

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABDELHAMID IBN BADIS MOSTAGANEM
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE DE MAGISTER

SPECIALITE: GENIE CIVIL
OPTION : MATERIAUX ET DURABILITE DES CONSTRUCTIONS

THEME

Etude du comportement vis-à-vis des attaques sulfatiques et de la carbonatation d'un béton ordinaire à base de sédiment de dragage.

Présenté Par

Mr SAFER OMAR

Soutenu le 19-01-2012

Devant la commission d'examen:

Mr BENDANI Karim	M.C 'A' Université de Mostaganem	Président
Mme BELAS Nadia	Pr. Université de Mostaganem	Encadreur
Mr BOUHAMOU Nesreddine	M.C 'A' Université de Mostaganem	Examineur
Mr MEBROUKI Abdelkader	M.C 'A' Université de Mostaganem	Examineur

REMERCIEMENTS

C'est avec un grand plaisir que nous remercions tout d'abord le Bon Dieu de nous avoir donné du courage et de la volonté pour terminer ce travail.

Je tiens à remercier, en premier lieu, les personnes qui m'ont suivi de près durant ces années. Il faut, tout d'abord, citer mon encadreur, **Mme BELAS Nadia**, Professeur de l'Université de Mostaganem qui a toujours été disponible pour mener à bien ce travail.

Mes remerciements vont vers Mr **K. BENDANI**, Maître conférence de l'Université de Mostaganem, pour avoir accepté de présider le jury.

J'exprime ma gratitude à Mrs **N. BOUHAMOU et A. MEBROUKI**, Maîtres conférence de l'Université de Mostaganem, pour avoir accepté d'examiner ce travail.

Je ne remercierais jamais assez que Mr **BELARIBI Omar**, Doctorant de l'Université de Mostaganem, qui s'est impliqué personnellement dans mes travaux et m'a apporté son aide.

Je n'oublie pas Mr **BENAISSA Abdelatif**, Professeur de l'U.S.T.O.M.B d'Oran, qui nous a ouvert son laboratoire pour réaliser une partie de nos essais.

Je tiens aussi à remercier tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour le bon déroulement de ma thèse. Je cite en particulier les post-graduantes de l'Université de Mostaganem, **BELGUESMIA Khalil, MOSTEFA Fouzia et BOUKHLIF Zoulikha**.

Je ne peux oublier le soutien moral de mes amis et surtout Mr **GUENOUNA LADJEL**, Directeur de CTC pour sa gentillesse et son aide précieuse.

Mes derniers et plus chers remerciements s'adressent à mes chers parents, mon frère et mes sœurs et surtout à DADI

O. Safer

RESUME

Les aménagements hydrauliques sont soumis à des envasements importants qui, dans des délais souvent très courts, peuvent les rendre inutilisables. En Algérie, l'envasement d'un grand nombre de barrages construits pour les besoins des populations en eau potable et pour l'irrigation implique la nécessité et l'urgence d'intervention. Ainsi les travaux d'entretien qui conduisent à extraire par dragage les vases déposées constituent un impératif insoutenable pour la préservation de l'environnement : un exemple concret est le barrage de Chorfa (ouest algérien).

Dans un esprit de développement durable et pour une bonne gestion de l'environnement, plusieurs domaines pour l'utilisation de la vase autant que la pouzzolane naturelle comme matière première et non plus comme déchet ont été ciblés notamment le génie civil.

L'objectif de ce travail est triple : économique, écologique et technologique. Il consiste à valoriser la vase issue du barrage de Chorfa en tant que matériau de construction entrant dans la composition des bétons en l'utilisant, après calcination pour la rendre active, en dosages définis substituables au ciment (20% de vase par rapport au dosage en masse du ciment). Les bétons ainsi confectionnés sont testés vis-à-vis du comportement mécanique (compression et traction), du retrait et vis-à-vis des attaques des sulfates et du CO₂. Les résultats obtenus montrent de belles perspectives pour les bétons à base de vase qui affichent des performances mécaniques et un comportement au retrait et aux attaques sulfatiques satisfaisants.

Mots clés : Vase – pouzzolane – Béton à base de vase – Béton à base de pouzzolane – Résistances mécaniques – Retrait – Attaques sulfatiques – Carbonatation.

SOMMAIRE

Remerciements	
Résumé	
Abstract	
ملخص	
Table des matières	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Introduction générale	01
Partie I Etude bibliographique	
Chapitre I : - Phénomène de l'envasement des barrages	
I.1. Introduction	05
I.2. Quelques problèmes posés par l'envasement des barrages en Algérie	
05 I.2.1. Processus de l'envasement des barrages	05
I.2.2. Mécanisme de l'envasement	
06	
I.2.3. Tassement des vases	
08	
I.2.4. Réduction de la capacité de la retenue	
08	
I.2.5. Obturation des organes de vidange	10
I.2.6. Sécurité de l'ouvrage	10
I.2.7. Envasement des canaux d'irrigation	10
I.3. Moyens de lutte contre l'envasement des barrages	11
I.3.1. Les procédés de lutte contre l'envasement	11
I.3.1.1. Par prévention	11
I.3.1.2. Par dévasement	12
I.4. Identification du site de barrage de chorfa	16
I.4.1. Description du site	16
I.4.1.1. Situation	16
Conclusion	20
Chapitre II : - Durabilité des bétons	
II.1. Introduction	22
II.1.1 Facteurs affectant la durabilité du béton	23

II.1.1.1 La perméabilité du béton	23
II.1.1.2. Diffusion	25
II.1.1.3. Absorption	26
II.2. Les attaques chimiques des bétons	27
II.2.1. Actions des acides	28
II.2.2. Actions des sulfates	32
II.2.2.a. Mécanisme d'attaque	33
II.2.2.b. Influence des ajouts minéraux	35
II.3. La Carbonatation	36
II.3.1. Influence des ajouts minéraux sur la carbonatation	37
II.3.2. Autres propriétés de durabilité	38
Conclusion	39
Chapitre III : - Valorisation de la vase dans les bétons vibrés	
III.1. Introduction	41
III.2. Valorisation de la vase dans l'industrie du ciment	42
III.2.1. Valorisation par traitement thermique	42
III.2.2. Liant pouzzolanique à base de vase calcinée	42
III.2.3. Etude comparative de la pouzzolane artificielle (Vase calcinée) avec la pouzzolane naturelle de Beni-Saf	43
III.2.3.1. La pouzzolane naturelle de Béni-Saf	43
III.2.3.2. Etude sur pâtes durcies à base de vase calcinée et de pouzzolane de Béni-Saf	44
III.2.3.3. Etude sur mortier	46
III.3. Etude sur bétons	47
II.3.1. Résistances mécaniques	47
III.4. Valorisation de la vase dans la confection des briques	51
III.5. Valorisation de la vase dans la fabrication des granulats légers	54
III.6. Valorisation en tant que matériau de recouvrement et de remblai	55
III.7. Autres possibilités	55
Conclusion	56
Problématique et objectifs de la recherche	58

Partie II Programme expérimental

Chapitre I : - Matériaux utilisés

I.1. Introduction	62
I.2. Le ciment	62
I.2.1. Les caractéristiques physiques du ciment	62

I.2.2. Les caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment	63
I.2.3. Les caractéristiques mécaniques du ciment	64
I.3. Les granulats	65
I.3.1. Les caractéristiques physiques des sables	66
I.3.2. Les caractéristiques physiques des graviers	68
I.3.3. Les caractéristiques chimiques des sables	70
I.3.4. Les caractéristiques chimiques des graviers	71
I.3.5. Les adjuvants	71
I.4. La vase	72
I.4.1. Préparation de la vase	72
I.4.2. Caractéristiques physico-chimiques de la vase	73
I.4.4. Etude comparative entre la vase calcinée et la pouzzolane naturelle de Beni-Saf	74
I.5. Composition des bétons	77
I.5.1. Les données de base	77
I.5.2. Courbe granulaire de référence	78
I.5.3. Malaxage des bétons	80
I.5.4. Mise en place dans les moules	80
I.5.6. Mode de conservation des éprouvettes	80
Conclusion	81
Chapitre II : - Méthodes expérimentales	
II.1. Introduction	83
II.2. Essais à l'état frais	83
II.2.1. Essai de consistance sur pâte	83
II.2.2. Essai de prise sur pâte	84
II.2.3. Essai d'affaissement sur béton	84
II.2.4. Masse volumique du béton frais	85
II.3. Essais à l'état durci	85
II.3.1. Essai de traction par flexion	85
II.3.2. Essai de compression	85
II.3.3. Suivi du comportement des bétons à base de vase vis-à-vis du retrait	86
II.3.3.1. Choix des éprouvettes	86
II.3.3.2. Retrait total	87
II.3.3.3. Description de l'appareil de retrait	87
II.3.4. Mesure des pertes de masse	88
II.4. Essais de durabilité	88
II.4.1. Attaque par les sulfates	88

Conclusion	93
------------	----

Partie III Résultats et Analyses

Chapitre I : - Résultats des essais à l'état frais

I.1. Introduction	96
I.2. Essais sur pâte fraîche	96
I.2.1. Essai de consistance	96
I.2.2. Essai de Prise	98
I.3. Essais sur béton frais	99
I.3.1. Essai d'affaissement	99
I.3.2. La masse volumique apparente	99
Conclusion	100

Chapitre II : - Résultats des essais à l'état durci

II.1. Introduction	102
II.2. Résistances mécaniques	102
II.2.1. Résistance à la traction	102
II.2.2. Résistance à la compression	104
II.3. La ségrégation	106
Conclusion	108

Chapitre III : - Durabilité vis-à-vis les attaques sulfatiques et de la carbonatation

III.1. Introduction	110
III.2. L'action des solutions sulfatiques	110
III.2.1. Evolution de la masse	112
III.2.2. Examen visuel	120
III.3. Evaluation de la résistance à la compression	123
III.4. Déformations longitudinales	129
III.4.1. Comparaison de l'évolution des déformations des bétons	133
III.4.2. Examen visuel	135
III.5. Carbonatation accélérée et naturelle	137
III.5.1. Carbonatation accélérée	137
III.5.2. Carbonatation naturelle	140
Conclusion	140
Conclusion générale et perspectives	143
Références bibliographiques	147

LISTE DES FIGURES

Partie I Etude bibliographique

Chapitre I : - Phénomène de l'envasement des barrages

Figure I.1. Comportement des sédiments	07
Figure I.3.a. Dragueuse suceuse	13
Figure I.3.b. Rejet de la vase	14
Figure I.3.c. Processus de l'envasement et moyens de lutte	15
Figure I.4. Situation Géographique de Sig et Chorfa	17
Figure I.4.1. Le barrage de chorfa (2011)	18
Figure I.4.2. Le barrage de chorfa (2011)	18
Figure I.4.3. Récupération de la vase (2011)	19
Figure I.4.4. Dépôt de la vase sur les berges des cours d'eau (2011)	19

Chapitre II : - Durabilité des bétons

Figure II.1. Distributions cumulées et différentielles des tailles d'accès de pores acquis par porosimétrie à mercure pour des pâtes pures de ciment CEM I pour différents rapports E/C (âge \approx 2 ans, conservation sous eau de chaux)	24
Figure II.2. Pourcentage de perte en masse en fonction du pourcentage de cendre volante des différents mortiers immergés dans les solutions acides	30
Figure II.2.1. Perte de masse en fonction de temps d'immersion dans l'acide sulfurique	31
Figure II.2.2. Perte de masse et perte de résistance des bétons	32
Figure II.2.3. L'expansion sous attaque Na_2SO_4 (20°) et attaque MgSO_4 (5°)	35
Figure II.3. Variabilité des performances due à la durée de la cure humide et au type de cendres	38

Chapitre III : - Valorisation de la vase et de la pouzzolane dans les bétons vibrés

Figure III.1. Résistances mécaniques des 04 mélanges étudiés	43
Figure III.2. Résistances en compression de mortiers en fonction du % de pouzzolane substitué	44
Figure III.3. Résistances en compression des pouzzolanes activées à la chaux	45
Figure III.4. Résistances en compression des ciments pouzzolanes	45
Figure III.5. Résistances à la traction des mortiers	46
Figure III.6. Résistances à la compression des mortiers	47
Figure III.7. Evolution des résistances à la traction en fonction du temps et du dosage en vase	48
Figure III.8 Evolution des résistances à la compression en fonction du temps et du dosage en vase	49
Figure III.9. Evolution de la fraction des résistances en compression des bétons à base de vase par rapport au béton témoin (sans vase)	50
Figure III.10. Barrages étudiés	53

Figure III.11. Schéma général du processus de fabrication des briques	54
-----------------------------------------------------------------------	----

Partie II Programme expérimental

Chapitre I : - Matériaux utilisés

Figure I.1. Fuseaux proposés pour la granularité des sables à bétons	67
Figure I.2. Courbe granulométrique du sable de carrière avec correction	67
Figure I.3. Courbes granulométriques des granulats utilisés	69
Figure I.4. Etapes de préparation de la vase draguée du barrage de chorfa	73
Figure I.5. Scories de la pouzzolane naturelle utilisée, (a) avant broyage, (b) après broyage	75
Figure I.6 Courbe granulométriques des granulats utilisés et de référence	79

Chapitre II : - Méthodes expérimentales

Figure II.1. Appareil de Vicat muni de sa sonde de consistance	84
Figure II.2. Essai d'écrasement de l'éprouvette 70x70x70 mm ³	86
Figure II.3. Appareil de retrait	88
Figure II.4 Eprouvettes de béton immergé dans une solution sulfatique	89
Figure II.5. Pesée des échantillons de béton	90
Figure II.5. Rétractomètre pour la mesure du gonflement sur une éprouvette de béton (7x7x28) cm ³	91
Figure II.5. Schéma de l'enceinte de carbonatation accélérée	92
Figure II.6. Enceinte de carbonatation accélérée	92
Figure II.6. Schéma illustrant le principe des mesures	93

Partie III Résultats et Analyses

Chapitre I : - Résultats des essais à l'état frais

Figure I.1. Influence des dosages de vase et pouzzolane sur les rapports E/L	97
Figure I.2. Les temps de début de prise, fin de prise et le temps de prise de différentes pâtes	98
Figure I.3. L'affaissement du béton au cône d'Abrams	99

Chapitre II : - Résultats des essais à l'état durci

Figure II.1. Appareil de la résistance à la traction par flexion	102
Figure II.2. Les résistances à la traction par flexion des différents bétons en fonction du temps	103
Figure II.3. Les résistances à la compression des différents bétons en fonction du temps	105
Figure II.4. Observation de la répartition des granulats pour un béton ordinaire témoin BOT	107
Figure II.5. Observation de la répartition des granulats pour un béton avec vase BOV	107
Figure II.6. Observation de la répartition des granulats pour un béton avec Pouzzolane BOP	107

Chapitre III : - Durabilité vis-à-vis les attaques sulfatiques et de la carbonatation

Figure III.2.1. Immersion des éprouvettes en solution de 5% Na ₂ SO ₄	111
---------------------------------------------------------------------------------------------	-----

Figure III.2.2. Immersion des éprouvettes en solution de 5% $MgSO_4$	111
Figure III.2.3. Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau	113
Figure III.2.4. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4)	115
Figure III.2.5. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de magnésium ($MgSO_4$)	117
Figure III.2.6. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution $MgSO_4$ et Na_2SO_4 et le milieu témoin	119
Figure III.2.7. Echantillons des bétons ordinaires immergés dans la solution Na_2SO_4	121
Figure III.2.8. Echantillons des bétons avec vase immergés dans la solution Na_2SO_4	121
Figure III.2.9. Echantillons des bétons avec pouzzolane immergés dans la solution Na_2SO_4	121
Figure III.2.10. Echantillons des bétons ordinaires immergés dans la solution $MgSO_4$	122
Figure III.2.11. Echantillons des bétons avec vase immergés dans la solution $MgSO_4$	122
Figure III.2.12. Echantillons des bétons ordinaires avec pouzzolane immergés dans la solution $MgSO_4$	122
Figure III.3.1. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans l'eau	124
Figure III.3.2. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4)	126
Figure III.3.3. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de magnésium ($MgSO_4$)	128
Figure III.4.1. Evolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau	130
Figure III.4.2. Evolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4	131
Figure III.4.3. Evolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium $MgSO_4$	132
Figure III.4.4. Comparaison de l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4	133
Figure III.4.5. Comparaison de l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de magnésium $MgSO_4$	134
Figure III.4.6. Etat des éprouvettes des bétons témoins après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)	135
Figure III.4.7. Etat des éprouvettes des bétons avec vase après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)	135
Figure III.4.8. Etat des éprouvettes des bétons avec pouzzolane après 90 jours d'immersion	

dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)	136
Figure III.4.9. Etat des éprouvettes des bétons témoins après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium (MgSO_4)	136
Figure III.4.10. Etat des éprouvettes des bétons avec vase après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium (MgSO_4)	136
Figure III.4.11. Etat des éprouvettes des bétons avec pouzzolane après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium (MgSO_4)	137
Figure III.5.1. Béton témoin carbonaté	138
Figure III.5.2. Béton avec vase	138
Figure III.5.3. Béton avec pouzzolane	138
Figure III.5.4. Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée des bétons	139

LISTE DES TABLEAUX

Partie I Etude bibliographique

Chapitre I : - Phénomène de l'envasement des barrages

Tableau I.1. Capacité de certains barrages Algériens en l'an 2010	09
Tableau I.2. Perte de capacités dues à l'envasement de certains barrages dans le monde	09

Chapitre II : - Durabilité des bétons

Tableau II.1. Coefficients de diffusion apparents de bétons avec fumée de silice et Cendres volantes	26
------------------------------------------------------------------------------------------------------	----

Chapitre III : - Valorisation de la vase et de la pouzzolane dans les bétons vibrés

Tableau III.1. Composition des mélanges ciment-vase	42
Tableau III.2. Composition des pâtes de pouzzolane activée à la chaux	44
Tableau III.3. Composition des pâtes de ciment pouzzolanique	45
Tableau III.4. Caractéristiques chimiques de la vase prélevée au barrage de BOUHANIFIA	51
Tableau III.5. Valeurs des forces de rupture et des contraintes	52

Partie II Programme expérimental

Chapitre I : - Matériaux utilisés

Tableau I.1. Caractéristiques physiques du ciment CPA CEMI 42.5 ES	63
Tableau I.2. Compositions chimiques du ciment CPA CEMI 42.5 ES	63
Tableau I.3. Composition minéralogique du ciment CPA 42.5 ES	64
Tableau I.4. Résistance à la traction et compression d'un mortier réalisé avec un CPA 42.5 aux différents âges	65
Tableau I.5. Caractéristiques physiques du sable de carrière	68
Tableau I.6. Caractéristiques physiques des graviers	69
Tableau I.7. Analyse chimique du sable de carrière	70
Tableau I.8. Analyse chimique du sable de mer de Sidi Lakhdar	71
Tableau I.9. Caractéristiques physico-chimiques de la vase calcinée	74
Tableau I.10. Caractéristiques chimiques des deux pouzzolanes naturelles et artificielle	75
Tableau I.11. Caractéristiques physiques des deux pouzzolanes naturelles et artificielles	76
Tableau I.12. Composition des bétons	79

Chapitre II : - Méthodes expérimentales

Tableau II.1. Résultats d'affaissement au cône d'Abrams	84
---------------------------------------------------------	----

Partie III Résultats et Analyses

Chapitre I : - Résultats des essais à l'état frais

Tableau I.1. Résultats de consistance pour chaque composition de pâte	96
Tableau I.2. Les temps de début et de fin de prise des différentes pâtes de ciment	98
Tableau I.3. Masses volumiques apparentes des bétons frais	100

Chapitre II : - Résultats des essais à l'état durci

Tableau II.1. Les résistances à la traction par flexion en (MPa)	102
Tableau II.2. Les résistances à la Compression en (MPa) des trois bétons	104

Chapitre III : - Durabilité vis-à-vis les attaques sulfatiques et de la carbonatation

Tableau III.2.1. Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau	112
Tableau III.2.2. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)	114
Tableau III.2.3. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO_4)	116
Tableau III.3.1. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans l'eau	123
Tableau III.3.2. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4)	125
Tableau III.3.3. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO_4)	128
Tableau III.4.1. Evolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau	129
Tableau III.4.2. Evolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4	131
Tableau III.4.3. Evolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium MgSO_4	132
Tableau III.5.1. Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée des bétons	139

INTRODUCTION GENERALE

Le phénomène de l'envasement des barrages en Algérie constitue un enjeu d'envergure nationale. Ces barrages se transforment beaucoup plus en réceptacles de vase que d'eau.

A cet effet, Les possibilités d'utilisation des sous produits issus des opérations de dragage sont réelles et touchent de nombreuses applications.

La fraction solide des vases des barrages constitue un matériau économique local très attractif du fait de sa granularité fine économisant les étapes coûteuses de concassage et tamisage dans les applications en Génie Civil.

L'utilisation de ces matériaux en tant que matière première contribue souvent à la protection de l'environnement des sites suite au rejet des matériaux dragués.

Il s'est avéré que les caractéristiques physico-chimique et minéralogique de la fraction solide des vases extraites du barrage du Chorfa ont montré plusieurs voies pour son utilisation et leur exploitation autant que la pouzzolane naturelle et plus comme un déchet stocké dans la nature.

Nous avons donc entamé cette étude dans un but écologique (minimiser la quantité de vase à stocker dans la nature), technologique (préparer des bétons à base de vase de performances appréciables) et économique (en économisant le ciment) et ce en valorisant la vase traitée comme matériau de construction substituable en partie au ciment.

Ce travail est présenté en trois parties :

Partie I : Etude bibliographique

Dans le 1^{er} chapitre, nous présentons quelques problèmes posés par l'envasement des barrages en Algérie et dans certains pays du monde, en plus de l'identification du site de barrage de CHORFA en le décrivant et en donnant un aperçu rapide de son historique et son état actuel.

Le 2^{eme} chapitre est consacré à la durabilité des bétons et son comportement en vers les attaques sulfatiques et de la carbonatation.

Dans le 3^{eme} chapitre, nous présenterons quelques résultats de certaines études effectuées tendant à valoriser les sédiments de dragage et de la pouzzolane dans les bétons vibrées.

Comme conclusion à l'étude bibliographique, nous poserons la problématique et définirons les objectifs de cette recherche.

Partie II : Matériaux et méthodes

Le 1^{er} chapitre est consacré aux matériaux utilisés tels que la vase, le ciment, le sable et les graviers entrant dans la composition des pâtes de ciment et des bétons.

Les méthodes expérimentales des essais effectués à l'état frais et durci sont détaillées dans le second chapitre.

Partie III : Résultats et analyses

Le 1^{er} chapitre est consacré à l'analyse des résultats des études de comportement à l'état frais (masse volumique, E/Liant, temps de prise)

Le second chapitre concerne l'analyse des résultats des études à l'état durci (résistances, retrait, perte de masse) sur béton en fonction du dosage de vase et pouzzolane incorporées en substitutions partielles au ciment.

Dans le 3^{ème} chapitre, nous présenterons les résultats de durabilité vis-à-vis les attaques sulfatiques et de la carbonatation.

Notre étude sera clôturée par une conclusion générale suivie des perspectives de recherche.

CHAPITRE I

PHENOMENE DE L'ENVASEMENT DES BARRAGES

I.1. INTRODUCTION

Les aménagements hydrauliques en Algérie constitués de digues de barrages sont fragiles et soumis à des envasements importants qui dans des délais très courts peuvent les rendre inutilisables. C'est pourquoi il est d'une extrême urgence de procéder aux travaux de dragage afin de sauver nos ressources en eau qui ne cessent de s'appauvrir.

L'envasement des barrages constitue malheureusement une arme à double tranchant puisqu'il est responsable de la diminution du niveau d'eau potable et d'irrigation d'une part et la cause de la détérioration de l'environnement d'autre part.

En effet des travaux de dévasement gigantesques ont été entrepris dans plusieurs barrages algériens en l'occurrence le barrage de Chorfa mais se sont avérés destructeurs de l'environnement puisque des quantités considérables de vase sont déversées dans la nature portant un préjudice écologique incontournable.

C'est pour cette raison qu'il faut tirer la sonnette d'alarme et sensibiliser les responsables et les chercheurs à étudier tous les aspects chimiques, physiques, minéralogiques et mécaniques de la vase draguée des barrages afin d'en tirer profit dans le domaine des matériaux de construction par souci d'économie et contribuer ainsi à la préservation de l'environnement.

Durant cette étude bibliographique nous allons évoquer le phénomène de l'érosion des sols responsable de l'envasement des barrages, les moyens efficaces de lutte contre l'envasement et la possibilité de valoriser la vase en tant que matériaux de construction.

I.2. QUELQUES PROBLEMES POSES PAR L'ENVASEMENT DES BARRAGES EN ALGERIE

I.2.1. Processus de l'envasement des barrages

a. Erosion des sols

L'érosion est définie comme le détachement de fragments ou des particules du sol ou des roches de leur position initiale par l'eau ou par d'autres agents géologiques, tels que le vent, la glace, les volcans, etc... [1]

b. Apport solides aux retenues

Les eaux des cours d'eau transportent les sédiments sous deux formes [1] :

- Par charriage

- En suspension

Le charriage ou transport solide sur le fond

Il concerne les matières en phase solide, plus particulièrement les plus gros éléments qui contribuent à la formation et à l'équilibre du lit, principalement la pente. Ces éléments sont transportés sur le fond par roulement, saltation et aussi par suspension, lorsque le débit est très important.

Le transport solide en suspension

Il concerne les éléments fins du transport solide qui sont maintenus en suspension, par la turbulence de l'eau, créée par les matériaux du lit. La quantité de matériaux en suspension dépend uniquement des quantités d'éléments très fins, qui proviennent de l'érosion des bassins versants.

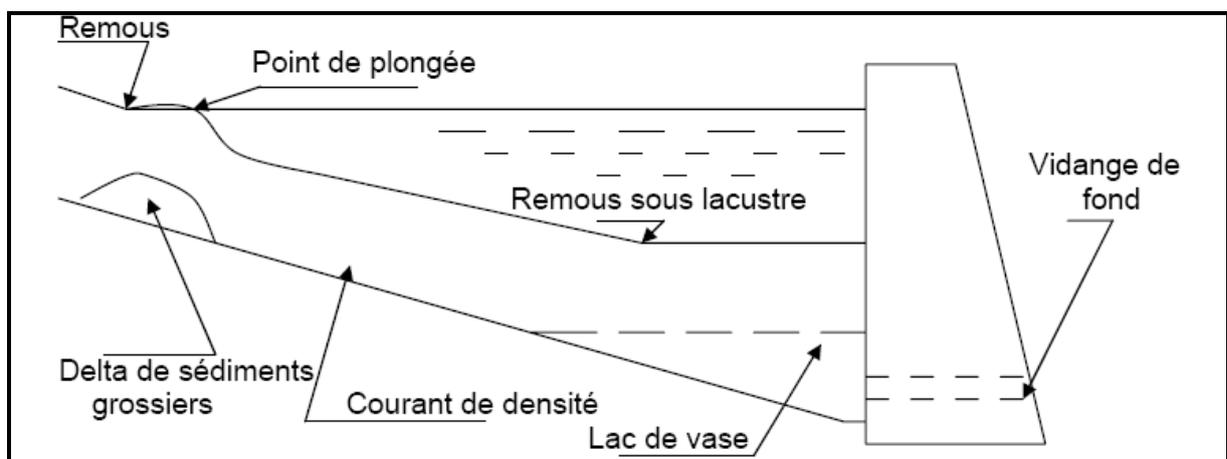
I.2.2. Mécanisme de l'envasement

Avant d'étudier la façon dont diverses caractéristiques de la retenue influent sur son envasement, on présentera d'abord le cas type d'une grande retenue de topographie régulière exploitée à un niveau constant [1].

La construction d'un barrage modifie les conditions d'écoulement du débit solide, aussi bien pour le transport par charriage que pour le transport en suspension.

Les matériaux transportés par charriage se déposent, en tête de la retenue, c'est-à-dire vers l'extrémité, en amont de la courbe de remous (figure I.1).

Les matériaux transportés en suspension se déposent au fond de la retenue, à l'aval du remous solide. Le dépôt solide à lieu, soit par décantation sur place, soit, après transport, dans la retenue par les courants de densité.



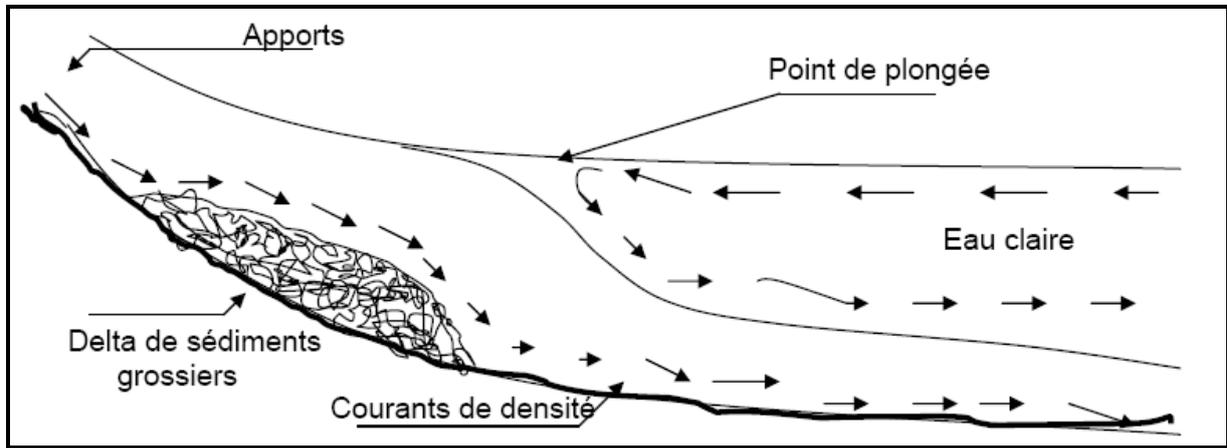


Figure I.1. Comportement des sédiments [2].

Beaucoup d'auteurs ont étudié ce phénomène. On peut en citer le principal ; Duquennois, qui distingue deux cas :

a- Si l'écoulement en amont est torrentiel, les eaux chargées plongent au fond de la retenue et s'y écoulent sous la forme d'un courant de densité (Figure I.1) qui se présente en général comme un écoulement plus ou moins individualisé, d'une eau de densité légèrement différente de celle qui l'entoure.

b- Si l'écoulement est fluvial (cas de la majorité des retenues algériennes), il ne se forme de courant de densité que pour des débits et concentrations dont les apports sont suffisamment élevés. Si ce n'est pas le cas et qu'il y'a un écart entre les apports et les eaux calmes de la retenue, il se forme un courant de densité qui peut s'écouler au fond de la retenue et transporter les vases jusqu'au pied du barrage. Si la température entre les apports et les eaux calmes du lac sont voisins, le courant de densité ne se forme pas et les sédiments fins, sont tributaires de la turbulence et des écoulements dans la retenue.

I.2.3. Tassement des vases

En l'absence du soutirage de fond, les flocons se déposent par gravité sur les fonds et vont s'écraser sous leur propre poids, perdant progressivement une partie de leur eau de structure, avec élimination dans un premier stade de l'eau interstitielle et dans un stade ultérieur de l'eau de la double couche avec arrangement des particules solides et de leur eau absorbée [1].

a- Tassement des vases de différentes origines

Selon Mignot et Paratheniades [1], qui décrivent les différentes phases du tassement, ce dernier indique que les flocons se regroupent par agrégat et forment dans l'état le plus lâche des « réseaux maillés ». Dans une première phases, le réseau des agrégats se réorganise pour devenir plus dense, puis les agrégats sont rompus et les flocons se rapprochent dans une seconde phase. Les flocons se déforment et l'eau entre flocons s'évacue par puits de drainage.

b- Consolidation des vases

Les sédiments fins de types vases, limons, boues ou argile, forment dans un milieu aqueux des complexes sol-eau essentiellement variables dans le temps. Liquides ou plastique au début de leur consolidation, ces matériaux se présentent comme des variables solides après des temps de tassement prolongés [1].

1.2.4. Réduction de la capacité de la retenue

La réduction de la capacité de stockage de l'eau est sans aucun doute la conséquence la plus dramatique de l'envasement : chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue.

La quantité de sédiments déposée dans les 100 barrages Algériens était évaluée à 560.10^6 m^3 en 1995 soit un taux de comblement de 12.5% et de 650.10^6 m^3 en l'an 2000, soit un taux de comblement de 14.5%. A titre d'exemple, la capacité initiale du barrage de Ghrib (Médéa) était de 280.10^6 m^3 en 1939 et n'était plus que de 109.10^6 m^3 en 1977 [2].

a- Capacité de certains barrages Algériens en l'an 2010

Une projection a été faite pour l'an 2010 [3]. (Tableau I.1), d'où il ressort que certains barrages comme par exemple ceux du Oued El Fodda, Ghrib, Bouhanifia, K'Sob et Foum El Gherza ne pourront plus garantir les quantités d'eau potable et d'irrigation nécessaires [2].

Barrages	Capacité initiale (10^6 m^3)	Quantité de vase en 2010 (10^6 m^3)
Fergoug	18	31
Zardezas	31	37
Oued El Fodda	228	82
Ghrib	280	227
Sob	11.6	11.1
Foum El Gherza	47	39.5

Tableau I.1. Capacité de certains barrages Algériens en l'an 2010 [2].

b- Perte de capacité due à l'envasement dans certains pays du monde

Nous allons donner une idée sur les pertes de capacités dues à l'envasement de quelques barrages dans le monde dues à l'envasement présentées dans le Tableau I.2.

Pays	Barrages	Capacité initiale (10^6 m^3)	% annuel de perte de capacité	observations
Chine	Sanmenxia	9.64	5.5	Perte de 55% de capacité durant les dix

				premières années d'exploitation
Iran	Safidrud	1800	2.35	Une perte de capacité de $42.2 \cdot 10^6 \text{m}^3/\text{an}$
Venezuela	Santo-domingo	3	5.5	Une perte de capacité de $0.167 \cdot 10^6$ par année.
Soudan	Roseirs	-		Una perte de capacité de $40 \cdot 10^6 \text{m}^3/\text{an}$
	Girba	-	-	Une perte de capacité de $0.237 \cdot 10^6 \text{m}^3/\text{an}$
Etats unis	Laka Austin	-	-	Réservoir comblé durant 13 années
	Solomon	-	100	Réservoir comblé dès la première année de la mise en service

Tableau 1.2. Perte de capacités dues à l'envasement de certains Barrages dans le monde [2].

I.2.5. Obturation des organes de vidange

Un autre aspect négatif présenté par l'envasement est celui du non fonctionnement des organes de vidange de fond. Le cas du barrage de Oued El Fodda (Chlef) peut servir d'exemple : en effet, la vanne de fond a été bloquée depuis 1948 et elle se trouve maintenant sous plus de 40 m de vase ; toute opération de vidange retenue est de ce fait impossible.

Un autre cas a signaler pourrait être celui du barrage de Foum El Ghersa (Biskra) ou la vanne de fond a été bloquée de 1982 à 1989 [2].

I.2.6. Sécurité de l'ouvrage

La poussée de la vase progresse au carré de la hauteur et sa densité peut atteindre 1.6, ce qui présente un danger pour le barrage en l'occurrence une rupture comme le cas du barrage de Chorfa. Avant cette rupture, le débit évacué par le déversoir a été élevé, il a du régner près de barrage un courant qui a contrarie la décantation de la vase, de telle sorte que pendant cette période, la partie supérieure de la digue située au dessus des dépôts, était soumise non pas à la poussée de l'eau seule, mais à une autre plus forte, celle d'un liquide plus lourd dont on n'a pas pu déterminer la teneur en vase, mais d'après les renseignements fournis sur le débit solide de Oued El Hammam et d'après les résultats de prélèvement, il n'est pas exagéré d'admettre qu'au bord du barrage, l'eau contenait au moins 30% de vase [2].

I.2.7. Envasement des canaux d'irrigation

Le dépôt des sédiments dans une retenue de barrage destinée à l'irrigation, pose le problème de comblement du réseau (des canaux) d'irrigation se trouvant à l'aval du barrage, en effet, dans les pays arides et semi-arides, l'irrigation se fait généralement par de l'eau chargée en sédiments, c'est ainsi que ces particules fines vont se déposer dans les canaux réduisant leurs sections mouillées et bien sur le débit d'eau véhiculée. Le curage et le nettoyage des canaux deviennent des opérations quotidiennes. Aux Etas Unis, en Tunisie, et au Niger suite à l'irritation avec de l'eau chargée en vase, un point de détérioration rapide du réseau d'irritation est survenu [2].

Les problèmes posés par l'envasement des barrages en Algérie contre lesquels les moyens de lutte existent, constituent les principaux inconvénients de ce phénomène à savoir la réduction rapide de la capacité de nos barrages, les risques d'instabilité des ouvrages dus à la forte poussés des sédiments, l'obturation des organes de vidange et le comblement des canaux d'irrigation dans l'ouest algérien empêchant ainsi l'irrigation normales des terres [4].

I.3. MOYENS DE LUTTE CONTRE L'ENVASEMENT DES BARRAGES

Un site de barrage est une retenue naturelle non renouvelable. Il importe donc, non seulement de prévoir le rythme de comblement de la retenue de façon aussi précise que possible, de manière à prendre les dispositions économiques et sociales qui s'imposent, mais aussi et surtout de sauvegarder au maximum l'existence de la retenue en luttant contre l'envasement.

On connaît les capacités initiales des barrages, mais leur évolution dans le temps, qui est fonction du taux d'envasement, reste souvent du domaine de l'inconnu. En Algérie le taux d'envasement annuel est de l'ordre de 3% ; et à ce rythme, il est fort probable qu'une dizaine de barrages seront envasés avant l'année 2010 [5]. Pour limiter l'érosion et l'envasement des barrages d'une façon appropriée, il importe de limiter les risques par un aménagement et un reboisement judicieux des bassins versants.

Des moyens de lutte contre l'envasement des barrages existant permettent ainsi de mieux gérer ce problème.

I.3.1. Les procédés de lutte contre l'envasement

Parmi les procédés de lutte contre ce phénomène, sont schématiquement préconisés deux aspects : prévention et dévasement.

I.3.1.1. Par prévention

Cet aspect consiste à empêcher l'arrivée des sédiments dans la retenue. Il s'agit du traitement du bassin versant et du lit majeur du cours d'eau [1].

On peut citer quelques méthodes utilisées en Algérie :

a- Le reboisement

La restauration des sols, la formation des banquettes, la création de petits barrages en gabions dans les talwegs [6]. la création de plages d'épandage, la plantation des cultures suivant les courbes de niveau constituent des solutions efficaces.

b- la plantation de végétation à longues tiges dans les oueds

Il est à noter que les tamis qui sont posés à l'amont des barrages de Bouhanifia de Chorfa et de Cgeurfa, constituent de véritables pièges à sédiments.

Cette méthode est utilisée dans les retenues de Hougshan en Chine. Où a été planté dans la zone de remous des arbres très serrés de deux à trois mètres de hauteur formant un rideau de végétation de quatre kilomètres de large et dix kilomètres de long, retenant ainsi 90% des apports solides [1].

I.3.1.2. Par dévasement

L'opération la plus classique de curetage des barrages et en même temps la plus coûteuse concerne le dévasement (l'enlèvement des boues de fond par des moyens mécaniques).

La situation géographique de l'Algérie fait d'elle le pays pionnier en la matière. Forte de son expérience d'un demi-siècle, l'Algérie s'est dotée récemment de deux dragues suceuses refouleuses, dont l'une baptisée «Rezoug Youcef» (en hommage au premier ouvrier victime d'une chute lors de la mise en place de la drague). Pour rappel, la première drague utilisée en Algérie en 1957 est la drague refouleuse «Lucien Dumay». Depuis les années 2000, plus de 20 millions de m³ de vase ont été extraits de nos barrages.

Le dévasement s'accompagne toujours d'une perte d'eau inévitable. Jusqu'à nos jours, les meilleurs rendements font état de 1 m³ d'eau perdu pour le même volume de boue extraite. Un premier essai au monde avec une perte d'eau presque nulle a eu lieu au barrage Foum El Ghourza dans la wilaya de Biskra.

La technique consiste tout simplement en un aménagement adéquat. Une succession de bassins de décantation sont creusés plus en amont du barrage à dévaser. Les boues extraites sont déposées dans ces bassins, et après décantation, les eaux sont acheminées gravitairement vers leur lieu d'origine.

Cet aspect utilise d'une part l'évacuation des sédiments par vidange de fond et l'emploi des courants de densité par soutirage sélectif et d'autre part le dévasement mécanique. Nous en citerons :

a- Le soutirage des courants de densité grâce aux vannettes de dévasement

Méthode utilisée sur les barrages Oued-El-Fodda et Ighil Emda [1].

Ces différents moyens de chasses employés seuls, se sont avérés inopérants et insuffisants au regard de l'ampleur des volumes de matériaux solides charriés ou en suspension. Il fallait donc leur associer un système plus fiable qui est le dragage qui est le procédé le plus couramment utilisé notamment lorsque les consignes d'exploitation interdisent toute perte d'eau. Méthode utilisée sur les barrages de Chorfa, Hamiz et Fergoug [1].

Son application est cependant réservée à certains sites qui, de par leur configuration, permettent l'apparition de ce que les spécialistes appellent les courants de densité : une sorte de mixture de boue et des eaux, se propagent au fond des retenues et dont le courant au cours de sa propagation présente le caractère d'individualité, donc ne se mélange que dans des Proportions très faibles avec les eaux claires.

Les courants de densité sont ainsi très concentrés en sédiments, d'où la maîtrise de ce phénomène qui permet, le moment opportun, d'ouvrir les vannes de fond et de dégager ainsi le maximum de sédiments avec un minimum d'eau. Le barrage d'Ighil Emda est parmi les premiers au monde à avoir été équipé d'un dispositif installé spécialement pour le soutirage Des sédiments.

b- Le dragage

Le premier barrage ayant subi des opérations de dragage en Algérie est celui de Fergoug, situé dans la région de Perrégaux (ouest algérien) : de 1986 à 1989 plus de 10 millions de m³ de vase ont été dragués [5].

Ce dragage a été réalisé avec une drague suceuse flottante (Figure I.3.a). Après remaniement local, les sédiments sont aspirés par la drague et refoulés à travers une canalisation constituée d'une partie flottante et d'une partie fixe sur plusieurs centaines de mètres de longueur. Cette canalisation sert aussi au transport par refoulement des sédiments jusqu'à la zone de rejet située en aval du barrage (Figure I.3.b).



Figure I.3.a. Dragueuse suceuse. [5].



Figure I.3.b. Rejet de la vase. [5].

Préalablement au choix du type de dragage à utiliser, une étude des fonds de la retenue a été nécessaire. Une étude géotechnique a été réalisée sur des sondages effectués dans la retenue : ils ont permis le prélèvement d'échantillons intacts. Les échantillons prélevés ont fait l'objet d'identifications et caractérisations au laboratoire. Ces études ont aidé à la prise de décision sur le choix du type de matériel à utiliser pour le dragage, ainsi que les moyens de transport et de mise en dépôt [5].

De cette première expérience de dragage en Algérie, sont apparus des désordres sur l'environnement, et des enseignements sont à tirer pour la prise de décisions futures. En effet, les moyens de dragage sont très variés, allant du simple pelletage jusqu'aux systèmes automatisés qu'il serait possible de concevoir. La réalité a montré la nécessité de prise en charge des opérations de dragage sur toutes les facettes du barrage, en suivant les étapes suivantes :

- Caractérisation initiale des matériaux à draguer.
- Mise en état des matériaux avant dragage (séparation de phases).
- Transport et la mise en dépôt des matériaux dragués
- Questions de dépollution des matériaux à déposer dans les sites naturels
- Aspects de valorisation des matières pouvant être exploitées.
- Retombées économiques immédiates et à long terme.

Malgré la diversité des problèmes liés à l'envasement des retenus, la récupération des volumes de stockage et des moyens existants est une priorité. Même si la construction de nouvelles retenue est envisageable, elle est confrontée dans de nombreux cas à l'inexistence de sites nouveaux. Ainsi que ce soit par soutirage ou par dragage, plus de 650 millions de m³ de sédiments cumulés sont estimés en 2000 et répartis dans les 98 barrages Algériens [5].

Nous pouvons résumer le problème d'envasement et ses moyens de lutte par le schéma représenté par la Figure I.3.c.

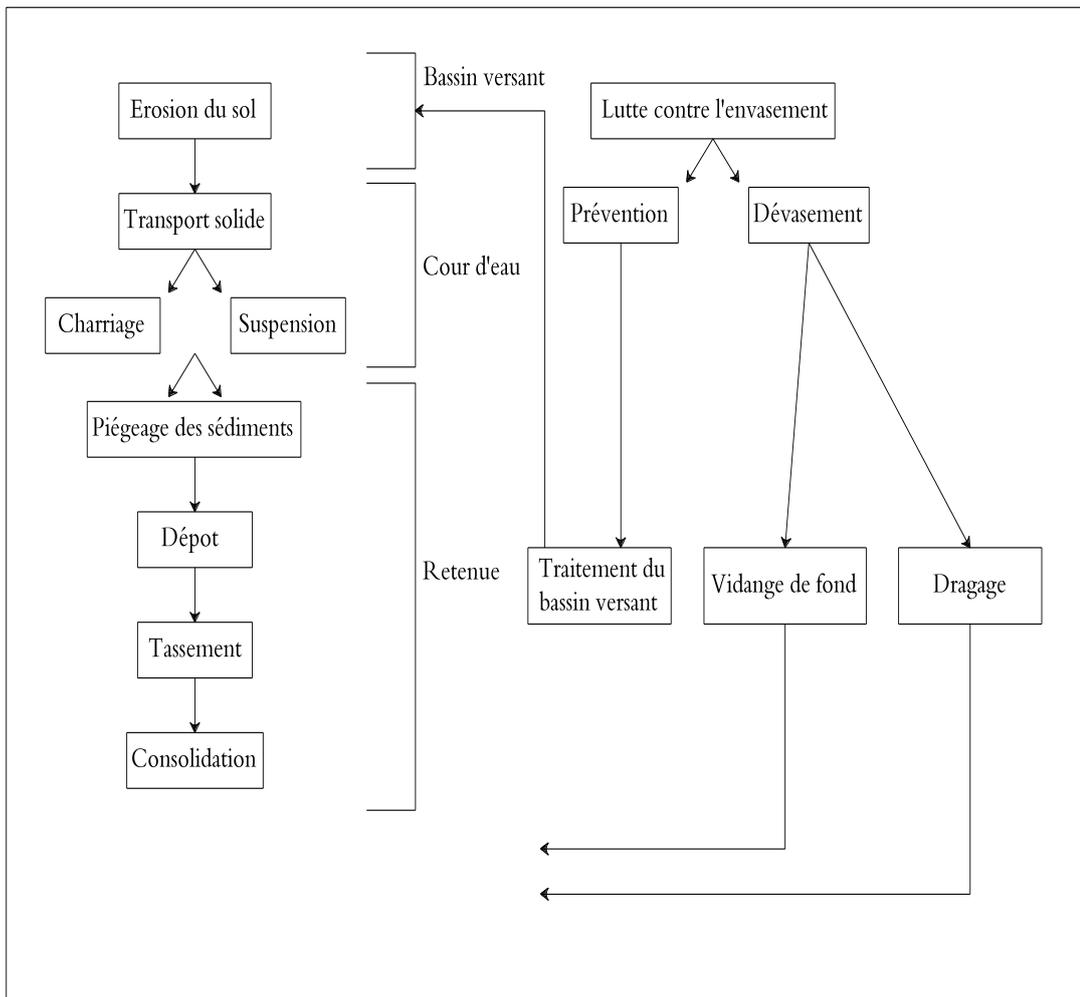


Figure I.3.c. Processus de l'envasement et moyens de lutte [7].

I.4. IDENTIFICATION DU SITE DU BARRAGE DE CHORFA

La connaissance du site à travers sa localisation, le degré d'urbanisation et la taille du bassin versant, la nature géotechnique des formations soumises à l'érosion, son historique mettent en évidence son importance économique.

I.4.1 Description du site

Le barrage de chorfa est un barrage de terre, il doit sa dénomination à la localité «Douar Chorfa», dans la Daïra de Sig, wilaya de Mascara.

La population approximative sur un rayon de 2km autour de ce point est de 3000 habitants.

I.4.1.1 Situation

Le barrage de chorfa, est accessible à partir de Sfisef en passant à côté de Aïn-Aden en longeant la forêt de Sehamda située dans la wilaya de Sidi-Bel-Abbès avec laquelle elle est limitrophe.

Chorfa est connue pour ses sources et aura de tout temps servi à approvisionner la ville de Sig en eau potable.

La situation Géographique de Sig et de barrage du Chorfa est représenté dans la figure I.4

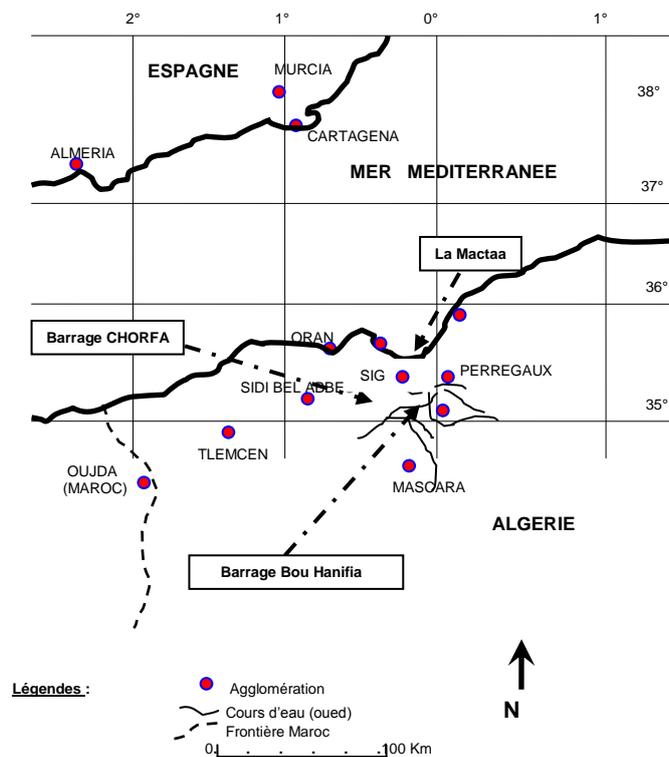


Figure I.4. Situation Géographique de Sig et Chorfa.

Ce barrage a connu depuis sa mise en exploitation, un énorme problème d’envasement qui a diminué sa capacité jusqu’à 80%. Pour remédier à ce problème, on a procédé au dévasement (dragage) ; cette technique a donné des résultats satisfaisants néanmoins elle fut limitée face aux problèmes écologiques dus à la négligence par le rejet de cette vase vers l’aval [5].

Quelques Figures du barrage de chorfa ont été prises afin de mieux le visualiser.



Figure I.4.1. Le barrage de chorfa (2011).



Figure I.4.2. Le barrage de chorfa (2011).



Figure I.4.3. Récupération de la vase (2011).



Figure I.4.4. Dépôt de la vase sur les berges des cours d'eau (2011).

CONCLUSION

Malgré les grands efforts financiers mis en oeuvre dans les opérations curatives de dragage en Algérie, ces derniers restent insuffisants, et la nécessité de rechercher d'autres moyens de lutte pour la

préservation de la ressource en eau et de l'environnement est une priorité vitale. De grands efforts financiers restent encore à fournir pour le curage d'un grand nombre de barrages. Que ce soit par dragage ou par soutirage, la programmation d'opérations périodiques de vidange est nécessaire. Les volumes considérables de matières solides qui en résultent, avant valorisation nécessitent des traitements appropriés et un stockage en harmonie avec leur environnement.

Le dragage constitue la phase ultime qui traduit clairement les insuffisances des autres moyens de lutte contre l'envasement utilisés en amont. Le dragage en Algérie étant un dragage d'entretien des retenues de barrages ; il doit s'inspirer des moyens et méthodes utilisés dans le monde malgré la particularité des sites et du climat. L'adoption des techniques de dragage doit passer par la caractérisation et l'identification de la vase pour le choix des moyens de vidange ainsi que le stockage des matières récupérées.

Le barrage de Chorfa est l'un des barrages les plus envasés d'Algérie. D'où l'urgence de valoriser les sédiments issus de son dragage.

CHAPITRE II

LA DURABILITE DES BETONS.

II.1. INTRODUCTON

Aujourd'hui, la durabilité des structures en béton est un des facteurs les plus importants dans les domaines du génie civil et du génie industriel. Elle est influencée non seulement par les chargements mécaniques mais aussi par l'environnement (marin, gel - dégel, pluie...). Ces influences deviennent plus importantes quand on doit garantir une durée de service pendant une grande période. Par exemple, les ponts, les tunnels, les réseaux d'assainissement ou le patrimoine bâti doivent avoir une longue durée de vie.

La plupart des processus de détérioration touchant les structures en béton, impliquent les transferts de matière (en particulier d'agents agressifs) à l'intérieur d'un matériau poreux comme le béton.

Le mécanisme de dégradation chimique du béton consiste à une décalcification progressive du béton au cours du temps en contact avec un environnement agressif. Cette dégradation provoque une augmentation de la porosité du béton qui modifie ces propriétés physico-chimiques et mécaniques. D'une part cette augmentation de porosité accélère le processus de transport (perméabilité ou diffusion) de matières et entraîne une accélération de la dissolution des hydrates (notamment la portlandite). D'autre part, ceci induit une modification des propriétés mécaniques comme la perte de résistance et la perte de rigidité. En plus, les sollicitations mécaniques créent des microfissures qui peuvent être des facteurs accélérant le processus de dégradation chimique.

La durabilité peut être, donc, définie comme la résistance du béton aux agressions chimiques ou physiques, en maintenant son comportement et ses performances dans de bonnes conditions de service prévus pour l'ouvrage.

Généralement, les agressions chimiques sur le béton affectent d'abord la pâte du ciment. Le béton, le mortier ainsi que la pâte de ciment hydraté, peuvent être considérés comme des matériaux multiphasiques composés d'une phase solide (squelette poreux comme les granulats et hydrates) et d'une phase liquide (solution interstitielle) et d'une phase gazeuse (air sec, vapeur d'eau, CO₂ ...) se trouvant à l'intérieure du matériau solide [8].

II.1.1 Facteurs affectant la durabilité du béton

Pour évaluer la durabilité « potentielle » d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations.

Les trois principaux mécanismes des transferts de fluides à l'intérieur du béton sont la perméabilité, la diffusion et l'absorption. La perméabilité concerne le transfert de matière dû à un gradient de pression.

La diffusion est le mécanisme par lequel un fluide se déplace sous l'action d'un gradient de concentration et l'absorption est le résultat de différence de tension de surface dans les capillaires.

II.1.1.1 La perméabilité du béton

La perméabilité d'un milieu poreux correspond à son aptitude à se laisser traverser par un fluide (liquide ou gaz) sous l'effet d'un gradient de pression. La perméabilité représente le premier indicateur de la durabilité de béton. Elle dépend fortement du réseau poreux et de sa connectivité [9].

Les trois principaux fluides qui peuvent pénétrer dans le béton et mettre en cause sa durabilité sont : l'eau, pure ou contenant des ions agressifs, le gaz carbonique et l'oxygène. Ils peuvent se déplacer au travers du béton de différentes manières, mais tous les mouvements dépendent principalement de la structure de la pâte. Comme nous l'avons vu précédemment, la durabilité du béton dépend largement de la facilité avec laquelle les fluides, à la fois liquides et gaz, peuvent pénétrer et se déplacer à l'intérieur du béton; c'est ce que l'on appelle communément la perméabilité du béton.

A proprement parler, la perméabilité concerne l'écoulement d'un fluide dans un milieu poreux. Cependant, le mouvement des différents fluides dans le béton ne se fait pas seulement par écoulement à travers le réseau poreux, mais aussi par des mécanismes de diffusion et d'absorption, de telle sorte que, en réalité, nous sommes plutôt concernés par ce que l'on pourrait appeler la pénétrabilité du béton. Quoiqu'il en soit, nous utiliserons l'expression couramment acceptée de « perméabilité » du béton pour décrire globalement tout mouvement des fluides dans et au travers du béton, exception faite où, pour des raisons de clarté, il sera nécessaire d'établir des distinctions entre les différents mécanismes d'écoulement.

Selon **Ho** [10], la perméabilité a été définie comme la propriété qui permet le passage d'un liquide à travers le matériau et elle se distingue de la pénétration de l'humidité par absorption due à l'action des capillaires. Dans les structures, l'eau est absorbée par capillarité, la mesure du taux d'absorption donne souvent une indication sur la structure des pores du béton ou du mortier. La pénétration de l'eau à travers le réseau poreux entraîne des ions sulfates et chlorures, substances néfastes pour la durabilité du béton [11].

Plusieurs paramètres entrant en jeu lors de l'écoulement d'un gaz à travers un milieu poreux ont une influence sur la perméabilité. Ainsi, la teneur en eau du béton a un effet marqué sur la majorité de ses propriétés dont la perméabilité aux gaz, qui est très affectée par la quantité d'eau interstitielle. Il faut alors drainer l'eau interne, partiellement ou entièrement, avant qu'une mesure de perméabilité aux gaz ne puisse être réalisée [12].

Mais la perméabilité peut aussi dépendre des caractéristiques propres du matériau, notamment de sa microstructure. En effet, La dimension des pores dans le béton est directement liée au rapport E/C de la formulation étudiée. Lorsque le rapport E/C augmente, la porosité devient plus élevée et la structure poreuse plus grossière. Les transferts de matières de l'extérieur vers l'intérieur du béton sont alors facilités et la perméabilité du matériau s'amplifie [13].

La Figure I.1 montre les courbes de la distribution cumulée et différentielle des tailles d'accès de pores pour les pâtes de E/C 0,30 ; 0,4 et 0,50 en particulier [14].

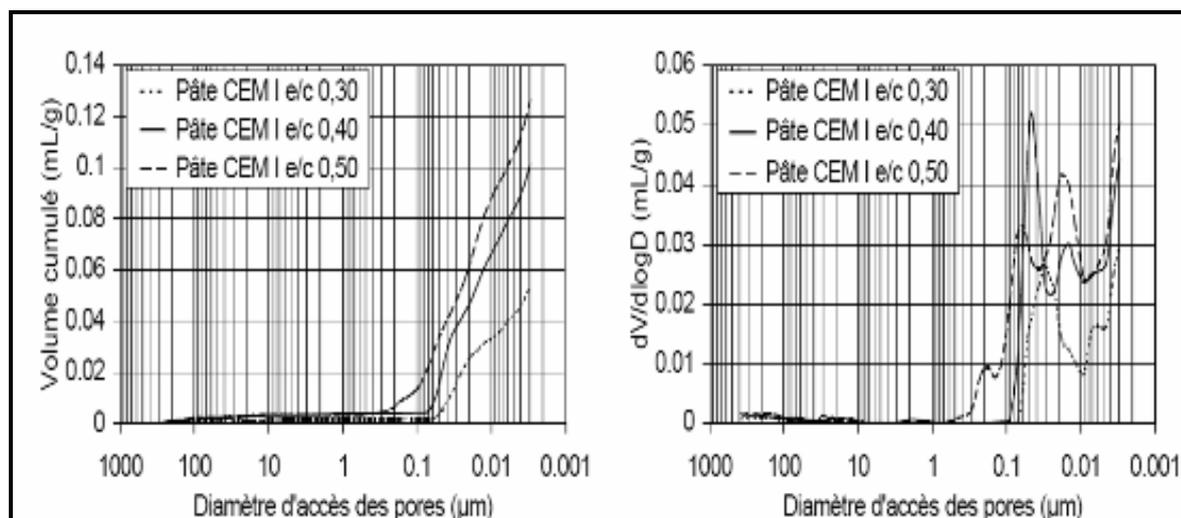


Figure II.1. Distributions cumulées et différentielles des tailles d'accès de pores acquis par porosimétrie à mercure pour des pâtes pures de ciment CEM I pour différents rapports E/C (âge \approx 2 ans, conservation sous eau de chaux) [15].

Un autre paramètre important qui influe sur la perméabilité des bétons est celui du type d'ajout minéral. En effet, les fumées de silice utilisées en les substituant à une partie 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 % [16].

La comparaison entre le ciment Portland et le ciment aux fillers calcaires montre que la résistance à la compression à 28 jours, la quantité d'hydrates, la porosité et la distribution de la porosité sont les mêmes et par conséquent l'addition de fillers calcaires ne modifie pas les propriétés de transfert par rapport au ciment Portland.

La mesure de la perméabilité aux gaz permet donc de quantifier la mobilité d'un fluide à travers un béton dans sa globalité. Cependant, le béton est un matériau dont les propriétés évoluent dans le temps et pour lequel la dessiccation a pour effet de modifier le réseau poreux. C'est pour cela que nous avons envisagé de suivre la diffusion des bétons d'étude durant une large période de cure.

II.1.1.2. Diffusion

L'agent agressif extérieur dont la diffusion à travers le béton est particulièrement intéressante est celle des ions chlorures qui peuvent provenir de diverses sources extérieures (sels fondants, eau de mer, nappe phréatique, eaux industrielles) et pénétrer dans le béton par diffusion (et/ou absorption).

Lorsque les ions chlorures se retrouvent en quantité suffisante (concentration minimale) dans l'eau interstitielle du béton, ils engendrent une diminution du pH. Au voisinage des armatures en acier, cette diminution de pH détruit progressivement la couche protectrice (basique) des armatures. Il y a dépassement de l'acier et le phénomène de corrosion peut alors commencer. Dans ce cas de figure, la durabilité du béton armé dépend fortement de la résistance du béton à la pénétration de ces agents agressifs (même s'ils ne dégradent pratiquement pas le béton lui-même).

Le paramètre le plus influent semble cependant être la nature du liant. Ainsi, dans le cadre d'essais croisés du projet **GrandDuBé (2007)**, il est apparu que le remplacement du ciment Portland CEM I 52,5 N par un ciment composé CEM III/C 32,5 N (à 85 % de laitier), à résistance égale (30 MPa) permettait une réduction des coefficients de diffusion apparents et effectifs dans un rapport supérieur à celui résultant d'une augmentation de résistance (de 30 à 60 MPa), avec le ciment CEM I. La substitution du ciment Portland par des cendres volantes semble également être très efficace, en laboratoire [17] et sur site [18]. Deux types d'explications sont proposés : la fixation possible des chlorures, et la réaction pouzzolanique qui cloisonnerait le réseau poreux. Cette dernière explication semble la plus vraisemblable [19]. Ainsi, l'effet de fortes proportions de cendres n'est pas significatif à 28 jours mais apparaît après plusieurs mois. La qualification des compositions à 28 jours ne rend pas compte de tels comportements. Ainsi la norme canadienne CSA A23.1-04 spécifie des valeurs limites à 56 jours, pour tenir compte des liants avec laitier ou cendres.

L'effet positif de la fumée de silice a été montré par les mêmes auteurs. Cependant, la fumée de silice semble principalement agir avant 28 jours, et non sur la cinétique à plus long terme (Tableau II.1). Par ailleurs ce type d'addition limiterait la sensibilité à la dessiccation précoce, parfois gênante pour les liants avec cendres ou laitier, dont le coefficient d'activité reste faible pendant les premiers jours [20]. D'après ces données, l'intérêt des liants ternaires cendres ou laitier + fumée de silice paraît donc triple : sensibilité réduite au mode de cure, qualification de la composition à 28 jours, efficacité accrue à long terme.

Cement type	D_{28} (m ² /s)	m
Control	4.3×10^{-12}	0.23
25% fly ash	4.4×10^{-12}	0.62
Type 10SF ^a (8% silica fume)	6.6×10^{-13}	0.25
Type 10SF + 25% fly ash	3.7×10^{-13}	0.40

^a Type 10SF = blended cement with 8% silica fume interground with

Tableau II.1. Coefficients de diffusion apparents de bétons avec fumée de silice et cendres Volantes [21].

La diffusion naturelle dans le béton étant généralement trop lente pour la qualification des compositions, de nombreux modes opératoires ont pour but de l'accélérer, notamment en imposant un champ électrique – on parle alors de migration. Selon les mécanismes mis en jeu et selon l'usage qui doit être fait de la grandeur obtenue, il est donc nécessaire de choisir le mode opératoire approprié.

II.1.1.3 Absorption

Le transfert de liquides dans un matériau poreux dû à des tensions de surface dans les capillaires est appelé l'absorption d'eau. Ce mécanisme de transfert est lié simultanément à la structure poreuse et à l'humidité relative du béton. L'absorption d'eau à l'intérieur du béton sec est connue pour dépendre de deux paramètres majeurs à savoir la porosité effective du béton et la vitesse d'absorption par remontée capillaire (absorptivité). Etant donné que le remplissage des capillaires et des vides ont lieu en même temps que la montée de l'eau durant l'absorption, seule une combinaison de phénomènes est mesurable et donne une idée de l'absorption d'eau d'un béton.

L'absorptivité est influencée en premier lieu par le rapport E/C et le type d'ajout minéral utilisé dans les compositions des bétons.

- **Tasdemir (2007)** a étudié les effets combinés des additions et des conditions de cure sur la sorptivité et la résistance à la compression du béton de CEM II 42.5. Il a évalué le coefficient de sorptivité pour des bétons contenant des ciments avec les cendres volantes (FA), la poudre de grés (PS), la poudre de calcaire (LP) et de la fumée de silice (SF). Il a étudié aussi le coefficient de sorptivité et la résistance à la compression des bétons avec un CEM II 32.5. Il a prouvé que les additions minérales sont bénéfiques pour l'augmentation et la réduction de l'absorption capillaire du béton.

- **Tsivilis (2007)** a étudié l'effet de l'addition du calcaire sur la sorptivité des bétons. Ils ont constaté que le béton contenant du ciment au calcaire a donné des valeurs de sorptivité légèrement plus basses, comparées au béton contenant du ciment sans ajouts. Ils ont trouvé que la sorptivité du béton contenant le ciment au calcaire a varié de 0.220 à 0.238 mm/min^{0.5} avec l'augmentation du niveau de substitution du calcaire de 10 à 20%, alors que le béton contenant le ciment sans ajout a présenté une sorptivité de 0.237 mm/min^{0.5}. Ces auteurs ont conclu que l'addition de calcaire affecte d'une manière positive l'absorption de l'eau du béton. Ils ont noté que le coefficient de sorptivité estimé évalue seulement les grands pores capillaires, en raison de la valeur élevée du rapport E/C des bétons étudiés.

II.2. LES ATTAQUES CHIMIQUES DES BETONS

Les agressions chimiques que peuvent rencontrer les matériaux à matrice cimentaires sont très variées. De part sa porosité et la composition chimique de la solution interstitielle, des échanges de matière peuvent se produire et être à l'origine d'une évolution de la composition solide de la pâte de ciment. Ces phénomènes de transport et de réaction s'effectuent à l'échelle de la microstructure de la pâte de ciment [8]. Parmi une multitude de causes de dégradation des matériaux cimentaires, figurent les attaques par les acides, par les sulfates et par la carbonatation.

II.2.1 Actions des acides

Les environnements agressifs du point de vue de la lixiviation et des attaques acides peuvent être assez variés, et combinés à d'autres types d'agressions. Mais les eaux en contact avec le béton ont en commun d'être faiblement minéralisées, en particulier en calcium, et neutres ($\text{pH} = 7$) voire acides ($\text{pH} < 7$).

Le mécanisme de dégradation induit, provient de ces gradients de concentration entre les eaux agressives et la solution interstitielle du béton, d'un pH supérieur à 12 donc basique, et riche en calcium. Les principales espèces lixiviées sont de ce fait les ions calcium Ca^{2+} et hydroxyde OH^- [22]. Leur transport vers le milieu extérieur est donc diffusif, ce qu'ont permis de confirmer les modélisations du phénomène [23].

La solution interstitielle n'étant plus saturée en ions calcium et en hydroxyde, les composés solides contenant ces espèces se dissolvent. La teneur en calcium des produits solides décroît avec la diminution de la concentration en calcium dans la solution porale. La lixiviation commence par la dissolution de la portlandite, puis des monosulfoaluminates, l'ettringite et les C-S-H se décalcifient [19].

a. Sources des acides

Les milieux acides les plus fréquents sont :

- Les eaux naturelles dans les tourbières et les marécages, où le pH peut s'abaisser jusqu'à 4 ;
- Les milieux industriels : dans les industries chimiques ainsi que les industries agroalimentaires ;
- Les réseaux d'égouts : l'activité bactérienne conduit au dégagement d'hydrogène sulfuré par la transformation des produits soufrés qui, combiné à l'humidité atmosphérique se condensent sous forme d'acide sulfurique qui va attaquer le béton.
- Les pluies acides, qui contiennent principalement de l'acide sulfurique et de l'acide nitrique, ayant un PH entre 4.0 et 4.5, peuvent provoquer de la dégradation de la surface exposée du béton.

b. Mécanisme d'attaque

En général, on peut établir qu'un acide est d'autant plus nuisible que les sels de calcium formés sont plus facilement solubles.

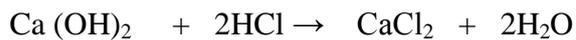
L'acide sulfurique (formule 2.1) est relativement inoffensif, car les sulfates de calcium sont difficilement solubles dans l'eau. Mais les ions de sulfate jouent en l'occurrence un rôle nuisible pour le béton (gonflement dû aux sulfates).



Hydroxyde de calcium + acide sulfurique → sulfate de calcium + eau

L'acide sulfurique donc réagit avec la chaux libre dans le béton et forme du gypse. Cette réaction est associée à une augmentation du volume du béton. Une action bien plus destructive est la réaction entre l'aluminate de calcium et les cristaux formés de gypse. Ces deux produits forment l'ettringite ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) moins soluble de produit de réaction.

L'acide chlorhydrique fait partie des substances très agressives, car le sel correspondant (chlorure de calcium) est très facilement soluble dans l'eau.



Hydroxyde de calcium + acide chlorhydrique → chlorure de calcium + eau

Les acides inorganiques forts ne réagissent pas uniquement avec l'hydroxyde de calcium. Ils attaquent également les autres composants de la pâte de ciment durcie, en formant des sels calciques, aluminiques ou ferriques, ainsi que des acides siliciques colloïdaux (gels de silice) [24].

c. Influence des ajouts minéraux sur la résistance des bétons vis-à-vis de l'attaque HCL

Les liants pauvres en CaO sont souvent préconisés car ils interviennent à deux niveaux dans le mécanisme de lixiviation et de l'attaque acide. D'une part, ils génèrent une teneur plus faible en portlandite – dont la dissolution engendre une augmentation de la porosité et des

C-S-H plus denses et stables. D'autre part, à porosité globale identique, la morphologie du réseau poreux serait différente, et globalement cela se traduirait par une porosité capillaire et des coefficients de diffusion plus faibles [25]. Ainsi les liants comprenant des additions pouzzolaniques telles que les fumées de silice ou les cendres volantes font preuve d'une meilleure résistance à la lixiviation et aux attaques acides [26]. La littérature est riche en résultats sur l'effet des ajouts minéraux sur la résistance des matériaux cimentaires dans les milieux acides, nous citons à titre d'exemple quelques travaux essentiels :

Roy [27]. a étudié l'effet de fumée de silice, méta kaolin, et cendres volantes sur la résistance des mortiers aux agressions acides (Figure II.2). Ils ont trouvé que les mortiers ont été relativement peu

affectés par les environnements de 1% d'acide chlorhydrique, de 1% d'acide sulfurique et de 1% d'acide nitrique, mais ces mortiers ont montré une résistance faible à des concentrations acides plus élevées : environnements de 5% d'acide sulfurique, de 5% d'acide acétique et de 5% d'acide phosphorique. La résistance chimique se trouve nettement plus améliorée avec la fumée de silice qu'avec le méta kaolin. A son tour, ce dernier, donne une meilleure résistance qu'avec les cendres volantes et diminue au fur et à mesure que le niveau de substitution augmente du niveau 0 – 10% au niveau 15 – 30%.

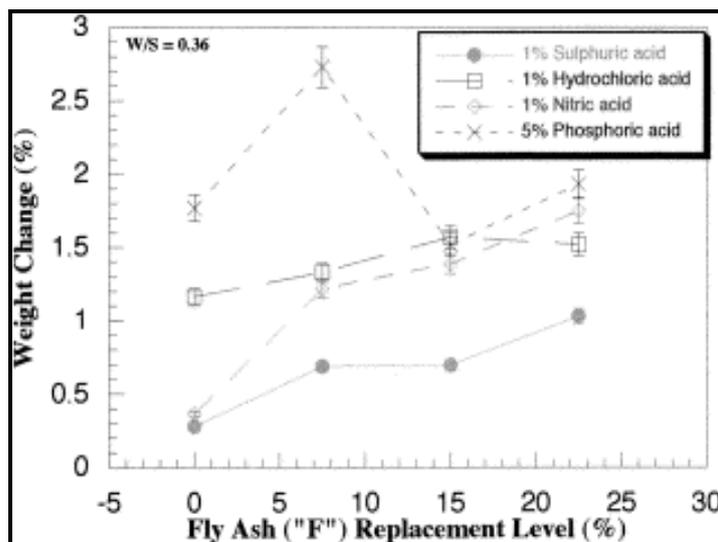


Figure II.2. Pourcentage de perte en masse en fonction du pourcentage de cendre volante des différents mortiers immergés dans les solutions acides [27]

Rahmani et Ramzaniapour [28], ont suivi la perte de masse des mortiers et bétons soumis à l'attaque sulfurique. Leurs résultats (Figure II.2.1), après 6 mois d'immersion, montrent une perte de masse de 17,8 % pour le béton à base de filler siliceux, de 18,6% pour l'addition binaire (filler siliceux + fumée de silice) et de 10 % pour le filler siliceux + pouzzolane naturelle. Pour les mortiers, la perte de masse était plus importante, cependant l'addition binaire (filler + pouzzolane naturelle) conserve sa meilleure résistance dans un environnement d'acide sulfurique.

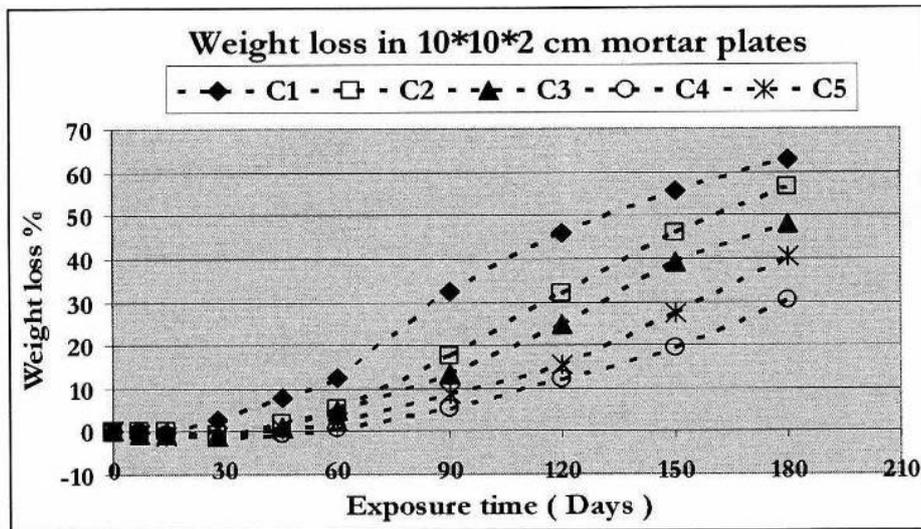


Figure II.2.1. Perte de masse en fonction de temps d'immersion dans l'acide sulfurique [28]

Ghrici [29], a trouvé que le filler calcaire présente une meilleure résistance dans la solution d'acide sulfurique que celle avec de l'addition pouzzolane naturelle et l'addition binaire pouzzolane naturelle + filler calcaire. Cependant dans la solution d'acide chlorhydrique le béton à base de pouzzolane naturelle présente une faible perte de masse.

Tamimi [30], a remarqué que la substitution de ciment par 50 % de cendre volante est très bénéfique en terme la résistance des bétons à haute performance vis-à-vis de l'acide sulfurique et de l'acide chlorhydrique. Avec 60 %, l'effet positif de cendre volante diminue et la perte de masse augmente.

Sakata [31], dans son étude sur l'effet d'un grand volume de cendre volante (70 %) sur la résistance des bétons à l'acide sulfurique (Figure II.2.2) trouve que, pour les échantillons conservés dans l'eau (WC-WL), la perte de masse a diminué de 5% et de 3,3 % respectivement pour 0 % et 70 % de cendre volante. Pour les échantillons traités par la vapeur d'eau (SC-WL), la perte de masse a diminué de 8.3 % et 1,1% respectivement pour 0 % et 70 % de cendre volante.

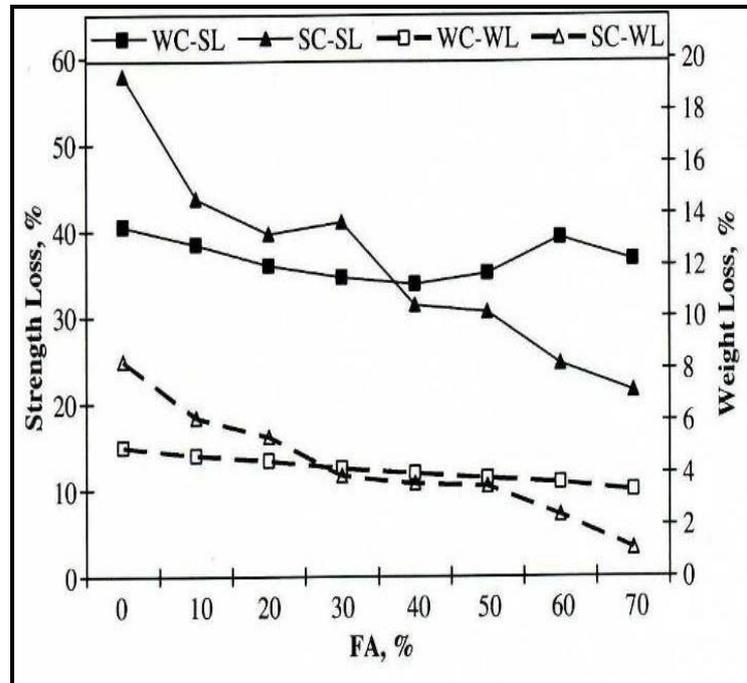


Figure II.2.2. Perte de masse et perte de résistance des bétons [31].

II.2.2. Actions des sulfates

Les ions sulfates sont présents de façon naturelle dans certains sols et eaux souterraines. Les attaques sulfatiques sont dites externes quand les ions sulfates proviennent de l'environnement. Ainsi, ce type de dégradation est considéré comme une action environnementale, dans la définition des classes d'exposition – XA, environnements chimiquement agressifs équivalente [19].

L'attaque sulfatique externe est souvent combinée avec l'attaque par le cation correspondant, selon la provenance des sulfates, qui peuvent réagir avec certains granulats ou fillers, ou avec les C-S-H ou la portlandite, et contribuer davantage à la dégradation du béton. De plus, l'attaque par les sulfates externes peut être combinée à une attaque par l'acide, ce qui accélère également la destruction de la pâte hydratée.

Les sulfates peuvent être d'origine naturelle, biologique ou provenir de pollutions domestiques et industrielles. Dans certaines régions où les sols contiennent du gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) ou de l'anhydrite (CaSO_4), on peut rencontrer des concentrations élevées (>5%).

- Afrique du Nord
- Prairies Canadiennes
- Région parisienne : Na_2SO_4 (58g/l), $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ (194g/l), $\text{MgSO}_4 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ (440g/l) et CaSO_4 (2,1g/l)

Les eaux souterraines en contact avec ces sulfates peuvent se charger en ions SO_4^{2-} . Les sols alluviaux ou argileux peuvent aussi contenir des pyrites qui s'oxydent en sulfates au contact de l'air et de l'humidité avec la formation d'acide sulfurique. Les sulfates peuvent aussi provenir de la décomposition biologique aérobie de substances organiques contenant du soufre (engrais, plantes).

Les sources de sulfates peuvent aussi être internes:

- Contamination des granulats par du plâtre
- Granulats gypseux
- Sulfures dans certains granulats

II.2.2.1 Mécanisme d'attaque

Des roches et des minéraux naturels provenant des sulfates de calcium (gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ et anhydrite CaSO_4), et des sulfates de magnésium (epsomite $\text{MgSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) forment la source externe de sulfates la plus présente dans la nature. Cependant, ce n'est que lorsque ces sulfates sont dissous dans l'eau (souterraine ou autre) qu'ils présentent un danger potentiel pour pénétrer dans la matrice du béton, réagir avec les hydrates et changer leur structure.

Dans le cas du sulfate de sodium, les réactions chimiques se présentent comme suit [32]

*- Formation du gypse secondaire



NaOH : Alcalinité élevée \rightarrow stabilisation des C-S-H.

$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$: Produit expansif mais qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté. Dans la majorité des cas, il n'ya pas ou peu d'expansion. Cependant, son dispositif agit pour diminuer la résistance et l'adhérence de la pâte de ciment due à la dissolution de la portlandite CH et le gel et la décalcification du C-S-H qui est responsable des propriétés liantes de la pâte de ciment [33].

*- Formation d'ettringite secondaire

a) À partir du C_3A anhydre résiduel:



(ettringite secondaire)

b) À partir des aluminates hydratés:



(ettringite secondaire)



(ettringite secondaire)

La précipitation de l'ettringite secondaire conduit à la formation de cristaux très fins (ettringite non fibreuse de nature colloïdale) dont le volume molaire est de 3 à 8 fois supérieur au volume du solide initial.

Les mécanismes de dégradation sont dépendant également de la nature du cation (Ca^{2+} , K^+ , Mg^{2+} ...etc.) qui est associée aux ions sulfates dans la solution d'eau externe ou dans la pâte de ciment.

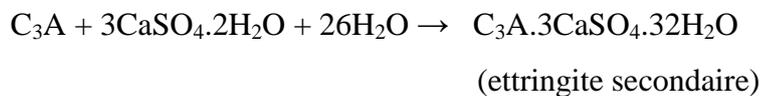
Le sulfate de magnésium est très agressif par rapport au sulfate de sodium [35].

Le sulfate de magnésium réagit par double action :

En présence de magnésium la portlandite réagit pour former de la brucite, le gypse et l'ettringite :



Mg(OH)_2 : Brucite (faible solubilité, alcalinité faible, pH faible)



Substitution des ions Ca^{++} par les ions Mg^{++} dans les C-S-H :



(C,Mg)-S-H: gel faiblement cohésive.

Les eaux souterraines ou l'eau de mer sont souvent riches en sulfates de magnésium (MgSO_4). Dans ce cas, les deux ions, cations et anions, participent à la réaction. Les ions SO_4^{2-} réagissent avec les aluminates (ou la portlandite) pour former de l'ettringite (ou du gypse), tandis que les ions Mg^{2+} peuvent réagir avec les ions OH^- et former de la brucite (Mg(OH)_2) ou causer un remplacement partiel du calcium par du magnésium dans les C-S-H. Le silicate de magnésium hydraté (M-S-H) ainsi formé n'a pas de propriétés liantes, et par conséquent, la pâte hydratée devient molle et incohérente [35].

II.2.2.2. Influence des ajouts minéraux

Les nombreux essais de laboratoire relatifs aux attaques sulfatiques externes, ainsi que quelques retours d'expérience, permettent de mettre en évidence l'influence du type d'ajout minéral sur la résistance des matériaux cimentaires aux sulfates. Même si certains résultats semblent contradictoires, il est possible d'identifier quelques tendances et des domaines de composition où le risque est élevé.

Pour les fillers calcaires, dans les environnements sulfatiques, les normes sur les ciments n'autorisent que l'introduction de petites quantités (moins de 5 %) de constituants secondaires, tels que le carbonate de calcium (composant principal du calcaire), dans les ciments.

En effet, **Tosun [36]**, a étudié l'influence de substitution de ciment par le filler calcaire sur la résistance des mortiers dans un environnement sulfaté Na_2SO_4 et MgSO_4 . Ils ont montré que la substitution de ciment par le filler calcaire affecte négativement la résistance des mortiers vis-à-vis de l'attaque de sulfate de sodium et de sulfate de magnésium, particulièrement à des pourcentages élevés de substitution (Figure II.2.3).

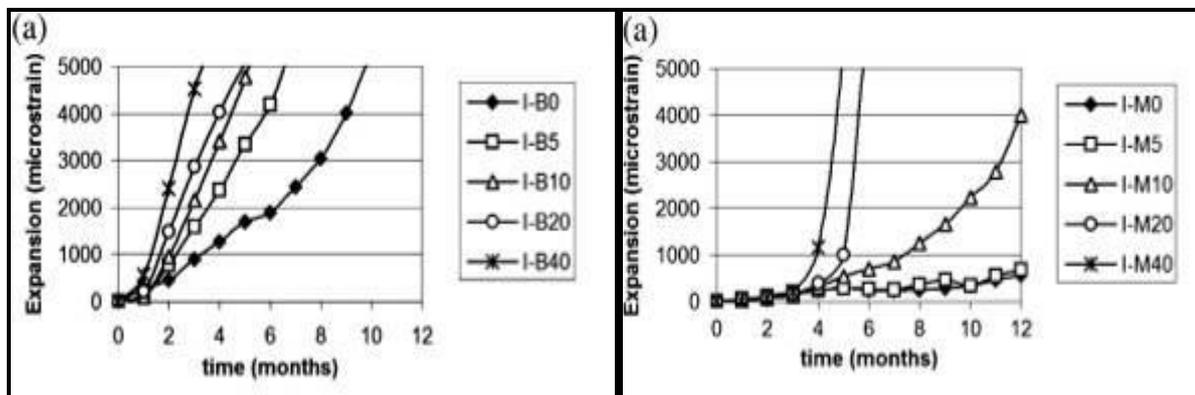


Figure II.2.3. L'expansion sous attaque Na_2SO_4 (20°) et attaque MgSO_4 (5°) [36]

Ces résultats concordent avec ceux de **Torres [37]**, Qui a trouvé que l'incorporation des fillers calcaires comme substitution au ciment sans ajout a affecté négativement la résistance au sulfate de magnésium des éprouvettes de mortiers. En augmentant le pourcentage de substitution, le mortier avec ajout est plus affecté que le mortier sans ajout. Selon **Torres [37]**, ce comportement est du a la formation de la thaumasite qui est très importante dans les ciments contenant des fines calcaires, les analyses aux rayons X ont montré l'accroissement du taux de la thaumasite en fonction de la quantité de fillers calcaire introduite.

Mulanga [38], a substitué le ciment Portland par des cendres volantes et ils ont suivi l'effet de cet ajout sur la résistance des mortiers aux attaques chimiques sulfatiques (les échantillons ont été exposés à une solution de 5% Na_2SO_4). Ils ont trouvé après 84 jours d'immersion que le gonflement des échantillons de mortiers contenant 30%, 40% et 50% de cendres volantes est inférieur à celui du mortier témoin (sans cendre volante). Selon les résultats de **Mary-Dippe (2006)**, les cendres volantes dans les bétons améliorent souvent sensiblement la résistance aux sulfates à partir d'un taux de substitution de 30 %.

Mangat et Khatib [39] ont étudié l'influence de la cendre volante, de la fumée de silice et du laitier sur la résistance des bétons aux sulfates. Ils ont remarqué une amélioration significative dans le cas d'une substitution d'une partie de ciment Portland ordinaire par 22 et 32% de cendres volantes, par 5 à 15% de fumée de silice et par 80% de laitier granulé de haut fourneau.

II.3. LA CARBONATATION

C'est une réaction entre le gaz carbonique (CO₂) existant soit en phase gazeuse, soit par suite de solubilité dans l'eau (eaux pluviales) avec la chaux (Ca(OH)₂) libérée lors de l'hydratation des silicates bicalcique (C₂S) et tricalcique (C₃S) pour former le carbonate du calcium (CaCO₃) appelé aussi calcite.



Cette réaction n'est pas en elle-même pathologique et doit être considérée comme une évolution normale du béton. Cependant, elle consomme peu à peu la réserve d'alcalinité du milieu saturé par la chaux, qui a un pH initial compris entre 12 et 13, et évolue vers la neutralité (pH ~ 9). Conséquence, l'alcalinité n'est plus capable de maintenir la passivité du film d'oxyde. Une telle situation augmente considérablement la vulnérabilité des armatures aux phénomènes de corrosion, en particulier si des facteurs aggravants (sels, chlorures, eaux etc.) se trouvent présents.

La carbonatation atmosphérique dégrade les bétons armés et est surtout responsable de la mise à nu de ses armatures en acier. La carbonatation du béton entraîne des problèmes de résistance sur les structures en béton armé. Les barres d'acier, censées garantir cette résistance, gonflent sous effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage, les aciers sont alors mis à nu.

II.3.1 Influence des ajouts minéraux sur la carbonatation [19]

Certaines études mettent en garde contre l'utilisation de quantités d'additions importantes, en particulier des teneurs en cendres volantes supérieures à 30 % [40] et en laitiers supérieures à 50 %. L'influence négative de ces additions sur la résistance à la carbonatation a été vérifiée par d'autres études, mais il a été montré que son amplitude pouvait dépendre fortement de la durée de cure humide. Les fillers calcaires et siliceux semblent avoir une influence positive dans le cas d'une conservation humide (28 jours), et une influence négative dans le cas d'une conservation sèche trop prématuré, c'est-à-dire un démoulage à environ 30 % de la résistance moyenne à 28 jours [41].

En effet les additions peuvent à priori intervenir à trois niveaux : dilution de la chaux du clinker et des additions entraînant la réduction de la quantité initiale de portlandite, consommation de la portlandite par réaction pouzzolanique, diminution de la compacité au démoulage due à la faiblesse de l'indice d'activité au jeune âge.

Il a été observé que la profondeur de carbonatation diminue quand le taux de substitution des granulats par des additions telles que la fumée de silice ou les cendres volantes augmente, mais qu'elle augmente avec le taux de substitution du ciment [42].

La profondeur de carbonatation dépend aussi de la nature de l'addition, en particulier de la teneur des cendres volantes en CaO. Plus cette teneur est élevée, moins la profondeur de carbonatation est importante. Dans une étude sur les bétons à fortes proportions de cendres [44], il a été montré l'influence de la cure et de la composition des cendres sur la profondeur de carbonatation (Figure II.3). Par ailleurs des profondeurs de carbonatation identiques ont été mises en évidence sur des bétons de mêmes taux de substitution volumique en cendres volantes et en filler calcaire (sans activité

pouzzolanique) [43]. Ces résultats confirment l'hypothèse de la dilution mais pas celle de la consommation de la portlandite par réaction pouzzolanique.

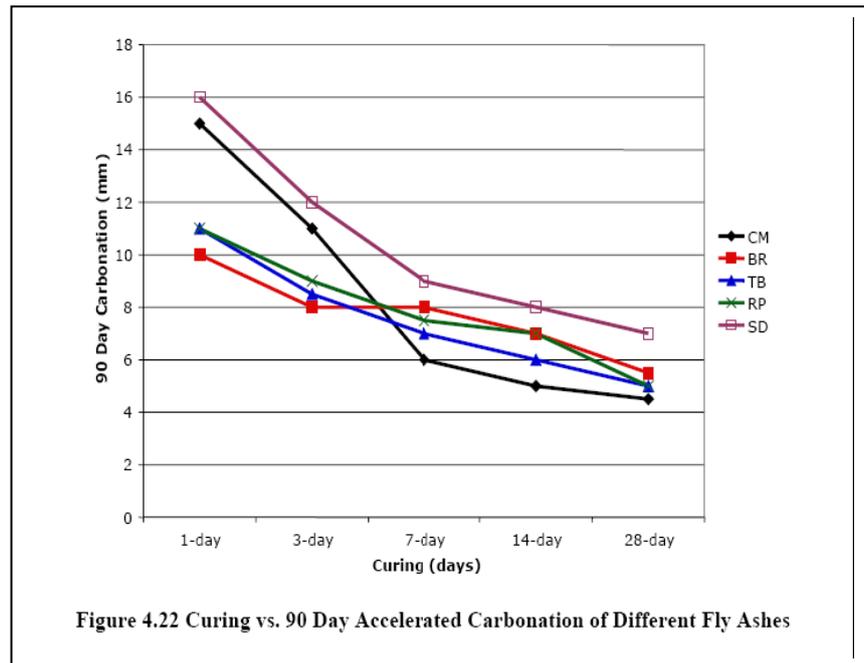


Figure II.3. Variabilité des performances due à la durée de la cure humide et au type de cendres [44].

II.3.2. Autres propriétés de durabilité

Ce sont plus particulièrement les cycles de gel-dégel qui engendrent des dégradations progressives dans le béton. Le gel provoque la migration d'eau contenue dans les pores vers des zones où elle peut geler et créer des fissures sous l'effet de la formation de glace. Lors du dégel, ces fissures ne se referment pas et se remplissent d'eau qui est disponible pour un nouveau cycle de gel. La quantité d'air entraîné et la répartition des bulles d'air sont donc couramment admises comme facteurs primordiaux de la résistance au gel-dégel des bétons.

La réaction alcali-silice est une pathologie des bétons qui se caractérise par une réaction chimique entre la silice amorphe ou mal cristallisée contenue dans les granulats réactifs et les alcalins de la solution interstitielle. Les conséquences macroscopiques de la réaction sont le gonflement des ouvrages atteints qui entraînent de la fissuration et la chute des caractéristiques mécaniques du béton.

La corrosion qui est définie comme étant l'interaction physico-chimique entre un métal et son milieu environnant entraînant des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même de son environnement ou du système technique constitué par les deux facteurs. Ce phénomène, d'un caractère essentiellement chimique, a une très grande importance économique puisque actuellement, les pertes dues à la corrosion et les dépenses occasionnées par celle-

ci dépassent largement des milliards de dollars par an. Au niveau mondial, on estime que la corrosion détruit un quart de la production annuelle d'acier, soit 5 tonnes par seconde.

CONCLUSION

A travers les études menées sur la durabilité de différents bétons, mortiers et pâtes de ciment, nous avons constaté qu'il existe une relation entre le type d'addition minérale utilisée dans la pâte de ciment, les propriétés de transfert (perméabilité, diffusion, absorption) et la résistance chimique en vers la carbonatation, les attaques sulfatiques et acides de ces matériaux cimentaires.

PROBLEMATIQUE ET OBJECTIFS DE LA RECHERCHE

L'envasement des barrages, conséquence la plus dramatique du phénomène érosif a pris suffisamment d'ampleur en Algérie. En effet, le potentiel hydraulique du pays chute sans cesse au cours du temps notamment au tell occidental. Le bassin versant de l'Oued El Hamam et ses barrages, en est l'exemple : Bouhanifia – Fergoug – Chorfa.

Ce dernier est bien connu par son fort taux d'envasement estimé par l'ANB (Agence Nationale des Barrages) à 1.5 millions de mètre cube de vase annuellement.

Le dévasement est un moyen de lutte efficace, néanmoins il engendre un autre problème lié au stockage et à l'évacuation de la vase en aval du barrage. En effet le dragage du barrage de Chorfa a constitué un vrai problème écologique dans le périmètre irrigué de Sig

Après avoir donné les causes et les problèmes provoqués par l'envasement, nous proposons une stratégie de réduire les dépôts des sédiments dans les barrages par la réutilisation de la vase extraite.

Le domaine de recherche s'est considérablement développé ces dernières années au vu du coût élevé de la fabrication du ciment (Energie de broyage du clinker) et ses effets polluants sur l'environnement (dégagement des gaz à effets de serre : CO₂-CO-NOX...etc).

Ainsi si cette valorisation passe à l'échelle industrielle, les problèmes économiques seront considérablement réduits et une forte économie dans la consommation du ciment serait envisagée.

Le domaine de valorisation et de l'exploitation de la vase des barrages représente pour la recherche un champ encore vierge et insuffisamment exploité ; aucune étude n'a jusqu'à nos jours été menée à son terme pour la vulgarisation et l'utilisation de ce matériau à l'échelle industrielle, cela est dû essentiellement à la rareté des documents techniques et l'inexistence d'une bibliographie suffisante. Des insuffisances notoires sont notées dans la littérature relative à l'exploitation de la vase en tant que matériau substituable au ciment entant dans la composition des bétons.

Pour enrichir et approfondir les recherches entamées sur la vase, notre étude a été engagée et qui consiste à la détermination des données techniques pour la fabrication de matériaux en vue de l'obtention d'un béton répondant à des normes acceptables. C'est pour cette raison que nous avons jugé utile d'apporter notre modeste contribution afin de pouvoir valoriser la vase et donc encourager son évacuation des barrages à des fins d'exploitation et d'utilisation comme matériau noble entant dans la composition du béton.

Il s'agit donc de préparer un béton de qualité avec des matériaux appropriés, une question à laquelle une réponse s'impose est :

« Serait-il possible d'obtenir ce béton à partir d'une substitution d'une quantité de ciment par une quantité de vase extraite du barrage de chorfa, et ce béton serait-il résistant vis-à-vis les attaques sulfatiques et de la carbonatation ? »

Pour répondre à cette question un processus expérimental a été mis en œuvre pour l'étude de comportement des bétons ordinaires à base de vase comparées à ceux à base de pouzzolane en vers les attaques sulfatiques et la carbonatation.

Ainsi par cette contribution il nous sera possible de répondre à plusieurs objectifs :

- Ecologiques : il s'agit de procéder à la diminution des quantités de vase stockées en aval du barrage en les évacuant en vue d'une exploitation à des fins industrielles pour la fabrication du béton. Cette opération permettra de préserver l'environnement.

- Economiques : comme toutes les additions minérales (pouzzolane, fillers calcaire, laitier,...)

La vase calcinée de chorfa peut constituer un liant pour le béton et de ce fait assurer une économie dans la consommation du ciment dont le prix ne cesse d'augmenter et une réduction de sa fabrication portant préjudice à la qualité de l'air.

- Technologique : Nous souci majeur n'est pas de préparer des bétons à base de vase plus performants que les bétons ordinaires mais plutôt d'obtenir des bétons de qualités satisfaisantes.

CHAPITRE I

MATERIAUX UTILISES

I.1. INTRODUCTION

L'activation thermique consiste à calciner à température donnée la vase jusqu'à ce qu'elle acquiert la constitution cristallographique équivalente à celle d'une pouzzolane naturelle.

L'objet de cette étude est d'utiliser cette vase calcinée (appelée pouzzolane artificielle) comme substitution d'une partie de ciment en vue de faire des essais pour déterminer les caractéristiques à l'état durci (résistances mécaniques à la traction et à la compression et le comportement différé en l'occurrence le retrait).

Les différents essais chimiques, physiques, mécaniques et minéralogiques sont effectués au niveau des laboratoires suivants :

- Laboratoire Matériaux (Université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem).
- Laboratoire de Matériaux de L'IGCMO d'Oran.
- Laboratoire de Géomatériaux du département de Génie Civil de L'ENSET d'Oran.
- Laboratoire de la Cimenterie de Sig à Mascara (LAFARGE).

I.2. LE CIMENT

Le ciment utilisé pour la confection de nos bétons est un CPA CEMI 42.5 ES (eaux séléniteuses) Norme : NA443-2002.

Le choix de ce type de ciment n'est basé que sur le fait qu'il est ordinaire sans ajout, ce qui nous permettra de constater l'effet qu'apporte la vase calcinée qui lui est substituée à différents pourcentages.

Ses caractéristiques physiques, chimiques et minéralogiques ont été déterminées au laboratoire de cimenterie de Zahana.

I.2.1 Les caractéristiques physiques du ciment

- **La masse volumique apparente** est obtenue par la pesée d'un récipient d'un litre, rempli de ciment sans aucun tassement [49].
- **La masse volumique absolue** du ciment anhydre qui varie en fonction de la composition du ciment, tout en restant comprise entre 3.0 et 3.2, est déterminée par le volumétre de la Chatelier en utilisant la Benzine (ou le benzène), avec un bain thermostatique de température $20^{\circ} \text{C} \pm 0.2^{\circ} \text{C}$ [50].
- **La finesse de mouture**

Les ciments se présentent sous forme de poudre finement divisée. Cette finesse est une caractéristique importante ; lors du gâchage, plus la surface de ciment en contact avec l'eau est grande et plus l'hydratation est rapide et complète.

Elle est mesurée par un appareil appelé «perméabilimètre de Blaine» dont la description complète est donnée dans la norme EN 196-6

Toutes ces caractéristiques physiques sont données par le Tableau I.1

Caractéristiques	Résultats
Masse volumique apparente du ciment en (g/cm³)	1.18
Masse volumique absolue du ciment en (g/cm³)	3.13
Finesse suivant la méthode de Blaine en (cm²/g)	3180

Tableau I.1. Caractéristiques physiques du ciment CPA CEMI 42.5 ES [51].

I.2.2. Les caractéristiques chimiques et minéralogiques du ciment

Les caractéristiques chimiques du ciment sont obtenues par des essais effectués par le laboratoire de la cimenterie de Zahana, et qui sont récapitulées dans le Tableau I.2

Oxydes	%
SiO₂	22.30
CaO	63.60
Fe₂O₃	3.99
AL₂O₃	5.10
MgO	1.43
Na₂O	0.34
K₂O	0.70
SO₃	1.24
Perte au Feu	1.18
Insolubles	0.36

Tableau I.2. Compositions chimiques du ciment CPA CEMI 42.5 ES

La composition minéralogique du ciment est déterminée selon les formules de Bogue pour obtenir les quatre phases du clinker (C₃S, C₂S, C₃A, C₄AF) qui sont données dans le Tableau suivant :

Phase	Constituants minéraux du clinker	Teneur apportée au clinker %
--------------	-----------------------------------------	-------------------------------------

Clinker	C₃S	53.13
	C₂S	23.55
	C₃A	6.76
	C₄AF	12.13
	CaO Libre	< 01
Régulateur de prise	Gypse	04

Tableau I.3. Composition minéralogique du ciment CPA 42.5 ES

On constate les silicates bi-calciques représentent des pourcentages prépondérant, ces éléments pourraient provoquer des résistances importantes à court termes (C₂S), et développer de bonnes résistances à long termes (C₃S).

I.2.3. Les caractéristiques mécaniques du ciment

Les caractéristiques sont obtenues en constituant un mortier normal conformément à la norme NF EN 196-1, en utilisant un sable normalisé (voir fuseau normalisé du sable).

Le morier normal est constitué selon les proportions suivantes :

- ciment : 450 ± 2 g
- Sable normalisé : 1350 ± 5g ;
- Eau : 225 g ±1g

Des éprouvettes effectuées à base d'un mortier de ciment à l'âge de 28 jusqu'aux 90 jours à raison de 3 éprouvettes par échéance pour déminer la résistance à la compression ainsi que la résistance à la traction.

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau I.1 :

Echéance en jours	Traction en (MPa)	Compression en (MPa)
28	7.2	47.4
90	8.1	52.3

Tableau I.4. Résistance à la traction et compression d'un mortier réalisé avec un CPA 42.5 aux différents âges.

La classe de résistance du ciment est bien vérifiée, puisque sa résistance à la compression à 28 jours (R_{c28}) vérifie :

$$L_i = 42.5 \text{ Mpa} < R_{c28} < L_s = 62.5 \text{ Mpa} \text{ [52].}$$

L_i et L_s sont respectivement les limites inférieures et supérieures des résistances pour ce type de ciment.

I.3. LES GRANULATS (NF P 18-541)

Les granulats utilisés dans les travaux de bâtiment et de génie civil doivent répondre à des impératifs de qualité et à des caractéristiques propres à chaque usage.

Les granulats d/D peuvent avoir des dimensions comprises entre les extrêmes $0.63d$ et $2 D$.

Ils interviennent par leur masse, leur état de surface, leur propreté, leur forme, leur courbe granulométrique, leur résistance, leur porosité,....etc. [53].

Les graviers utilisés dans la confection des bétons de classes 3/8 et 8/15 sont calcaires et proviennent de la carrière de Kristel située dans la région d'Oran. Tandis que les sables 0/3 ils sont d'origine calcaire pour le sable de carrière de Kristel et siliceuse pour le sable de mer de Sidi Lakhdar.

Le sable est un élément qui a sur le béton ou le mortier, selon ses qualités, une influence prépondérante : il participe à la résistance, il donne la cohésion du mélange, il doit être dense provenant des roches chimiquement inertes tels que : les calcaires durs, les granites et les quartzites.

-La valeur d'un sable s'estime par sa courbe granulométrique, de la forme et la propreté des grains, de sa nature chimique, de l'altérabilité, de la dureté et la fragilité des grains.

-La composition granulométrique d'un sable est d'une grande importance pour la qualité des bétons ; les grains d'un sable doivent être de dimensions différentes pour assurer un volume minimal des vides afin de diminuer la consommation en ciment et d'obtenir des bétons compacts.

L'utilisation des deux sables (avec des pourcentages de 60% sable de carrière et 40% sable de mer[54]) s'avèrent nécessairement pour apporter la correction granulaire au mélange afin qu'il puisse s'insérer dans le fuseau normalisé.

I.3.1. Les caractéristiques physiques des sables

- Masse volumique du sable

Elle est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains.

Elle est déterminée par la méthode de l'éprouvette graduée [50].

- L'équivalent de sable

L'essai d'équivalent de sable est déterminé selon la norme NF P 18 598. Les sables dont l'équivalent de sable visuel est compris entre 75 et 85 (ou E.S piston compris entre 70 et 80) conviennent parfaitement pour des bétons de haute qualité. Les sables présentant des valeurs supérieures sont des sables très propres, mais on peut craindre un défaut de plasticité du béton par un manque presque total de fines argileuses.

- **Analyse granulométrique du sable selon la norme NF P 18 304**

Des recherches [54]. Sur l'influence de la finesse des sables sur les diverses qualités du béton ont conduit à délimiter certains fuseaux de granularités admissibles tels que ceux représentés sur la (Figure I.1).

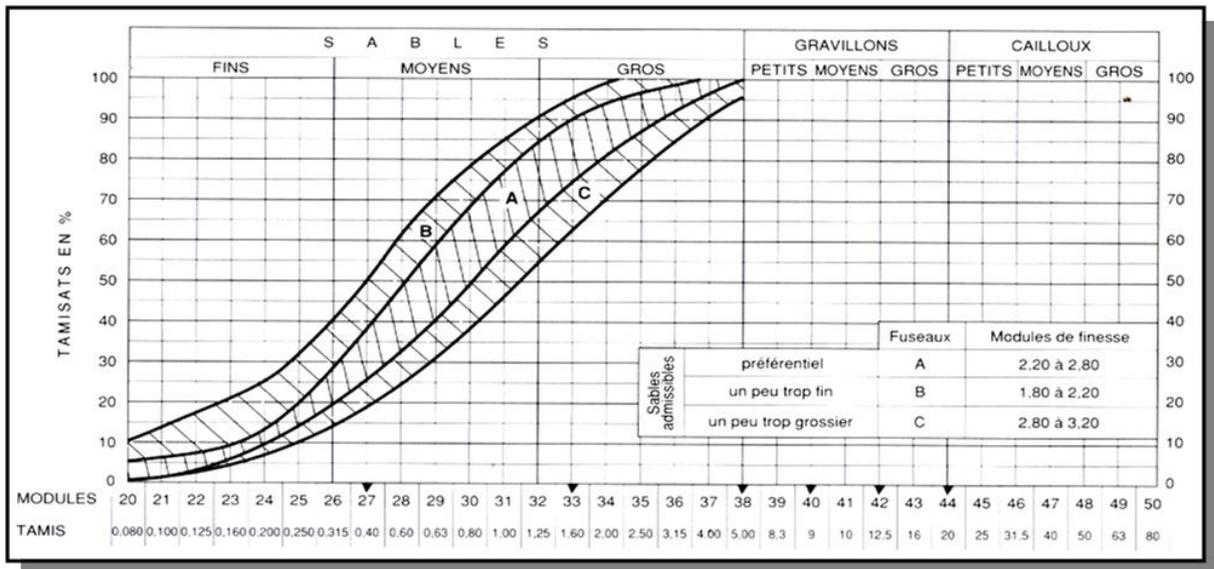


Figure I.1. Fuseaux proposés pour la granularité des sables à bétons [54].

La nouvelle norme NF P 18 540 préconise un pourcentage de fine (éléments inférieurs à 0.08 mm) compris entre 8 et 12 % [55]. Un pourcentage de 10% de fines a été utilisé pour que le sable s'insère dans le fuseau normalisé (Figure I.2)

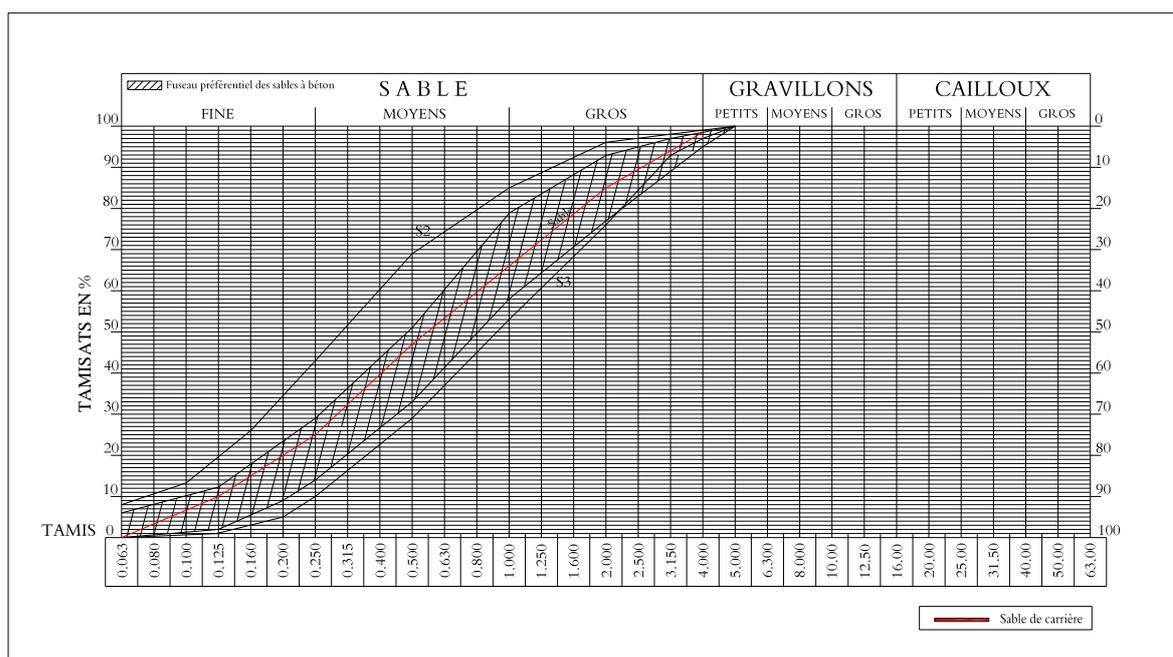


Figure I.2. Courbe granulométrique du sable de carrière avec correction.

-Le module de finesse

Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse MF. Il représente la somme des pourcentages des refus cumulés, ramenés à l'unité, pour les tamis de modules 23, 26, 29, 32, 35, 38. Plus le module de finesse est faible plus le sable est riche en éléments fins. Le module de finesse (MF) doit être compris entre 2.2. et 2.8. [1]. Ce qui est le cas pour notre sable.

Les caractéristiques physiques du sable sont regroupées dans le tableau I.5 :

Masse volumique absolue en (g/cm³)		2.68
Masse volumique apparente en (g/cm³)		1.51
Equivalent de sable	Visuel	77.45
	Piston	74.00
Pourcentage de fines en (%)		1.00
Module de finesse		2.63
Absorption en (%)		0.75
Nature		calcaire

Tableau I.5. Caractéristiques physiques du sable de carrière.

I.3.2. Les caractéristiques physiques des graviers

- **Masse volumique absolue** est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre les grains. Elle est déterminée par la méthode de l'éprouvette graduée [50].

- coefficient d'absorption des graviers utilisés

Certains matériaux granulaires peuvent présenter une porosité interne qui est préjudiciable, en particulier, à la résistance au gel des bétons. En effet, l'eau incluse dans le granulat provoque l'éclatement du béton lorsque celui-ci est soumis de manière prolongée à des basses températures.

- Principe de mesure [50].

On détermine un coefficient d'absorption, qui est défini comme le rapport de l'augmentation de la masse de l'échantillon après imbibition par l'eau, à la masse sèche de l'échantillon dans l'eau pendant 24 heures à 20⁰c. le coefficient d'absorption est défini par la relation suivante :

$$Ab = \frac{Ma - Ms}{Ms} 100 \quad \text{I.1}$$

Ms = masse de l'échantillon sec après passage à l'étuve à 105⁰c.

Ma = masse de l'échantillon imbibé, surface sèche déterminée comme suit :

Après imbibition, l'échantillon est soigneusement épongé avec un tissu absorbant, les gros éléments étant essuyés individuellement. Il est ensuite pesé [50].

Leurs caractéristiques physiques sont données dans le tableau I.6 :

3/8	Masse volumique absolue en (g/cm³)	2.66
	Absorption en %	0.55
8/15	Masse volumique absolue en (g/cm³)	2.66
	Absorption en %	0.55

Tableau I.6. Caractéristiques physiques des graviers.

Les courbes granulométriques des granulats sont représentées par la Figure I.3.

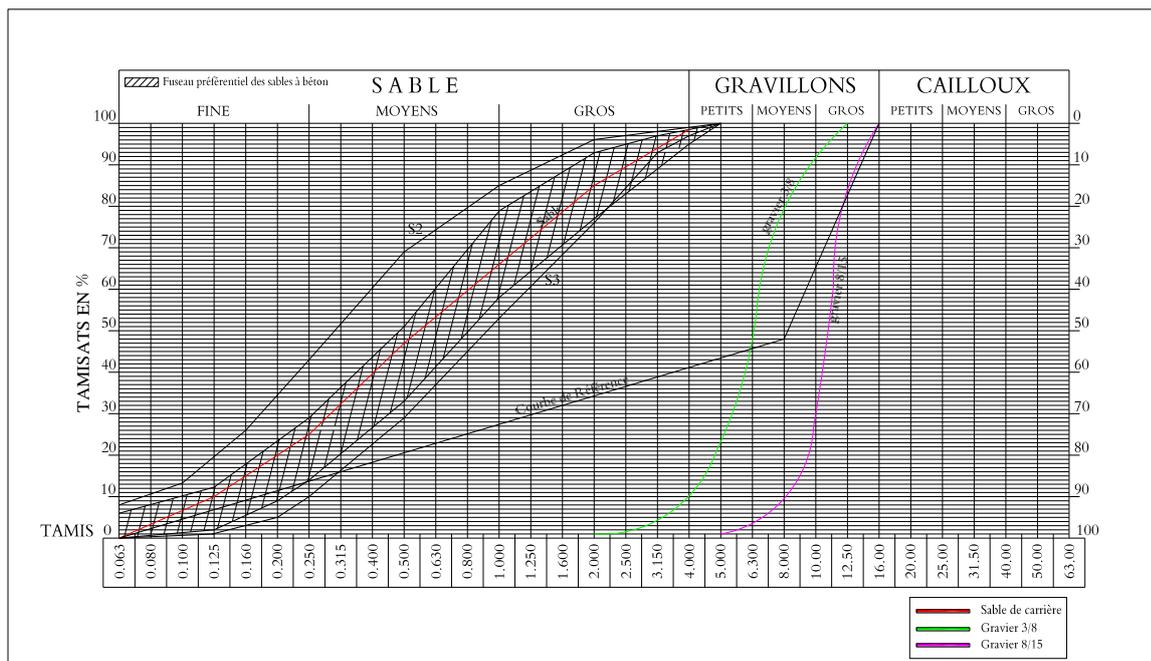


Figure I.3. Courbes granulométriques des granulats utilisés.

I.3.3. Les caractéristiques chimiques des sables

- Analyse chimique du sable de carrière

Sa composition chimique est donnée dans le tableau suivant :

Compositions	Teneurs (%)
SiO ₂	2.06
CaO	54.58
MgO	0.14
Al ₂ O ₃	Nul
Fe ₂ O ₃	0.13
SO ₄	Nul
CL	Nul
Perte au Feu	43.32
Total	100.23
Carbonates	97.13
CO ₂	43.00

H₂O	0.32
Sulfates Solubles	Nul
Matières organiques	Nul

Tableau I.7. Analyse chimique du sable de carrière [56].

La dominance du CaO confirme le caractère calcaire du sable.

- Analyse chimique du sable de mer

Sa composition chimique est donnée dans le tableau suivant :

Compositions	Teneurs (%)
SiO₂	75.05
CaO	10.34
MgO	0.25
Al₂O₃	0.95
Fe₂O₃	2.67
SO₄	0.065
CL	/
Perte au Feu	10.26
Total	99.58
Carbonates	25.49
CO₂	11.20
H₂O	0.87
Sulfates Solubles	/
Matières organiques	/

Tableau I.8. Analyse chimique du sable de mer de Sidi-Lakhdar

I.3.4. Les Caractéristiques chimiques des graviers

Leur composition chimique est analogue à celle du sable.

I.3.5. Les Adjuvants

Les adjuvants permettent d'obtenir une fluidité et une parfaite homogénéité nécessaire à l'obtention d'un béton.

Un seul type d'adjuvant a été employé durant notre étude, un PLASTIMENT BV 40.

Le PLASTIMENT BV 40 est un plastifiant réducteur d'eau énergique qui :

- Augmente la compacité du béton, entraînant ainsi une amélioration des résistances mécaniques et de l'imperméabilité.
- Facilite la mise en place du béton.
- Permet éventuellement de réduire le dosage en ciment.
- Permet d'obtenir un retard de début de prise plus ou moins important en augmentant le dosage normal d'utilisation de béton à performances élevées, aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci.

Le PLASTIMENT BV 40, grâce à ses propriétés physico-chimiques permet :

Sur béton frais :

- D'augmenter considérablement la maniabilité même en réduisant l'eau de gâchage.
- De disperser le ciment dans la masse.
- D'améliorer l'adhérence béton-armatures.
- De s'opposer à la ségrégation.
- D'améliorer la thixotropie.
- D'étaler éventuellement la prise.

Sur béton durci:

- D'augmenter les résistances mécaniques.
- D'accroître la compacité.
- D'augmenter l'imperméabilité.
- De diminuer le retrait et le fluage.

Plage d'utilisation recommandée

0.3 à 1% du poids du ciment (soit 0.25 à 0.85 litre pour 100 kg de ciment).

1.4. LA VASE

Les vases étudiées sont prélevées en aval du barrage de Chorfa dans la zone de rejet après dragage.

Les essais de caractérisation physiques, chimiques et minéralogiques ont été effectués sur des échantillons prélevés par soins.

1.4.1. Préparation de la vase

La vase a subi une transformation lui assurant la réactivité pouzzolanique recherchée pour la

substitution envisagée. Dans ce qui suit la description du processus de préparation et de transformation par traitement thermique de l'échantillon de vase ainsi que l'évaluation des caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques de la vase.

a-Séchage

L'échantillon de vase est tout d'abord séché par passage à l'étuve (105⁰c)

b-Concassage

La vase étuvée est concassée pour faciliter son broyage

c-Broyage

La vase concassée est broyée à laide d'un broyage électrique

d-Tamissage

La vase broyée est tamisée par voie sèche au tamis de 80 μ m.

e-Calcination

C'est un traitement thermique effectué sur la vase préparée préalablement par cuisson en petite quantité vue les dimensions du four éviter les chocs thermiques, la vitesse de cuisson a été réglée à 5 degrés par minute.

La température de cuisson de 750⁰c, a été maintenue constante pendant 05 heures pour obtenir à la fin le produit final qui est la vase calcinée et qui a été conservée à l'arbi de l'air et de l'humidité [5].

La Figure I.4 résume toutes les étapes de préparation de la vase.



Vase à l'état naturel

Séchage à l'étuve (105 °C)

Vase concassée

Vase broyée



Vase tamisée



Calcination



Produit fini (vase calcinée)

Figure I.4. Etapes de préparation de la vase draguée du barrage de chorfa.

I.4.2. Caractéristiques physico-chimiques de la vase

La composition chimique ainsi que les masses volumiques de cette vase calcinée a été effectuée au laboratoire LTPO et représentée dans le Tableau I.9

Les compositions	Les teneurs %
SiO₂	55.34
Al₂O₃	15.75
CaO	13.82
Fe₂O₃	7.43
MgO	2.67
SO₃	0.17
Total	95.18
CaCO₃	23.50
Masse volumique apparente (g /cm³)	0.57
Masse volumique absolue (g/cm³)	2.65
Surface spécifique Blaine (cm²/g)	7830

Tableau I.9 Caractéristiques physico-chimiques de la vase calcinée [56].

I.4.4. Etude comparative entre la vase calcinée et la pouzzolane naturelle de Beni-Saf

La pouzzolane naturelle est d'origine volcanique extraite du gisement volcanique dans la région de Beni-Saf (Algérie). Cette pouzzolane est fournie sous forme de roches concassées de type pierre ponce et scorie (Figure I.5). Pour pouvoir l'utiliser comme addition dans les différentes compositions, nous avons d'abord procédé à son étuvage à 50°C afin d'éliminer toute éventuelle humidité et faciliter son broyage, nous l'avons ensuite complètement broyé puis passé au tamis de 100 µm.

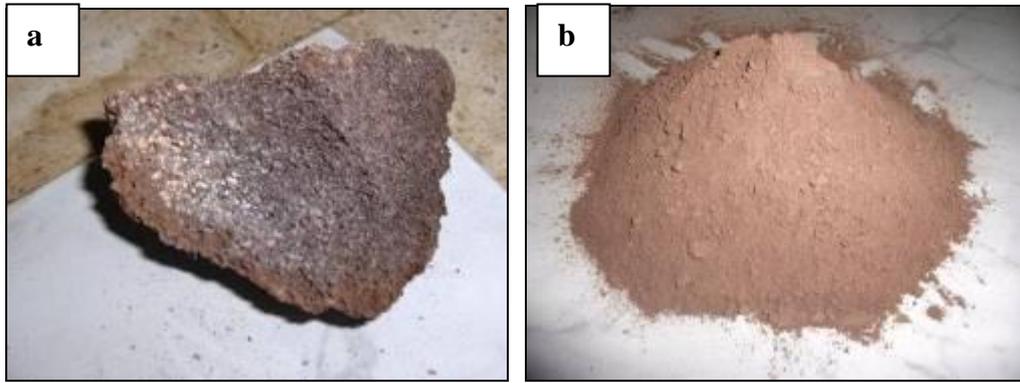


Figure I.5. Scories de la pouzzolane naturelle utilisée, (a) avant broyage, (b) après broyage [57].

- **Vis-à-vis des caractéristiques chimiques**

Le tableau I.10 représente les caractéristiques chimiques des deux pouzzolanes naturelles et artificielle

Les composants	Vase calcinée	pouzzolane naturelle de Béni-Saf [58].
SiO ₂	55.34	45.67
Al ₂ O ₃	15.75	15.10
Fe ₂ O ₃	7.43	10.14
CaO	13.82	8.98
MgO	2.67	3.45
SO ₃	0.17	0.19
Total	95.18	83.53
CaCO ₃	23.50	0.00

Tableau I.10. Caractéristiques chimiques des deux pouzzolanes naturelle et artificielle [57].

On remarque que les deux matériaux renferment les mêmes composants avec des pourcentages différents, ainsi un faible pourcentage de chaux qui rend ces pouzzolanes réactives donc capables à fixer la chaux libérée après l'hydratation du ciment.

-La somme des trois oxydes doit être >70% selon la norme ASTM C 618 qui indique que le matériau est pouzzolanique.

-Pouzzolane naturelle : $(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3) = 70.91\% > 70\%$

-Pouzzolane artificielle (vase calcinée) : $(\text{SiO}_2 + \text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3) = 78.52\% > 70\%$

La vase est aussi bien pouzzolanique que la pouzzolane naturelle.

- **Vis-à-vis des caractéristiques physiques**

Le tableau I.11 représente les caractéristiques physiques des deux pouzzolanes naturelles et artificielle

Caractéristiques	Vase calcinée	Pouzzolane naturelle de Béni-Saf
Masse volumique apparente (g/cm ³)	0.57	0.83
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.65	2.73
Surface spécifique de Blaine (cm ² /g)	7830	7023

Tableau 1.11 Caractéristiques physiques des deux pouzzolanes naturelles et Artificielles [57].

On remarque que la surface de Blaine de la vase calcinée est plus grande que celle de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf.

Les masses volumiques apparentes et absolues des deux matériaux sont voisines, avec un écart maximum qui ne dépasse pas 5 %.

- **Vis-à-vis de l'activité**

Une caractéristique importante peut être déterminée afin de mettre en évidence l'activité de la pouzzolane et de la vase. Il s'agit en effet de l'indice d'activité i calculé en faisant le rapport entre les résistances à la compression à 28 jours du mortier sans addition et celle du mortier contenant 25% de l'addition en substitution par le biais de la formule suivante : [57].

$$I = R_{C_{28} MV_{25}} / R_{C_{28} MV_0} \quad \text{I.2}$$

-La norme indique qu'une addition réactive possède un indice d'activité compris entre 0.67 et 1 [57]. L'indice d'activité de la vase calciné est de 0.97 (qui pourraient augmenter au-delà de cette date). L'indice d'activité de la pouzzolane naturelle Béni-Saf est de 0.86 [57].
Donc la vase calcinée est aussi réactive que la pouzzolane naturelle.

- **Vis-à-vis des caractéristiques de la phase vitreuse**

La qualité d'une pouzzolane est liée à sa teneur en verre. Pour cela il suffit de calculer, à partir de la composition chimique, la différence entre les teneurs brutes en silice et en chaux (Silice-Chaux). Lorsque cette différence est inférieure à une valeur seuil de 34%, les pouzzolanes ne comportent pas de phase vitreuse [57]. Selon les compositions chimiques centésimales du Tableau I.9, cette différence est supérieure à 34 % pour les deux types de pouzzolanes.

-Pouzzolane naturelle → Silice-Chaux = 36.69 %

-Pouzzolane artificielle (vase calcinée) → Silice-Chaux = 36.30 %

Cela veut dire que nos pouzzolanes sont acides et contiennent une phase vitreuse, donc possibilité de fixer la chaux libérée par le ciment

I.5. COMPOSITION DES BETONS

Le but recherché dans la composition de nos bétons est la résistance et l'ouvrabilité.

Il existe plusieurs méthodes pour formuler le béton telles que la méthode de BOLOMEY, la méthode d'ABRAMS, la méthode de FAURY, la méthode de VALETTE, la méthode de JOISEL et celle de DREUX GORISSE.

Notre choix s'est porté sur la méthode dite « Dreux-Gorisse » qui permet de définir d'une façon simple et rapide une formule de composition à peu près adaptée au béton étudié [58].

I.5.1. Les données de base

-La résistance souhaitée : une résistance en composition à 28 jours notée f_{c28}

-l'ouvrabilité désirée : est caractérisée par l'affaissement A au cône d'Abrams

-Dimension des granulats

Une fois ces éléments sont déterminés, la méthode de « Dreux-Gorisse » s'appuie sur la formule de Bolomey :

$$f_c = GF_{CE} \left(\frac{C}{E} - 0.5 \right) \quad \text{I.3}$$

f_{c28} : résistance en compression désirée à 28 jours en MPa

F_{CE} : classe vraie du ciment à 28 jours en MPA

C : dosage en ciment (en Kg/m³)

E : dosage en eau totale sur matériaux secs (en l/m³)

G : coefficient granulaire dépendant de la qualité et de la dimension des granulats, pour notre étude est pris égal à 0.5

A partir de ces données, on déduit le rapport C/E au moyen d'abaques on tire C et E en fonction de la plasticité désirée [59].

BOT	400	00	00	687	450	630	200	0.50	1.0
BOV 20%	320	20	80	687	450	630	200	0.50	1.0
BOP 20%	320	20	80	687	450	630	200	0.50	1.0

Tableau I.12. Composition des bétons

Où : L= Ciment + vase

BOT : Béton témoin à 0% de vase et 100% de ciment

BOV20% : Béton à 20% de vase et 80% de ciment

BOP20% : Béton à 20% de pouzzolane et 80% de ciment

1.5.3. Malaxage des bétons (norme P18-305)

Le malaxage des bétons a été effectué dans un malaxeur de laboratoire à axe vertical, d'une capacité d'environ 80 litres.

Les constituants ont été introduits dans le malaxeur dans l'ordre suivant :

- Les gros éléments (3/8, 8/15)
- Le liant (ciment + vase) ;
- Le sable.

Après un malaxage à sec de tous ses constituants pendant 1 min, on a ajouté l'eau de gâchage, puis poursuivi le malaxage pendant environ 2 min. Les prélèvements de bétons ont été effectués par vidage latéral de la cuve du malaxeur.

1.5.4. Mise en place dans les moules

Le serrage normal du béton frais pour les moules (7x7x28) et (7x7x7) cm³, doit se faire conformément à la norme P18-422 sur micro table vibrante.

Pour notre cas, par manque des moyens de serrage cités précédemment la mise en place des moules est effectué par piquage selon la norme NF P18-423 au moyen d'une tige métallique de diamètre 16mm et de longueur 600mm, à extrémité hémisphériques, analogue à la tige de piquage utilisée dans l'essai d'affaissement (NF P18-451). Les moules vides ont été au préalable, enduits d'une couche d'huile non réactive au liant afin de faciliter le démoulage.

Les moules ont été recouverts d'un film de polymère sur la surface d'arasement pour éviter toute évaporation.

1.5.5. Mode de conservation des éprouvettes

Après coulage, les moules prismatiques ont été conservés, pendant une durée de 24 h±1 h, dans une pièce conditionnée dont la température est maintenue constante (20°C ±2°C) et d'humidité relative d'au moins 65%

Après démoulage, les éprouvettes destinées aux mesures de retrait sont conservées dans une ambiance de $20\pm 2^{\circ}\text{C}$ et 50% HR. Celles servant aux mesures de résistances mécaniques sont stockées dans l'eau.

CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons identifié tous les matériaux entrant dans la composition des bétons vibrés ce qui constitue une étape obligatoire avant d'entamer l'étude expérimentale de ces bétons.

La vase issue du dragage du barrage de Chorfa a nécessité une calcination afin de la rendre réactive.

CHAPITRE II

METHODES EXPERIMENTALES.

II.1. INTRODUCTION

Tous les essais menés au cours de cette étude ont été effectués sur béton. Les premiers concernent l'étude des propriétés à l'état frais, du béton, afin d'estimer sa fluidité et sa ségrégation (essai d'étalement au cône et l'essai de prise sur pâte).

Ensuite, divers essais relatifs aux domaines mécanique et physico-chimique ont été réalisés. Plusieurs d'entre eux ont été exécutés à des échéances précises (résistance mécanique) alors que d'autres ont nécessité un suivi au cours du temps (retrait, carbonatation et attaques des sulfates et acides).

II.2. ESSAIS A L'ETAT FRAIS

II.2.1. Essai de consistance sur pâte

La consistance normalisée de la pâte de ciment est déterminée selon la norme NF EN 196-3 à l'aide de l'appareil de Vicat muni d'une sonde (Figure II.1).

La consistance de la pâte de ciment est sa plus ou moins grande fluidité. C'est une caractéristique qui évolue au cours du temps. Pour pouvoir étudier l'évolution de la consistance en fonction des différents paramètres, il faut pouvoir partir d'une consistance qui soit la même pour toutes les pâtes étudiées. La consistance dite « consistance normalisée » déterminée en utilisant l'appareil de « Vicat ». La distance (d) caractérise l'aptitude de la consistance de la pâte étudiée. Si $(d) = 6\text{ mm} \pm 1\text{ mm}$ (comptée à partir de la base du cône de l'appareil), on dit que la consistance de la pâte étudiée est normalisée, si (d) n'atteint pas cette valeur ($d > 7\text{ mm}$ ou $d < 5\text{ mm}$), il convient de refaire l'essai avec une valeur différente du rapport E/C jusqu'à atteindre la valeur recherchée de la consistance.

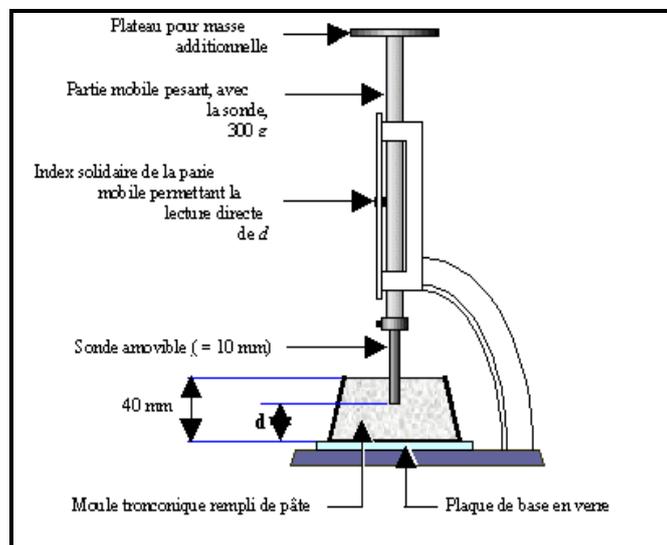


Figure II.1. Appareil de Vicat muni de sa sonde de consistance.

II.2.2. Essai de prise sur pâte

Le temps de prise se mesure habituellement sur une pâte pure de ciment de consistance normale et conformément à la norme NF EN 196-3 à l'aide de l'appareil de Vicat. Le début de prise est l'instant où l'aiguille s'arrête à 2.5 mm du fond (taille des plus gros grains de sable) et la fin de prise est l'instant où l'aiguille s'arrête à 2.5 mm du niveau supérieur.

II.2.3. Essai d'affaissement sur béton

La consistance est le paramètre qui exige une attention particulière pour s'assurer de la qualité d'un béton plastique, elle est déterminée par l'utilisation du cône d'Abrams (**NF P18-451**) qui mesure l'affaissement du béton.

Les résultats sont donnés par le Tableau II.1

Bétons	Résultats d'affaissement	Classes d'affaissement
BOT	7.8	Plastique
BOV	8.0	Plastique
BOP	7.9	Plastique

Tableau II.1 Résultats d'affaissement au cône d'Abrams

II.2.4. Masse volumique du béton frais (NF P 18-558)

La masse volumique apparente du béton frais est déterminée à partir de la composition théorique du béton et contrôlée par des essais. Elle représente la masse d'un volume unitaire de mélange de béton frais.

Le matériel utilisé :

- un récipient cylindrique de volume connu ;
- la tige du cône pour le compactage des trois couches à raison de 25 coups par couche ;
- une règle métallique pour l'arasement de la surface ;
- une balance précise pour les pesées.

II.3. ESSAIS A L'ETAT DURCI

L'objet de cette étude est de réaliser des bétons ordinaires vibrés à base de liant (ciment + vase calcinée) et (ciment + pouzzolane), dont les caractéristiques sont comparées à ceux relatifs à un béton

témoin à base de ciment seul. Sur les mêmes bétons les suivis des déformations dues aux retraits et les pertes en masse ont débutés après 24 heures du temps de coulage.

II.3.1. Essai de traction par flexion (NF P18-407)

Les éprouvettes conservées dans l'eau jusqu'au jour de l'essai sont soumises à l'essai de flexion par quatre points.

Des précautions ont été prises contre la dessiccation des éprouvettes lorsqu'elles ont été retirées du milieu dans lequel elles ont été conservées pour être transférées à la salle d'essais de telle façon que le temps d'attente entre le moment où elles sont sorties de la salle de conservation et celui de l'exécution ne doit pas dépasser 1 heure.

II.3.2. Essai de compression (NF P 18-406)

L'éprouvette une fois rompue, les demi-prismes sont écrasés afin de déterminer la résistance à la compression en utilisant une presse.

La presse utilisée est d'une capacité maximale de 3000 kN, asservie en force, avec une vitesse de chargement aux environs de 0,5 MPa /s (voir figure II.2).



Figure II.2 Essai d'écrasement de l'éprouvette 70x70x70 mm³

2.3.3. Suivi du comportement des bétons vis-à-vis du retrait

On sait que l'hydratation du ciment s'accompagne, du fait de la contraction **Le Châtelier**, de la création d'un fin réseau de pores capillaires à l'intérieur de la pâte de ciment hydratée.

Dans un premier temps ces capillaires sont saturés en eau. Mais lorsque la consommation d'eau pour l'hydratation du ciment provoque leur assèchement, cela aboutit à la formation de ménisques. On

s'accorde à expliquer le retrait par les forces de traction qui se développent de ce fait à l'intérieure des capillaires les plus fins. Le départ d'eau par évaporation a les mêmes conséquences [57].

La mesure du retrait libre est l'un des premiers essais qui doit être réalisé sur un mortier ou sur un béton pendant la phase de durcissement. Car cela nous renseigne sur l'état de fissuration initial du matériau et des conséquences que peut avoir ce retrait sur les propriétés du matériau à long terme.

L'objectif consiste à mesurer le retrait total des éprouvettes de béton témoin et le comparer à un béton à 20% de vase et pouzzolane en substitution au ciment. En effet, les résultats obtenus dans cette étude sur le retrait seront d'une grande utilité.

2.3.3.1. Choix des éprouvettes

Nous avons choisi les mesures de variation dimensionnelles des différents bétons, sur des éprouvettes prismatiques de dimension $7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$ coulés dans des moules munis de plots de retrait pour les raisons ci-après :

Les variations dimensionnelles sont mesurées dans le sens longitudinal, sur l'axe de l'éprouvettes, la méthode unidimensionnelles (mesure de la distance entre deux plots ancrés dans l'éprouvettes). Ces éprouvettes ont dans ce cas une ou deux dimensions nettement plus petites que la troisième, où les effets du retrait sont les plus sensibles, c'est le cas représentatif des éléments structuraux [60].

2.3.3.2. Retrait total

Le retrait total est la déformation libre que présente le mortier ou le béton pendant son hydratation en plus de l'échange d'humidité avec le milieu extérieur, sachant que les éprouvettes des bétons sont conservées à l'air, permettant l'évaporation de l'eau.

A un jour, les éprouvettes sont placées après démoulage verticalement dans l'ambiance avec échange avec le milieu ambiant à hygrométrie identique.

Les éprouvettes d'essais sont conservées dans une salle dont la température est maintenue à $20^0 \pm 2^0$ et l'humidité relative à $50 \% \pm 5 \%$. (NF P 15-433)

2.3.3.3. Description de l'appareil de retrait

L'appareil de mesure du retrait utilisé dans nos expériences est un rétractomètre (tel que celui sur la Figure II.4) équipé d'un comparateur permettant de réaliser des mesures avec une exactitude inférieure ou égale à 0.005 mm. Une tige de 280 mm de longueur doit permettre de régler le zéro du rétractomètre (étalon). Cette tige est en Invar de façon à ce que les variations de température qu'elle peut connaître au cours de la manipulation n'entraînent pas de modification appréciable de sa longueur. L'incertitude sur les mesures est évaluée à $\pm 5 \mu\text{m} / \text{m}$.



Figure II.3. Appareil de retrait.

II.3.4. Mesure des pertes de masse

Afin que les résultats de retrait des différents bétons soient plus représentatifs, il nous est apparu nécessaire de déterminer les pertes de masses des différentes éprouvettes du béton, à chaque échéance d'essai.

Les éprouvettes de retrait sont pesées afin de mesurer l'influence des mouvements d'eau sur les déformations. Les pertes de masses constatées pendant le durcissement correspondent à l'évaporation de l'eau libre par suite de la différence d'hygrométrie avec l'ambiance extérieure [54]. Les pesées sont réalisées à l'aide d'une balance électronique possédant une précision relative de 1%.

II.4 ESSAIS DE DURABILITE

II.4.1 Attaque par les sulfates

Pour évaluer la durabilité des bétons vis-à-vis de l'attaque des sulfates et mettre en relief l'effet de la nature du ciment sur la résistivité aux attaques sulfatiques, nous avons suivi l'évolution de :

1. La résistance à la compression après 28, 60 et 90 jours d'attaque de sulfates ;
2. La mesure du gonflement à l'aide d'un rétractomètre après chaque semaine d'attaque de sulfates ;
3. Le gain ou la perte en poids suite à l'attaque par les sulfates après chaque semaine.

Les échantillons d'essais ont été préparés au laboratoire de matériaux du département de génie civil de l'université de Mostaganem. Le béton a été confectionné conformément aux prescriptions de la norme **(EN 196-1)**:

Le démoulage a lieu 24h après le coulage; par la suite les éprouvettes sont mises directement dans l'eau saturée en chaux jusqu'à le jour de l'essai.

Après la cure des échantillons dans une solution saturée en chaux, destinés à l'étude de la durabilité vis-à-vis des sulfates, ces derniers sont mis dans trois milieux différents afin de suivre l'effet des attaques.

Les milieux de conservation sont :

- ❖ 5% Na_2SO_4 sulfate de sodium ;
- ❖ 5% MgSO_4 sulfate de magnésium
- ❖ Eau saturée en chaux comme témoin.

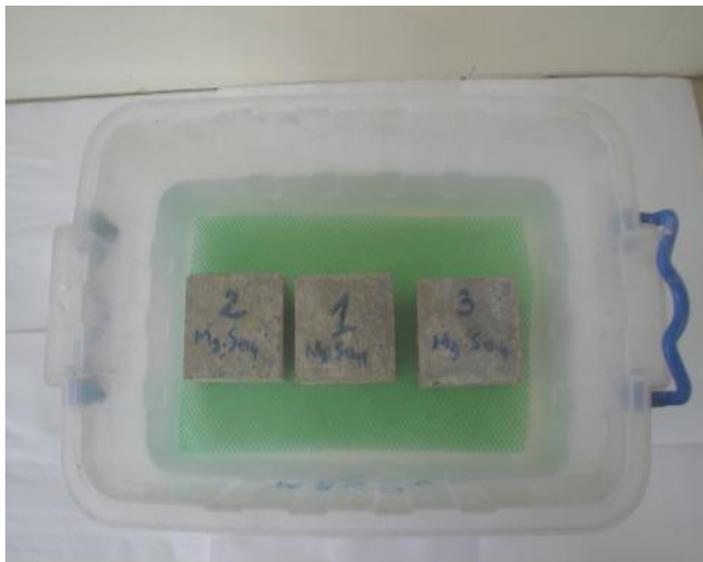


Figure II.4 Eprouvettes de béton immergées dans une solution sulfatique.

Selon les recommandations des normes (**ASTM C1012-96**) concernant l'attaque des sulfates, on doit maintenir le pH de la solution sulfatique entre 6 et 8 par le renouvellement de la solution d'attaque lorsque le $\text{pH} > 8$. La vérification du pH se fait au moyen de papier-pH.

On a constaté le changement du pH de la solution le lendemain de l'immersion des échantillons du béton dans les solutions sulfatiques, le changement quotidien de la solution d'attaques nécessite des quantités considérables de sulfates de sodium et de magnésium ainsi que l'eau distillée.

Pour évaluer la durabilité des bétons vis-à-vis de l'attaque aux sulfates nous avons été amenés à faire les essais suivants :

- **Résistance à la compression**

Les essais sont effectués sur des éprouvettes (7x7x7) cm³, nous avons pris la moyenne des résultats de l'écrasement des 3 éprouvettes en compression à chaque échéance prévu (14, 28, 60, et 90 jours).

- **Le suivi du poids**

Le suivi de l'évolution de la masse des éprouvettes de béton est effectué sur des éprouvettes prismatiques 7x7x7cm conservées dans l'eau saturée en chaux pendant 28 jours, après cette période de cure les éprouvettes sont pesées pour déterminer la masse initial avant immersion dans la solution sulfate (Mo), puis immergées dans les trois solutions suivantes :

5% Na₂SO₄ (sulfate de sodium) ; 5% MgSO₄ (sulfate de magnésium) ; l'eau distillée témoin (pour pouvoir comparer les résultats d'attaque).

Les solutions de sulfate sont corrigées tous les mois et les échantillons sont pesés tous les 7 jours.



Figure II.5 Pesée des échantillons de béton.

- **Suivi du gonflement**

Les mesures de gonflement ont été mesurées grâce à un rétractomètre sur des éprouvettes prismatiques de dimensions 7x7x28 cm³, selon la norme (NF P 15-433), conservées dans l'eau saturée en chaux pendant 28 jours, après cette période de cure les éprouvettes sont immergées dans les deux solutions suivantes :

5% Na₂SO₄ (de sulfate de sodium) ; et 5% MgSO₄ (de sulfate de magnésium).



Figure II.5 Rétractomètre pour la mesure du gonflement sur une éprouvette de béton (7x7x28) cm³.

▪ **Essai de carbonatation accélérée**

L'objectif de cet essai est de caractériser le comportement du béton vis-à-vis de la carbonatation. L'essai consiste à suivre l'évolution de l'épaisseur de béton carbonaté sur des échantillons conservés dans une atmosphère riche en dioxyde de carbone selon la norme (AFPC-AFREM) [69].

Les échantillons des bétons testés de forme prismatique (7x7x28 cm³) subissent l'essai de carbonatation accélérée : deux éprouvettes sont utilisées pour les mesures de la profondeur de carbonatation et quatre sont utilisées pour suivre l'évolution de la masse.

La procédure de préconditionnement est la suivante :

▣ Les éprouvettes sont conservées après démoulage en ambiance humide (humidité relative supérieure à 95%).

▣ Avant le démarrage de l'essai de carbonatation accéléré, les échantillons sont placés durant 48 heures dans une étuve ventilée réglée à une température de $40 \pm 2^\circ\text{C}$ (pour favoriser la carbonatation). Les échantillons sont alors pesés puis disposés dans l'enceinte de carbonatation (espacés de 2 cm).

L'enceinte de carbonatation accélérée (figure II.5 et II.6) est réglée en humidité relative (65%) et en dioxyde de carbone (50% volumique). Les échéances de mesure de l'épaisseur de béton carbonaté sont les suivantes : 7, 14, et 28 jours. A chaque échéance, les échantillons sont retirés de l'enceinte et les épaisseurs de béton carbonaté ainsi que les variations des masses sont mesurées. Un morceau de béton (épaisseur 3 ± 1 cm) est prélevé sur chaque éprouvette par fracturation par fendage. Les corps d'épreuve résiduels sont ensuite replacés immédiatement dans l'enceinte.

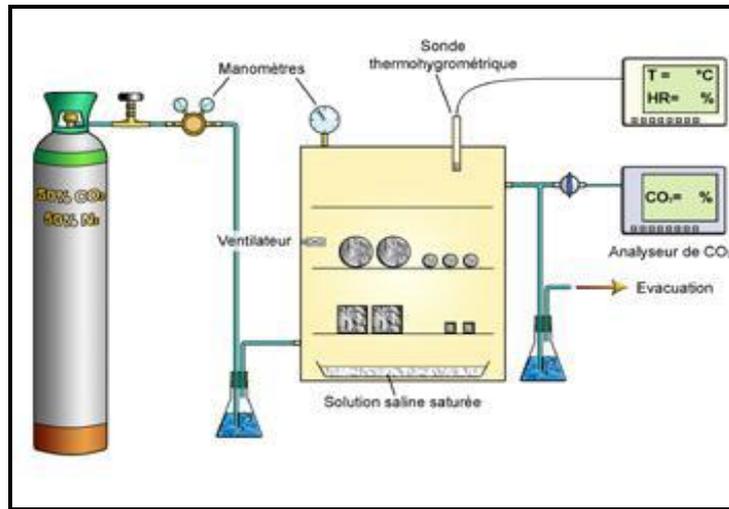
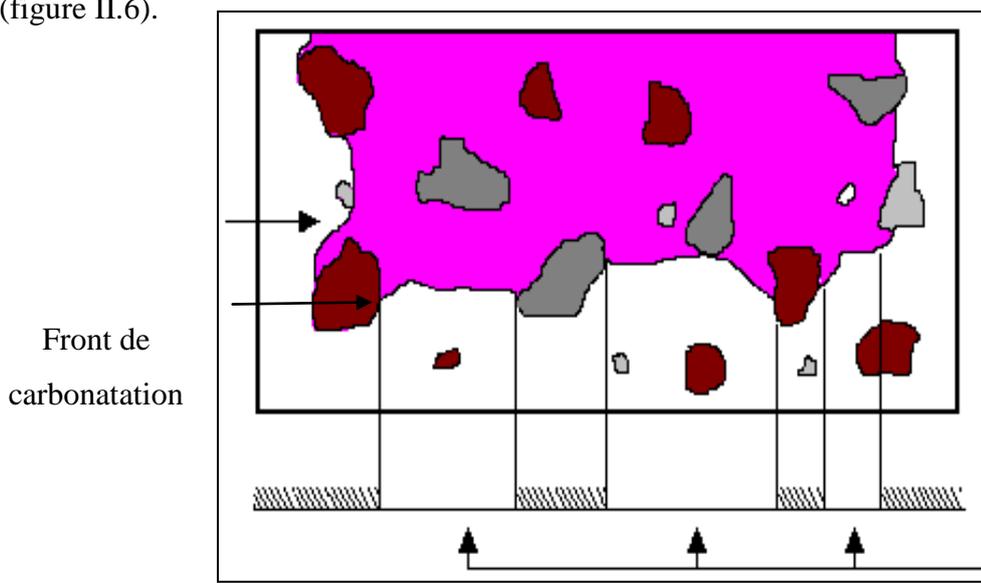


Figure II.5. Schéma de l'enceinte de carbonatation accélérée



Figure II.6. Enceinte de carbonatation accélérée

Les mesures de l'épaisseur de béton carbonaté sont réalisées après humidification des surfaces et pulvérisation d'une solution de phénolphtaléine. Cette dernière révèle l'interface entre la zone saine et la zone carbonatée. Les mesures correspondent aux distances (en mm) entre la surface externe du béton et le front de coloration, en dehors de zones particulières (coins et interfaces pâte granulat) (figure II.6).



Zone de mesure

Figure II.6 Schéma illustrant le principe des mesures.

CONCLUSION

La maîtrise des caractéristiques des constituants du béton est obligatoire afin de bien déterminer les propriétés du béton dont il est composé.

L'essai sur béton soit frais soit durci permet de s'assurer de la compatibilité de l'ensemble des matériaux et les réactions entre eux.

Les analyses physico-chimiques et les essais mécaniques (compression) donnent une idée générale sur les caractéristiques principales des matériaux entrant dans la composition du béton élaboré.

Pour qualifier la durabilité des différents bétons, de nombreux essais ont été définis : certains sont liés au domaine de la mécanique, comme les essais de déformations de retrait dans des conditions endogène ou de dessiccation, d'autres concernent les domaines physico-chimiques, avec par exemple les essais des attaques par les sulfates, et la carbonatation. Tous ces essais devraient permettre la détermination des propriétés révélatrices, directement ou indirectement, de la durabilité des bétons.

CHAPITRE I

RESULTATS DES ESSAIS A L'ETAT FRAIS

I.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre les résultats des mesures des caractéristiques à l'état frais concernent : essai de consistance, essai de prise sur pâte de ciment, la maniabilité et la mase volumique sur béton.

I.2. ESSAIS SUR PATE FRAICHE

I.2.1 Essai de consistance

Les résultats de l'essai de consistance obtenus pour chaque composition de ciment sont notés dans le Tableau I.1.

Désignation	P0	PP20	PV20
E/L	0.250	0.260	0.285

Tableau 1.1. Résultats de consistance pour chaque composition de pâte.

Avec :

L = Ciment + vase ou pouzzolane

P0 : pâte témoin à 0% de vase et 100% de ciment

PV20 : pâte à 20% de vase et 80% de ciment

PP20 : pâte à 20% de pouzzolane et 80% de ciment

Le tableau I.1 présente, pour des teneurs croissantes, les rapports eau-liant nécessaires afin de maintenir une consistance normale constante. La demande en eau passe de 0.250 pour la pâte témoin, à 0.260 pour la pâte à 20% de pouzzolane et à 0.285 pour le mélange contenant 20% de vase on substitution (figure I.1).

Les valeurs E/L ont été déterminées par l'essai de consistance qui a révélé que la présence de la pouzzolane et surtout la vase implique une augmentation du besoin de la quantité d'eau ; un comportement commun à toutes les additions minérales [61].

L'écart entre les valeurs ne dépasse pas les 2.5 %

Le besoin en eau de la pâte contenant la vase parait plus marginé dû probablement à la finesse élevée de la vase par apport à celle de la pouzzolane

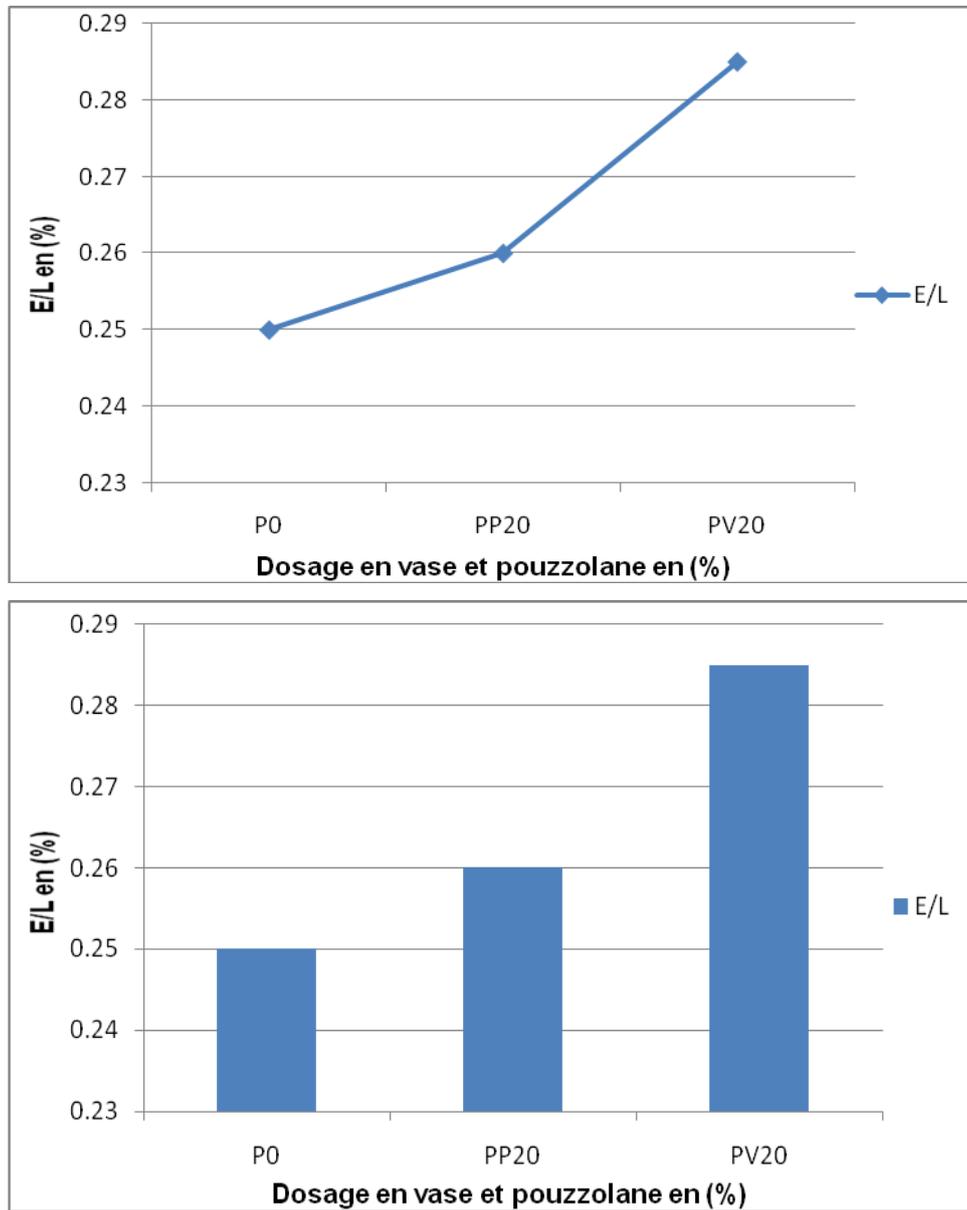


Figure I.1. Influence des dosages de vase et pouzzolane sur les rapports E/L

I.2.2 Essai de Prise

Les résultats des temps de début et de fin de prise des différentes pâtes de ciment sont notés dans le Tableau I.2 et illustrés par la Figure I.2

Désignation	P0	PP20	PV20
Début de prise	2h 45	2h 40	2h 30
Fin de prise	3h 55	3h 40	3h 25

Temps de prise	1h 10	1h 00	0h 55
----------------	-------	-------	-------

Tableau I.2. Les temps de début et de fin de prise des différentes pâtes de ciment.

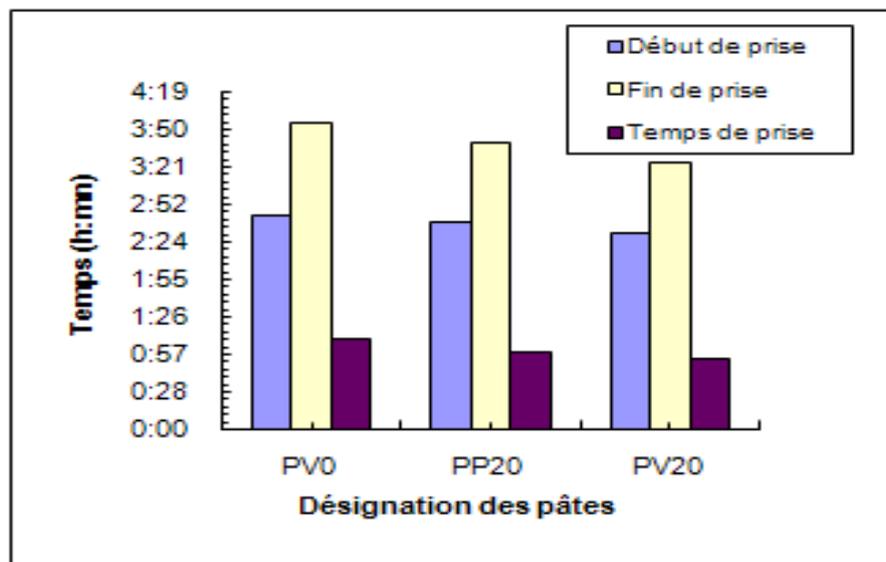


Figure I.2. Les temps de début de prise, fin de prise et le temps de prise de Différentes pâtes.

- Il faut noter que les temps de début et fin de prise sont inversement proportionnels au dosage de vase et pouzzolane

- D'après les résultats nous constatons, que l'ajout de la vase et la pouzzolane affectent légèrement les temps de prise puisqu'un écart maximal de 15 minutes est enregistré entre la pate témoin et celle dont 20% de ciment a été remplacée par la vase.

Par contre en comparant les temps de début de prise et de la fin de prise, nous notons une accélération dans le déclenchement de la prise et la fin de prise.

La pouzzolane et surtout la vase pourraient jouer le rôle d'un accélérateur de prise très utile en cas de bétonnage par temps froid.

I.3. ESSAIS SUR BETON FRAIS

I.3.1. Essai d'affaissement

On a procédé à des gâchées de béton de telle sorte que les bétons obtenus aient une ouvrabilité comparable (consistance plastique). La valeur de l'affaissement au cône d'ABRAMS pour tous les bétons (BOT, BOV, BOP) s'approche de 8 cm, signe d'un béton plastique

Avec :

BOT : béton ordinaire témoin

BOV : béton ordinaire à 20% de vase

BOP : béton ordinaire à 20% de pouzzolane



Figure I.3. L'affaissement du béton au cône d'Abrams.

I.3.2. La masse volumique apparente

Les masses volumiques du béton frais ont été déterminées en remplissant au cours de chaque gâchée des 3 bétons, des récipients de volume connu V , puis ils sont immédiatement pesés.

Soient M_0 la masse du récipient vide, M_1 la masse du récipient rempli du béton frais, la masse volumique du béton frais (en Kg/m^3) sera calculée par :

$$\rho = (M_1 - M_0) / V \quad \text{I.1}$$

Les masses volumiques apparentes des bétons frais sont représentées dans le Tableau I.3

Désignations	BOT	BOP	BOV
Masses volumiques apparentes (ρ en Kg/m^3)	2492	2478	2468

Tableau 1.3. Masses volumiques apparentes des bétons frais.

CONCLUSION

Ce chapitre avait pour objectif de déterminer les valeurs de E/L par l'essai de consistance sur pâte fraîche qui a révélé que la présence de la pouzzolane et surtout la vase implique une augmentation du besoin de la quantité d'eau. Aussi les résultats des mesures de temps de prise des différentes pâtes de ciment ont montré que l'écart ne dépassait pas le quart d'heure.

L'affaissement au cône d'Abrams mesuré sur les bétons frais (BOT, BOV, BOP) leur attribue la caractéristique de bétons plastiques.

CHAPITRE II

RESULTATS DES ESSAIS A L'ETAT DURCI

II.1. INTRODUCTION

Nous présentons dans ce chapitre les résultats obtenus sur les trois bétons confectionnés afin d'évaluer les résistances mécaniques ainsi que le comportement de retrait sous l'influence de la vase du barrage de chorfa comme matériau de substitution au ciment.

II.2. RESISTANCES MECANIQUES

II.2.1 Résistance à la traction

Les résultats des essais de la résistance à la traction (figure II.1) en fonction du temps et du dosage en vase et pouzzolane effectués sur les bétons constituées sont représentés par le Tableau II.1

Bétons	Ages en (jours)						
	0	3	7	14	28	60	90
BOT	0	3.3	4.7	6.5	8	9	9.2
BOV	0	4.6	5.3	6.9	7.7	8.6	8.9
BOP	0	4.2	5.1	5.9	6.9	8.2	9.1

Tableau II.1. Les résistances à la traction par flexion en (MPa)



Figure II.1. Appareil de la résistance à la traction par flexion.

Les figures II.2. Montrent les résistances à la traction par flexion en [MPa] des différents bétons en fonction du temps.

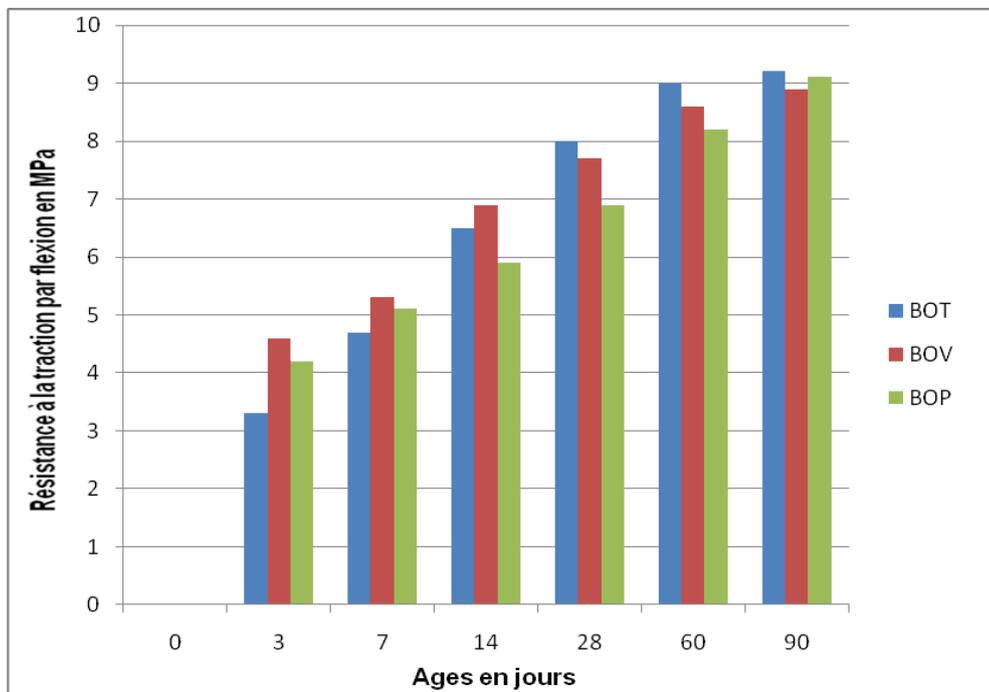
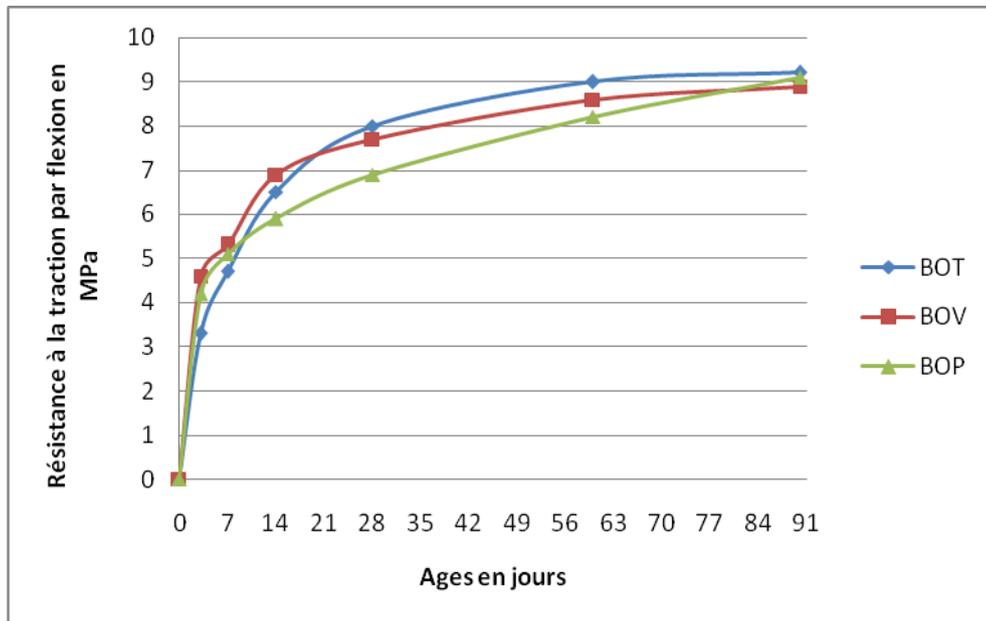


Figure II.2. Les résistances à la traction par flexion des différents bétons en fonction du temps.

Le béton ordinaire avec vase BOV affiche des résultats à la traction élevée par rapport à ceux des bétons à base de pouzzolane BOP et béton témoin BOT jusqu'au 14 jours.

A partir de 28 jours on remarque que les résistances à la traction par flexion du béton témoin BOT ont augmenté par rapport à celles des bétons à base de pouzzolane BOP et de vase BOV et ce jusqu'à 90 jours.

Les résistances à l'âge de 90 jours sont presque similaires pour les trois bétons.

II.2.2. Résistance à la compression

Les résultats des mesures des résistances à la compression ont été obtenus par écrasement des éprouvettes (7x7x7) cm³, Le Tableau II.2 et la Figure II.3 montrent les résistances à la compression des trois bétons en MPa en fonction du temps.

Béton	Ages en (jours)								
	0	3	7	14	28	45	60	90	120
BOT	0	24	32	42	50	52	55	62	62
BOV	0	21.5	30	39	49	50	54	60	60
BOP	0	17.5	21	34	42	49	50	54	58

Tableau II.2. Les résistances à la Compression en (MPa) des trois bétons

Les résultats des résistances à la compression des différents bétons en fonction du temps sont représentés dans les figures II.3

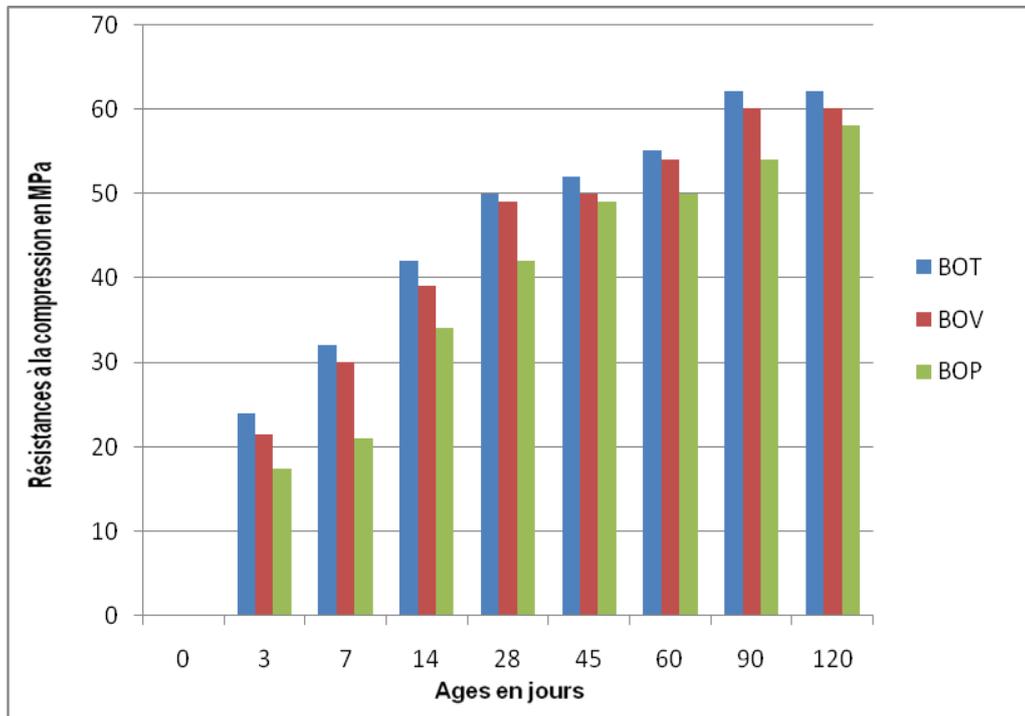
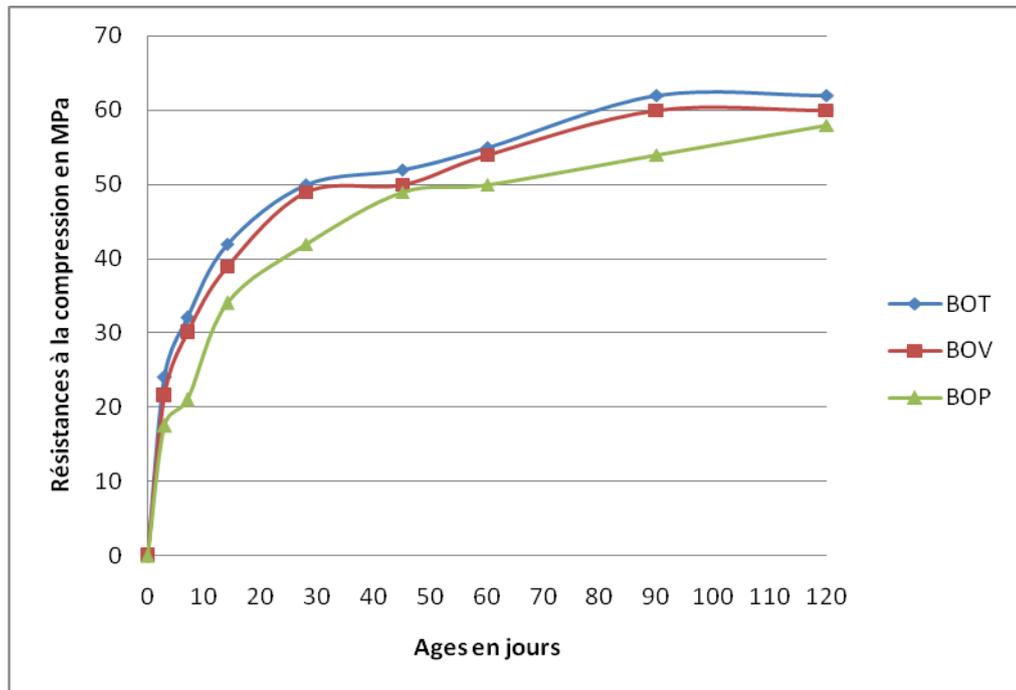


Figure II.3. Les résistances à la compression des différents bétons en fonction du temps.

Les figures II.3 montrent que le béton témoin atteint de bonnes performances à la compression, puisqu'il n'affiche pas moins de 50 MPa à 28 jours pour continuer son ascension jusqu'à atteindre plus de 55 MPa à 60 jours et se stabilise aux alentours de 62 MPa à 90 et 120 jours.

Les résistances mécaniques du béton à 20% de vase BOV donnent des résistances élevées, et tendent en fin de parcours à se rapprocher de celles du béton témoin, il atteint une résistance à la compression avoisinant les 49 MPa à 28 jours, soit plus de 98% de celle du béton témoin à la même date.

A 60 jours, il affiche aussi plus de 98% de la résistance du béton témoin à la même échéance.

A 90 et 120 jours, il atteint les 96% de la résistance du béton témoin à la même date.

Les résistances mécaniques du béton à 20% de pouzzolane BOP donnent aussi des bonnes résistances à la compression dont les valeurs restent inférieures à celles des bétons BOT et BOV, Il atteint une résistance à la compression de 42 MPa, soit 84% de celle du béton témoin à 28 jours.

On remarque aussi qu'à 60 jours, la résistance à la compression est de 50 MPa, soit 91% de celle du béton témoin à la même échéance.

A 90 et 120 jours, elles arrivent à une valeur de 54 et 58 MPa respectivement, soit 87% et 93% de celle du béton témoin à la même date.

La figure montre d'une façon générale le développement croissant des résistances au cours du temps des bétons avec additions qui semblent très satisfaisantes même si elles sont légèrement inférieures à celles du BOT.

II.3 LA SEGREGATION

La ségrégation statique d'un béton peut être visualisée en sciant une (ou deux) éprouvette (s) de béton transversalement (forme de disque), au nombre de trois (Disque supérieur, médian et inférieur) et à observer la répartition des granulats sur la hauteur de l'éprouvette.

Les photographies des figures II.4, II.5 et II.6 illustrent bien le fait que la formulation de béton n'est pas sujette à la ségrégation statique. Les granulats sont en effet régulièrement répartis sur toute la hauteur de l'échantillon scié.



Figure II.4 Observation de la répartition des granulats pour un béton ordinaire Témoin BOT.



Figure II.5 Observation de la répartition des granulats pour un béton ordinaire avec Vase BOV.



Figure II.6 Observation de la répartition des granulats pour un béton ordinaire avec Pouzzolane BOP.

CONCLUSION

L'objet de ce chapitre est de déterminer la résistance à la traction par flexion en fonction du temps et du dosage en vase et pouzzolane effectués sur les bétons, on a constaté que le béton à base de vase affiche des résultats à la traction élevée par rapport à ceux des bétons à base de pouzzolane et le béton témoin à jeune âge, à partir de 28 jours les résistances du béton témoin ont augmenté par rapport aux autres bétons.

Pour les résistances à la compression des trois bétons et d'une façon générale montrent le développement croissant des résistances au cours de temps et surtout pour les bétons avec additions qui semblent très satisfaisantes.

Les formulations des bétons étudiés ne sont pas sujettes à la ségrégation statique et les granulats sont en effet régulièrement répartis.

CHAPITRE III

DURABILITE VIS-A-VIS LES ATTAQUES SULFATIQUES ET DE LA CARBONATATION

III.1. INTRODUCTION

Un béton de bonne composition, bien mis en place et ayant subi un bon traitement de cure, résiste à de très nombreuses actions chimiques. Les dégâts de ces matériaux dus aux sulfates sont connus [62]. Un grand nombre d'acides attaquent toutefois également le béton, alors que certaines solutions légèrement basiques ainsi que de nombreuses combinaisons neutres inorganiques ou organiques sont inoffensives.

La plupart des processus de détérioration touchant les structures en béton, impliquent les transferts de matière (en particulier d'agents agressifs) à l'intérieur d'un matériau poreux. Il est couramment prétendu que meilleure est la résistance d'un béton à ces transferts, plus durable sera celui-ci. Les propriétés de transfert du béton sont donc utilisées progressivement comme critère de sa durabilité. La pénétration de gaz, d'eau ou d'autres fluides dans le béton s'effectue par l'intermédiaire des pores de la matrice cimentaire et des interfaces pâte - granulats.

Les résultats présentés dans la suite de ce chapitre touchent par conséquent les propriétés chimiques du béton étudié, à savoir les résultats à la durabilité de ce béton vis-à-vis des attaques chimiques (action des sulfates et la carbonatation).

III.2. L'ACTION DES SOLUTIONS SULFATIQUES

Afin d'évaluer la résistance du béton envers l'attaque aux sulfates, les éprouvettes sujettes de ces essais ont été conservées dans des bacs en plastique contenant séparément de l'eau distillée, une solution de sulfates de sodium à 5 % de Na_2SO_4 et une solution de sulfate de magnésium à 5 % de MgSO_4 (figure III.2.1 et III.2.2).

Les solutions de sulfates sont obtenues en dissolvant les sulfates en poudres dans de l'eau distillée. Cette opération est effectuée après 28 jours de cure dans une eau saturée en chaux, dans le but d'atteindre une résistance à la compression supérieure à 20 MPa comme le mentionne la norme **ASTM C1012** [63].



Figure III.2.1. Immersion des éprouvettes en solution de 5% Na₂SO₄.

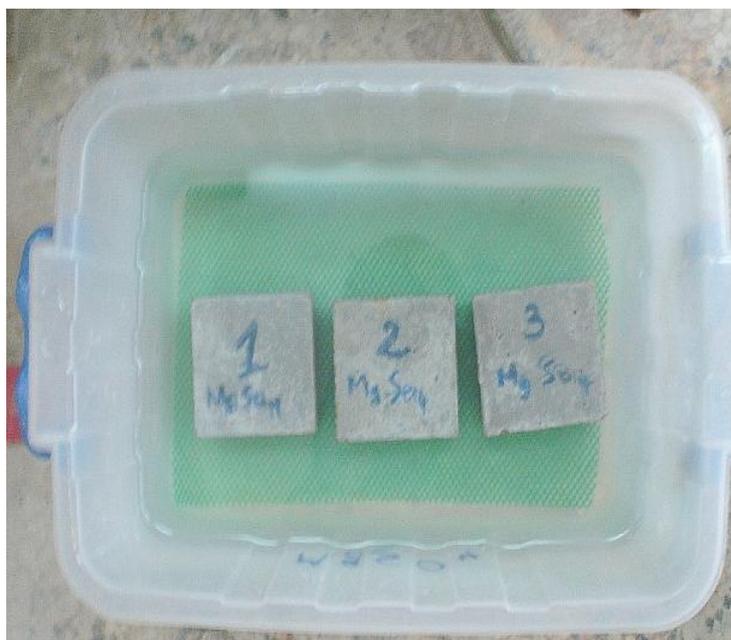


Figure III.2.2. Immersion des éprouvettes en solution de 5% MgSO₄.

Trois types de tests sont effectués sur les spécimens de béton conservés dans les différents milieux, ces tests sont :

- Suivi de l'évolution de masse des éprouvettes 7x7x7 cm³ jusqu'à 90 jours.
- Evaluation de la résistance à la compression après 28, 60 et 90 jours d'attaque de sulfates pour des éprouvettes de 7x7x7 cm³;
- Suivi du gonflement pour des éprouvettes 7x7x28 cm³ jusqu'à 90 jours.

Ces tests de contrôle sont effectués après leur immersion totale dans les trois modes de conservation (milieu témoin en eau distillée, 5% Na₂SO₄ et 5 % MgSO₄), tout en corrigeant continuellement la concentration des milieux sulfatiques.

III.2.1. Evolution de la masse

➤Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau.

Les résultats des mesures des Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau sont représentés dans le Tableau II.2.1

Bétons	Temps en (semaine)												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
BOT(%)	0	0.26	0.5	0.52	0.54	0.56	0.58	0.61	0.63	0.64	0.65	0.67	0.68
BOP(%)	0	0.26	0.52	0.53	0.54	0.56	0.59	0.60	0.61	0.62	0.64	0.64	0.64
BOV(%)	0	0.21	0.54	0.44	0.45	0.47	0.49	0.52	0.54	0.56	0.59	0.60	0.61

Tableau III.2.1. Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau

La figure III.2.3 montre la variation de la masse des éprouvettes des différents bétons en fonction de la durée d'immersion dans l'eau douce. Le gain de masse est calculé par rapport à la dernière mesure avant immersion.

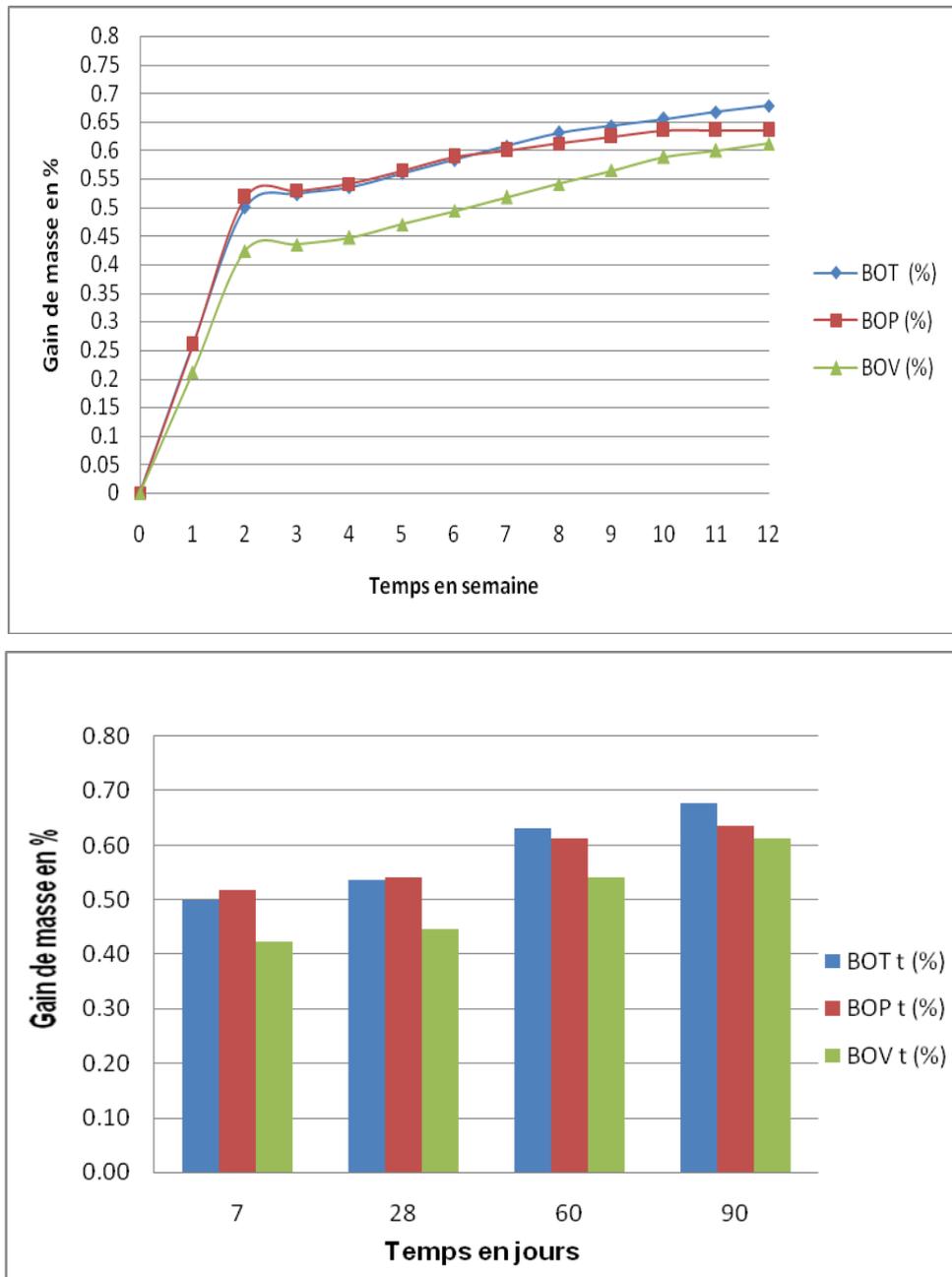


Figure III.2.3. Variation de la masse des échantillons immergés dans l'eau.

Nous constatons, que tous les bétons d'étude présentent un gain de leurs masses respectives. Ce gain évolue en fonction de la durée d'immersion jusqu'à 90 jours. L'accroissement progressif du gain de masse est attribué à la continuité de la formation d'hydrates dans les différents bétons et probablement à la formation de couches denses de calcite (CaCO_3) sur la surface des éprouvettes. Ces couches ont pour origine la présence des ions carbonates qui se combinent aux ions calcium, issus majoritairement de la dissolution de la portlandite mais aussi provenant directement de la solution d'eau douce.

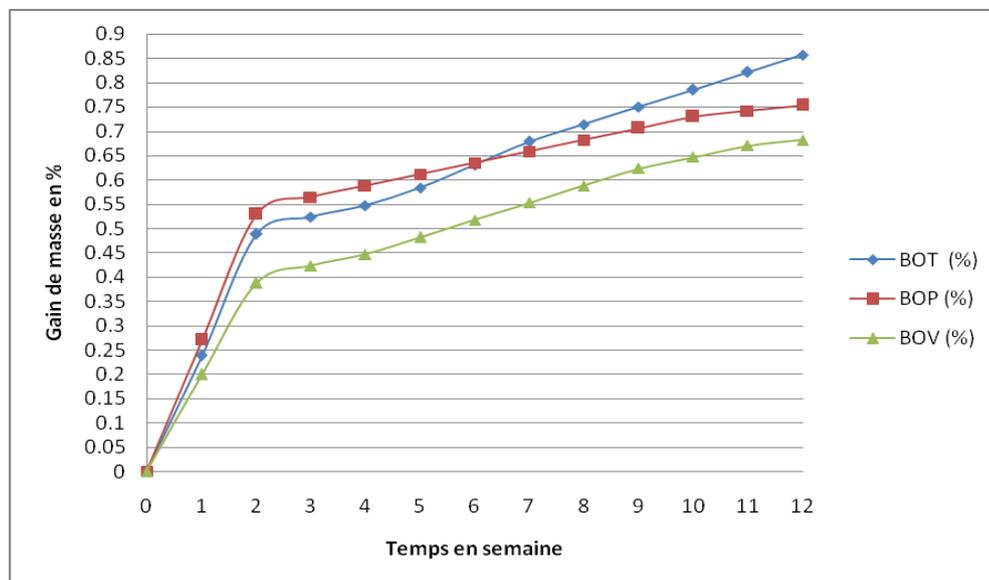
➤ **Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4)**

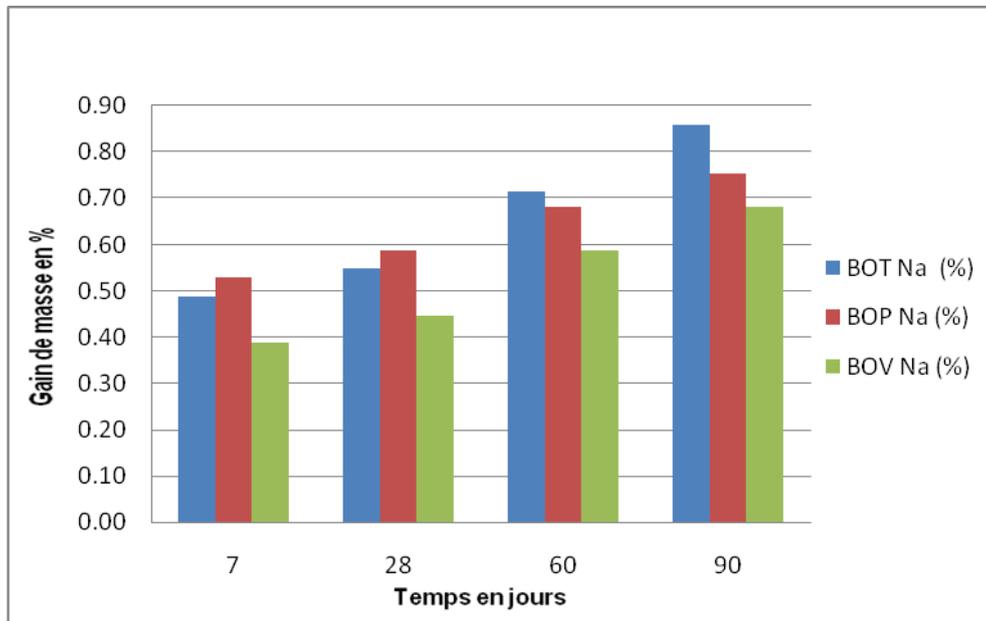
Les résultats des mesures des Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4) sont représentés dans le Tableau II.2.2

Bétons	Temps en (semaine)												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
BOT(%)	0	0.24	0.49	0.52	0.55	0.58	0.63	0.68	0.71	0.75	0.79	0.82	0.86
BOP(%)	0	0.27	0.53	0.56	0.59	0.61	0.64	0.66	0.68	0.71	0.73	0.74	0.75
BOV(%)	0	0.2	0.39	0.42	0.45	0.48	0.52	0.55	0.59	0.62	0.65	0.67	0.68

Tableau III.2.2. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)

La figure III.2.4 montre la variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4).

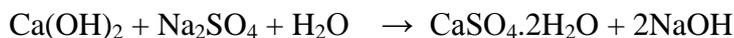




**Figure III.2.4. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution
Du sulfate de sodium (Na_2SO_4).**

Les aluminates de calcium et la portlandite sont les deux produits les plus sensibles à l'attaque par les sulfates de sodium [Roziere, 2007].

En présence de sulfate de sodium l'hydroxyde de calcium réagit pour former le gypse selon l'équation suivante :



Le gypse formé par cette réaction, participe à la formation de l'ettringite secondaire à partir du C_3A anhydre résiduel ou les aluminates hydratés (monosulfoaluminates), selon les deux équations suivantes :



A partir de la figures III.2.4, nous pouvons constater l'augmentation du gain de masse dès les premiers jours pour les bétons immergés dans 5% de Na_2SO_4 .

L'augmentation de la masse est permanente pour toutes les éprouvettes durant les 90 jours d'immersion. Elle est due à la pénétration du Na_2SO_4 dans les pores de la matrice cimentaire.

Le béton ordinaire avec pouzzolane BOP affiche une augmentation par rapport à celle des bétons à base de vase BOV et béton témoin BOT jusqu'à 28 jours.

Au delà de cette échéance on remarque que la masse de béton témoin BOT a augmenté par rapport à celle des bétons à base de pouzzolane BOP et béton avec vase BOV et ce jusqu'à 90 jours.

La variation de la masse des bétons peut être expliquée par les processus de transport, perméabilité et diffusion, au sein de la matrice cimentaire. Ces propriétés de transport sont considérées comme « des indicateurs de durabilité ». Ils dépendent fortement du réseau poreux, de sa connectivité et de la teneur en solution interstitielle du matériau.

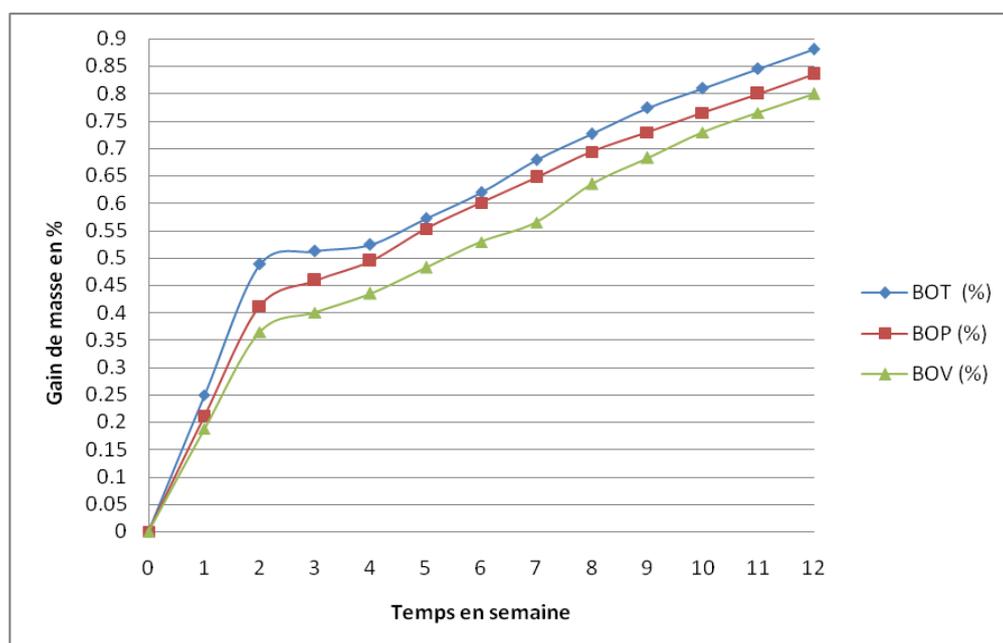
➤ **Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO₄)**

Les résultats des mesures des Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO₄) sont représentés dans le Tableau II.2.3

Bétons	Temps en (semaine)												
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
BOT(%)	0	0.25	0.49	0.51	0.52	0.57	0.62	0.68	0.73	0.77	0.81	0.85	0.88
BOP(%)	0	0.21	0.41	0.46	0.49	0.55	0.60	0.65	0.69	0.73	0.76	0.80	0.84
BOV(%)	0	0.19	0.36	0.40	0.44	0.48	0.53	0.56	0.64	0.68	0.73	0.76	0.80

Tableau III.2.3. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution Du sulfate de magnésium (MgSO₄)

La figure III.2.5 montre la variation de la masse des échantillons immergés dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO₄).



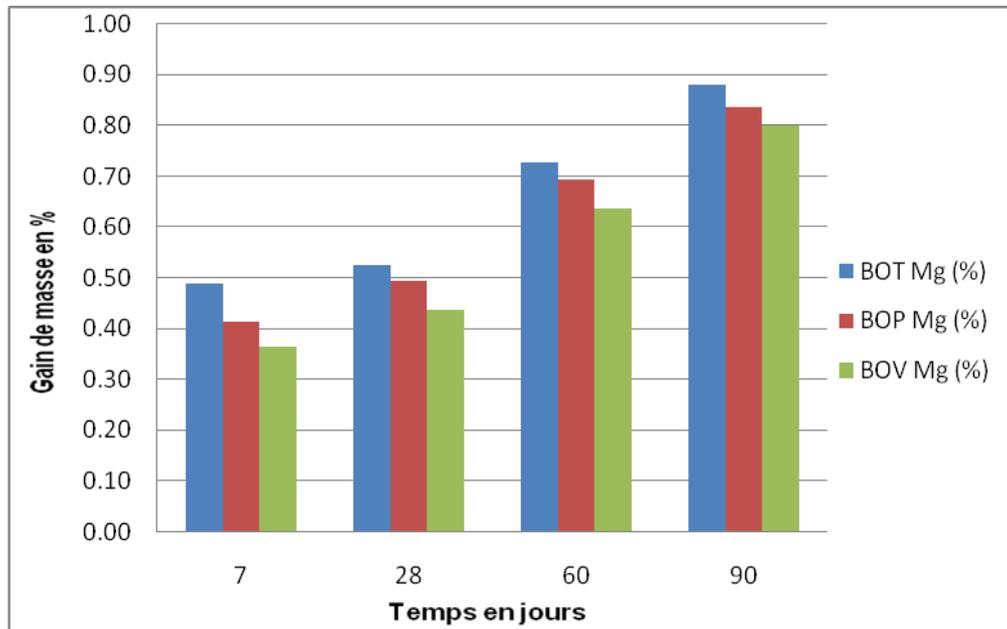


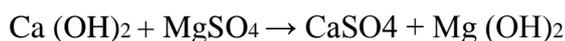
Figure III.2.5. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution Du sulfate de magnésium (MgSO₄).

Les éprouvettes immergées dans la solution sulfatique MgSO₄ avec une concentration à 5%, se distinguent par une augmentation de la masse dès les premiers jours de l'immersion et il y a une continuité d'augmentation jusqu'à 90 jours.

Cette augmentation est justifiée par la formation des produits volumineux. L'attaque du béton par les sulfates de magnésium engendre une réaction chimique qui se produit en présence d'eau entre les ions de sulfate et l'aluminate de calcium hydraté C₃A et les éléments constitutifs de l'hydrate de calcium de la pâte de ciment durcie.

La variation de la masse des bétons peut être expliquée par les processus de transport, perméabilité et diffusion, au sein de la matrice cimentaire. Ces propriétés de transport sont considérées comme « des indicateurs de durabilité ». Ils dépendent fortement du réseau poreux, de sa connectivité et de la teneur en solution interstitielle du matériau.

L'augmentation de la masse dans le cas de l'attaque du MgSO₄ par rapport à l'attaque du Na₂SO₄, peut être expliquée par la formation de la brucite (Mg(OH)₂), qui est un produit très peu soluble.



Mg (OH)₂ : la brucite est caractérisée par une faible solubilité et un pH faible [64].

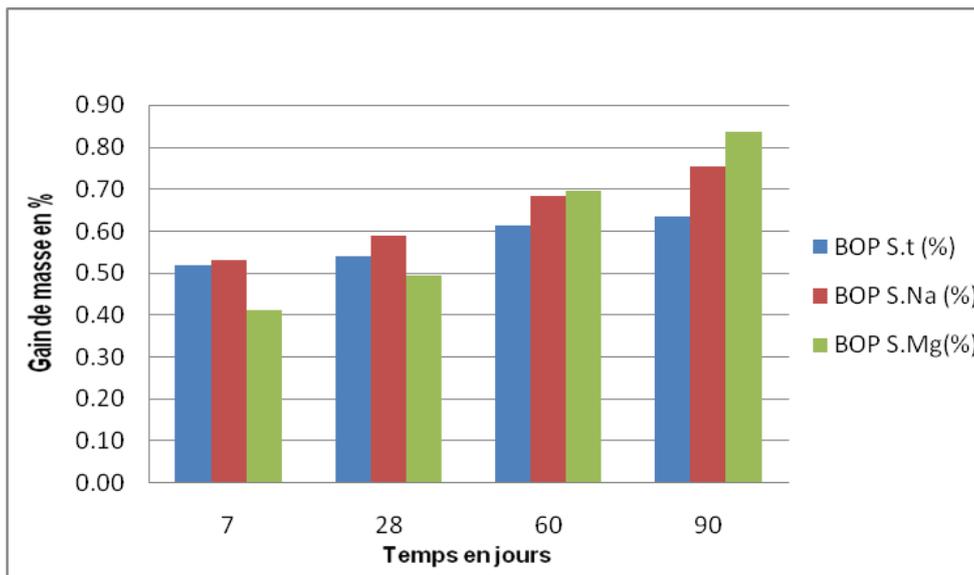
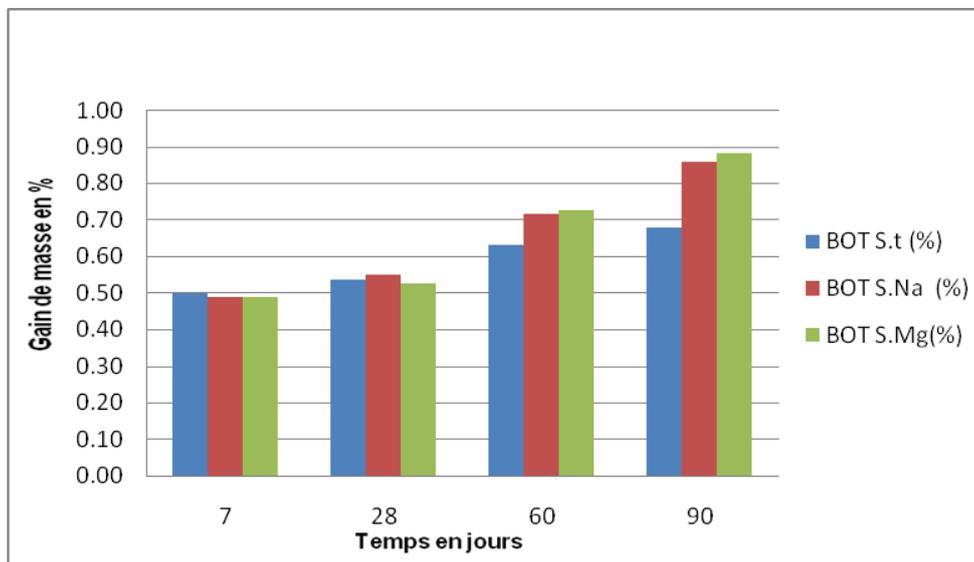
La phase interstitielle contenue dans le mortier a un pH basique (environ 13). Si le mortier se trouve au contact d'une eau douce, très peu chargée en ions, et donc de pH plus faible que celui de la solution interstitielle (environ 7) la pâte de ciment se trouve en déséquilibre avec ce milieu. On constate alors une lixiviation progressive des hydrates se traduisant par une décalcification de la pâte, par la dissolution de la portlandite ensuite une attaque progressive des gels C-S-H [65].

Les produits qui résultent de cette réaction sont l'hydrate de sulfoaluminate de calcium, communément appelé « ettringite » et les hydrates de calcium mieux connus sous le nom de gypse. La formation d'ettringite est liée à l'augmentation de 8 fois le volume initial [66], jusqu'à ce que les cristaux en aiguilles n'aient plus d'espace pour croître dans les pores.

Nous pouvons constater aussi que le béton ordinaire témoin BOT affiche une augmentation élevée par rapport à celle des bétons à base de pouzzolane BOP et béton à base de vase BOV jusqu'à 90 jours.

➤ **Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution $MgSO_4$ et Na_2SO_4 et le milieu témoin**

Les figures III.2.6 montrent la variation de la masse des échantillons immergés dans la solution $MgSO_4$ et Na_2SO_4 et le milieu témoin.



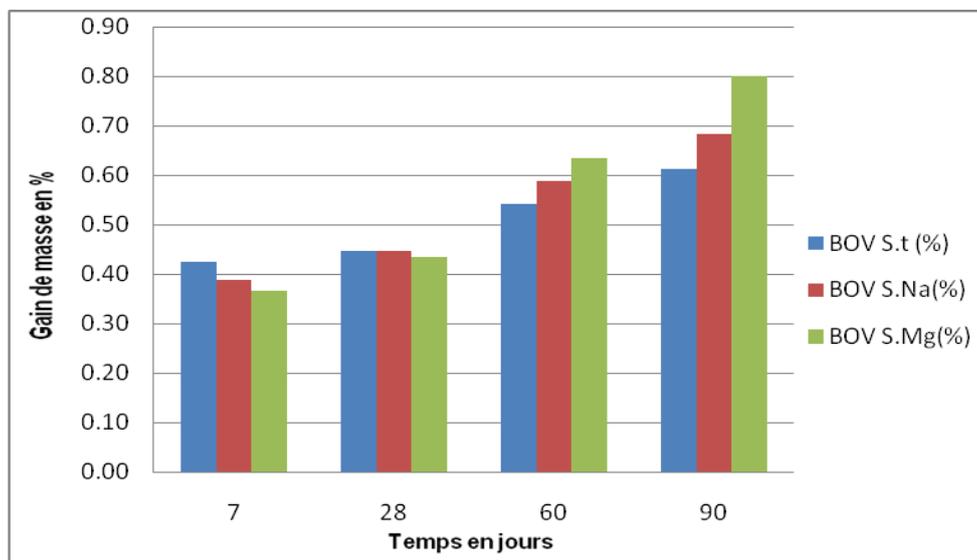


Figure III.2.6. Variation de la masse des échantillons immergés dans la solution $MgSO_4$ et Na_2SO_4 et le milieu témoin.

La comparaison a été faite par évaluation de la différence entre la variation de la masse des éprouvettes conservées dans les solutions des sulfates de sodium et magnésium et celles des éprouvettes conservées dans l'eau douce. Les résultats sont rapportés sur les figures III.2.6 :

On constate qu'il y a une augmentation de la masse dès le premier jour pour les bétons immergés dans 5% de $MgSO_4$ et 5% de Na_2SO_4 et la solution témoin.

Dès les premiers jours d'immersion, toutes les éprouvettes subissent un gain de masse qui continue son évolution au cours du temps avec une cadence régulière.

Cette évolution est attribuée à la continuité de la formation des hydrates dans les différents bétons, et à la formation du gypse et de l'ettringite secondaire suite à la réaction entre les hydrates et particulièrement la portlandite et les sulfates des solutions.

Et cela est probablement dû à la saturation d'un grand pourcentage des pores capillaires par la solution du milieu agressif et des produits volumineux tels que gypse secondaire, ettringite secondaire, le silicate de magnésium hydraté et la brucite, issus des réactions chimiques ainsi l'augmentation du pH qui en résulte et qui influe sur le transfert.

Les éprouvettes des bétons immergées dans la solution sulfatique $MgSO_4$ se distinguent par une augmentation de la masse moyennement plus importante que celle des éprouvettes immergées dans la solution sulfatique Na_2SO_4 , cela peut être expliquée par la formation de la brucite ($Mg(OH)_2$) dans les éprouvettes de la solution sulfatique $MgSO_4$, et qui est un produit très peu soluble.

Par comparaison entre les trois bétons, nous pouvons remarquer que le BOT présente un gain de masse supérieur à celui du BOP et BOV de structures plus denses.

III.2.2 Examen visuel

L'examen visuel des bétons en contact avec les sulfates, est un moyen pour évaluer les dégradations de l'aspect extérieur des éprouvettes.

Les solutions sulfatiques laissent la surface d'aspect beaucoup moins dégradé.

L'inspection visuelle après 90 jours d'immersion des spécimens de bétons dans la solution $MgSO_4$, nous révèle la formation d'une couche blanchâtre sur la surface extérieure des échantillons (probablement du gypse). En comparaison à celle des spécimens conservés en solution de Na_2SO_4 , aucune dégradation et fissuration n'ont été observée au niveau des facettes des éprouvettes (figure III.2.7 à III.2.12).



Figure III.2.7. Echantillons des bétons ordinaires immergés dans la solution Na_2SO_4



Figure III.2.8. Echantillons des bétons ordinaires avec vase immergés dans la solution Na_2SO_4



Figure III.2.9. Echantillons des bétons ordinaires avec pouzzolane immergés dans la solution Na_2SO_4



Figure III.2.10. Echantillons des bétons ordinaires immergés dans la solution MgSO_4



Figure III.2.11. Echantillons des bétons ordinaires avec vase immergés dans la solution MgSO_4



Figure III.2.12 Echantillons des bétons ordinaires avec pouzzolane immergés dans la solution $MgSO_4$

III.3. EVALUATION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION

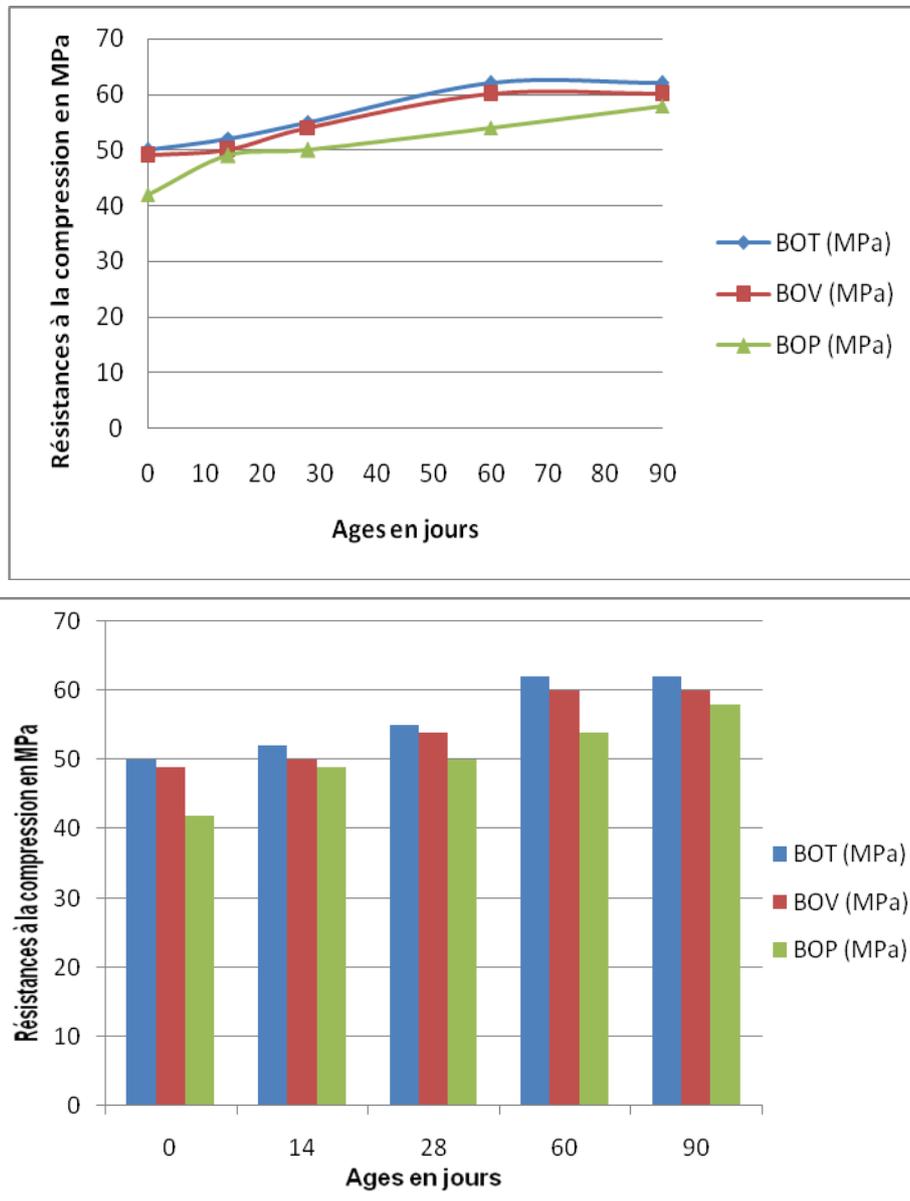
➤ **Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans l'eau.**

Les résultats d'évolutions des résistances à la compression des éprouvettes immergées dans l'eau ont été obtenus par écrasement des éprouvettes (7x7x7) cm³, le Tableau III.3.1 montre les résistances à la compression des trois bétons en MPa en fonction du temps.

Bétons	Agés en (jours)				
	0	14	28	60	90
BOT	50	52	55	62	62
BOV	49	50	54	60	60
BOP	42	49	50	54	58

Tableau III.3.1. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans l'eau

Les figures III.3.1 montrent l'évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans l'eau.



**Figure III.3.1 Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton
Immergées dans l'eau.**

On remarque que la résistance à la compression des bétons immergées dans l'eau évolue positivement jusqu'à 90 jours.

Les figures III.3.1 montrent que le béton témoin atteint de bonnes performances à la compression, puisqu'il n'affiche pas moins de 55 MPa à 28 jours pour continuer son ascension jusqu'à atteindre plus de 62 MPa à 60 et 90 jours.

Les résistances mécaniques du béton 20% de vase BOV donnent des résistances élevées, et tendent en fin de parcours à se rapprocher de celles du béton témoin, il atteint une résistance à la compression avoisinant les 54 MPa à 28 jours, soit plus de 98% de celle du béton témoin à la même date.

A 60 et 90 jours, il affiche aussi plus de 98% de la résistance du béton témoin à la même échéance.

Les résistances mécaniques du béton à 20% de pouzzolane BOP donnent aussi des bonnes résistances à la compression, Il affiche des valeurs inférieures à celles des bétons BOT et BOV, soit 90% de celle du béton témoin à 28 jours.

Par ailleurs a 60 jours, la résistance à la compression est de 54 MPa, soit 87% de celle du béton témoin à la même échéance.

A 90 jours, elles arrivent à une valeur de 58 MPa, soit 93% de celle du béton témoin à la même date.

La figure montre d'une façon générale le développement croissant des résistances au cours du temps des bétons avec ou sans vase (ou pouzzolane).

➤ **Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4)**

Les résultats d'évolutions des résistances à la compression des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4).ont été obtenus par écrasement des éprouvettes ($7 \times 7 \times 7$) cm^3 , le Tableau III.3.2 montre les résistances à la compression des trois bétons en MPa en fonction du temps.

Bétons	Ages en (jours)				
	0	14	28	60	90
BOT	50	57	60	62	48
BOV	49	53	54	58	55
BOP	42	44	45	52	59

Tableau III.3.2. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4)

Les figures III.3.2 montrent l'évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4).

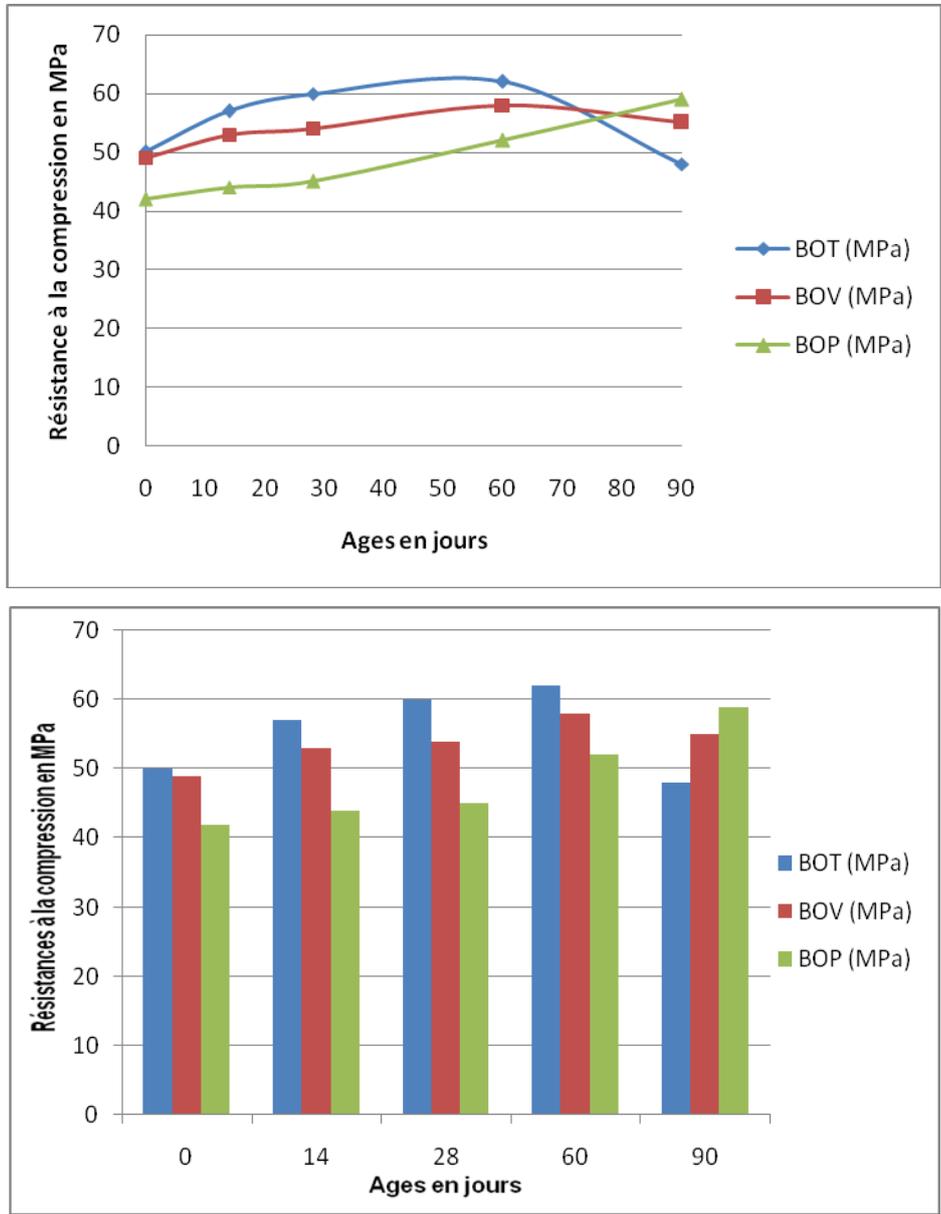


Figure III.3.2 Évolution de résistance mécanique des éprouvettes de béton immergées dans la solution du sulfate de sodium (Na_2SO_4).

Les figures III.3.2 montrent que la résistance à la compression des bétons immergées dans la solution de Na_2SO_4 évolue positivement jusqu'à 60 jours.

Le béton témoin atteint de bonnes performances à la compression, puisqu'il n'affiche pas moins de 60 MPa à 28 jours pour continuer son ascension jusqu'à atteindre plus de 62 MPa à 60 jours, et une chute de résistance à 90 jours, soit une valeur de 48 MPa.

Même chose pour les résistances mécaniques du béton à 20% de vase BOV, ce dernier développe des résistances élevées, et tendent en fin de parcours à se rapprocher de celles du béton témoin, il atteint une résistance à la compression avoisinant les 54 MPa à 28 jours, soit plus de 90% de celle du béton témoin.

A 60 jours, il affiche aussi plus de 93% de la résistance du béton témoin (58 MPa).

Les résistances mécaniques du béton 20% de pouzzolane BOP donnent également des bonnes valeurs, même si elles restent inférieures à celles des bétons BOT et BOV, Elles atteignent la valeur de 45 MPa, soit 75% de celle du béton témoin à 28 jours. D'autre part à 60 jours, la résistance à la compression est de 52 MPa, soit 84% de celle du béton témoin à la même échéance. A 90 jours, elles arrivent à une valeur de 59 MPa, donc une augmentation de la résistance par rapport au béton témoin et le béton avec 20% de la vase.

Plusieurs recherches indiquent que l'augmentation de la résistance à la compression avant sa chute à un certain âge est due à la formation de l'ettringite et du gypse qui remplissent les micropores menant à une structure dense, au delà d'un certain âge la formation de ces produits expansifs cause la destruction de la pâte de ciment durcie et sa fissuration ce qui influe négativement sur les caractéristiques mécaniques des mortiers et bétons [67].

L'agression chimique due aux solutions de sulfate de sodium et de sulfate de magnésium, après leur pénétration dans la matrice cimentaire, se caractérise par leur réaction avec les hydrates et le changement de leur structure.

➤ **Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de magnésium ($MgSO_4$)**

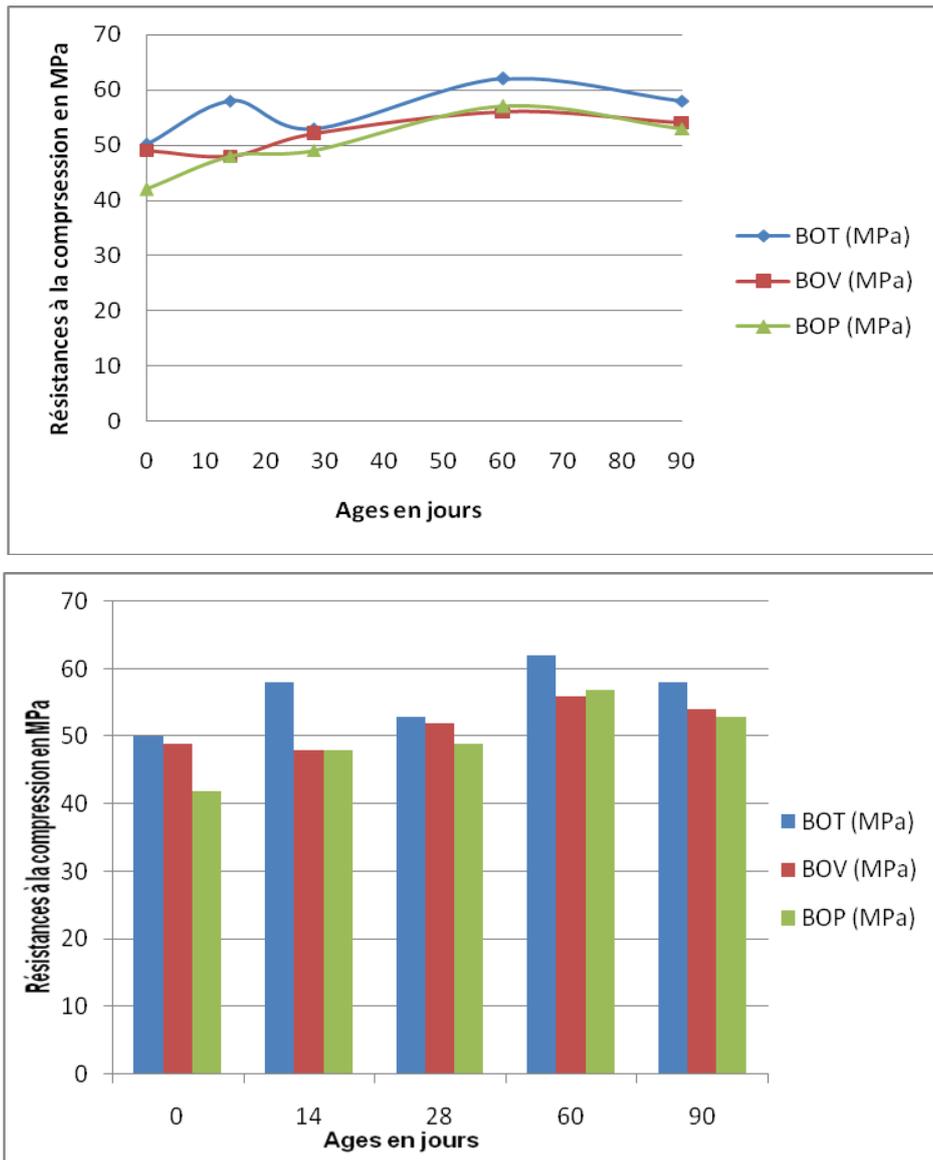
Les résultats d'évolutions des résistances à la compression des éprouvettes immergées dans la solution du sulfate de magnésium ($MgSO_4$) ont été obtenus par écrasement des éprouvettes ($7 \times 7 \times 7$) cm^3 , le Tableau III.3.3 montre les résistances à la compression des trois bétons en MPa en fonction du temps.

Bétons	Ages en (jours)				
	0	14	28	60	90

BOT	50	58	53	62	58
BOV	49	48	52	56	54
BOP	42	48	49	57	53

**Tableau III.3.3. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton
Immergées dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO₄)**

Les figures III.3.3 montrent l'évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton immergées dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO₄).



**Figure III.3.3. Évolution de résistance mécanique des éprouvettes du béton
immergées dans la solution du sulfate de magnésium (MgSO₄).**

Les figures III.3.3 montrent que le béton témoin atteint de bonnes performances à la compression, jusqu'à l'âge de 14 jours une diminution de résistance a été observée, une augmentation jusqu'à 60 jours, et une chute de résistance à l'âge de 90 jours

Même constatation pour le béton à 20% de vase ou les résistances se rapprochent de celles du béton témoin, il atteint les 48 MPa à 28 jours, et 56 Mpa à 60 jours et une chute de résistance à l'âge de 90 jours.

Les résistances mécaniques du béton 20% de pouzzolane BOP donnent aussi des résistances à la compression inférieures à celles des bétons BOT et BOV, soit 49 MPa à 28 jours et 57 MPa à 60 jours et une chute à 90 jours.

La chute est due probablement à la formation de la brucite qui est un gel de texture môle et qui à tendance à faire chuter la résistance.

Les valeurs des résistances du béton BOP sont inférieures à celles des bétons BOV, à cause de la légère différence de surface spécifique Blaine en faveur de la vase d'où un remplissage meilleur des pores par rapport à la pouzzolane qui présente en général des effets positifs à long terme.

III.4. DEFORMATIONS LONGITUDINALES

La figure III.4.1 donne la variation de la longueur des éprouvettes ($7 \times 7 \times 28 \text{ cm}^3$) des différents bétons conservés dans l'eau et les solutions à 5% de Na_2SO_4 et 5% de MgSO_4

➤ Evolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau.

Les résultats des déformations de retrait des éprouvettes avant immersion dans l'eau sont obtenus dans le tableau III.4.1

Bétons	Temps en (jours)				
	0	7	28	60	90
BOT	0	-75	-142	-250	-290
BOV	0	-70	-158	-214	-260
BOP	0	-89	-125	-195	-240

Tableau III.4.1. Evolution des déformations de retrait en ($\mu\text{m}/\text{m}$) par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau

La figure III.4.1 montre l'évolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau.

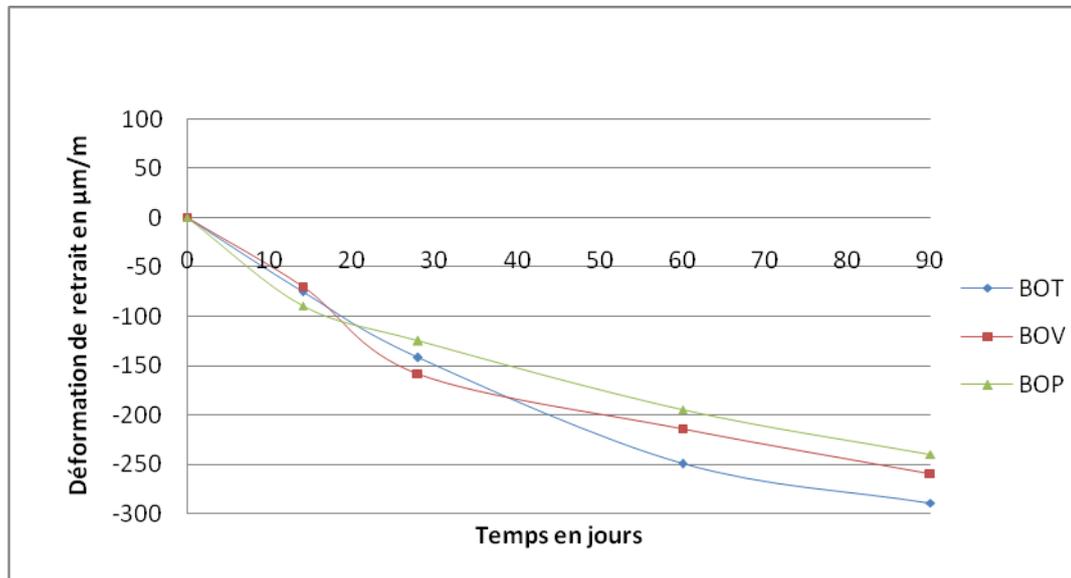


Figure III.4.1 Evolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau.

Les courbes présentées dans les figures montrent un retrait qui évolue en fonction de la durée d'immersion jusqu'à 90 jours, pour tous les bétons d'études.

Un comportement peut être constaté à partir de ces courbes: un retrait sensiblement le même pour les trois bétons au cours du premier mois d'immersion.

Au delà de cette échéance le BOT développe un retrait plus important que celui des deux autres bétons (BOV et BOP), caractérisé par une grande quantité du ciment.

Le retrait des bétons conservés dans l'eau est probablement attribué à l'avancement de l'hydratation et à la formation de la calcite ou/et à la lixiviation des principaux constituants du ciment hydraté (portlandite en premier lieu). En effet, puisque le pH de la solution interstitielle est proche de (13,5), la plupart des environnements aqueux naturels (comme l'eau douce) sont partiellement agressifs vis-à-vis du béton et un échange ionique avec l'extérieur peut se produire au sein de la porosité capillaire [57].

➤ **Evolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4 (ASTM C1012 (2004)).**

Les résultats des déformations de retrait des éprouvettes avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4 sont obtenus dans le tableau III.4.2

Bétons	Temps en (jours)				
	0	7	28	60	90

BOT	0	-57	-102	-209	-239
BOV	0	-41	-130	-172	-205
BOP	0	-64	-95	-165	-207

Tableau III.4.2. Evolution des déformations de retrait en ($\mu\text{m}/\text{m}$) par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4

La figure III.4.2 montre L'évolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4

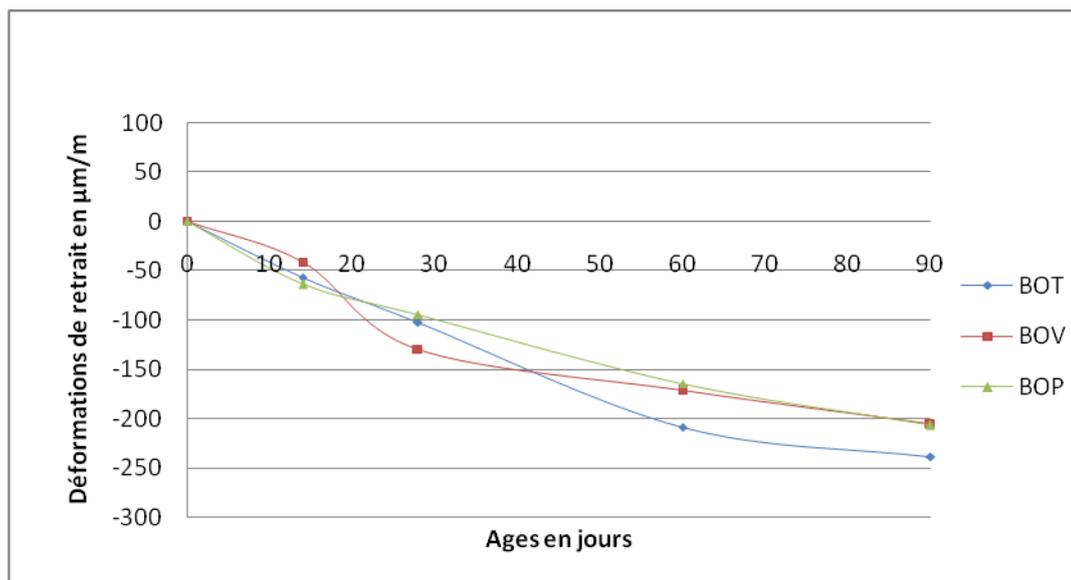


Tableau III.4.2 Evolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4

Les mêmes constatations que le milieu témoin peuvent être attribuées au milieu Na_2SO_4 avec un détachement plus tardif du retrait du BOT par rapport à ceux des BOV et BOP.

➤ **Evolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium MgSO_4**

Les résultats des déformations des éprouvettes avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium MgSO_4 sont obtenus dans le tableau III.4.3

Bétons	Temps en (jours)				
	0	7	28	60	90
BOT	0	-66	-107	-224	-253
BOV	0	-53.5	-110	-180	-220

BOP	0	-65	-105	-173	-215
------------	----------	------------	-------------	-------------	-------------

Tableau III.4.3. Evolution des déformations de retrait en ($\mu\text{m}/\text{m}$) par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium MgSO_4

La figure III.4.3 montre l'évolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium MgSO_4

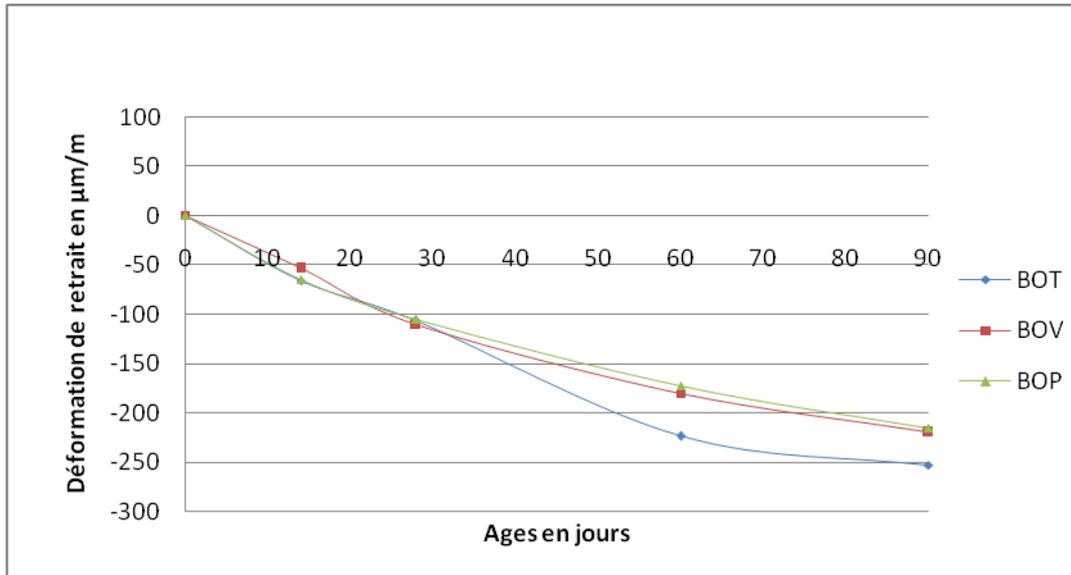


Figure III.4.3 Evolution des déformations de retrait par rapport à la dernière mesure avant immersion dans la solution du sulfate de magnésium MgSO_4

De même que les bétons immergés dans la solution de Na_2SO_4 , les bétons immergés dans le milieu de MgSO_4 présentent pratiquement les mêmes évolutions.

III.4.1 Comparaison des déformations des bétons

➤ Comparaison de l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4

La figure III.4.4 montre l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4

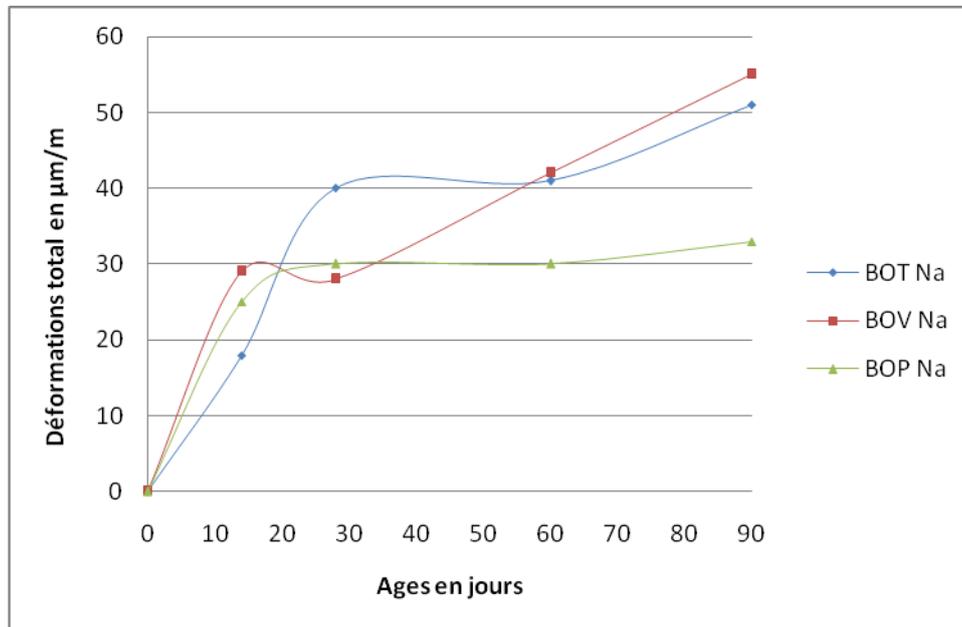


Figure III.4.4 Comparaison de l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4

Les courbes présentées dans les figures montrent la différence entre les déformations des bétons immergés dans l'eau et celles des bétons conservés dans la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4 .

On remarque que le béton BOV présente un gonflement à 14 jours plus élevé par rapport au BOT, à partir de 28 jours d'immersion, le gonflement du béton témoin augmente jusqu'à $40 \mu\text{m/m}$ à 60 jours. Au delà de cette échéance, le gonflement du BOV reprend son augmentation jusqu'à la valeur de $53 \mu\text{m/m}$.

Les bétons présentent des déformations très proches jusqu'à l'âge de 28 jours, où le BOP se distingue par rapport aux deux autres bétons par une stabilisation du gonflement et cela est dû à l'action positive de la pouzzolane sur la réaction sulfatique par fixation de la chaux libérée par le ciment.

Le BOV présente durant toute la période d'immersion un comportement similaire à celui du BOT.

➤ **Comparaison de l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de magnésium MgSO_4**

La figure III.4.4 montre l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de magnésium MgSO_4

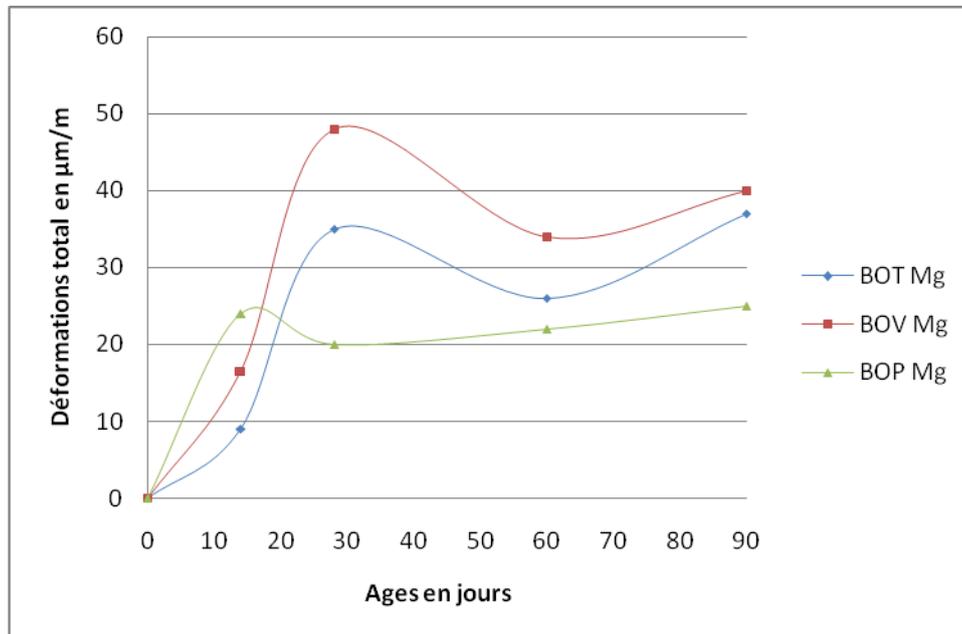


Figure III.4.5 Comparaison de l'évolution des déformations par rapport à la dernière mesure avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de magnésium $MgSO_4$

Les courbes présentées dans les figures montrent la différence entre les bétons immergés dans l'eau et la solution du sulfate de magnésium $MgSO_4$

On remarque que le béton BOP présente un gonflement à 14 jours plus élevé par rapport au BOT, A partir de 28 jours d'immersion, le gonflement du béton à 20% de vase augmente jusqu'à 48 $\mu m/m$, puis diminue à l'âge de 60 jours pour reprendre son ascension au delà de cette échéance.

A partir de 60 jours, le BOV reprend son augmentation légère jusqu'à la valeur de 40 $\mu m/m$

L'évolution des déformations des bétons mesurées avant immersion dans l'eau et la solution du sulfate de sodium Na_2SO_4 est plus accélérée par rapport aux déformations des bétons dans l'eau et la solution de sulfate de magnésium $MgSO_4$

III.4.2 Examen visuel

Des photos ont été prises pour évaluer les signes de la détérioration extérieure des éprouvettes de béton tels que l'altération, la fissuration et le ramollissement suite à leurs conservations dans le milieu sulfatique.

Les figures montrent l'état des éprouvettes des différents bétons à l'âge de 90 jours d'immersion dans la solution 5% Na_2SO_4 et 5% de $MgSO_4$.



Figure III.4.6. Etat des éprouvettes des bétons témoins après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)



Figure III.4.7. Etat des éprouvettes des bétons avec vase après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)



Figure III.4.8. Etat des éprouvettes des bétons avec pouzzolane après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (Na_2SO_4)



Figure III.4.9. Etat des éprouvettes des bétons témoins après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium ($MgSO_4$)



Figure III.4.10. Etat des éprouvettes des bétons avec vase après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium ($MgSO_4$)



Figure III.4.11. Etat des éprouvettes des bétons avec pouzzolane après 90 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium ($MgSO_4$)

L'examen visuel des bétons en contact avec les sulfates, rassemble à l'examen visuel à la page 120.

III.5 CARBONATATION ACCELEREE ET NATURELLE (AFPC-AFREM 97)

La carbonatation est un phénomène naturel de dissolution du dioxyde de carbone de l'air dans la solution interstitielle des bétons suivi d'une réaction acide-base avec les composés basiques, tels que la portlandite, pour former des carbonates de calcium. Il en résulte une diminution du pH et une corrosion des armatures.

Pour mesurer la profondeur de carbonatation, la pulvérisation d'un indicateur coloré (la phénolphthaléine) permet de visualiser les zones carbonatées sur des surfaces fendues de béton: la phénolphthaléine est incolore sur les zones carbonatées et rose sur les zones saines, Il vire pour un pH d'environ 9.

Tous les bétons étudiés ont été soumis à un essai de carbonatation accélérée. Trois autres échantillons ont été conservés à l'air libre du laboratoire pour subir la carbonatation naturelle.

III.5.1 Carbonatation accélérée

Dans l'atmosphère, la carbonatation est très lente et pour mieux évaluer ses conséquences à long terme, des essais accélérés sont réalisés en laboratoire

La variation des profondeurs de carbonatation et la masse des échantillons carbonatés ont été suivis en fonction du temps de conservation.

La mesure de la profondeur carbonatée a été effectuée après 04 semaines d'exposition au CO₂

Comme le montre les figures ci-dessous, la zone carbonatée des échantillons (7x7x28 cm³) prend la coloration du béton, alors que la zone saine prend une coloration rose.

Il est nécessaire de rappeler que la teinte rosée apparaît pour un pH supérieur à 9,5 [68].

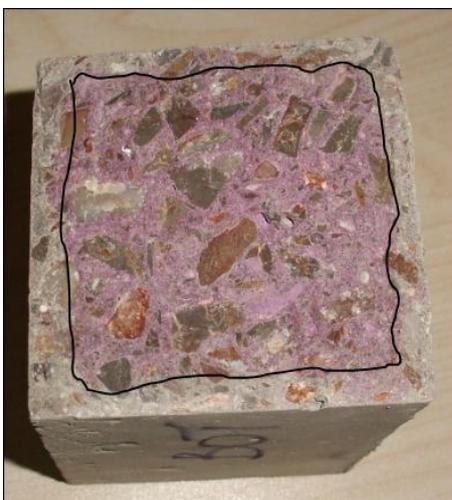


Figure III.5.1. Béton témoin carbonaté



Figure III.5.2. Béton avec vase

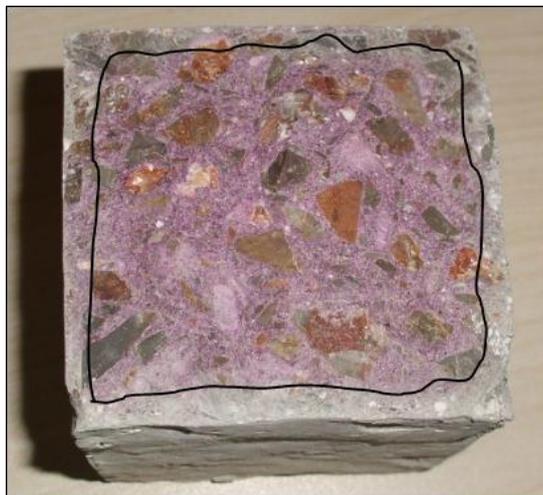


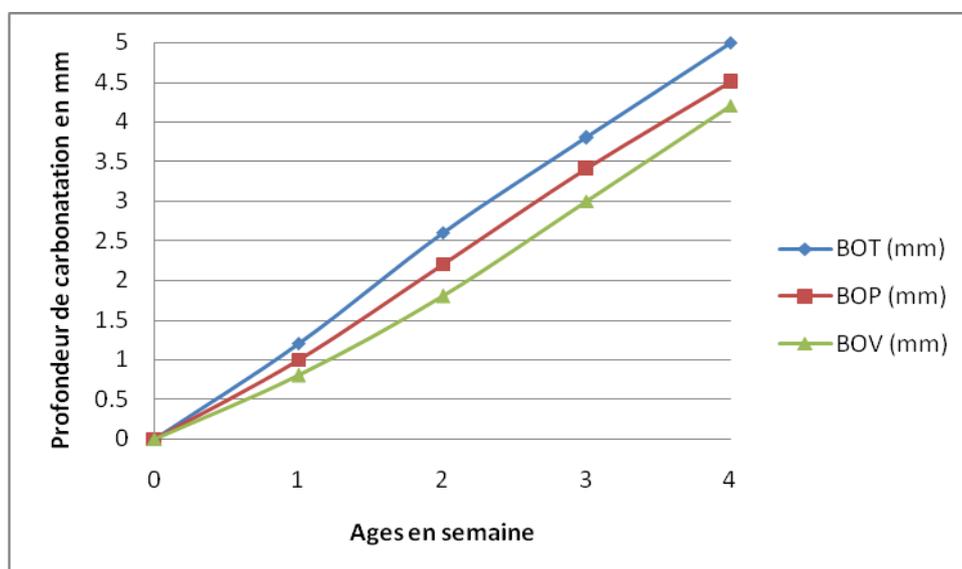
Figure III.5.3. Béton avec pouzzolane

Les valeurs représentées dans le tableau III.5.1 montrent la profondeur de carbonatation accélérée des bétons

Bétons	Temps en (semaine)				
	0	1	2	3	4
BOT (mm)	0	1.2	2.6	3.8	5.0
BOP (mm)	0	1.0	2.2	3.4	4.5
BOV (mm)	0	0.8	1.8	3.0	4.2

Tableau III.5.1. Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée des bétons

Les figures III.5.4 montrent l'évolution de la profondeur de carbonatation accélérée des bétons.



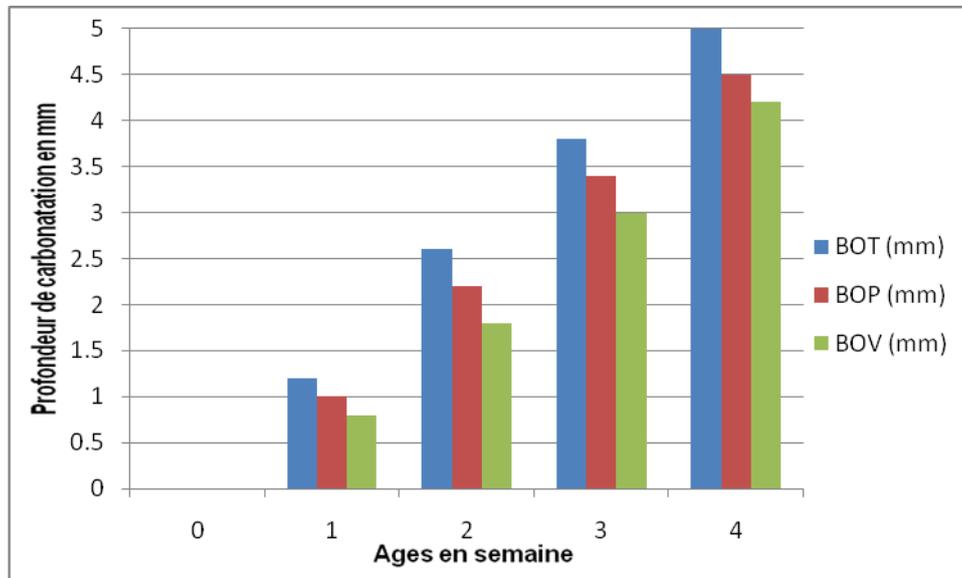


Figure III.5.4. Evolution de la profondeur de carbonatation accélérée des bétons

A partir des courbes de la figure III.5.4 on constate que les valeurs des profondeurs carbonatées pour les trois bétons sont comprises entre 0 et 5 mm à 28 jours ce qui est signe de bonne résistivité de ces bétons vis-à-vis de la carbonatation. On note que les trois bétons possèdent des rapports E/L égal à 0.50, cela agit positivement sur la profondeur carbonatée [69].

L'évolution de la carbonatation des trois bétons est croissante, Néanmoins celle du BOT est plus importante.

Le BOV résiste mieux à l'attaque du CO₂ qui vraisemblablement présente la structure la plus dense.

III.5.2 Carbonatation naturelle

En ce qui concerne la carbonatation naturelle, on n'a pas pu constater des résultats observables des trois échantillons de 7 x 7 x 28 cm³ de chacune des bétons, BOT, BOV et BOP à cause de la courte durée de l'exposition, sachant que la durée habituelle de cet essai est de 12 mois.

CONCLUSION

L'objectif de ce chapitre a été de comparer l'effet de l'incorporation de la vase calcinée du barrage Chorfa par rapport à celui de la pouzzolane naturelle de Béni-Saf, sur la résistance des bétons vis-à-vis des attaques sulfatiques Na₂SO₄ et MgSO₄ et de la carbonatation accélérée.

Les principales conclusions que nous pouvons tirer, sont les suivantes :

- Dans les milieux ; témoin et sulfatique ; le BOP présente des gains en masse sensiblement plus importants que ceux du BOV.
- Les bétons immergés dans les solutions sulfatiques ont un gain de masse supérieur à celui des bétons conservés dans la solution témoin (eau douce).

- Par comparaison entre les milieux témoin et sulfatiques, nous avons enregistré une expansion caractéristique dues aux attaques sulfatiques. Les deux formulations présentent en général des comportements similaires avec quelques particularités nécessitant plus de résultats à des échéances plus avancés.
- Les deux formulations présentent une augmentation continue de la résistance à la compression, ce qui signifie que les attaques sulfatiques n'ont pas u beaucoup d'influence sur la résistance mécanique de ces bétons dans la période de 90 jours.
- L'incorporation de la vase dans la matrice des bétons réduit sensiblement le risque de carbonatation de ces bétons par rapport à celui des bétons à base de pouzzolane naturelle.