

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

Présenté par :
AZRAR Taous

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 02** en :

Filière : Génie Civil
Option : Matériaux en Génie Civil

Thème :

**Influence du PH sur les propriétés physico-mécaniques d'un mortier
autoplaçant**

Devant le jury composé de :

ARIBI Chouaib	MAA	UAMOB	Président
HAMI Brahim	MCB	UAMOB	Encadreur
SAOUDI Nacira	MAA	UAMOB	Examineur

Année Universitaire 2017/2018

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail :

*À mes chers parents ma mère et mon père pour leur patience,
leur amour, leur soutien et leur encouragements.*

À mon frère et mes sœurs.

À mes ami (e)s et collègues.

*Sans oublier tous les professeurs que ce soit du primaire, du
moyen, du secondaire ou de l'enseignement supérieur.*

*À tous ceux qui ont contribué de près ou de loin pour que ce
travail soit possible.*

Merci

Remerciements

En tout premier lieu, je remercie le bon Dieu, tout puissant, *de* m'avoir donné la force pour survivre, ainsi que l'audace pour dépasser toutes les difficultés.

Je tiens à exprimer toute ma reconnaissance à mon Directeur de mémoire Mr HAMI Brahim. Je le remercie de m'avoir encadré, orienté, aidé et conseillé.

J'adresse mes sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé mes réflexions et ont accepté à me rencontrer et répondre à mes questions durant mes recherches.

Enfin, je remercie mes parents, mon frère, mes sœurs tous mes Ami(e)s que j'aime Pour leur sincère amitié et confiance.

À tous ces intervenants, je présente mes remerciements, mon respect et ma gratitude.

Résumé

La présente recherche a pour but d'évaluer expérimentalement l'influence de la substitution d'une partie de ciment par des fillers calcaire dans les mortiers autoplacants sur les propriétés physiques (étalement et écoulement), mécaniques (la résistance à la flexion et à la compression) et la durabilité dans les milieux agressifs (5% H₂SO₄ 5% HCl).

Nous avons préparé des éprouvettes d'un mortier témoin et deux mortiers autoplacants avec substitution de ciment par les fillers calcaire (10% et 20%) de provenance du gisement EL khrob (Constantine).

Les résultats de notre étude montrent que la substitution d'une partie de ciment avec les fillers calcaires améliore les caractéristiques des mortiers à l'état frais (meilleure fluidité) avec amélioration de la durabilité (la résistance chimique) des mortiers autoplacants par rapport au mortier témoin.

Mots clés : mortiers autoplacants, les fillers calcaires, étalement et écoulement, durabilité, les milieux agressifs.

Abstract

The present research aims to evaluate experimentally the influence of the substitution of a cement part by limestone fillers in the self-placing mortars on the physical properties (spreading and flow), mechanical (resistance to flexion and compression) and durability in aggressive environment (5% H₂SO₄ and 5% HCl).

We prepared specimens of a reference mortar and two self-consolidating mortars with cement-substitute mortars from the limestone fillers (10% and 20%). The limestone fillers are brought back from the quarry EL khrob (Constantine).

The results of our study show that the substitution of a part of cement with limestone fillers improves the characteristics of the mortars in the fresh state (better fluidity) with improvement of the durability (the chemical resistance) of self-compacting mortars compared to the reference mortar.

Key words: Self-compacting mortar, durability, limestone fillers, aggressive environment.

ملخص

يهدف البحث الحالي إلى إجراء تقييم تجريبي لتأثير استبدال جزء من الإسمنت بمادة الحشو الكلسي في الملاط ذاتي القوية على الخواص الفيزيائية (الانتشار والتدفق) والميكانيكية والديمومة في البيئة التي لها تأثير سلبي على الملاط ($5\% \text{H}_2\text{SO}_4$ $5\% \text{HCl}$).

قمنا بإعداد عينات من الملاط ذاتي القوية تحتوي على نسبة متباينة من الحشو الكلسي (10%، 20%). يتم جلب الحشوات الكلسية من المحجر EL khrob (قسنطينة).

أظهرت نتائج دراستنا أن استبدال جزء من الأسمنت باستخدام حشوات كلسية لها تأثير ايجابي على الخواص الفيزيائية والديمومة للملاط ذاتي القوية مقارنة بالملاط المرجعي .

الكلمات الرئيسية: الملاط ذاتي القوية، الحشوات الكلسية، الانتشار والتدفق، الاستدامة، البيئة التي لها تأثير سلبي على الملاط.

Sommaire

Introduction générale.....	1
I. Généralités sur les bétons autoplaçants	3
I.1. Introduction.....	3
I.2. Définition des bétons autoplaçants.....	3
I.3. Constituants des BAP.....	3
I.3.1. Les granulats	3
I.3.2. La pâte cimentaire	4
I.3.2.2. Les ajouts minéraux	5
I.3.3. L'eau.....	8
I.3.4. Les superplastifiants	8
I.4. formulation des BAP.....	9
I.4.1. Les approche de formulation des BAP	9
I.4.1.1. L'approche basée sur l'optimisation des mortiers.....	9
I.4.1.2. L'approche basée sur l'optimisation du volume de pate.....	9
I.4.1.3. L'approche basée sur l'optimisation du squelette granulaire.....	10
I.4.1.4. Méthode basée sur un plan d'expérience	11
I.4.1.5. L'approche basée sur l'utilisation du mortier de béton équivalent	11
I.4.2. Les méthodes de formulations des BAP	12
I.4.2.1. L'approche japonaise	12
I.4.2.1. L'approche de JSCE.....	12
I.4.2.1. L'approche du laboratoire centrale des ponts et chaussier LCPC [De Larrad et al 1994]	14
I.4.3. Autres méthodes	14
I.5. Caractéristique des BAP à l'état frais	14
I.5.1. Essai d'étalement (slump flow).....	14
I.5.2. Essai de boîte en L (L- box test)	15
I.5.3. Essai stabilité eu tamis	15
I.6. Propriétés des bétons autoplaçants à l'état durci.....	16
I.6.1. La résistance mécanique.....	16
I.7. Les avantages et inconvénient d'un béton autoplaçant	18
I.7.1. Les avantages d'un béton autoplaçant.....	18
I.7.1.1. La mise en œuvre	18

I.7.1.2. La qualité du béton.....	18
I.7.1.3. La conception.....	18
I.7.2. Les avantages des BAP.....	18
I.7.2.1. Avantages techniques.....	18
I.7.2.2. Avantages économiques.....	18
I.7.2.3. Avantages sociaux.....	18
I.8. Conclusion.....	19
II. Durabilité des bétons.....	19
II.1. Introduction.....	19
II.2. Définition.....	19
II.3. Béton durable et béton résistant.....	19
II.4. Les attaques chimiques des bétons.....	21
II.4.1. Attaques des acides.....	21
II.4.1.1. Mécanisme d'attaque.....	21
II.4.1.2. Sources des acides.....	22
II.4.2. Attaque des sulfates.....	22
II.4.2.1. Mécanisme d'attaque.....	23
II.4.3. Attaque par les ions chlorures.....	24
II.4.3.1. Source d'attaque.....	25
II.5. Les travaux réalisés sur la durabilité.....	26
II.6. Conclusion.....	36
III. Matériaux utilisés.....	37
III.1. Introduction.....	37
III.2. Caractéristiques des matériaux.....	37
III.2.1. Le ciment.....	37
III.2.1.3. Propriétés mécaniques.....	37
Le tableau 3.3 représente les propriétés mécaniques du ciment.....	37
III.2.2. Le sable.....	38
III.2.2.1. Analyse granulométrique (EN 933-1).....	38
III.2.2.2. Le module de finesse.....	38
III.2.2.3. Equivalent de sable.....	39
III.2.2.4. Les valeurs courantes d'Esp et Esv.....	41
Le tableau 3.5 représente les valeurs d'équivalent de sable qui indiquent la nature et qualité du sable.....	41

Donc ce sable est un sable très propre, et acceptable pour la construction selon la norme NF P 18 598	41
III.2.2.5. La masse volumique absolue.....	41
III.2.2.6. La masse volumique apparente	42
III.2.3. Superplastifiant	42
III.2.4. Fillers calcaires	43
III.2.5. L'eau de gâchage	44
III.3. Méthodes d'élaboration.....	44
III.3.1. Formulation des mortiers.....	44
III.3.2. Composition des mortiers.....	44
III.3.3. Malaxage des mortiers autoplaçants.....	44
III.3.4. Confection des éprouvettes.....	46
III.3.5. Conservation des éprouvettes (selon la norme NF P18 438).....	46
III.4. Méthodes de caractérisation	46
III.4.1. Essai à l'état frais.....	46
III.4.1.1. Essai au mini cône (NF EN 196-1).....	46
III.4.1.2. Essai d'écoulement au cône de Marsh.....	47
III.4.2. Essais à l'état durci	47
III.4.2.1. La résistance à la flexion (NF P 15-471).....	47
III.4.2.2. La résistance à la compression (NF EN 196-1).....	48
III.4.2. Essai de durabilité.....	49
III.5. Conclusion.....	49
IV. Résultats et discussions.....	50
IV.1. Introduction	50
IV.2. Essais à l'état frais.....	50
IV.2.1. Essai de mini cône (NF EN 196-1)	50
IV.2.2. Essai d'écoulement au cône de Marsh	51
IV.3. Essai à l'état durci	52
IV.3.1. La résistance à la compression	52
IV.3.2. La résistance à la flexion	53
IV.4. Essais de durabilité.....	54
IV.4.1. La perte de masse	54
IV.4.1.1. Variation de la masse dans la solution 5% HCl.....	54
IV.4.1.2. Variation de masse dans la solution H ₂ SO ₄	56

IV.4.1.3. Variation de la masse dans la solution témoin	57
IV.4.2. Variation des résistances mécaniques	58
IV.4.2.1. Variation des résistances dans la solution HCl.....	58
IV.4.2.2. Variation des résistances dans la solution 5% H ₂ SO ₄	61
IV.4.2.3. Variation de la résistance mécanique dans la solution neutre	63
IV.4.3. Examen visuel	65
IV.4.3.1. La solution de HCl.....	65
IV.4.3.2. La solution de H ₂ SO ₄	67
IV.5. Conclusion.....	69
Conclusion générale	69
Références bibliographiques.....	70
Annexe	

Liste des figures

Figure 1.1. Illustration de l'effet filler.....	7
Figure 1.2 . pate de ciment additionnée d'un superplastifiant : dispersion des grains.....	8
Figure 1.3. pate de non adjuvantée :	8
Figure 1.4 . Notion d'excès de pâte : la pâte remplit la porosité.....	10
Figure 1.5. Schéma de principe de l'essai d'étalement.	15
Figure 1.6. Essai de boite	15
Figure 1.7. l'essai de stabilité au tamis.	16
Figure 1.8. Évolution de la résistance mécanique d'un BAP et d'un béton vibré	17
Figure 2.1. La détérioration des silos-tours en béton due à l'attaque des acides d'ensilage.....	21
Figure 2.2. Les attaques des sulfates sur les armatures et le béton.....	23
Figure 2.3. L'attaque par les sulfates.....	24
Figure 2.4. Agression du béton par activité des chlorures.....	25
Figure 2.5. Evolution de Rc des PA en fonction de l'âge.	27
Figure 2.6. Evolution de Rc des PN en fonction de l'âge	27
Figure 2.7. Perte de masse des différents mortiers à 28 jours d'immersion	28
Figure 2.8. Perte de masse des différents mortiers à 28 jours d'immersion	28
Figure 2.9. Profondeur de carbonatation (projection de phénolphthaléine) en fonction de la racine du temps (CEM I/42.5) : mode A.F.P.C.-A.F.R.E.M.	29
Figure 2.10. Profondeur de carbonatation (projection de phénolphthaléine) en fonction de la racine du temps (CEM II/42.5) : mode A.F.P.C.-A.F.R.E.M.	30
Figure 2.11. Pertes de masse en fonction du temps d'immersion dans 5% H ₂ SO ₄	30
Figure 2.12. Pertes de masse en fonction du temps d'immersion dans 5% H ₂ SO ₄	31
Figure 2.13. Évolution de la masse volumique des bétons en fonction de la durée de conservation	32
Figure 2.14. Observation au MEB de la surface des éprouvettes de béton conservées dans l'eau de mer.	32
Figure 2.15. Évolution des micros duretés Vickers après un an de conservation dans l'eau de mer.	33
Figure 2.16. Évolution des résistances à la compression en fonction de la durée de conservation pour les éprouvettes conservées dans l'eau de mer.	33
Figure 2.17. Évolution des résistances à la compression des éprouvettes de béton en fonction de la durée de conservation.	34
Figure 2.18. Évolution du coefficient d'absorption capillaire.....	35
Figure 2.19. Perméabilité à l'oxygène des bétons.....	35
Figure 3. 1 . courbe granulométrique du sable.....	39
Figure 3. 2 . Principe de l'essai d'équivalente de sable.....	40
Figure 3. 3 . Essai d'équivalent de sable.....	40
Figure 3. 4 . les fillers calcaires.....	43
Figure 3. 5 . Analyse granulométrique des fillers calcaires.....	44
Figure 3. 6 . Malaxeur pour mortier.....	45
Figure 3. 7. Conservation des éprouvettes dans une chambre humide.....	46
Figure 3. 8. Essai d'étalement sur les mortiers.....	47
Figure 3. 9 . Essai de traction.....	48
Figure 3. 10 . Essai de compression.....	48
Figure 3. 11 . Échantillons du béton immergés dans les solutions acides.....	49
Figure 4. 1. Histogramme des diamètres d'étalement au mini cône des trois mortiers élaborés.....	51
Figure 4. 2. Histogramme des temps d'écoulement des trois mortiers élaborés.....	52
Figure 4. 3. La résistance à la compression à 28 jours.....	53
Figure 4. 4. L'évolution de la résistance à la flexion à 28jours des trois types de mortier.....	54

Figure 4. 5. Variation de la perte de masse en fonction d'immersion en HCl	55
Figure 4. 6. Variation de la perte de masse en fonction temps d'immersion en H ₂ SO ₄	57
Figure 4. 7. Variation du gain de masse en fonction temps dans la chambre humide.	58
Figure 4. 8. Variation de la résistance à la compression des mortiers dans	59
Figure 4. 9. Variation de la résistance à la flexion des mortiers dans la solution 5% HCl.	60
Figure 4. 10. Variation de la résistance à la compression des mortiers dans la solution 5%	61
Figure 4. 11. Variation de la résistance à la flexion des mortiers dans	62
Figure 4. 12. Variation de la résistance mécanique à la compression des mortiers dans la solution neutre.....	64
Figure 4. 13. Variation de la résistance à la flexion des mortiers dans la solution neutre.	65
Figure 4. 14. Dégradation des échantillons de mortier témoin en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique.....	66
Figure 4. 15. Dégradation des échantillons de mortier autoplaçant MAP10% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique.....	66
Figure 4. 16. Dégradation des échantillons des mortiers autoplaçant MAP20% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique.....	67
Figure 4. 17. Dégradation des échantillons des mortiers témoins en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.	68
Figure 4. 18. Dégradation des échantillons des mortiers MAP10% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.	68
Figure 4. 19. Dégradation des échantillons des mortiers MAP20% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.	69
Figure. 1. Appareil de Vicat.	73
Figure. 2. Le perméabilimètre de Blaine.	75

Liste des tableaux

Tableau 1. 1. Classification des ciments selon leurs résistances mécaniques.	5
Tableau 2.1. La résistance à la traction par flexion des PA et PN.	26
Tableau 2.2. Composition des bétons.....	34
Tableau 3. 1 : propriétés physique du ciment.	37
Tableau 3. 2 . Propriétés physiques du ciment.	37
Tableau 3. 3 . Propriétés mécaniques du ciment.	38
Tableau 3. 4 . les résultats d'analyse granulométrique.....	39
Tableau 3. 5 . Les valeurs d'équivalent de sable indiquant la nature et qualité du sable.	41
Tableau 3. 6 . Les résultats d'essai d'équivalente de sable.	41
Tableau 3. 7 . La masse volumique du sable.....	42
Tableau 3. 8 . Les propriétés physiques du sable.	42
Tableau 3. 9 . Caractéristiques du superplastifiant.....	42
Tableau 3. 10 . Les caractéristiques chimiques de fillers calcaires.	43
Tableau 3. 11 . Composition des trois types de mortier formulés.	44
Tableau 4. 1 . Diamètre d'étalement au mini cône.....	50
Tableau 4. 2. Temps d'écoulement au cône de Marsh.....	51
Tableau 4. 3. La résistance à la compression des trois types de mortier.	52
Tableau 4. 4. La résistance à la flexion à 28 jours des trois types de mortier.	53
Tableau 4. 5 La perte de masse en fonction de temps d'immersion dans la solution acide chlorhydrique HCl. .	54
Tableau 4. 6. La perte de masse en fonction de temps d'immersion dans la solution d'acide sulfurique H ₂ SO ₄ .	56
Tableau 4. 7. Le gain de masse en fonction de temps conservation dans la chambre humide.	57
Tableau 4. 8. La résistance à la compression des échantillons dans la solution HCl.	58
Tableau 4. 9. La résistance à la flexion en fonction de temps d'immersion dans HCl.....	60
Tableau 4. 10. La résistance à la compression des échantillons dans	61
Tableau 4. 11. La résistance à la flexion en fonction des durées d'immersion dans la solution 5% H ₂ SO ₄	62
Tableau 4. 12. La résistance à la compression dans la solution neutre.	63
Tableau 4. 13. La résistance à la flexion dans la solution témoin.	64

Introduction Générale

Introduction générale

La durabilité des ouvrages en béton, qui peut être définie comme étant leur capacité d'assurer la tenue en service prévue, est une caractéristique très importante, surtout pour les ouvrages importants de génie civil (ponts, silos, réservoirs, barrages, enceintes nucléaires....) car en cas de dégradations de tels ouvrages, les conséquences seront multiples et graves surcoûts de réparation, limitation de la durée de vie de l'ouvrage et dans des cas extrême la ruine partielle ou totale de l'ouvrage. Donc, la prise en compte préventive des facteurs qui peuvent affecter la durabilité des ouvrages, leur économie et leur sécurité est impérative lors de la conception et de l'élaboration de ces ouvrages.

La durabilité d'un béton est une réponse aux charges en service et aux conditions environnementales. Ainsi la durabilité d'un béton dépend d'une multitude de caractéristiques du matériau, mais aussi de l'agressivité de son environnement. Divers phénomènes de détérioration peuvent affecter la durabilité du béton. Le phénomène d'attaque par les sulfates et les chlorures demeure encore aujourd'hui un sujet de recherche important.

Le système de liant à base de ciment Portland en combinaison avec des fines calcaires a été étudié pour le développement d'un mélange de béton qui présente une durabilité accrue. Cependant, des fines calcaire (matériau plus fin que 0,063 mm) sont parfois introduites directement dans le béton comme une partie naturelle des agrégats. Avoir une certaine quantité de ces fines est utile pour améliorer la cohésion du mélange granulaire, ce qui rend le mélange plus fluide à l'état frais et à l'état durcis le mélange granulaire devient moins poreux, par conséquent la durabilité des bétons vis-à-vis des agressions environnementales est améliorée.

L'objectif de notre étude est d'évaluer expérimentalement l'influence de la substitution d'une partie de ciment par des fillers calcaire sur les propriétés physiques, mécaniques et la durabilité des mortiers autoplaçants.

Notre mémoire est organisé sous forme de quatre chapitres, **le premier chapitre** est consacré aux généralités sur les bétons autoplaçants dans lequel nous présenterons les bétons autoplaçants et ses constitutions, les méthodes de formulation et les caractéristiques à l'état frais et durci des bétons autoplaçants.

Dans le **deuxième chapitre** nous décrirons les notions générales sur la durabilité ; la définition de la durabilité et des différentes attaques chimiques que peuvent subir les bétons ainsi que des travaux de recherche sur la durabilité seront présentés.

Le troisième chapitre mettra l'accent sur les différents matériaux utilisés et les essais réalisés dans notre étude. Dont lequel, nous présenterons les caractéristiques des matériaux utilisés dans cette étude et les méthodes formulation et de caractérisation des trois types de mortier élaborés.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'interprétation des résultats expérimentaux obtenus sur les mortiers.

En fin nous terminerons notre travail par une conclusion générale, dont laquelle nous synthétiserons les principaux résultats obtenus dans notre étude.

Chapitre I

Généralités sur les bétons autoplaçants

I. Généralités sur les bétons autoplaçants

I.1. Introduction

Les bétons autoplaçants ont été découverts pour la première fois par les chercheurs de l'université de Tokyo au Japon. Leur objectif était d'augmenter la cadence de travail en réduisant l'effectif du personnel sur chantier et le temps de mise en œuvre.

Les premières études effectuées sur les BAP sont basées sur les méthodes de la formulation qui répondent à des exigences de fluidité.

Les bétons autoplaçants offrent un grand nombre de possibilités d'utilisations très intéressantes dans de nombreux domaines ; construction, renforcement et réparation d'ouvrage d'art (application de couches minces dans des endroits d'accès difficiles, construction d'éléments préfabriqués à haute résistance, moulage et mise au point de béton pour toute utilisation (bétons coulés sous l'eau pour réparations, bétons confinés pieux etc.

Les bétons autoplaçants (BAP) sont reconnus pour leur très grande déformabilité et leur facilité de mise en œuvre sous l'effet de leur poids propre, sans nécessité de vibration, même en présence de ferraillements très denses. Il peut être intéressant de rappeler que les bétons, de manière générale, sont des fluides à seuil : ils ne s'écoulent que si la contrainte qui leur est appliquée est supérieure à leur seuil d'écoulement. Dans ce cadre, selon Wallevik (2003), un BAP correspond à un béton dont le seuil d'écoulement est inférieur à 200 Pa. D'un point de vue essai empirique, ceci correspond à un étalement de 600 mm. [1]

I.2. Définition des bétons autoplaçants

Les bétons autoplaçants BAP ou en anglais (SCC) self- compacting concrete sont des bétons très fluides, homogènes et stables, mis en place sans vibration. Les BAP ont été développés par le professeur Okamura à la fin des années 1980.

Les bétons autoplaçants se distinguent des bétons ordinaires ou bétons vibrés par leurs propriétés à l'état frais ; qui sont résultants d'une formulation spécifique. Cette dernière doit pouvoir concilier deux propriétés à Prior contradictoires : fluidité et une bonne résistance à la ségrégation. [2]

I.3. Constituants des BAP

I.3.1. Les granulats

Les granulats sont définis comme l'ensemble des grains inerte (sable, gravier, gravillon).

Les granulats peuvent être :

«Natural» lorsqu'ils issu de roche meuble ou massive.

«Artificiels» lorsqu'ils proviennent de la transformation thermique et mécanique des roches ou de minerais.

«Recyclés» s'ils proviennent de la démolition d'ouvrage ou lorsqu'ils sont réutilisés.

Nous distinguons les granulats roulés extraits de ballastières naturelles ou de rivières, et les granulats concassés, obtenus à partir des roches concassées exploitées en carrières.

Les granulats sont classés en fonction de leurs grosseurs déterminées par criblage sur tamis à mailles dont la dimension intérieure est exprimée en millimètres.

La norme française XP P 18-540 donne une définition des principales divisions granulométrique des granulats :

- Sable 0/D ou $1 < D \leq 6,3$
- Graves 0/D ou $D > 6,3$
- Gravillon d/D ou $d \leq 125mm$

Pour la formulation des BAP on peut utiliser des granulats roulés ou concassés.

En général, le diamètre maximal D_{max} des gravillons dans un BAP est inférieur à 20 mm. Les risques de blocage, pour un confinement donné, augmentent lorsque D_{max} augmente, ce qui conduit à diminuer le volume de gravillon, et aussi pour réduire les frictions entre les granulats. D'un autre côté, la présence de gravillons permet d'augmenter la compacité du squelette granulaire du béton et, donc, de limiter la quantité de liant nécessaire pour obtenir l'ouvrabilité et la résistance souhaitées. En général, ces considérations conduisent à adopter un rapport gravillon/sable (G/S) de l'ordre de 1 dans les BAP. [3]

I.3.2. La pâte cimentaire

I.3.2.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique, c'est-à-dire une matière minérale finement moulue qui, mélangée avec l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit à la suite du processus d'hydratation et qui, après durcissement, conserve sa résistance et sa stabilité même sous l'eau. Le durcissement de la pâte de ciment est principalement dû à l'hydratation des silicates de calcium. Dans les ciments, les aluminates peuvent également intervenir dans le processus de durcissement. La somme des proportions de l'oxyde de calcium (CaO) et du dioxyde de silicium (SiO₂) réactifs doit être d'au moins 50 % en masse. [3]

Les ciments sont fabriqués à partir :

- Du clinker qui est obtenu par cuisson, jusqu'à fusion partielle, d'un mélange dosé et homogénéisé comprenant essentiellement de la chaux, de la silice, de l'alumine et l'oxyde de fer.

- Du laitier qui est obtenu par refroidissement brusque de la scorie en fusion provenant des hauts fourneaux.
- De la pouzzolane ou des cendres volantes en provenance des centrales thermiques.
- Des fillers qui sont obtenus par broyage de roches de qualités convenables et qui, par leur granularité, agissent sur certaines qualités des ciments (maniabilité,...).

❖ Classification des ciments selon leurs résistances mécaniques.

Les ciments courants sont classés en fonction de leurs résistances mécaniques à la compression ; exprimées en MPa à 28 jours

Tableau 1. 1. Classification des ciments selon leurs résistances mécaniques.

Classe des ciments	Résistance à 2 jours (MPa)	Résistance minimale à 28 jours (MPa)	Résistance maximale à 28 jours (MPa)
32,5	/	$\geq 32,5$	$\leq 52,5$
32,5R	$\geq 13,5$	$\geq 32,5$	$\leq 52,5$
42,5	$\geq 12,5$	$\geq 42,5$	$\leq 62,5$
42,5R	≥ 20	$\geq 42,5$	$\leq 62,5$
52,5	≥ 20	$\geq 52,5$	/
52,5R	≥ 30	$\geq 52,5$	/

❖ Classification des ciments en fonction de leur composition

La norme P 15. 301 [3] distingue 4 catégories de ciments :

- le ciment portland artificiel (C.P.A) qui contient au moins 97 % de clinker, le reste est du filler .
- le ciment portland composé (C.P.J) qui contient au moins 65 % de clinker, le reste est l'un ou plusieurs des autres constituants définis précédemment.
- Le ciment de haut fourneau (C.H.F) qui contient entre 60 et 75 % de laitier, le reste Des constituants est du clinker ou un filler dans la limite de 3% de l'ensemble des constituants .
- Le ciment de laitier au clinker (C.L.K) qui contient au moins 80 % de laitier, le reste est du clinker ou un filler dans la limite de 3% également.

I.3.2.2. Les ajouts minéraux

Ils sont généralement catégorisés comme ajouts cimentaire ou minéraux ces matériaux se ressemblent ; la plupart sont des sous-produits d'autre procédés et leur emploi judicieux est souhaitables non seulement du point de vue de la conservation de l'environnement et de l'énergie mais aussi pour les bénéfices techniques qu'ils apportent au béton. Les ajouts cimentaires ajoutés aux bétons font partie du système cimentaire complet.

Ils peuvent être utilisés en supplément ou comme remplacement partiel du ciment portland ou du ciment composé dans le béton, selon les propriétés des matériaux et l'effet souhaité sur le béton. [4]

Il existe deux types des ajouts minéraux :

a) Les ajouts minéraux actifs

Les ajouts minéraux actifs consistent à fixer la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ du ciment qui sont dégagés lors de l'hydratation de difficilement solubles (stable) qui contribuent à la résistance du ciment.

La pouzzolane

La norme américaine ASTM C125-07 donne la définition suivante d'une pouzzolane naturelle : « Les pouzzolanes sont des matériaux siliceux ou silico-alumineux, qui ne possèdent pas eux-mêmes pas de propriétés liantes mais qui, sous forme finement divisée et en présence d'humidité, réagissent chimiquement avec l'hydroxyde de calcium à température ordinaire pour former des composés possédant des propriétés liantes. » [5]

On distingue deux types :

▪ La pouzzolane naturelle

Est un produit d'origine volcaniques composé de silice d'alumine et d'oxyde de fer ayant naturellement des propriétés pouzzolaniques. Peut être d'origine volcaniques ou d'origine sédimentaire.

▪ La pouzzolane artificielle

C'est une matière essentiellement composée de silice, d'alumine et de d'oxyde de fer ayant subi un traitement thermique pour lui assurer les propriétés pouzzolanique.

Le laitier de haut fourneau

C'est un matériau hydraulique latent, c'est-à-dire qui présente des propriétés hydrauliques lorsqu'il a subi une activation convenable. Le laitier ne possède par lui-même aucune vertu liante, mais sous la forme broyée et en présence d'eau, il réagit chimiquement avec la chaux et l'eau pour former des composés possédant des valeurs liantes. Il est obtenu par le refroidissement rapide de la scorie fondue provenant de la fusion de minerai de fer dans un haut fourneau. La trempe provoque la vitrification du matériau. Il est constitué, en masse, d'au moins deux tiers de CaO , MgO et SiO_2 , le reste contenant Al_2O_3 et de faibles quantités d'autres oxydes. [5]

La fumée de silice

La fumée de silice est un sous-produit de l'industrie des alliages de silicium et notamment ferrosilicium récupérée dans les fumées émises par les fours électriques de fabrication de ces produits. Elle se présente sous forme de particules sphériques plus ou moins Grisâtres et extrêmement fines dont le diamètre moyen est de l'ordre de 0.1 μm .

Sa composition chimique doit contenir au moins 85 % de dioxyde de silicium SiO_2 .

La fumée de silice possède des propriétés pouzzolaniques s'avérant plus élevées que celles des pouzzolanes naturelles en raison de sa forte teneur en silice amorphe. [5]

b) Les ajouts minéraux inertes

Ce sont des matériaux quasiment inertes, naturels ou synthétiques spécialement sélectionnés et qui par leur composition granulométrique, améliorent les propriétés physiques du ciment Portland: ouvrabilité, pouvoir de rétention d'eau. Parmi ces additifs on distingue les fillers calcaires et les Schistes calcinés.

Les fillers calcaires

Les fillers calcaires sont des produits secs finement divisés obtenus par broyage industriel des roches calcaires, dont les caractéristiques sont définies par la norme NF P18 – 305. Parmi ces caractéristiques, deux sont particulièrement significatives :

- Une teneur minimale en carbonates totaux (calcaire + dolomite) ainsi qu'une teneur minimale en carbonate de calcium CaCO_3
- Une valeur minimale de l'indice d'activité. [6]

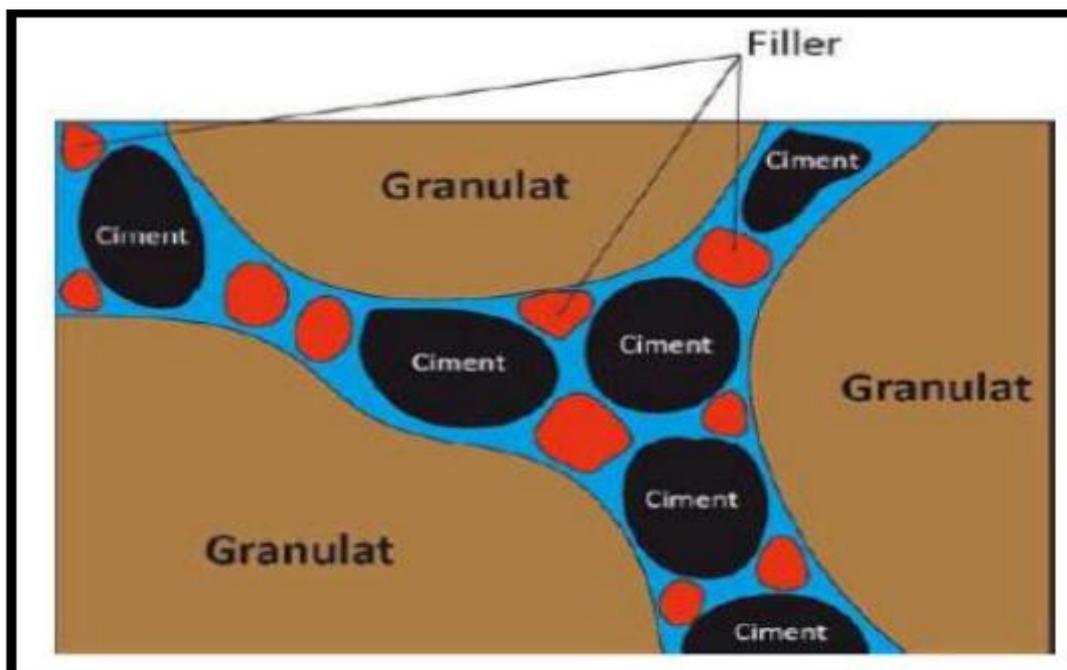


Figure 1.1 . Illustration de l'effet filler.

I.3.3. L'eau

L'eau remplit deux fonctions : d'une part, elle sert à l'hydratation du ciment et d'autre part, elle permet la fluidification de la pâte. Une partie d'eau est consommée par l'hydratation du ciment, soit entrant dans la composition chimique de l'hydrate, soit étant piégée à l'intérieur des pores de l'hydrate. Cette eau étant physio-chimique fixée par les hydrates, ne contribue pas à la fluidification de la pâte. Par contre, une autre partie de l'eau ne participe pas à l'hydratation du ciment. [6]

I.3.4. Les superplastifiants

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

L'apparition des bétons autoplaçant est fortement liée au progrès réalisés dans le domaine des adjuvants est plus particulièrement celui des superplastifiants, pendant le gâchage une grande quantité d'eau est emprisonné entre les particules. Afin d'obtenir une fluidité suffisante, les superplastifiants sont souvent utilisés. Ils permettent d'éviter l'agglomération des particules de ciment et de libérer l'eau emprisonnée dans ces agglomérations. [3]

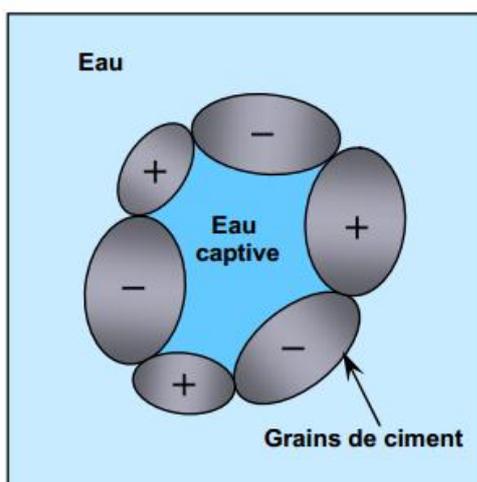


Figure 1.3. Pâte de non adjuvante : Floculation des grains

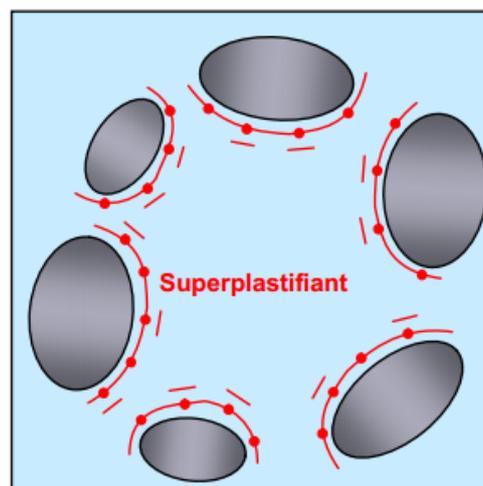


Figure 1.2 . Pâte de ciment additionnée d'un superplastifiant : dispersion des grains

I.4.formulation des BAP

I.4.1. Les approche de formulation des BAP

Il existe dans la littérature des techniques de formulation moins empiriques. Ces méthodes sont basées sur des concepts plus ou moins différents et peuvent être présentées en cinq grandes familles d'approches. Toutes les méthodes de formulation des BAP recueillies dans la littérature sont issues d'une ou plusieurs des approches suivantes :

I.4.1.1. L'approche basée sur l'optimisation des mortiers

Okamura le concepteur des BAP, propose de les formuler en composant en premier lieu le mortier du béton. Dans le mortier, la proportion de sable est posée arbitrairement. Il reste ensuite à trouver expérimentalement les dosages en eau et en superplastifiant, pour un liant donné (rapport massique ciment sur addition fixé), et suivant certains critères de rhéologie. La formule nale est obtenue en ajoutant au mortier un volume de gravillons limité, de manière sécuritaire, à la moitié de leur compacité. [7]

A la suite d'une optimisation identique du mortier, Ouchi et al (cité par [8]) proposent de doser les gravillons en cherchant expérimentalement leur volume limite menant à un blocage. Ce volume est évalué en comparant l'écoulement du mortier dans un entonnoir avec et sans gravillons.

La formulation d'un BAP par le biais de son mortier trouve sa justification dans quelques publications. Billberg et Jacobs et al (cités par [8]) montrent à cet effet que la rhéologie d'un béton se corrèle bien avec celle de son mortier.

I.4.1.2. L'approche basée sur l'optimisation du volume de pate

Le béton est considéré ici comme un mélange biphasique, avec une phase solide, les granulats, et une phase liquide, la pâte. Dans le cas d'un BAP, la pâte joue un rôle prédominant. Oh et al introduisent la notion d'excès de pâte schématisée sur la figure I.4. La formulation consiste à déterminer la quantité de pâte en excès optimale pour fluidifier le BAP et limiter les problèmes de blocage. [8]

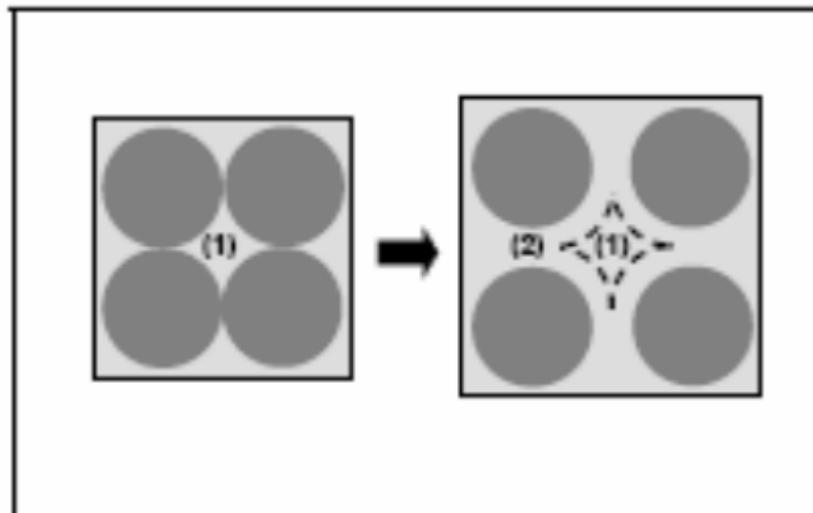


Figure 1.4 . Notion d'excès de pâte : la pâte remplit la porosité (1) et écarte les granulats (2).

Oh et al ont obtenu par l'expérience des équations reliant l'épaisseur de la pâte autour des granulats et les constantes du modèle de Bingham (seuil de cisaillement et viscosité) du béton, exprimées par rapport à celles de la pâte. Lors de la formulation, il faut d'abord optimiser et caractériser la rhéologie de la pâte, puis déterminer à l'aide de ces équations la proportion minimale de pâte nécessaire pour fluidifier le béton. Les auteurs ne proposent pas de méthode pour doser la pâte par rapport au blocage. [8]

I.4.1.3. L'approche basée sur l'optimisation du squelette granulaire

La formulation des bétons peut passer par une optimisation de la porosité du système formé par les grains solides, du ciment aux gravillons. Il est connu par exemple que la résistance à la compression augmente avec la compacité de la pâte. L'ouvrabilité est elle-aussi tributaire de l'arrangement du squelette granulaire.

Reprenons la figure 1.4, en considérant maintenant que la phase interstitielle est l'eau de gâchage, et non plus la pâte. Plus la quantité d'eau qui écarte les grains (2) est importante, plus la suspension n'est fluide. A quantité d'eau constante, si on minimise la porosité (1) de l'empilement de grains, on maximise en conséquence le volume d'eau disponible pour fluidifier le mélange. Cet exemple simple nous montre donc le lien entre compacité et rhéologie. [8]

Sedran et de Larrard ont développé un modèle décrivant mathématiquement un empilement, à partir des caractéristiques des grains qui le composent (forme, granulométrie). Le modèle permet le calcul de la compacité du béton et d'un indice représentatif de son degré de serrage. A l'aide de ces variables sont modélisées la viscosité et le seuil de cisaillement du béton.

Le modèle est implanté dans un logiciel (Bétonlab Pro2), qui permet de plus de simuler les autres propriétés du béton (résistance, déformations différées, etc...). Ses auteurs proposent un cahier des charges spécifique pour les BAP, avec des indices pour estimer la capacité de remplissage et la stabilité du béton. [8]

I.4.1.4. Méthode basée sur un plan d'expérience

Le nombre de constituants d'un BAP est tel que l'utilisation d'un plan d'expérience est intéressante pour connaître l'effet des paramètres de composition. Khayat et al ont réalisé une telle étude avec les facteurs suivants : le volume de gravillons, la masse de fines (C+A), le rapport massique eau sur fines $E/(C+A)$, la masse de superplastifiant et la masse d'agent de viscosité. Chaque facteur a été varié sur une plage comportant cinq points, ce qui élève le nombre de compositions testées à 25. Au final, les auteurs fournissent les modèles obtenus, notamment l'étalement et le taux de remplissage, en fonction des différents facteurs. Ces modèles ne sont exploitables que pour les constituants utilisés dans l'étude. Plus qu'une méthode de formulation, cette approche fournit surtout un support pour corriger une formule ne répondant pas, par exemple, aux critères de l'AFGC. [8]

I.4.1.5. L'approche basée sur l'utilisation du mortier de béton équivalent

L'approche du Mortier de Béton Equivalent (MBE) a été initialement développée au CTG (Guerville, France) pour faciliter la sélection des adjuvants lors de la formulation d'un béton, en utilisant des tests sur mortier au lieu de tests sur béton. En fonction des essais préalables réalisés, les résultats obtenus peuvent être utilisés de façon qualitative ou quantitative. L'expérience accumulée au cours des dernières années dans de nombreuses applications industrielles a confirmé la validité de cette méthode. Cependant, l'ensemble de ces exemples concernait des bétons d'ouvrabilité classique. [8]

O. HADDAD, S. AGGOUN et al, ont mené un travail qui consistait à l'extension de la méthode MBE aux BAP, en étudiant les compositions de 5 bétons et leurs MBE. Les auteurs ont pu confirmer qu'il est possible d'étendre la méthode MBE aux BAP et la composition particulière des BAP ne change pas les principes de calcul des MBE. [8]

L. NACHBAUR et al. ont aussi étudié la faisabilité de l'extension de la méthode MBE au BAP. Ils ont pu montrer que la méthode MBE qui était initialement développé pour des bétons d'affaissement inférieur à 21 cm peut être adaptée aux BAP et aussi que les principes de base de la méthode peuvent être gardés. [8]

I.4.2. Les méthodes de formulations des BAP

Les méthodes de formulation des bétons autoplaçants proposées dans la littérature sont issues d'une ou de plusieurs des approches vues dans paragraphe (I.4.1) et sont toutes basées sur les constats suivants :

- lors de l'écoulement en milieu confiné, ce sont les gros gravillons qui sont les plus sensibles aux phénomènes de blocage. Le formulateur devra donc chercher à en diminuer le volume tout en gardant à l'esprit qu'un minimum de gravillons est nécessaire pour minimiser la demande en pâte, à étalement constant.

- Afin d'obtenir une ouvrabilité suffisante, la pâte doit être suffisamment fluide. Cette fluidité peut être obtenue en jouant sur le rapport eau sur liant ou sur le dosage en superplastifiant. Une augmentation de la teneur en eau conduit à une chute de la résistance mécanique qui peut être incompatible avec le cahier des charges mais diminue également la viscosité de la pâte. Ceci augmente les risques de ségrégation des gravillons et donc le blocage. Au contraire une variation du dosage en superplastifiant a peu d'influence sur la viscosité mais un surdosage peut entraîner des problèmes de ressuage. [7]

I.4.2.1. L'approche japonaise

La méthode de formulation des bétons autoplaçants est la suivante :

La teneur volumique en gravillons du béton est fixée à 50% du volume de solide. Selon les auteurs, ce pourcentage permet de prévenir le risque de blocage si le mortier est correctement formulé [9].

Pour assurer une bonne ouvrabilité, le volume de sable est fixé à 40% du volume total du mortier. L'estimation de la pâte s'effectue sur un mortier dont la teneur volumique en sable est égale à 40%. Ces mortiers sont caractérisés par deux essais :

- Un essai d'étalement au cône
- Un essai d'écoulement à l'entonnoir.

I.4.2.1. L'approche de JSCE

Cette méthode a été proposée par la Japanese Society of Civil Engineers en 1998, après plusieurs recherches et applications pratiques. Pour cette méthode la quantité d'eau, le rapport eau/poudre, et la teneur en poudre, varient en fonction de l'emploi ou non d'un agent de viscosité. Les quantités de différents constituants sont déterminées comme suit :

- Quantité de gros granulats

Cette quantité varie selon l'auto-compactibilité recherchée. Elle est située entre 0,30 à 0,32 m³/m³ et le diamètre maximum est limité à 20 mm voir 25 mm.

- Quantité d'eau

Lors de l'utilisation d'un agent de viscosité, la quantité d'eau se situe sous les 180 kg/ m³ dans les conditions d'exposition normales. Cas particulier, lorsque la durabilité du béton n'est pas une contrainte majeure, on peut aller jusqu'à 190 kg/ m³.

En l'absence d'agent de viscosité, la quantité d'eau est réduite à 155 jusqu'à 175 kg/ m³.

- Rapport eau/poudre

Ce rapport est basé sur les performances du béton à l'état durci. Lorsque la fluidité n'est pas atteinte on peut augmenter la quantité du liant. Le rapport massique eau / poudre doit être entre 28 et 37%, et le rapport volumique entre 85 et 115 %.

- Quantité de poudre et de liant

La quantité de poudre se déduit du rapport eau /poudre. Dans le cas d'un agent de viscosité de type polysaccharide, la quantité de poudre est de 0,13 m³/m³ .dans les autres cas la valeur prise doit être entre 0,16 et 0,19 m³/m³

- Quantité d'air

Cette valeur dépend du diamètre maximum des gros granulats, de la résistance souhaitée et des conditions d'exposition du béton. La valeur type s'élève à 4,5% d'air.

- Quantité de fins agrégats

Cette quantité est déduite des quantités précédentes.

- Dosage en adjuvants

Le dosage en adjuvant est évalué expérimentalement. Pour le superplastifiant, son dosage dépend du rapport eau/poudre ainsi que de la nature des poudres. Il est généralement de 1 à 2 kg d'extrait sec par m³, pour une solution aqueuse de 35% c'est l'équivalent de 3 à 6 litres.

En ce qui concerne l'agent de viscosité, son dosage varie selon la nature de l'agent, aussi selon le type de béton (avec ou sans ajouts de fines) :

De 0,15 à 0,30% de la quantité d'eau pour les agents cellulosiques,

3 à 5% pour les acryliques,

2 à 3% pour les glycols,

0,05 % pour les polysaccharides solubles. [9]

I.4.2.1. L'approche du laboratoire centrale des ponts et chaussier LCPC [De Larrad et al 1994]

Cette approche consiste à développer un modèle mathématique à partir d'un modèle de suspension solide. Ce modèle est basé sur les interactions granulaires entre différents constituants du mélange.

Il permet de prévoir la compacité d'un mélange granulaire et de prendre en compte l'effet de confinement des armatures sur la compacité du béton et donc sur son ouvrabilité. La compacité du mélange est déterminée avec une précision inférieure à 1% à partir

Des caractéristiques des constituants suivantes :

- Les distributions granulaires.
- Les proportions du mélange.
- La compacité propre.
- La densité apparente. [9]

I.4.3. Autres méthodes

- Méthode de Nan Su et al. (dénommée méthode chinoise),
- Méthode de Brouwers et Radix (dénommée méthode hollandaise),
- Méthode de Khayat et al. (dénommée méthode canadienne),
- Méthode du mètre cube (dénommée méthode MMC)

I.5. Caractéristique des BAP à l'état frais

I.5.1. Essai d'étalement (slump flow)

L'essai d'étalement est utilisé pour caractériser la fluidité du béton. C'est une variante de l'essai d'affaissement sur cône d'Abrams qui consiste à mesurer (en utilisant le même matériel) le diamètre d'étalement de la galette de béton sur deux côtés perpendiculaires les valeurs sont relevées en millimètres. [10]

Les valeurs d'étalement préconisés pour un BAP (NF EN 206-1) se situent entre 600mm et 800mm, Ainsi trois classes d'étalement ont été définies.

- ❖ SF1 l'étalement compris entre 550 et 650mm
- ❖ SF2 l'étalement compris entre 660 et 750mm
- ❖ SF3 l'étalement compris entre 760 et 800mm

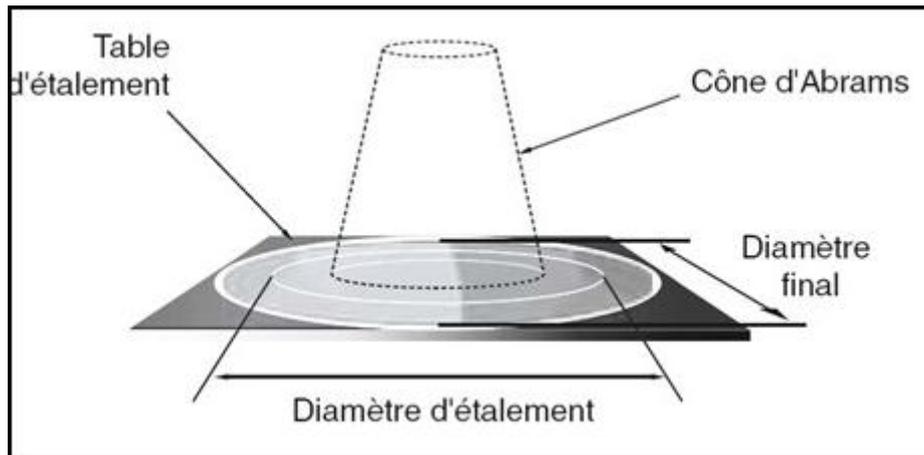


Figure 1.5. Schéma de principe de l'essai d'étalement.

I.5.2. Essai de boîte en L (L- box test)

Cet essai permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par des phénomènes de blocage au droit des armatures le schéma de la boîte ainsi que le principe de l'essai sont décrits sur la figure suivante

La partie verticale de la boîte est remplie de béton qu'on laisse reposer une minute .on lève la trappe et on laisse le béton s'écouler à travers le ferrailage .une fois l'écoulement terminé on mesure les deux hauteurs H_1 et H_2 et on exprime le résultat en terme de taux de remplissage H_2/H_1 .le taux de remplissage pour un BAP doit être supérieure à 0,8. Lorsque le béton s'écoule mal à travers le ferrailage ou qu'il y a blocage des granulats ,c'est le signe de l'apparition de la ségrégation.[10]

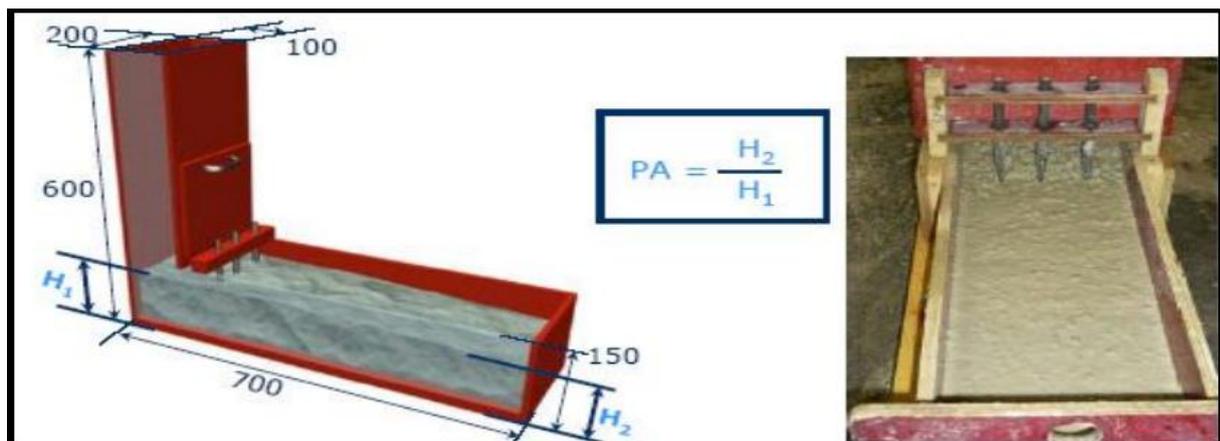


Figure 1.6. Essai de boîte

I.5.3. Essai stabilité eu tamis

Cet essai vise à quantifier le risque de ségrégation des BAP. Il permet de compléter l'essai de biote en L.

On prélève un échantillon de 10 litres de béton, après 15 minutes d'attente, on verse sur un tamis d'ouverture 5mm, une masse de 4,8Kg de béton et on relève la masse de l'échantillon ainsi que celle du fond avec la laitance. [10]

$$P_i = \frac{\text{Plaitance}}{P_{\text{échantillon}}} \times 100$$

Deux classes sont définies (NF EN 206-9) :

- ❖ SR1 : Laitance \leq 20%
- ❖ SR2 : Laitance \leq 15%

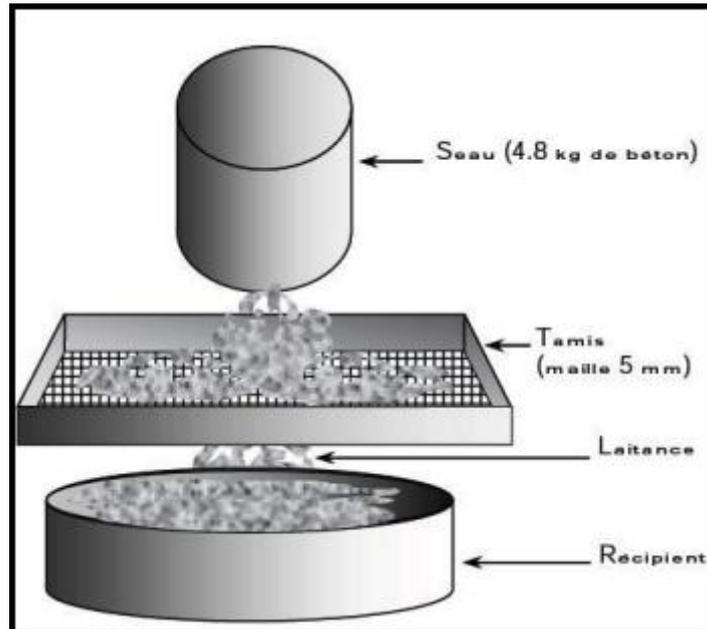


Figure 1.7. L'essai de stabilité au tamis.

I.6. Propriétés des bétons autoplaçants à l'état durci

I.6.1. La résistance mécanique

Les BAP se caractérisent par un faible rapport E/C ce qui amène à des bonnes résistances mécaniques.

L'utilisation de filler calcaire permet l'amélioration des résistances mécaniques des mélanges (mortier, béton). Ceci dépend fortement du dosage en filler, d'après plusieurs chercheurs la teneur optimale en filler pour avoir des résistances maximales est de 10%. Au-delà, l'effet du filler est marginale, il entraîne une diminution des résistances mécaniques. [11]

D'après de Larrad (1999) (cite dans 11) l'utilisation de fillers dans BAP génère une accélération de sa résistance mécanique aux jeunes âges.

La figure (1.8) présente l'évolution de la résistance du BAP contenant des fillers comparés à celle du béton vibré affirmation précédentes.

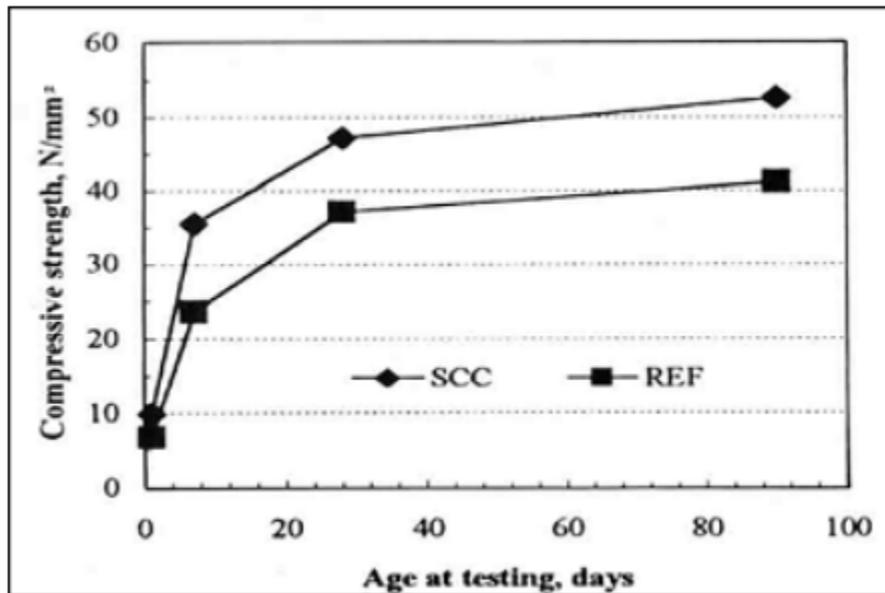


Figure 1.8. Évolution de la résistance mécanique d'un BAP et d'un béton vibré d'après (Gibbs et al. 1999)

L'effet positif du filler sur les résistances mécaniques s'explique par deux phénomènes : les fillers calcaires jouent un rôle physique, augmentent la compacité du mélange et d'autre part influe sur l'hydratation du ciment en servant de site de nucléation.

Dans une pâte de ciment contenant du filler calcaire, les analyses DRX mettent en évidence trois phases :

- De 1 à 7 jours formation de carbo-aluminate hydraté, d'ettringite et diminution du CaCO_3 .
- De 7 à 28 jours, transformation de l'ettringite en aluminate hydraté ;
- Après 28 jours, l'excès d'ions carbonate en solution entraîne la transformation du sulfo-aluminate hydraté en carbo-aluminate hydraté.

Le superplastifiant et les agents de viscosité ont des répercussions sur la résistance mécanique des bétons autoplaçants. Les agents viscosité diminue la résistance au jeune âge. Par contre certains superplastifiants entraînent des effets secondaires comme le retard de la prise qui aboutit à l'augmentation du développement de résistance mécanique au jeune âge. [3]

I.7. Les avantages et inconvénient d'un béton autoplaçant

I.7.1. Les avantages d'un béton autoplaçant

I.7.1.1. La mise en œuvre

- Suppression de la vibration et donc diminution notable des nuisances sonores et de l'usure des moules métalliques et des coffrages.
- Diminution de temps de coulée.
- Meilleures conditions de travail, ce qui permet d'attirer une main d'œuvre qui n'appréciait pas toujours les conditions de travail « bruyantes
- Possibilité de couler des bétons dans endroits inaccessibles.
- Possibilité de couler des voiles de grande hauteur en une seule opération.

I.7.1.2. La qualité du béton

- Permet le remplissage des éléments fortement ferrailles.
- Obtention d'une bonne qualité de parement (surface de béton lisse et donc moins de pores en surface).
- Et d'une manière générale obtention d'une meilleure qualité du béton in situ pratiquement indépendant du savoir-faire des ouvriers durant la réalisation, ce la va dans le sens d'une durabilité accrue des ouvrages.

I.7.1.3. La conception

- Permet d'envisager de nouveaux types d'éléments en béton.
- Possibilité d'intégrer des réservations dans le coffrage.

I.7.2. Les avantages des BAP

I.7.2.1. Avantages techniques

- Facilité de mise en œuvre ;
- Suppression des opérations de vibration ;
- Réalisation d'éléments de géométrie complexe et fortement ferrailés ;
- Performances mécaniques et la durabilité des ouvrages.

I.7.2.2. Avantages économiques

- Réduction du temps de mise en œuvre ;
- Réduction du matériel nécessaire ;
- Réduction des coûts de construction.

I.7.2.3. Avantages sociaux

- Amélioration des conditions de travail

- Augmentation de la sécurité des chantiers
- Limitation du bruit

I.8. Conclusion

Le béton autoplaçant est un béton fluide stable et homogène, qui ne nécessite aucune vibration.

Il présente des avantages techniques et socio-économiques pour les chantiers de construction par rapport au béton ordinaire traditionnel.

Les propriétés principales des BAP sont :

- Une mobilité en milieu non confiné (décrite par l'essai d'étalement) ;
- Une mobilité en milieu confiné (décrite par la boîte en L) ;
- Une stabilité (c'est-à-dire une résistance à la ségrégation et au ressuage), caractérisées par l'essai de stabilité au tamis.

Afin de pouvoir répondre à ces trois caractéristiques, la composition d'un BAP doit être soigneusement mise au point. Elle se caractérise par un volume de pâte (ciment + addition + eau + air) élevé, ainsi que l'utilisation d'un superplastifiants haut réducteur d'eau et d'un volume de granulats faible (un rapport G/S proche de 1).

Chapitre II

Durabilité des bétons

II. Durabilité des bétons

II.1. Introduction

Un ouvrage doit résister au cours du temps aux diverses agressions ou sollicitations (physiques, mécaniques, chimiques...), c'est-à-dire aux charges auxquelles il est soumis, ainsi qu'aux actions diverses telles que le vent, la pluie, le froid, la chaleur, le milieu ambiant... tout en conservant son esthétique. Il doit satisfaire, sans perdre ses performances, aux besoins des utilisateurs au cours du temps.

Il devient possible de définir des objectifs de durabilité et de choisir avec précision les caractéristiques du béton en fonction de l'agressivité du milieu dans lequel se trouve l'ouvrage et d'optimiser ses caractéristiques afin de les adapter à la durée d'utilisation souhaitée. Les spécifications concernent la nature et le dosage minimal en ciment, la compacité minimale, la valeur maximale du rapport Eau/Ciment, l'enrobage minimal des armatures et la teneur maximale en chlorures dans le béton.

Les altérations physiques peuvent être surfaciques (abrasion, érosion, cavitation ou écaillage) ou interne sous forme de fissures (changement structural, gradients d'humidité ou de température, pression de cristallisation, exposition aux températures externes).

Les altérations chimiques sont dues essentiellement aux acides, aux bases et aux solutions salines, elles entraînent presque toujours la dissolution de la chaux et le plus souvent, en association avec cette dissolution, la formation de composés nouveaux. [11]

II.2. Définition

L'ouvrage doit conserver les fonctions d'usage, pour lesquelles il a été conçu (Fonctionnement, Sécurité, Confort d'utilisateurs), avec des frais de maintenance et d'entretien réduits que possible. La résistance du béton à se dégrader par les actions physiques et chimiques du milieu, la durabilité est « Le temps pendant lequel le béton est capable d'exécuter ses fonctions ». Le manque de la durabilité en tant que résistance physico-chimique du béton peut dégrader la résistance mécanique à moyen ou à long terme. [12]

La durabilité est définie par la norme NF X 50-501 comme «l'aptitude d'une entité à accomplir une fonction dans des conditions données d'utilisation et de maintenance, jusqu'à ce qu'un état limite soit atteint».

II.3. Béton durable et béton résistant

La porosité caractérise la texture du béton ; ce n'est évidemment pas le seul paramètre, mais c'est celui qu'il faut fixer avant d'étudier tous les autres. Il conditionne presque toutes les propriétés du béton et, en premier lieu, sa résistance mécanique.

La résistance aux efforts de compression est la propriété principale du béton, celle qui permet son utilisation comme matériau de construction. Plus faible est la porosité, plus grande est la résistance.

Mais presque toutes les autres propriétés du béton dépendent de ce même paramètre de premier ordre. Toutes choses égales par ailleurs, le béton le plus résistant sera aussi le plus rigide, le plus dur, etc. Serait-ce aussi le plus durable ?

Pour évaluer expérimentalement la durabilité du béton, il faut étudier son comportement vis-à-vis d'un certain nombre de mécanismes susceptibles de le dégrader. On peut traiter la question comme la durabilité du béton face au gel-dégel, à l'alcali-réaction, aux environnements agressifs.

Une façon pratique d'y parvenir est de toujours partir de la résistance aux efforts de compression pris comme critère global et de discuter de la durabilité en deux temps :

- toutes choses égales par ailleurs, en comparant des bétons qui ne diffèrent que par leur résistance.
- puis à résistance constante, en examinant les paramètres spécifiques de la durabilité.

Il y a donc avantage, en vue de l'objectif de durabilité, à choisir la classe de résistance du béton en fonction de l'agressivité du milieu, d'autant plus élevée que le milieu est plus agressif. D'un point de vue pratique, cela signifie que c'est l'exigence de durabilité qui peut, parfois, déterminer la résistance à prendre en compte dans le calcul de l'ouvrage.

On peut considérer qu'un niveau de résistance adapté au milieu environnant est un premier critère de qualité qui doit être complété par d'autres conditions. En effet, tous les bétons de même résistance à la compression ne sont pas également durables. A résistance égale, il existe des différences parfois importantes, entre les bétons. Au simple critère de résistance, il faut ajouter d'autres considérations. D'abord, la résistance (et ainsi la porosité) n'est qu'un critère de premier ordre qui doit être complété par d'autres mesures comme, par exemple, la perméabilité ou la diffusion, la distribution des tailles de pores. En effet, un autre facteur majeur est la dimension des pores. A porosité égale, les agents agressifs pénètrent d'autant plus difficilement que les pores sont fins.

Or, la finesse des pores dépend du rapport E/C, du ciment (CHF-CEM III/A, CLC-CEM V/A et B, CLK-CEM III/C comparés au CPA-CEM I et CPJ-CEM II/A des additions minérales (cendres volantes, laitiers), de l'exposition du béton (dessiccation, carbonatation) et même de la dimension et de la nature des granulats. [11]

II.4. Les attaques chimiques des bétons

II.4.1. Attaques des acides

Les acides peuvent être divisés en acides organiques et acides inorganiques : l'acide chlorhydrique, l'acide nitrique et l'acide sulfurique par exemple sont des acides inorganiques. L'acide formique, l'acide acétique et l'acide oléique sont des acides organiques. Les acides inorganiques sont plus nuisibles pour le béton que les acides organiques.

- Acides organiques

Les acides organiques tels que l'acide acétique, lactique, butyrique, formique, contenus dans certains eaux usées, attaquent les constituants calciques du ciment. Ces acides faibles, peu dissociés, sont généralement modérément agressifs et provoquent des dégradations lentes.

- Acides minéraux

Les acides chlorhydriques et nitriques réagissent avec la chaux de ciment et donnent des sels très solubles, sont très agressifs vis-à-vis des ciments portland.

L'acide sulfurique H_2SO_4 est doublement agressif par son acidité et par l'anion SO_4^{2-} qui peut conduire à la formation de sels expansifs tel que le gypse et l'ettringite.

L'acide phosphorique H_3PO_4 , qui entraîne la précipitation de phosphates de calcium très peu solubles, est modérément agressif.

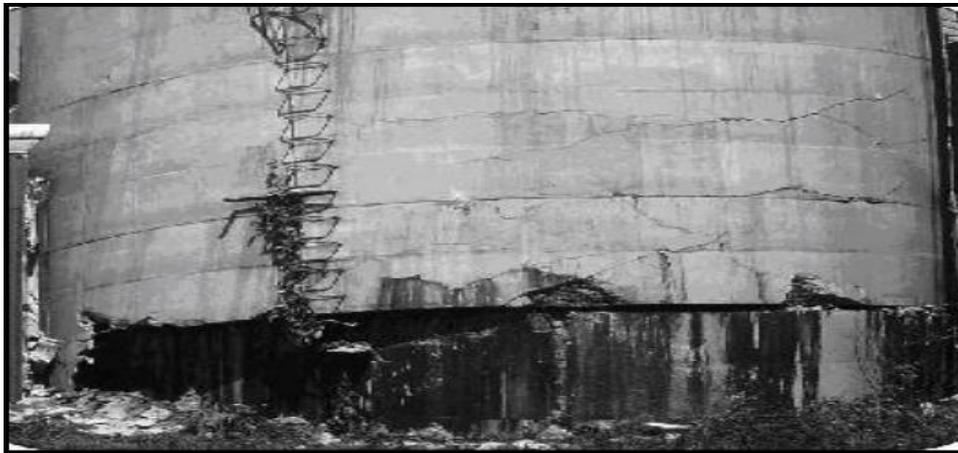
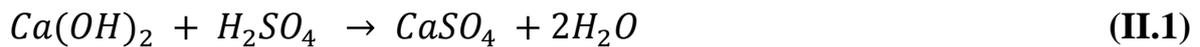


Figure 2.1. La détérioration des silos-tours en béton due à l'attaque des acides d'ensilage.

II.4.1.1. 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 II.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 réagit donc 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'aluminat de calcium et les cristaux formés de gypse. Ces deux produits forment l'ettringite ($3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$) moins soluble dans l'eau.

L'acide chlorhydrique fait partie des substances très agressives, car le sel correspondant (chlorure de calcium) est très facilement soluble dans l'eau. La formule II.2 décrit la réaction entre l'acide chlorhydrique et la portlandite.



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). [12] (cite dans [11]).

II.4.1.2. 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 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 la dégradation de la surface exposée du béton.

II.4.2. Attaque 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.

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 CSH 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. [13]



Figure 2.2. Les attaques des sulfates sur les armatures et le béton.

II.4.2.1. Mécanisme d'attaque

Des roches et des minéraux naturels provenant des sulfates de calcium (gypse et anhydrite CaSO_4), et des sulfates de magnésium (epsomite) 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 [13] :

Formation du gypse secondaire (formule II.3)



NaOH : Alcalinité élevée \rightarrow stabilisation des CSH.

$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$: Produit expansif mais qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté. Dans la majorité des cas, il n'y a pas ou peu d'expansion.

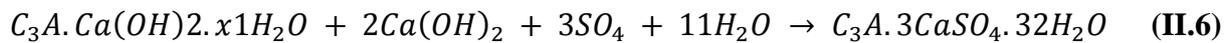
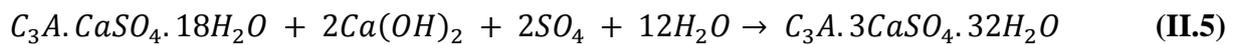
Cependant, son dispositif agit pour diminuer la résistance et l'adhérence de la pâte de ciment due à la dissolution de la portlandite CH et le gel et la décalcification du C-S-H qui est responsable des propriétés liantes de la pâte de ciment [13].

II.4.2.2. Formation d'ettringite secondaire

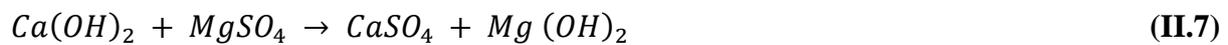
a) À partir du C_3A anhydre résiduel



b) À partir des aluminates hydratés (formules II.5 et II.6) :



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 [13]. Le sulfate de magnésium réagit par double action (formules II.7, II.9 et II.10). 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)



(Ettringite secondaire)

Substitution des ions Ca^{++} par les ions Mg^{++} dans les CSH.



(C, Mg) -S-H : gel faiblement cohésif.

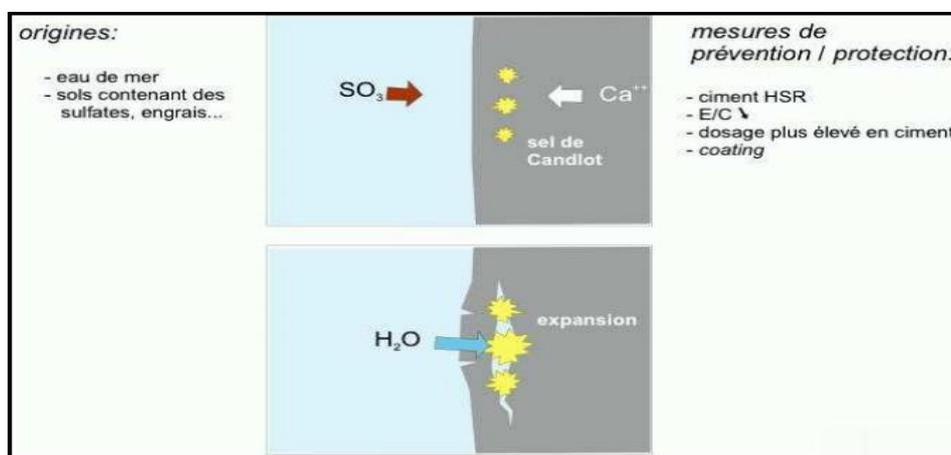


Figure 2.3. L'attaque par les sulfates.

II.4.3. Attaque par les ions chlorures

La corrosion des armatures générée par les ions chlorures est la principale cause de dégradation des structures en béton armé.

Les chlorures agissent dans les mécanismes de corrosion en diminuant la résistivité de l'électrolyte et en permettant un amorçage plus rapide de la corrosion en dépassivant la couche superficielle. La corrosion qui en résulte sous forme de piqûres à la surface de l'acier est une corrosion localisée.

Les chlorures agissent aux zones anodiques, de surface bien plus petite que celles des zones cathodiques, et la vitesse de corrosion sur les zones anodiques s'en trouve fortement augmentée. Une fois la corrosion amorcée, il est bien plus difficile d'y remédier que dans le cas de la carbonatation car le processus est autocatalytique. [14]



Figure 2.4. Agression du béton par activité des chlorures.

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

- Dans le cas des chlorures de sodium et potassium : lixiviation du calcium de la portlandite et des C-S-H et formation de mono-chloro-aluminate de calcium ;
- Dans le cas des chlorures de calcium et de magnésium : lixiviation du calcium de la portlandite et des C-S-H et formation d'oxychlorures expansifs [15] accompagnés de brucite $Mg(OH)_2$ et de mono-chloro-aluminate de calcium dans le cas de $MgCl_2$ [15].

II.4.3.1. Source d'attaque

Les chlorures présents dans le béton peuvent provenir de deux sources différentes. Soit ils sont présents au moment du gâchage : utilisation d'eau contenant des chlorures ou agrégats contaminés. Soit ils proviennent de l'environnement (atmosphère marine, sels de déverglaçage, produits chimiques) et ont diffusés dans le béton.

Les chlorures existent sous deux formes dans le béton :

- ✓ Les chlorures libres qui sont dissous dans la solution interstitielle
- ✓ Les chlorures piégés ou liés qui sont combinés à des hydrates du ciment et à des agrégats, ou absorbés physiquement sur les parois des pores. [14]

II.5. Les travaux réalisés sur la durabilité

II.5.1. Étude de MAHTARIA et al

Cette étude a été réalisée en 2009, elle est intitulée « durabilité des mortiers à base de pouzzolane naturelle et de pouzzolane artificielle ». Dans cette étude des déchets industriels (laitier, cendre volante) et une ressource naturelle (pouzzolane naturelle) ont été utilisés.

II.5.1.1. Matériau utilisé dans l'essai

Ciment CEM I/42,5 (avec SSB 3585cm²/g et une densité 3,2) un sable concassé 0/3 et des pouzzolanes naturelle et artificielle.

La pouzzolane artificielle à base de la vase calcinée de barrage ferrugou, la pouzzolane naturelle de gisement de bouhimidi de Béni-saf.

Deux types des éprouvettes ont été confectionnés selon la norme NF EN A96-1,

Le premier type incorporé avec la pouzzolane artificielle à différent dosage (0%, 10%, 20%, 30%) le deuxième type incorporé avec la pouzzolane naturelle avec les mêmes dosages.

Ils ont utilisé des éprouvettes 40X40X160 mm² pour la résistance mécanique (elles ont subi à un effort de traction par flexion et un effort de compression (à 2j ,7j ,14j, 21j, 28j))

Les éprouvettes de dimension 50x50x55 pour la résistance chimique.

II.5.1.2. Résultats et interprétations

- **La résistance à la traction par flexion**

La résistance à la traction par flexion a été effectuée sur la machine IBERTST.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau II.1

Tableau 2.1. La résistance à la traction par flexion des PA et PN. [16]

Pourcentage d'ajout (%)	Résistance à la traction par flexion (MPa)					
	2j		7j		28j	
	PN	PA	PN	PA	PN	PA
0	4,63	4,63	6,71	6,71	8,71	8,71
10	3,83	4,03	5,72	6,05	7,14	8,02
20	3,16	3,50	5,18	6,02	6,74	6,45
30	2,42	2,70	4,29	4,94	5,93	6,28

- **La résistance à la compression**

Les essais ont été effectués selon la norme NF P 15 451.

Les figures 2.5 et 2.6 représentent l'évolution des résistances à la compression en fonction de l'âge.

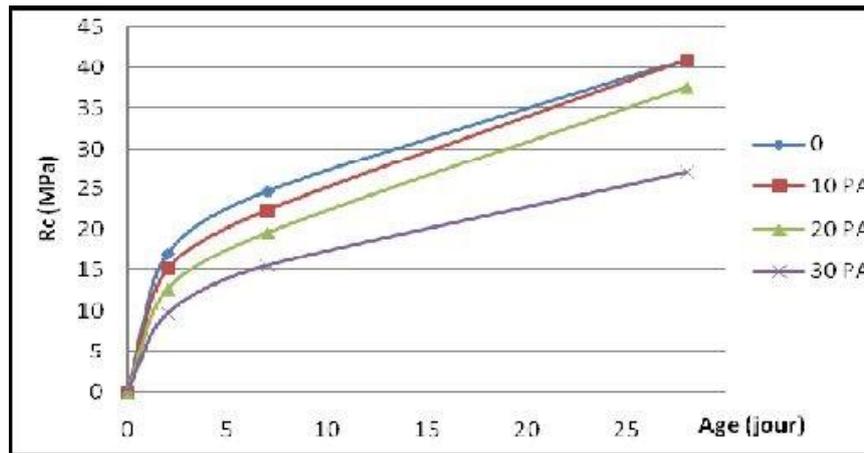


Figure 2.5. Evolution de Rc des PA en fonction de l'âge. [16]

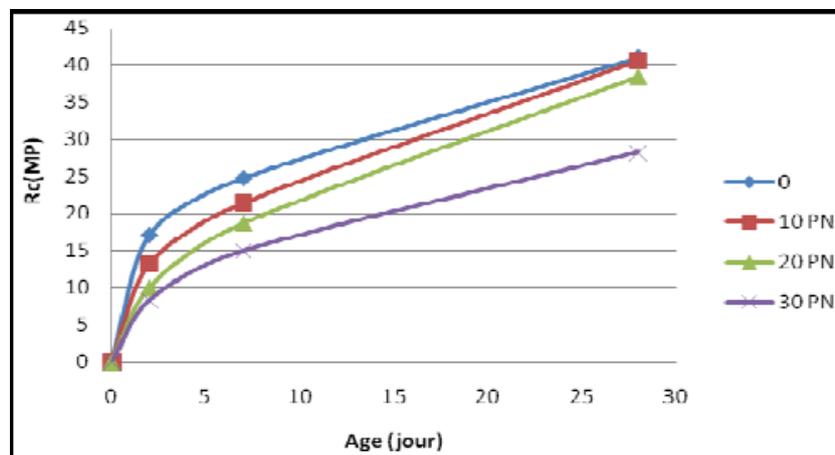


Figure 2.6. Evolution de Rc des PN en fonction de l'âge

D'après les essais, ils ont remarqué que les résistances de tous les mortiers augmentent régulièrement avec l'âge et ne présentent aucune chute.

La résistance à la compression diminue considérablement avec l'augmentation du pourcentage d'ajout au jeune âge.

Cette diminution de la résistance est attribuée principalement à l'activité lente de la pouzzolane naturelle et pouzzolane artificielle (la vase calcinée). Ce phénomène s'explique par l'interaction entre la silice réactive qui se situe dans la partie vitreuse de la pouzzolane naturelle et artificielle et le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libéré par l'hydratation du CPA ce qui donne à la Pouzzolane naturelle et artificielle la propriété de fixer la chaux. La réaction pouzzolanique n'est pas prédominante au jeune âge, ceci mène à une hydratation moins intense aux jeunes âges en induisant de faibles résistances (effet de retardateur de prise). [16]

- **La durabilité**

Pour mesurer la perte de masse, ils ont immergé les éprouvettes dans la solution acide H_2SO_4 (5%) et HCl (5%) même concentration selon la norme ASTM C267-96.

Les figures II.14 et II.15 représentent la perte de masse après 28 jours d'immersion dans la solution acide.

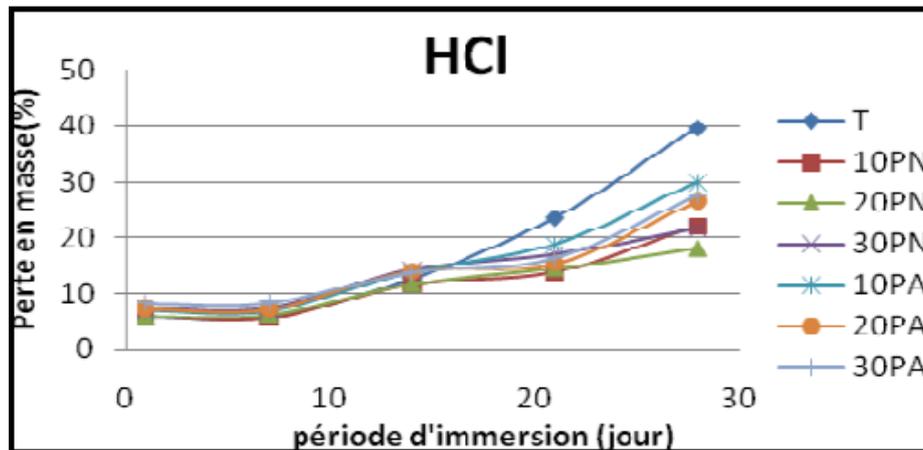


Figure 2.7. Perte de masse des différents mortiers à 28 jours d'immersion (5% HCl). [16]

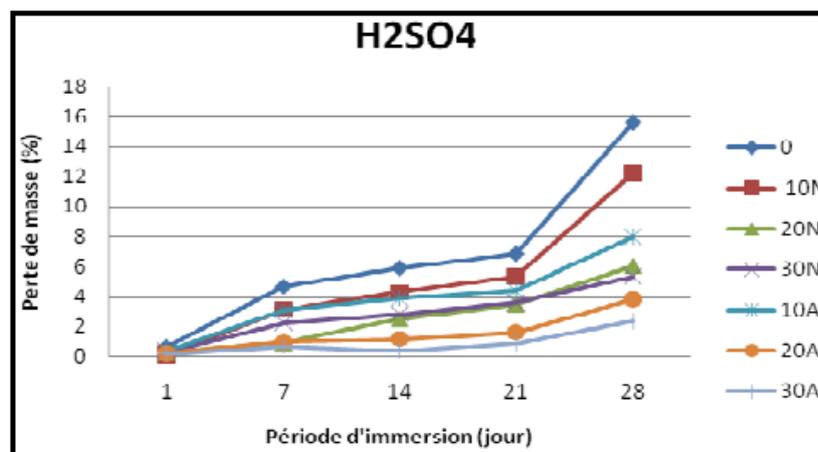


Figure 2.8. Perte de masse des différents mortiers à 28 jours d'immersion (5% H2SO4). [16]

D'après les résultats obtenus ils ont remarqué que l'incorporation de la pouzzolane au mortier augmente la résistance chimique dans les milieux agressifs.

La perte de masse est due au fait que le Ciment Portland Artificiel, après hydratation, a libéré une partie considérable d'hydroxyde de calcium libre (CH) qui peut être lixiviée à l'extérieur quand elle est soumise à l'acide. [16]

Dans les ciments avec ajouts, la quantité de CH étant de manière significative moins importante que dans le ciment sans ajout, cela est dû à la réaction pouzzolanique qui fixe la chaux. Par conséquent, les pores capillaires sont réduites par formation des gels CSH bloquant ainsi l'absorption de la solution acide, d'où une réduction de la perte de masse. [16]

II.5.2. Étude de Kaidi N. et al

L'étude est intitulée « l'effet de la pouzzolane naturelle sur la durabilité des mortiers », elle a été publiée en 2010.

Leur étude est basée sur l'évaluation et la qualification de la durabilité des mortiers à base de la pouzzolane naturelle de Bni-saf vis-à-vis de deux milieux, l'un des milieux est riche en acide et l'attaque de gaz carbonique est réalisée par un essai accéléré, selon les recommandations de l'AFPC-AFREM. [17]

L'attaque d'acide sulfurique est réalisée par un essai de décalcification, selon la norme ASTM C 267-96(ASTMC 267-96,01). [17]

Les matériaux suivantes ont été utilisées dans le cadre de ce travail :

1. ciment CEMI/42,5 et CEMII42, 5
2. Le sable utilisé est un sable normalisé CEN EN1961-1.
3. Pouzzolane naturelle de Béni-saf
 - a) Carbonatation accélérée

Les figures II.1 et II.2 représentent les évaluations des profondeurs carbonatées

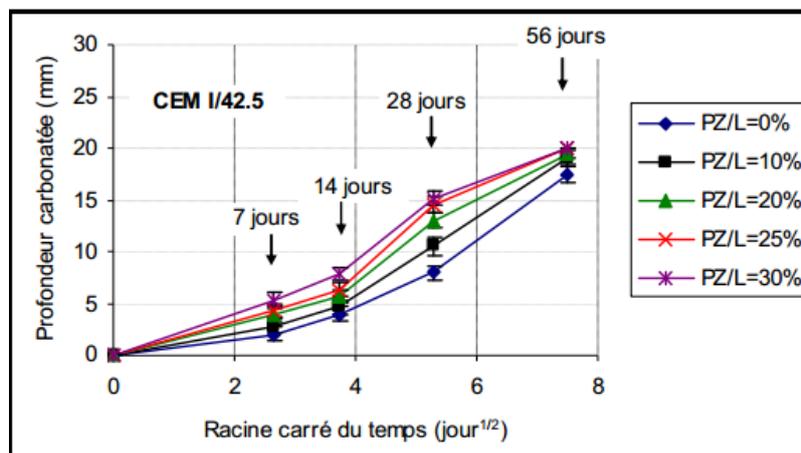


Figure 2.9. Profondeur de carbonatation (projection de phénolphtaléine) en fonction de la racine du temps (CEM I/42.5) : mode A.F.P.C.-A.F.R.E.M. [17]

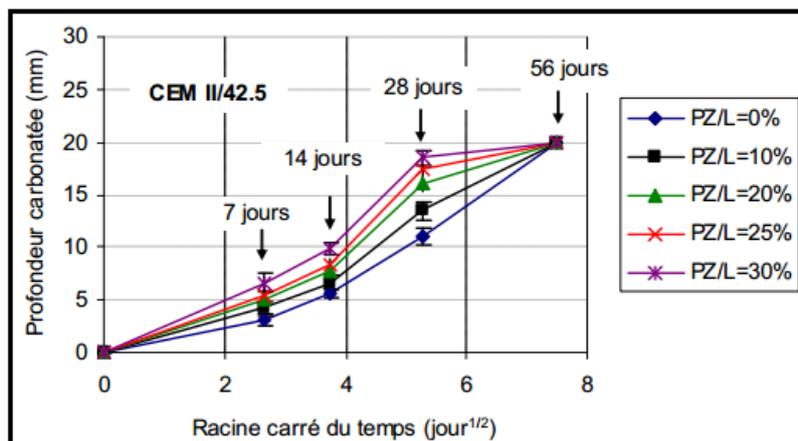


Figure 2.10. Profondeur de carbonatation (projection de phénolphthaléine) en fonction de la racine du temps (CEM II/42.5) : mode A.F.P.C.-A.F.R.E.M. [17]

Après 28 jours de carbonatation ils ont observé une augmentation de la profondeur de carbonatation de 20 % à 40 % dans le cas de CEM I par rapport au mortier témoin. Par contre pour le ciment CEM II elle augmente de 24 % à 47 %.

A 56 jours ils ont remarqué que les mortiers confectionnés avec CEM I est complètement carbonaté par contre ceux confectionnés avec le CEM II les mortiers avec 25 % à 30 % sont complètement carbonaté.

II.5.2.1. Interprétation des résultats

Les figures 2.11 et 2.12 représentent la perte de masse en fonction du temps.

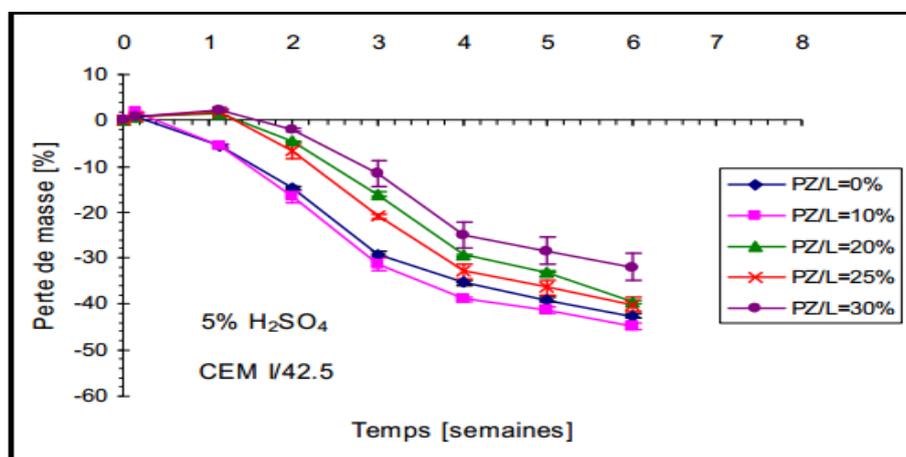


Figure 2.11. Pertes de masse en fonction du temps d'immersion dans 5% H₂SO₄ [17]
(CEM I/42.5)

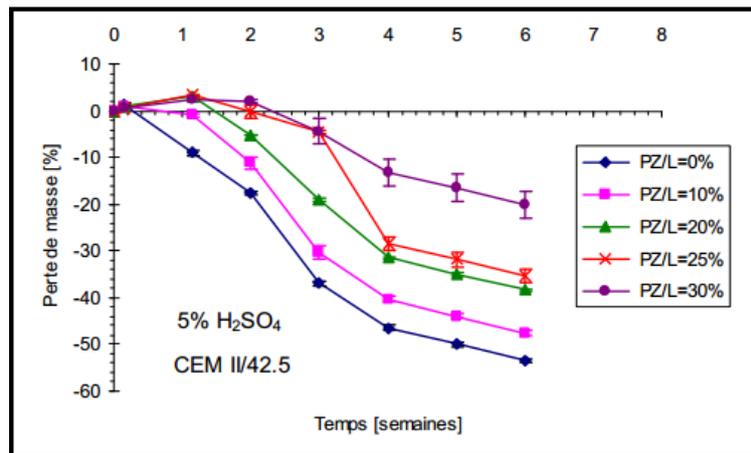


Figure 2.12. Pertes de masse en fonction du temps d'immersion dans 5% H₂SO₄ (CEM II/42.5). [17]

Après 45 jours d'immersion dans la solution acide ils ont remarqué que les mortiers à base de CEMI développent un de masse de 25 % pour substitution de 30% de pouzzolane, par contre pour les mortiers à base de CEMII elle augmente des 60 %. Ce qui Explique l'effet conjugué bénéfique des fines calcaires et pouzzolaniques dans la densification de la structure poreuse du mélange et dans l'évolution des réactions d'hydratation et pouzzolaniques.

Ce gain est dû au dépôt du gypse, qui se forme suite à la réaction entre la portlandite et l'acide sulfurique. [17]

Ils ont conclu que la pouzzolane naturelle de la région de Béni-saf contribue à l'amélioration de la durabilité des mortiers et des bétons vis-à-vis de ces deux types d'attaque.

II.5.3. Étude de Chaid R. et al

Cette étude a été réalisée en 2010, sa thématique est « l'effet de l'ajout calcaire sur la durabilité des bétons ». Les matériaux suivants ont été utilisés dans ce travail :

1. Ciment portland CEMI 52,5
2. Sable de carrière (O/4) recomposé conformément a la norme NF P 18-540.
3. Le calcaire de carrière de Meftah (Algérie).
4. Superplastifiant SIKA.

Les éprouvettes de béton ont été conservé dans la salle humide, puis dans l'eau de mer. La figure II.20 représente l'évolution de la masse volumique des bétons en fonction de la durée de conservation. [18]

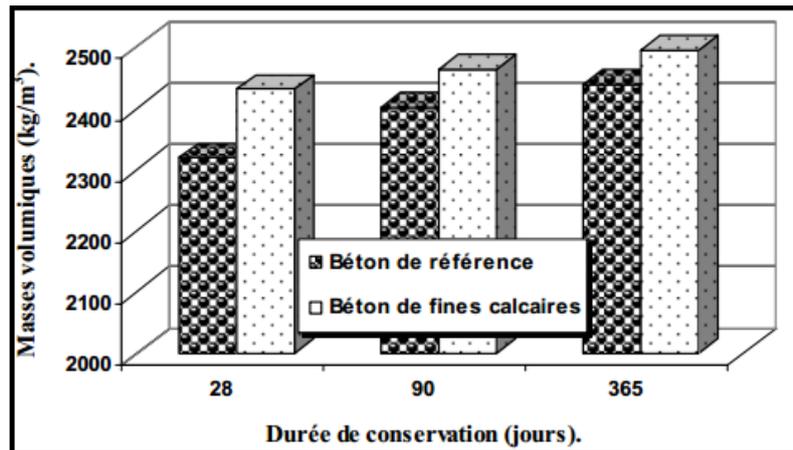


Figure 2.13. Évolution de la masse volumique des bétons en fonction de la durée de conservation [18]

Ils ont constaté que la masse volumique des bétons avec ajout de fines calcaire est plus élevée par rapport à celle des bétons de référence.

Ils ont aussi observé une présence de la portlandite qui s'est carbonatée sur la surface des éprouvettes des bétons. Dans le cas de béton de référence la surface est assez dégradée laissant apparaître une partie de CSH.

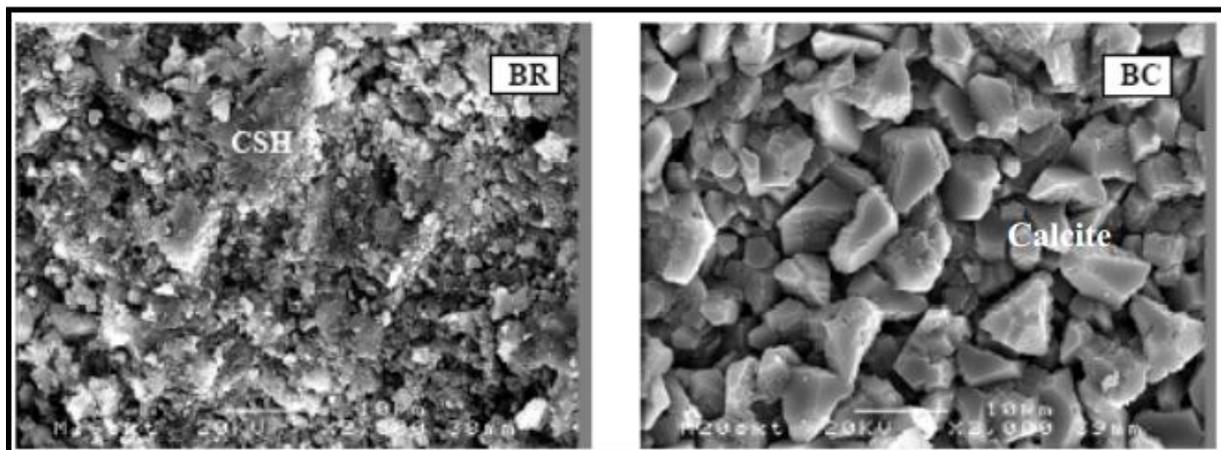


Figure 2.14. Observation au MEB de la surface des éprouvettes de béton conservées dans l'eau de mer. [18]

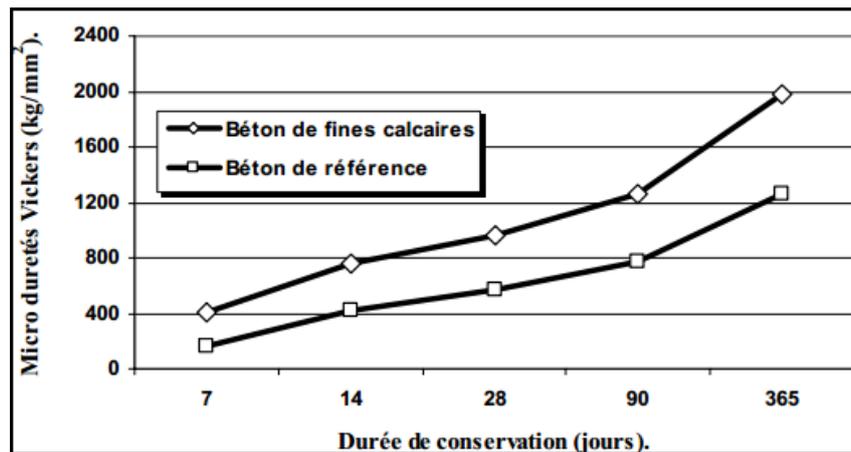


Figure 2.15. Évolution des micros durestés Vickers après un an de conservation dans l'eau de mer. [18]

Ils ont remarqué que les micros durestés sont plus grandes pour les bétons de référence. La figure 2.16 représente la résistance mécanique en fonction de la durée conservation dans l'eau de mer.

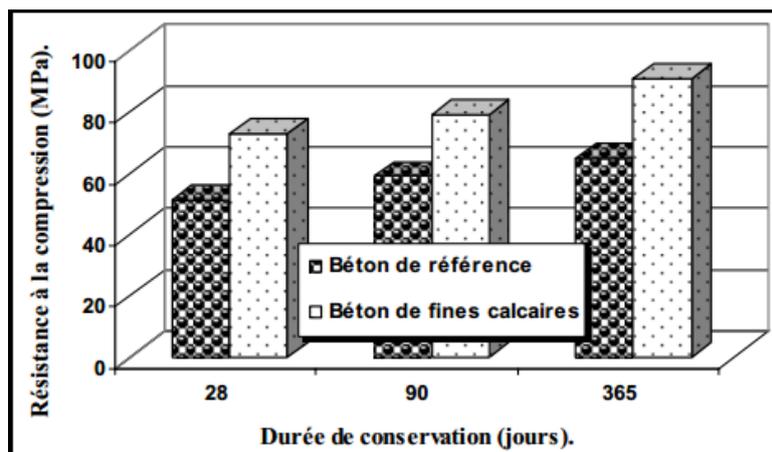


Figure 2.16. Évolution des résistances à la compression en fonction de la durée de conservation pour les éprouvettes conservées dans l'eau de mer. [18]

Ils ont conclu que la résistance à la compression de béton avec ajout calcaire est plus élevée par rapport au béton de référence.

II.5.4. Étude de Rabah CHAID et al

Elle est intitulée « impacte de la poudre de marbre conjuguée au calcaire du CEMII sur la durabilité ». Cette étude est réalisée en 2011. [19]

Le tableau II.3. Représente les compositions des bétons

Tableau 2.2. Composition des bétons.

Constituants		Compositions	
		BC	BPM
Ciment	kg/m ³	400	360
Sable	kg/m ³	612	612
Gravier (3/8)	kg/m ³	108	108
Gravier (8/15)	kg/m ³	1064	1064
Eau	l/m ³	136	136
Adjuvant	l/m ³	7,2	7,2
PM	kg/m ³	-	40

II.5.4.1. La résistance mécanique

La figure 2.17 représente la résistance mécanique des bétons avec et sans ajout de la poudre de marbre.

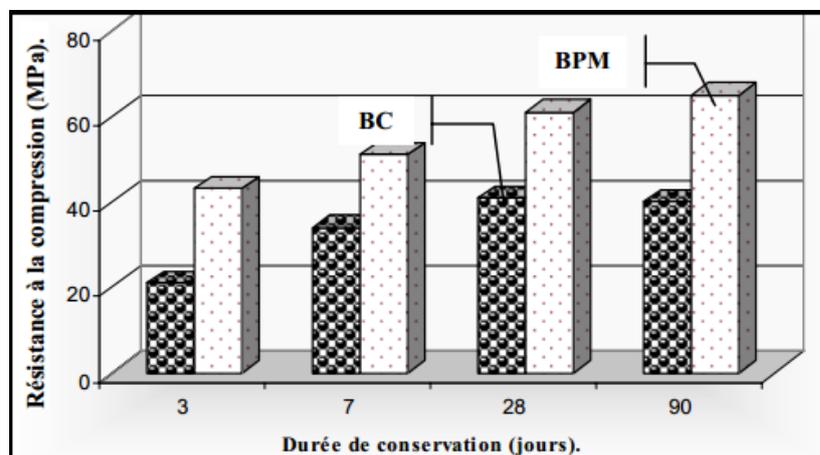


Figure 2.17. Évolution des résistances à la compression des éprouvettes de béton en fonction de la durée de conservation.

Ils ont remarqué que la résistance mécanique des bétons avec l'ajout de marbre est plus élevée par rapport au béton sans ajout.

II.5.4.2. Absorption capillaire

L'essai d'absorption capillaire a été effectué sur des éprouvettes cubiques 7x7x7 cm elles ont été conservées 28 jours dans l'eau puis séchées jusqu'à une masse constante.

Ils ont remarqué que le coefficient d'absorption est plus élevé dans le cas de béton de contrôle par rapport au béton avec la poudre de marbre

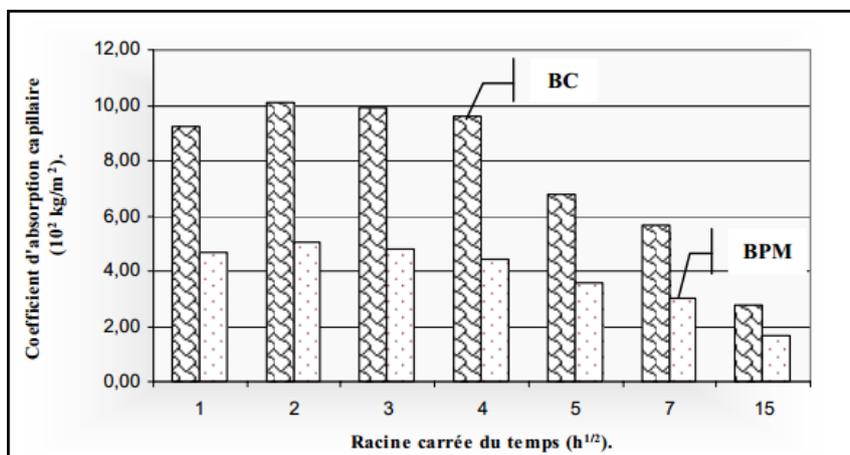


Figure 2.18. Évolution du coefficient d'absorption capillaire.

II.5.4.3. Mesure de la perméabilité à l'oxygène

L'essai de perméabilité a été effectué sur des corps éprouve cylindrique avec une application d'une pression constante d'oxygène

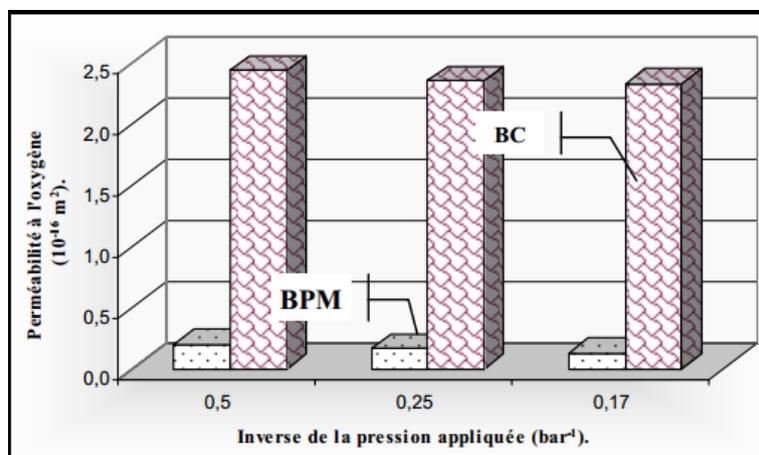


Figure 2.19. Perméabilité à l'oxygène des bétons.

Ils ont observé que la perméabilité des bétons sans l'ajout de marbre est plus grande par rapport au béton avec ajout de marbre.

L'ajout de marbre améliore certaine caractéristique des bétons: la résistance mécanique, l'absorption d'eau capillaire, la perméabilité comme ils ont montré dans cette étude.

II.6. Conclusion

La durabilité est tout aussi importante que les caractéristiques mécaniques pour les bétons et les mortiers. Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes attaques chimiques qui peuvent altérer le béton. Ces attaques chimiques conduisent à la formation du gypse et d'ettringite dans le cas de présence d'un environnement riche en sulfates. Aussi à la formation de sel de calcium soluble au détriment de la chaux des C-S-H et de la portlandite, entraînant ainsi une dégradation plus ou moins importante de ces hydrates.

Chapitre III

Matériaux et méthodes

III. Matériaux utilisés

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse à la présentation des matériaux utilisés pour réaliser les différents essais expérimentaux. Les matériaux utilisés dans cette étude sont d'origine locale.

Il est connu que la connaissance des caractéristiques de ces matériaux est impérative à toute recherche puisque chacune de ces caractéristiques pourrait influencer considérablement sur les résultats de l'étude.

III. 2. Caractéristiques des matériaux

III.2.1. Le ciment

Un seul type de ciment a été utilisé pour des différentes compositions : CEMII/B 42,5 N provenant de la cimenterie de LAFARGE de M'sila de nom commercial MATINE dont les compositions chimiques et minéralogiques ainsi les caractéristiques physico-mécanique sont présentées dans les tableaux suivants :

III.2.1.1. Propriétés chimiques

Le tableau 3.1 représente la composition chimique du ciment.

Tableau 3. 1 : propriétés physique du ciment.

Sio3 %	Al2O 3 %	Fe2O3 %	CaO %	MgO %	P.A.F %	CaOL %	Résidus insoluble
16,50	3,6	2,60	61,57	0,87	11,39	1,87	0,61

III.2.1.2. Propriétés physiques

Le tableau 3.2 représente les propriétés physiques du ciment.

Tableau 3. 2 : Propriétés physiques du ciment.

SSB (cm ² /g)	REFUS (45mm)	DDP (min)	FDP (min)	Expansion (mm)	Consistance
4833	10,20	150	385	0,2	132

III.2.1.3. Propriétés mécaniques

Le tableau 3.3 représente les propriétés mécaniques du ciment.

Tableau 3. 3 : Propriétés mécaniques du ciment.

2 jours		7 jours		28 jours	
flexion	Compression	Flexion	Compression	Flexion	Compression
4,06	24,00	5,77	38,30	6,46	45,40

III.2.2. Le sable

Dans tous les mélanges de notre étude, on a utilisé un sable lavé de classe 0/4 commercialisé au niveau de la ville de Tazmalt, de la wilaya de Bejaia.

III.2.2.1. Analyse granulométrique (EN 933-1)

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis, emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et les classements des grains s'obtiennent par vibration de la colonne de tamis.

les résultats sont représentés dans le tableau ci-dessous ainsi que la courbe obtenue.

III.2.2.2. Le module de finesse

Les sables doivent présenter une granulométrie telle que les éléments fins ne soient ni en excès, ni en trop faible proportion. S'il y a trop de grains fins, il sera nécessaire d'augmenter le dosage en eau du béton tandis que si le sable est trop gros, la plasticité du mélange sera insuffisante et rendra la mise en place difficile. Le caractère plus ou moins fin d'un sable peut être quantifié par le calcul du module de finesse (M_f).

$$M_f = \frac{\sum R_c}{100} \quad \text{(III.1)}$$

RC : refus cumulé en (%) sous les tamis de module (0,16 ; 0,315 ; 0,63 ; 1,25 ; 2,5 ; 5).

Lorsque M_f est comprise entre :

- 1.8 et 2.2 : le sable est à majorité de grains fins
- 2.2 et 2.8 : on est en présence d'un sable préférentiel
- 2.8 et 3.3 : le sable est un peu grossier, Il donnera des bétons résistants mais moins maniables [20].

Le tableau 3.4 représente les résultats de l'analyse granulométrique du sable

Tableau 3. 4 : les résultats d'analyse granulométrique

Tamis (mm)	Refus cumulé (g)	Refus cumulé (%)	Tamisât (%)	Mf
2	0	0	100	2,9
1,25	250,8	25,08	74,56	
0,63	734	73,40	26,56	
0,315	935,6	93,4	6,5	
0,16	994,6	99,46	0,5	
0,08	998	99,80	0,14	
Fond	1000	100	0	

La figure 3.1 représente la courbe granulométrique du sable.

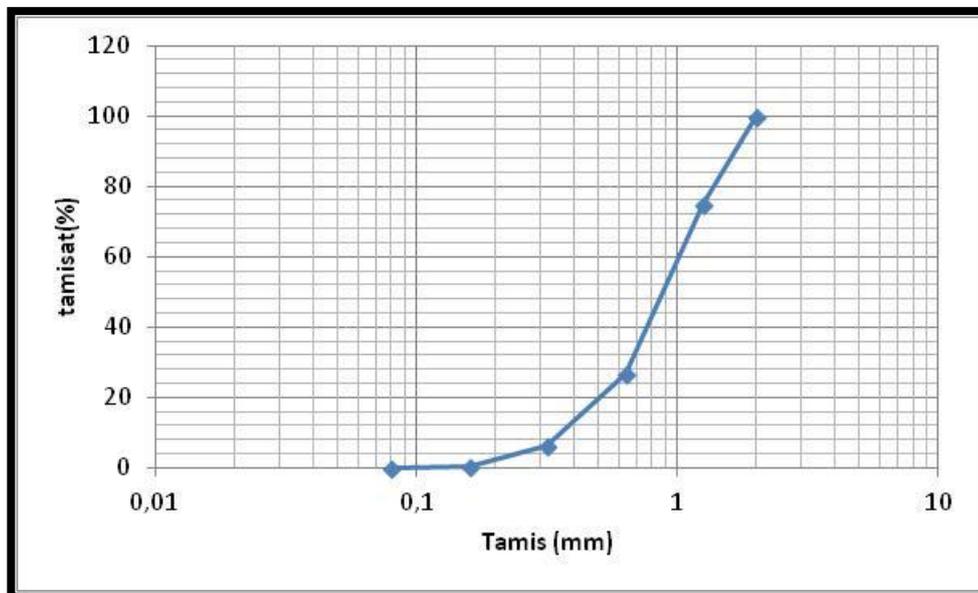


Figure 3. 1 : courbe granulométrique du sable.

Mf=2,9 : Le sable est un peu grossier, Il donnera des bétons résistants mais moins maniables.

III.2.2.3. Equivalent de sable

Il est défini par la norme NF P 18-598 ; cet essai d'équivalent de sable, permettant de mesurer la propreté d'un sable, est effectué sur la fraction d'un granulat passant au tamis à mailles carrées de 5mm. Il rend compte globalement de la quantité et de la qualité des éléments fin, en exprimant un rapport conventionnel volumétrique entre les éléments sableux qui sédimentent et les éléments fins qui flocculent.

L'essai est effectué sur la fraction 0/5 mm du matériau à étudier.

On lave l'échantillon, selon un processus normalisé, et on laisse reposer le tout. Au bout de 20 minutes, on mesure les éléments suivants :

- Hauteur h_1 : sable propre + éléments fins,
- Hauteur h'_2 : sable propre seulement.

On en déduit l'équivalent de sable qui, par convention, est :

$$ES = \frac{h_1}{h_2} \times 100 \quad \text{III.2}$$

Selon que la hauteur h_2 est mesurée visuellement ou à l'aide d'un piston, on détermine E_{sv} (équivalent de sable visuel) ou E_{sp} (équivalent de sable au piston).

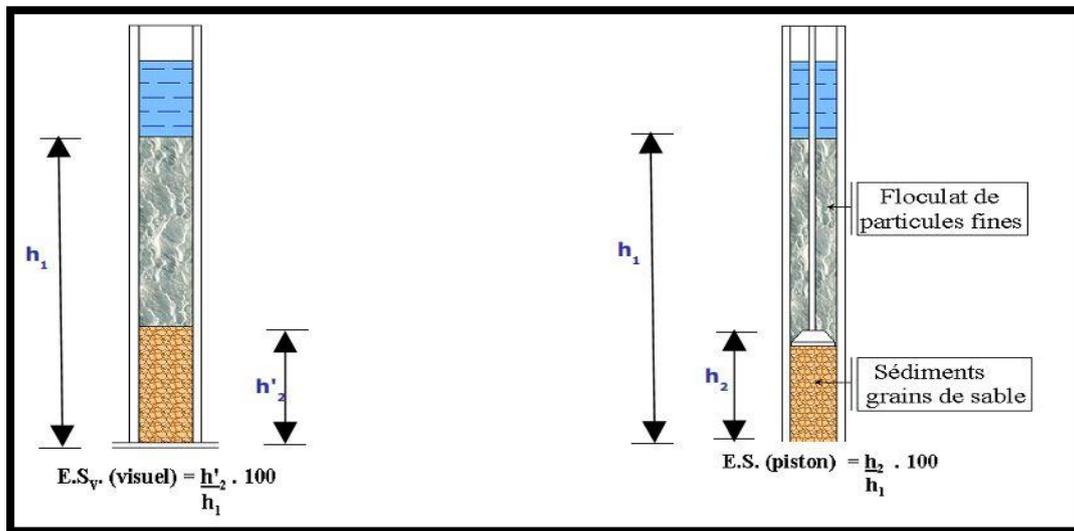


Figure 3. 2 : Principe de l'essai d'équivalente de sable.



Figure 3. 3 : Essai d'équivalent de sable.

III.2.2.4. Les valeurs courantes d'Esp et Esv

Le tableau 3.5 représente les valeurs d'équivalent de sable qui indiquent la nature et qualité du sable.

Tableau 3.5 : Les valeurs d'équivalent de sable indiquant la nature et qualité du sable. [20]

ES visuel	ES au piston	Nature et qualité du sable
ESV < 65%	ESP < 60%	Sable argileux : risque de gonflement. Sable à rejeter pour des bétons de qualité.
65% < ESV < 75%	60 ≤ ESP < 70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible n'a pas de conséquence notable sur la qualité du béton.
75% ≤ ESV < 85%	70% ≤ ES < 80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ESV ≥ 85%	ESP ≥ 80%	Sable très propre : l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage en eau.

Les résultats obtenus pour l'essai d'équivalent de sable sont mentionnés sur le tableau suivant :

Tableau 3.6 : Les résultats d'essai d'équivalente de sable.

Equivalent de sable		Limite de valeur	Observation
ESV	93,14	E.S.V ≥ 85%	Sable très propre
ESP	91,51	E.S.P ≥ 80%	

Donc ce sable est un sable très propre, et acceptable pour la construction selon la norme NF P 18 .598 .

III.2.2.5. La masse volumique absolue

Cet essai est régi par la norme NF P18-301, elle est définie comme étant la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat sans tenir compte des vides pouvant exister entre les grains.

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_1 - V_2}$$

III.3

ρ_s : Masse volumique absolue kg/m³ ;

M_s : Masse des grains solides ;

V_1 : Volume de l'eau ;

V_2 : Volume total (grains + vide).

III.2.2.6. La masse volumique apparente

Cet essai est réalisé selon la norme NF P18-554, elle est définie comme étant la masse de l'unité de volume apparente du corps, c'est-à-dire celle du volume constitué par la matière du corps et les vides qu'elle contient.

$$\rho_a = \frac{M}{V} \quad (\text{III.4})$$

ρ_a : Masse volumique apparente kg/m^3 ;

M : Masse totale de l'échantillon ;

V : Volume total de l'échantillon.

Les résultats des essais de la masse volumique apparente ρ_a et la masse volumique absolue ρ_s de sable sont enregistré dans le tableau :

Le tableau 3.7 représente la masse volumique du sable.

Tableau 3. 7 : La masse volumique du sable.

La masse volumique apparente (g/cm^3)	La masse volumique absolue (g/cm^3)
1,73	2,14

Le tableau 3.8 résume les propriétés physiques du sable.

Tableau 3. 8 : Les propriétés physiques du sable.

Caractéristiques physique	La valeur
La masse volumique apparente	1,73 g/cm^3
La masse volumique absolue	0,55 g/cm^3
Équivalent de sable	92,32 %

III.2.3. Superplastifiant

Le superplastifiant utilisé est le MEDAFLOW 133, c'est un superplastifiant haut réducteur d'eau, il est formulé à base de polymère de synthèse combinés, se forme liquide de couleur marron, conformément à la norme EN 934-2.

Les caractéristiques du superplastifiant sont données par le tableau 3.9.

Tableau 3. 9 : Caractéristiques du superplastifiant

Caractéristiques	MEDAFLOW113
Aspect	Liquide
Couleur	Marron
Densité	1,2 \pm 0,02
PH	6,5 -7,5
Teneur en chlore	<0,1 g/l
Extrait sec	36% +1

III.2.4. Fillers calcaires

Dans cette étude on utilise des fillers calcaires issue de la carrière d'EL-KHAROUB de la willaya de CONSTANTINE. Ils sont constitués de calcaire d'origine néritique caractérisé par leur grande pureté chimique et une blancheur élevée.



Figure 3. 4: les fillers calcaires

III.2.4.1. La composition chimique

Le tableau 3.10 représente les caractéristiques chimiques de fillers calcaires.

Tableau 3. 10 : Les caractéristiques chimiques de fillers calcaires.

CaCO ₃ %	CaO %	SiO ₂ %	Na ₂ O %	Al ₂ O ₃ %	MgO %	Fe ₂ O ₃ %	K ₂ O %	P ₂ O ₅ %	TiO ₂ %	PAF %
99	55,88	0,01	0,01	0,01	0,14	0,01	0,01	0,01	0,01	43,99

III.2.4.1.1. Analyse granulométrique des fillers calcaire

La figure 3.5 représente l'analyse granulométrique des fillers calcaires.

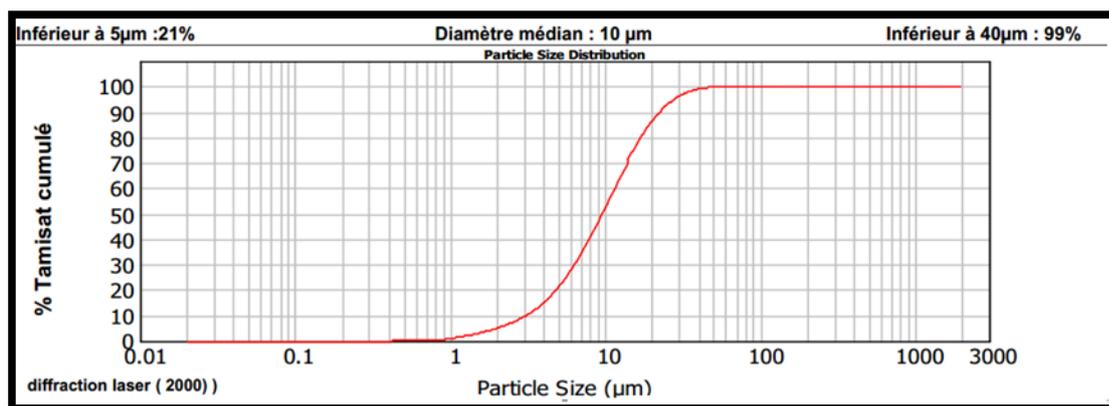


Figure 3. 5 : Analyse granulométrique des fillers calcaires.

III.2.5. L'eau de gâchage

L'eau utilisée dans notre étude est une eau de robinet du laboratoire LCTP de Bouira. Selon la norme NF EN 1008, l'eau potable est toujours utilisable dans la formulation des bétons et des mortiers.

III.3. Méthodes d'élaboration

III.3.1. Formulation des mortiers

Dans notre étude trois types de mortier ont été formulés qui sont les suivant :

- Mortier normale
- Mortiers autoplçant avec une substitution d'une partie du ciment par des fillers calcaire à des dosages de 10% et de 20%.

III.3.2. Composition des mortiers

Les mortiers autoplçants ont été formulés par la méthode japonaise. Le tableau

Le tableau 3.11 représente la composition des trois types de mortier formulés.

Tableau 3. 11 : Composition des trois types de mortier formulés.

	Eau		Ciment(g)	SP		Filler calcaire		Sable(g)
MT	0,5	225g	450	0	0	0	0	1350
MAP (10%)	0,5	225g	405	2%	9g	10%	45g	1350
MAP (20%)	0,5	225g	360	2%	9g	20%	90g	1350

III.3.3. Malaxage des mortiers autoplçants

Peser le ciment et l'eau au moyen de la balance, lorsque l'eau est mesurée en volume, elle doit être introduite avec une précision de 1 ml. Malaxer chaque gâchée de mortier mécaniquement au moyen du malaxeur.

Le chronométrage des différentes étapes du malaxage s'inscrit entre les moments de la mise en marche et de l'arrêt du malaxeur et il doit être respecté à 2 secondes.

Le mode opératoire de malaxage est le suivant :

- Introduire le ciment puis les granulats dans le bol, en prenant soin d'éviter toute perte de ciment ou de granulats.
- Mettre immédiatement le malaxeur en marche à petite vitesse tout en lançant le chronométrage des étapes du malaxage.
- Après 15 secondes de malaxage à sec, introduire 2/3 d'eau pendant les 90 secondes.
- Arrêter le malaxeur, pendant les premières 30 secondes enlever au moyen d'une raclette en caoutchouc ou en plastique tout le mortier adhérent aux parois et au fond du bol et le placer au milieu du bol.
- Reprendre le malaxage et mettre 1/3 d'eau + 2/3 d'adjuvant à grande vitesse pendant 90s.
- A la fin ajouter 1/3 d'adjuvant à la même vitesse précédant pendant 60s.



Figure 3. 6 : Malaxeur pour mortier.

III.3.4. Confection des éprouvettes

- On utilise des moules prismatiques de dimension $(4 \times 4 \times 16) \text{ cm}^3$.
- On doit nettoyer les éprouvettes à l'aide d'une brosse métallique puis étaler un lubrifiant (huile) pour faciliter le démoulage.
- Remplir les moules par les mortiers, l'exécutent deux coches.
- Compacter le mortier à l'aide d'une table vibrant en applique 120 secondes (cette étape n'est pas applicable pour les mortiers fluides ou les mortiers autoplaçants).
- Il faut qu'elle soit bien arasée à l'aide d'une règle métallique et placée lentement sur la face du moule.

III.3.5. Conservation des éprouvettes (selon la norme NF P18 438)

Les éprouvettes doivent rester dans le moule et doivent être protégées contre les vibrations, les chocs, et la dessiccation pendant un minimum de 16h et un maximum 3 jour à la température de $20^\circ\text{C} \pm 5\text{C}$.

Ces éprouvettes sont conservées dans une chambre humide à $20^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ et d'humidité relative au moins égale à 95 %, pendant 28 jours.



Figure 3. 7:Conservation des éprouvettes dans une chambre humide.

III.4. Méthodes de caractérisation

III.4.1. Essai à l'état frais

III.4.1.1. Essai au mini cône (NF EN 196-1)

L'appareil se compose d'un moule tronconique creuse de 60 mm de hauteur 70mm et du bas 100 mm.

Le cône est placé au centre d'une plaque et rempli de mortier, le cône est soulevé et le mortier s'écoule sur la table. Le diamètre est mesuré suivant les deux détractions perpendiculaires

$$D_{moy} = \frac{d1+d2}{2} \quad (III.5)$$



Figure 3. 8:Essai d'étalement sur les mortiers.

III.4.1.2. Essai d'écoulement au cône de Marsh

L'objectif de cet essai est de mesurer le temps d'écoulement entre l'instant d'ouverture de l'orifice de l'entonnoir et l'instant de l'apparition de la première lumière en regardant verticalement vers le bas de l'entonnoir.

III.4.2. Essais à l'état durci

III.4.2.1. La résistance à la flexion (NF P 15-471)

La résistance à la traction par flexion des mortiers a été évaluée par des essais de flexion trois points effectués sur des éprouvettes prismatique (4x4x16) cm³.

$$R_f = \frac{1,5PL}{a^3} \quad (III.6)$$

R_f : est la résistance en flexion en Map ;

a : est le côté de la section carrée de prisme en millimètres (mm) ;

P : est la charge appliquée au milieu du prisme à la rupture en newtons (N) ;

L : est la distance entre les appuis en millimètres (mm).

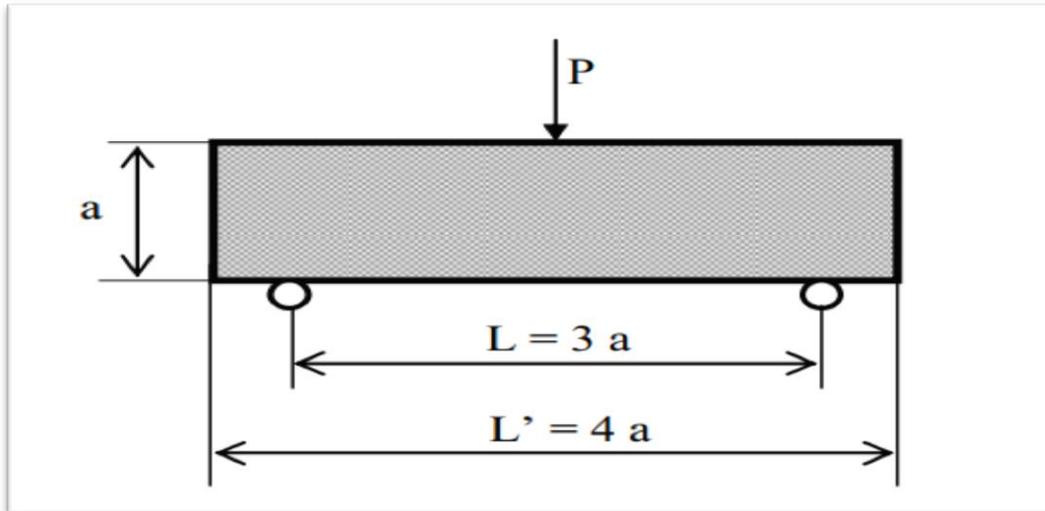


Figure 3. 9 : Essai de traction.

III.4.2.2. La résistance à la compression (NF EN 196-1)

L'essai de la compression s'effectue après avoir l'essai de traction par flexion cette dernière rend l'éprouvette en deux parties.

$$\sigma_c = \frac{P_c}{S} \quad (\text{III.7})$$

σ_c : Contrainte de compression

P_c : la charge de rupture à la compression.

S : Section transversale de l'éprouvette.

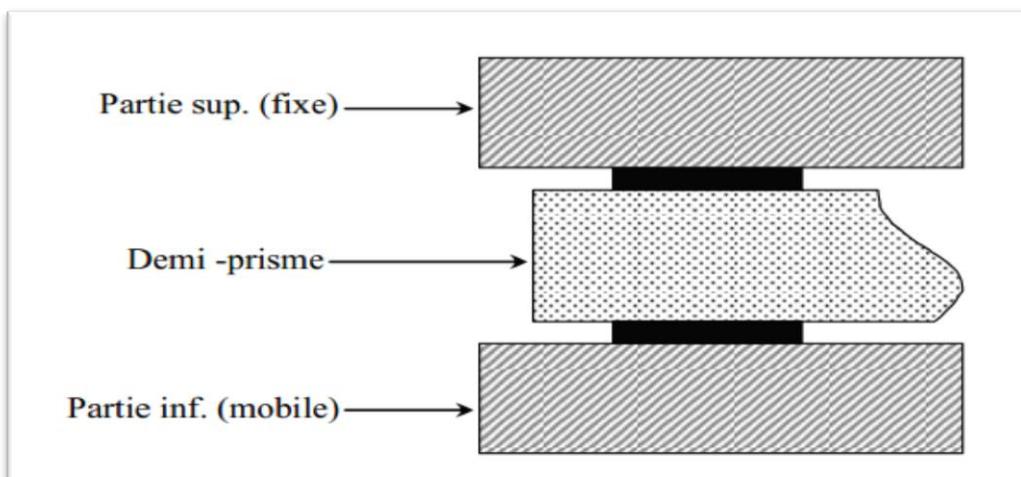


Figure 3. 10 : Essai de compression.

III.4.2. Essai de durabilité

L'essai de la résistance aux attaques des acides consiste à suivre l'évolution de la masse et de la résistance mécanique et chimique d'échantillons immergés dans une solution saturée en acide (5% en volume).

La résistance due aux agressions chimiques des bétons et des mortiers est évaluée selon la norme ASTM C 267- 96.

Les échantillons sont disposés et espacés de 2cm et recouverts de 2cm de la solution acide. Les éprouvettes sont rincées 3 fois à l'eau de robinet pour éliminer le mortier altéré puis laissées sécher jusqu'à une masse constante M_1 . Cette opération est effectuée chaque semaine. La solution acide est renouvelée selon la valeur de PH.

La variation de la masse est calculée à partir de l'équation :

$$VM\% = \frac{M_0 - M_i}{M_0} \times 100 \quad (\text{III.8})$$

VM : variation de la masse en (%).

M_0 : La masse de l'éprouvette avant exposition à l'attaque acide en (g).

M_i ($i=1, 2, 3, \dots$) : la masse 1, 2, 3, semaine d'attaque en (g).

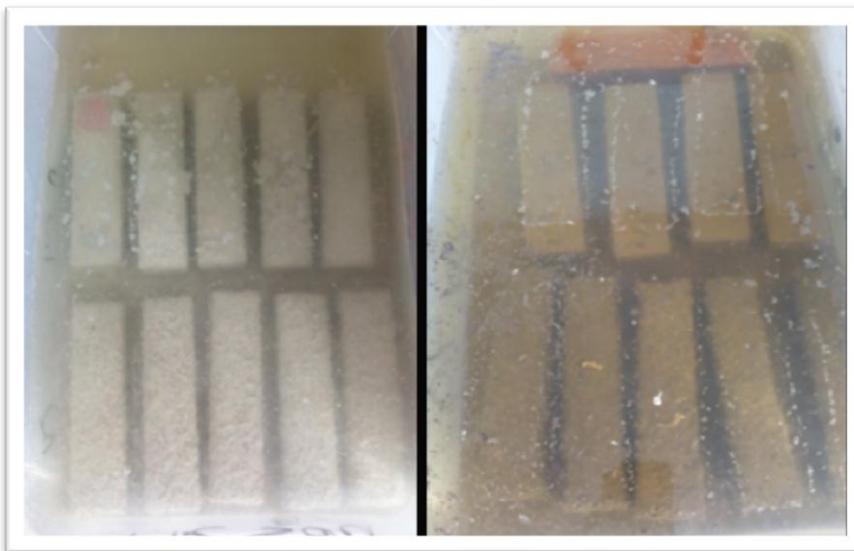


Figure 3. 11 . Échantillons du béton immergés dans les solutions acides.

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons caractérisé tous les matériaux entrant dans la composition des mortiers autoplaçants, la formulation des mortiers est l'aide des méthodes d'élaboration. Les essais réalisés sur les mortiers à l'état frais et durcis ainsi que les essais de durabilité ont été présentés.

Chapitre IV

Résultats et discussions

IV. Résultats et discussions

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous exposons les résultats de travail pratique effectué au niveau du laboratoire LTCP et du laboratoire de la cimenterie de Sour El Ghozlane. Notre étude a pour objectif d'étudier les propriétés physico-mécaniques et la durabilité des mortiers à base des fillers calcaire de provenance de la carrière d'El kheroub. Afin de voir l'influence des fillers calcaire sur les caractéristiques des mortiers autoplaçants à l'état frais et à l'état durci, les résultats ont été comparés avec ceux d'un mortier normal (témoin). Les résultats de cette étude ont été présentés en trois parties qui sont les suivantes :

La première partie : elle consiste à caractériser les mortiers à l'état frais (essai d'étalement et la détermination du temps d'écoulement).

La deuxième partie : nous présentons dans cette partie les caractéristiques mécaniques des mortiers (essai de flexion et de compression).

La troisième partie : dans cette dernière partie, la durabilité des mortiers sera présentée.

IV.2. Essais à l'état frais

IV.2.1. Essai de mini cône (NF EN 196-1)

Le tableau 4.1 représente les résultats des essais d'étalement au mini-cône.

Tableau 4.1 .Diamètre d'étalement au mini cône.

Type des mortiers	Diamètre d'étalement (mm)
Mortier témoin	Pas d'étalement
MAP _{10%}	20
MAP _{20%}	23

La figure 4.1 illustre les résultats des essais d'étalement au mini-cône.

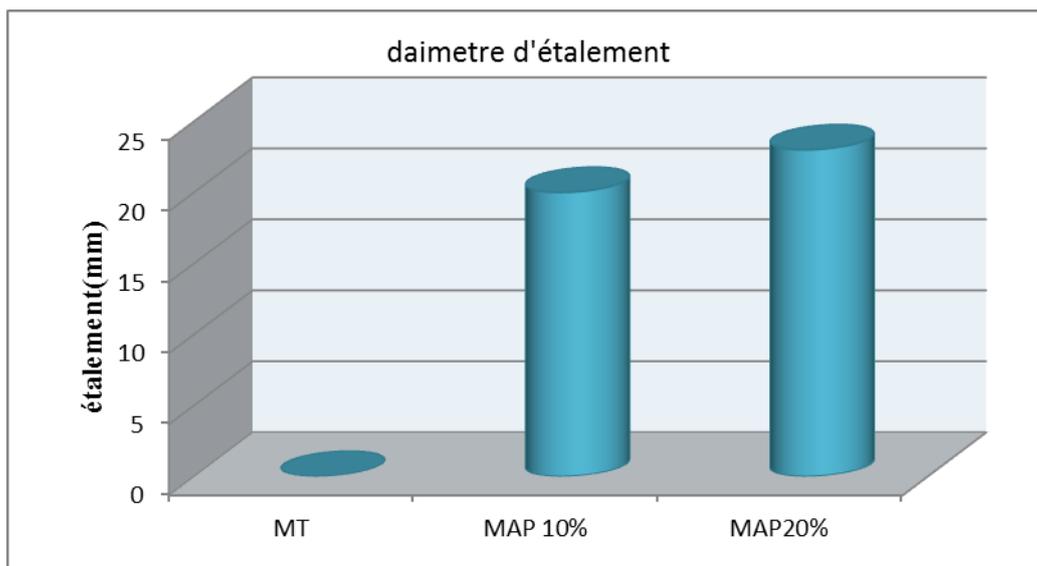


Figure 4. 1. Histogramme des diamètres d'étalement au mini cône des trois mortiers élaborés.

• Interprétation de résultats

D'après le tableau 4.1 et la figure 4.1 on remarque que le diamètre d'étalement des mortiers réalisés augmente avec l'augmentation du dosage en fines calcaire, pour le mortier témoin (mortier ordinaire : 0% de fines calcaire et sans ajout du superplastifiant), on a remarqué que le mortier obtenu est ferme (pas d'étalement) ; pour les mortiers autoplaçants (MAP10% et MAP20%), on a constaté des diamètres d'étalement respectivement de 20 et 23 mm. L'augmentation du diamètre d'étalement pour les mortiers MAP10% et MAP20% est due à la présence du superplastifiant qui joue le rôle de fluidifiant et aussi l'ajout des fines calcaire qui diminue les frottements entre les grains, par conséquent elles augmentent la fluidité du mortier.

IV.2.2. Essai d'écoulement au cône de Marsh

Les résultats d'essai d'écoulement au cône de Marsh sont représentés dans le tableau 4.2.

Tableau 4. 2. Temps d'écoulement au cône de Marsh

Type des mortiers	Temps d'écoulement (S)
Mortier témoin	Pas d'écoulement
MAP _{10%}	80
MAP _{20%}	42

La figure 4.2 montre les résultats des essais d'écoulement au cône de Marsh.

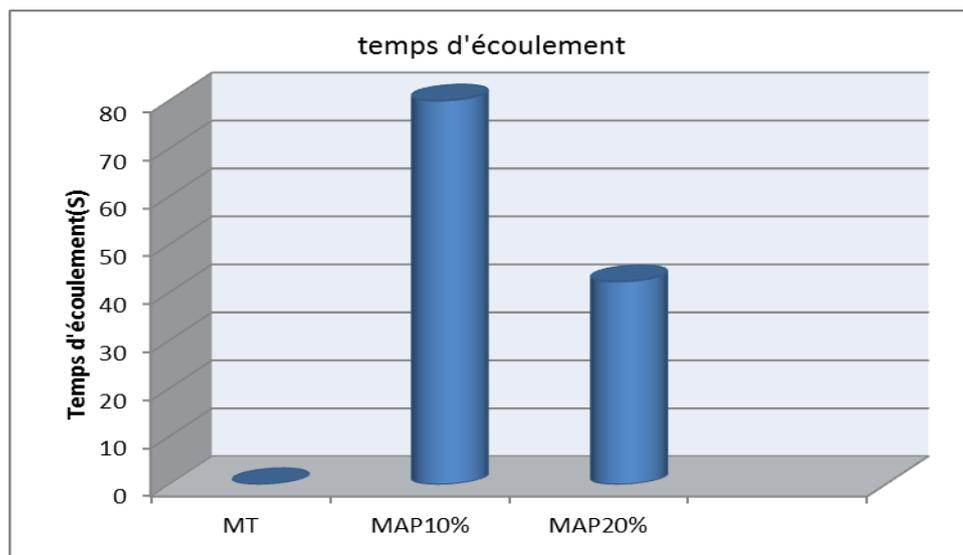


Figure 4. 2.Histogramme des temps d'écoulement des trois mortiers élaborés.

• Interprétation des résultats

D'après le tableau 4.2 et la figure 4.2 on remarque que le temps d'écoulement diminue avec l'augmentation de dosage des fillers calcaire. Le mortier témoin ferme (pas d'écoulement), parce que c'est un mortier normal (sans adjuvant et sans fillers calcaire). Par contre les mortiers autoplaçants (AMP10% et MAP20%), nous avons constaté des temps d'écoulement respectivement de 80 secondes et 42,3 secondes. La diminution de temps d'écoulement est due à la présence du superplastifiant qui joue le rôle de fluidifiant et aussi l'ajout des fines calcaire qui diminue les frottements entre les grains, par conséquent elles augmentent la fluidité et réduit le temps d'écoulement.

IV.3. Essai à l'état durci

IV.3.1. La résistance à la compression

Le tableau 4.3 représente les résultats de la résistance à la compression à 28 jours des trois types de mortier.

Tableau 4. 3. La résistance à la compression des trois types de mortier.

Type des mortiers	La résistance à la compression (MPa)			Moyenne
Mortier témoin	35,19	30,89	34,42	33,50
Mortier autoplaçant 10% d'ajout	30,55	31,34	30,51	30,8
Mortier autoplaçant 20% d'ajout	18,92	19,3	16,23	18,15

La figure 4.3 représente les résultats de la résistance mécanique à la compression à 28 jours des trois types de mortier.

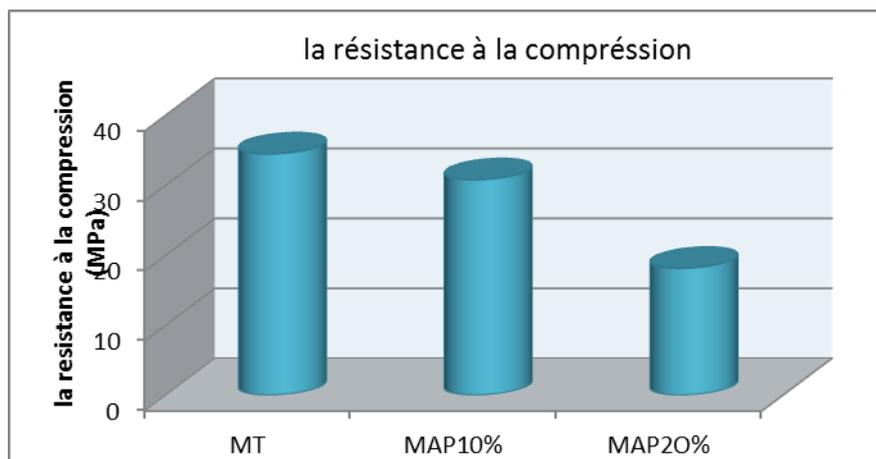


Figure 4. 3. La résistance à la compression à 28 jours.

Interprétation des résultats

D'après le tableau 4.3 et la figure 4.3 on remarque que la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de dosage de substitution de ciment par les fillers calcaire. La substitution de 10% et 20% diminue la résistance respectivement 10% et 47% par rapport au mortier témoin. Cette diminution est due à la substitution d'une partie de ciment qui est le liant par des fines calcaires.

IV.3.2. La résistance à la flexion

Le tableau 4.4 représente les résultats de la résistance à la flexion à 28 jours des trois types de mortier.

Tableau 4. 4. La résistance à la flexion à 28 jours des trois types de mortier.

Type des mortiers	La résistance à flexion en MPa			Moyen
Mortiers témoins	5 ,47	6 ,55	5 ,98	6
Mortiers 10% d'ajout	7 ,02	5,74	7,10	6 ,62
Mortiers 20% d'ajout	4,71	4,22	4,30	4 ,41

La figure 4.4 montre l'évolution de la résistance à la flexion à 28 jours des trois types de mortier.

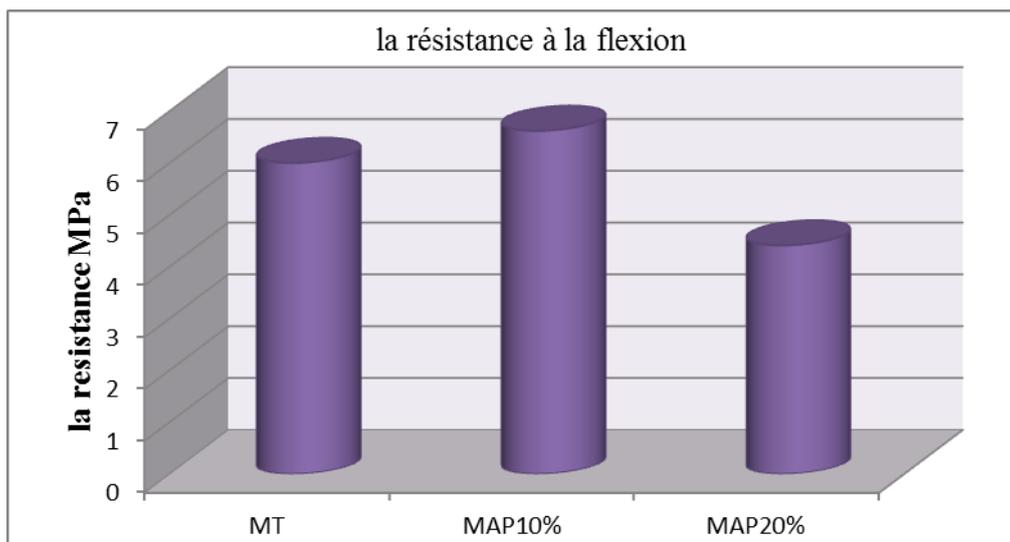


Figure 4. 4. L'évolution de la résistance à la flexion à 28jours des trois types de mortier.

IV.3.2.1. Interprétation des résultats

D'après le tableau 4.4 et la figure 4.4 on remarque que la résistance des mortiers autoplaçants diminue avec l'augmentation du dosage des fines calcaire. On a observé une diminution de 33% pour la substitution de 20% de ciment avec les fillers calcaire, cette diminution est due à la substitution d'une partie du liant par les fines calcaires. Pour les mortiers qui contiennent 10% de fillers calcaires nous avons remarqué une légère augmentation de la résistance de l'ordre de 10% par rapport au mortier témoin.

IV.4. Essais de durabilité

IV.4.1. La perte de masse

IV.4.1.1. Variation de la masse dans la solution 5% HCl

Les résultats des essais de perte de masse sont résumés dans le tableau 4.5.

Tableau 4. 5 La perte de masse en fonction de temps d'immersion dans la solution acide chlorhydrique HCl.

Temps de conservation	La perte de masse %			PH de la solution
	MT	MAP10%	MAP 20%	
1 semaine	27,2	3,72	-1,8	1
2 semaines	27,73	5,77	-1,7	2
3 semaines	23,7	4,05	-1,22	3
4 semaines	29,4	17,52	3,94	1
5 semaines	36,34	24,01	19,06	2

La figure 4.5 représente la variation de la perte de masse en fonction de temps d'immersion dans la solution acide HCl.

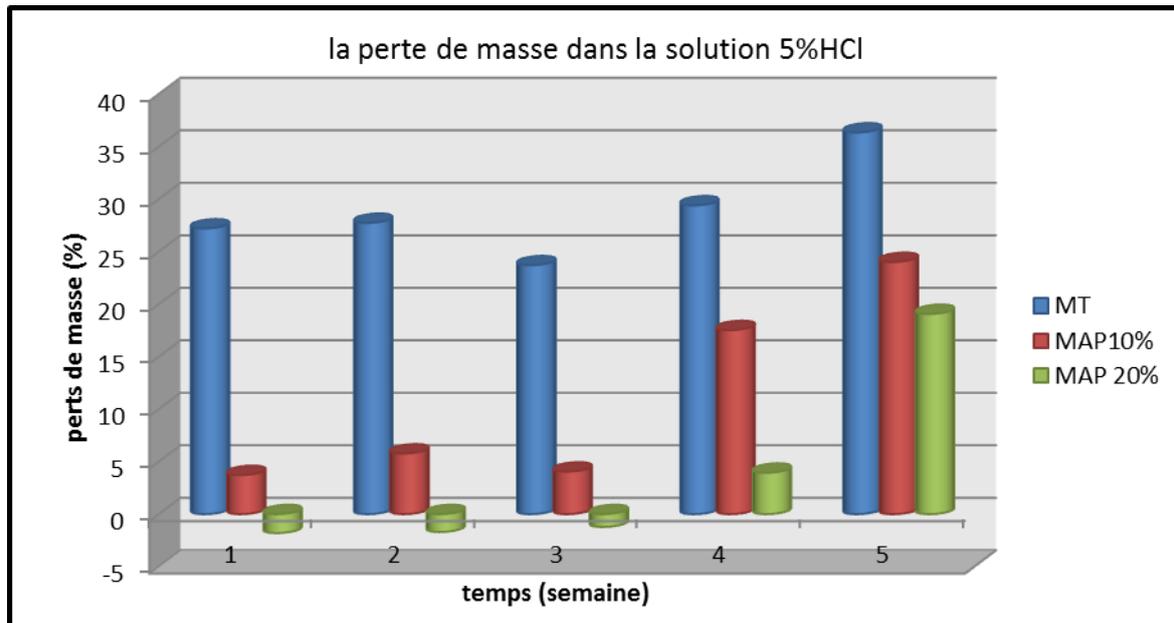
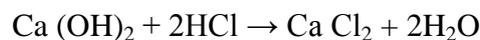


Figure 4. 5. Variation de la perte de masse en fonction d'immersion en HCl.

• Interprétation des résultats

D'après le tableau 4.5 et la figure 4.5, on remarque que le mortier témoin (MT) présente une perte de masse maximale de 36,34% de son poids à la 5^{ème} semaine d'immersion dans la solution HCl. Pour les mortiers autoplaçants, le MAP10% présente une perte de masse de 24,01% à la 5^{ème} semaine. Cette perte de masse est expliquée par la forte solubilité de l'acide chlorhydrique dans l'eau qui réagit rapidement avec l'hydroxyde de calcium $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour donner le chlorure de calcium CaCl_2 , ce qui provoque la détérioration de l'éprouvette qui se manifester par une perte de masse [11], selon la réaction suivante :



Entre la première semaine et la troisième semaine les mortiers autoplaçants avec 20% de fillers calcaires (MAP 20%) présentent un gain de masse, ce gain traduit un début de gonflement des mortiers conséquence des réactions chimiques entre la portlandite et le HCl [21]. Au-delà de la troisième semaine après le renouvellement de la solution acide jusqu'à la cinquième semaine d'immersion y a une augmentation de la perte de masse.

On a observé pour les mortiers autoplaçants avec 10% de fillers calcaires (MAP 10%) entre la première semaine et la 3^{ème} semaine, une stabilité dans la perte de masse.

Après le renouvellement de la solution d'acide chlorhydrique à la 3^{ème} semaine, on remarque une accélération de la perte de masse, l'attaque d'acide chlorhydrique est très nuisible si la solution est renouvelée [11] (pour garder le PH de la solution proche de 1).

On a remarqué aussi que la perte de masse diminue avec l'augmentation du dosage des fillers calcaire dans les mortiers. Ceci peut être expliqué par l'effet filler des fines calcaires ; c'est-à-dire les fines calcaires diminuent la porosité des mortiers ce qui freine la pénétration des agents agressifs.

IV.4.1.2. Variation de masse dans la solution H₂SO₄

Les résultats des essais de perte de masse dans la solution H₂SO₄ sont représentés dans le tableau 4.6.

Tableau 4. 6. La perte de masse en fonction de temps d'immersion dans la solution d'acide sulfurique H₂SO₄.

Temps de conservation	La perte de masse (%)			PH de la solution
	MT	MAP10%	MAP20%	
1 semaine	15,37	5,06	2,9	1
2 semaines	13,18	5,93	10,42	1
3 semaines	14,04	5,82	9,99	1
4 semaines	15,07	8,51	8,5	1
5 semaines	7,42	7,53	4,47	1

La figure 4.6 représente la variation de perte de masse en fonction de temps d'immersion dans la solution d'acide sulfurique H₂SO₄.

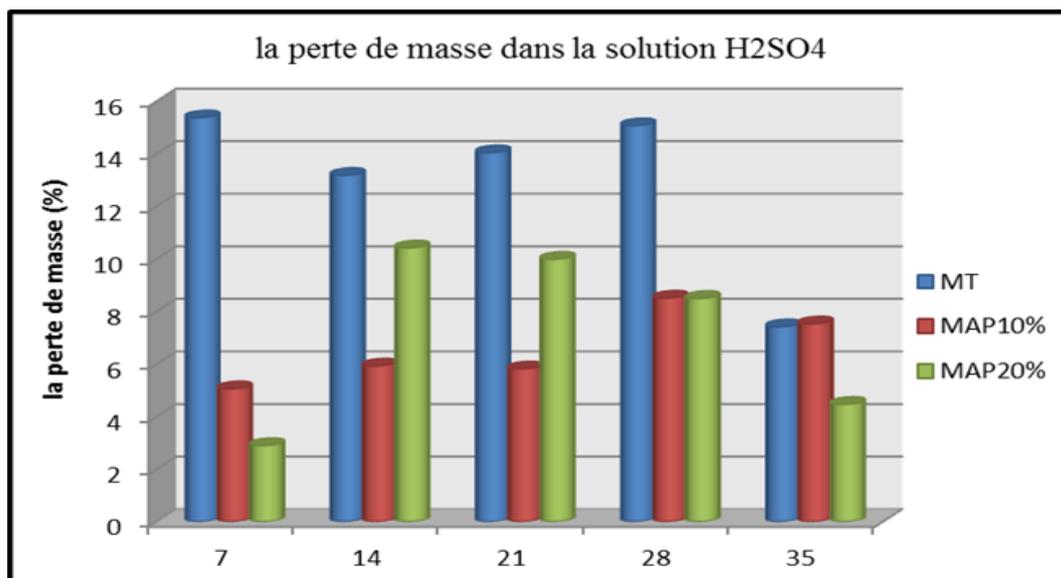
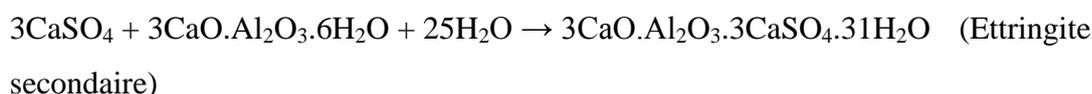


Figure 4. 6. Variation de la perte de masse en fonction temps d'immersion en H₂SO₄.

Interprétation des résultats

D'après la figure 4.6 et le tableau 4.6 on remarque une perte de masse pour tous les types de mortiers, cette perte de masse est due à la présence de l'acide sulfurique. L'acide sulfurique réagit avec les composants de la matrice cimentaire principalement avec les hydrates d'aluminate de calcium, pour former des produits expansifs ; ce qui provoque la formation de gypse secondaire et l'ettringite (secondaire) selon les réactions suivantes [11]:



La réaction entre les sulfates et la portlandite conduit à la formation du gypse qui sera ensuite lessivé, ce qui explique la couleur blanche de la solution.

IV.4.1.3. Variation de la masse dans la solution témoin

Le tableau 4.7 et la figure 4.7 montrent la variation de la masse des éprouvettes de mortier en fonction de temps d'immersion dans la chambre humide.

Tableau 4. 7. Le gain de masse en fonction de temps conservation dans la chambre humide.

Temps de conservation	Gain de masse (%)		
	MT	MAP10%	MAP20%
1 semaine	0,05	1	0,41
2 semaines	0,65	2,57	0,33
3 semaines	0,15	2,61	0,84
4 semaines	1,17	2,14	1,21
5 semaines	2,89	3,09	1,29

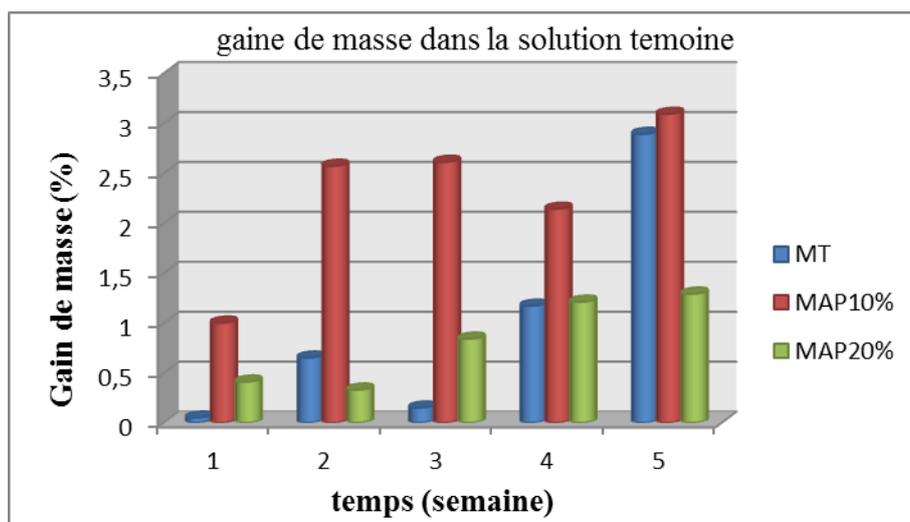


Figure 4. 7. Variation du gain de masse en fonction temps dans la chambre humide.

- **Interprétation des résultats**

On remarque une augmentation de gain de masse pour les trois types de mortier. Pour le mortier témoin on remarque un gain maximal de 2,89% ; pour les mortiers autoplaçants on remarque que le gain de masse MAP10% est plus élevé par rapport au MAP20% qu'est respectivement de 3,09% et 1,29%. Cette légère augmentation de la masse peut être expliquée par les réactions chimiques entre la chaux (CaO) et le MgO libre avec l'eau qui donnent naissance aux composés expansifs $[\text{Ca}(\text{OH})_2$ et $\text{Mg}(\text{OH})_2]$ qui s'accompagne d'un gonflement des mortiers.

IV.4.2. Variation des résistances mécaniques

IV.4.2.1. Variation des résistances dans la solution HCl

1) La résistance à la compression

Le tableau 4.8 résume les résultats des essais de résistance à la compression des éprouvettes immergées dans la solution HCl.

Tableau 4. 8. La résistance à la compression des échantillons dans la solution HCl.

Temps de conservation	La résistance à la compression (MPa)			PH de la solution
	MT	MAP10%	MAP20%	
1 semaine	26,35	11,8	12,18	1
2 semaines	22,35	14,69	12,8	2
3 semaines	15,57	13,62	15,57	3
4 semaines	5,25	11,49	11	1
5 semaines	3,66	9,66	9,02	2

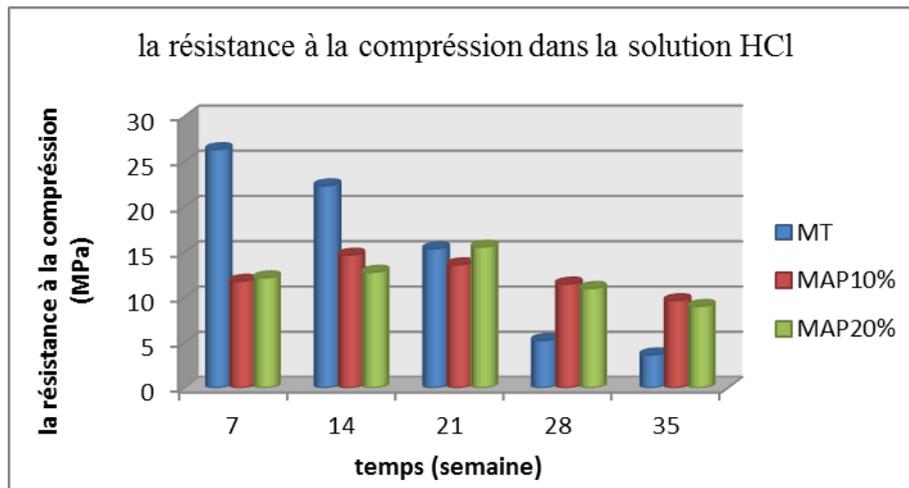


Figure 4. 8. Variation de la résistance à la compression des mortiers dans La solution 5% HCl.

- **Interprétation des résultats**

D'après la figure 4.8 et le tableau 4.8 qui montrent la variation de la résistance à la compression des mortiers en fonction de la période d'immersion dans la solution d'acide HCl ; on remarque que la résistance à la compression augmente jusqu'à la 3^{ème} semaine au-delà de cet âge on constate une chute de la résistance à la compression. L'augmentation de la résistance mécanique est due aux réactions d'hydratation du ciment qui conduit à la formation des C-S-H, de l'ettringite qui remplissent les micropores menant à une densification de la structure de la pâte de ciment [11].

La diminution de la résistance à la compression des mortiers est due à la lixiviation des mortiers, ainsi que la dissolution de substances calcaïques de la pâte de ciment et des agrégats dans les mortiers ; ce qui entraîne une augmentation de la porosité des mortiers par conséquent la chute de la résistance mécanique [11].

2) La résistance à la flexion

Le tableau 4.9 représente la résistance à la flexion en fonction de temps d'immersion dans la solution 5% HCl.

Tableau 4. 9. La résistance à la flexion en fonction de temps d'immersion dans la solution 5% HCl

Temps de conservation	La résistance à la flexion (MPa)			PH de la solution
	MT	MAP10%	MAP20%	
1 semaine	3,9	4,7	4,48	1
2 semaines	3,85	4,9	4,44	2
3 semaines	4,44	4,34	4,89	3
4 semaines	3,51	4	3,9	1
5 semaines	2,307	3,32	3,49	2

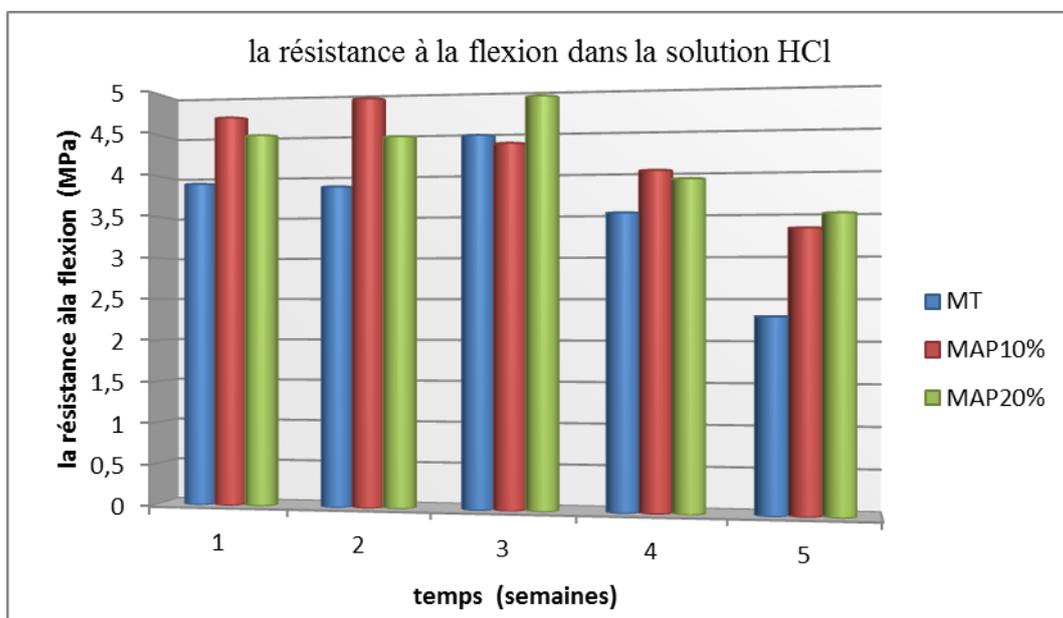


Figure 4. 9. Variation de la résistance à la flexion des mortiers dans la solution 5% HCl.

• Interprétation des résultats

D'après la figure 4.9 et le tableau 4.9 on remarque que la résistance mécanique à la flexion des mortiers augmente jusqu'à la troisième semaine puis on constate une diminution mécanique à la flexion.

Pour le mortier témoin on remarque une diminution de 13,84% à la 5^{ème} semaine. Pour les mortiers MAP10% on remarque une augmentation de 4,25% à la 2^{ème} semaine puis une chute de 32,24% à la 5^{ème} semaine. Pour les mortiers MAP20% on remarque une augmentation de 11,13% à 3^{ème} semaine, puis une chute de 28,62% à 5^{ème} semaine.

On remarque que les mortiers autoplaçants présentent une meilleure résistance à l'agression de l'acide HCl. La résistance chimique des mortiers augmente avec l'augmentation du dosage des fillers calcaire.

IV.4.2.2. Variation des résistances dans la solution 5% H₂SO₄

1) La résistance à la compression

Le tableau 4.10 et la figure 4.10 montrent les résultats de la résistance à la compression des échantillons immergés dans la solution acide H₂SO₄.

Tableau 4. 10. La résistance à la compression des échantillons dans La solution 5% H₂SO₄.

Durée d'immersion	La résistance à la compression (MPa)		
	MT	MAP10%	MAP20%
1 semaine	14,3	12,99	21,35
2 semaines	16,22	15,33	11,87
3 semaines	18,45	13,44	7,5
4 semaines	10,16	14,67	9,81
5 semaines	11,89	14,45	14,64

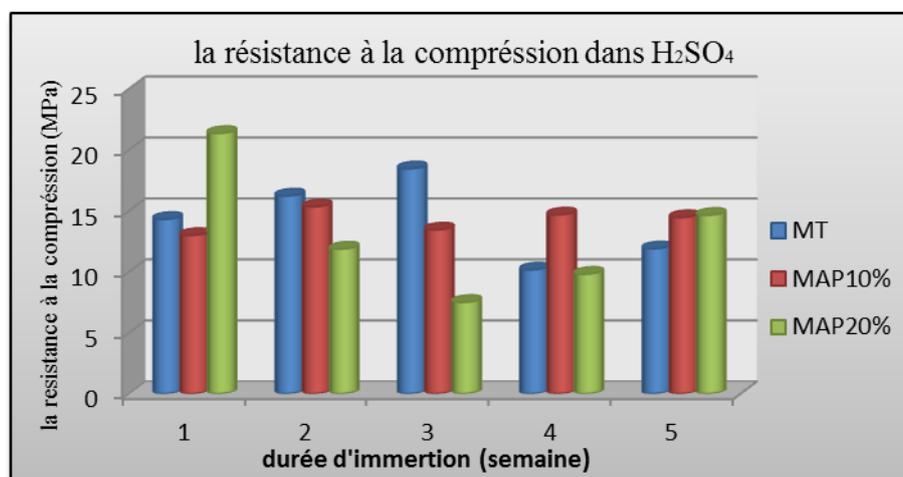


Figure 4. 10. Variation de la résistance à la compression des mortiers dans la solution 5% H₂SO₄.

• Interprétation des résultats

D'après la figure 4.10 et le tableau 4.10 on remarque que la résistance des trois types de mortier augmente jusqu'à certain âge puis on constate une diminution de la résistance.

Les mortiers MT et MAP10% présentent respectivement une augmentation de 29,29% et 12,60% puis une diminution de 13,75% et 26,78%.

L'augmentation est due aux réactions d'hydratation du ciment qui s'accompagne de la formation des C-S-H et de l'ettringite qui remplissent les micropores menant à une structure plus dense de la pâte de ciment.

La diminution de la résistance à la compression des mortiers est due à lixiviation des mortiers ainsi que la dissolution de substances calcique de la pâte du ciment et des agrégats des mortiers ce qui entraîne une augmentation de la porosité dans les mortiers et par conséquent la chute de la résistance [11].

2) La résistance à la flexion

Le tableau 4.11 montre la résistance mécanique à la flexion en fonction du temps d'immersion dans la solution 5% H_2SO_4 .

Tableau 4. 11. La résistance à la flexion en fonction des durées d'immersion dans la solution 5% H_2SO_4

Temps de conservation	La résistance à la flexion (MPa)		
	MT	MAP10%	MAP20%
1 semaine	4,95	4,84	4,81
2 semaines	5,2	4,68	4,89
3 semaines	5,58	4,93	4,77
4 semaines	6,4	5,45	4,45
5 semaines	5,62	3,99	4,89

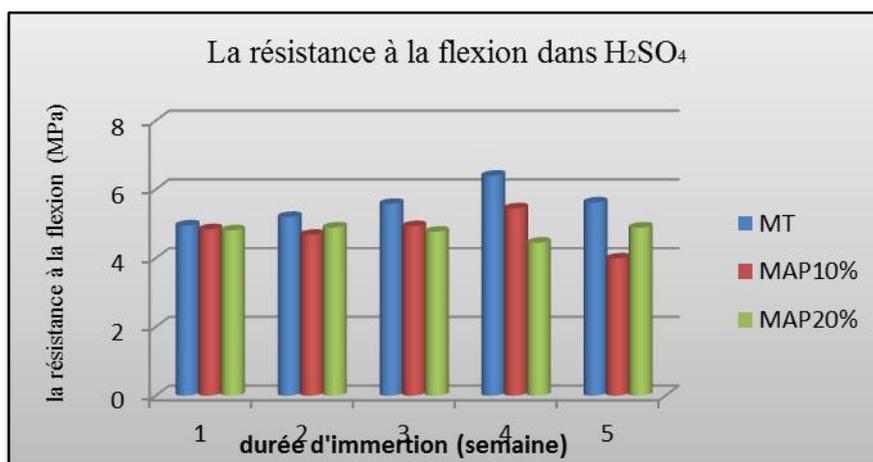


Figure 4. 11. Variation de la résistance à la flexion des mortiers dans la solution 5% H_2SO_4 .

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la résistance mécanique à la flexion des mortiers augmente jusqu'à certain âge, puis elle diminue. Pour les mortiers MT et MAP présentent respectivement une augmentation de 29,2% et 12,6%.

Cette augmentation de la résistance mécanique est due à la formation de l'ettringite et du gypse jusqu'à la 4^{ème} semaine, puis on a remarqué une diminution de 13,75% pour le MT et 26,78% pour les MAP ; cette diminution est due à lixiviation du mortier ainsi que la dissolution des substances calcique de la pâte du ciment qui augmente la porosité dans les mortiers.

IV.4.2.3. Variation de la résistance mécanique dans la solution neutre

1. La résistance mécanique à la compression

Le tableau 4.12 représente les résultats des essais de la résistance mécanique à la compression dans la solution neutre.

Tableau 4. 12. La résistance à la compression dans la solution neutre.

Temps de conservation	La résistance à la compression (MPa)		
	MT	MAP10%	MAP20%
1 semaine	30,1	29,5	20,3
2 semaine	30,6	30,5	22,34
3 semaines	36,05	31,3	22,3
4 semaines	34,4	30,5	25,4
5 semaines	30,5	32	26,3

La figure 4.12 représente un histogramme des résistances à la compression des éprouvettes conservées dans la chambre humide (solution neutre).

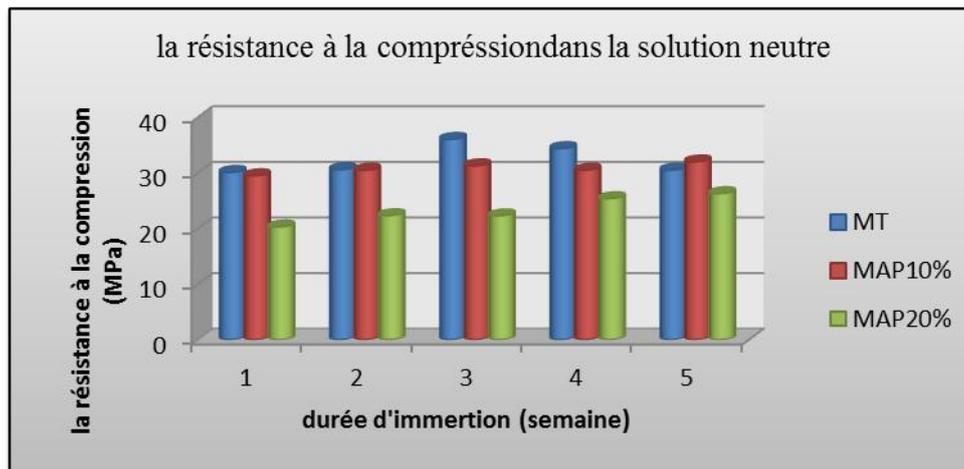


Figure 4. 12 Variation de la résistance mécanique à la compression des mortiers dans la solution neutre

- **Interprétation de résultats**

D'après les histogrammes de la figure 4.12 on remarque une augmentation de la résistance mécanique à la compression pour les trois types de mortiers ; cette augmentation peut être expliquée par les réactions d'hydratation du ciment qui ont comme résultat la formation des hydrosilicates de calcium (C-S-H), ces derniers augmentent la résistance mécanique des mortiers à court terme et à long terme.

2. La résistance mécanique à la flexion

Le tableau 4.13 et figure 4.13 résumant les résultats des essais de la résistance mécanique à la flexion des mortiers dans la solution neutre.

Tableau 4. 13. La résistance à la flexion dans la solution témoin.

La durée de conservation	La résistance (MPa)		
	MT	MAP10%	MAP20%
1 semaine	5,58	5,19	5,06
2 semaines	5,63	5,28	5,63
3 semaines	5,75	6,34	4,45
4 semaines	6,4	5,53	5,58
5 semaines	6,88	6,28	5,47

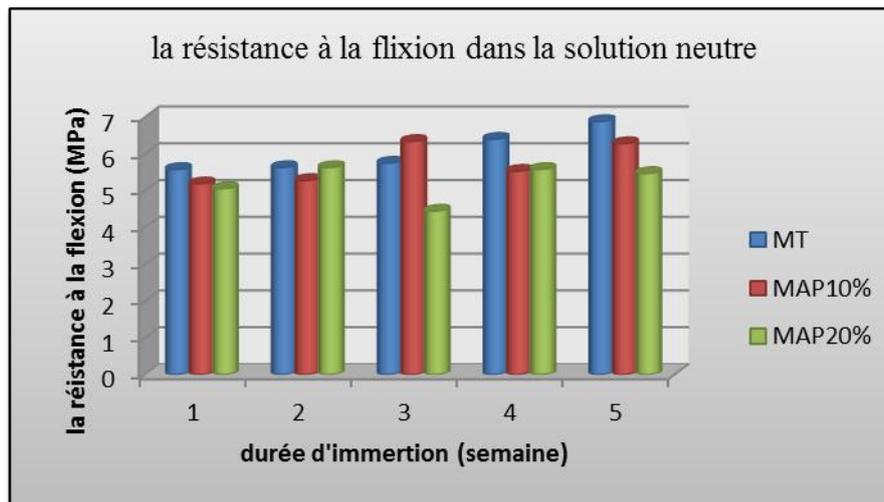


Figure 4. 13. Variation de la résistance à la flexion des mortiers dans la solution neutre.

- **Interprétation des résultats**

On remarque que la résistance mécanique à la flexion pour les trois types de mortier augmente régulièrement avec l'âge et ne présente aucune chute. Cette augmentation peut être expliquée par les réactions d'hydratation qui se produisent entre le ciment et l'eau.

IV.4.3. Examen visuel

IV.4.3.1. La solution de HCl

Les signes de la détérioration extérieure des éprouvettes des trois types de mortier ont été évalués à l'aide des photos prises après chaque semaine d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique. Les figures 4.14, 4.15 et 4.16 montrent l'état de dégradation des éprouvettes des trois types de mortier en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique (5% HCl).



Figure 4. 14. Dégradation des échantillons de mortier témoin en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique.

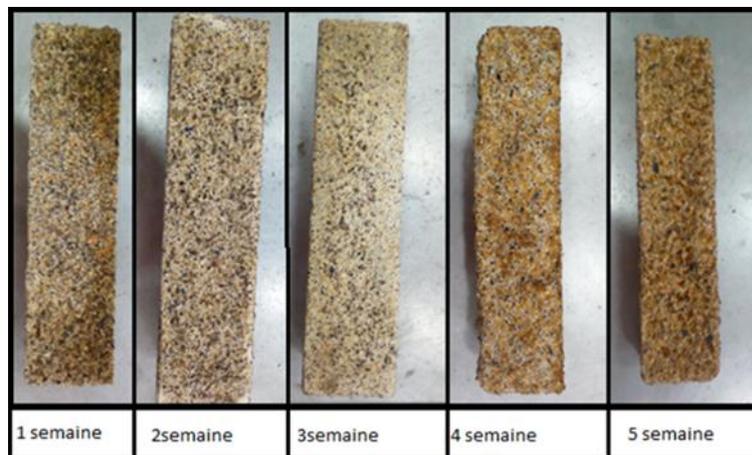


Figure 4. 15. Dégradation des échantillons de mortier autoplaçant MAP10% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique.



Figure 4. 16. Dégradation des échantillons des mortiers autoplaçant MAP20% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide chlorhydrique.

Interprétation des résultats

D'après les figures 4.14, 4.15 et 4.16 on distingue clairement la dégradation de l'état de surface des différents échantillons des trois types de mortier étudié de la première semaine jusqu'à la cinquième semaine d'immersions dans la solution d'acide chlorhydrique (5% HCl). Les mortiers témoins ont subi une forte dégradation par rapport aux mortiers autoplaçants (MAP10% et MAP20%), cette faible dégradation des mortiers autoplaçants par rapport au mortier témoin peut être expliquée par la présence des fines calcaires qui jouent le rôle de remplissage dans les MAT en augmentant la compacité de ces derniers et de fait empêche les agents agressifs de pénétrer dans les mortiers, par conséquent augmenter la durée de vie des mortiers.

IV.4.3.2. La solution de H_2SO_4

Les figures 4.17, 4.18 et 4.19 montrent l'état des éprouvettes des trois types de mortiers immergées dans la solution de H_2SO_4 .



Figure 4. 17.Dégradation des échantillons des mortiers témoins en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.



Figure 4. 18.Dégradation des échantillons des mortiers MAP10% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.

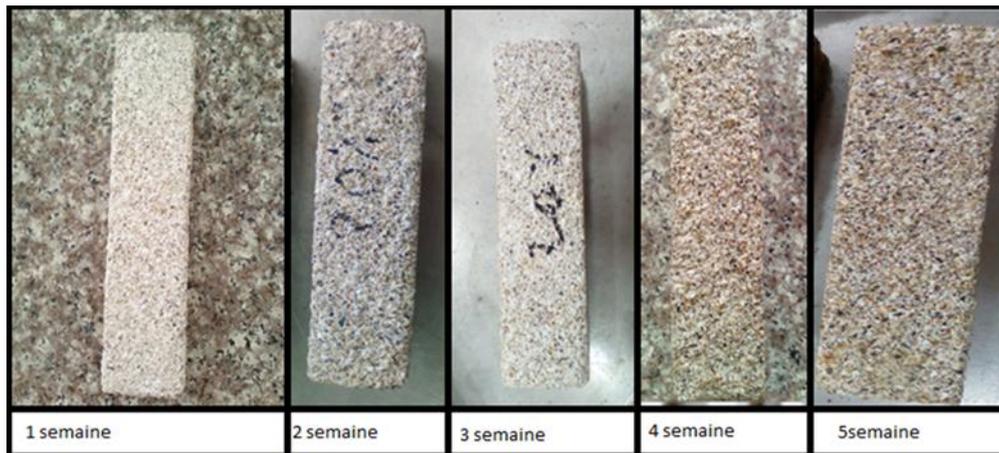


Figure 4. 19. Dégradation des échantillons des mortiers MAP20% en fonction de la durée d'immersion dans la solution d'acide sulfurique.

- **Interprétation des résultats**

D'après les figures 4.17, 4.18 et 4.19 nous avons remarqué la formation d'une couche blanchâtre facilement lavable par l'eau. Nous pouvons constater la dégradation de tous les échantillons des trois types de mortier, mais surtout c'est les mortiers témoin (sans fines calcaires) qui ont subi une forte dégradation. La faible dégradation des mortiers autoplaçants peut être expliquée par la présence des fillers calcaire qui augmente la compacité de ces derniers et par conséquent améliore leur durée de vie.

IV.5. Conclusion

D'après les résultats de cette étude, nous pouvons faire les conclusions suivantes :

- La substitution d'une partie de ciment par des fillers calcaire augmente le diamètre d'étalement des mortiers autoplaçants, cette augmentation du diamètre d'étalement est proportionnelle avec le dosage des fillers calcaire.
- Le temps d'écoulement des mortiers autoplaçants diminue avec l'augmentation du dosage des fillers calcaire.
- La résistance mécanique des mortiers autoplaçants est inversement proportionnelle avec le dosage des fillers calcaires.
- Les fillers calcaires améliorent la résistance chimique des mortiers autoplaçants.
- La perte de masse diminue avec l'augmentation des dosages des fillers calcaires.

L'utilisation des fillers calcaires dans la composition des mortiers ou des bétons améliore les distributions du squelette granulaire et assure une meilleure densité des C-S-H qui conduit à la diminution de la porosité des mortiers et des bétons.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Les travaux réalisés dans le cadre de ce mémoire constituent une contribution à l'étude de l'effet de la substitution d'une partie du ciment par des fillers calcaire sur les caractéristiques physiques, mécaniques et de durabilité des mortiers autoplaçants dans un environnement agressif en utilisant des solutions d'acide chlorhydrique et d'acide sulfurique.

D'après les résultats obtenus sur les trois types de mortier, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Les propriétés à l'état frais

La substitution d'une partie de ciment par des fillers calcaire augmente le diamètre d'étalement des mortiers autoplaçants, cette augmentation du diamètre d'étalement est proportionnelle avec le dosage des fillers calcaire.

Le temps d'écoulement des mortiers autoplaçants diminue avec l'augmentation du dosage des fillers calcaire.

- Les propriétés à l'état durci

La résistance mécanique des mortiers autoplaçants est inversement proportionnelle avec le dosage des fillers calcaires.

- La durabilité

La perte de masse des mortiers dans la solution de HCl est due à la forte solubilité de HCl qui réagit avec la portlandite pour donner le CaCl_2 provoquant ainsi la détérioration des éprouvettes. Le gain de masse est dû au gonflement des mortiers à cause des réactions chimiques entre la portlandite et HCl.

Si le milieu est frottement agressif (renouvellement de la solution de l'acide chlorhydrique) l'attaque serait très nuisible.

La perte de masse des mortiers dans la solution de H_2SO_4 est due aux réactions chimiques entre la portlandite et le H_2SO_4 qui donnent naissance au Gypse et à l'ettringite qui seront lessivés par la suite.

La chute des résistances mécaniques dans les milieux agressifs est plus importante dans les mortiers témoins par rapport aux mortiers autoplaçants avec fillers calcaire.

Les résultats de notre étude montrent que la substitution d'une partie de ciment avec les fillers calcaires améliore les caractéristiques des mortiers à l'état frais (meilleure fluidité) avec amélioration de la durabilité (la résistance chimique) des mortiers autoplaçants par rapport au mortier témoin.

**Références
Bibliographiques**

Références bibliographiques

- [1] HAIFI Mohamed Redha, « Formulation des bétons autoplaçants », thèse de Magistère de l'Université de Mentouri Constantine, 2011.
- [2] AFGC, « recommandations pour l'emploi des bétons autoplaçants », Document scientifiques et techniques 2008.
- [3] SALHI Mohamed, « Effet du climat chaud sur la durabilité des bétons autoplaçants », thèse doctorat, de l'Université de Hassiba Ben Bouali, 2018.
- [4] BETHMONT Sandine, « Mécanismes de ségrégation dans le béton autoplaçant », Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussée, 2005.
- [5] SOUCHU Bernard et QUENE Philippe, « Volcans, Cendres Volcanique et Pouzzolanes », Document électronique[en ligne] n°26 mis en ligne le janvier 2014 disponible sur : <http://doc.lerm.fr/>
- [6] BENSEBTI Salah Eddine, « Formulation et propriétés des bétons autoplaçants à base de matériaux locaux », Université Mentouri Constantine, Thèse de Doctorat, 2008
- [7] BENBRAHIM Fahima, « Effet des granulats de verre mousse sur les propriétés rhéologique et physico-mécaniques du mortier autoplaçant », Mémoire de Master, 2015.
- [8] TURCRY Philippe, « Retrait et fissuration des bétons autoplaçants », Thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes et l'Université de Nantes, 2004.
- [9] ABIB Zineddine, « Formulation et caractérisation des bétons autoplaçants », Thèse de Magistère de l'Université USTHB, 2004.
- [10] HANAA Fares, « Propriétés mécaniques physico-chimiques du béton autoplaçant exposé à une température élevée », thèse de Doctorat de l'Université Cegy-Pontoise, 2010.
- [11] RISSELKHLIFA Mohamed, « Effet de l'attaque sulfatique externe sur la durabilité des bétons autoplaçants », thèse de doctorat de l'Université de Constantine, 2009.
- [12] NASREDDINE Dalila et AMROUCHE Meriem, « Influence d'attaques par ($\text{HNO}_3 + \text{NH}_4\text{NO}_3$) et (MgSO_4) sur les résistances mécaniques en compression sur les mortiers à base des ciments pouzzolaniques », Mémoire de Master, 2016.
- [13] BELARIBI Omar, « Durabilité des bétons autoplaçants à base de vase et de pouzzolane », thèse de Doctorat de l'Université de Mostaganem, 2015
- [14] BERRAIH Mimoun, « Étude des mortiers contenant de la pouzzolane naturelle et des déchets de verre », thèse de Magister de l'ENSET d'Oran, 2010.

- [15] OURDIAN Fedaou-Akmoussi, « Étude du comportement mécanique et durabilité des bétons fibrés : influence de différents environnements et de la nature des fibres ». Thèse de doctorat de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 2016.
- [16] BENKADDOUR M., AOUAL F. K. et SEMCHA A., « Durabilité des mortiers à base de pouzzolane naturelle et de pouzzolane artificielle », Revue Nature et Technologie, N° 01/Juin 2009. Pages 63 à 73.
- [17] KAID N., AYED K., ABIDELAH A., KHELAFI H. et KERDAL D., « Etude de la durabilité des mortiers pouzzolaniques face aux milieux agressifs » "SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.
- [18] CHAID R. et JAUBERTHIE R., « Effet de l'ajout calcaire sur la durabilité des bétons », Lebanese Science Journal, vol. 11, N° 1, p. 13, 2010.
- [19] CHAID R. et JAUBERTHIE R., ZEGHICHE J., et KHERCHI F., « Impact de la poudre de marbre conjuguée au calcaire du CEM II sur la durabilité du béton », European Journal of Environmental and Civil Engineering (EJECE). Volume 15 – N°. 3/2011, pages 427 à 445.
- [20] FERTA Jean et DREUX Georges, « Nouveau guide de béton et ses constituants », édition eyrolles, 2007, page 418.
- [21] BELHADJ Mohammed et AHLEM Houaria, « Comportement des bétons légers fibrés à base des granulats pouzzolaniques vis-à-vis des milieux acides », 23^{ème} Congrès Français de Mécanique (CFM), 2017.

1. Essai de consistance normale du ciment

1.1. Matériels utilisés

- Salle climatisée : L'essai doit se dérouler dans une salle, dont la température est de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ et dont l'humidité relative est supérieure à 90%. A défaut d'une telle humidité relative, l'échantillon testé pourra, entre deux mesures, être entreposé dans de l'eau maintenue à $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$;
- Malaxeur normalisé : avec une cuve de 5 litres de capacité et d'une pale de malaxage pouvant tourner à deux vitesses (dites lente 140 tr/mn et rapide 285tr/mn) ;
- Appareil de VICAT (du nom de l'ingénieur français) : L'appareil est composé d'un moule tronconique ($h=40$ mm $d_1= 70$ mm et $d_2= 80$ mm) et d'une tige coulissante équipée à son extrémité d'une sonde de $\Phi = 10$ mm ;
- Balance précise à 0,1 g près ;
- Chronomètre précise à 0,1 s près.

1.2. Mode opératoire

On procède par tâtonnements :

- Préparer 0.5 kg de ciment, une pâte pure de rapport E/C=0, 26, verser l'eau dans la cuve du malaxeur contenant le ciment ;
- Mettre le malaxeur en marche et déclencher le chronomètre ;
- La pâte est alors rapidement introduite dans le moule tronconique posé sur une plaque de verre, sans tassement ni vibration excessive.
- Il faut enlever l'excès de pâte par un mouvement de va-et-vient effectué avec une truelle maintenue perpendiculairement à la surface supérieure du moule. Puis l'ensemble est placé sur la platine de l'appareil de Vicat.
- La sonde est amenée à la surface de l'échantillon et relâchée sans élan (sans vitesse). La sonde alors s'enfonce dans la pâte. Lorsqu'elle est immobilisée (ou après 30 s d'attente), relever la distance « d » séparant l'extrémité de l'aiguille de la plaque de base.
- La pâte sera à consistance normale si « $d= 6\text{mm} \pm 1\text{mm}$ » : si « $d > 7$ mm » : il n'y a pas assez d'eau, si « $d < 5$ mm » : il y a trop d'eau.
- Dans les 2 CAS, jeter la pâte, nettoyer et sécher le matériel et recommencer avec une nouvelle quantité d'eau.

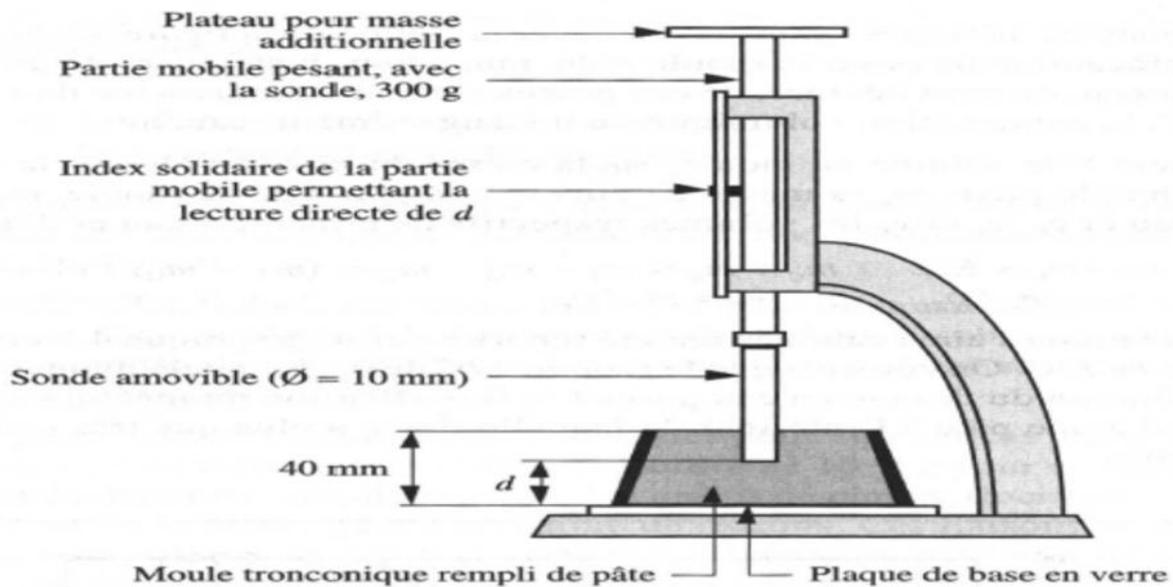


Figure. 1. Appareil de Vicat.

2. Essai de prise : EN 196-3

2.1. Définition et But de l'essai

La présence de régulateur de prise dans la masse des liants hydrauliques offre à ces derniers, après gâchage, une prise qui commence après quelques heures. Il est donc nécessaire de connaître le temps de début de prise des liants hydrauliques en vue de déterminer le temps disponible pour la mise en œuvre in situ des mortiers et des bétons dont ils sont confectionnés. Les essais se font à l'aide de l'aiguille de Vicat qui donne deux repères pratiques : le début de prise et la fin de prise.

2.2. Matériel utilisé

C'est le même appareil qui est utilisé (dans les mêmes conditions) à l'exception de la sonde qui cisaille l'échantillon, le diamètre est beaucoup plus petit ($\Phi = 1.13 \text{ mm}$).

Mode opératoire. Une fois la pâte à consistance normale obtenu, on procède au changement de la sonde de Vicat par l'aiguille de Vicat et on l'amène à la surface de l'échantillon et relâchée sans élan (sans vitesse). L'aiguille alors s'enfonce dans la pâte lorsqu'elle est immobilisée (ou après 30 s d'attente), relever la distance d séparant l'extrémité de l'aiguille de la plaque de base.

- Recommencer l'opération à des intervalles de temps convenablement espacés (~ 10-15min) jusqu'à ce que $d = 4\text{mm} \pm 1\text{mm}$.
- Cet instant mesuré à 5 mn près est le temps de début de prise pour le ciment testé.

3. Détermination de surface spécifique de Blaine : NF EN 196-6

La surface spécifique d'un liant est calculée en fonction du temps que met un volume d'air constant, sous une pression déterminée et la température connue, à traverser une couche tassée de liant.

3.1. Mode opératoire

- La surface spécifique est déterminée avec le perméabilimètre de Blaine.
- On place un papier filtre sur la plaque inférieure de la cellule.
- On introduit l'échantillon de ciment et on l'égalise en secouant légèrement la cellule
- En place ensuite un papier-filtre au-dessus de l'échantillon et on comprime ce dernier en tournant légèrement le piston jusqu'à ce que son col et supporter par le bord supérieur de la cellule.

Après compression de l'échantillon dans la couche soumise à l'essai et le papier filtre.

- On relie la cellule du tube du manomètre et on s'assure de la parfaite étanchéité du raccord.
- On ferme le robinet monté sur le tube manomètre, on comprime la poire on caoutchouc.
- Le relâchement simultané de la pression sur la poire et l'ouverture du robinet d'aspiration ont pour effet, l'air est lentement aspiré du tube du manomètre et le liquide est refoulé vers le haut, lorsque le niveau du liquide atteint le repère supérieur.
- On ferme le robinet on met le chronomètre en marche lorsque la surface inférieure du ménisque franchisse le 2ème trait annulaire depuis le sommet du tube.
- On arrête le chronomètre.

3.2. Expression des résultats

La surface spécifique est calculée par la formule suivante :

$$S = K \frac{\sqrt{e^3 t}}{\rho (1 - e) \sqrt{\eta}}$$

Avec:

S : surface spécifique (cm²).

K : constant de l'appareil, égale à 28,26.

E : porosité de la couche tassée, égale à 0,5.

T : temps mesuré en secondes.

ρ : masse volumique des grains g/cm²

η : viscosité de l'air à la température d'essai (en poise).

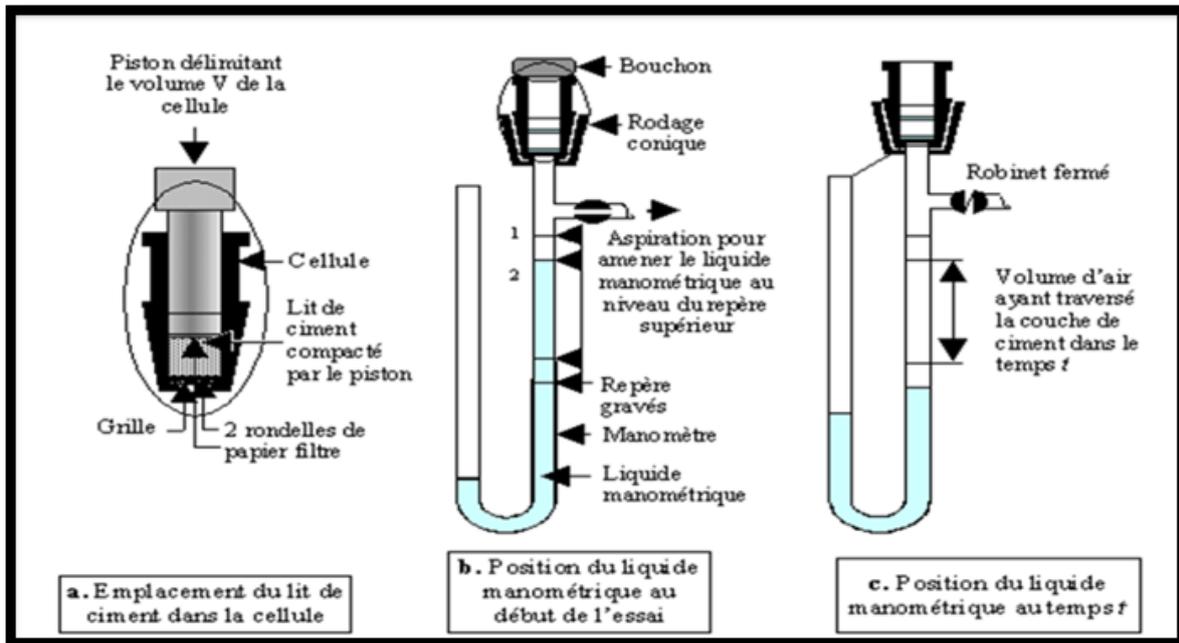
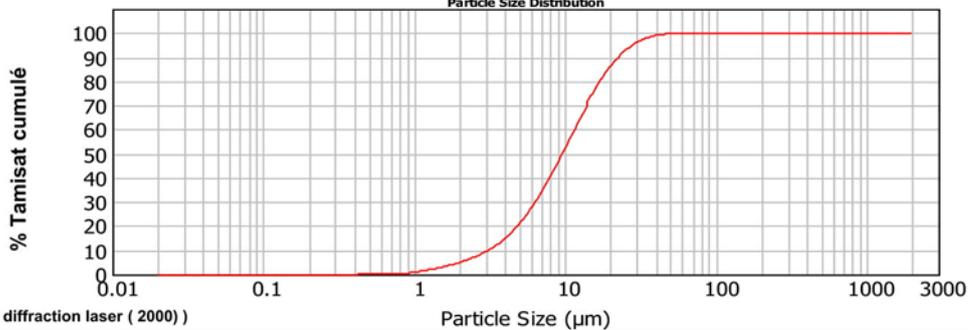


Figure. 2. Le perméabilimètre de Blaine.

4. Fiche technique des fines calcaires.

		ALCAL UF10	
<i>Fiche technique</i>			
Le gisement El-khroub occupe la partie sud ouest du massif Oum Settas au sud-est de Constantine, il est constitué de calcaire d'origine néritique caractérisé par une grande pureté chimique et une blancheur élevée.			
<u>Caractéristiques chimiques</u>		<u>Caractéristiques physiques</u>	
CaCO ₃	99%	Dureté (Mohs):	3
CaO	55,88%	Poids spécifique :	2,7
SiO ₂	0,01%	Densité apparente non tassée:	0,90
Na ₂ O	0,01%	Blancheur (ELREPHO 070):	L* ≥ 95 ; a*≤+ 0,50 ; b*≤+4
AL ₂ O ₃	0,01%	Prise d'huile (NF.T 30.022):	24g/100g de poudre
MgO	0,14%	Prise D O P (NF.T 30.022):	34g/100g de poudre
Fe ₂ O ₃	0,01%	Humidité à l'ensachage:	0,02%
K ₂ O	0,01%	Indice de réfraction:	1,71
P ₂ O ₅	0,01%		
TiO ₂	0,01%		
Chlorure	0,005%	<u>Les éléments toxiques:</u>	
SO ₃ (soluble dans l'eau)	0,1115%	Cyanure	0,045 µg / gr
SO ₃ (soluble dans l'acide)	0,19%	Mercur	0,35 µg / gr
Soufre totale	0,0137%	Arsenic	0,08 µg / gr
Résidu insoluble	0,005%	Fluor	0,02mg / gr
Solubilité dans l'eau (Ws)	0,38%		
Perte au feu	43,90%		
PH	9,24		
<u>Répartition granulométrique</u>			
Inférieur à 5µm :21%		Diamètre médian : 10 µm	Inférieur à 40µm : 99%
Particle Size Distribution			
			
diffraction laser (2000) Particle Size (µm)			
Les valeurs figurant dans cette fiche technique sont des valeurs caractéristiques moyennes de la production			
<u>Conditionnement</u>		<u>Principales utilisations</u>	
Big-bag (1tonne)		Peinture mate à phase aqueuse et phase solvant	
Palettes houssées (48 sacs de 25kg)		Peinture en poudre hydrodispersible	
		Polyesters	
		Colle	
		Pâte à chewin-gum	
		Caoutchouc	
		Céramique sanitaire	
		Fabrication de craie	
		Pâte à modeler	
DG : Z.I Gué de Constantine Alger tél: 021 83 93 86 / 021 83 93 87 /Fax: 021 - 83 93 84 / Site WEB ENG (W W W.eng-spa.dZ) Usine Carbonate de Calcium El -khroub W. Constantine Tél: 031 95 41 76 / 95 41 14 Fax: 031 95 41 13 E-mail : engcaco3@gmail.com			
			mars-13

5. Fiche technique du superplastifiant

NOTICE TECHNIQUE

2 1 5 5

MEDAFLOW 113

Conforme à la norme EN 934-2: TAB 1, TAB 3.1
ET TAB 3.2 NA 774.

Super plastifiant – Haut réducteur d'eau à maintien d'ouvrabilité

DESCRIPTION :

Le **MEDAFLOW 113** est un super plastifiant haut réducteur d'eau formulé à base de polymères de synthèse combinés qui améliorent considérablement les propriétés des bétons.

Le **MEDAFLOW 113** permet d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité avec un long maintien d'ouvrabilité.

DOMAINES D'APPLICATION :

- Bétons à hautes performances
- Béton auto plaçant
- Bétons pompés
- Béton transporté
- Bétons précontraints et architecturaux

PROPRIÉTÉS :

Grâce à ses propriétés le **MEDAFLOW 113** permet :

Sur béton frais :

- Réduire d'un rapport E/C
- Amélioration de la fluidité
- Un maintien d'ouvrabilité d'une heure (1 h)
- Faciliter la mise en œuvre du béton et éviter la ségrégation

Sur béton durci :

- Augmenter les résistances mécaniques à jeune âge et à long terme
- Diminuer la porosité
- Augmenter la durabilité
- Diminuer le retrait

CARACTÉRISTIQUES :

• Aspect.....	Liquide
• Couleur.....	Marron
• pH.....	6.5 – 7.5
• Densité.....	1,12 ± 0,02
• Teneur en chlore.....	< 0,1 g/l
• Extrait sec.....	36% + 1

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procéder à des essais de convenance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.

MODE D'EMPLOI :

Le **MEDAFLOW 113** ne doit pas être ajouté directement dans l'eau de gâchage, mais après un temps préalable de malaxage et après que 50 à 70% de l'eau de gâchage ait été ajoutée.

Le **MEDAFLOW 113** peut être aussi ajouté directement dans le camion malaxeur (toupie), et après introduction de la dose convenable, le malaxeur devra tourner à grande vitesse pendant 2 à 3 minutes après l'introduction du superplastifiant ;

Il est conseillé d'ajouter le **MEDAFLOW 113** à un béton qui ne soit pas trop ferme

DOSAGE

Plage de dosage recommandée :

0,8 à 2,5 % du poids de ciment soit 0,7 litres à 2.2 litres pour 100 Kg de ciment.

Le dosage optimal doit être déterminé en centrale à béton en fonction du type de béton et des effets recherchés.

CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Le **MEDAFLOW 113** est conditionné en fûts de 250 kg et cubitenaire de 1100 kg.

Délai de conservation :

Une année dans son emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur (5°C < t < 35°C) homogénéiser le produit avant l'emploi.

Lors d'une exposition du produit au soleil, sa couleur est sujette à changer de ton.



Zone industrielle Oued Smar – BP85 Oued Smar – 16270 Alger

Tél : (213) 021 51 66 81 & 82

Fax : (213) 021 51 64 22 & 021 51 65 23

www.granitex.dz - E-mail: granitex@granitex.dz



80