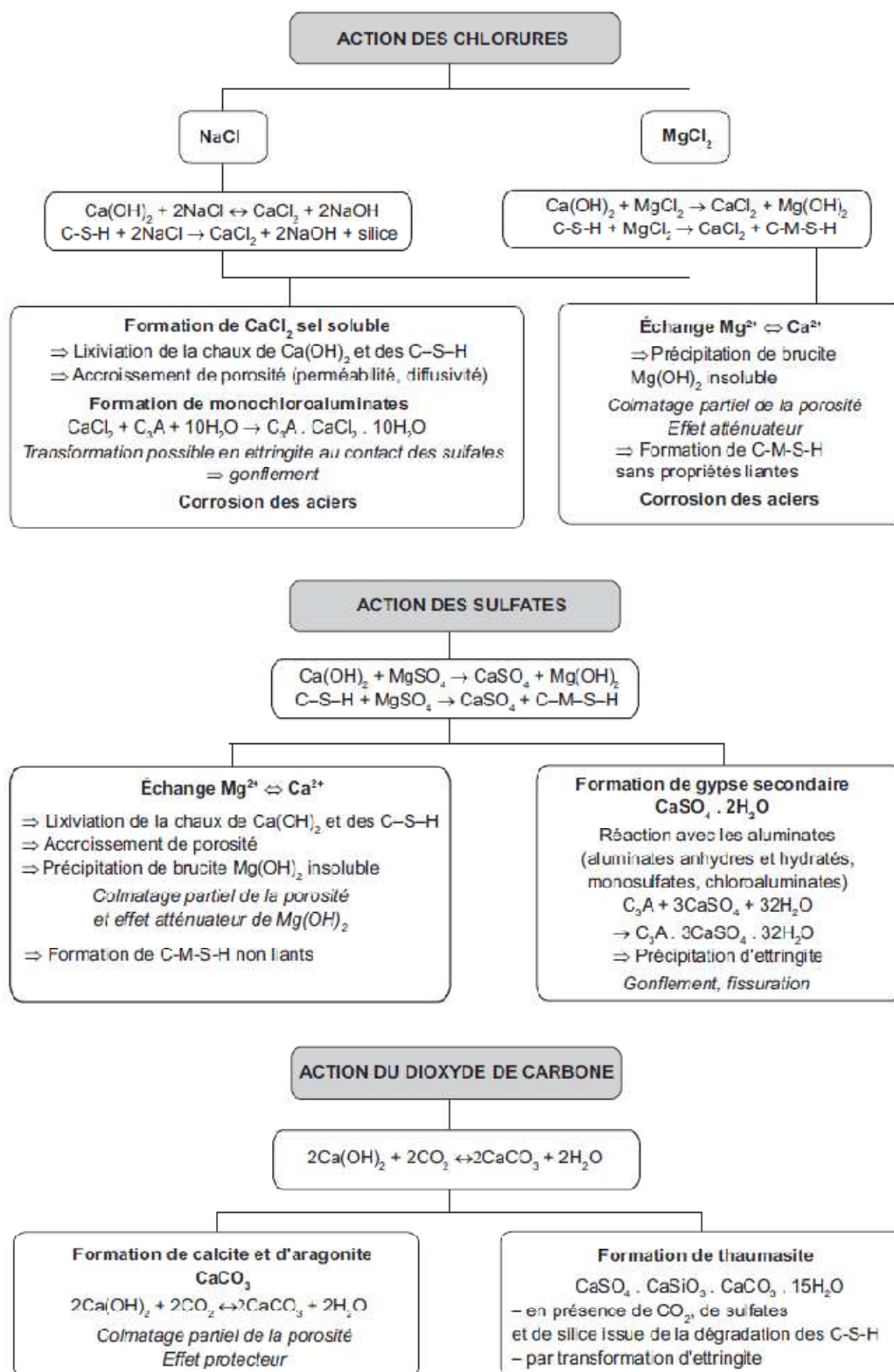


Figure 2.6 : Les différentes actions de l'eau de mer sur le béton [99].

2.4 CARBONATATION

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel qui concerne tous les bétons. Le dioxyde de carbone (CO_2) présent dans l'air pénètre sous forme gazeux dans le béton par le réseau poreux ou fissural. En présence d'eau, il provoque une réaction chimique avec la pâte de ciment hydratée, dite de carbonatation [100]. Cette réaction transforme les produits d'hydratation, notamment l'hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et à un degré moindre les C-S-H, en carbonates de calcium CaCO_3 . La dégradation provient essentiellement de la réaction avec la portlandite [101 - 103] selon l'équation bilan suivante :

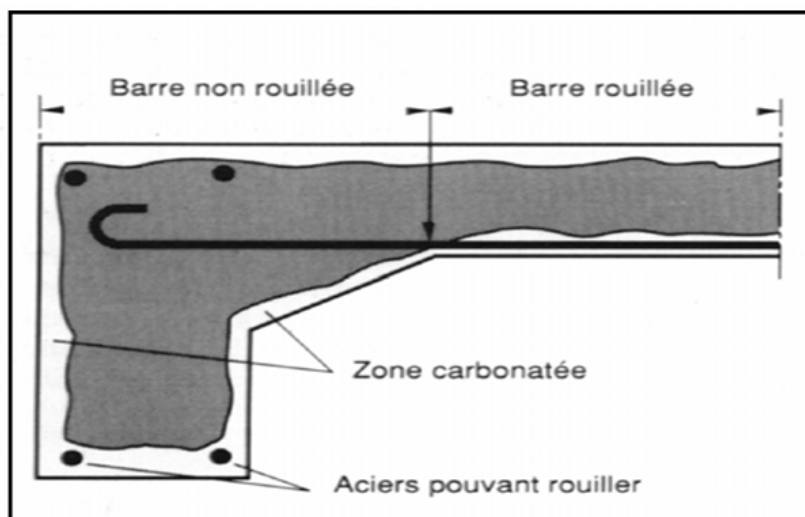


Plusieurs équilibres chimiques et leurs constantes interviennent dans le processus de carbonatation. La réaction a lieu en phase liquide, en solution aqueuse, mais fait intervenir un gaz et un composé solide. La réaction de carbonatation nécessite le passage du CO_2 en phase aqueuse (Eq 2.4), des réactions acido-basiques impliquant les ions carbonates (Eq 2.5 et Eq 2.6) et l'eau (Eq 2.7), la dissolution de la portlandite (Eq 2.8) et la précipitation du carbonate de calcium (Eq 2.9).



Cette carbonatation n'est pas nocive pour le béton. Elle modifie toutefois ses propriétés : les résistances mécaniques et le module d'élasticité augmentent, la porosité capillaire et donc la perméabilité aux gaz et aux liquides diminuent. D'après les travaux de Thiery et al [104], la carbonatation de matériaux cimentaires à base de ciment portland ordinaire conduit à une réduction de la porosité. En revanche, les matériaux à base de ciment portland avec ajouts minéraux (fumées de silices, cendres volantes, laitiers de haut fourneau) ont un comportement différent : la carbonatation conduit à une augmentation de la porosité.

Par contre, la carbonatation fait baisser le pH de la solution interstitielle du béton jusqu'àux environs de 9. De ce fait, dans le béton armé, si l'épaisseur carbonatée atteint le premier lit d'armatures, ces dernières vont être dépassivées figure (2.7).



a- Carbonatation d'une pièce de structure.



b- Corrosion des armatures.

Figure 2.7: Carbonatation du béton et conséquences sur la structure [105].

La vitesse de progression du front de carbonatation diminue avec le temps, grâce à la formation des carbonates de calcium qui colmatent partiellement la porosité (autoprotection). Cette vitesse dépend de la porosité, de la nature du ciment, etc. Elle est beaucoup plus faible dans l'eau que dans l'air, car le coefficient de diffusion du CO_2 en phase aqueuse est 10^4 fois plus faible qu'en phase gazeuse [106]. Ceci se traduit par une diffusion plus faible du dioxyde

de carbone dans le béton, et comme la portlandite devient de moins en moins accessible en raison de la formation du carbonate de calcium, la vitesse du front diminue au fur et à mesure de sa progression.

La carbonatation est maximale lorsque l'humidité relative est comprise entre 40 et 70%. Ce domaine correspond en moyenne à quelques couches d'eau adsorbées sur la surface du solide. La carbonatation ne se produit pas dans un béton totalement sec et elle s'arrête à un niveau où le béton est complètement saturé en eau [105].

2.5 L'ATTAQUE SULFATIQUE

L'attaque sulfatique est provoquée par l'action des sulfates provenant du milieu extérieur (eaux souterraines, remblais contenant des sulfates, conduits d'évacuation, pluies acides), avec la chaux et les aluminates du ciment. Cette réaction conduit à la formation d'ettringite secondaire, également appelée sel de Candlot ou trisulfoaluminate de calcium. Lorsqu'ils sont produits en quantité importante, ces sels à caractère expansif conduisent à un gonflement du béton et à sa fissuration. Les fissures produites sont généralement assez fines et surtout sont organisées en un réseau de mailles, on parle de faïençage figure (2.8). Les travaux de recherches présentés par F. X. Deloye [107] ont bien définis la chaîne de réactions chimiques aboutissant à la formation d'ettringite.

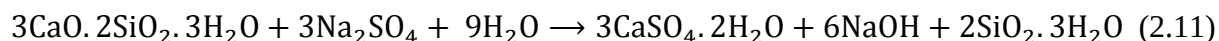
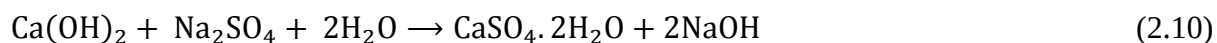


Figure 2.8 : Dégradation du béton par réaction sulfatique en pied de poteau [108].

Deux mécanismes principaux, indissociables, sont mis en jeu.

Le premier mécanisme correspond au passage en solution (lixiviation) des ions calcium de l'hydroxyde de calcium, Ca(OH)_2 , et des C-S-H. Il constitue un aspect majeur, parfois sous-

estimé, du processus de dégradation dont la conséquence est un accroissement de la porosité du matériau. L'accroissement de porosité se traduit par une augmentation de la perméabilité et de la diffusivité qui accélère le transfert des ions agressifs dans le matériau. Ce premier mécanisme peut être schématisé par les réactions qui se produisent avec le sulfate de sodium :

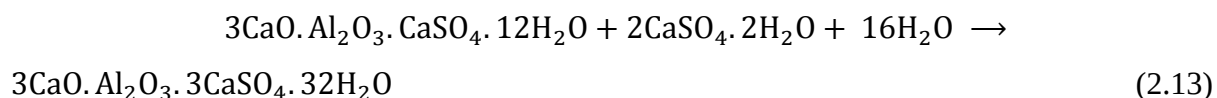
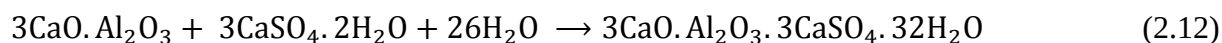


Les deux réactions conduisent à la libération des ions Ca^{2+} et à la formation de gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ qui précipite si le produit des ions $[\text{Ca}^{2+}]$, $[\text{SO}_4^{2-}]$ excède le produit de solubilité du composé.

La portlandite est dissociée suivant la réaction : $\text{Ca(OH)}_2 \leftrightarrow \text{Ca}^{2+} + 2\text{OH}^-$.

Les ions calcium des C-S-H, dont le rapport C/S diminue, passent progressivement en solution, le terme ultime de la réaction étant un gel de silice hydraté.

Le second mécanisme, en relation avec le premier, correspond à la formation de sels tels que l'ettringite, trisulfoaluminate de calcium hydraté de formule chimique $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$. La précipitation de ce sel dans des conditions spécifiques décrites plus loin, peut conduire à des gonflements et des fissurations plus ou moins importantes du béton. Elle résulte de la réaction du gypse plus ou moins dissocié en ions SO_4^{2-} et Ca^{2+} , issus des réactions (2.10) et (2.11), avec les aluminates de calcium du liant : aluminates anhydres, essentiellement l'aluminate tricalcique C_3A et, à un degré moindre, l'alumino-ferrite tétracalcique C_4AF , aluminates hydratés de type C_4AH_{13} et monosulfoaluminate de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$. Les réactions avec le C_3A et avec le monosulfoaluminate peuvent s'écrire schématiquement :



La figure 2.9, établie à partir des travaux de Le Bescop *et al.* [109] réalisés sur des pâtes de ciment au contact de solutions très faiblement concentrées en sulfate, schématise assez bien le processus de dégradation et confirme bien les deux mécanismes fondamentaux de dissolution de la chaux et de précipitation de gypse et d'ettringite.

Toutes ces réactions, qui se produisent à l'échelle microscopique, se traduisent sur l'ouvrage par l'endommagement du béton, la formation de fissures plus ou moins importantes et des pertes de raideur et de résistances mécaniques. L'accroissement de la perméabilité dû à la fissuration du matériau peut accélérer les dégradations.

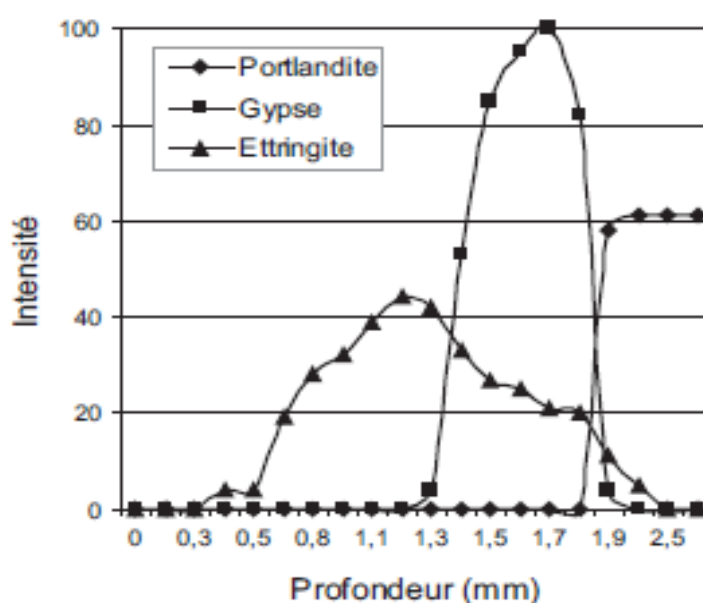


Figure 2.9 : Distribution de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans une pâte de CEM I contenant 10% de C_3A , au contact d'une solution à $10 \cdot 10^{-3}$ mol/L de Na_2SO_4 [109].

Les courbes qui représentent l'évolution de l'intensité relative du pic principal de diffraction des rayons X (DRX) de la portlandite, du gypse et de l'ettringite en fonction de la profondeur dans le matériau, font apparaître trois zones successives se recouvrant plus ou moins et progressant au cours du temps:

- une zone de dissolution totale de la portlandite limitée par un front de dissolution abrupt ;
- une zone assez large de précipitation de l'ettringite qui s'étend un peu au-delà du front de dissolution de $Ca(OH)_2$;
- une zone intermédiaire assez étroite de précipitation du gypse, limitée par le front de dissolution de la portlandite et se superposant à la zone de précipitation de l'ettringite.

La couche superficielle entre 0 et 0,5 mm est constituée d'un gel de silice hydratée amorphe qui se traduit par un halo en DRX.

Dans les bétons d'ouvrages qui ont été en contact avec des solutions plus concentrées en sulfate, les différents fronts de dégradation peuvent ne pas être aussi bien différenciés, mais le mécanisme reste globalement le même.

La possibilité d'une expansion provoquée directement par la précipitation du gypse a été évoquée en particulier dans les travaux de Tian et al. [110] qui ont montré que des pâtes de C_3S (en l'absence de C_3A) mises en contact avec des solutions de Na_2SO_4 et $(NH_4)_2SO_4$ manifestaient des gonflements importants en relation avec la formation de gypse. La question reste controversée mais ces essais confirment bien la sensibilité des C-S-H vis-à-vis des solutions sulfatiques. Il faut noter que ces mêmes essais ont également montré que les gonflements étaient annihilés par l'addition de fumée de silice, vraisemblablement en raison du rapport CaO/SiO_2 plus faible des C-S-H ainsi formés.

La compacité d'un matériau détermine les capacités de transfert du béton vis-à-vis de l'eau et des ions agressifs et qui est bien représentée par la perméabilité et la diffusivité. Ces propriétés dépendent du dosage en ciment, du rapport E/C, qui est illustré sur les figures (2.10 et 2.11), mais aussi de l'étendue granulaire en relation avec un dosage optimal en fines

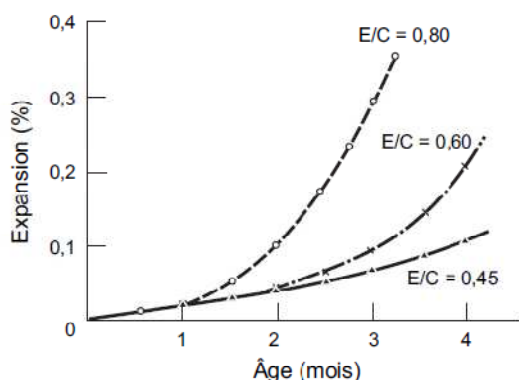


Figure 2.10 : relation entre le rapport E/C d'un mortier et l'expansion en milieu sulfatique [111].

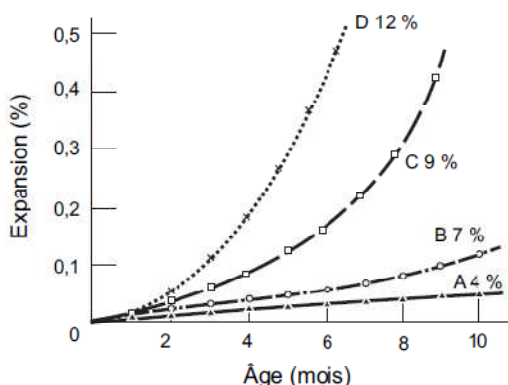


Figure 2.11 : relation entre la teneur en C_3A du ciment et l'expansion de mortiers [111].

2.5.1 Les différentes catégories d'ettringite

- **Ettringite de formation primaire (précoce), ne provoquant pas d'expansion** : Il s'agit d'un produit normal de l'hydratation des ciments qui se forme par réaction du régulateur de prise (gypse, hémihydrate, anhydrite) avec l'aluminate tricalcique (C_3A) du clinker. Les cristaux, généralement de faciès aciculaire, bien exprimés et répartis de manière relativement homogène dans la pâte de ciment, résultent de la précipitation à partir de la solution interstitielle du béton (Figure 2.12). Ils peuvent aussi provenir de la recristallisation des microcristaux d'ettringite et autres phases transitoires ($Al(OH)_3$, phase AFm) formés à la surface des grains de ciment (C_3A en particulier), lors de la mise en contact avec l'eau [112]. On rencontre également ce type d'ettringite dans les ciments sursulfatés et sulfo-alumineux où elle constitue l'hydrate principal à l'origine de la prise et du durcissement du matériau [113]. On la trouve également dans les liants à prise rapide et à retrait compensé où elle provoque un gonflement contrôlé non délétère.

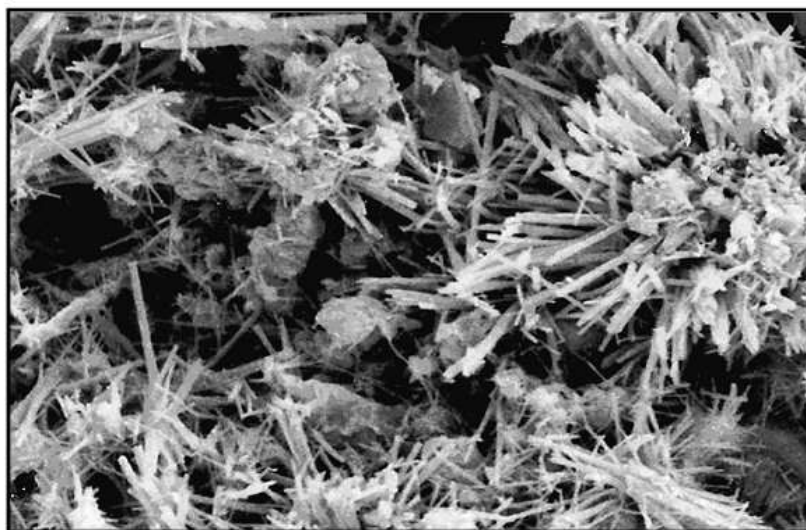


Figure 2.12 : ettringite primaire bien cristallisée ne provoquant pas d'expansion : précipitation dans les espaces vides à partir de la solution [15].

- **Ettringite de formation secondaire pouvant provoquer de l'expansion** : Il s'agit de l'ettringite due à l'action de sulfates apportés par le milieu extérieur ou, beaucoup plus rarement, à un excès de sulfates internes (granulats contenant des sulfates, gypsage excessif du ciment, eau de gâchage).

Les désordres liés à la formation de ce type d'ettringite concernent les bétons fabriqués avec des ciments non résistants aux sulfates (généralement les ciments riches en C_3A et en $Ca(OH)_2$ potentiel) où se forme une ettringite moins bien exprimée, de faciès assez variable,

souvent confinée sous forme de dépôts massifs au niveau des sites réactifs dans la pâte de ciment durcie Figure (2.13).

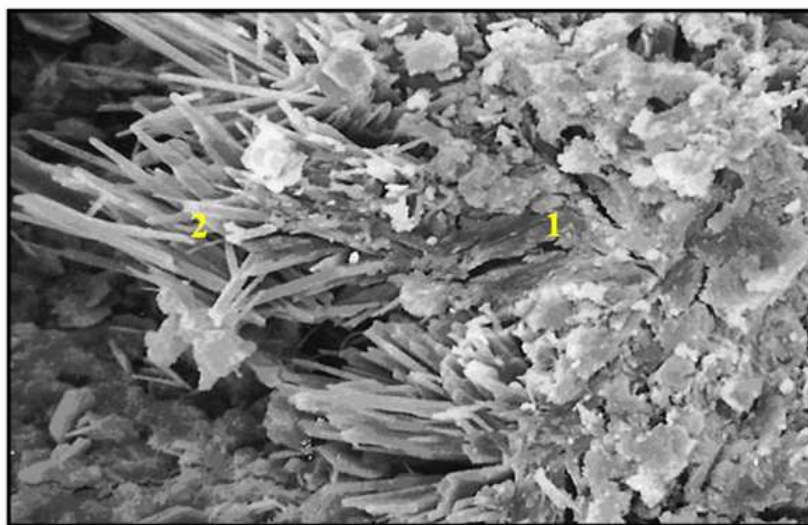


Figure 2.13 : 1 = ettringite massive dite «mal cristallisée» formée en milieu confiné ; 2 = ettringite secondaire recristallisée à partir de 1 [15].

- **Ettringite de formation secondaire ne provoquant pas d'expansion :** Il s'agit de l'ettringite formée par dissolution et recristallisation d'ettringite préexistante (ettringite primaire, ettringite de formation différée) dans les bétons soumis à un environnement humide. Ce type d'ettringite se cristallise dans les espaces libres du béton (pores, fissures, interfaces pâte-granulats) à partir de la solution interstitielle ou à la faveur d'une percolation d'eau dans le matériau poreux ou fissuré. Elle ne possède pas de caractère expansif en elle-même mais peut accompagner les phénomènes d'expansion ; dissolution et recristallisation dans les fissures d'ettringite ayant provoqué un gonflement.

Cette ettringite peut être aussi celle qui est rencontrée dans certains bétons à base de ciments à forte teneur en laitier (CEM III C ou CEM III B) réputés pour leur bonne résistance aux sulfates. Au contact des sulfates, de l'ettringite tardive néoformée ne provoquant pas d'expansion peut cristalliser dans ces bétons. Les ciments concernés se caractérisent par l'absence ou par une teneur très faible en Ca(OH)_2 , ce dernier étant l'un des paramètres déterminants du processus de formation de l'ettringite et de ces propriétés.

- **Ettringite de formation différée, consécutive à un échauffement du béton, pouvant provoquer ou non de l'expansion :** Les conditions particulières de formation de ce type d'ettringite ainsi que la complexité des processus mis en jeu, font que l'ettringite de formation

différée doit être distinguée des autres formes. Il s'agit d'une *réaction sulfatique d'origine interne* qui peut se produire dans le béton durci, sans apport de sulfates extérieurs. Elle est consécutive à une élévation initiale de température du béton supérieure à 65 °C environ, due soit à un traitement thermique inadapté à la composition du béton (préfabrication), soit à l'exothermie naturelle du matériau. Cette forme d'attaque sulfatique, dont les conséquences ne se manifestent souvent qu'après plusieurs années lorsque le béton est soumis à un environnement humide, peut provoquer le gonflement et la fissuration du matériau (Figure 2.14).



Figure 2.14 : réseau de fissures dans une pile de pont en contact avec l'eau, endommagée par formation différée d'ettringite [113].

Les désordres qui se manifestent par un réseau de fissures de maille pluri décimétrique, ne sont apparus qu'au bout de 10 ans. Ils sont localisés dans les parties massives de l'ouvrage où des températures de l'ordre de 80 °C ont pu être atteintes. Le béton est en contact direct avec l'eau indispensable à la formation différée d'ettringite.

La redissolution des microcristaux en milieu humide conduit à la recristallisation d'ettringite secondaire non expansive dans les fissures suivant un processus de mûrissement d'Ostwald au cours duquel les petits cristaux ont tendance à se développer afin de diminuer leur énergie superficielle [114] (Figure 2.15).

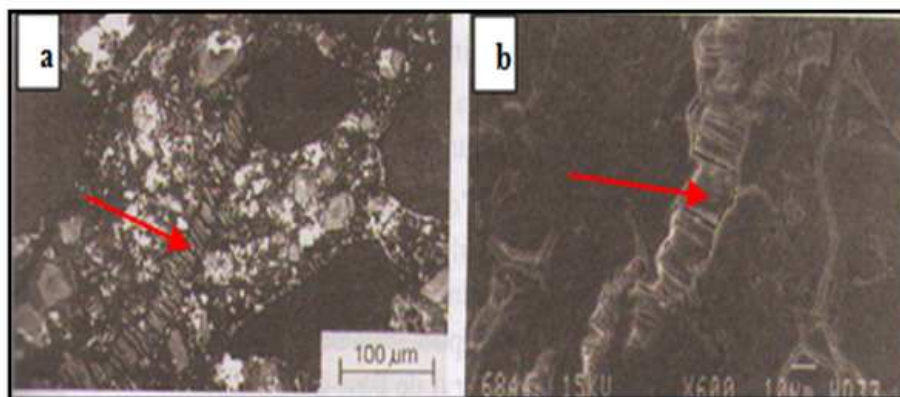


Figure 2.15 : a = veine d'ettringite secondaire dans un béton dégradé par formation différée d'ettringite ; b = veine d'ettringite secondaire « palissadique » remplissant une fissure dans un produit dégradé par formation différée d'ettringite [112].

2.5.2 Les mécanismes de gonflement

2.5.2.1 Formation d'ettringite dans le béton

On définit l'ettringite comme un trisulfoaluminate hydraté de formule $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ou $\text{Ca}_6[\text{Al}(\text{OH})_6]2(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$ ou encore dans la forme abrégée $\text{C}_6\text{AS}_3\text{H}_{32}$. Ce composé fait partie de la série des phases rassemblées sous la dénomination AFt (Al_2O_3 - Fe_2O_3 -tri). Il se forme par réaction des ions SO_4^{2-} d'origine interne ou externe avec les aluminates du ciment. Comme la réaction du gypse avec l'aluminate tricalcique C_3A qui s'écrit :



Ou, encore, suivant H.F.W. Taylor [115]



La réaction peut se produire également avec les aluminates hydratés de type AFm (Al_2O_3 - Fe_2O_3 -mono) tels que C_4AH_{13} , le monosulfoaluminate $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$, le monochloroaluminate $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$ ou encore toute autre forme d'aluminate anhydre (aluminate monocalcique CA) ou hydraté.

La formation d'ettringite nécessite l'existence d'un rapport $\text{SO}_4^{2-}/\text{Al}(\text{OH})_4^-$ relativement élevé ($> 3/2$), la présence d'ions Ca^{2+} OH^- , ainsi une quantité d'eau suffisante.

L'ettringite est un produit normal de l'hydratation des ciments. En principe, en raison de la libération plus lente des ions $\text{Al}(\text{OH})_4^-$ comparativement à celle des ions SO_4^{2-} , l'ettringite primaire formée est redissoute et transformée en monosulfoaluminate de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$. Toutefois, cette transformation n'est totale que si le rapport $\text{SO}_3/\text{Al}_2\text{O}_3$ est suffisamment bas. Dans les ciments ce rapport varie entre 0,5 et 1. En cas de déficit important en SO_3 , l'aluminate tétracalcique hydraté C_4AH_{13} peut coexister avec le monosulfoaluminate.

2.5.2.2 Caractère expansif ou non expansif de l'ettringite

Selon les conditions de sa formation :

- l'ettringite ne provoque pas d'expansion et elle ne possède alors aucun caractère nocif vis-à-vis du béton ;
- l'ettringite provoque de l'expansion et elle peut alors être à l'origine de dégradations plus ou moins graves du béton.

Le caractère expansif ou non de l'ettringite dépend de la composition du système chimique initial (système $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SO}_4-\text{H}_2\text{O}$), en particulier du type de ciment (teneurs en aluminates et en chaux, taux d'alcalins) de la quantité de sulfates (internes ou amenés par le milieu extérieur) et de l'avancement des réactions d'hydratation du liant. Les conditions chimiques globales et locales dans le matériau déterminent les conditions de précipitation du composé (degré de sursaturation de la solution interstitielle, cinétique de formation, localisation et faciès des précipités) et par conséquent le caractère expansif ou non du composé.

- Dans le premier cas, la matrice cimentaire est en cour de durcissement. La formation de l'ettringite a lieu suivant un processus de dissolution/précipitation à partir de la solution interstitielle lorsque celle-ci a atteint le seuil de saturation requis. L'ettringite cristallise alors dans les espaces libres du matériau sans provoquer de gonflement du béton.
- Dans le second cas, la matrice a acquis un certain degré du durcissement. La formation de l'ettringite a lieu suivant un processus topochimique, localisé au niveau des sites réactifs (C_3A , aluminates hydratés...) où règnent des conditions de concentration qui conduisent à une très forte instabilité du système chimique local et à la formation, dans un espace confiné, d'une ettringite souvent qualifiée de « mal cristallisée » pouvant développer localement des pressions élevées et provoquer un gonflement.

La présence des alcalins dans la solution interstitielle du béton accroît la solubilité de l'ettringite [116] et peut jouer un rôle important notamment dans les cas où l'action des

sulfates est associée à l'alcali-réaction ou encore dans les cas de formation différée d'ettringite.

2.6 L'ATTAQUE CHIMIQUE

2.6.1 Les nitrates

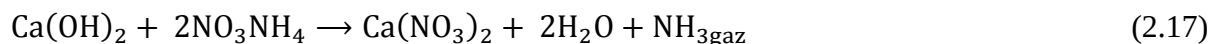
Sauf dans le cas des nitrates d'ammonium et d'aluminium, ces sels sont peu agressifs. Ils agissent principalement par échange de base suivant la réaction schématique :



Où X est le cation associé à l'ion nitrate. La formation d'un sel de calcium soluble au détriment de la chaux des C-S-H et de la portlandite, entraîne une dégradation plus ou moins importante de ces hydrates [99].

2.6.2 Les sels d'ammonium

Nitrate, chlorure, acétate, phosphate et sulfate, sont très agressifs et réagissent suivant un mécanisme d'échange de base $2\text{NH}_4^+ \rightarrow \text{Ca}^{++}$ illustré par la réaction suivante relative au nitrate d'ammonium présent dans les engrais :



La réaction conduit à la formation de nitrate de calcium très soluble et à un dégagement gazeux d'ammoniac. La réduction de basicité due au dégagement d'ammoniac empêche la réaction d'atteindre l'équilibre. La conséquence est un lessivage progressif de la chaux de la portlandite et des C-S-H qui peut conduire à une dégradation des propriétés mécaniques du béton. La réaction avec les aluminates conduit à la formation d'un nitro-aluminate de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Ca(NO}_3)_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ [117].

Le chlorure d'ammonium ClNH_4 , qui donne lieu à la formation de chlorure de calcium très soluble, est déjà agressif aux concentrations de 15 à 30 mg/L. Son mécanisme d'action est voisin de celui du nitrate d'ammonium. La formation de chloroaluminates de calcium $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ est également possible.

Le sulfate d'ammonium, agressif par l'ion ammonium et par l'ion sulfate, donne naissance au gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ qui, par réaction avec les aluminates peut conduire à la formation d'ettringite délétère (figure 2.16) [99].

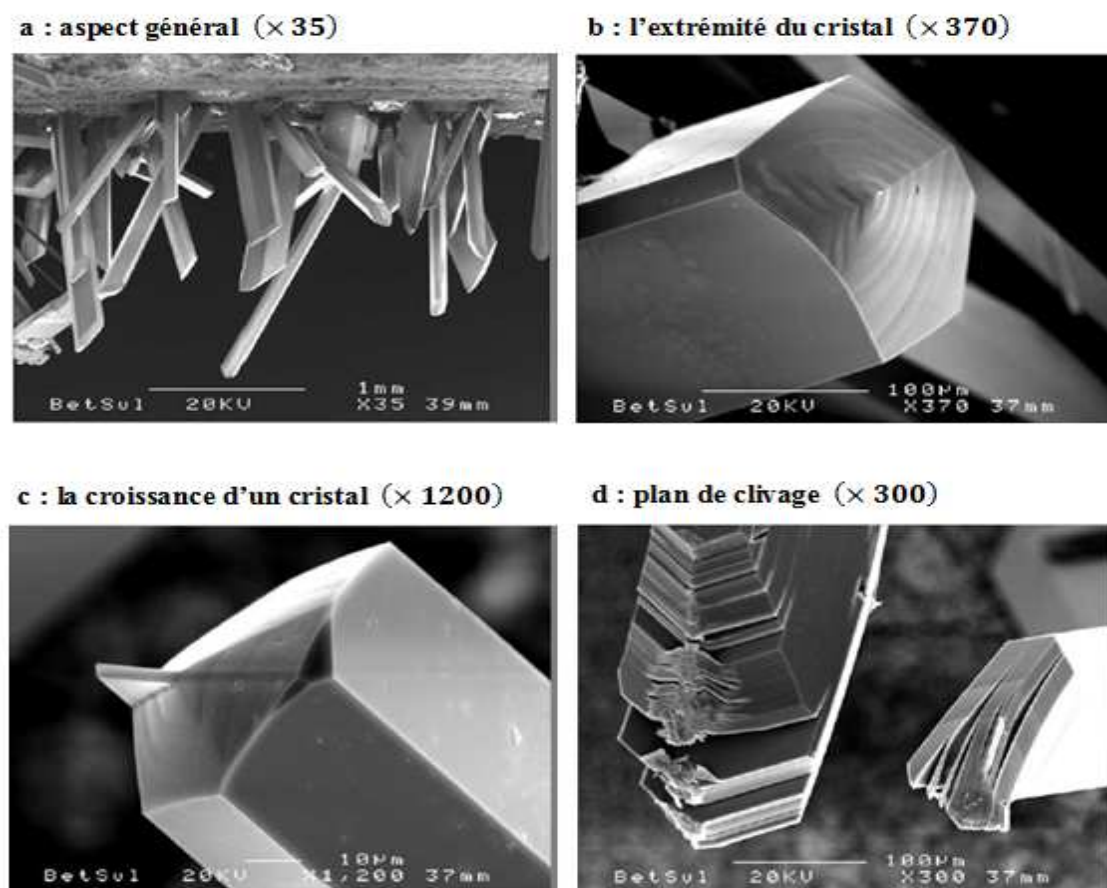


Figure 2.16 : Observation au MEB du gypse trouvé à la surface des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate d'ammonium $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ [118].

2.6.3 Les chlorures

Indépendamment de leur effet bien connu sur la corrosion des aciers, et excepté le chlorure d'ammonium très agressif, ils peuvent être légèrement agressifs vis-à-vis du béton s'ils sont en forte concentration. Les travaux de Smolczyk [119] ont montré que des bétons de ciment Portland immergés dans des solutions concentrées de MgCl_2 et de CaCl_2 pouvaient être détruits par formation d'oxychlorures (par exemple, oxychlorure de magnésium $3\text{MgO} \cdot \text{MgCl}_2 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$), les bétons à base de ciment de laitier étant résistants dans les mêmes conditions. Les mêmes bétons conservés dans des solutions de chlorure de potassium demeurent intacts.

Les différences de comportement entre chlorures dépendent du coefficient de diffusion des ions Cl^- , lui-même en relation avec le type de cation auquel ils sont liés. Elles dépendent également du coefficient de diffusion des cations solvatés.

Les mécanismes de dégradation mis en jeu sont essentiellement les suivants :

- dans le cas des chlorures de sodium et potassium : lixiviation du calcium de la portlandite et des C-S-H et formation de monochloroaluminate de calcium ;
- dans le cas des chlorures de calcium et de magnésium : lixiviation du calcium de la portlandite et des C-S-H et formation d'oxychlorures expansifs [119] accompagnés de brucite $\text{Mg}(\text{OH})_2$ et de monochloroaluminate de calcium dans le cas de MgCl_2 [99].

2.6.4 Les phosphates

Hormis les phosphates d'ammonium, forment avec la chaux des sels insolubles et sont peu ou pas agressifs.

2.6.5 Les oxalates

Ils forment également des sels insolubles et n'attaquent pas le béton.

2.6.6 Les hydroxydes alcalins

Les solutions à 10 % d'hydroxyde de potassium, de sodium ou d'ammoniac ne sont pas agressives vis-à-vis du béton de ciment Portland. Toutefois, l'accumulation par évaporation de sels sur la face opposée à la face en contact avec la solution peut provoquer des dégradations par écaillage ou desquamation. Le risque est faible pour les bétons compacts imperméables [115].

2.7 L'ATTAQUE BIOCHIMIQUE

2.7.1 Cas des eaux usées

Le béton du réseau d'assainissement (conduits des eaux usées) est soumis à des conditions d'exposition très agressives [120 - 121]. L'effluent n'est pas en lui même particulièrement agressif pour le béton excepté par érosion, possible lorsque les débits sont importants et les eaux chargées en sédiments solides. Par contre, la flore bactérienne qui s'y développe crée un écosystème pouvant être très agressif pour le béton dans les parties émergées, du fait de la présence d'hydrogène sulfuré H_2S . Ce dernier en s'oxydant se transforme en acide sulfurique H_2SO_4 .

Depuis la découverte de la formation d'acide sulfurique d'origine bactérienne dans les réseaux d'assainissement par Parker [122], les recherches sur ce thème ont été nombreuses [123 - 127].

L'acide sulfurique (H_2S) gazeux, non agressif en tant que tel, se trouve dans les eaux résiduaires qui contiennent de nombreux composés soufrés sous forme organique (protéines animales ou végétales) ou inorganique (sulfates et sulfonâtes apportés par les détergents). Ces eaux transportent des quantités importantes de bactéries, en particulier des bactéries sulfato-réductrices à l'origine de la formation de sulfures solubles par réduction des composés soufrés. Dans un milieu pauvre en oxygène, cela entraîne le dégagement d'hydrogène sulfuré [128 - 130].

Sur la paroi interne de l'élément concerné se forme une masse gélatineuse adhérente: c'est le biofilm d'une épaisseur de 1 à 3 mm environ, dont la composition dépend de la quantité d'oxygène dissout dans l'effluent, qui détermine elle-même l'importance du dégagement d' H_2S .

Lorsque le milieu est suffisamment oxygéné ($[O_2] > 0,1 \text{ mg/L}$), les sulfures générés par les bactéries sulfato-réductrices sont oxydés et maintenus en solution, sans dégagement d'hydrogène sulfuré [99].

Lorsque le milieu est pauvre en oxygène ($[O_2] < 0,1 \text{ mg/L}$), les sulfures provenant de la réduction des composés soufrés par les bactéries sulfato-réductrices ne sont pas tous oxydés. L'accroissement de la concentration en sulfures solubles conduit au dégagement d'hydrogène sulfuré gazeux [99]. Le phénomène est décrit par la figure 2.17.

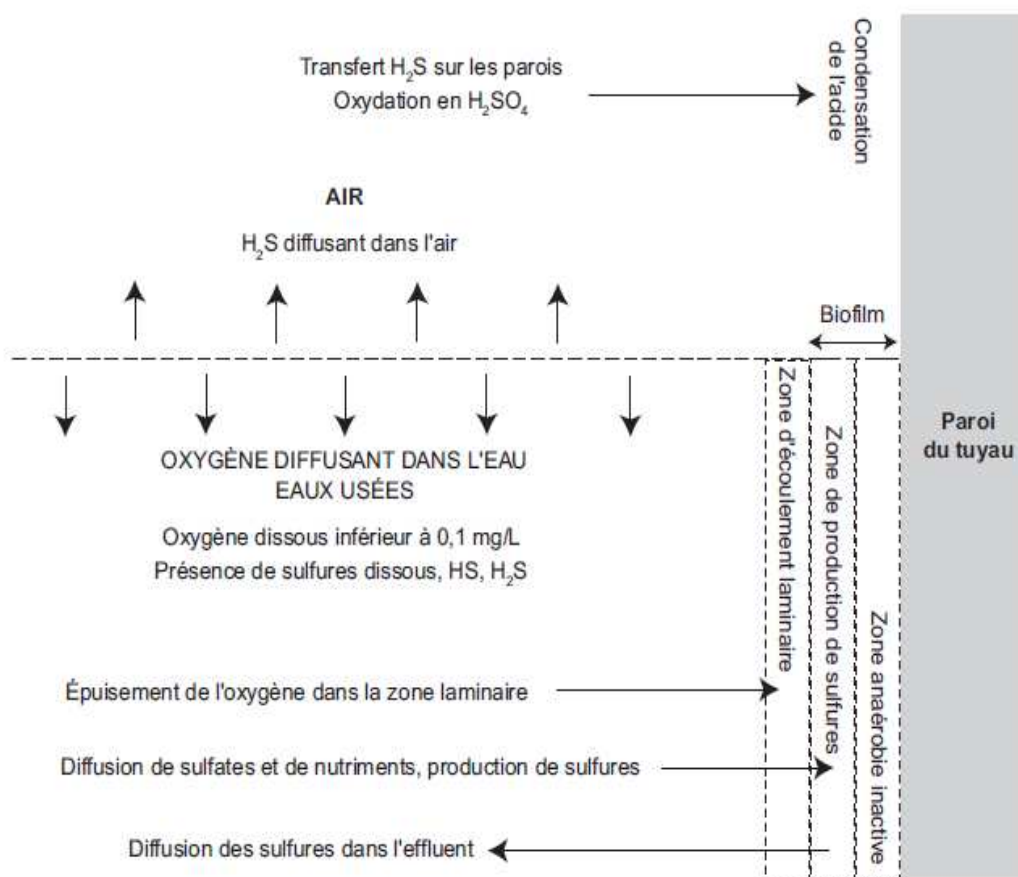


Figure 2.17 : Mécanismes des attaques biochimiques. Effluent pauvre en oxygène dissout [131].

En présence d'une concentration suffisante en oxygène, le biofilm formé sur la paroi de la canalisation est constitué de trois zones : zone aérobie dans la zone d'écoulement laminaire, zone anaérobie où les sulfates venant de l'effluent sont réduits par les bactéries sulfato-réductrices, zone anaérobie inactive au contact de la paroi. Lorsque la teneur en oxygène dissout est trop faible, la partie du biofilm contenant les bactéries aérobies disparaît. Les sulfures provenant de la réduction des composés soufrés par les bactéries sulfato-réductrices ne sont plus oxydés. L'augmentation de la concentration en sulfures solubles conduit à la formation d' H_2S consommé dans le métabolisme des sulfo-bactéries qui le rejettent sous forme d'acide sulfurique.

Dans le processus d'attaque du béton interviennent principalement les sulfo-bactéries de type «*thiobacillus thiooxydans*» (ou «*concretivorus*») dont la particularité est d'utiliser l'hydrogène sulfuré dans leur métabolisme et de le rejeter sous forme d'acide sulfurique, très

agressif vis-à-vis du béton suivant un double mécanisme d'attaque acide et d'attaque sulfatique schématisé ci-après :

L'attaque acide conduit à la dissolution de la chaux de l'hydroxyde de calcium et des C-S-H (figure 2.18).



L'attaque sulfatique conduit à la formation d'ettringite pouvant être expansive (figure 2.19).

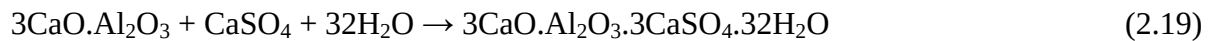


Figure 2.18: Formation de gypse (couleur blanche) à l'intérieur de la conduite d'assainissement [].



Figure 2.19 : Dégradation par corrosion du béton dans un réseau d'assainissement [].

Dans certains cas, la présence de soufre élémentaire, associé au gypse et à l'ettringite, peut être observée. En outre, la présence d'acide peut provoquer la dépassivation des aciers d'armatures et leur corrosion.

2.7.2 Cas des effluents agricoles et agro-alimentaires

Les effluents agricoles et agroalimentaires (lisiers, jus d'ensilage, lactosérum...) sont des produits constitués initialement de matières organiques complexes, qui, sous l'action de bactéries identifiées, aérobies ou anaérobies, sont transformés en acides organiques [132].

Dans les lisiers, les bactéries identifiées sont principalement les clostridium sulfitoréducteurs, les entérobactères (coliformes dont *Escherichia coli*), et les streptocoques fécaux. Les processus biologiques liés aux activités bactériennes produisent notamment des acides gras volatils (acides acétique et propionique principalement), du dioxyde de carbone et du dihydrogène. Au cours d'un stockage de longue durée du lisier, les acides gras volatils sont progressivement dégradés en CH₄ (méthane) et CO₂. Bien que fluctuante en fonction de l'alimentation des animaux, du temps de stockage ou du taux de dilution des lisiers, la concentration totale en acides est de l'ordre de la dizaine de grammes par litre. De fait, le pH des lisiers varie entre 5 et 8, ce qui en fait un produit agressif.

Pour l'ensilage, les principales bactéries concernées sont les bactéries homofermentaires telles que lactobacilles ou streptocoques, les lactobacilles représentant 40 à 70 % des bactéries de l'ensilage. Ces bactéries transforment en conditions anaérobies les sucres solubles du fourrage vert en acide lactique principalement, et en acide acétique. Ces réactions de transformation s'accompagnent donc d'une acidification, se manifestant par la chute du pH du milieu en dessous de 4 (le faible niveau de pH des jus d'ensilage est un des critères de qualité de la fermentation).

Le lactosérum est la phase aqueuse qui se sépare de la phase solide (le caillé) lors de la fabrication des fromages. Il renferme des ferments lactiques, qui sont généralement des *Streptococcus*, des *Lactobacillus* ou des *Leuconostocs*. Comme pour les jus d'ensilage, l'activité bactérienne conduit à une acidification, le lactosérum voyant son pH descendre en dessous de 4.

Compte tenu des différences de pH finaux des jus obtenus, les attaques acides vis à vis des matériaux cimentaires vont conduire à des résultats sensiblement différents [133] :

- dans le cas du lisier, l'altération se traduit par la combinaison de deux phénomènes : une progressive dissolution des phases initiales de la pâte de ciment avec une décalcification partielle liée à l'exposition de la matrice à la solution de pH 6-8, et une carbonatation intense

de la matrice liée à la respiration des bactéries. La carbonatation des échantillons, rendue possible par les niveaux de pH, permet de limiter les cinétiques de dégradation et l'intensité de la décalcification de la matrice ;

– pour les lactosérums, ou les jus d'ensilage, pour lesquels le pH est de 4, les mécanismes d'altération se traduisent par une décalcification quasi-totale de la matrice (figure 2.20) et sont très similaires à ceux obtenus au cours de l'agression par les acides organiques à pH 4. La zone dégradée des échantillons est constituée d'oxydes de silicium, aluminium et fer et sa structure est quasi amorphe. Ainsi, l'action des acides organiques est prépondérante et les bactéries ne semblent pas d'avoir d'effet spécifique majeur.

Pour ces environnements, la portlandite étant le premier hydrate attaqué, il convient d'en limiter la teneur en privilégiant les ciments à forte teneur en C2S et les additions à caractère hydraulique latent (laitier) ou pouzzolanique (cendres volantes, fumées de silice...). Par ailleurs, il convient de fabriquer des bétons compacts peu perméables, de diffusivité faible, incorporant des granulats résistants aux acides.

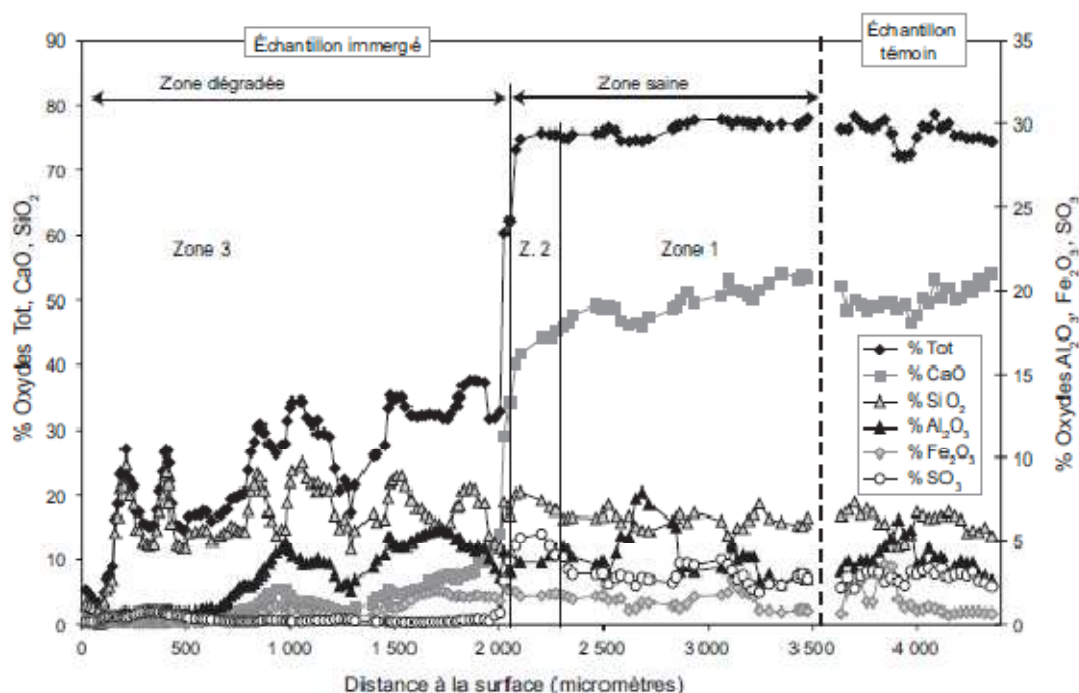


Figure 2.20 : Composition chimique en CaO, SiO₂, Al₂O₃, Fe₂O₃, SO₃, et oxydes totaux, d'une pâte de CEM I immergée dans le lactosérum (pH 4) pendant 4 semaines en fonction de la distance par rapport à la surface, et de l'échantillon témoin [133].

CONCLUSION

Le béton est sujet à des transformations microstructurales suite aux attaques chimiques qu'il subit durant son exploitation. Nous avons passé en revue les différentes attaques chimiques qui peuvent altérer le béton. Ces attaques chimiques conduisent à la formation du gypse et d'ettringite dans le cas de présence d'un environnement riche en sulfates. Aussi à la formation de sel de calcium soluble au détriment de la chaux des C-S-H et de la portlandite, entraînant ainsi une dégradation plus ou moins importante de ces hydrates.

Peu de chercheurs ont travaillé sur l'environnement biochimique, les seuls essais réalisés sont des carottages sur les conduites d'assainissement. Jusqu'à présent il n'y a pas de travaux qui concerne l'étude du comportement des bétons fibrés conservés dans l'environnement biochimique.

Chapitre 3

Matériaux utilisés et procédures expérimentales

INTRODUCTION

Le but de ce chapitre est de présenter les matériaux utilisés pour réaliser les mélanges étudiés et les techniques expérimentales mises en œuvre afin de caractériser leurs performances mécaniques et leurs durabilités. Les essais mécaniques de flexion trois points, de compression sont présentés, ainsi que les modes opératoires et les techniques de mesures.

Pour évaluer le comportement en termes de durabilité de ces matériaux, nous avons effectué des essais à la phénolphthaléine afin de repérer les zones à faibles pH. À la fin une observation au microscope électronique à balayage a été réalisée sur les surfaces des échantillons. Les essais expérimentaux ont été réalisés **au laboratoire de génie civil de l'INSA de Rennes en France.**

3.1 MATÉRIAUX UTILISÉS

3.1.1 Le ciment

Le ciment utilisé est un ciment Portland CEM I 52,5 CP2 PM-ES de l'usine Saint Pierre Lacour (France). Sa masse volumique est de 3100 kg/m^3 . Sa composition chimique et sa composition minéralogique calculée à l'aide de la formule de Bogue sont récapitulées dans le tableau (3.1).

Le diffractogramme (Figure 3.1) réalisé sur le ciment anhydre montre bien la présence des différentes phases cristallines : les quatre minéraux essentiels (C_3S , C_2S , C_3A et C_4AF) responsables de la prise et du durcissement du ciment et le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) régulateur de prise.

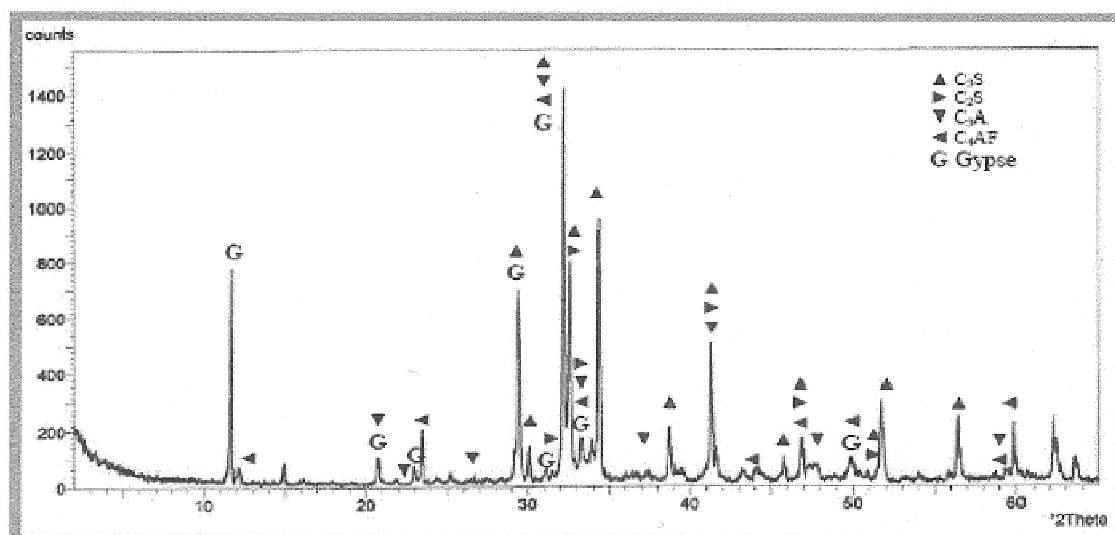


Figure 3.1 : Diffractogramme du ciment anhydre CEM I 52,5.

Une analyse granulométrique a été réalisée à l'aide d'un granulomètre laser (CILAS 1180), fonctionnant en multitâches sous Windows, permettant d'allier la puissance de traitement et la simplification d'utilisation (Figure 3.2).

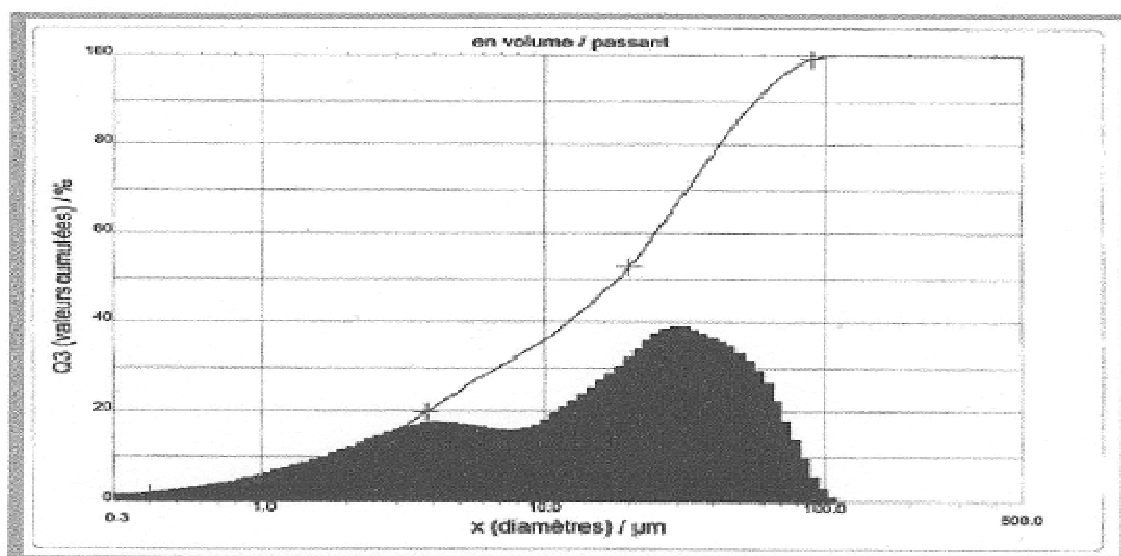


Figure 3.2 : Distribution granulométrique du ciment anhydre CEM I 52,5.

Sur les courbes granulométriques partielles et cumulée du ciment anhydre (Figure b), on peut observer une granulométrie continue moyenne entre 0,3 et 60 μm .

Le taux de particules de diamètre inférieur à 56 μm (90%), reflète bien la finesse élevée du ciment, ce qui est en faveur de l'accroissement de la cinétique d'hydratation. La surface spécifique Blaine (SSB) est $3600 \text{ cm}^2 \cdot \text{g}^{-1}$.

3.1.2 Le sable

Le sable utilisé est un sable normalisé conforme à la norme EN 196-1. Il est commercialisé en sacs plastique de $1350\text{g} \pm 5\text{g}$. Il est siliceux et stable vis à vis de la dégradation sous lixiviation et il n'y a pas de risque de réaction alcali-silice. La granulométrie de ce sable est comprise entre 0.08 et 2 mm, elle est donnée à la Figure (3.3). Sa masse volumique est de 2700 kg/m^3 .

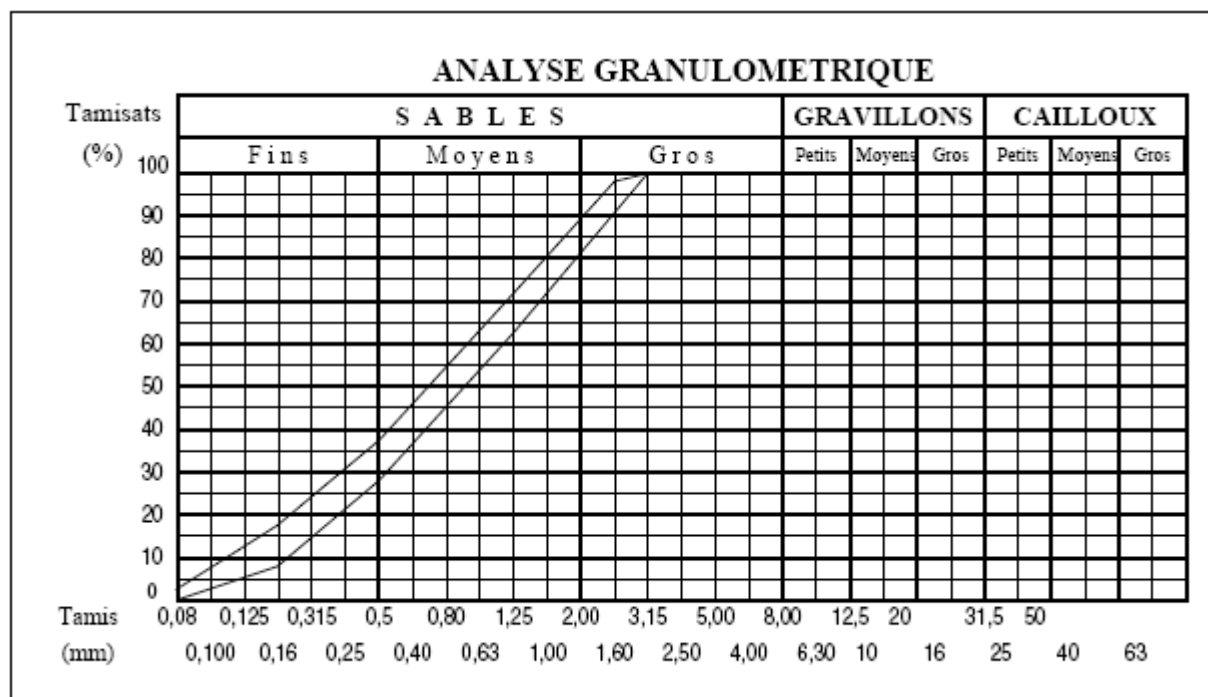


Figure 3.3 : Composition granulométrique du sable normalisé.

3.1.3 La fumée de silice

La fumée de silice est ajoutée au ciment afin d'améliorer les propriétés mécaniques et surtout la durabilité des bétons [134 – 135]]. Parmi les avantages intéressants que possède la fumée de silice est sa capacité à faire diminuer le pH et la teneur en alcalins de la solution interstitielle du matériau cimentaire. La fumée de silice accélère la réaction pouzzolanique avec la portlandite.

L'observation au microscope électronique à balayage (MEB), à l'échelle 50 000, montre que les particules de fumée de silice présentent une forme sphérique assez régulière de taille variable voir figure (3.4).

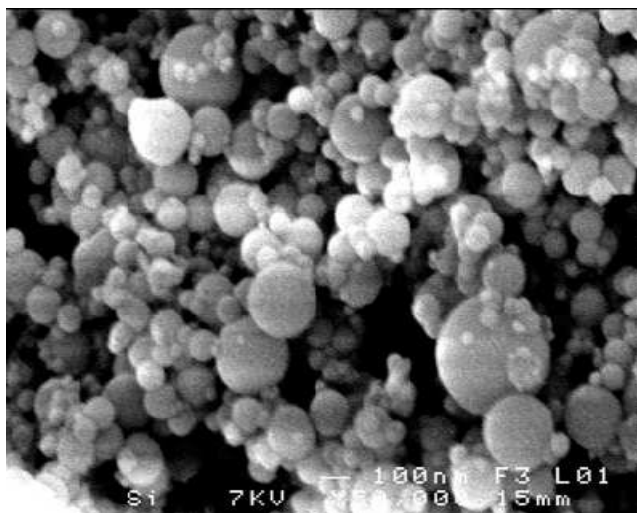


Figure 3.4 : Observation au MEB de la fumée de silice.

La fumée de silice utilisée est de couleur grise, ces caractéristiques chimiques sont données dans le tableau (3.1).

Tableau 3.1: Composition chimique et minéralogique du ciment et de la fumée de silice.

Constituants (%)	Ciment CEM I 52,5	Fumée de silice
CaO	64,50	0,14
SiO₂	21,01	97,64
Al₂O₃	4,90	
Fe₂O₃	2,80	0,1
MgO	0,90	0,15
SO₃	3,00	
K₂O	0,90	0,39
Na₂O	0,20	0,14
Résidus insolubles	0,20	
Perte au feu	1,10	
CaOlibres	0,45	
C₃S	65,94	
C₂S	10,47	
C₃A	8,24	
C₄AF	8,52	

3.1.4 Les 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 de verre, quant à elles, limitent les microfissures. Elles sont caractérisées par leur enrichissement en zirconium ($ZrO_2 = 16,6\%$) qui leurs confèrent une meilleure durabilité vis-à-vis de l'attaque alcaline du ciment.

Deux types de fibres ont été utilisés :

- Les fibres de verre de type CemFil AR (alcali résistante), chaque fil est composé de 204 filaments ayant chacun un diamètre de 10 μm . La longueur des fibres est de 12 mm,
- Les fibres métalliques droites de longueur 25 mm et de diamètre 0.25 mm.

Le taux de fibres utilisés est de 0.50% du volume total des constituants. Ce pourcentage a été choisi de façon à éviter l'utilisation d'un plastifiant et la formation d'oursins. Les propriétés physiques et mécaniques des fibres sont données dans le tableau 2.

Tableau 3.2: propriétés physiques et mécaniques des fibres.

Fibres	Fibre métallique	Fibre de verre (AR)
Masse volumique (Kg/m^3)	7500	2680
Résistance en traction (GPa)	1- 3	3
Module d'élasticité (GPa)	200	73
Résistance au feu ($^{\circ}C$)	1500	773
Allongement à la rupture (%)	/	4.3
Coefficient de dilatation (Micro/m)	11	/

Les photographies de fibres utilisées dans cette étude sont données dans la figure (3.5).

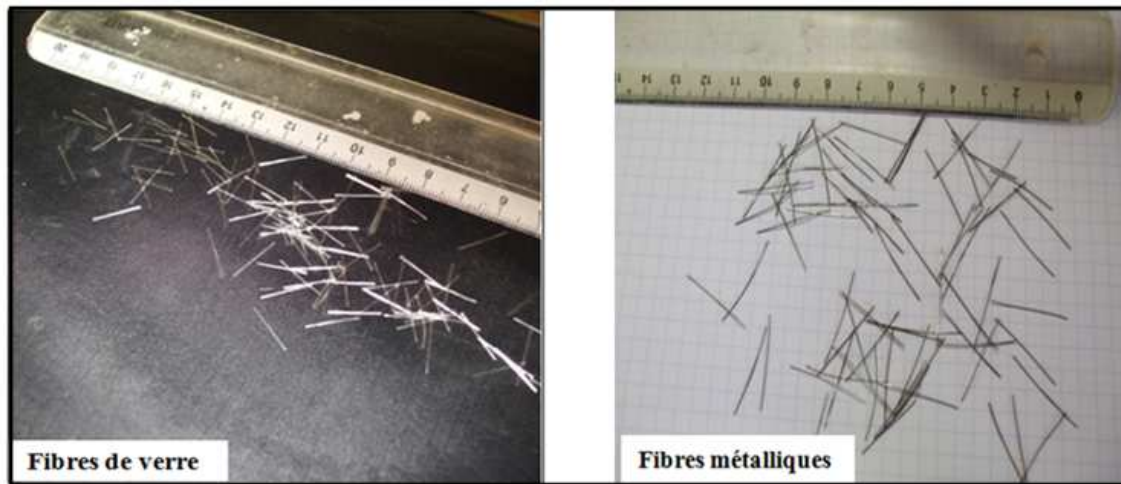


Figure 3.5 : Les types de fibres utilisés.

Les observations au MEB des fibres métalliques et des fibres de verre sont présentées sur la figure (3.6). Ces observations montrent que les fibres métalliques sont striées longitudinalement lors de leur conception, alors que la surface des fibres de verre est relativement régulière.

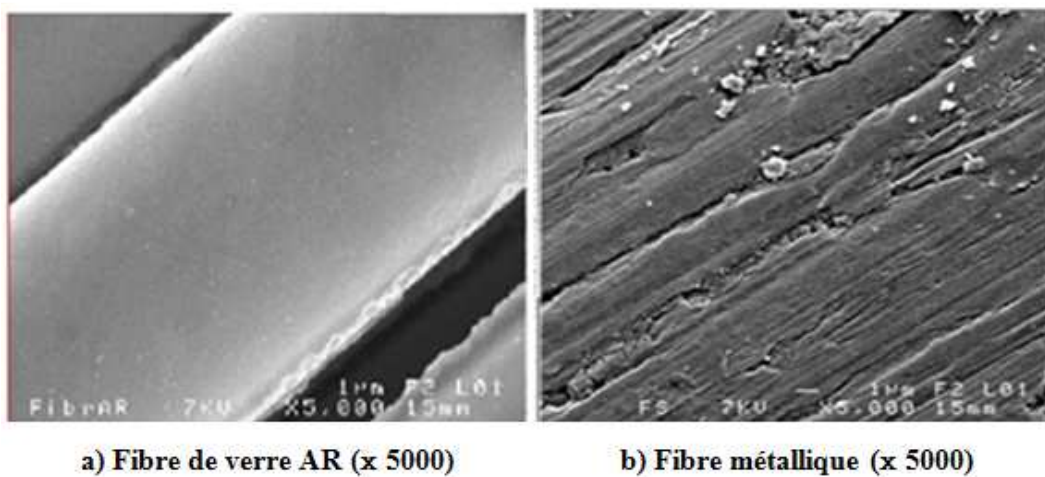


Figure 3.6 : Observations au MEB des fibres utilisées.

La figure (3.7) et le tableau (3.3) montrent que les fibres métalliques sont zinguées afin de limiter l'oxydation.

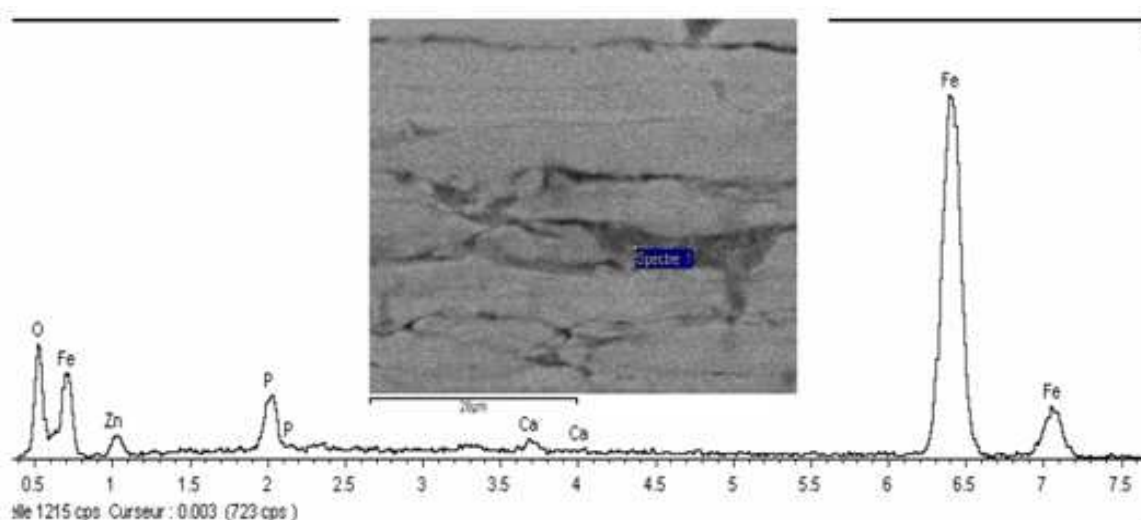


Figure 3.7 : Microanalyse EDS d'une fibre métallique [137].

Élément	%Masse	%Atomique
O	12.38	32.32
P	4.05	5.46
Ca	0.75	0.77
Fe	78.02	58.37
Zn	4.81	3.07

Tableau 3.3 : Microanalyse EDS d'une fibre métallique [137].

3.2 PROCÉDURES EXPÉRIMENTALES

3.2.1 Élaboration des éprouvettes

Les éprouvettes de mortier utilisées sont de forme prismatique ($4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$). Elles sont élaborées de la même façon afin d'assurer une reproductibilité dans les manipulations. La composition des différents mortiers est donnée dans le tableau (3.4).

Tableau 3.4 : Composition des différents mortiers (kg/m³).

Composition (kg/m ³)	Mortiers					
	MN	MNfv	MNfm	MFs	MFsfv	MFsfm
Ciment	586	586	586	527.3	527.3	527.3
Sable	1758	1758	1758	1758	1758	1758
Eau	293	293	293	293	293	293
Fumée de silice	/	/	/	58.6	58.6	58.6
Fibres de verre (AR) 0,50 %	/	14.6	/	/	14.67	/
Fibres métalliques 0,50 %	/	/	42.8	/	/	43.16

MN : mortier normal

MFs : mortier avec fumée de silice

MNfv : mortier normal avec fibres de verre

MFsfv : mortier avec fumée de silice et fibres de verre

MNfm : mortier normal avec fibres métalliques

MFsfm : mortier avec fumée de silice et fibres métalliques

3.2.1.1 Gâchage des mortiers

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) figure (3.8) en suivant le même protocole.

Le gâchage comme le malaxage sont des opérations délicates. Il faut, d'une part, s'assurer d'une qualité d'enrobage acceptable, d'une bonne dispersion des fibres et d'autre part, 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.

Le malaxeur étant en position de fonctionnement :

- on verse l'eau dans le récipient, on lui ajoute le liant,
- on met le malaxeur en marche à la vitesse lente pendant une minute ; dans les 30 dernières secondes, on introduit le sable,
- ensuite on met le malaxeur à la vitesse rapide pendant 2 mn,
- on arrête le mouvement ; avec le batteur démonté de son axe, on racle les parois et le fond du récipient de façon qu'aucune partie du mortier n'échappe au malaxage.
- après remontage du batteur, on reprend le malaxage pendant 2 mn à vitesse rapide.

L'introduction des fibres se fait dans cette dernière phase. Cette dernière phase permet d'assurer une meilleure dispersion des fibres dans le mortier et une bonne homogénéisation du

mélange. Les moules sont remplis en trois couches d'égale épaisseur, chaque couche étant compactée par la mise en marche de la table vibrante pendant 20 secondes.



Figure 3.8 : Malaxeur utilisé pour la confection des éprouvettes.

Les compositions ont été optimisées en vue de satisfaire à la fois un comportement rhéologique du mortier frais et un comportement mécanique du mortier à l'état durci, résistances en compression et en traction qui avoisinent le but visé.

Le choix de la quantité de fibres s'appuie sur différents critères. Une teneur élevée en fibres permet d'améliorer les performances mécaniques mais entraîne en contrepartie des problèmes d'ouvrabilité et de ségrégation à l'état frais.

Des essais préliminaires de mise en œuvre du mortier renforcé de fibres d'acier et de fibres de verre avec différents dosages ont été réalisés. Les résultats ont montré qu'avec un dosage en fibres de 0,5% en volume permet de conserver des ouvrabilités correctes sans ajout de super plastifiant. Ce choix, très souvent utilisé, est dicté par un certain nombre d'auteurs pour éviter la formation de boules hérissées de fils « oursins » [138].

3.2.1.2 Démoulage et cure appliquée

Le mélange de mortier est gâché dans des moules $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, préalablement huilés afin de permettre un décoffrage facile. Ils sont ensuite remplis en 3 couches et le mortier est compacté à l'aide d'une table vibrante. La masse nette des éprouvettes est calculée en pesant les moules avant et après remplissage. Ils sont ensuite entreposés dans une salle humide à 20°C et 95% d'humidité relative pendant 24 heures. Une fois démoulées, les mêmes pesées ont été faites. Par la suite les éprouvettes 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.

3.2.2 Conservation des éprouvettes

Après 28 jours d'âge, afin d'évaluer la durabilité et le comportement mécanique des mortiers étudiés, nous avons placé les éprouvettes dans quatre environnements différents qui sont :

- La station de relevage des eaux usées qui est un environnement biochimique (environnement qui cause simultanément des attaques bactériennes et chimiques),
- en cycles (mouillage/séchage) nous avons effectué 3 cycles par jour : 4 heure dans l'eau et 4 heure en séchage au total 1100 cycles,
- la salle humide (20°C ; 95% HR),
- la salle (20°C ; 55% HR) pour nous servir de témoin.

Après une année de conservation dans les différents environnements, on a placé les éprouvettes dans la salle à 20°C et 55% HR pour sécher jusqu'à la stabilisation de leurs masses.

3.2.3 Essai de traction par flexion 3 points

Les essais de flexion 3 points ont été réalisés sur une presse hydraulique INSTRON 4507, d'une capacité maximale de 200 kN, asservie en force. Le pilotage, l'asservissement et l'acquisition des données se font à l'aide de l'outil informatique. Nous avons testé les éprouvettes de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$, la distance « L » entre appuis est égale aux 3/4 de la longueur de l'éprouvette figure (3.9) soit 12 cm. 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.

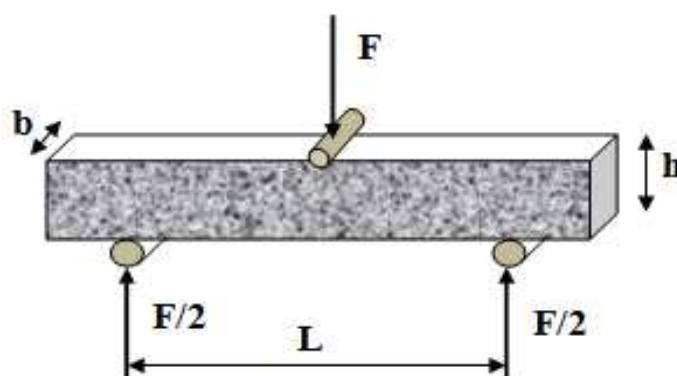


Figure 3.9 : Dispositif de rupture en flexion 3 points.

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. La mesure de la flèche a été réalisée à l'aide de deux capteurs LVDT ($\pm 1\text{mm}$), placés à l'aide d'un dispositif à mi-portée de la travée figure (3.10). Ces

derniers sont en contact avec la face inférieure de l'éprouvette. Cette méthode de mesure permet de suivre l'évolution des déplacements en fonction de la charge jusqu'à la rupture.

Plusieurs éléments peuvent influencer la mesure de la flèche :

- la mise en place du dispositif des capteurs LVDT sur l'éprouvette,
- la mise en place de l'éprouvette sur le montage au début de l'essai,
- l'écrasement éventuel du dispositif des capteurs LVDT.

Les données présentées sont à chaque fois une moyenne de deux essais.



Figure 3.10 : Capteurs LVDT utilisés pour la lecture des déplacements en flexion 3 points et le système d'acquisition des données.

Pour les essais de flexion 3 points, la théorie de l'élasticité des poutres permet de définir l'expression analytique de la contrainte de traction maximale σ_t sur la face inférieure de l'éprouvette :

$$\sigma_t = \frac{3FL}{2bh^2} \quad (3.1)$$

A partir de la mesure de la flèche, un module d'élasticité statique peut être également déduit de l'équation suivante :

$$E_{\text{stat}} = \frac{FL^3}{4bh^3f_{\text{max}}} \quad (3.2)$$

Avec :

F : Effort appliqué

E_{stat} : module d'élasticité statique

L : distance entre les rouleaux inférieurs, $L = 120 \text{ mm}$,

b : largeur de l'éprouvette, $b = 40 \text{ mm}$,

h : hauteur de l'éprouvette, $h = 40 \text{ mm}$,

f_{max} : flèche maximale.

3.2.4 Essai de compression

Les essais de compression ont été réalisés sur la même presse INSTRON, avec un montage approprié à la compression figure (3.11).

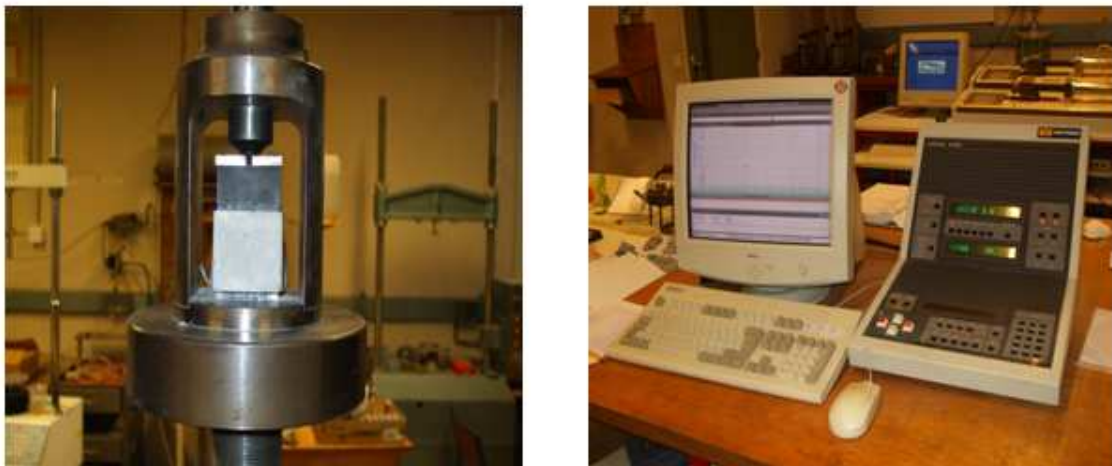


Figure 3.11 : Presse de compression avec le système d'acquisition des données.

Ces essais ont été réalisés sur les demi – éprouvettes issues des essais de flexion trois points comme indiqué sur la figure (3.12) avec une vitesse de chargement de $0,25 \text{ mm/min}$.

La résistance en compression a été évaluée selon la norme (NF P 18 – 406). Nous avons testé des cubes de $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$.

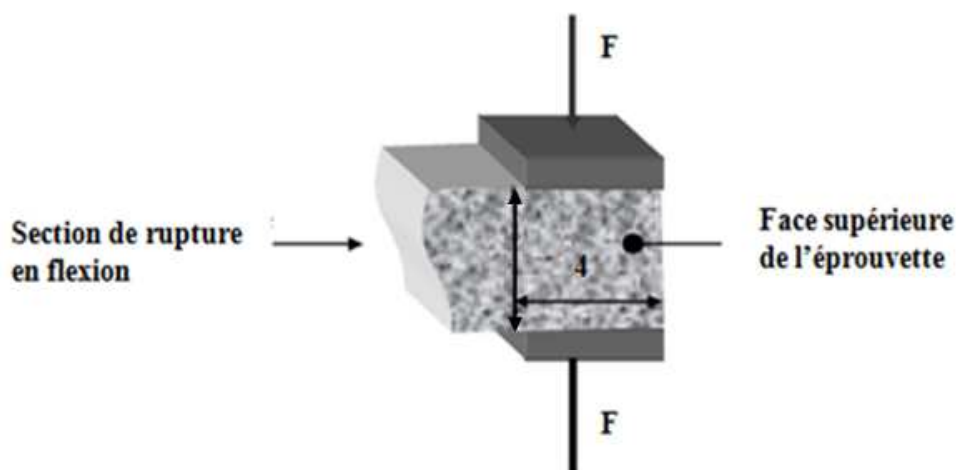


Figure 3.12 : Dispositif de rupture en compression.

La contrainte de compression, considérée uniforme sur toute la surface de charge ($b \times h$) est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{F}{b \times h} \quad (3.3)$$

Où F représente la charge ultime de rupture, $b = h = 4$ cm.

3.2.5 Caractéristiques mécaniques à 28 jours

Nous avons représenté dans le tableau 3.5, les caractéristiques mécaniques des différents mortiers à 28 jours pour un rapport E/C égale à 0,5. Le tableau regroupe les contraintes de rupture en flexion, les contraintes de rupture en compression, le module d'élasticité ainsi que l'énergie de rupture. Ces derniers paramètres ont été déduits des courbes efforts-déplacement.

Tableau 3.5 : caractéristiques mécaniques à 28 jours.

	σ_r (flex) (MPa)	E (GPa)	Wr (N/m)	σ_r (comp) (MPa)
MN	6,4	31,3	35	55,5
MFs	5,6	23,1	48	49,5
MNfv	4,6	28,9	55	52,7
MFsfv	3,3	25,1	66	45,5
MNfm	10,1	30,7	342	58,8
MFsfm	5,6	25,6	257	55,1

3.2.6 Détermination de la profondeur à basicité réduite

Les indicateurs colorés permettent de distinguer l'environnement acide et basique. Ces indicateurs sont utilisés pour caractériser l'état de dégradation chimique de l'éprouvette. On rappelle que le béton est un milieu très basique ayant un pH qui varie de 12.5 à 13 [139-140]. On peut alors utiliser les indicateurs colorés pour distinguer la zone dégradée et la zone saine. Deux types d'indicateurs colorés courants peuvent être utilisés : la Phénolphthaléine et la Thymolphthaléine. La figure (3.13) illustre leurs variations de couleur en fonction du pH de la solution en contact.

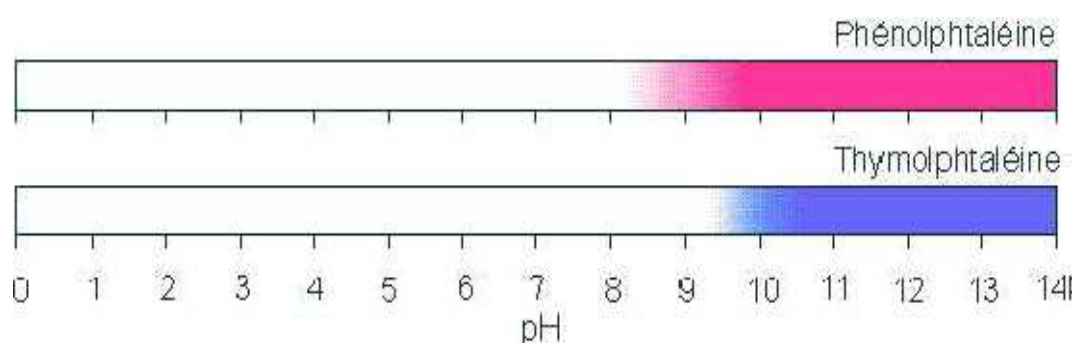


Figure 3.13 : Variation des couleurs de la Phénolphthaléine et de la Thymolphthaléine suivant l'échelle de pH [141].

La phénolphthaléine prend une teinte rose si le pH dans la solution interstitielle est supérieur à 9 et reste incolore dans le cas contraire.

La décalcification de la pâte de ciment est liée à une diminution du pH de la solution interstitielle dans la zone de dégradation. La phénolphthaléine met donc en évidence la zone dégradée en restant incolore et prend un teint rose dans la partie saine.

La dissolution de la portlandite apparaît dès que le pH descend en dessous de 12. Or, la phénolphthaléine change de couleur quand le pH de la solution dépasse 9. Elle n'arrive donc pas, à détecter exactement le front de dissolution de la portlandite.

L'épaisseur de dégradation mesurée au moyen de la phénolphthaléine est plus petite que l'épaisseur totale vraiment dégradée. Des études ont démontré que l'épaisseur réelle dégradée peut être déduite de l'épaisseur dégradée mesurée avec la phénolphthaléine en multipliant par un coefficient de 1.17 [142].

$$e_t = 1.17 e_{\text{phénol}} \quad (3.4)$$

Avec e_t et $e_{\text{phénol}}$ sont respectivement l'épaisseur de dégradation réelle et l'épaisseur de dégradation mesurée avec la phénolphthaléine.

Pour le cas de notre étude, nous avons décidé donc d'utiliser l'indicateur coloré de phénolphthaléine pour caractériser l'état de dégradation des éprouvettes. Cette technique est très simple, rapide, efficace et réalisable in situ.

Nous avons réalisé des tests à la phénolphthaléine sur les échantillons conservés dans les différents environnements. Rappelons que ce test permet d'estimer l'avancée du front de carbonatation au travers de l'éprouvette grâce à la phénolphthaléine dont le pH de changement de couleur est égal à 9, voir figure (3.14).

Les éprouvettes sont pulvérisé de la phénolphthaléine sur les surfaces de rupture, éprouvettes issues des essais de flexion trois points.



Figure 3.14 : A gauche : surface sans la phénolphthaléine, à droite surface imbibée de la phénolphthaléine.

Les zones à pH basique apparaissent en rose, tandis que les zones à pH acide sont incolores.

3.2.7 Microscopie électronique à balayage

La microstructure du mortier est observée grâce à un microscope électronique à balayage (MEB) (scanning electron microscopy - SEM) figure (3.15). C'est une technique d'observation de la matière utilisant un faisceau d'électrons après avoir mis sous vide l'échantillon. L'analyse est réalisée sur une surface de fracture d'un échantillon préalablement hydraté pendant plusieurs semaines, puis séché sous vide et métallisé au carbone. La technique s'appuie sur la détection, par un capteur, des électrons secondaires éjectés de la

surface de l'échantillon par un faisceau d'électrons primaires émis par le canon du microscope. Provenant des couches superficielles, la quantité d'électrons secondaires captée est très sensible aux variations de surface de l'objet observé et permettent ainsi de visualiser les hydrates ou les cristaux donc d'obtenir d'excellentes informations sur la topographie de l'échantillon.

Les observations ont été réalisées avec le MEB du type JEOL 6400 au laboratoire de l'INSA Rennes.



Figure 3.15 : Appareil du MEB au laboratoire.

3.2.8 Diffraction des rayons X (DRX)

La méthode générale consiste à bombarder des échantillons avec des rayons X, et à retenir l'intensité de rayons X qui sont diffusés selon l'orientation dans l'espace. Les rayons X sont diffractés par les réseaux cristallins des solides. Suivant l'angle d'incidence d'un faisceau de rayon X et la nature cristallographique du solide étudié, les rayons X diffractés viennent ensuite interférer de manière constructive ou destructive. Les interférences constructives sont caractérisées par des pics d'intensité de rayon X qui suivent la loi de Bragg :

$$2d.\sin\theta = n.\lambda \quad (3.5)$$

Avec,

d : distance inter réticulaire, c'est-à-dire distance entre deux plans cristallographiques,

θ : demi-angle de déviation (moitié de l'angle entre le faisceau incident et la direction du détecteur),

n : ordre de réflexion (nombre entier),

λ : longueur d'onde des rayons X.

La connaissance des angles θ et l'intensité des pics nous permet alors d'obtenir une série de valeur d $\{h, k, l\}$ qui constitue la signature d'un solide cristallisé. Comme les plans cristallographiques peuvent être repérés par les indices de Miller, on peut donc indexer les pics de diffraction selon ces indices.

Cette méthode d'analyse permet de caractériser l'arrangement des couches d'atomes au sein de cristaux. Cependant, cette technique ne peut généralement pas permettre d'identifier des composés amorphes.

La diffraction des rayons x a été réalisée par le diffractomètre de type Philips PW 3710.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents matériaux utilisés dans cette étude avec leurs caractéristiques, la formulation des différents mélanges. Trois paramètres ont été variés (le type de mortier, le type de fibres et le rapport E/C), ainsi que le paramètre de conservation dans les différents environnements.

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 4

Caractérisation mécanique et durabilité des mortiers renforcés de fibres dans les environnements sains

INTRODUCTION

Dans ce chapitre on a traité le comportement mécanique des mortiers étudiés placés dans trois environnements. Le premier est un environnement sec à 20°C et 55% d'humidité relative, le second est un environnement humide à 20°C et 95% d'humidité relative et enfin le troisième est un environnement cycle (mouillage/séchage), le mouillage se fait à 20°C et 95% d'humidité relative alors que le séchage se fait à 20°C et 55% d'humidité relative. Les mortiers sont formulés en faisant varier trois paramètres à savoir la nature du liant, la nature des fibres et le rapport E/C. 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 cm³) et ceux de compression ont été réalisés sur des cubes équivalents (4×4×4 cm³) comme déjà mentionné dans le chapitre 3.

Une synthèse des résultats des caractéristiques mécaniques (résistance en traction par flexion, résistance en compression et module de Young) obtenus est présentée dans ce chapitre. A partir des mesures obtenues nous avons évalué l'énergie de rupture pour chaque composition de mortier. Pour chaque condition opératoire, trois essais au moins ont été réalisés pour caractériser la reproductibilité et la dispersion des résultats obtenus.

Afin d'évaluer le comportement en termes de durabilité de ces matériaux, nous avons effectué des essais à la phénolphthaléine afin de repérer les zones à faibles pH.

Les courbes de comportement sont présentées et analysées en parallèle pour chaque variante.

4.1 ENVIRONNEMENT SEC

L'environnement sec est caractérisé par une température de 20°C et une humidité relative de 55% HR. Trois séries de mortiers ont été caractérisées, MFs, MFsfv et MFsfm.

4.1.1 Variation des masses

Les mesures de masse ont été prises à des échéances de 1, 3, 7, 14, 28 et 365 jours. Sur l'intervalle de 1 à 28 jours, toutes les éprouvettes ont subi la même cure. De 28 à 365 jours, les éprouvettes sont placées dans les différents environnements. Nous avons suivi la cinétique de variation de masse pour tous les échantillons.

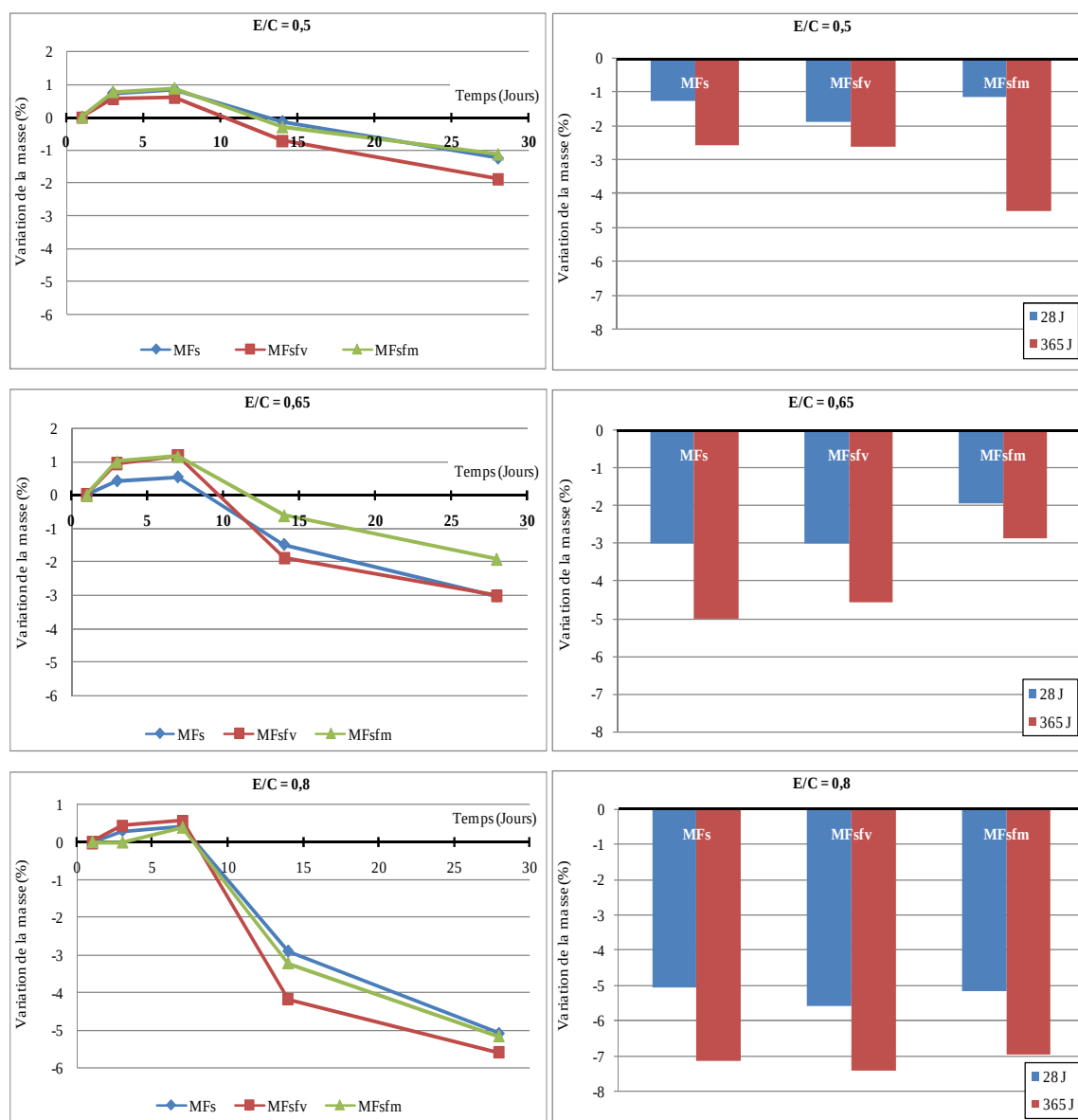


Figure 4.1 : Variation de la masse dans l'environnement sec.

Pour tous les rapports E/C et sur l'intervalle allant de 1 à 7 jours, les différents mortiers présentent un accroissement de masse. Alors que sur l'intervalle allant de 7 à 28 jours, on constate une perte de masse qui varie de 1 à 2% pour le rapport E/C de 0,5 et de 1 à 3% pour le rapport E/C de 0,65 et enfin de 1 à 6% pour le rapport E/C de 0,8. Aussi on constate que les mortiers de fibres de verre présentent une perte de masse plus importante par rapport aux mortiers sans fibres et aux mortiers de fibres métalliques, ces derniers présentent un taux de perte plus faible.

4.1.2 Comportement en flexion à 1 année

Pour cet environnement, seuls les mortiers avec fumée de silice sont présentés.

4.1.2.1 Résistance en flexion

a) Influence de la nature des fibres

Deux types de fibres ont été utilisés, les fibres de verre de type AR (alcali résistante) et les fibres métalliques.

Dans les utilisations courantes des bétons ou mortiers, il est bien connu que l'ajout des fibres métalliques a des effets très marqués notamment sur la microfissuration et la propagation des fissures sous charge. Cette constatation est confirmée par nos résultats et visualisée sur la Figure 4.1 représentant les courbes charges-flèches d'une poutre soumise en flexion 3 points. Sur la figure, nous avons représenté les courbes efforts-déplacements pour chaque rapport E/C.

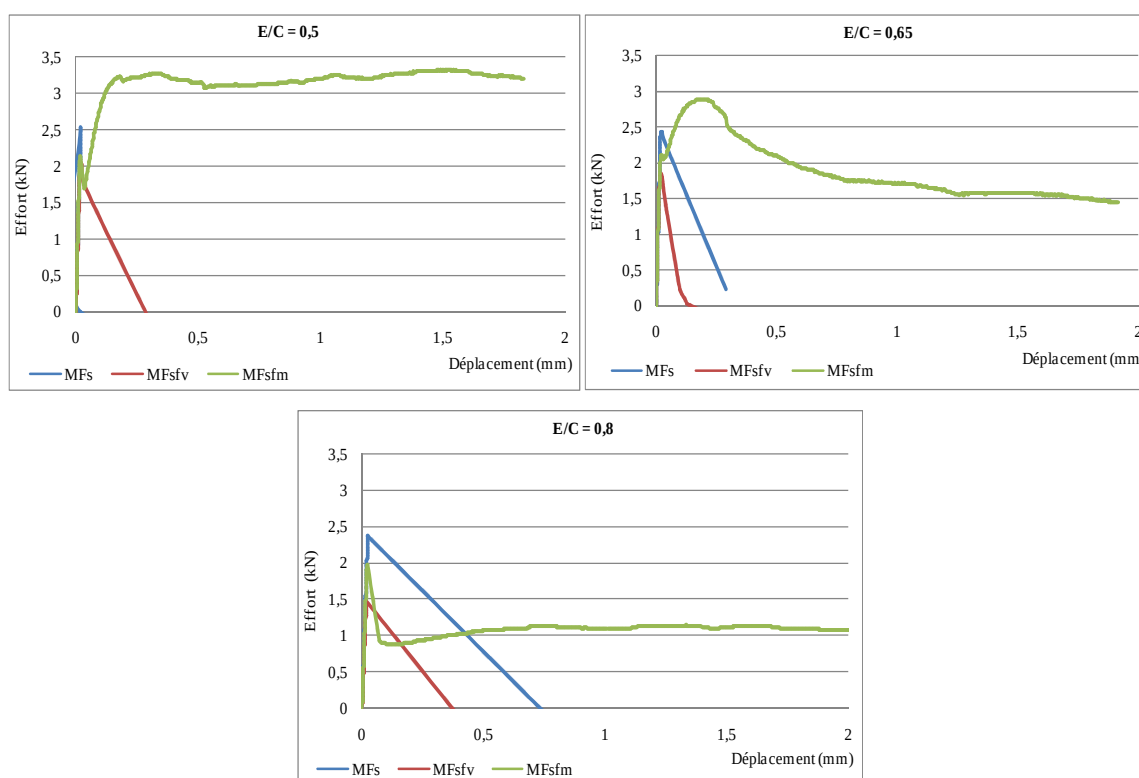


Figure 4.1 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement sec.

Les courbes montrent que les mortiers renforcés de fibres métalliques présentent un comportement ductile pour les différents rapports E/C. Cette ductilité diminue pour un rapport

$E/C = 0,8$. Alors que les mortiers sans fibres et les mortiers avec fibres de verre présentent un comportement fragile.

Les fibres jouent un rôle important pour la reprise des efforts sur les lèvres des microfissures. Leur présence confère à la matrice une certaine ductilité et modifie considérablement le comportement fragile en limitant le phénomène de propagation rapide et instable de la rupture. Les fibres rendent non seulement la propagation de la fissure plus lente et progressive, mais autorisent un transfert de contrainte. Ceci permet au composite d'avoir une résistance post-fissuration et de supporter des déformations beaucoup plus grandes que la matrice seule.

La figure 4.2 présente l'évolution des résistances en flexion des mortiers non renforcés et renforcés de fibres de natures différentes après une année d'exposition dans l'environnement sec. Nous avons représenté les contraintes de rupture en flexion en MPa, sous forme d'histogrammes regroupés en triplets ($E/C = 0,5$; $0,65$ et $0,8$) pour tous les types de mortiers.

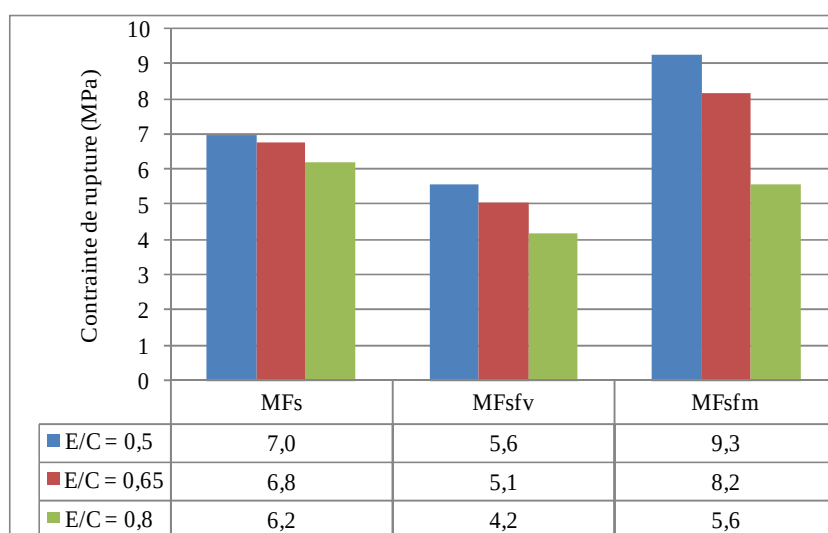


Figure 4.2: Contrainte de rupture en flexion en environnement sec.

L'examen de cette figure nous montre que les mortiers renforcés de fibres métalliques (MFsfm) présentent des résistances en flexion nettement supérieures aux autres mortiers. Cependant, on observe que le mortier renforcé de fibres de verre AR n'accuse aucune augmentation de contrainte de rupture. La présence de fibres de verre à un dosage de $0,5\%$ en volume n'influe pas sur le comportement mécanique en flexion en environnement sec. Ce résultat est conforme avec les travaux d'Arabi et al. [143].

b) Influence du rapport E/C

Seuls les mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice (MFsfm) sont présentés sur la figure 4.3. Les mortiers avec fumée de silice (MFs) et les mortiers de fibres de verre avec fumée de silice (MFsfv) présentent une rupture fragile comme c'est déjà mentionner sur la figure 4.1.

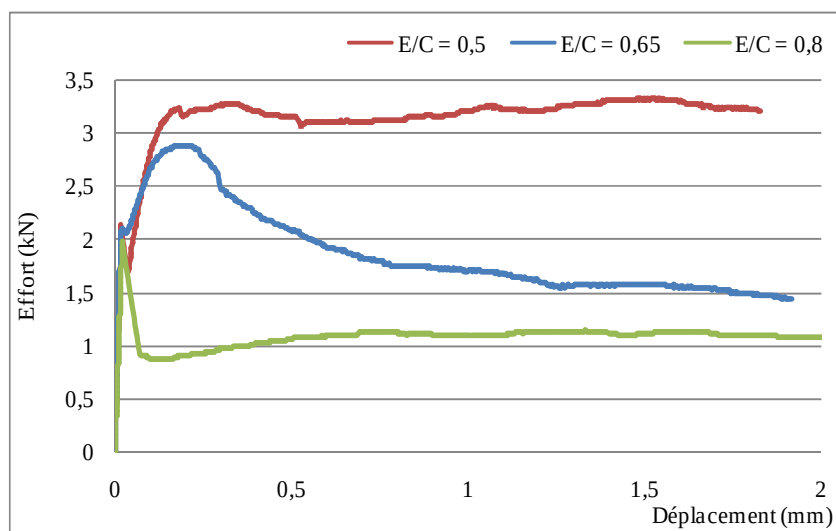


Figure 4.3: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement sec.

Les courbes efforts-déplacements des mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice (MFsfm) montrent que plus E/C augmente plus la résistance à la flexion diminue ainsi que l'aire sous la courbe. Le mortier MFsfm avec un rapport E/C = 0,5 présentent un meilleur comportement post fissuration.

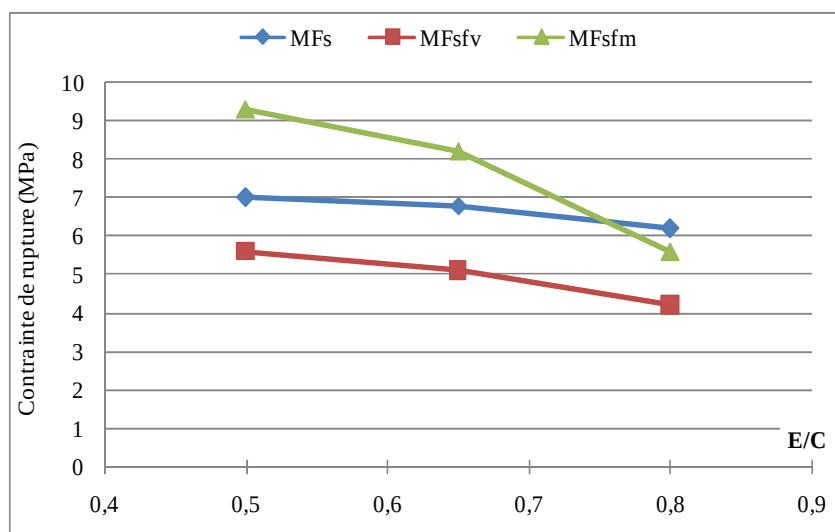


Figure 4.4: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement sec.

En comparant les différents rapports E/C, on remarque que les résistances évoluent de la même manière, sauf pour le rapport E/C = 0,8. Pour ce dernier, la résistance en flexion des mortiers de fibres métalliques diminue, ceci s'explique par un début de dégradation des fibres métalliques.

4.1.2.2 Module d'élasticité

Le module d'élasticité représente une constante mécanique importante des matériaux, il est estimé par la pente de la première phase du diagramme en flexion (F, δ) qui est la partie élastique. Ces modules ont été calculés en prenant la pente de la droite située entre 2 points, à 5 et à 30% de la charge de rupture [145].

a) Influence de la nature des fibres

Le module d'élasticité des différents mortiers sont représentés sur la figure 4.5.

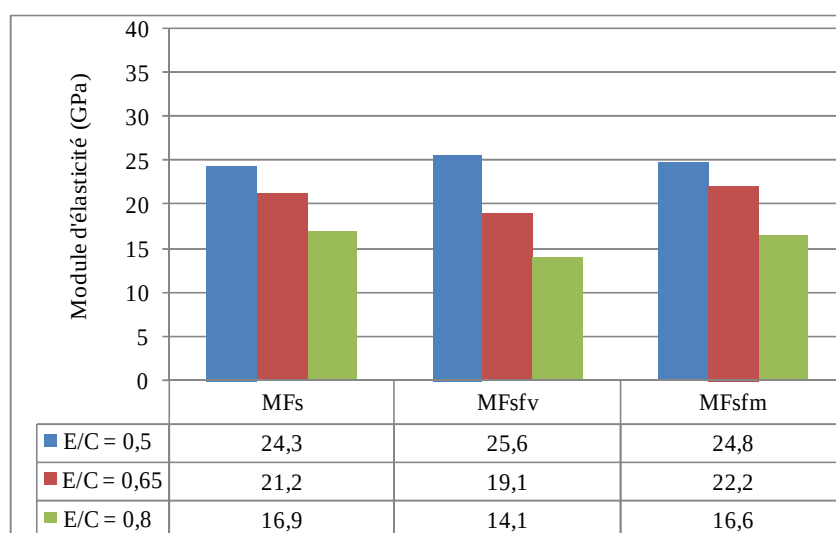


Figure 4.5: Module d'élasticité en environnement sec.

Les mortiers de fibres métalliques présentent un module d'élasticité légèrement plus important. L'introduction des fibres ne modifie pas d'une façon significative le module d'élasticité. Dans la partie élastique de la déformation, les fibres ne participent pas encore à la résistance. Des études antérieures concernant l'influence des fibres sur le module d'élasticité ont confirmé ce résultat [146].

b) Influence du rapport E/C

La variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C est donnée sur la figure 4.6 pour l'environnement sec.

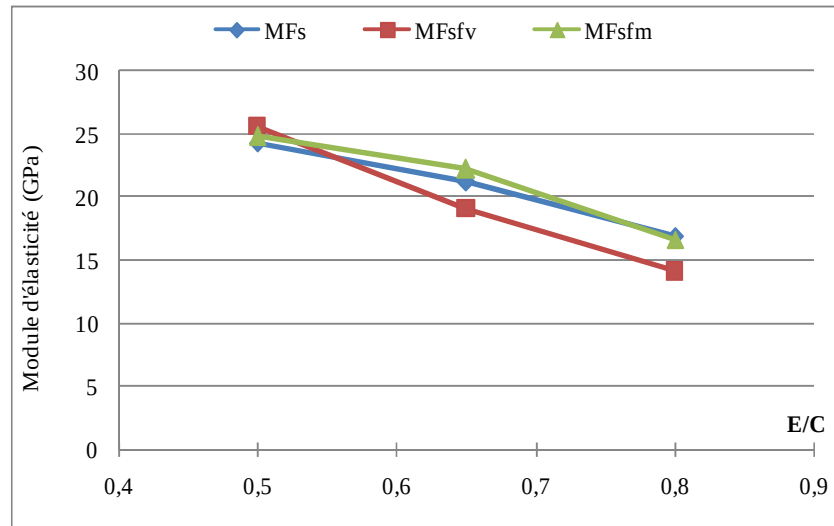


Figure 4.6: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement sec.

Pour tous les types de mortiers, on constate une diminution du module d'élasticité quand le rapport E/C augmente.

4.1.2.3 Énergie de rupture

Pour une meilleure exploitation des données, nous avons utilisé les courbes efforts-déplacements pour calculer les énergies de rupture en flexion par une unité de surface transversale. Cette énergie est obtenue par un calcul d'intégrale selon la méthode utilisée par L. Molez [147].

a) Influence de la nature des fibres

La figure 4.7 présente les énergies de rupture des différents mortiers.

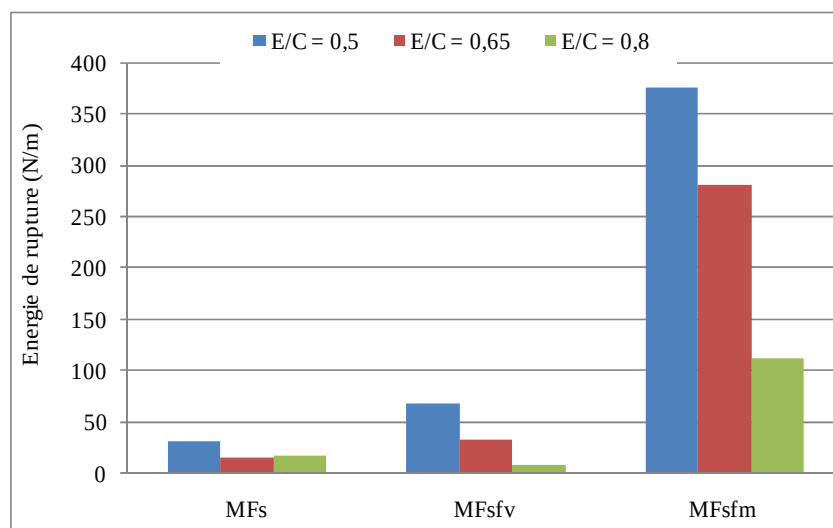


Figure 4.7: Énergie de rupture en flexion en environnement sec.

Les mortiers avec fibres métalliques (MFsfm) présentent une énergie de rupture importante par rapport aux mortiers avec fibres de verre (MFsfv) et aux mortiers sans fibres (MFs). Cela s'explique par le fait que les mortiers avec fibres métalliques présentent un comportement ductile, alors les mortiers avec fibres de verre et les mortiers sans fibres présentent un comportement fragile.

b) Influence du rapport E/C

La variation de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C est représentée sur la figure 4.8.

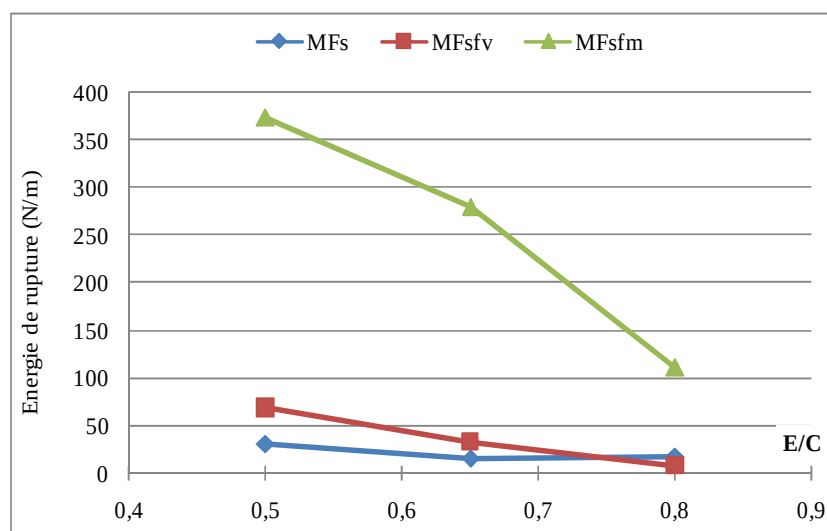


Figure 4.8: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement sec.

Pour tous les rapports E/C étudiés, on constate que les mortiers de fibres métalliques présentent une forte énergie de rupture. Quand le rapport E/C augmente, l'énergie de rupture diminue. Pour les rapports E/C = 0,5 et E/C = 0,65, la variation se fait de la même façon. Alors que pour E/C = 0,8 on remarque que les mortiers de fibres de verre présentent une faible énergie de rupture.

4.1.3 Résistance en compression à 1 année

a) Influence de la nature des fibres

Sur la figure 4.9 on remarque une légère augmentation de la résistance en compression des mortiers renforcés de fibres métalliques par rapport au mortier sans fibres et mortier renforcés de fibres de verre. Certains auteurs confirment que la résistance du béton ou mortier en compression n'est pas modifiée d'une façon significative par l'ajout de fibres métalliques [144]. L'unanimité s'accorde à dire que l'addition des fibres rend le béton ou mortier plus ductile. Les fibres ne jouent un rôle significatif qu'après la rupture de la matrice cimentaire.

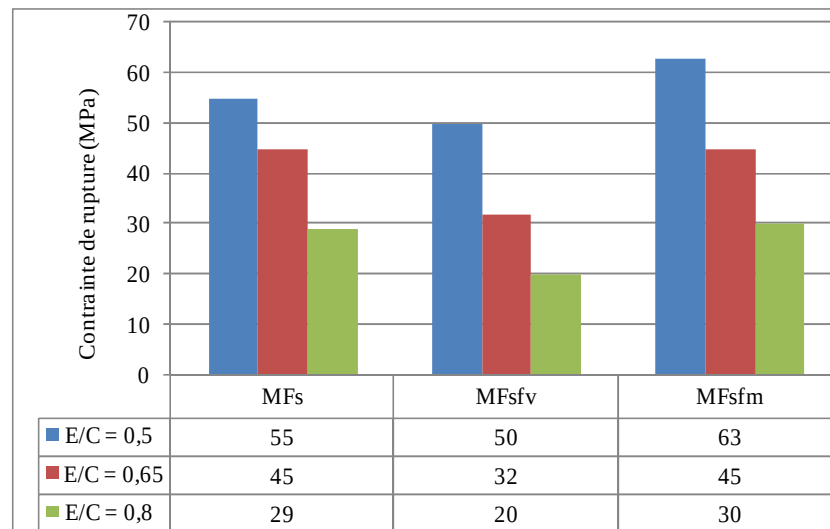


Figure 4.9: Contrainte de rupture en compression en environnement sec.

On remarque une diminution de la résistance en compression des mortiers renforcés de fibres de verre par rapport aux autres mortiers.

b) Influence du rapport E/C

Sur la figure 4.10, on constate que lorsque le rapport E/C augmente, la résistance à la compression diminue et cela pour tous les types de mortiers.

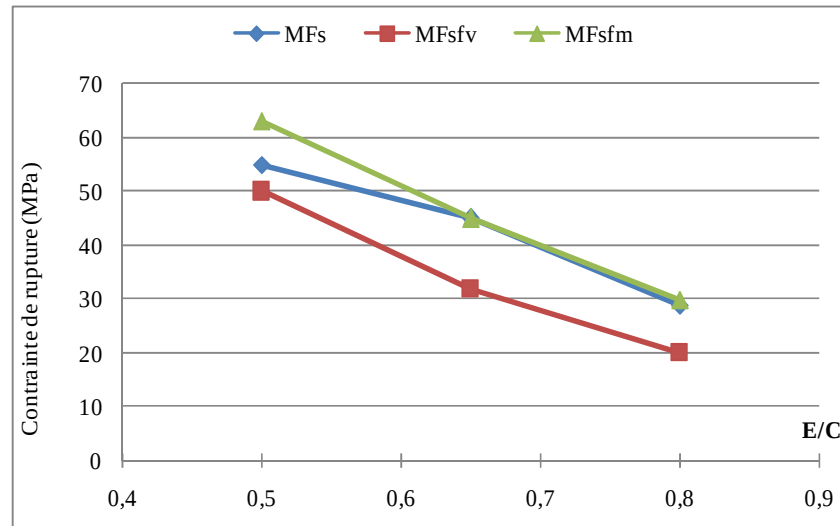


Figure 4.10: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement sec.

Les mortiers de fibres de verre (MFsfv) présentent une faible résistance en compression par rapport aux mortiers avec fibres métalliques et aux mortiers sans fibres et cela pour tous les rapports E/C.

4.1.4 Test à la phénolphthaléine

Les éprouvettes de différents mortiers étudiées ont été conservées dans la salle sèche à 20°C et 55% d'humidité relative pendant une année. Après avoir pulvérisé la solution de phénolphthaléine sur les cassures fraîches des échantillons obtenues par flexion, nous avons repéré les zones à faible pH. Des photographies de la section examinée sont montrées sur la figure 4.11.

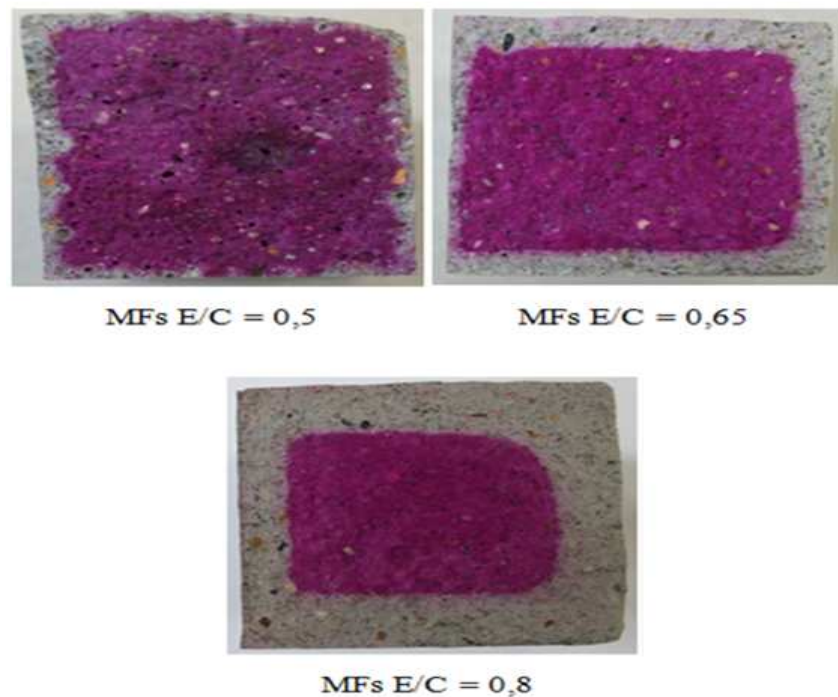


Figure 4.11: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement sec.

Après une année d'exposition en salle sèche à 20°C et 55% d'humidité relative, On peut voir la zone à faible pH (zone non colorée) qui augmente avec le rapport E/C.

a) Influence de la nature des fibres

La variation de la profondeur à pH réduit est montrée dans la figure 4.12.

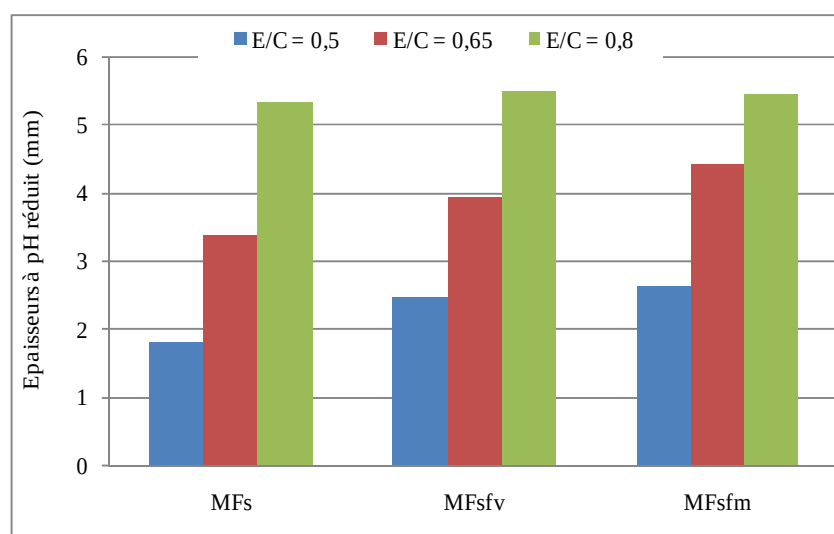


Figure 4.12: Variation de la profondeur à basicité réduite en environnement Sec.

On constate que les mortiers de fibres métalliques et les mortiers de fibres de verre présentent une épaisseur à pH réduit plus importante que les mortiers sans fibres.

b) Influence du rapport E/C

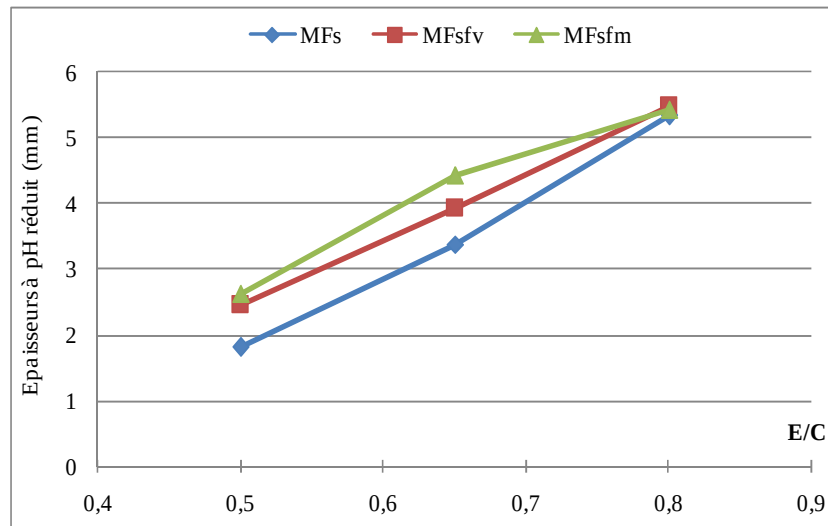


Figure 4.13: Profondeur à basicité réduite: influence du rapport E/C en environnement sec.

L'épaisseur à pH réduit de tous les mortiers augmente en fonction du rapport E/C. Le taux le plus élevé est donné pour E/C = 0,8.

4.2 ENVIRONNEMENT HUMIDE

L'environnement humide est caractérisé par une température de 20°C et une humidité relative de 95%. Six séries de mortiers ont été caractérisées, MN, MNfv, MNfm, MFs, MFsfv et MFsfm.

4.2.1 Variation des masses

Les mesures de masse ont été prises aux mêmes échéances que l'environnement sec. La figure 4.14 donne les différentes valeurs de ces variations.

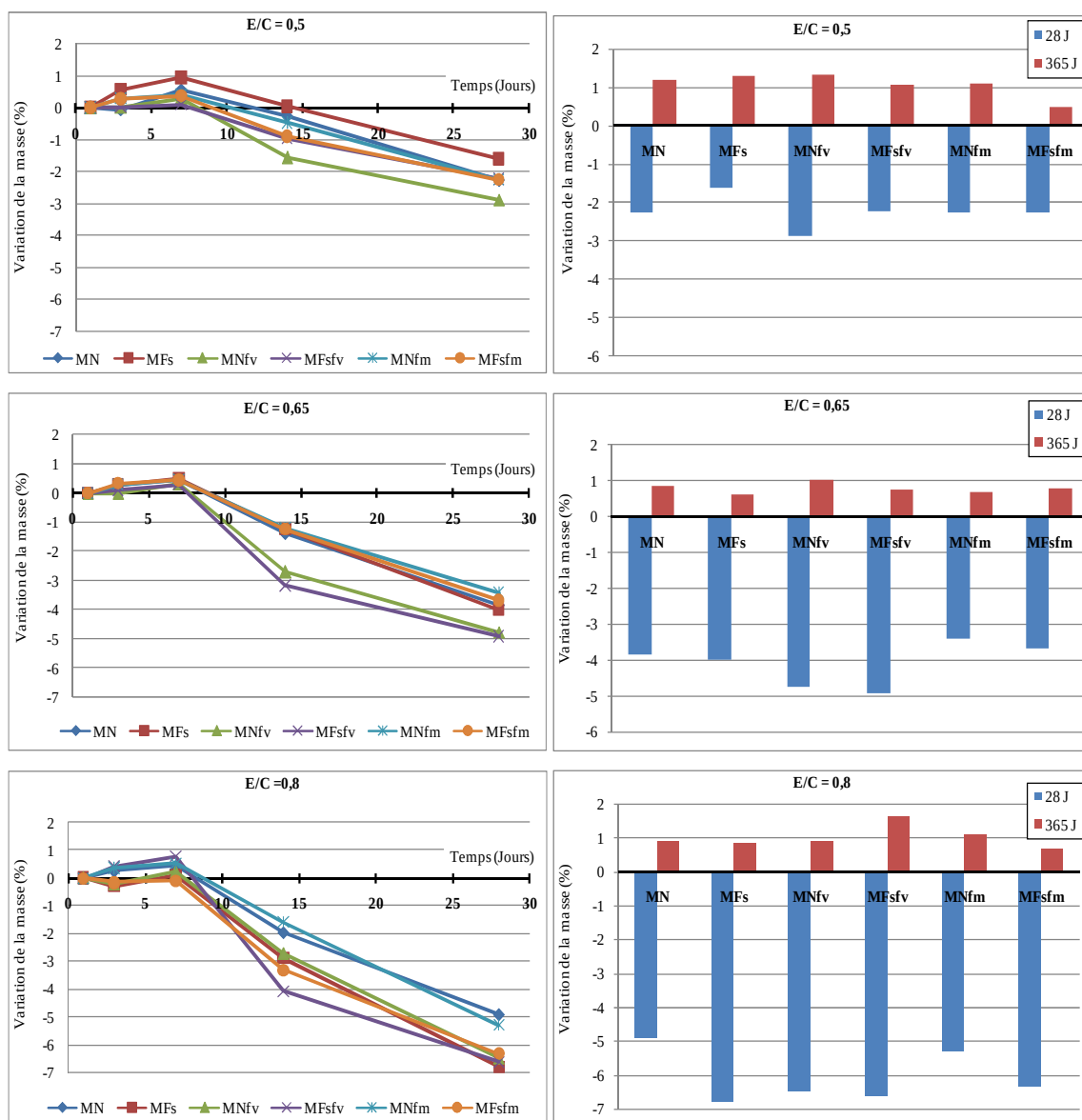


Figure 4.14 : Variation de la masse dans l'environnement humide.

Après une année d'exposition dans l'environnement humide, on constate que les mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice (MFsfm) présentent un taux d'augmentation de masse très faible par rapport aux autres mortiers et pour tous les rapports E/C. Cette augmentation varie de 0,5 à 1,3% pour E/C = 0,5 et de 0,6 à 1% pour E/C = 0,65 et enfin de 0,7 à 1,6 pour E/C = 0,8. La fumée de silice et les fibres métalliques ont réduit la porosité dans les mortiers.

4.2.2 Comportement en flexion à 1 année

4.2.2.1 Résistance en flexion

a) Influence de la nature des fibres

Six séries de mortiers ont été utilisées pour cet environnement. Après une année d'exposition dans l'environnement humide. Les courbes efforts-déplacements sont données sur la figure 4.15.

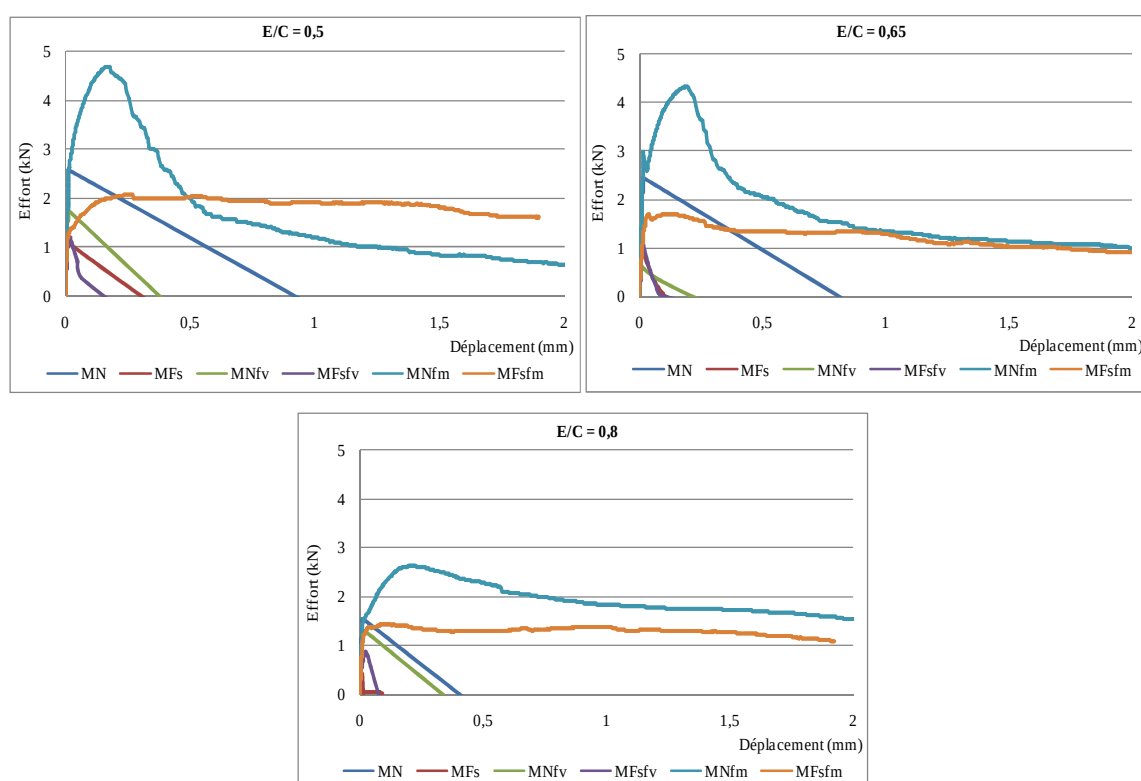


Figure 4.15: Diagrammes efforts-déplacements en environnement humide.

Les diagrammes efforts-déplacements montrent que les mortiers de fibres métalliques présentent un comportement ductile après rupture. Par contre la ductilité des mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice (MFsfm) est inférieure par rapport aux mortiers de

fibres métalliques sans fumée de silice (MNfm). Les mortiers sans fibres et les mortiers avec fibres de verre AR présentent un comportement fragile.

En ce qui concerne les contraintes de rupture en flexion, elles sont présentées sur la figure 4.16, sous forme d'histogramme regroupés en triplets ($E/C = 0,5$; $0,65$ et $0,8$) pour tous les mortiers.

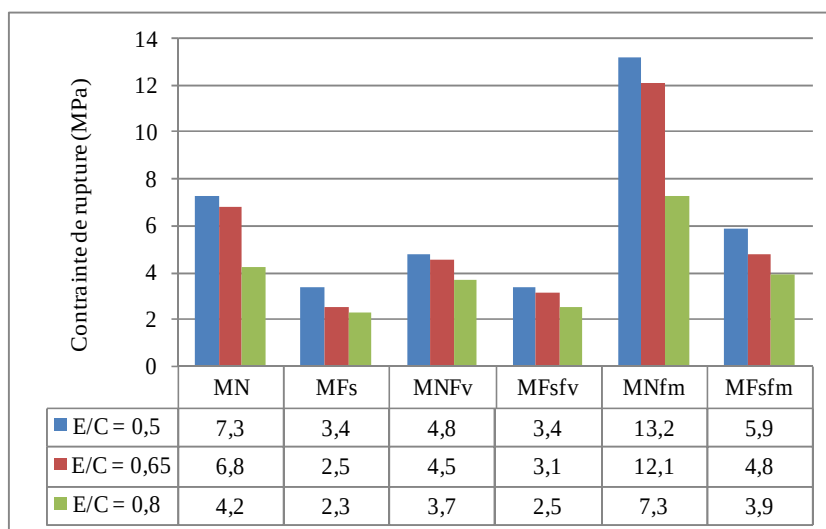


Figure 4.16: Contrainte de rupture en flexion en environnement humide.

Cette figure nous montre que les mortiers renforcés de fibres métalliques présentent des résistances en flexion nettement meilleurs par rapport aux mortiers de fibres de verre AR et aux mortiers sans fibres. Aussi les mortiers à base de fumée de silice présentent une diminution de résistance en flexion par rapport aux mortiers sans fumée de silice.

b) Influence du rapport E/C

Nous avons représentés les courbes efforts-déplacements pour chaque rapport E/C sur la figure 4.17.

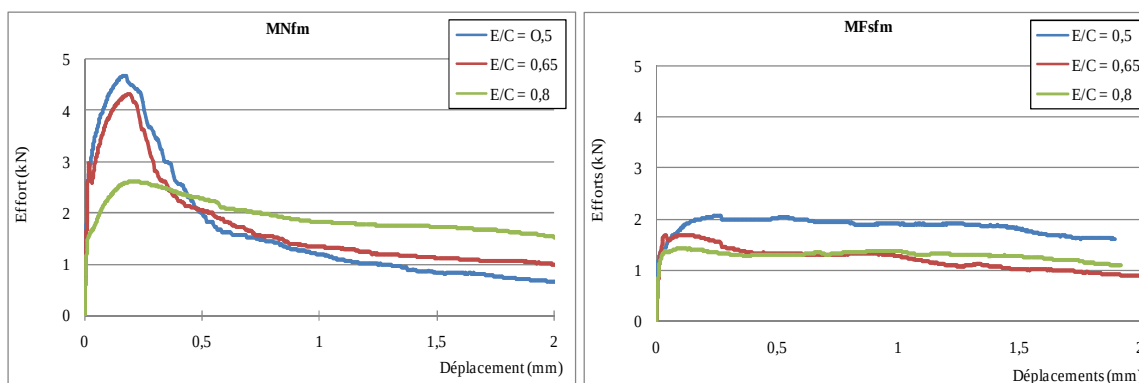


Figure 4.17: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement humide.

Les courbes montrent que les mortiers renforcés de fibres métalliques (MNfm et MFsfm) présentent un comportement ductile pour les différents rapports E/C. Cette ductilité diminue pour un rapport E/C = 0,8. Les mortiers sans fibres (MN et MFs) et les mortiers avec fibres de verre (MNfv et MFsfv) présentent un comportement fragile.

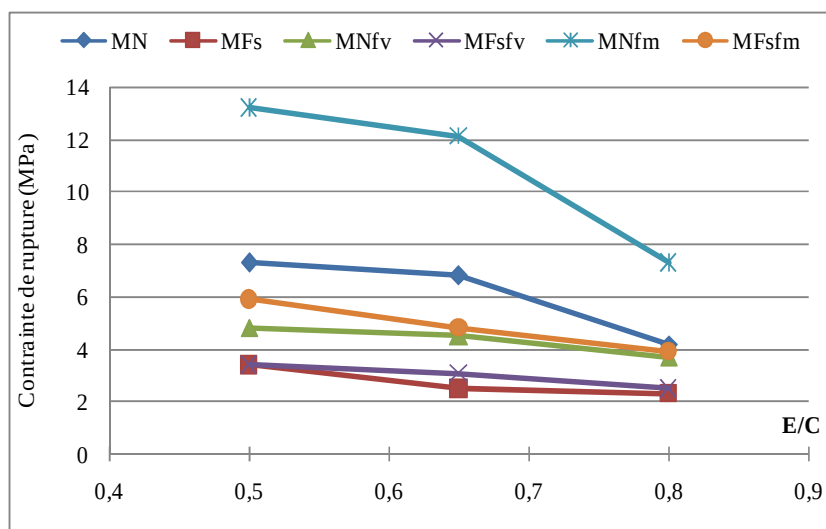


Figure 4.18: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement humide.

Le mortier de fibres métalliques (MNfm) présente une contrainte de rupture de l'ordre de 13,2 MPa pour E/C égale à 0,5 et elle est de 7,3 MPa pour E/C égale à 0,8. La disparité est plus importante pour les rapports E/C égaux à 0,5 et à 0,65.

4.2.2.2 Module d'élasticité

a) Influence de la nature des fibres

Le module d'élasticité des différents mortiers est donné sur la figure 4.19 pour l'environnement humide.

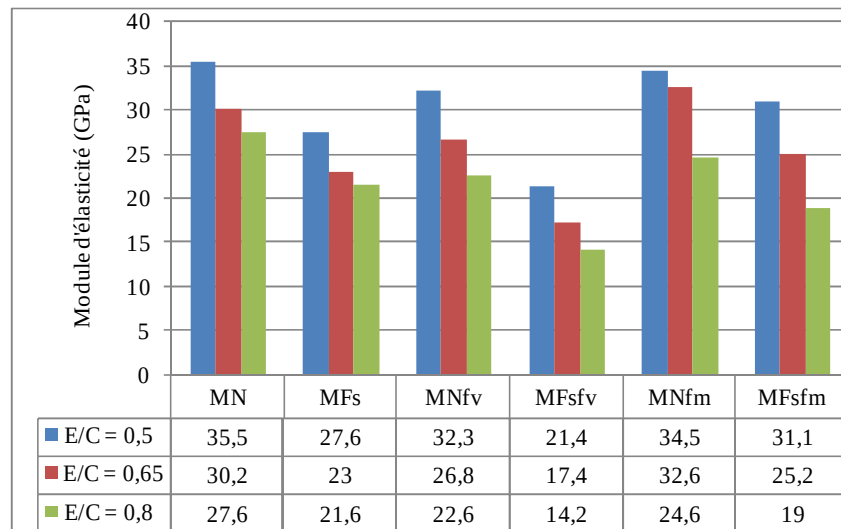


Figure 4.19: Module d'élasticité en environnement humide.

Les mortiers avec fumée de silice présentent un module d'élasticité inférieur par rapport aux mortiers sans fumée de silice et cela pour tous les types de mortiers. En comparant les mortiers avec fibres de verre AR et les mortiers avec fibres métalliques, ces derniers ont un module d'élasticité légèrement supérieur.

b) Influence du rapport E/C

La variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C est représentée sur la figure 4.20 pour l'environnement humide.

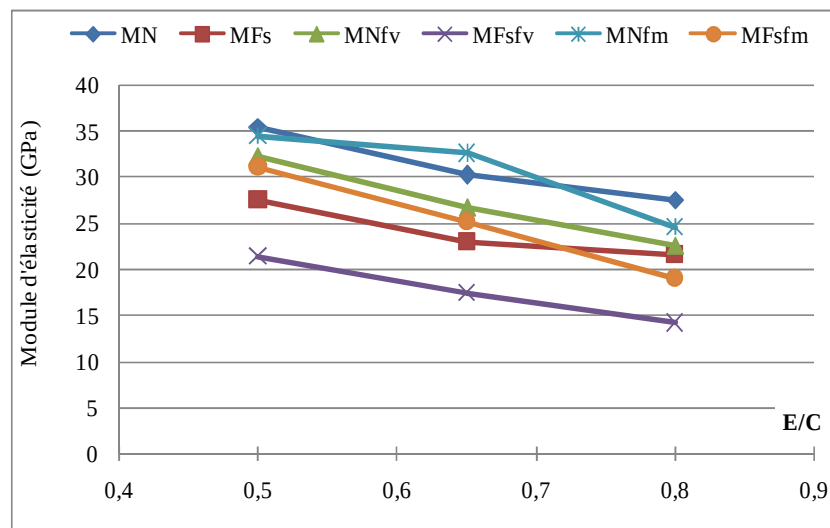


Figure 4.20: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement humide.

Lorsque le rapport E/C passe de 0,5 à 0,65, on enregistre un taux de perte de 20% pour tous les types de mortiers sauf le mortier de fibres métalliques (MNfm) qui lui diminue de 5%. De 0,65 à 0,8 les mortiers sans fibres présentent une perte de 8%, les mortiers de fibres de verre AR présentent une perte de 20% et enfin les mortiers de fibres métalliques présentent une perte de 30%.

4.2.2.3 Énergie de rupture

a) Influence de la nature des fibres

L'énergie de rupture est calculée selon la même méthode, elle est donnée par la figure 4.21.

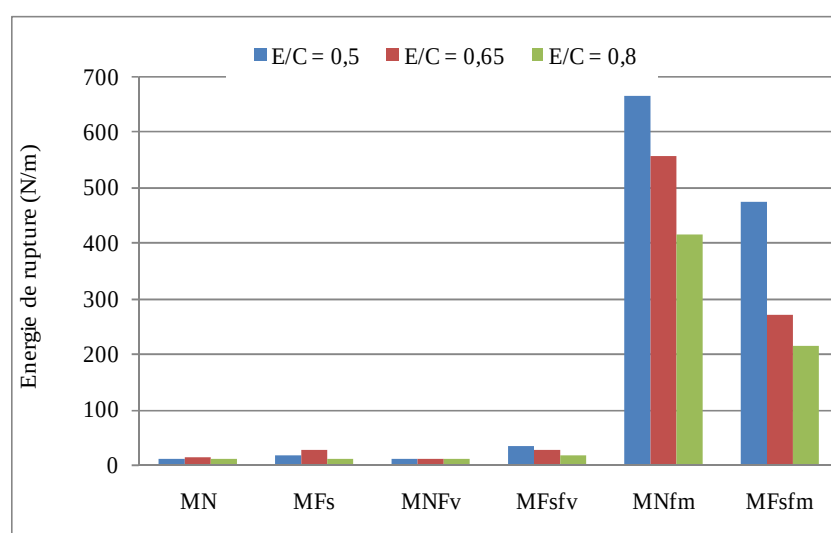


Figure 4.21: Énergie de rupture en flexion en environnement humide.

Les mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice (MFsfm) présentent une énergie de rupture inférieure au mortier de fibres métalliques sans fumée de silice (MNfm).

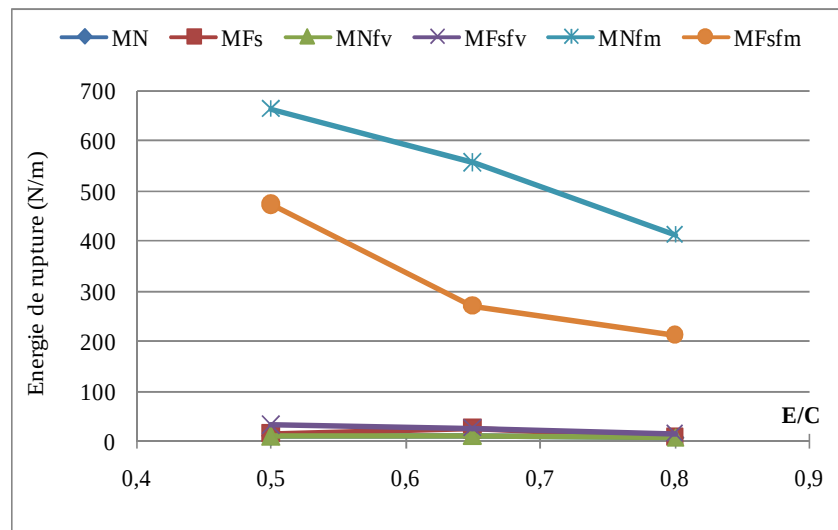
b) Influence du rapport E/C

Figure 4.22: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement humide.

Les mortiers sans fibres et les mortiers avec fibres de verre AR présentent de faibles énergies de ruptures par rapport aux mortiers avec fibres métalliques (MNfm et MFsfm). Quand le rapport E/C augmente, l'énergie de rupture diminue.

4.2.3 Résistance en compression à 1 année**a) Influence de la nature des fibres**

Les contraintes de ruptures en compression sont présentées sur la figure 4.23.

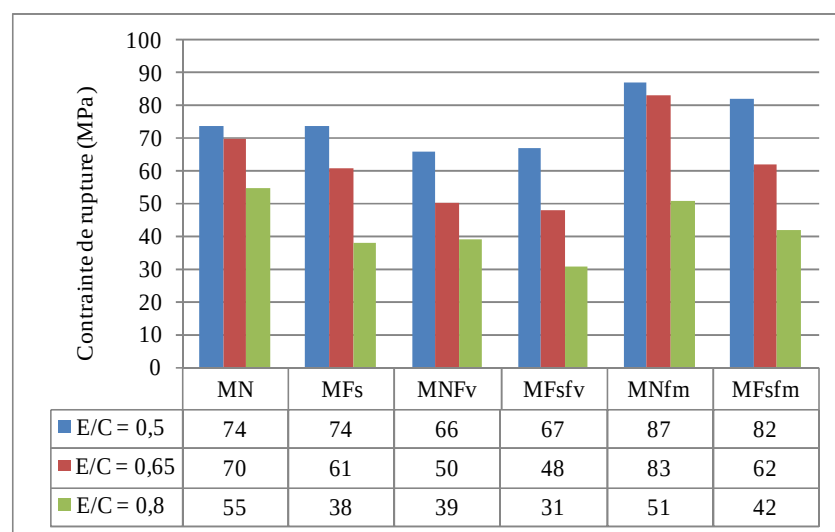


Figure 4.23: Contrainte de rupture en compression en environnement humide.

Les mortiers de fibres métalliques présentent des résistances en compression meilleurs par rapport aux mortiers sans fibres et aux mortiers avec fibres de verre AR, les résistances en compression de ces dernières sont plus ou moins de même grandeurs.

b) Influence du rapport E/C

La figure 4.24 montre la variation des contraintes de rupture en fonction du rapport E/C.

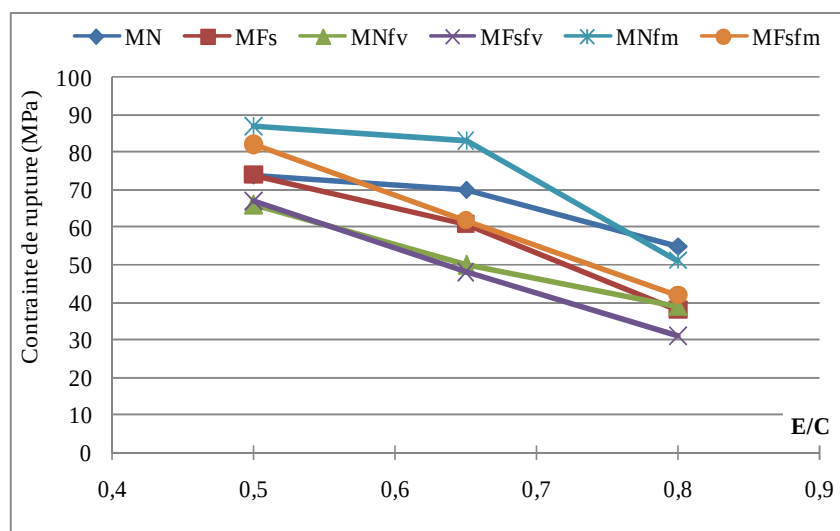


Figure 4.24: Contrainte de rupture en compression: influence du rapport E/C en environnement humide.

4.2.4 Test à la phénolphtaléine

Les éprouvettes ont été conservées dans une salle humide à 20°C et 95% d'humidité relative pendant une année. Nous avons représenté les résultats sur la figure 4.25.

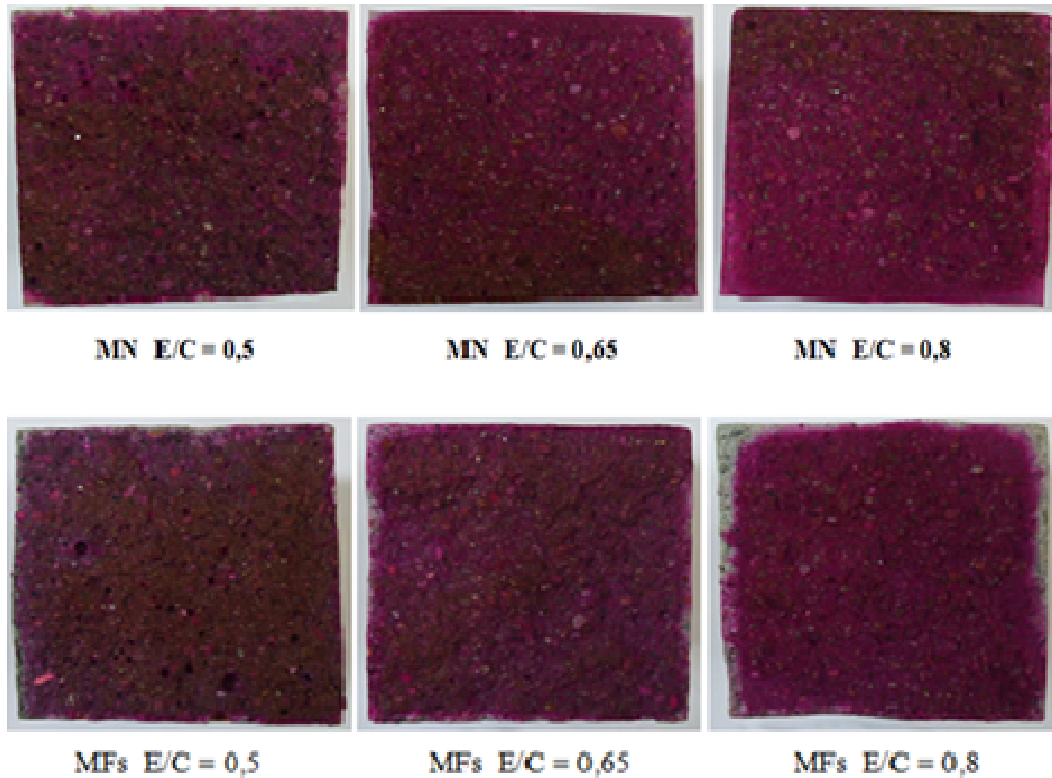


Figure 4.25: Zone à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement humide.

Les différentes photographies montrent que les mortiers conservés en salle humide pendant une année ne présentent pas d'épaisseurs à pH réduit.

4.3 ENVIRONNEMENT CYCLES (MOUILLAGE/SÉCHAGE)

Les éprouvettes ont été soumises aux cycles mouillage/séchage dans les conditions de laboratoire ; cycles de 8 heures – 4 heures dans l'eau et 4 heures en séchage, ce qui fait 3 cycles par jours, au total 1100 cycles. Les échantillons ont été immergés dans l'eau du robinet et le séchage s'est produit dans les conditions ambiantes du laboratoire (approximativement à 18°C et 55% d'humidité relative).

4.3.1 Variation des masses

La figure 4.26 présente les différentes variations de masses en environnement cycles (mouillage/séchage).

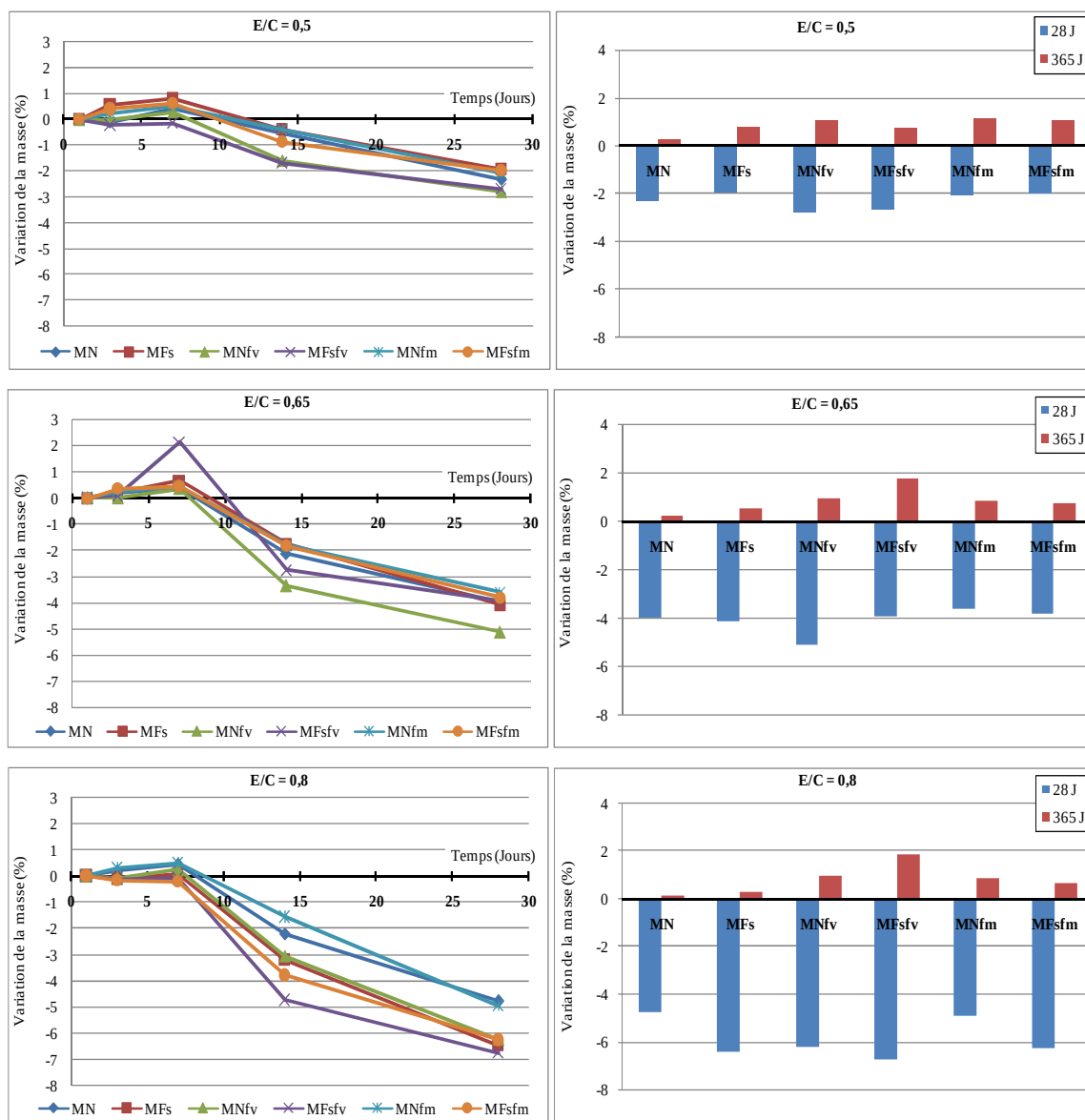


Figure 4.26 : Variation de la masse dans l'environnement cycles.

L'exposition en environnement cycles (mouillage/séchage) montre que les mortiers de fibres présentent un taux d'augmentation de masse très important par rapport aux mortiers sans fibres et cela pour tous les rapports E/C.

4.3.2 Comportement en flexion à 1 année

4.3.2.1 Résistance en flexion

a) Influence de la nature des fibres

Les courbes efforts-déplacements des différents mortiers placés en environnement cycles (mouillage/séchage) sont présentées sur la figure 4.27.

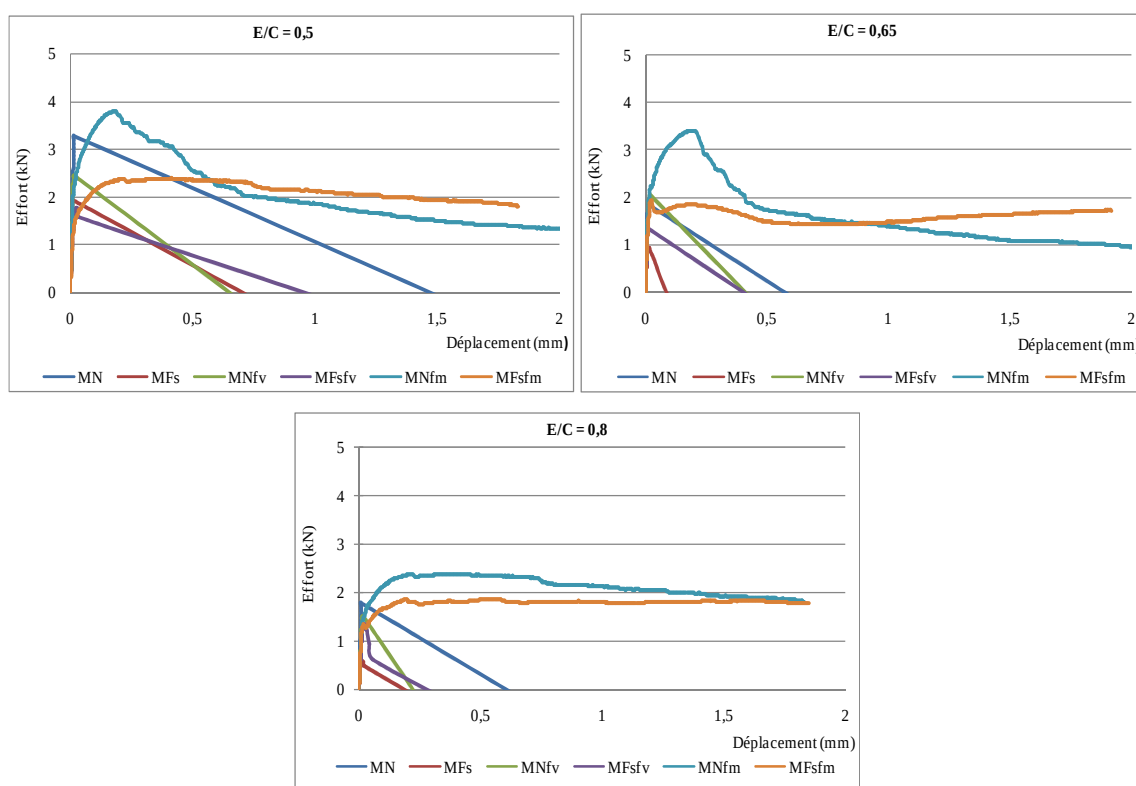


Figure 4.27 : Diagrammes efforts-déplacements en environnement cycles.

Les mortiers de fibres métalliques montrent un comportement ductile alors que les autres mortiers ont un comportement fragile.

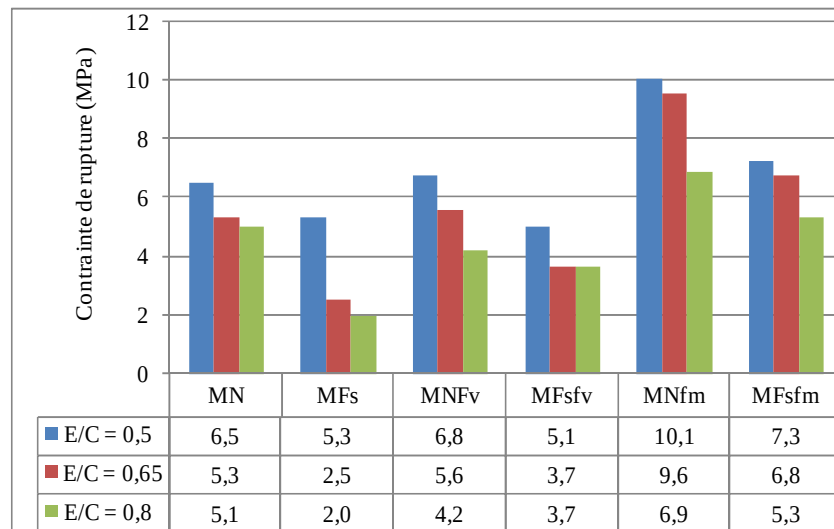


Figure 4.28 : Contrainte de rupture en flexion en environnement cycles.

b) Influence du rapport E/C

L'évolution des courbes efforts-déplacements des mortiers en environnement cycles (mouillage/séchage) en faisant varier le rapport E/C est représenté sur la figure 4.29 et les résistances en flexion sont présentées sur la figure 4.30.

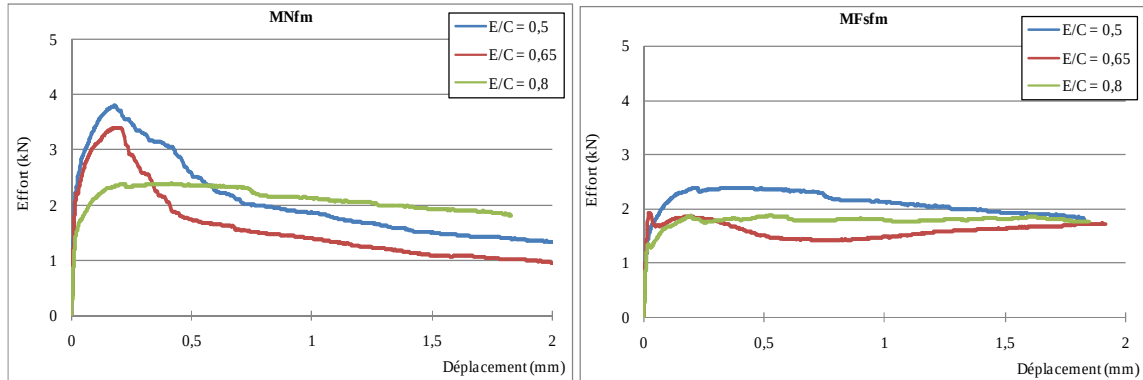


Figure 4.29 : Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement cycles.

Les courbes montrent que les mortiers avec fibres métalliques présentent des pics importants par rapport aux mortiers avec fibres métalliques et fumée de silice. A partir de 0,5 mm l'évolution de l'effort est comprise dans l'intervalle [1 - 2] kN.

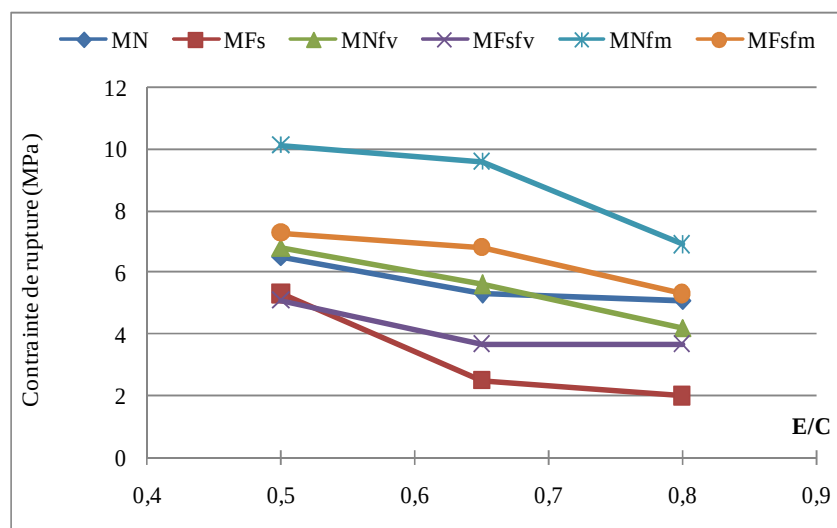


Figure 4.30: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement cycles.

Pour un rapport E/C égale à 0,5, la dispersion des valeurs varie sur l'intervalle [5 – 10] MPa, pour E/C égale à 0,65, la dispersion des valeurs s'étale sur un intervalle de [2,5 – 9,5] MPa alors que pour un rapport E/C égale à 0,8, la dispersion se fait sur l'intervalle [2 – 7] MPa.

4.3.2.2 Module d'élasticité

a) Influence de la nature des fibres

Nous avons représenté le module d'élasticité en prenant en considération l'influence de la nature des fibres sur la figure 4.31.

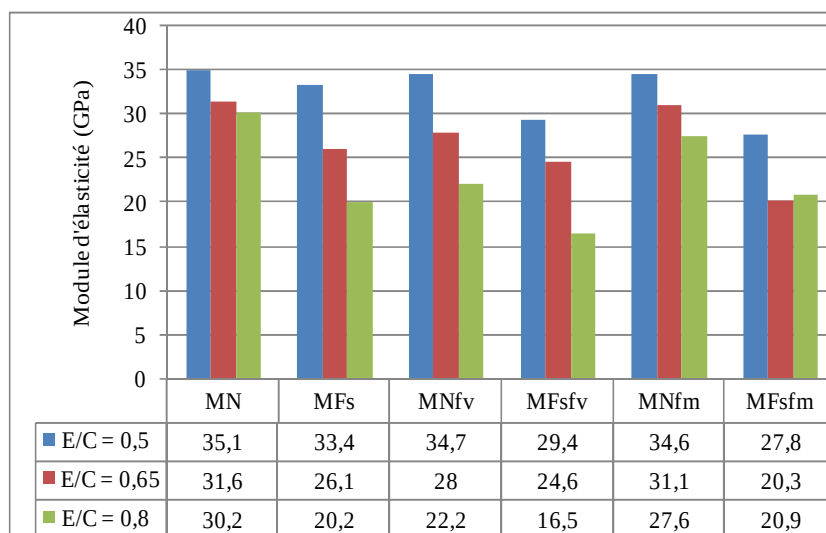


Figure 4.31: Module d'élasticité en environnement cycles.

L'ajout des fibres au mortier n'a pas amélioré les valeurs du module d'élasticité. En comparant les mortiers sans fumée de silice, on constate que les mortiers fibrés présentent une diminution du module d'élasticité de 1,5%. Alors que pour les mortiers avec fumée de silice, les mortiers fibrés présentent une diminution de 12% pour les mortiers de fibres de verre et de 16% pour les mortiers de fibres métalliques.

En comparant les mortiers sans fumée de silice avec les mortiers avec fumée de silice, on remarque qu'il y'a une diminution de 5% pour les mortiers non fibrés et une diminution de 15% pour les mortiers de fibres de verre et enfin une diminution de 20% pour les mortiers de fibres métalliques.

b) Influence du rapport E/C

L'évolution du module d'élasticité en fonction du rapport E/C est représentée sur la figure 4.32.

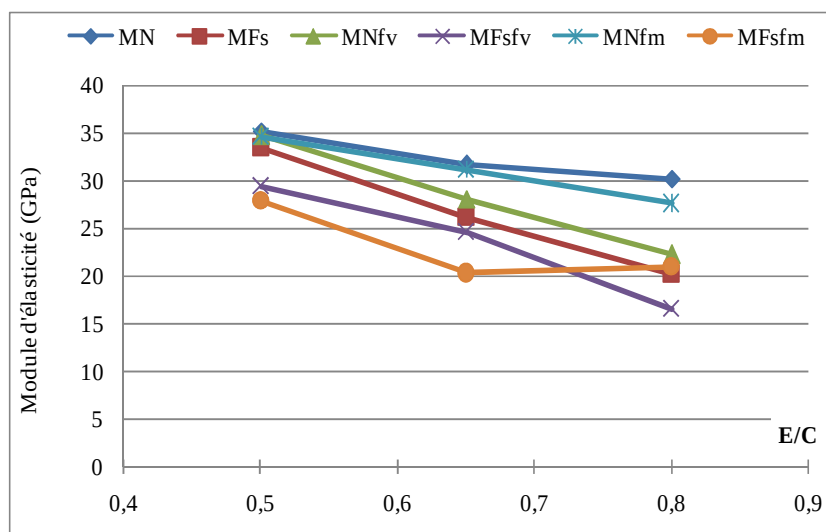


Figure 4.32: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement cycles.

La disparité des valeurs est plus importante pour les rapports E/C égaux à 0,65 et à 0,8. Les valeurs varient de 20 à 34 GPa pour E/C = 0,65 et de 16 à 30 GPa pour E/C = 0,8. Alors que pour un rapport E/C = 0,5 les valeurs varient de 28 à 35 GPa.

4.3.2.3 Énergie de rupture

a) Influence de la nature des fibres

La figure 4.33 montre les différentes valeurs de l'énergie de rupture en environnement cycles.

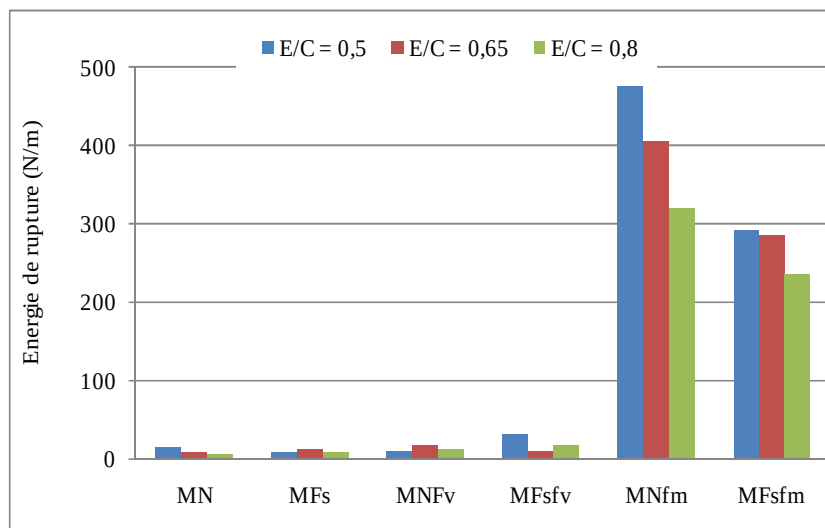


Figure 4.33: Énergie de rupture en flexion en environnement cycles.

En cycles mouillage et séchage, c'est les mortiers de fibres métalliques qui présentent une importante énergie de rupture par rapport aux autres mortiers. Néanmoins, les mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice présentent une diminution de l'énergie de rupture par rapport aux mortiers de fibres métalliques sans fumée de silice.

b) Influence du rapport E/C

L'évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement cycles est donnée sur la figure 4.34.

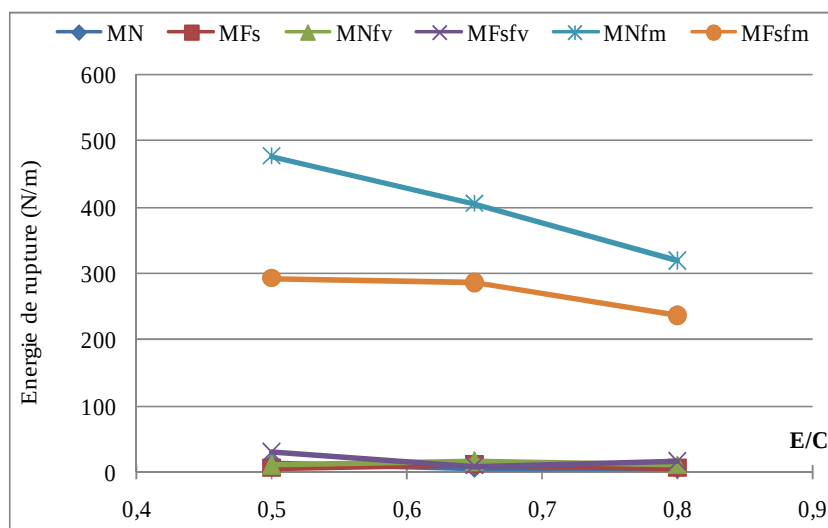


Figure 4.34: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement cycles.

Pour tous les rapports E/C, les mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice (MFsfm) montrent une diminution de l'énergie de rupture qui est de 35% pour E/C = 0,5, de 30% pour E/C = 0,65 et de 25% pour E/C = 0,8.

4.3.3 Résistance en compression à 1 année

a) Influence de la nature des fibres

Les contraintes de ruptures en compression sont présentées sur la figure 4.35.

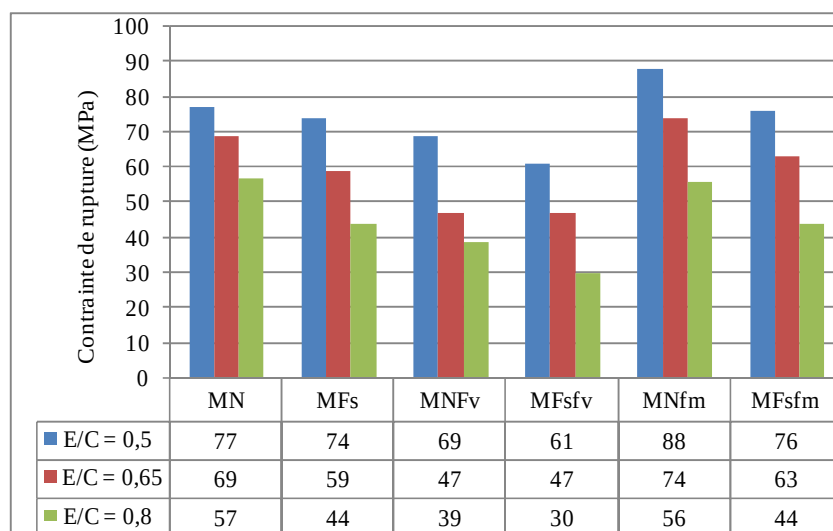


Figure 4.35: Contrainte de rupture en compression en environnement cycles.

Les mortiers de fibres métalliques présentent des résistances en compression plus élevées que les mortiers sans fibres et les mortiers avec fibres de verre. Toujours on constate que les mortiers avec fumée de silice présentent une diminution de résistance en compression par rapport aux mortiers sans fumée de silice.

b) Influence du rapport E/C

L'évolution des contraintes de rupture en compression en fonction du rapport E/C est donnée sur la figure 4.36.

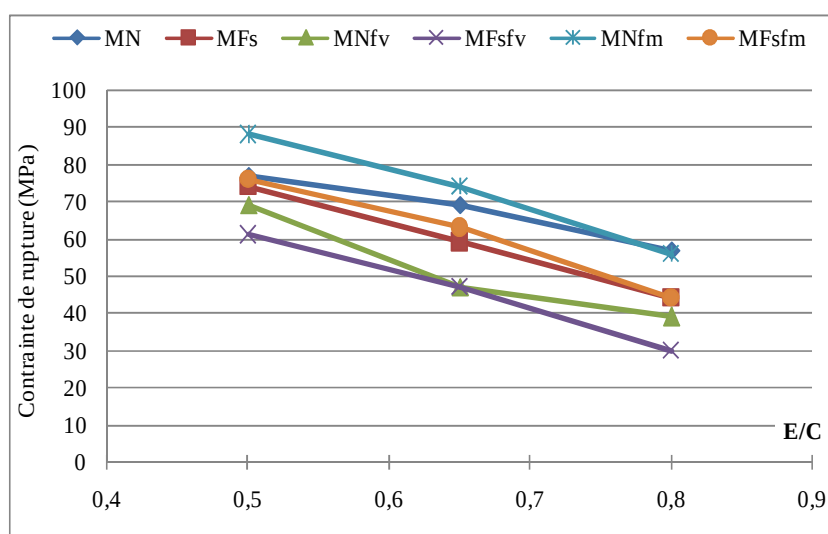


Figure 4.36: Contraintes de rupture en compression: influence de E/C en environnement cycles.

Quand le rapport E/C augmente, on observe une diminution de résistance en compression pour tous les types de mortiers.

4.3.4 Test à la phénolphthaléine

La profondeur de la couche de mortier de faible pH est déterminée par coloration à la phénolphthaléine sur une fracture fraîche des éprouvettes. Les photographies sont présentées sur la figure 4.37.

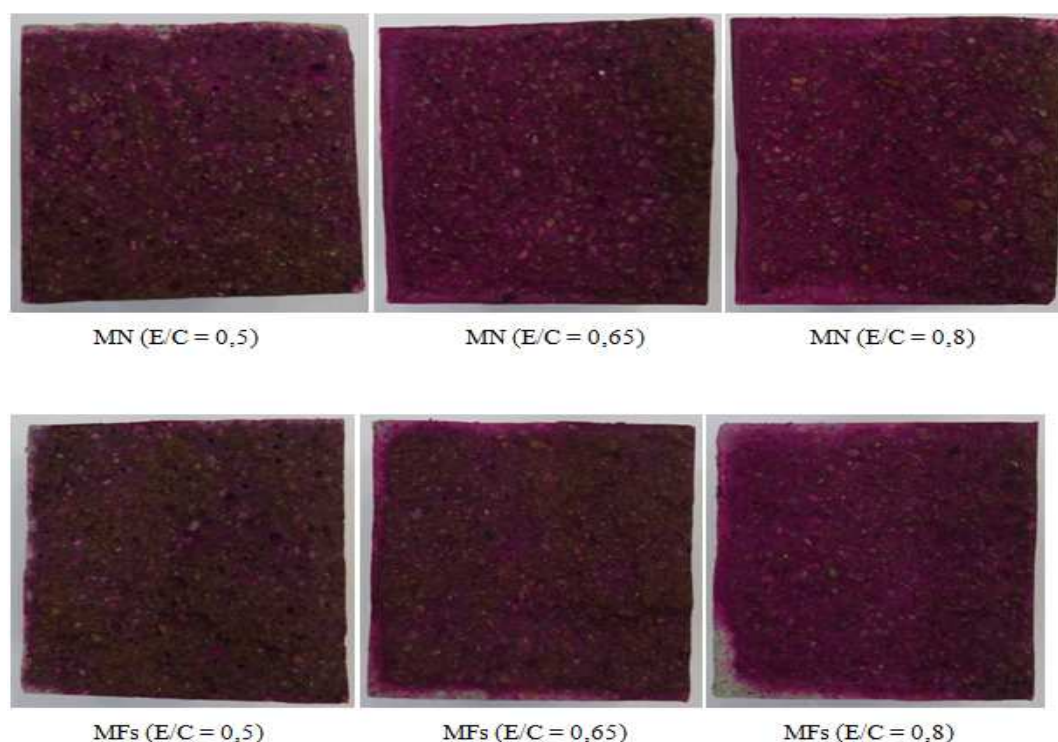


Figure 4.37 : Zone à basicité réduite des mortiers soumis aux cycles mouillage/séchage.

Les différents échantillons soumis aux cycles mouillage/séchage, ne présentent pas de profondeur à basicité réduite. Les éprouvettes sont saturées et le CO_2 ne peut pas pénétrer à l'intérieur des pores.

CONCLUSION

Pour tous les environnements étudiés: environnements sec, environnement humide et environnement cycles mouillage/séchage, on constate que les mortiers avec fumée de silice présentent une diminution de résistance en flexion et en compression par rapport aux mortiers sans fumée de silice et cela pour tous les rapports E/C.

L'ajout de fibres de verre Alkali Résistante aux mortiers n'a pas amélioré les résistances mécaniques et cela pour tous les modes de conservation.

Les mortiers de fibres métalliques présentent un meilleur comportement du point de vue résistance en traction par flexion 3 points. Ceci a été confirmé par le calcul des énergies de ruptures. En ce qui concerne les résistances en compression les mortiers de fibres métalliques présentent une légère augmentation, par contre pour les autres mortiers, elles sont pratiquement du même ordre.

Les tests à la phénolphthaléine ont mis en évidence la présence d'une épaisseur à pH réduit des mortiers conservés dans l'environnement sec. Cette épaisseur à pH réduit augmente en

fonction du rapport E/C. En ce qui concerne l'environnement humide et environnement cycles mouillage/séchage, les tests à la phénolphtaléine n'ont pas détectée d'épaisseur à pH réduit vue que les deux environnements étaient saturés en eau, donc le CO₂ n'a pas pu pénétrer à l'intérieur des pores.

Chapitre 5

Caractérisation mécanique et durabilité des mortiers dans les environnements agressifs

INTRODUCTION

L'attaque du béton fibrés par les environnements agressifs engendre des dégradations qui peuvent être néfaste pour la structure en béton. La première partie de ce chapitre présente l'étude du comportement mécanique et de durabilité des bétons fibrés soumis à l'environnement biochimique qui est un environnement qui engendre des attaques chimiques et bactériennes simultanément. Nous avons caractérisé les performances mécaniques par les tests de compression, de flexion 3 points et de test à la phénolphthaléine, ainsi que les performances de durabilité par l'observation de la microstructure des mortiers en utilisant le microscope électronique à balayage (MEB).

La deuxième partie de ce chapitre concerne l'étude des mortiers fibrés dans l'environnement acide qui se limite à l'acide sulfurique et au sulfate d'ammonium afin de voir l'effet de l'ion sulfate SO_4^{2-} sur nos mortiers fibrés. Dans cette partie, les éprouvettes ont été conservées dans l'acide pendant trois mois. Pour la caractérisation des dégradations nous avons utilisé la technique de diffraction X (DRX).

5.1 ENVIRONNEMENT BIOCHIMIQUE

Afin de caractériser les performances mécaniques et de durabilité dans l'environnement biochimique, une série d'éprouvettes a été immergée dans le flux d'un regard d'assainissement de la ville de Rennes pendant une année. Cet environnement dépend du flux des eaux usées. Le dispositif de mise en place dans le regard d'assainissement ainsi que l'aspect des éprouvettes à la sortie est donné sur la figure 5.1.

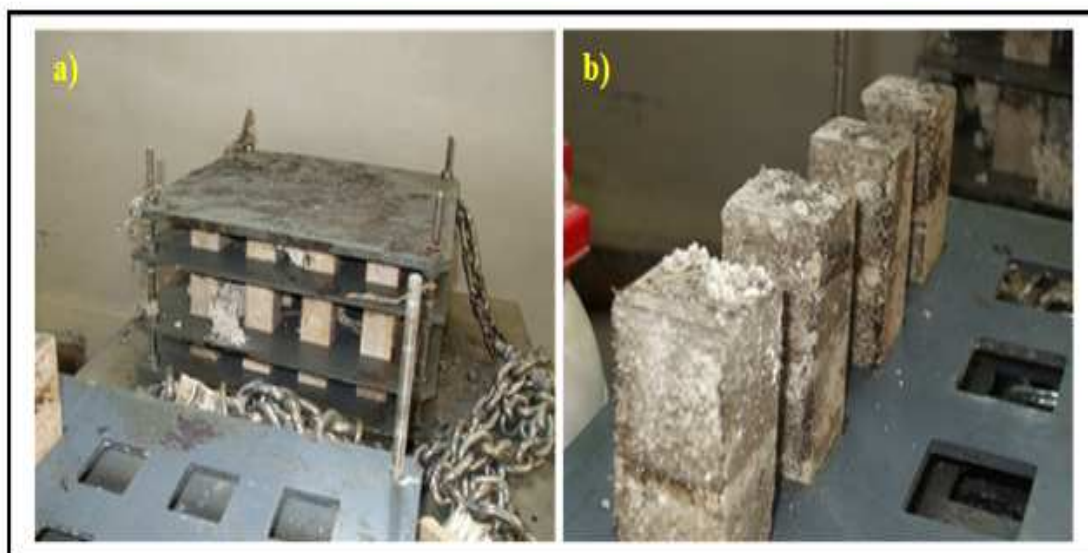


Figure 5.1 : a) Dispositif de mise en place des mortiers dans le réseau d'assainissement
b) L'aspect des éprouvettes à la sortie des égouts.

Après une année de conservation dans l'environnement biochimique, l'auscultation visuelle nous permet de dire qu'il n'y a pas de dégradation à la surface des éprouvettes (pas d'érosion du mortier) et on n'a détecté aucune fissure visuellement. Par contre on voit la fixation de la matière organique à la surface des éprouvettes.

5.1.1 Variation des masses

Les mesures de masse ont été prises aux mêmes échéances que les autres environnements. Nous avons représenté les différentes valeurs de ces masses sur la figure 5.2.

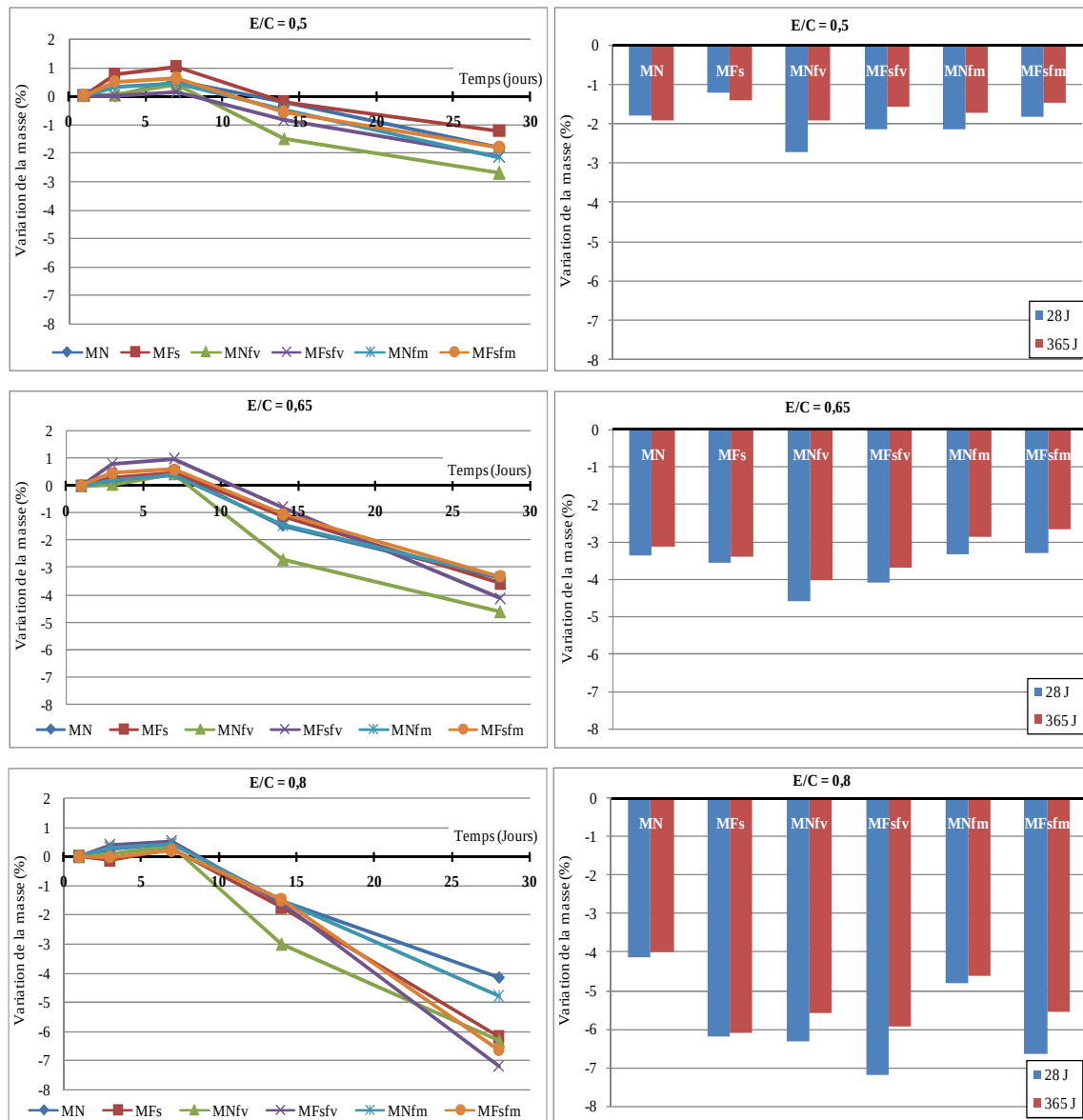


Figure 5.2 : Variation de la masse dans l'environnement biochimique.

Les mortiers de fibres de verre AR ont présenté des pertes de masse plus importante par rapport aux mortiers sans fibres et aux mortiers de fibres métalliques. Ces derniers ont engendré des pertes de masse plus importantes que les mortiers sans fibres. Ceci peut s'expliquer par le début de dégradation des fibres métalliques et des fibres de verre AR qui étaient exposées à la surface des mortiers. Quand le rapport E/C augmente, les pertes de masse augmentent. En comparant les masses à 28 jours et celles à 365 jours on constate qu'il y'a un gain de masse pour les mortiers fibrés alors que pour les mortiers sans fibres la variation est très petite.

5.1.2 Comportement en flexion à 1 année

5.1.2.1 Résistance en flexion

a) Influence de la nature des fibres

Après une année d'exposition à l'environnement biochimique, nous avons tracé les courbes efforts-déplacements données par la flexion 3 points qu'on a représentés sur la figure 5.3.

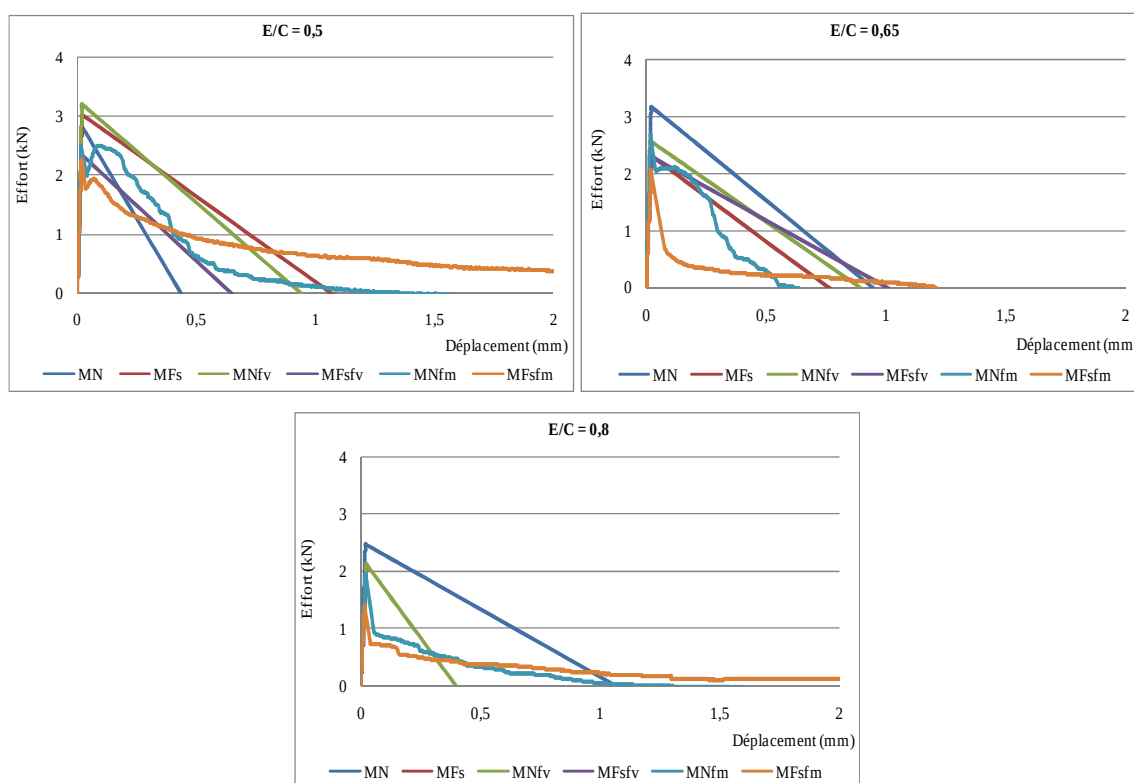


Figure 5.3: Diagrammes efforts-déplacements en environnement biochimique.

Tous les mortiers présentent un comportement fragile sauf pour les mortiers de fibres métalliques qui eux possèdent un comportement ductile mais qui est faible par rapport à celle des autres environnements. Toujours les mortiers de fibres métalliques sans fumée de silice qui présentent un meilleur comportement par rapport aux mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice.

Les contraintes de rupture en flexion sont présentées sur la figure 5.4 pour les six séries de mortiers étudiés.

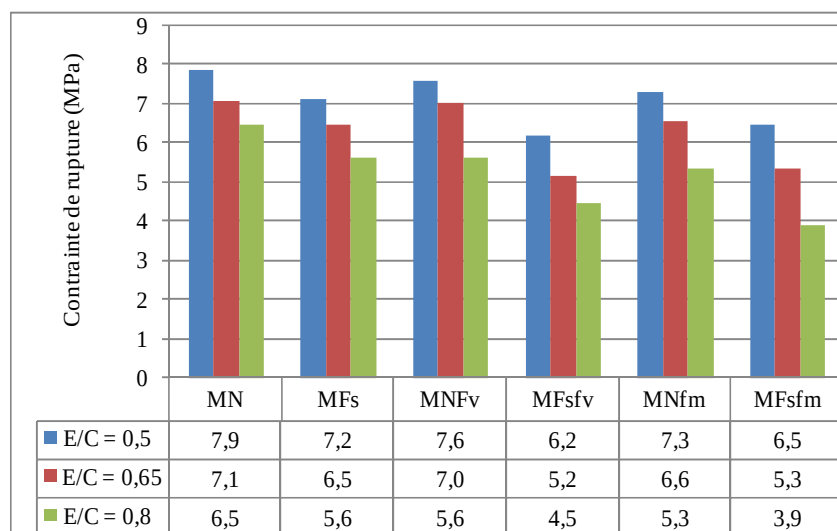


Figure 5.4: Contrainte de rupture en flexion en environnement biochimique.

Les contraintes de rupture en flexion sont presque de même ordre pour tous les types de mortiers. On remarque une diminution de résistance pour les mortiers de fibres métalliques ceci est due au début des dégradations des fibres métalliques qui sont au contact avec l'effluent ce qui laisse des vides par où s'infiltrent les matières organiques.

b) Influence du rapport E/C

Nous avons représentés les courbes efforts-déplacements pour chaque rapport E/C sur la figure 5.5.

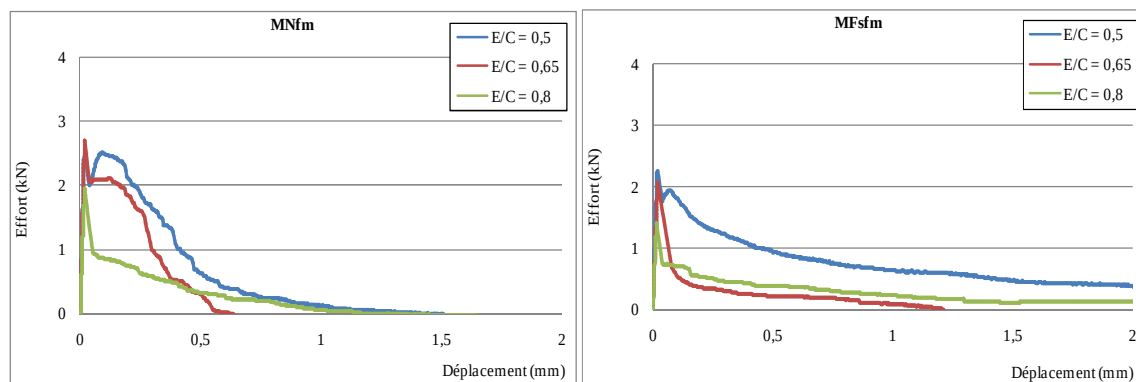


Figure 5.5: Courbes efforts-déplacements: influence de E/C en environnement biochimique.

L'influence du rapport E/C est donnée sur la figure 5.6.

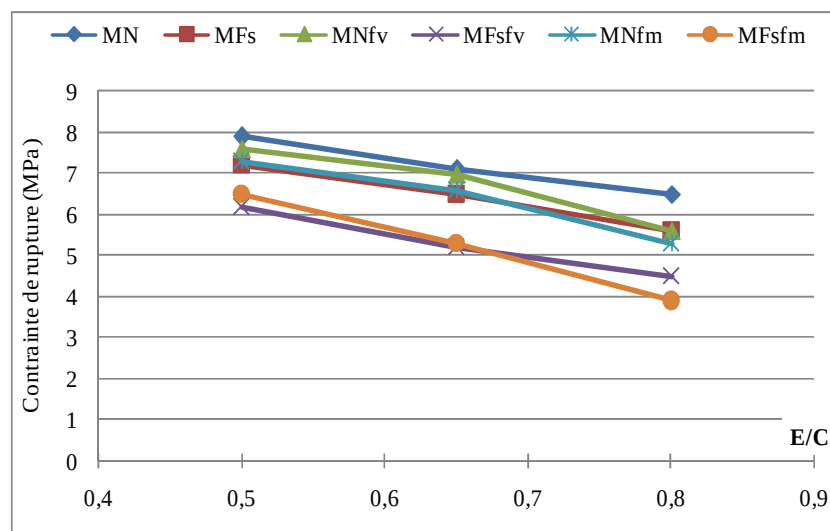


Figure 5.6: Contrainte de rupture en flexion: influence de E/C en environnement biochimique.

Pour les rapports E/C égale à 0,5 et à 0,65, la disparité des valeurs est de même ordre, alors que pour le rapport E/C égale à 0,8, la disparité des valeurs est légèrement supérieure. On a toujours une diminution de la résistance en flexion quand E/C augmente.

5.1.2.2 Module d'élasticité

a) Influence de la nature des fibres

L'évolution du module d'élasticité des mortiers conservés en environnement biochimique est représentée sur la figure 5.7.

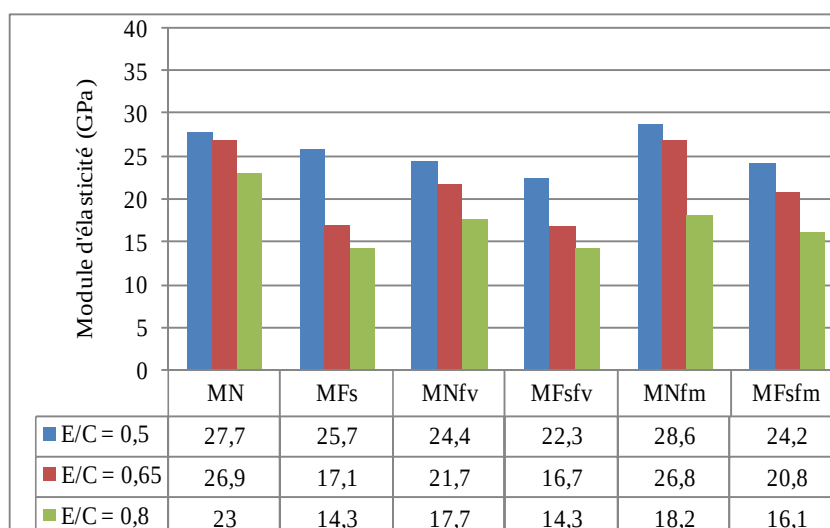


Figure 5.7: Module d'élasticité en environnement biochimique.

La valeur la plus importante du module d'élasticité est donnée par les mortiers sans fibres et sans fumée de silice (MN) et les mortiers avec fibres métalliques (MNfm).

b) Influence du rapport E/C

La figure 5.8 présente l'influence du rapport E/C sur le module d'élasticité des différents mortiers conservés en environnement biochimique.

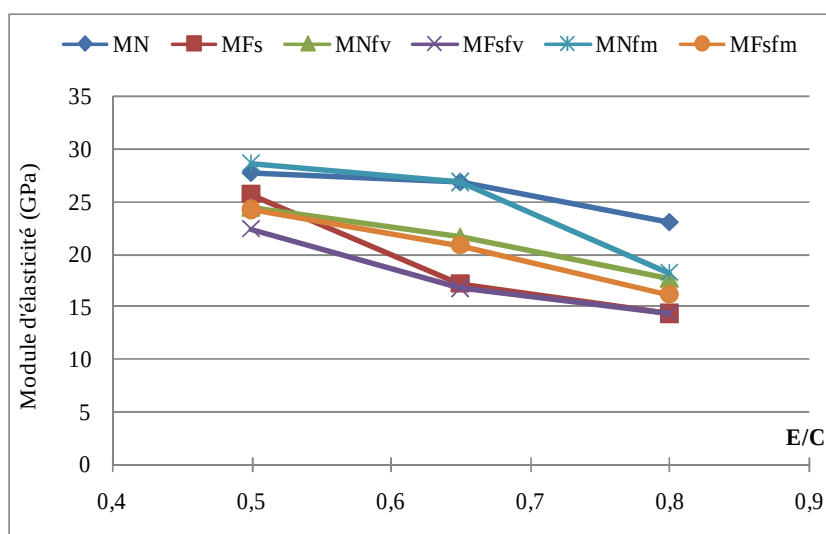


Figure 5.8: Variation du module d'élasticité en fonction du rapport E/C en environnement biochimique.

Pour un rapport E/C égale à 0,5 le module d'élasticité est compris entre 22 et 28 GPa, pour E/C égale à 0,65 le module d'élasticité est compris entre 17 et 27 GPa. Enfin pour E/C égale à 0,8 le module d'élasticité varie de 14 à 23 GPa. Comme on peut remarquer il y'a une perte de rigidité assez importante pour E/C égale à 0,8 dans l'environnement biochimique.

5.1.2.3 Énergie de rupture

a) Influence de la nature des fibres

Les valeurs des énergies de rupture des mortiers conservés dans l'environnement biochimique sont données sur la figure 5.9.

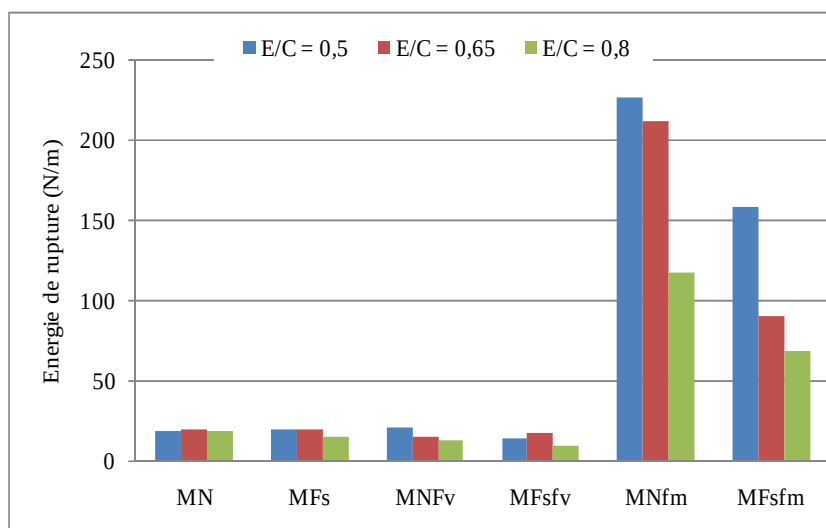


Figure 5.9: Énergie de rupture en environnement biochimique.

En présence d'un environnement biochimique, les mortiers de fibres métalliques présentent des énergies de ruptures plus importantes par rapport aux autres mortiers. Pour les mortiers de fibres métalliques sans fumée de silice, l'énergie de rupture varie entre 230 et 120 N/m, alors que pour les mortiers de fibres métalliques avec fumée de silice, elle varie entre 160 et 70 N/m. On a des chutes d'énergie de rupture de 30 à 40% des mortiers conservés dans l'environnement biochimique.

b) Influence du rapport E/C

La figure 5.10 présente l'évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C.

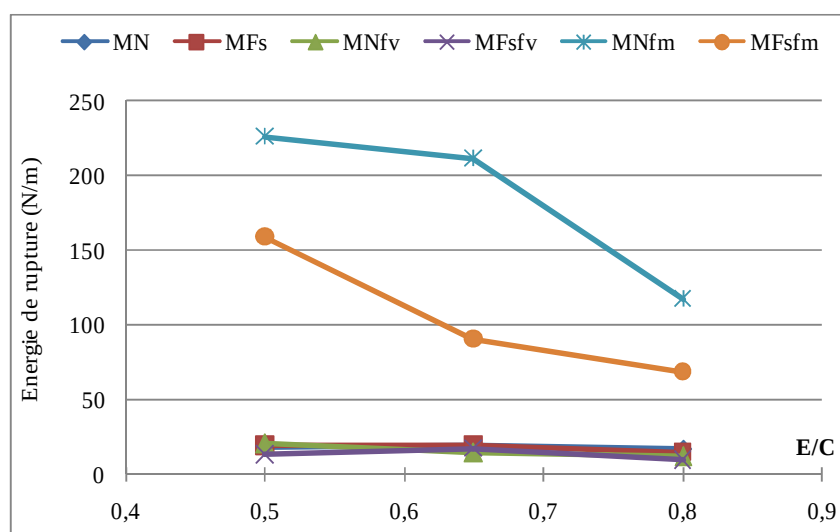


Figure 5.10: Évolution de l'énergie de rupture en fonction du rapport E/C en environnement biochimique.

Pour tous les rapports E/C utilisés, les mortiers de fibres métalliques sans fumée de silice présentent des énergies de rupture plus importante par rapport aux mortiers de fibres métalliques sans fumée de silice.

5.1.3 Résistance en compression à 1 année

a) Influence de la nature des fibres

Les essais de compression ont été réalisés sur des cubes $4 \times 4 \times 4 \text{ cm}^3$. Nous avons présenté les contraintes de ruptures sur la figure 5.11.

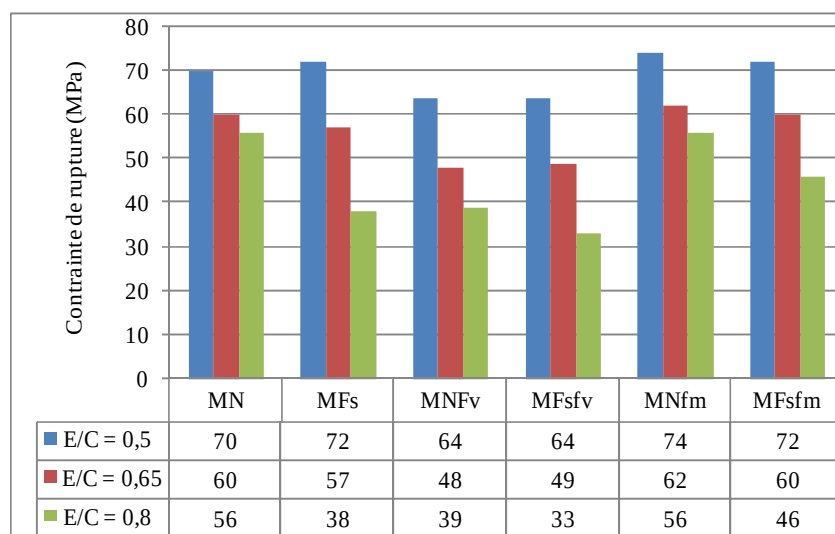


Figure 5.11: Contrainte de rupture en compression en environnement biochimique.

Le taux le plus élevé des contraintes de ruptures en compression est donné par les mortiers de fibres métalliques. Pour les autres mortiers, les contraintes de rupture en compression sont pratiquement du même ordre pour le rapport E/C égale à 0,5.

b) Influence du rapport E/C

L'évolution des contraintes de rupture en compression en fonction du rapport E/C est donnée sur la figure 5.12.

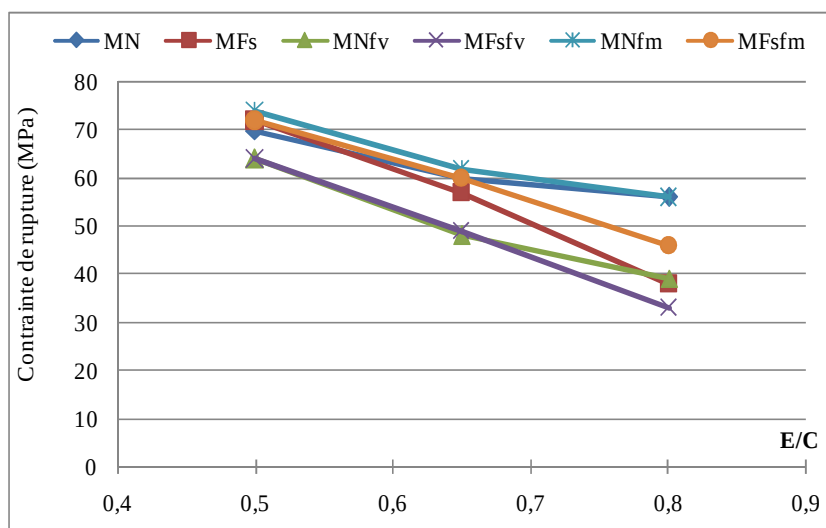


Figure 5.12: Contrainte de rupture en compression: influence de E/C en environnement biochimique.

Quand E/C augmente, les contraintes de rupture en compression diminuent pour tous les types de mortiers. La plus grande valeur est donnée par les mortiers de fibres métalliques sans fumée de silice et pour tous les rapports E/C.

5.1.4 Test à la phénolphthaléine

La profondeur à basicité réduite est déterminée par coloration à la phénolphthaléine sur une fracture fraîche des éprouvettes conservées dans l'environnement biochimique. C'est un test qui permet de quantifier la profondeur d'une zone où il y a une diminution de pH du mortier. Les photographies sont présentées sur la figure 5.13.

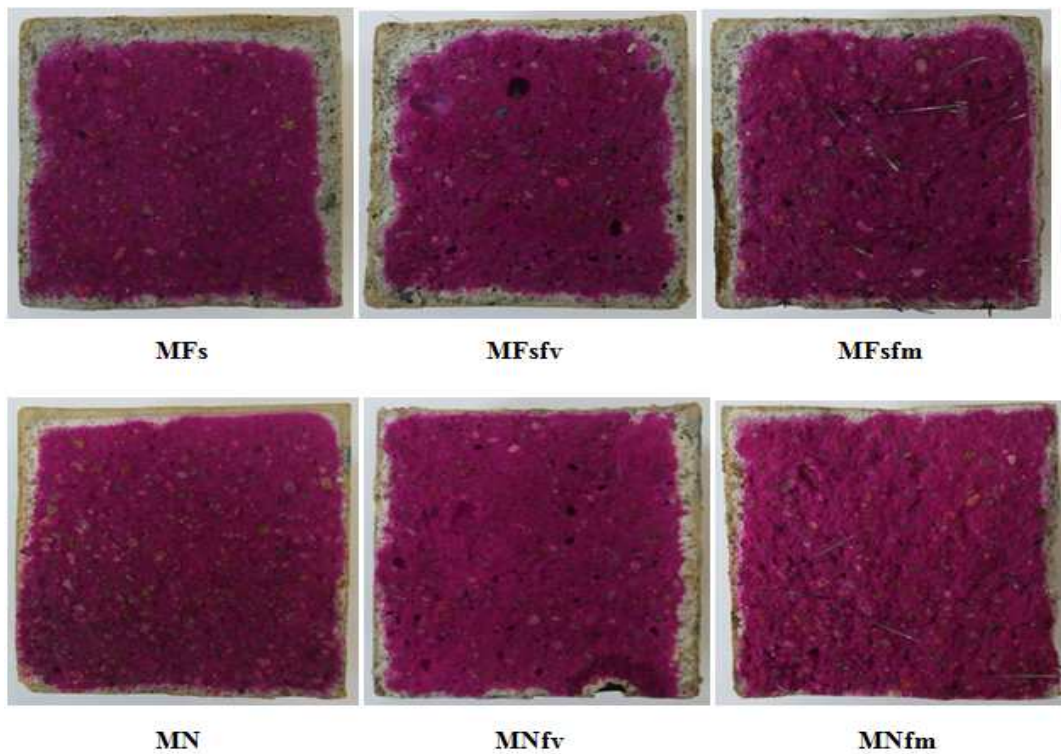


Figure 5.13 : Zone à basicité réduite des différents mortiers conservés dans l'environnement biochimique ($E/C = 0,8$).

La chute de pH n'est pas seulement engendrée par la carbonatation mais peut aussi être provoqué par la diminution de la chaux, ou la décalcification des C-S-H, sous l'effet d'un autre agent agressif qui est l'hydrogène sulfuré.

a) Influence du type de fibres

La variation des profondeurs à basicité réduite des mortiers conservés dans l'environnement biochimique est donnée sur la figure 5.14

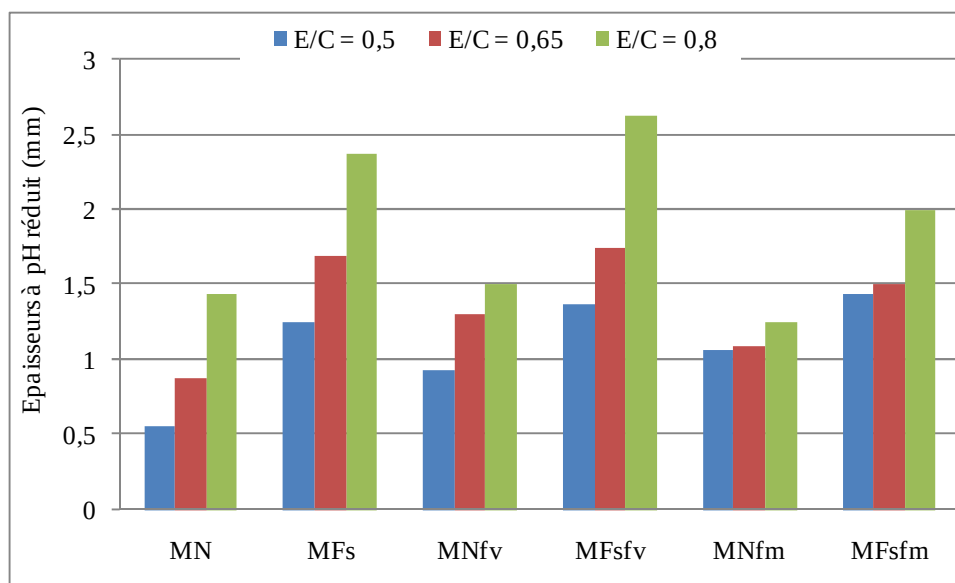


Figure 5.14 : Variation de la profondeur à basicité réduite en environnement biochimique.

La couche de basicité réduite est plus importante pour les mortiers avec ajout de fumée de silice (MFs, MFsfv, MFsfm). Les mortiers de fibres métalliques avec ou sans ajout de fumée de silice (MNfm, MFsfm) présentent la couche de basicité réduite plus faibles par rapport aux autres mortiers (MN, MFs, MNfv, MFsfv).

b) Influence du rapport E/C

L'influence du rapport E/C sur la profondeur à pH réduit est représentée sur la figure 5.15.

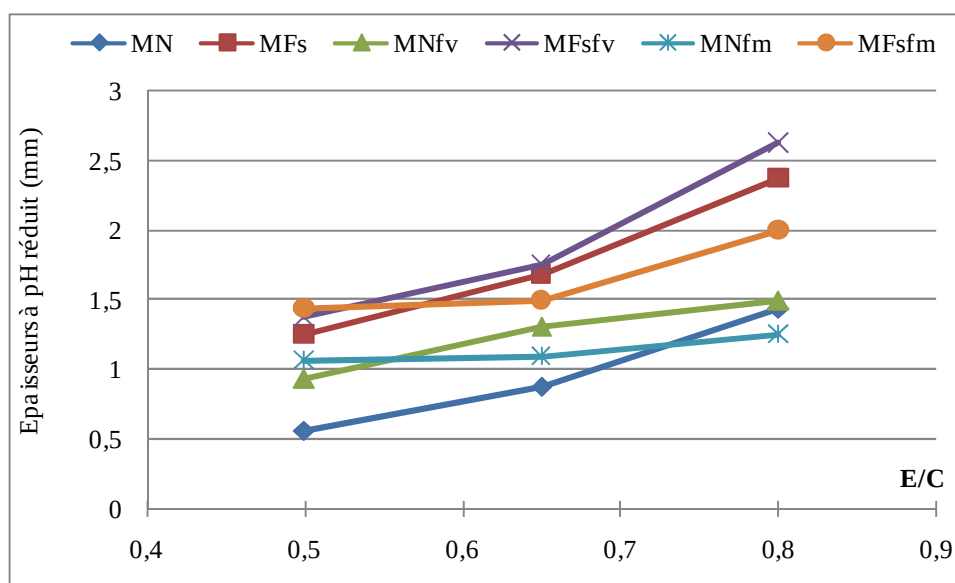


Figure 5.15 : Profondeur à basicité réduite : influence du rapport E/C en environnement biochimique.

Quand E/C augmente, la profondeur à pH réduit augmente. Sur l'intervalle compris entre [0,5 – 0,65], la pente des droites est moins accentuée par rapport à l'intervalle [0,65 – 0,8].

La présence d'une profondeur à pH réduit dans les mortiers conservés dans l'environnement biochimique peut être expliquée par l'effet de l'hydrogène sulfuré et des bactéries *Thiobacillus thiooxydans*.

5.1.5 Microstructure interne des mortiers dégradés

Les observations faites au microscope électronique à balayage (MEB) sont présentées sur les figures (5.16), (5.17), (5.18), (5.19), (5.20), (5.21) et (5.22) elles concernent seulement les mortiers MFsfm conservés dans les égouts pendant une année, de rapport (E/C = 0,8) et cela dans le but de mieux analyser les différentes modifications de la microstructure.

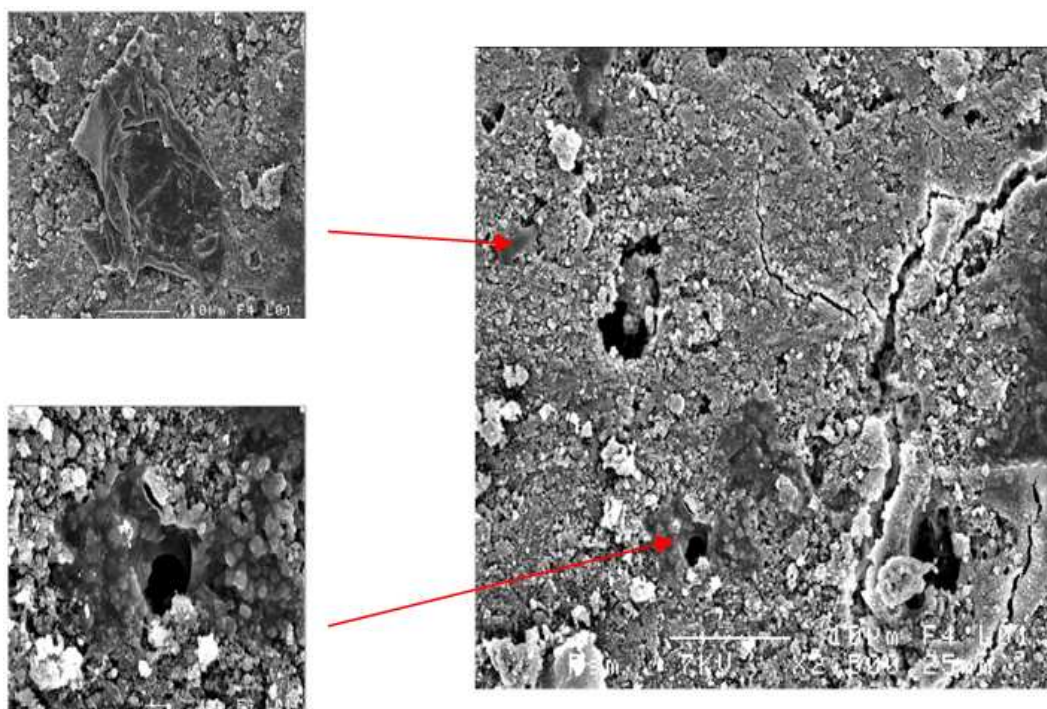


Figure 5.16: Aspect de la surface externe de l'éprouvette.

Sur la face externe de l'éprouvette, on peut voir des dépôts de matières organiques. Ces derniers se sont fixés à la face externe ou bien incrustés à l'intérieur des pores. Aussi on peut voir l'état de la face externe de l'échantillon qui présente un aspect granuleux qu'on peut expliquer par une lixiviation de la pâte par les eaux usées.

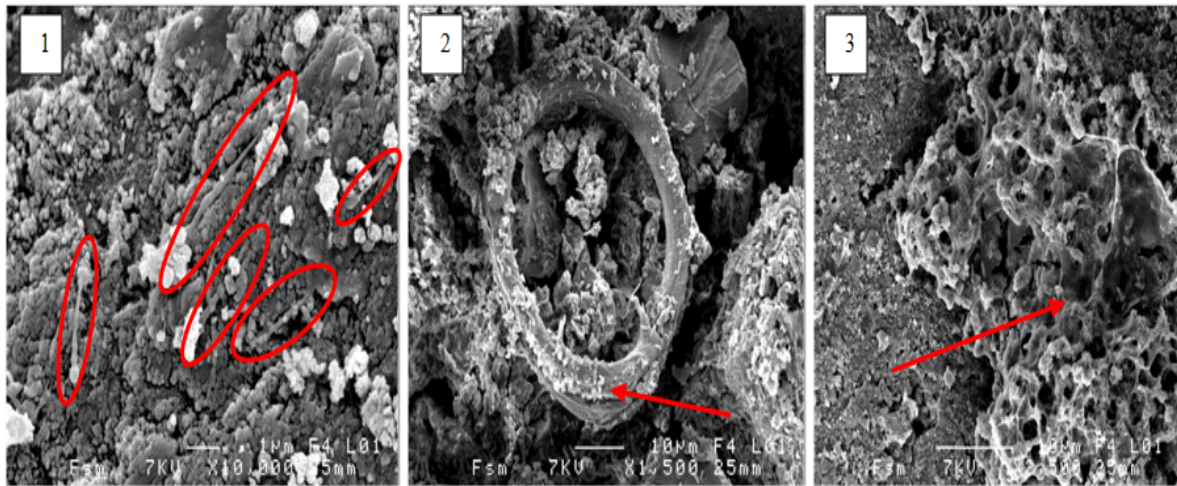


Figure 5.17 : Dépôts de matière organique et de bactéries à la face externe.

Sur la figure 5.17, La photo 1 illustre la fixation des bactéries en forme de chapelet sur la matrice. Des dépôts de matière organique de différent aspect sont représentés sur les photos 2 et 3.

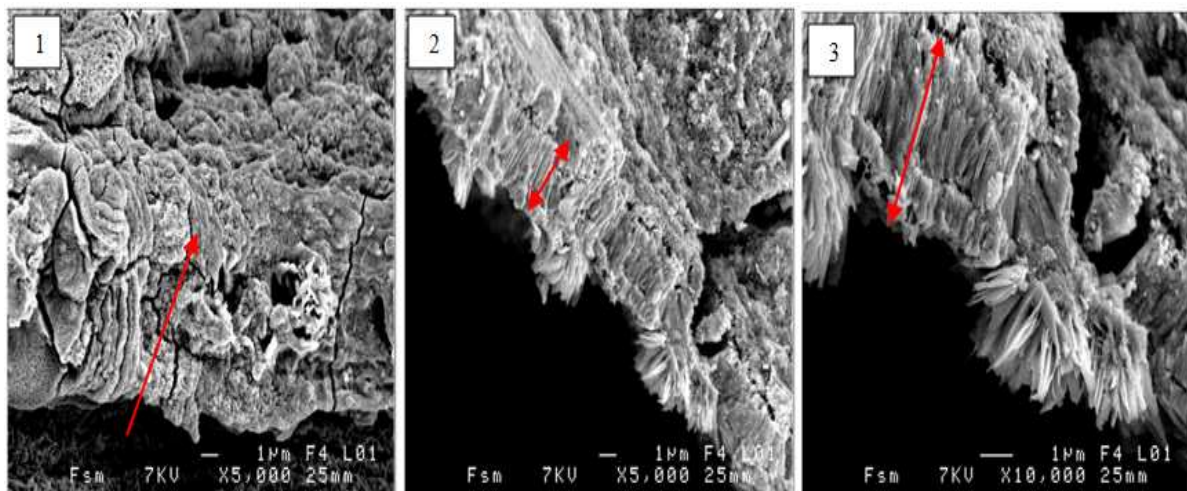


Figure 5.18 : Aspect de la dégradation de surface.

Sur la photo 1 de la figure 5.18, on peut voir la matière organique plus ou moins séchée qui donne cet aspect de froissement. Alors que sur les photos 2 et 3 on voit l'aspect des C-S-H dégradé à la surface de l'échantillon.

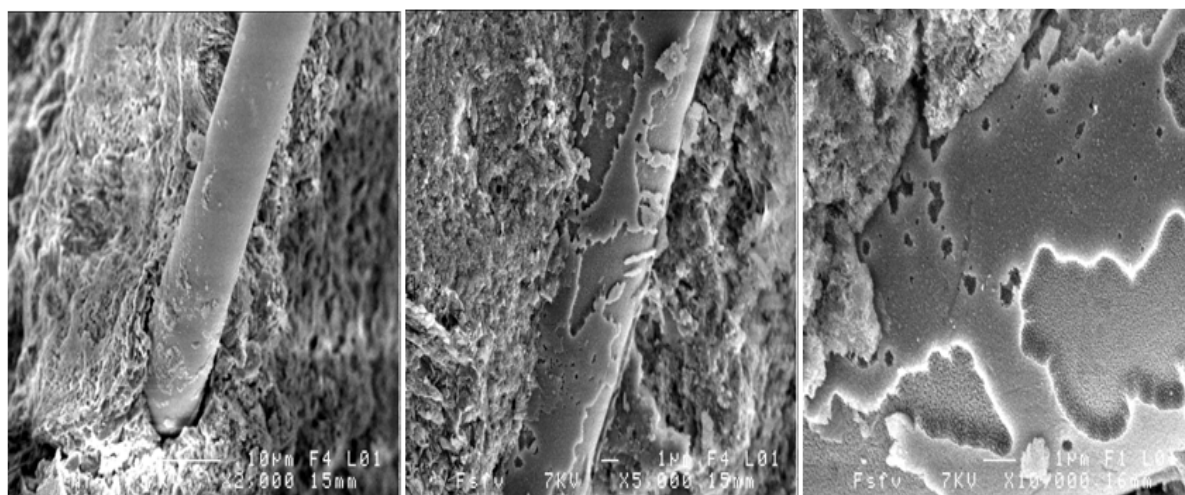


Figure 5.19 : État de la fibre de verre à plusieurs échelles.

L'état de la fibre de verre à plusieurs échelles est représenté sur la figure 5.19. La couche extérieure de la fibre est presque totalement dégradée, malgré l'utilisation des fibres de types Alkali-Résistante (AR).

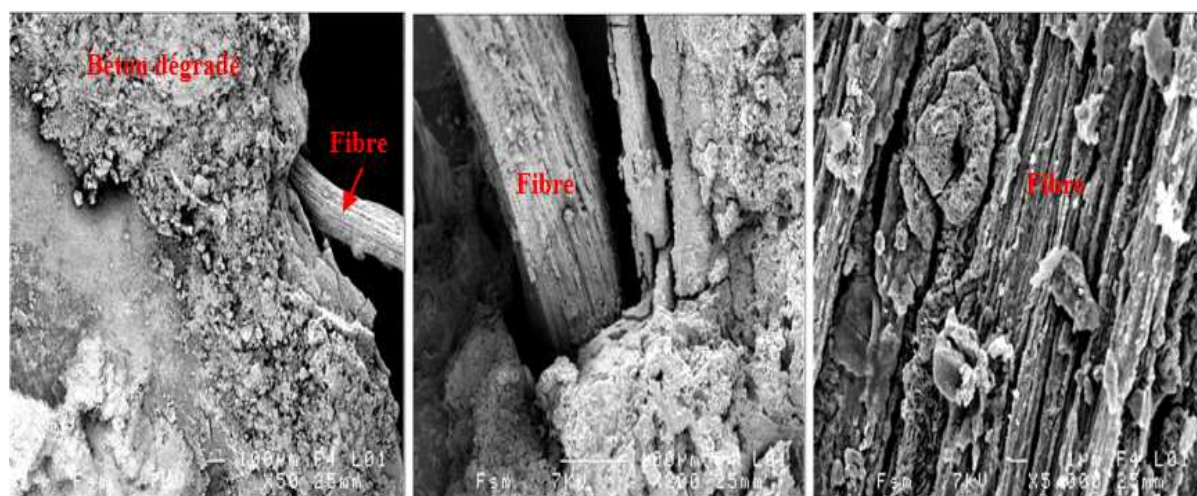


Figure 5.20 : État de la fibre métallique à plusieurs échelles.

La figure 5.20 illustre l'état de la fibre métallique qui était au contact de l'effluent. On peut voir la corrosion de la fibre sans qu'il y ait rupture. Par contre le béton dégradé est repéré sur une épaisseur de 0,4 mm. A cette profondeur on trouve un béton sain sauf s'il y'a des fissures, celles la vont favoriser la pénétration des agents agressifs.

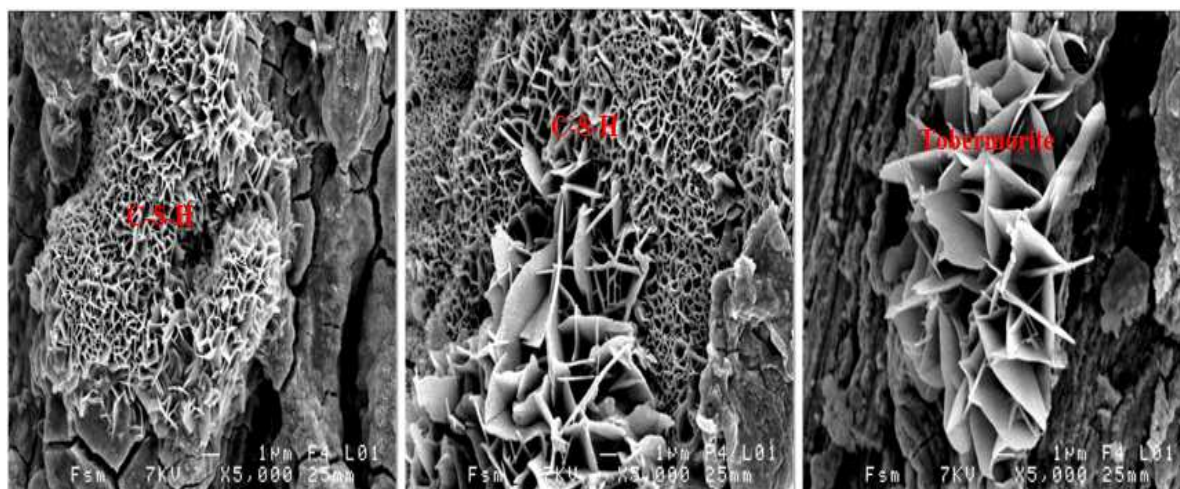


Figure 5.21 : Phase saine du béton (C-S-H).

La figure 5.21 représente la phase saine du béton. Les photos nous montrent les plaquettes de C-S-H non dégradées qu'on appelle aussi « Tobermorite ». Sur une profondeur de plus de 0.8 mm on trouve du béton sain, des plaquettes de C-S-H bien cristallisées.

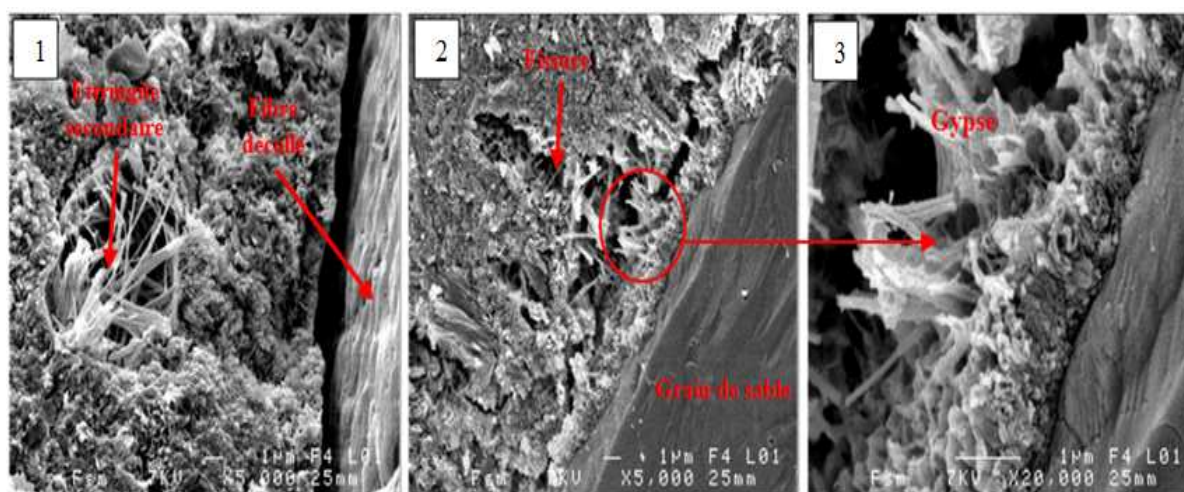


Figure 5.22 : L'intérieur d'un pore et d'une fissure.

L'intérieur d'un pore et d'une fissure est représenté sur la figure 5.22. La photo 1 illustre la formation d'ettringite secondaire à l'intérieur d'un pore. Le SO_4 présent dans l'effluent réagit avec le C_3AH_6 du béton pour former l'ettringite secondaire. A gauche on peut voir la fibre décollée. Sur les photos 2 et 3, on voit du gypse qui s'est formé tout au long d'une fissure.

5.2 ENVIRONNEMENT ACIDE (ACIDE SULFURIQUE ET SULFATE D'AMMONIUM)

5.2.1 Conservation des éprouvettes

Après 28 jours d'âge, afin d'évaluer la durabilité et 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), (figure 5.23). 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.



Figure 5.23 : Conservation des éprouvettes dans les solutions acides.

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.



Figure 5.24 : Éprouvettes conservées dans le sulfate d'ammonium.



Figure 5.25 : Éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique.

Une formation de gypse a été constatée visuellement à la surface des éprouvettes selon deux aspects. Ce gypse se manifeste sous forme de petites aiguilles pointues transparentes de longueur d'ordre millimétrique pour les échantillons conservés dans le sulfate d'ammonium (figure 5.24) et sous forme de plaque de poudre pour les échantillons conservés dans l'acide sulfurique (figure 5.25). Cela a été confirmé par une analyse par diffraction aux rayons X (RXD).

5.2.2 Préparation des échantillons pour la diffraction aux rayons X (DRX)

Les différentes formations issues des échantillons conservés dans l'acide sulfurique et le sulfate d'ammonium ont été grattées à la surface des échantillons. Et ont été broyées jusqu'à obtention d'une poudre à granulométrie très fines.

Les échantillons en poudre devant présenter au faisceau X un très grand nombre de grains dans toutes les orientations, nous avons choisi une granulométrie optimale de l'ordre du micron.

Une fois les échantillons préparés, ils sont disposés dans un porte-échantillon. La surface analysée a été tassée à l'aide d'une lame de verre pour qu'elle soit plane et régulière.

L'analyse par diffraction X des deux échantillons est reportée sur les figures 5.26 et 5.27.

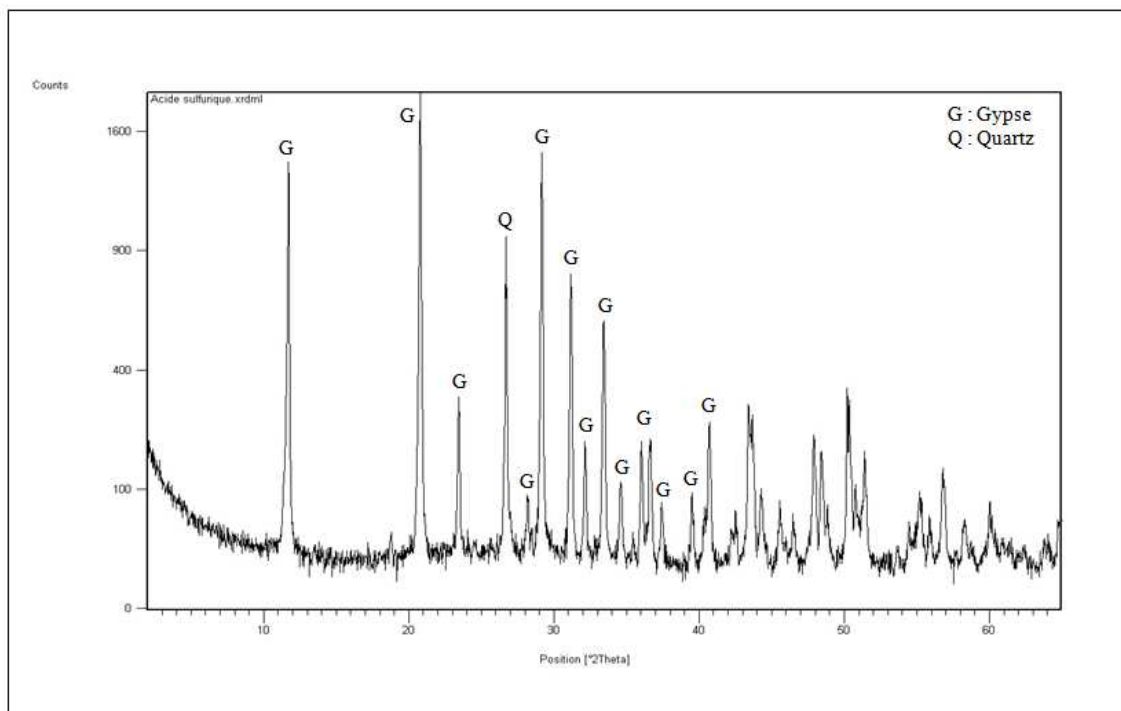


Figure 5.26 : Analyse par diffraction aux rayons X de la poudre issue de l'éprouvette conservée dans l'acide sulfurique.

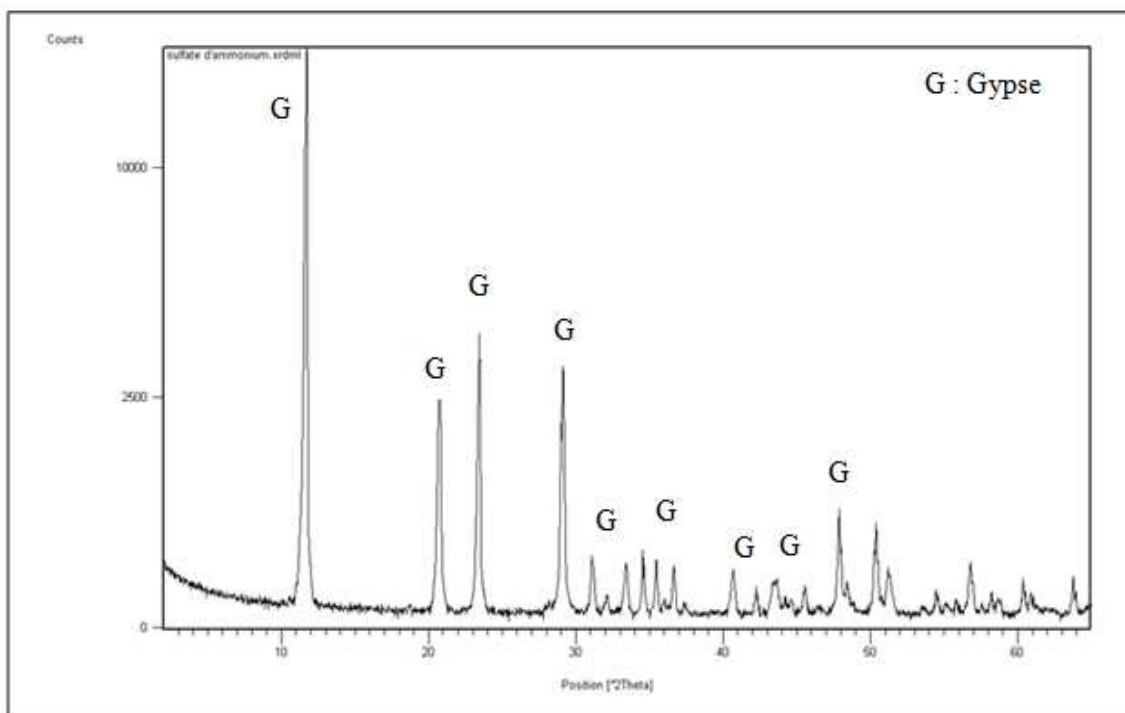


Figure 5.27 : Analyse par diffraction aux rayons X de la poudre issue de l'éprouvette conservée dans le sulfate d'ammonium.

5.2.3 Analyse de la diffraction aux rayons X (DRX)

Comme on peut remarquer sur les figures, la diffraction aux rayons X de la poudre issue des éprouvettes conservées dans l'acide sulfurique et le sulfate d'ammonium, nous révèle la présence du gypse qui s'est manifesté selon deux aspects (plaques et aiguilles).

Les mortiers soumis à l'attaque d'acide sulfurique (0,5 M) ont été fortement dégradés avec des grains du sable déchaussés. Entre les grains de sable, la surface est couverte d'une couche blanche très dense (plaques). L'analyse par diffraction a confirmé la présence du quartz (Q) entouré par le gypse (G), comme indiqué par les grands pics sur le diagramme (figure 5.26). Par contre, la surface des échantillons exposés au sulfate d'ammonium a été moins dégradée, avec un dépôt extérieur léger de cristaux aciculaires transparents (aiguilles). L'analyse a montré une quantité négligeable de gypse par rapport à ce qui a été trouvé dans le cas de l'attaque par l'acide sulfurique (figure 5.27).

CONCLUSION

Après une année de conservation dans l'environnement biochimique, les mortiers ont enregistré une augmentation de masse par rapport aux masses à 28 jours. Pour E/C égale à 0,5 les mortiers sans fibres enregistrent une perte de masse de l'ordre de 5%, en ce qui concerne les mortiers avec fibres on enregistre un gain de masse de l'ordre de 20%. Ce gain en masse peut être expliqué par le début de dégradation des fibres, ce qui fait augmenter la porosité des mortiers donc cela augmenterait le transfert des matières organiques à l'intérieur des mortiers.

Pour les résistances en flexion, les mortiers de fibres présentent une diminution de résistance par rapport aux mortiers sans fibres. Pour les résistances en compression, elles sont pratiquement du même ordre, sauf pour les mortiers de fibres de verre qui enregistrent une diminution de résistance en compression par rapport aux autres mortiers.

Le test à la phénolphthaléine a mis en évidence la présence d'une épaisseur à pH réduit, qui augmente quand le rapport E/C augmente. Aussi les mortiers à base de fumée de silice présentent une épaisseur à pH réduit plus importante par rapport aux mortiers sans fumée de silice.

Les observations au microscope électronique à balayage ont montré la présence du gypse, de l'ettringite, d'une faible épaisseur de C-S-H dégradé de l'ordre de 0,4 micro, Ainsi que des dépôts de matière organique et de bactéries à la face externe des échantillons. Aussi nous avons pu voir l'aspect des fibres dégradé qui étaient au contact de l'effluent.

La conservation des mortiers dans l'acide sulfurique et dans le sulfate d'ammonium a mis en évidence la formation du gypse qui s'est manifesté sous deux aspects (plaques et aiguilles).

CHAPITRE 6

Analyse comparative entre les différents environnements

INTRODUCTION

Dans ce chapitre, nous avons réalisé une étude comparative des différents environnements. Dans l'environnement biochimique (égouts), les éprouvettes sont soumises à des battements humide/sec dans la station de relevage des eaux usées, ces battements dépendent de la circulation du flux. Dans ce qui suit nous allons comparer les caractéristiques mécaniques des mortiers conservés dans les quatre environnements et voir comment évolue leur comportement en étudiant la variation de la masse, les résistances mécaniques, les énergies de rupture et enfin le test à la phénolphtaléine.

6.1 Variation des masses

Après une année de conservation des échantillons dans les différents environnements, nous avons représenté la perte ou le gain de masse sur la figure 6.1.

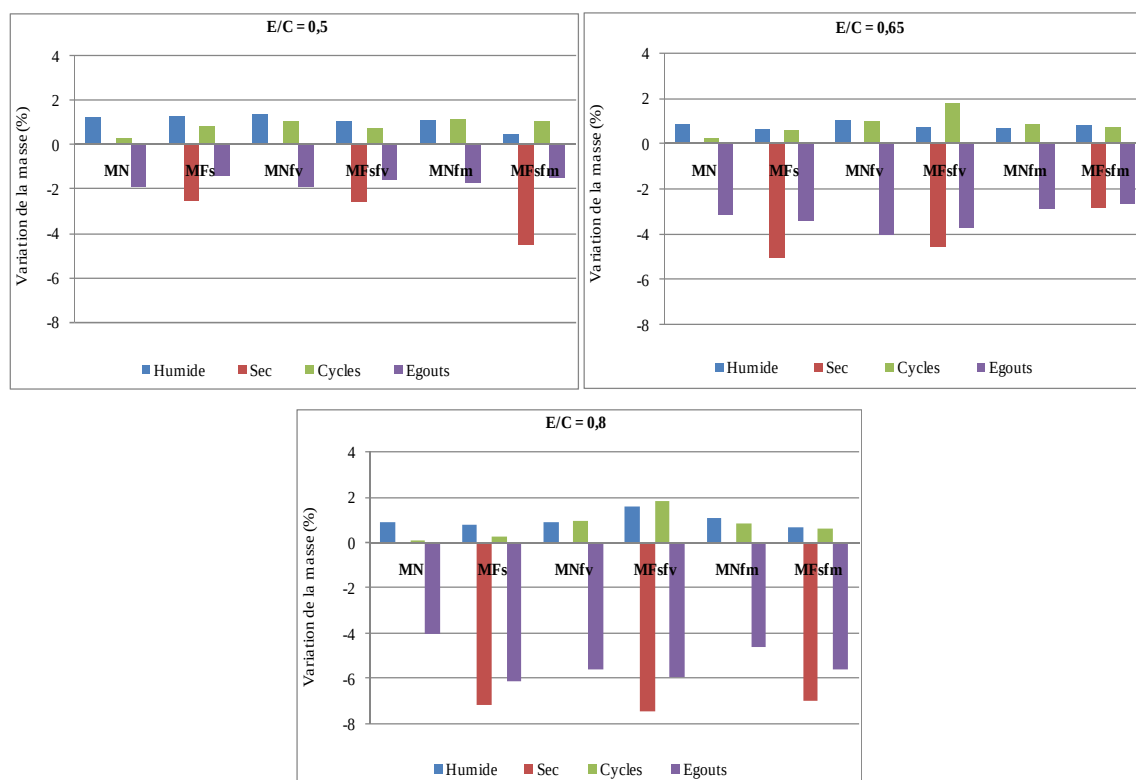


Figure 6.1: Variation de la masse dans les différents environnements.

Dans les environnements sec et biochimique, on remarque qu'il y'a une perte de masse qui est plus marquée pour l'environnement sec. Pour E/C égale à 0,5 on a une perte de masse de 1 à 2% pour l'environnement biochimique et une perte de 2,5 à 4,5% pour l'environnement sec. Alors que pour E/C égale à 0,65 la perte en masse est de 2,5 à 4% pour l'environnement biochimique et elle est de 3 à 5% pour l'environnement sec. Et enfin pour E/C égale à 0,8 la perte en masse est de 4 à 6% pour l'environnement biochimique et elle est de 7% pour l'environnement sec.

En ce qui concerne l'environnement humide et cycles (mouillage/séchage), les mortiers présentent un gain de masse qui est stable pour tous les rapports E/C, et pour les deux environnements.

6.2 Tests mécaniques

6.2.1 Résistance en flexion

Nous avons représenté les courbes effort-déplacement des mortiers de fibres métalliques avec et sans fumée de silice (MNfm et MFsfm) car ce sont les mortiers qui présentaient un comportement ductile. Les différentes courbes sont présentées sur les figures (6.2), (6.3) et (6.4).

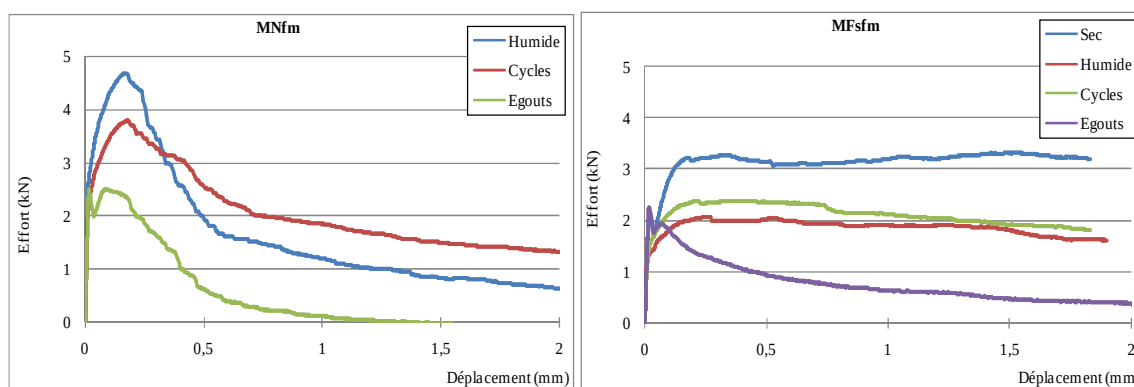


Figure 6.2 : courbes effort-déplacement pour E/C = 0,5.

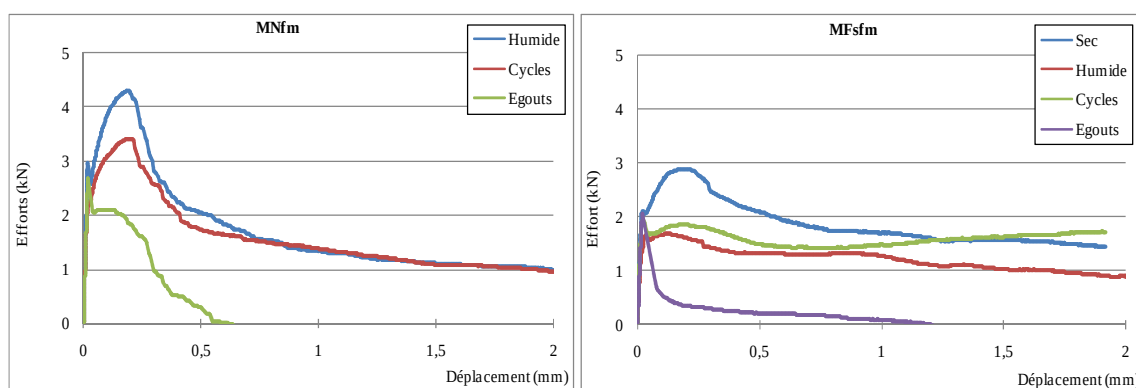


Figure 6.3 : courbes effort-déplacement pour $E/C = 0,65$.

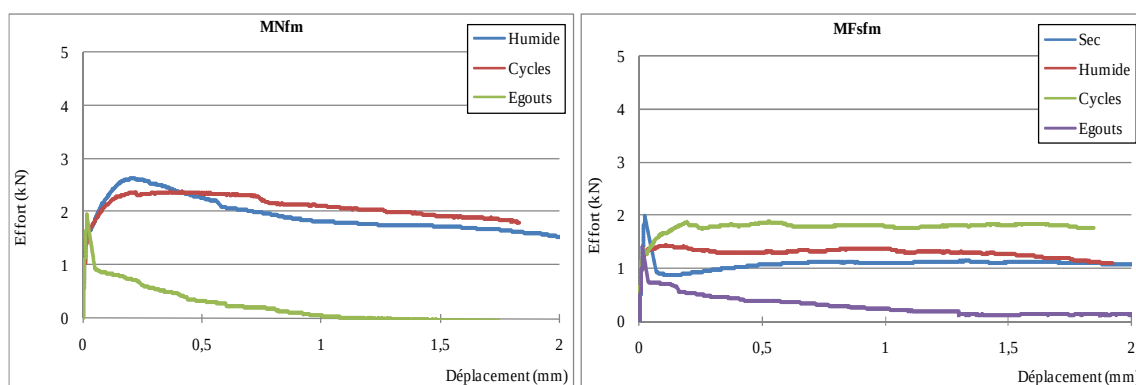


Figure 6.4 : Courbes efforts-déplacements pour $E/C = 0,8$.

A la lumière des différents résultats obtenus on a constaté que, pour un même dosage en fibres métalliques (0,5%) dans les différents cas d'environnements, le mortier sans fumée de silice présentait un comportement en flexion meilleur au fur et à mesure que l'on faisait diminuer le rapport E/C même résultat constaté pour la formulation d'un mortier avec fumée de silice cela est dû à la compacité des mortiers.

Notre intérêt, dans cette partie expérimentale, s'est porté aussi et particulièrement sur l'influence de la présence de la fumée de silice introduite dans le mortier sur les paramètres résistance-déplacement, le constat est bien représenté sur les différentes figures au contraire cet ajout en fumée de silice entraîne plutôt une diminution de la résistance ce qui influe négativement sur le pouvoir résistant de ce type de mortier. Ceci s'explique très facilement par le fait que le pourcentage ajouté de la fumée de silice en substitution du ciment n'est pas adéquat.

Néanmoins nous tenons à faire une remarque sur le fait que les résultats concernant le mortier sans fumée de silice dans un environnement sec ne sont pas représentés malheureusement dans toutes les figures vu que toutes les éprouvettes réalisées pour une cure d'une année ont

été écrasées par inadvertance par les techniciens du laboratoire en France, on s'est donc limité à représenter seulement les autres environnements à défaut de refaire les essais pour une autre année.

Les contraintes de rupture en flexion des mortiers conservés dans les différents environnements sont données sur les figures (6.5), (6.6), (6.7).

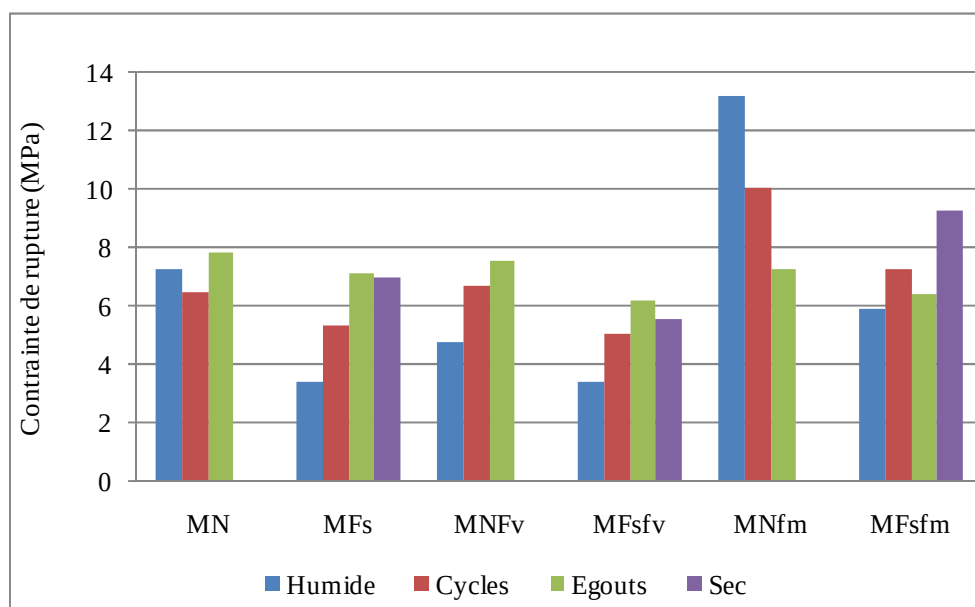


Figure 6.5 : Contrainte de rupture en flexion pour $E/C = 0,5$.

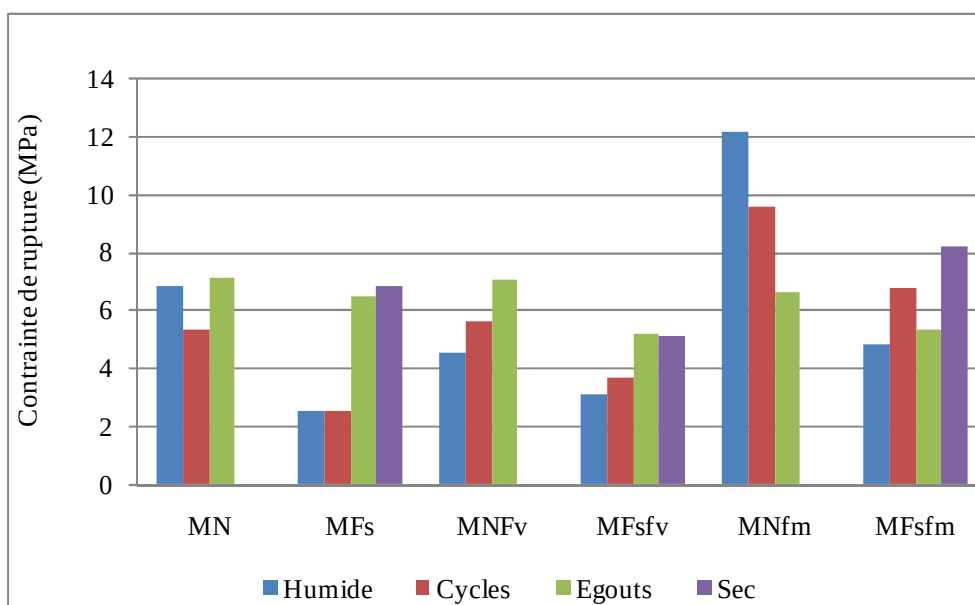


Figure 6.6 : Contrainte de rupture en flexion pour $E/C = 0,65$.

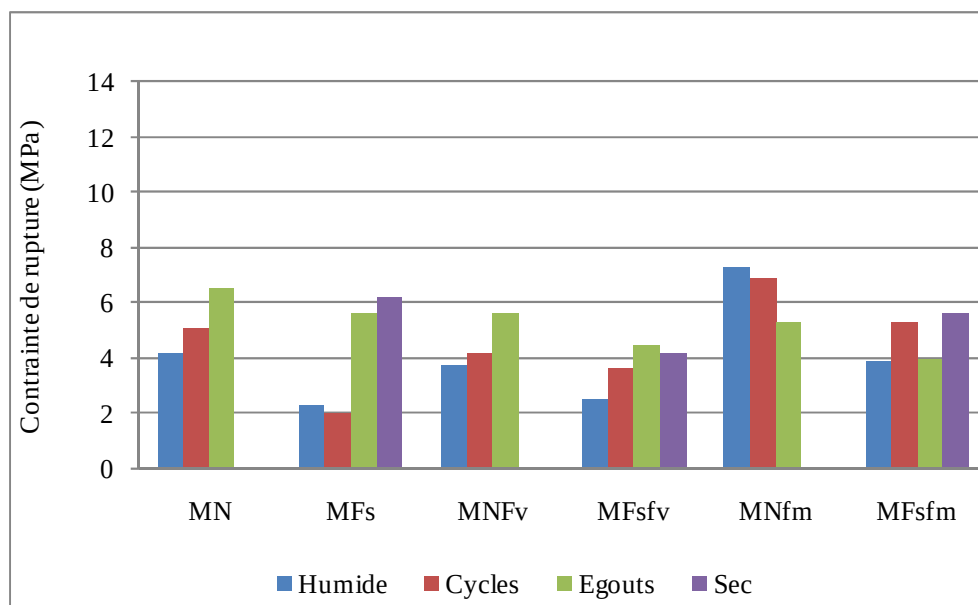


Figure 6.7 : Contrainte de rupture en flexion pour $E/C = 0,8$.

Les contraintes de rupture en flexion des mortiers de fibres métalliques avec et sans fumée de silice (MNfm, MFsfm) conservés en environnement biochimique pendant une année ont diminué par rapport aux mortiers conservés dans les autres environnements (Sec, Humide et cycles).

Cette chute de contrainte s'explique par le fait qu'à la surface des éprouvettes, les fibres métalliques en contact direct avec les effluents et l'hydrogène sulfuré, subissent une dégradation de leur état physique contrairement aux autres mortiers (MN, MFs, MNfv et MFsfv) qui eux affichent une augmentation de l'ordre de 15% par rapport à l'environnement cycles et une augmentation de 20% par rapport à l'environnement humide.

6.2.2 Module d'élasticité

Les modules d'élasticité pour les différents rapports E/C sont présentés sur les figures (6.8), (6.9) et (6.10).

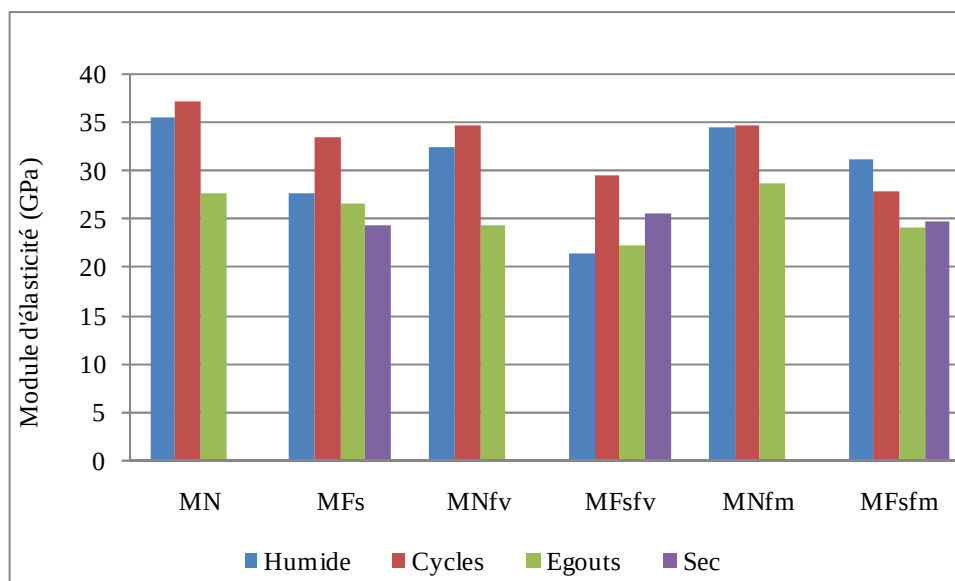


Figure 6.8 : Module d'élasticité pour E/C = 0,5.

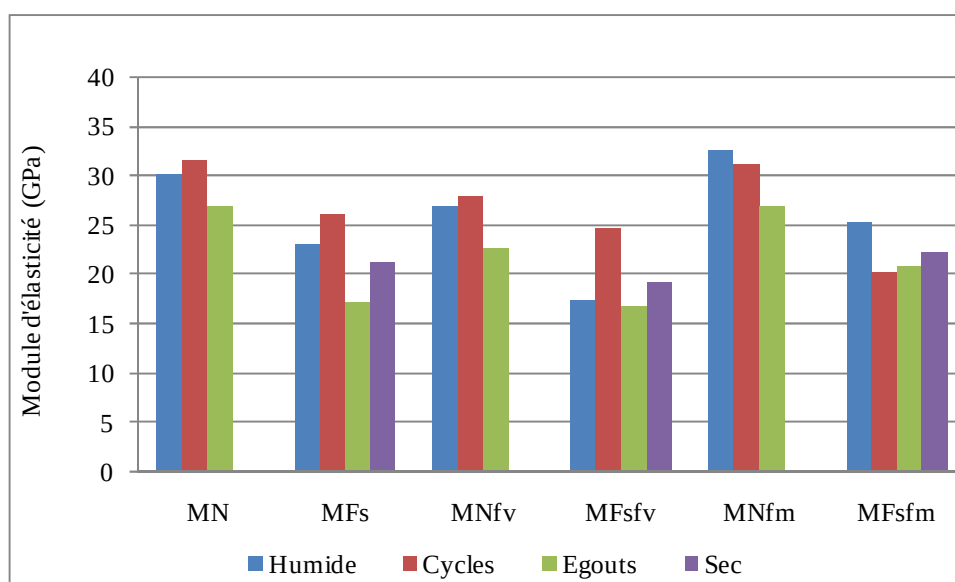


Figure 6.9 : Module d'élasticité pour E/C = 0,65

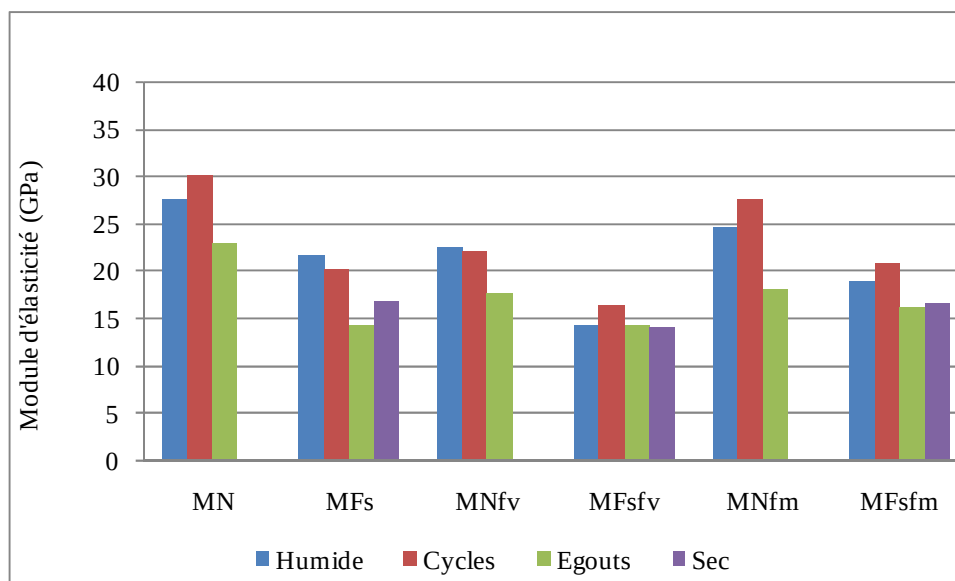


Figure 6.10 : Module d'élasticité pour $E/C = 0,8$.

Pour tous les rapports E/C , on constate que les éprouvettes conservées dans les environnements humide et cycles, présentent des modules d'élasticité plus grands par rapport à ceux conservées en environnements sec et égouts.

6.2.3 Énergie de rupture

Nous avons représenté les énergies de rupture en variant le mode de conservation sur les figures (6.11), (6.12) et (6.13).

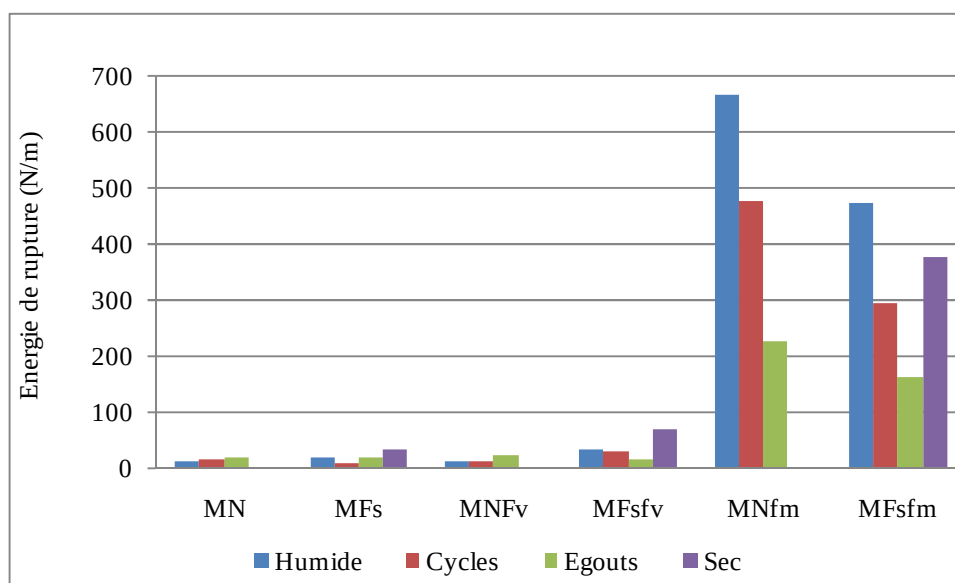


Figure 6.11 : Énergie de rupture pour $E/C = 0,5$.

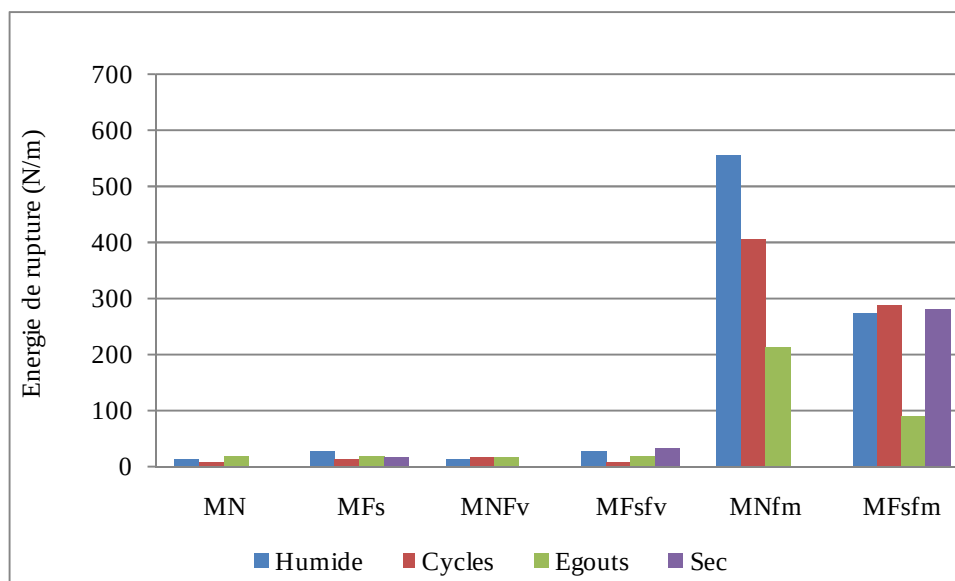


Figure 6.12 : Énergie de rupture pour $E/C = 0,65$.

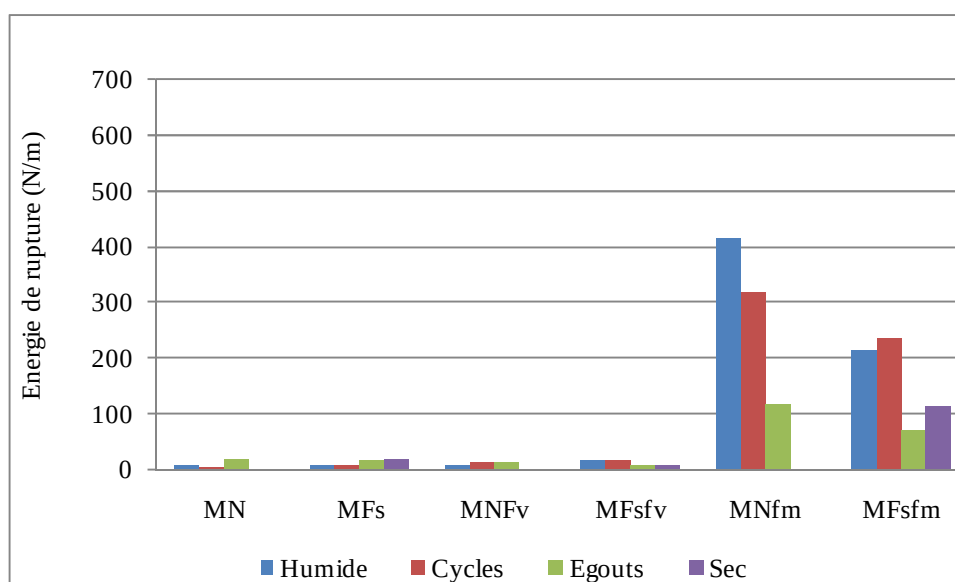


Figure 6.13 : Énergie de rupture pour $E/C = 0,8$.

L'énergie de rupture des mortiers MNfm pour chaque environnement est meilleure par rapport aux mortiers MFsfm et cela pour tous les rapports E/C .

6.2.4 Résistance en compression

Les résistances en compression pour les différents environnements sont données sur les figures (6.14), (6.15) et (6.16).

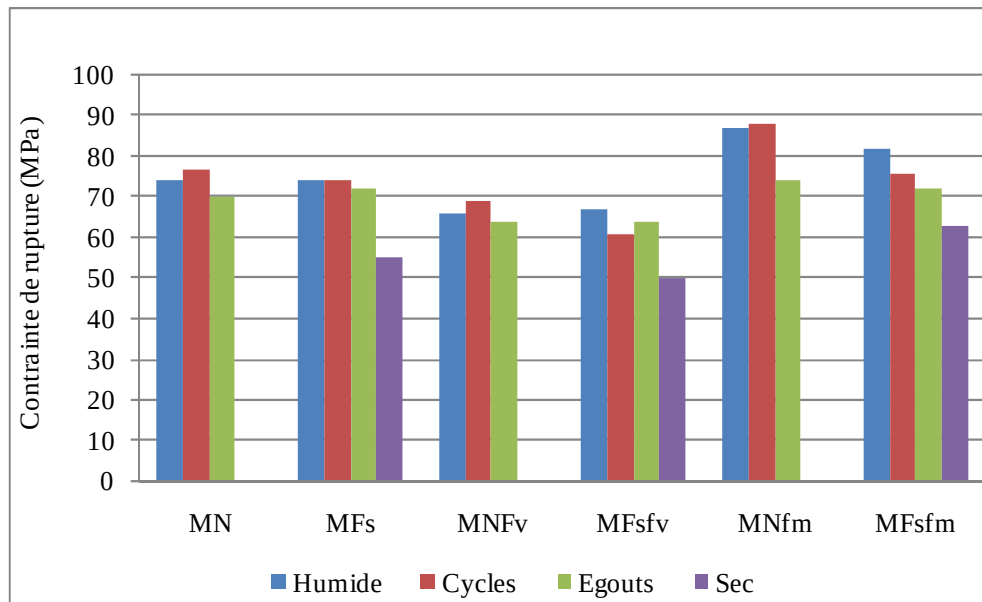


Figure 6.14 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,5.

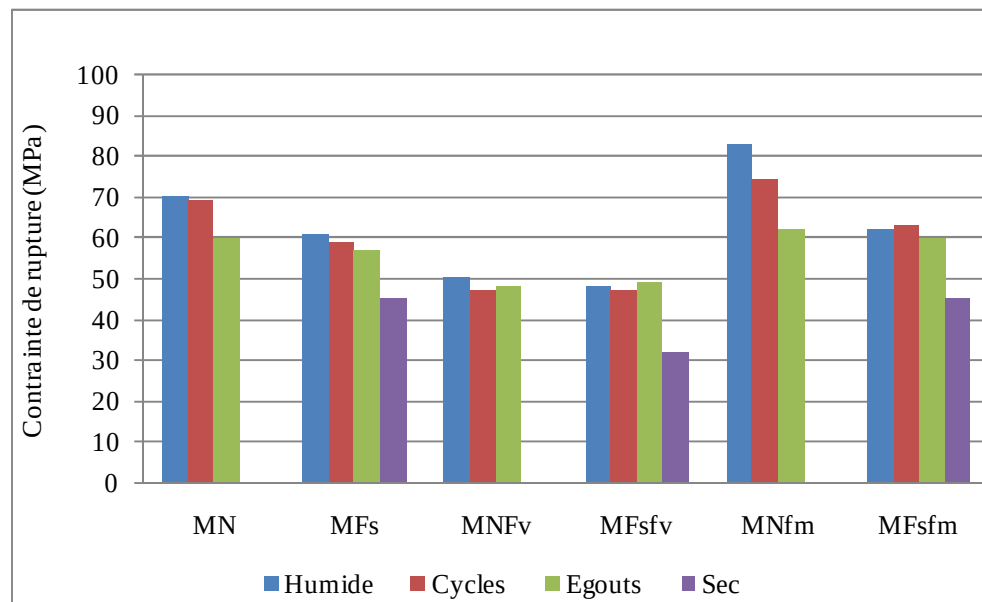


Figure 6.15 : Contrainte de rupture en compression pour E/C = 0,65.

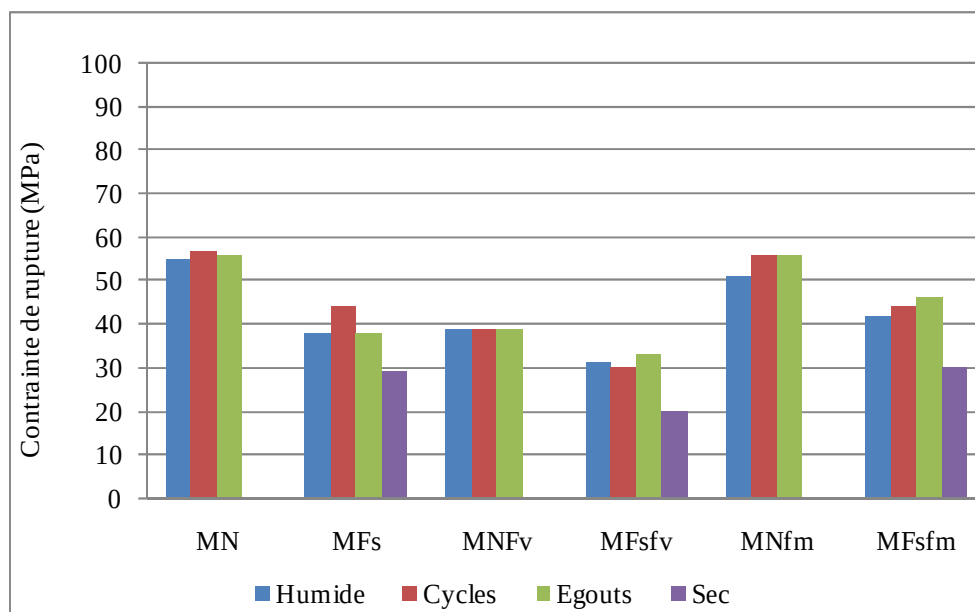


Figure 6.16 : Contrainte de rupture en compression pour $E/C = 0,8$.

Les mortiers de fibres métalliques (MNfm et MFsfm) ont présentés des résistances en compression meilleurs par rapport aux autres mortiers (MN, MFs, MNfv et MFsfv) et cela pour chaque rapport E/C utilisé. En comparant les différents environnements, on constate que les éprouvettes conservées dans l'environnement égouts présentent des contraintes de rupture supérieures par rapport à celles conservées dans l'environnement sec. Cela peut s'expliquer par le fait que la présence de CO_2 dissout dans l'effluent provoque avec la portlandite $Ca(OH_2)$ et les C-S-H, la formation des carbonates de calcium $CaCO_3$, ce qui a provoqué l'augmentation des caractéristiques mécaniques du point de vue résistances. Ceci a été constaté par certains auteurs [148 – 149]. La carbonatation est plus marquée en présence d'eau ou d'humidité qu'en atmosphère sèche. Malgré les attaques liées à la nature des effluents, la conservation en milieu humide a un effet prépondérant.

6.3 Test à la phénolphtaléine

Les épaisseurs à pH réduit ont été données sur les figures (6.17), (6.18) et (6.19). Cela concerne que les environnements égouts et sec, pour les environnements humide et cycles, il n'y a pas eu de profondeurs à pH réduit.

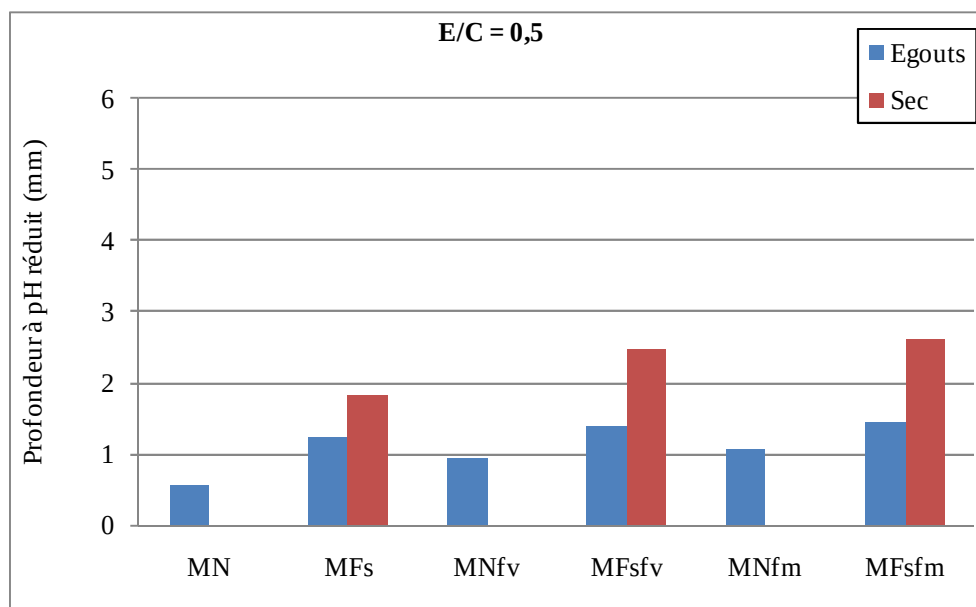


Figure 6.17 : Épaisseurs à pH réduit pour E/C = 0,5.

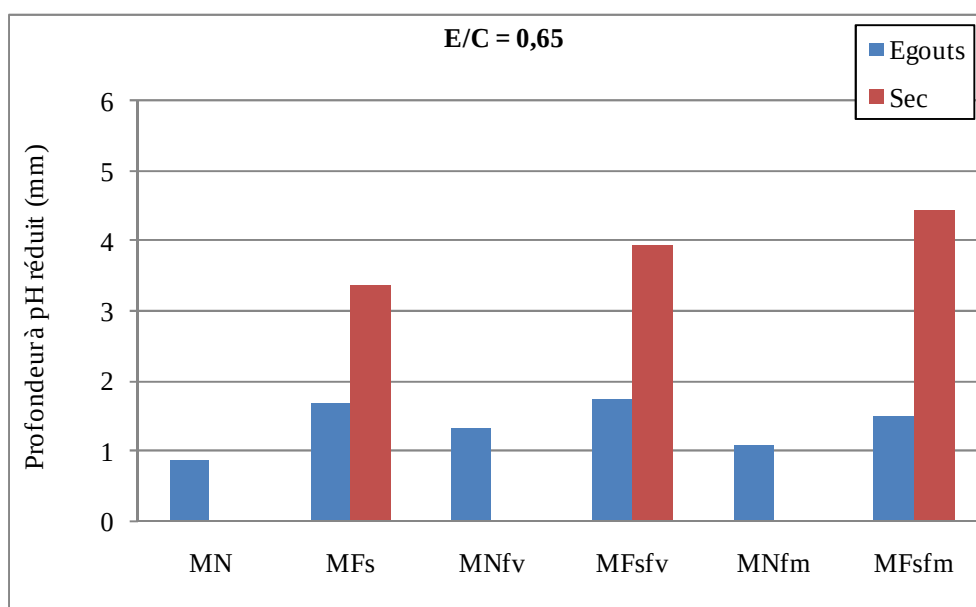


Figure 6.18 : Épaisseurs à pH réduit pour E/C = 0,65.

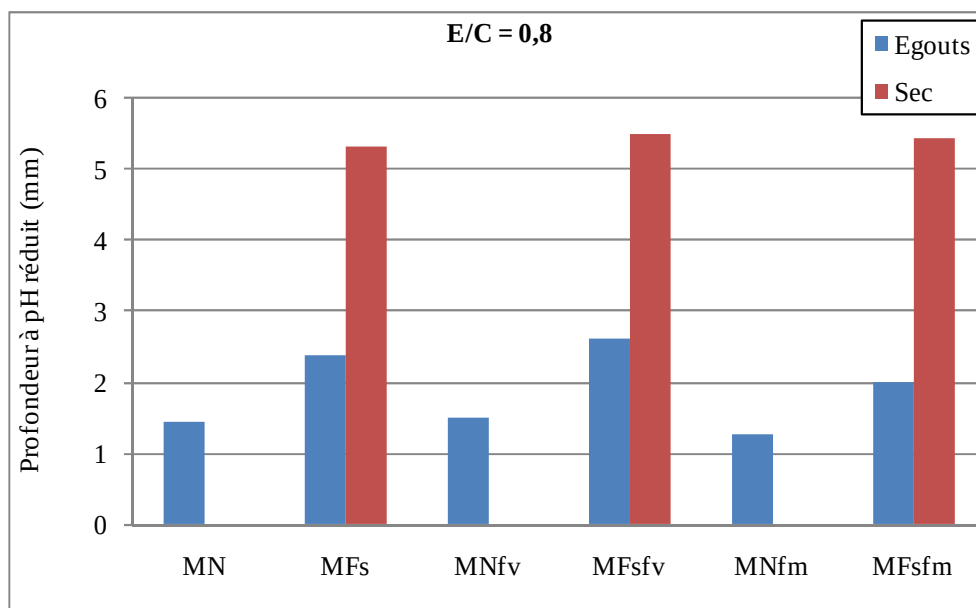


Figure 6.19 : Épaisseurs à pH réduit pour $E/C = 0,8$.

CONCLUSION

En environnements sec et égouts, les différents types de mortiers présentent des pertes de masse à des taux plus au moins élevés. On constate une diminution de résistance en flexion des mortiers de fibres métalliques avec et sans fumée de silice conservés en environnement égouts comparés à ceux conservés en environnements sec, humide et cycles). Contrairement aux mortiers sans fibres et mortiers avec fibres de verre qui eux affichent une augmentation des résistances en flexion par rapport aux mortiers conservés dans les environnements humide et cycles. Pour tous les rapports E/C , les mortiers conservés dans les environnements humide et cycles, présentent des modules d'élasticité plus importants par rapport à ceux conservés en environnements sec et égouts. Les mortiers de fibres métalliques (MNfm et MFsfm) ont présentés des résistances en compression meilleurs par rapport aux autres mortiers (MN, MFs, MNfv et MFsfv) et cela pour chaque rapport E/C utilisé. En comparant les différents environnements, on constate que les éprouvettes conservées dans l'environnement égouts présentent des contraintes de rupture supérieures par rapport à celles conservées dans l'environnement sec.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Les eaux usées peuvent causer à long terme des dégradations sévères dans le béton des conduites d'assainissement. Ces dégradations sont d'origine bactérienne et sulfatique. C'est un milieu qu'il ne faut pas négliger car s'il y'a dégradation des réseaux d'assainissement cela peut conduire à la contamination de l'eau potable, donc son impact sur la santé de l'homme sera néfaste.

L'objet de cette étude consistait à évaluer l'importance des ajouts de fibres et de la fumée de silice dans la matrice cimentaire conservée en milieu biochimique (les eaux usées). L'étude comportait une évaluation de la résistance mécanique et de la durabilité. Deux types de fibres sont utilisés : fibres métalliques et fibres de verre. L'influence de chaque type de fibres a été étudiée en faisant varier le type du liant (CEM I, CEM I avec fumée de silice). Les mortiers étudiés sont confectionnés et conservés dans les différents environnements (sec, humide, cycles (mouillage/séchage) et biochimique). Le dosage en fibres est fixé à 0,5% en volume pour toutes les formulations. Les caractéristiques mécaniques telles que la résistance en compression, la résistance en traction par flexion 3 points, le module d'élasticité, l'énergie de rupture sont comparé pour toutes les compositions.

Nous avons réalisé et analysé l'étude du comportement mécanique et la durabilité des mortiers conservés en environnement sain (sec, humide et cycles mouillage/séchage) en faisant varier le type du mortier, le rapport E/C et le type de fibre. Les principaux résultats sont les suivants :

- Environnement sain

Les mortiers avec fumée de silice présentent une diminution de résistance en flexion et en compression par rapport aux mortiers sans fumée de silice et cela pour tous les rapports E/C.

L'ajout de fibres de verre Alkali Résistante aux mortiers n'a pas amélioré les résistances mécaniques et cela pour tous les modes de conservation.

Les mortiers de fibres métalliques présentent un meilleur comportement du point de vue résistance en traction par flexion 3 points. Ceci a été confirmé par le calcul des énergies de ruptures. En ce qui concerne les résistances en compression les mortiers de fibres métalliques présentent une légère augmentation, par contre pour les autres mortiers, elles sont pratiquement du même ordre.

Les tests à la phénolphthaléine ont mis en évidence la présence d'une épaisseur à pH réduit des mortiers conservés dans l'environnement sec. Cette épaisseur à pH réduit augmente en fonction du rapport E/C. En ce qui concerne l'environnement humide et environnement cycles

mouillage/séchage, les tests à la phénolphthaléine n'ont pas détectée d'épaisseur à pH réduit vue que les deux environnements étaient saturés en eau, donc le CO_2 n'a pas pu pénétrer à l'intérieur des pores.

Nous avons réalisé et analysé l'étude du comportement mécanique et la durabilité des mortiers conservés en environnement agressif (biochimique et acide) en faisant varier le type du mortier, le rapport E/C et le type de fibre. Les principaux résultats sont les suivants :

- Environnement agressif

Après une année de conservation dans l'environnement biochimique, les mortiers ont enregistrés une augmentation de masse par rapport aux masses à 28 jours. Pour E/C égale à 0,5 les mortiers sans fibres enregistrent une perte de masse de l'ordre de 5%, en ce qui concerne les mortiers avec fibres on enregistre un gain de masse de l'ordre de 20%. Ce gain en masse peut être expliqué par le début de dégradation des fibres, ce qui fait augmenter la porosité des mortiers donc cela augmenterait le transfert des matières organiques à l'intérieur des mortiers.

Pour les résistances en flexion, les mortiers de fibres présentent une diminution de résistance par rapport aux mortiers sans fibres. Pour les résistances en compression, elles sont pratiquement du même ordre, sauf pour les mortiers de fibres de verre qui enregistrent une diminution de résistance en compression par rapport aux autres mortiers.

Le test à la phénolphthaléine a mis en évidence la présence d'une épaisseur à pH réduit, qui augmente quand le rapport E/C augmente. Aussi les mortiers à base de fumée de silice présentent une épaisseur à pH réduit plus importante par rapport aux mortiers sans fumée de silice.

Les observations au microscope électronique à balayage ont montré la présence du gypse, de l'ettringite, d'une faible épaisseur de C-S-H dégradé de l'ordre de 0,4 micro, Ainsi que des dépôts de matière organique et de bactéries à la face externe des échantillons. Aussi nous avons pu voir l'aspect des fibres dégradé qui étaient au contact de l'effluent.

La conservation des mortiers dans l'acide sulfurique et dans le sulfate d'ammonium a mis en évidence la formation du gypse qui s'est manifesté sous deux aspects (plaques et aiguilles).

- Influence des environnements

Les mortiers conservés dans les environnements sec et égouts présentent des pertes de masse à des taux plus au moins élevés. Les résistances en flexion des mortiers de fibres métalliques avec et sans fumée de silice conservés en environnement biochimique ont diminué par rapport aux mortiers conservés dans les autres environnements (sec, humide et cycles). Contrairement aux mortiers sans fibres et mortiers avec fibres de verre qui eux affichent une augmentation des résistances en flexion par rapport aux mortiers conservés dans les environnements humide et cycles.

Pour tous les rapports E/C, on constate que les mortiers conservés dans les environnements humide et cycles, présentent des modules d'élasticité plus importants par rapport à ceux conservés en environnements sec et égouts.

Les mortiers de fibres métalliques (MNfm et MFsfm) ont présentés des résistances en compression meilleurs par rapport aux autres mortiers (MN, MFs, MNfv et MFsfv) et cela pour chaque rapport E/C utilisé. En comparant les différents environnements, on constate que les éprouvettes conservées dans l'environnement égouts présentent des contraintes de rupture supérieures par rapport à celles conservées dans l'environnement sec. Cela peut s'expliquer par le fait que la présence de CO_2 dissout dans l'effluent provoque avec la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et les C-S-H, la formation des carbonates de calcium CaCO_3 , ce qui a provoqué l'augmentation des caractéristiques mécaniques du point de vue résistances. La carbonatation est plus marquée en présence d'eau ou d'humidité qu'en atmosphère sèche. Malgré les attaques liées à la nature des effluents, la conservation en milieu humide a un effet prépondérant.

En perspectives, il serait intéressant de réaliser la simulation numérique du comportement mécanique des mortiers conservés dans l'environnement biochimique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] **DUBOSE A., ESCADEILLAS G., BLANC P.J., (2001)**

Characterization of biological stains on external concrete walls and influence of concrete as underlying material. *Cement and Concrete Research*, 31(11), pp. 1613-1617.

- [02] **GAYLARDE C.C, GAYLARDE P.M., (2005)**

A comparative study of the major microbial biomass of bio-films on exteriors of buildings in Europe and Latin America. *International Biodeterioration and Biodegradation*, 55(2), pp. 131-139.

- [03] **VINCKE E., BOON N., VERSTRACHT W., (2001)**

Analysis of the microbial communities on corroded concrete sewer pipes – a case study. *Applied Microbiology and Biotechnology*, 57(5-6), pp. 776-785.

- [04] **TULLIANE J.M. ET AL., (2002)**

Sulfate attack of concrete building foundations induced by sewage waters. *Cement and Concrete Research*, 32(6), pp. 843-849.

- [05] **DE BELIE N. ET AL, (2004)**

Experimental research and prediction of the effect of chemical and biogenic sulfuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes. *Cement and Concrete Research*, 34(12), pp. 2223-2236.

- [06] **VINCKE E. ET AL., (2002)**

Influence of polymer addition on biogenic sulfuric acid attack of concrete. *International Biodeterioration& Biodegradation*, 49(4), pp. 283-292.

- [07] **ROBERTS D.J. ET AL, (2002)**

Quantifying microbially induced deterioration of concrete: initial studies. *International Biodeterioration& Biodegradation*, 49(4), pp. 221-234.

- [08] **ACI COMMITTEE 544, (1997)**
State-of-the-Art Report on Fiber Reinforced Concrete. ACI 544.1R-96, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan.
- [09] **LAFUMA H., (1964)**
Liants hydrauliques : Propriétés, choix et conditions d'emploi. Dunod, Paris, 3e Ed., 117p.
- [10] **GHOSH, S.N., (1983)**
Advances in Cement Technology. Pergamon, Oxford, 804 p.
- [11] **PETROV N., (2003)**
Effets combinés de différents facteurs sur l'expansion des bétons causée par la formation différée de l'ettringite. Thèse de doctorat, université Sherbrooke (Québec), Canada, 189p.
- [12] **REGOURD M., (1978)**
Cristallisation et réactivité des aluminates tricalciques dans les ciments Portland. II Cemanto.3, pp. 323-336.
- [13] **TAYLOR H.F.W., (1997)**
Cement chemistry. Academic press, 475 p.
- [14] **DE LARRARD F., (2002)**
Construire en béton, L'essentiel sur les matériaux. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.
- [15] **OLLIVIER J. P., VICHOT A., (2008)**
La durabilité des bétons. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- [16] **BREYSSE D., DELAGRAVE A., GÉRARD B., HORNAIN H., MARCHAND J., (1992)**
État de l'art – Étude du vieillissement d'origine chimique ou mécanique des matériaux à matrice cimentaire. Note Technique, Contrat LERM / EDF – DER, n° T20 D47.

- [17] **BAROGHEL – BOUNY V., (1994)**

Caractérisation des pâtes de ciments et des bétons méthodes, analyse, interprétations.
Publié par LCPC de Paris.

- [19] **CHANVILLARD G., (1999)**

Le matériau béton : connaissances générales. Les cours de l'ENTPE, Edition ENTPE
ALEAS.

- [20] **KOSMATKA S.H., KERKHOFF B., PANARESSE W.C., MACLEOD N.F.,
MCGRATH R.J., (2004)**

Dosage et contrôle des mélanges de béton. Bulletin d'ingénierie EB101, Association
canadienne du ciment, 7^{ème} édition canadienne.

- [21] **LAFOREST G., (2006)**

Stabilisation de poussières de four à arc électrique dans les matrices cimentaires.
Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, 216 p.

- [22] **FELDMAN R.F., (1983)**

Significance of porosity measurements on blended cement performance. 1st
International Conference on the Use of fly ash, silica fume, slag and other mineral by-
products in concrete, Montebello, V.m. Malhotra, Ed., ACI, SP-79,1, pp. 415-433.

- [23] **BIJEN J., (1996)**

Benefits of slag and fly ash. Construction and Building Materials, Vol. 10, pp. 309-
314.

- [24] **BARON J., OLLIVIER J.P., (1992)**

La durabilité des Bétons. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris.

- [25] **DELAGRAVE A., (1996)**

Étude des mécanismes de pénétration des ions chlore dans les bétons conventionnels et
à haute performance. Thèse de Doctorat, spécialité Génie Civil, Université Laval,
Québec, Canada.

[26] **DUCHESNE J., (1993)**

Le rôle des ajouts minéraux face aux réactions alcalis-granulats dans le béton: mécanismes de réaction, performance et essais d'évaluation de la performance. Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, 238p.

[27] **MACLEOD N. F., (2005)**

L'emploi d'ajouts cimentaires dans les revêtements de chaussée en béton exposés aux cycles de gel-dégel et aux produits chimiques de déglacage. CEMENT ASSOCIATION OF CANADA, page 10-12.

[28] **NEVILLE A. M., (2000)**

Propriété des bétons. Edition Eyrolles, 806 pages.

[29] **ASHBY M. F., JONES D. R. H., (1991)**

Matériaux 2. Edition Dunod.

[30] **KARA A. R., (2002)**

Influence des additions minérales sur le besoin en eau et les résistances mécaniques des mélanges cimentaires. Thèse de Doctorat, Université Cergy Pontoise.

[31] **BUIL M., OLLIVIER J. P., (1992)**

Conception des bétons : la structure poreuse, La durabilité des bétons. Collection de l'association technique de l'industrie des liants hydrauliques. Sous la direction de Jacques Baron et Jean Pierre Ollivier.

[32] **FELDMAN R.F, CHENG-HY H., (1985)**

Properties of Portland cement-silica fume pastes, 1, Porosity and surface properties. Cement and Concrete Research, Vol. 15, N°5, pp.765-774.

[33] **AİTCIN P. C., (1992)**

L'emploi des fluidifiants dans les BHP, les bétons à ultra hautes performances. Presse de l'ENPC.

- [34] **PAILLERE A. M., (1982)**
Les adjuvants, Le béton hydraulique. Presse de l'ENPC.
- [35] **KANTRO D. L., (1980)**
Influence des superplastifiants réducteurs d'eau sur les propriétés de la pâte de ciment – unslump test miniature. Cement and Concrete Aggregate Vol 2, pp. 95-102.
- [36] **RAMACHANDRAN V.S., MALHOTRA V.M., JOLICOEUR C., SPIRATOS N., (1998)**
Superplasticizers: properties and applications in concrete. CANMET, 404 pages.
- [37] **RIXOM M. R., MAILVAGANAM N. P., (1986)**
Chemical admixture for concrete. E. & F. N. Spon Ltd, New York, U.S.A.
- [38] **AİTCIN P.C., (1998)**
High-performance concrete. E & F Spon, London, UK.
- [39] **AİTCIN P. C., JIANG S., KIM B. G., NKINAMUBANZI P.C., PÉTROV N., (2001)**
L'interaction ciment/superplastifiant: Cas des polysulfonates. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No. 233, pp. 87-98.
- [40] **VENUAT M., (1976)**
Les bétons armés de fibres. Le moniteur, N°3, pp. 55-58.
- [41] **PILKINGTON J., (1987)**
Une nouvelle plaque ondulée sans amiante obtient un agrément officiel. Cem – Fil News, N°39, p1.
- [42] **KENCHEL H., SHAH S., (1985)**
Applications de polypropylène fibres in Scandinavia. Concrete international design and construction, vol 7, N°3, pp. 32-34.

- [43] **DE GUILLEBON B., SOHM J. M., (1986)**
Metallic Glass Ribbons, a new fibre for concrete reinforcement. Third IntSym on developments in fibre reinforced cement and concrete, (FRC 86 Sheffield) 5 p.
- [44] **SHAH S. P., NAAMAN A. E., (1976)**
Mechanical properties of glass and steel fiber reinforced mortar. J. Am. Conc. Inst, USA, Vol 73, N°1, pp. 50-53.
- [45] **BIJEN J., (1983)**
Durability of Some Glass Fiber Cement Composites. American Concrete Institute, Proceeding, vol. 80, n°12.
- [46] **FORDYCE M., WODEHOUSER R.G., (1983)**
Glass fiber reinforcement for Portland cement. Butterworthan Co.
- [47] **CIMBÉTON, (2003)**
Le ciment et ses applications. Fiches techniques, G 10. Ampricpe Paris.
- [48] **PERA J., DEJEAN J., AMBROISE J., (1990)**
Amélioration de la durabilité des composites ciment-verre E par ajout de métakaolin. Textile Composite in Building Construction, Part 1. Edited by P. Hamelin et G. Verchery, Lyon: Pluralis, pp. 107-114.
- [49] **FORDYCE M. W., WODEHOUSE R. G., (1983)**
Glass fiber reinforcement for Portland cement. Butterworthan Co, Publisher Ltd.
- [50] **HOUGET V., (1992)**
Étude des caractéristiques mécaniques et physico-chimique des composites ciments-fibres organiques Thèse de doctorat, Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- [51] **Ma Y., Zhu B., Tan M., (2005)**
Proprieties of ceramic fiber reinforced cement composites. Cement and concrete research, pp. 296-300.

[52] **HAMEED R., (2010)**

Apport d'un renfort de fibres sur les performances des structures en béton armé pour les applications parasismiques. Thèse de Doctorat, Université Toulouse III.

[53] **MINARD J., HOANG L. H., TACHE G., (1986)**

Le béton de fibre. Rapport bibliographique, Paris : Centre d'étude du bâtiment et des travaux publics, 92 p.

[54] **BENTUR A., MINDESS S., (1990)**

Fiber reinforced concrete. Elsevier Applied Science, London.

[55] **PAILLERE A.M., (1993)**

Le béton de fibres métalliques, États actuels des connaissances. Annales de l'ITBTP, série béton, 302, N° 515, pp. 39-68.

[56] **CUYKENS T., VENSTERMANS J., (1977)**

Béton renforcé de fibres en acier. Extrait de C.S.T.C revue, N°3.

[57] **HUGUES, FATTUCH., (1976)**

The workability of steel fiber reinforced concrete. GB: Magazine of concrete research vol 28; N° 96; pp. 157-161.

[58] **BALAGURU P., (1994)**

Fiber Reinforced Concrete for structural Components. A state of art, Workshop on Fiber Reinforced cement & concrete, Sheffield, U.K.

[59] **BANTHIA N. ET TROTTIER J.F., (1994)**

Concrete Reinforced with Deformed Steel fibers, Part I: Bond-slip mechanisms. ACI Materials Journal, vol. 61, n°5, pp. 435-446.

[60] **ROSSI P. ET AL., (1996)**

Compressive behaviour of concrete: physical mechanisms and modeling. J. Eng. Mech, ASCE, vol. 122, n°11, pp. 1038-1043.

- [61] **JOHSTON C.D., (1974)**
Steel fiber reinforced mortar and Concrete. A review of mechanical properties. International symposium, SP 44-7, pp. 127-142. Detroit.
- [62] **ROSSI P., (1998)**
Les bétons de fibres métalliques. Presse de l'ENPC, 309 p.
- [63] **HSU T.C., MAU S.T., CHEN B., (1987)**
Theory of Shear Transfer Strength of Reinforced Concrete. ACI Structural Journal, vol. 84, n°2, pp. 149-160.
- [64] **TAN K.H., MANSUR M.A., (1990)**
Shear Transfer in Reinforced Fiber Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, vol. 2, n°4, pp. 202-214.
- [65] **VALLE M., BUYUKOZTURK O., (1993)**
Behavior of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear. ACI Materials Journal, vol. 90, n°2, pp. 122-133.
- [66] **KHALOO A.R., NAKSEOK K., (1997)**
Influence of Concrete and Fiber Characteristics on Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete under Direct Shear. ACI Materials Journal, vol. 94, n°6, pp. 592-601.
- [67] **MIRSAYAH A., BANTHIA N., (2002)**
Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete. ACI Materials Journal, vol. 99, n°5, pp. 473-479.
- [68] **BARRAGÁN B., (2002)**
Failure and toughness of steel fiber reinforced concrete under tension and shear. PhD-thesis, Universitat Politécnica de Catalunya, Spain.

- [69] **FARIBORZ M., SOLEIMANI S.M., BANTHIA N., (2006)**
Shear strength of reinforced concrete beams with a fiber concrete matrix. Canadian Journal of Civil Engineering, vol. 33, n°6, pp. 726-734.
- [70] **DUVAL R., (1992)**
La durabilité des armatures et du béton d'enrobage. Dans : La durabilité des bétons. Sous la direction de J. BARON et J.P. Ollivier. Presses des PontsetChaussées.
- [71] **DUBOIS ET NOUGUIER., (1989)**
Durability of steel fibrous concrete used for the manufacture of containers for nuclear waste storage. In: Fiber Reinforced Cements and Concrete. Recent developments. R.N. SWAMY ed. Elsevier Applied Science, pp. 573-581.
- [72] **ACKER P., (1988)**
Comportement mécanique des bétons : apports de l'approche physico – chimique. Rapport de recherche de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. N° 152, 121 pages.
- [73] **CCAILLETEAU C., (2008)**
On the effect of glass composition in the dissolution of glass by water. Journal of Non-crystalline Solids N°354, pp. 117-123.
- [74] **AHMED A. A., YOUSSEF I. M., (1997)**
Attack on soda-lime-silica glass bottles by acetic, citric and oxalic acids. Glass Sciences Technology N°70, pp. 76-85.
- [75] **BARTON J., C. GUILLEMENT C., (2005)**
Le verre science et technologie. EDP Sciences.
- [76] **NICKEL K. G., MERKEL S., (2007)**
Mechanisms and kinetics of silica-rich binary Na₂O-SiO₂ glass corrosion in 100°C water at pH = 7. Key Engineering Materials, 336-338, pp. 1823-1826.
- [77] **PAUL A., (1982)**
Chemistry of glass. ED Chapman and Hall, New York.

- [78] **AYADI A., (1993)**
Propriétés des fibres de verre incorporées dans une matrice cimentaire. Chaire de verre, Institut National Des Matériaux De Construction De Boumerdes, Algérie.
- [79] **SICARD L., SPALLA O., BARBOUX P., (2004)**
Study of the kinetics of glass alteration by small angle x-ray scattering. Journal de Physique Key, 108.
- [80] **AYADI A., PALOU M., IRATNI A., (2005)**
The durability of alkali-resistant glass fibers in cement matrix. Journal De Physique Vol.4 N°123, pp. 155-158.
- [81] **BUTLER M., MECHTCHERINE V., HEMPEL S., (2010)**
Durability of textile reinforced concrete made with AR glass fiber: effect of the matrix composition. Materials and Structures, pp. 1351-1368.
- [82] **MARIKUNTE S., ALDEA C., SHAH S. P., (1997)**
Durability of glass fibers in cement composites. Advanced Cement Based Materials, pp. 100-108.
- [83] **ENFEDAQUE A., PARADELA L. S., SANCHEZ-GAIVEZ V., (2011)**
An alternative methodology aging effects on the mechanical properties of glass fiber reinforced cements (GRC). Construction and Building, pp.1-7.
- [84] **MOHAMED I., (2004)**
Contribution à l'étude du confinement du béton alcali – réactif par matériaux composites carbone époxy. Thèse de doctorat, Université Lyon 1.
- [85] **MICHAUD V., NONAT A., SORRENTINO D., (1997)**
Experimental simulation of mechanisms involved in the building of stresses in concrete subjected to alkali-silica reaction. Proceedings of the 10th International Conference on the Chemistry of Cement, Gothenbourg, vol 4: Performance and durability of cementitious materials, 4iv049, 9 p.

- [86] **GARCIA-DIAZ E., RICHE J., BULTEEL D., VERNET C., (2006)**
Mechanism of damage for silica reaction. Cement and Concrete Research, 36, pp. 395-400.
- [87] **DUNCAN M.A.G., SWENSON E.G., GILLOTT J.E., FORAN M.R., (1973)**
Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia. I. Summary of five years study. Cement and Concrete Research, 3, pp. 55-69.
- [88] **SWENSON E.G., GILLOT J.E., (1964)**
Alkali - carbonate rock reaction. Highway Research Board Bulletin, 275, pp. 18-31.
- [89] **AFGC, (2004)**
Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, AFGC, Paris.
- [90] **ACIMANUAL OF CONCRETE PRACTICE, (2005)**
Part 1: State of the Art Report on Alkali-Aggregate Reactivity. Reported by ACI Committee 221. Recommendation ACI 221.1R-98, American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [91] **PROCEEDINGS, (1981)**
The 5th International Conference on alkali-aggregate reaction in concrete. Cape Town, National Building Research Institute of the CSIR, Pretoria, S 252.
- [92] **CARLES-GIBERGUES. A, HORNAIN. H, (2008)**
La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes. La durabilité des bétons. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.
- [93] **PERLOT C., (2005)**
Influence de la décalcification de matériaux cimentaires sur les propriétés de transfert : application au stockage profond de déchets radioactifs. Thèse de l'Université Paul Sabatier de Toulouse et de la Faculté de Génie de l'Université de Sherbrooke.

- [94] **GAWIN D, PESAVENTO F, SCHREFLER B.A, (2008)**

Modeling of cementitious materials exposed to isothermal calcium leaching, considering process kinetics and advective water flow, International Journal of Solids and Structures, vol. 45, pp. 6221-6240.

- [95] **ADENOT F., (1992)**

Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment. Thèse de doctorat de l'Université d'Orléans.

- [96] **ADENOT F, FAUCON P., (1998)**

Modélisation du comportement à long terme des bétons utilisés dans le stockage des déchets radioactifs, Concrete : from Material to Structure. Proceedings of the International Conference, Edited by Bournazel JP and Malier Y, Rilem Proceedings, pp. 277-288.

- [97] **FAUCON P., ADENOT F., JACQUINOT J.F., PETIT J.C., CABRILLAC R., JORDA M., (1998)**

Long term behaviour of cement pastes used for nuclear waste disposal: review of physico-chemical mechanisms of water degradation. Cement and Concrete Research, vol. 28, n°6, pp. 847-857.

- [98] **MEHTA P.K., (1980)**

Performance of concrete in marine environment. ACI SP- 65, pp. 1-20.

- [99] **ESCADEILLAS G., HORNAIN H., (2008)**

La durabilité des bétons vis-à-vis des environnements chimiquement agressifs. Dans « La durabilité des bétons », Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées.

- [100] **DE LARRARD F., (2002)**

Construire en béton, L'essentiel sur les matériaux. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

- [101] **PAPADAKIS V.G., VAYENAS C.G., FARDIS M.N., (1991)**
Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation. ACI Materials Journal, V. 88, No. 4.
- [102] **THIERY M., DANGLA P., VILLAIN G., PLATRET G., MASSIEU E., DRUON M., BAROGHEL-BOUNY V., (2004)**
Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 252-253, pp. 153-187.
- [103] **THIERY M., (2006)**
Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. Études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, OA 52.
- [104] **THIERY M., VILLAIN G., DANGLA P., PLATRET G., (2007)**
Investigation of the carbonation front shape on cementitious materials: Effects of the chemical kinetics. Cement and Concrete Research, 37, pp. 1047-1058.
- [105] **VÉNUAT M., (1989)**
La pratique des ciments mortier et béton. Moniteur technique, Éditions du moniteur.
- [106] **CHAUSSADENT T., (1997)**
Analyse des mécanismes de carbonatation du béton. Dans Compte-rendu des journées techniques AFPC-AFREM Durabilité des bétons, « méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité », pp. 75-87.
- [107] **DELOYE F.X., (1989)**
Identification rapide des ciments sur chantier. Bulletins liaison Laboratoires des ponts et chaussées, pp. 65-70.
- [108] **Manuel d'identification** des réactions de dégradation interne du béton dans les ouvrages d'art. Laboratoire Central des Ponts et chaussées.

[109] **LE BESCOP P., SOLET C., (2006)**

External sulphate attack by ground water. Experimental study of CEM I cement pastes. Revue européenne de génie civil, 19 p.

[110] **TIAN B., COHEN M.D., (2000)**

Does gypsum formation during sulfate attack on concrete lead to expansion? Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 117-123.

[111] **OUYANG C., NANNI A., CHANG W.F., (1988)**

Internal and external sulphate sources of sulphate ions in Portland cement mortar: two type of chemical attack. Cement and Concrete Research, vol. 18, n° 5, pp. 699-709.

[112] **ARLIGUIE G., HORNAIN H., (2007)**

GranDuBé Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons. Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées.

[113] **DIVET L., PAVOINE A., CLEMENT J.L., G. LE MESTRE G., (2003)**

La réaction de gonflement interne des bétons due à la formation différée de l'ettringite. Méthodes de diagnostic et bilan d'expertises. GC 2003, Environnement, Sécurité, Patrimoine : les nouvelles données, 26-27 mai.

[114] **WANG L., GLASSER F.P., (1996)**

Hydration of calcium sulphoaluminate cements. Advanced In Cement Research, 8, n° 31, pp. 127-134.

[115] **TAYLOR H.F.W., (1997)**

Cement Chemistry. Thomas Telford, 2nd edition, pp. 123-127.

[116] **DAMIDOT D., GLASSER F.P., (1992)**

Thermodynamic investigation on the CaO-Al₂O₃-CaSO₄ H₂O system at 50 °C and 85 °C. Cement and concrete Research, vol. 22, pp. 1179-1191.

- [117] **UKRAINCIK V., BJECOVIC D., DJUREKOVIC A., (1978)**
Concrete corrosion in a nitrogen fertilizer plant. Durability of building materials and components, P.J. Seredaand and G.G. Litvan eds., ASTM, Philadelphia, STP 691, pp. 397-409.
- [118] **JAUBERTHIE R., RENDELL F., (2003)**
Physicochemical study of the alteration surface of concrete exposed to ammonium salts. Cement and Concrete Research 33, pp. 85-91.
- [119] **SMOLCZYK H.G., (1968)**
Chemical reactions of strong chlorides solutions with concrete. 5th Int. Symp. On the Chemistry of Cement, Tokyo, 3, pp. 274-280.
- [120] **ROBERTS D.J., ET AL., (2002)**
Quantifying microbially induced deterioration of concrete: Initial studies. International Biodeterioration and Biodegradation. 49(4), pp. 221-234.
- [121] **VINCKE E., BOON N., VERSTRAETE W., (2001)**
Analysis of the microbial communities on corroded concrete sewer pipes – a case study. Applied Microbiology and Biotechnology, 57(5-6), pp. 776-785.
- [122] **PARKER C.D., (1945)**
The corrosion of concrete. Aust. J. Exp. Biol. and Med. Sci. 23, pp. 91-98.
- [123] **THORNTON (1978)**
Acid attack of concrete caused by sulfur bacteria action. ACI Journal, pp. 577-584.
- [124] **ROGERS ET AL., (1993)**
Microbial-influenced concrete degradation literature review. Report of Idaho National Engineering Laboratory, EG&G Idaho Inc.
- [125] **SCHMIDT ET AL., (1997)**
Concrete with greater resistance to acid and to corrosion by biogenous sulfuric acid. Concrete precasting plant and technology, vol. 4, pp. 64-70.

[126] **SCRIVENER ET AL., (1999)**

High-performance concretes from calcium aluminate cements. Cement & Concrete Research, vol. 29, pp. 1215-1223.

[127] **MONTENY ET AL., (2000)**

Chemical, microbiological, and in situ test methods for biogenic sulfuric acid corrosion of concrete. Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 623-634.

[128] **DE BELIE N., ET AL., (2004)**

Experimental research and prediction of the effect of chemical and biogenic sulfuric acid on different types of commercially produced concrete sewer pipes. Cement and Concrete Research, 34(12), pp. 2223-2236.

[129] **VINCKE E., ET AL., (2002)**

Influence of polymer addition on biogenic sulfuric acid attack of concrete. International Biodeterioration&Biodegradation, 49(4), pp. 283-292.

[130] **LEMAÎTRE C., PÉBÈRE N., FESTY D., (1998)**

Biodétérioration des matériaux. EDP Sciences de physiques Éditions.

[131] **COLIN F., MUNK-KOEFED N., (1987)**

Formation de H₂S dans les réseaux d'assainissement, Conséquences et remèdes. Études interagences Rhône-Méditerranée-Corse, mai.

[132] **BERTRON A., (2004)**

Durabilité des matériaux cimentaires soumis aux acides organiques: cas particulier des effluents d'élevage. Thèse de doctorat, INSA de Toulouse, 256 pages.

[133] **BERTRON A., COUTAND M., CAMELEYRE X., ESCADEILLAS G., DUCHESNE J., (2005)**

Attaques chimique et biologique des effluents agricoles et agroalimentaires sur les matériaux cimentaires. Matériauxet Techniques, 93 (hors série), pp. 111-121.

[134] **REGOURD M., (1985)**

Microstructure of high strength cements paste systems. Material research society symposia proceedings 4, pp. 3-17.

[135] **REGOURD M., ET AL., (1986)**

Use of Silica Fume as Filler in Blended Cements. ACI SP-79, Vol.2.

[136] **HANNANT D. J., (1978)**

Fibre cement and fibre concrete. UK: John Wiley& Sons, 238 pages.

[137] **EZZIANE M., (2012)**

Thèse de doctorat, Université de Mostaganem, Algérie, Institut National des sciences appliquées, Rennes, France.

[138] **BEAUDOIN J.J., (1982)**

Béton renforcé de fibres. CBD-223F. Publié à l'origine en juillet, pp. 1-6.

[139] **TORRENTI J. M., DIDRY O., OLLIVIER J. P. ET PLAS F., (1999)**

La dégradation des bétons – couplage fissuration-dégradation chimique. Edition Hermes.

[140] **HEUKAMP F. H., (2003)**

Chemomechanics of Calcium Leaching of Cement Based Materials at Different Scales: The Role of CH-Dissolution and C-S-H-Degradation on strength and Durability Performance of Materials and Structures. These: Massachusetts Institute of Technology.

[141] **NGUYEN V.H., (2005)**

Couplage dégradation chimique - comportement en compression du béton. Thèse de Doctorat à L'E.N.P.C.

[142] **LE BELLÉGO C., (2001)**

Couplages chimie-mécanique dans les structures en béton attaquées par l'eau : étude expérimentale et analyse numérique. Thèse : ENS Cachan.

[143] **ARABI N., REDJEL B., JAUBERTHIE R., (2005)**

Influence des milieux de conservation sur la tenue des fibres de verre alcali-résistant dans une matrice cimentaire (CEM II/B 32,5R). Matériaux, Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, pp. 19-24.

[144] **ROSSI P. ET AL., (1996)**

Compressive behaviour of concrete: physical mechanisms and modelling. J. Eng. Mech, ASCE, vol. 122, n°11, pp. 1038-1043.

[145] **Hannawi K., Kamali-Bernard S., Prince W., (2010)**

Physical and mechanical properties of mortars containing PET and PC waste aggregate. Waste Management, vol. 30, pp. 2312-2320.

[146] **Papworth F., (1997)**

Use of Steel Fibres In Concrete. Presented at The Concrete Institute of Australia, NSW Branch.

[147] **MOLEZ L., (2003)**

Comportement des réparations structurales en béton: couplage des effets hydriques et mécaniques, Thèse de doctorat, École normale supérieur de Cachan, Université Laval, Québec, Canada.

[148] **Chaussadent T., (1999)**

État des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé. Études et recherches des LPC, série, Ouvrages d'art, N° 29, 1999.

[149] **Purnell P., Seneviratne A.M.G., Short N.R., Page C.L., (2003)**

Super-critical carbonation of glass-fiber reinforced cement. Part 2: Microstructural observations. Composites Part A, Vol. 34, n° 11, pp. 1105-1112.

NORMES

AFNOR NF P18-011, intitulée : « Classification des Environnements Agressifs »
Editions AFNOR, Paris, 1996.

RÉSUMÉ

La durabilité d'un béton dépend de plusieurs facteurs, on peut citer : les caractéristiques mécaniques finales, les sollicitations de service, les sollicitations d'environnement... Certaines conditions particulières du milieu environnant entraînent des désordres. C'est le cas des structures et des équipements des stations de traitement d'eau résiduaire qui posent quelques problèmes ne se trouvant pas dans les autres utilisations traditionnelles du béton, dont le phénomène bactériens est à l'origine. L'impact de ces dégradations est très nuisible pour notre hygiène de vie.

Ce travail porte sur l'étude du comportement mécanique et de durabilité d'un béton fibrés avec ou sans la fumée de silice conservé dans de différents environnements qui sont : sec (20°C et 50% HR), humide (20°C et 95% HR), cycles (mouillage (20°C et 95% HR)/séchage 20°C et 50% HR) et biochimique (eaux usées). Deux types de fibres ont été utilisés, les fibres métalliques et les fibres de verre alcali résistante (AR).

Nous avons réalisé trois essais : essais de résistances mécaniques, test à la phénolphthaléine et étude microstructurale (MEB). Les compositions ont été fabriquées avec des rapports eau sur ciment (0,5; 0,65; 0,8), un dosage en fibres de 0,5 % et un dosage de 10 % (de la masse de ciment) pour la fumée de silice. Après une année de conservation dans les différents environnements, nous avons caractérisé les performances mécaniques et de durabilité des mortiers étudiés.

Une observation au microscope électronique à balayage a été réalisé sur les échantillons de rapport (E/C = 0,8) afin de mieux visualiser les différentes modifications de la microstructure de la matrice. L'observation au MEB montre qu'il y'a une détérioration de la surface externe des échantillons par les phénomènes biochimiques qui sont provoqués par une attaque bactérienne et une attaque sulfatique.

Mots clés : résistances mécaniques, durabilité, cycles (mouillage/séchage), microstructure, MEB, biochimique, bétons, fibres métalliques, fibres de verre alcali résistante, fumé de silice, dégradation chimique, dégradation bactérienne.

ABSTRACT

The durability of a concrete depends on several factors, one can quote: final mechanical characteristics, operating stresses, environmental stresses... Specific conditions of surrounding environment generate disorders. This is the case of structures and equipment of wastewater treatment which pose some problems not being in the other traditional uses of the concrete, the phenomenon is bacterial in origin. The impact of these degradations is very harmful for our hygiene of life.

The present study focuses on the durability of fiber-reinforced concrete with and without silica fume kept in different environments: dry (20°C and 50% RH), wet (20°C and 95% RH), cyclic (wetting (20°C and 95% RH) / drying (20°C and 95% RH) and biochemical (sewer). Two types of fibers were used, the steel fibers and the glass fibers (alkali resistant).

Three tests were carried out: strength, depth of pH reduction using phenolphthalein, and micro-structural analysis by SEM. The mixes studied had various water cement ratios (0.5; 0.65; 0.8), with a 0.5% steel fiber content and 10% silica fume content. After one year of conservation in the various environments, we characterized the mechanical and the durability performances of the studied mortars.

SEM observations were carried out on samples with 0.8 w/c ratio to study the micro structural changes in the mortar's matrix. The SEM observation shows that there is a deterioration of the external surface of the samples by biochemical phenomena which are caused by a bacterial attack and sulphate attack.

Key words: mechanical strength, durability, cyclic (wetting/drying), microstructural, SEM, biochemical, concretes, steel fibers, alkali resistant glass fibers, silica fume, chemical attack, bacterial attack.