



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMMED KHIDER-BISKRA  
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL ET D'HYDRAULIQUE



Réf :.....

**Thèse de doctorat en sciences**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Modélisation des Matériaux et structures**

**Présentée par :**

**DJEDID Tarek**

**Effet de la substitution du sable de rivière par du sable de carrière sur la durabilité des bétons à base de différents ciments algériens dans des environnements chimiques**

Soutenue le : 08 / 01/ 2020, devant le jury composé de

Président :	MEZGHICHE Bouzidi	Maître de Conférences 'A'	Université de Biskra
Rapporteur :	GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Université de Biskra
Examineurs :	TAALLAH Bachir	Maître de Conférences 'A'	Université de Biskra
	CHABIL Hocine	Professeur	Université de Constantine 1
	BOUHICHA Mohamed	Professeur	D.G.R.S.D.T - Alger
	KRIKER Abdelouahed	Professeur	Université de Ouargla

## ***REMERCIEMENTS***

Louange à Dieu tout puissant pour tout ce qu'il m'a donné afin que je puisse terminer ce travail.

Je tiens à remercier vivement et très fort mon promoteur M. Abdelhamid GUETTALA, professeur à l'Université de Biskra pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de diriger ce travail, je le remercie infiniment pour son aide, pour ses conseils judicieux et ses orientations, afin que je puisse mener ce travail à terme.

Je remercie chaleureusement M. Bouzidi MEZGHICHE, Maître de conférences, à l'Université de Biskra qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma plus profonde gratitude.

J'exprime mes plus sincères remerciements aux membres de jury pour l'honneur qu'il me faisait en participant à ce jury et de bien vouloir juger ce travail

- Dr. TAALLAH Bachir ;
- Pr. CHABIL Hocine ;
- Pr. BOUHICHA Mohamed ;
- Pr. KRIKER Abdelouahed.

Mes remerciements s'adressent également à M. GHOMRI Ali, Professeur, à l'Université d'El Oued, M. Bachir GABOUSSA et M. NEDJIMA Khalifa, ingénieurs de CTC et LTP Sud Centre d'El oued, pour tous les renseignements qu'ils ont pu nous fournir et leur soutien.

Je tiens à remercier profondément M. Salem DOUDI, responsable de l'Algérienne des eaux Centre d'El oued pour son aide tout au long de mon travail.

J'exprime ensuite toute ma sympathie à tous les personnels techniques et administratifs de l'Univ d'El Oued et de l'Univ de Gabès (Tunisie) qui ont pu m'assister durant mes travaux de cette thèse.

Enfin, je dédie ce modeste travail à mon père, Que Dieu lui accorde sa miséricorde, ma mère Ô Éternel, garde-la et ma femme qui m'a soutenu et encouragé.

## RÉSUMÉ

Pour obtenir une valorisation sérieuse et rentable de sable issus des gisements de concassage des roches, et pour une protection réelle de l'environnement, les sables concassés qui existent en quantité suffisante autour du territoire national algérien doivent aujourd'hui l'une des solutions de la rareté des sables naturels dans le secteur de construction.

Le but principal de cette recherche est de choisir en premier temps un pourcentage adéquat de substitution d'un sable de rivière par un sable de carrière dans le béton conservé dans les eaux remontées de la nappe phréatique. Les pourcentages de substitution qui ont été testés lors de ce travail sont : (0%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70%, et 100%), et nous avons examiné l'effet de cette substitution sur les propriétés du béton frais et durci.

Les résultats montrent clairement que le béton à 50% de substitution gagne le meilleur poids spécifique, qui correspond à une maniabilité plastique pour un rapport E/C = 0.5. L'idée d'abaissement de ce rapport a été incarnée, en incorporant un super plastifiant de haute qualité pour atteindre un rapport E/C = 0.42 avec la même condition de maniabilité .

Une fois le mélange a été réalisé avec le dernier rapport, les différentes résistances mécaniques du béton de 50% de sable de carrière ont été suscitées une évolution par rapport aux celles du béton témoin, et ce, malgré les conditions de conservations agressives. Les critères de durabilité sont également exécutés afin de donner des résultats préférentiels de la part du béton modifié avec le sable de carrière. Nos investigations touchent également les propriétés microstructurales du béton modifié par sable de calcaire concassé, ainsi que le béton témoin.

Les résultats ont montré des intensités inférieures des produits d'hydratation nuisibles du mélange modifié par le sable de carrière par rapport au béton témoin. Cette analyse assure fortement la rentabilité d'utilisation du sable de calcaire concassé dans la confection du béton ordinaire pour garder des bonnes résistances mécaniques, stabilité dimensionnelle et durabilité adéquate.

**Mots clés :** sable de carrières, sable de rivières, durabilité, béton, environnement agressif.

## Abstract

To obtain a serious and profitable valorization of sand resulting from rocks crushing deposits, and for real environmental protection, The crushed limestone sands that exist in sufficient quantities around the Algerian national territory must today one of solutions of the rarity of the natural sands in sector of construction.

The main purpose of this research is to first choose an adequate percentage of substitution of a river sand by a quarry sand in the concrete conserved in the rising waters of the water table. The substitution percentages that were tested during this work are: (0%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70% and 100% ). and we looked at the effect of this substitution on the properties of fresh and hardened concrete.

The results clearly show that the 50% substitution concrete gains the best specific weight, which corresponds to plastic workability for a ratio of  $E / C = 0.5$ . The idea of lowering this ratio was embodied by incorporating a high quality super plasticizer to achieve a ratio of  $E / C = 0.42$  with the same workability condition.

Once the mixing was carried out with the last report, the different mechanical resistances of the concrete of 50% quarry sand were evoked by an addition to those of the control concrete, despite the aggressive storage conditions. The sustainability criteria are also executed in order to give preferential results from the concrete modified with quarry sand.

Our investigations also touch on the microstructural properties of concrete modified by crushed limestone sand, as well as control concrete.

The results reported lower intensities of harmful hydration products from the modified mixture with quarry sand compared to control concrete. This analysis strongly ensures the profitability of use of crushed limestone in the making of ordinary concrete to keep good mechanical strengths, dimensional stability and adequate durability.

**Key words:** quarry sand, river sand, durability, concrete, aggressive environment.

## المخلص

للحصول على تميمين جدي ومريح للرمال الناتجة عن مناجم تكسير الصخور ، ولحماية حقيقية للبيئة. يجب أن تكون رمال الحجر الجيري المكسورة الموجودة بكميات كافية حول الأراضي الوطنية الجزائرية ، اليوم احدى حلول ندرة الرمال الطبيعية في قطاع البناء.

الغرض الرئيسي من هذا البحث في الوهلة الاولى هو اختيار نسبة مناسبة من استبدال رمل الوديان برمل الحجر الجيري المكسر في الخرسانة المحفوظة في المياه الصاعدة للطبقة السطحية. نسب الاستبدال التي تم اختبارها أثناء هذا العمل هي على النحو التالي (0 % ، 30 % ، 40 % ، 50 % ، 60 % ، 70 % و 100 %)، و تم فحصنا ثانية لتأثير هذا الاستبدال على خصائص الخرسانة الطازجة والمصلدة.

أظهرت النتائج بوضوح أن الخرسانة المستبدلة بنسبة 50% من الرمال أعطت أفضل كتلة حجمية و التي بدورها تتوافق مع تشغيلية بلاستيكية عند  $E/C=0.5$ . فكرة تخفيض نسبة  $E/C$  جسدت باستعمال ملدن فائق الجودة للوصول الى نسبة  $E/C = 0.42$  مع الاحتفاظ بنفس حالة قابلية التشغيل.

بمجرد صنع الخليط الخرساني بالنسبة السالفة الذكر، شهدت مختلف المقومات الميكانيكية للخرسانة المستبدلة بنسبة 50% من رمل الحجر الجيري تطورا مقارنة بمثيلاتها في خرسانة الشاهد مع مرور الوقت. على الرغم من ظروف الحفظ العدوانية كما تم انجاز معايير الديمومة مما أعطى نتائج مفضلة للخرسانة المستبدلة برمل الحجر الجيري المكسر. تحقيقاتنا لمست ايضا الخصائص المجهرية للخرسانة المستبدلة برمل الحجر الجيري المكسر وكذا خرسانة الشاهد.

أعطت النتائج شدات منخفضة لنواتج الاماهة الضارة للخليط المستبدل بواسطة رمل الحجر الجيري مقارنة بخرسانة الشاهد. هذا التحليل يضمن و بقوة الاستعمال المفيد لرمال الحجر الجيري اثناء صنع الخرسانة العادية من اجل الاحتفاظ بمقاومات جيدة ، استقرار في الابعاد و الديمومة الكافية.

**الكلمات المفتاحية:** رمال المحاجر ، رمال الوديان ، الديمومة ، الخرسانة ، البيئة العدوانية

# TABLE DES MATIÈRES

Remerciements.....	i
Résumé.....	ii
Abstract.....	iii
المخلص.....	iv
Table des matières.....	v
Liste des figures.....	xi
Liste des tableaux.....	xv
Liste des abréviations.....	xvi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
<b>CHAPITRE I : Synthèse bibliographique</b>	
I.1. Introduction.....	4
<b>Partie A : Eau chimiquement agressive et durabilité du béton</b>	
I.2 L'eau comme agent de dégradation.....	5
I.3 La structure de l'eau.....	6
I.4 Généralité sur la remontée des eaux de la nappe phréatique.....	7
I.5 Détérioration du béton par des réactions chimiques.....	9
I.5.1 Hydrolyse des composants de la pâte de ciment.....	10
I.5.2 Réactions d'échange de cations.....	11
I.5.2.1 Formation de sels de calcium solubles.....	11
I.5.2.2 Formation de sels de calcium insolubles et non expansifs.....	13
I.5.2.3 Attaque chimique par des solutions contenant des sels de magnésium..	13
I.6 Réactions impliquant la formation de produits expansifs.....	13
1.6.1 L'attaque sulfatique.....	14
1.6.1.1 Réactions chimiques en attaque au sulfate.....	15
1.6.1.2 Formation retardée d'ettringite.....	16
1.6.1.3 Histoires de cas étudiés.....	18
1.6.1.4 Contrôle de l'attaque sulfatique.....	19

1.6.2 Corrosion des armatures dans le béton.....	22
1.6.2.1 Mécanismes impliqués dans la détérioration du béton par la corrosion des armatures.....	23
1.6.2.1.1 Présence des chlorures.....	25
1.6.2.1.2 Présence de carbonatation.....	25
1.6.2.2 Contrôle de la corrosion.....	26
<b>Partie B : Aperçu sur la microstructure du ciment</b>	
I.7 Hydratation de la pâte de ciment.....	29
I.7.1 Hydratation du silicate tricalcique.....	29
I.7.2 Hydratation du silicate bicalcique.....	32
I.7.3 Hydratation de l'aluminate tricalcique.....	33
I.7.4 Hydratation de la phase ferrite.....	34
I.7.5 hydratation du ciment portland.....	35
<b>Partie C : Effet de la substitution de sable de rivière avec de sable de calcaire concassé sur les propriétés : du béton frais, durci et de durabilité</b>	
I.8 Généralité.....	37
I.9 Composition chimique.....	37
I.10 Composition minéralogique.....	38
I.11 Finesse et distribution de la taille des particules.....	39
I.12 Effet de la substitution de SR avec SC sur les propriétés du béton.....	41
I.12.1 Introduction.....	41
I.12.2 Fines de carrière de différentes roches.....	42
I.12.3 Caractérisation du sable fabriqué.....	43
I.12.4 Alternatives de sable dans le béton.....	44
I.12.5 Effet du sable artificiel sur les propriétés du béton frais.....	49
I.12.6 Effet du sable artificiel sur les propriétés mécaniques du béton.....	50
I.12.7 Effet du sable artificiel sur les propriétés de durabilité de béton.....	54
I.13 Conclusion.....	56

## **CHAPITRE II : MATERIAUX ET PROTOCOLE EXPERIMENTALE**

II.1 Introduction.....	58
II.2 Matériaux utilisés.....	58
II.2.1 Granulats.....	58
II.2.2 Ciment.....	61
II.2.3 Adjuvant.....	61
II.2.4 Eau de gâchage.....	62
II.3 Essais réalisés à l'état frais.....	62
II.3.1 Essai d'ouvrabilité au cône d'Abrams.....	62
II.3.2 Essai de la masse volumique à l'état frais.....	63
II.4 Essais réalisés à l'état durci.....	63
II.4.1 Essais mécaniques.....	63
II.4.1.1 Résistance à la compression et à la traction.....	63
II.4.1.2 Résistance à la flexion.....	65
II.4.2 Essai ultrasonique.....	66
II.4.3 Essais de durabilité.....	67
II.4.3.1 Essai d'absorption par capillarité.....	67
II.4.3.2 Variation de masse.....	68
II.4.3.3 Observation visuelle.....	69
II.4.3.4 Mesure de la profondeur de carbonatation.....	69
II.4.3.5 Mesure de la profondeur de pénétration des chlorures.....	70
II.4.3.6 Analyse par chromatographie ionique.....	71
II.4.4 Investigation microstructurale.....	72
II.4.4.1 Analyse Thermogravimétrique.....	72
II.4.4.2 Analyses par DRX.....	74
II.4.4.3 Observations par Microscope Electronique à Balayage (MEB) couplée d'EDS.....	75
II.4.4.4 Analyses par spectroscopie infrarouge.....	76
II.5 Conclusion.....	77



### **Chapitre III: Etude comparative de substitution de sable de rivière avec le sable de calcaire**

III.1 Introduction.....	78
III.2 Procédure Expérimentale.....	78
III.2.1 Composition des bétons.....	78
III.2.2 Protocol et suivis.....	80
III.3 Résultats et discussion.....	80
III.3.1 Effet de la substitution sur les propriétés du béton frais.....	80
III.3.2 Effet de la substitution sur la résistance mécanique.....	82
III.3.2.1 La résistance à la compression.....	83
III.3.2.2 La résistance à la flexion.....	84
III.3.3 Etude de la durabilité.....	85
III.3.3.1 Absorption capillaire.....	85
III.3.3.2 Variation de masse.....	87
III.3.3.3 Résistance mécanique.....	88
III.4 Conclusion.....	89

### **Chapitre IV : Effet de substitution de sable de rivière avec de sable de calcaire sur l'ouvrabilité et la résistance mécanique**

IV.1 Introduction.....	91
IV.2 Composition améliorée du béton.....	91
IV.3 Conditions Environnementales.....	91
IV.4 Dénomination des éprouvettes et des environnements agressifs.....	92
IV.5 Choix de dosage en eau et en super plastifiant.....	93
IV.6 Effet de la substitution sur la résistance mécanique.....	95
IV.6.1 Résistance à la compression.....	95
IV.6.1.1 Corrélation statistique.....	98
IV.6.2 Résistance à la flexion.....	100
IV.6.2.1 Corrélation statistique.....	101
IV.6.3 Résistance à la traction.....	103
IV.6.3.1 Corrélation statistique.....	104

IV.6.4 Vitesse ultrasonique.....	106
IV.7 Conclusion.....	108
<b>Chapitre V : Effet de la substitution de sable de rivière avec de sable de calcaire sur les propriétés de durabilité</b>	
V.1 Introduction.....	109
V.2 Absorption capillaire.....	109
V.2.1 Justification de notre position.....	109
V.2.2 Analyse des résultats de l'absorption capillaire.....	110
V.2.3 Approche statistique.....	112
V.3 Analyse des résultats de Variation des masses.....	114
V.4 Observation visuelle.....	117
V.5 Analyses des résultats de la carbonatation naturelle.....	118
V.5.1 Mesure de la profondeur de carbonatation.....	118
V.5.2 Interprétation de la cinétique de carbonatation naturelle.....	120
V.5.3 Etude de la cinétique de carbonatation.....	121
V.6 Analyses des résultats de la pénétration des chlorures.....	123
V.6.1 Mesure de la profondeur de pénétration des chlorures.....	124
V.7 Analyse par chromatographie ionique.....	125
V.7.1 Mise en situation.....	125
V.7.2 Pénétration des ions chlorures.....	126
V.7.3 Diffusion des sulfates.....	128
V.7.4 Corrélation entre la migration de sulfates et des chlorures.....	129
V.8 Conclusion.....	130
<b>Chapitre VI: Effet de la substitution de sable de rivière avec de sable de calcaire sur les propriétés microstructurales du béton</b>	
VI.1 Introduction.....	132
VI.2 Analyses thermogravimétriques.....	132
VI.2.1 Détermination des teneurs en portlandite.....	137
VI.2.2 Corrélation entre la teneur en portlandite et la résistance mécanique.....	138
VI.2.3 Perte de masse suite aux traitements thermiques.....	138

VI.2.4	Corrélation entre les produits hydratants de ciment.....	139
VI.3	Analyse par diffraction des rayons X.....	140
VI.3.1	Influence du type de sable dans tous les environnements.....	140
VI.3.2	Influence du type d'agent agressif dans tous les environnements.....	142
VI.4	Analyses des observations par Microscope Electronique à Balayage (MEB).....	147
VI.5	Analyses de spectroscopie d'énergie dispersive (EDS).....	150
VI.6	Analyses par spectroscopie infrarouge.....	154
VI.7	Conclusion.....	158
	Conclusion générale et perspectives.....	159
	Références bibliographiques.....	162
	Annexes.....	180

## LISTE DES FIGURES

<b>I.1</b>	(a) Structure de la glace, (b) Structure des molécules d'eau	06
<b>I.2</b>	Photos illustrent l'effet de la remontée d'eau sur les ouvrages en Béton armé	09
<b>I.3</b>	(a) formation retardée d'ettringite (DEF) (b) Photo au MEB d'un mortier affecté par DEF	16
<b>I.4</b>	Approche holistique pour l'expansion et la fissuration par formation retardée d'ettringite	17
<b>I.5</b>	(a) Attaque sulfatique du béton au barrage de Fort Peck, USA, 1971, (b) interprétation de la partie détériorée par DRX	19
<b>I.6</b>	Effets du type et du contenu du ciment et de l'addition de cendres volantes sur l'attaque sulfatique dans le béton	20
<b>I.7</b>	Expansion et fissuration du béton en raison de la corrosion de l'acier noyé	24
<b>I.8</b>	Progression typique de l'hydratation du C3S (a) à long terme et (b) à court terme. (Odler, 1988)	31
<b>I.9</b>	Taux de dégagement de chaleur lors de l'hydratation du C3S	32
<b>I.10</b>	Comparaison des taux d'hydratation de C2S et de C3S	32
<b>I.11</b>	Comparaison des taux d'hydratation du C <sub>3</sub> A et C <sub>3</sub> A + gypse	34
<b>I.12</b>	Taux de dégagement de chaleur lors de l'hydratation de C <sub>3</sub> A + gypse	35
<b>I.13</b>	Taux de formation du produit d'hydratation sous ciment portland	36
<b>I.14</b>	Images MEB de (a) un calcaire et (b) un calcaire du Crétacé	38
<b>I.15</b>	Diffractogrammes de rayons X de deux types de calcaire	39
<b>I.16</b>	Comparaison des capacités de broyage du calcaire et du clinker de ciment en termes d'énergie requise pour une surface spécifique spécifiée par Blaine	40
<b>I.17</b>	Répartition granulométrique du calcaire et du clinker de ciment broyés à des énergies spécifiées	40
<b>II.1</b>	Analyse granulométrique des granulats étudiés	59
<b>II.2</b>	Photos prises au MEB de deux sables utilisés (a: sable de rivière, b : sable de carrière)	60
<b>II.3</b>	Analyse par DRX de deux sables utilisés : (a) SR, (b) SC	60
<b>II.4</b>	Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams	62
<b>II.5</b>	Essais de la compression et de traction par fendage	64
<b>II.6</b>	Principe de l'essai de la flexion	66
<b>II.7</b>	presse CBR universelle pour flexion trois points pour éprouvettes prismatiques de bétons (70 x 70 x 280 mm)	66
<b>II.8</b>	appareil à ultrasons (MATEST C372N)	67
<b>II.9</b>	Photo de l'essai d'absorption par capillarité	68
<b>II.10</b>	Front de carbonatation - carbonatation déterminé par pulvérisation d'une solution de phénolphthaléine sur une surface fraîche	70
<b>II.11</b>	Migration de chlorure - précipitation visible blanc de chlorure d'argent	71
<b>II.12</b>	Digesteur automatique et chaîne chromatographie ionique	72

<b>II.13</b>	Photo d'une thermo-balance et exemple des thermographes	73
<b>II.14</b>	Interface du logiciel X'Pert High Score	75
<b>II.15</b>	Microscope électronique à balayage équipé d'un spectromètre à rayons X	76
<b>II.16</b>	Transformation des échantillons poudre en échantillons comprimés	76
<b>II.17</b>	spectrophotomètre SHIMADZU IRAffinity-1	77
<b>III.1</b>	Conservation des éprouvettes dans l'eau remontée	81
<b>III.2</b>	Densité du béton frais selon différentes compositions	82
<b>III.3</b>	Valeurs d'affaissements en fonction de type du béton	82
<b>III.4</b>	Résistance à la compression des bétons conservés dans l'eau remontée	85
<b>III.5</b>	Résistance à la flexion des bétons conservés dans l'eau remontée	85
<b>III.6</b>	Effet de substitution du sable sur l'absorption capillaire du béton après 24 heures	86
<b>III.7</b>	Evolution de la variation de masse en fonction du temps et du taux de substitution du sable	88
<b>IV.1</b>	Photos illustrées les environnements utilisés	93
<b>IV.2</b>	Taux d'affaissement de $C_0$ et $C_1$ en fonction d'E/C et du pourcentage en SP	94
<b>IV.3</b>	Densité de $C_0$ et $C_1$ en fonction d'E/C et du pourcentage en SP	94
<b>IV.4</b>	Evolution des résistances à la compression des différents bétons dans l'environnement A	96
<b>IV.5</b>	Evolution des résistances à la compression des différents bétons dans l'environnement B	96
<b>IV.6</b>	Evolution des résistances à la compression des différents bétons dans l'environnement C	97
<b>IV.7</b>	Corrélation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton $C_1$ dans l'environnement A et B	99
<b>IV.8</b>	Corrélation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton $C_1$ dans l'environnement B et C	99
<b>IV.9</b>	Corrélation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton $C_1$ dans l'environnement A et C	100
<b>IV.10</b>	Corrélation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton $C_1$ dans l'environnement A, B et C	100
<b>IV.11</b>	Evolution des résistances à la flexion des différents bétons dans l'environnement A	102
<b>IV.12</b>	Evolution des résistances à la flexion des différents bétons dans l'environnement B	102
<b>IV.13</b>	Evolution des résistances à la flexion des différents bétons dans l'environnement C	103
<b>IV.14</b>	Corrélation entre les valeurs de la résistance à la flexion du béton $C_1$ dans l'environnement A, B et C	103
<b>IV.15</b>	Evolution des résistances à la traction des différents bétons dans l'environnement A	104
<b>IV.16</b>	Evolution des résistances à la traction des différents bétons dans l'environnement B	105

<b>IV.17</b>	Evolution des résistances à la traction des différents bétons dans l'environnement C	105
<b>IV.18</b>	Corrélation entre les valeurs de la résistance à la traction du béton C1 dans l'environnement A, B et C	106
<b>IV.19</b>	Valeurs des vitesses ultrasoniques à travers le temps dans l'environnement A	107
<b>IV.20</b>	Valeurs des vitesses ultrasoniques à travers le temps dans l'environnement B	107
<b>IV.21</b>	Valeurs des vitesses ultrasoniques à travers le temps dans l'environnement C	108
<b>V.1</b>	Evolution du coefficient d'absorption d'eau en fonction de la racine carrée du temps à l'âge de 28 jours	111
<b>V.2</b>	Evolution du coefficient d'absorption d'eau en fonction de la racine carrée du temps à l'âge de 360 jours	112
<b>V.3</b>	Comparaison des valeurs d'absorption capillaire de différents types de béton dans tous les environnements	112
<b>V.4</b>	Corrélation entre le béton C <sub>1</sub> et les environnements utilisés	113
<b>V.5</b>	Corrélation entre le béton C <sub>1</sub> IC et les environnements utilisés	113
<b>V.6</b>	Corrélation entre les bétons C <sub>1</sub> , C <sub>1</sub> IC et C <sub>0</sub> et les environnements utilisés	114
<b>V.7</b>	Variations de masse au cours du temps des éprouvettes cubiques	116
<b>V.8</b>	Variations de masse au cours du temps des éprouvettes prismatiques	116
<b>V.9</b>	Variations de masse au cours du temps des éprouvettes cylindriques	117
<b>V.10</b>	Etats superciels des éprouvettes C <sub>0</sub> , C <sub>1</sub> et C <sub>1</sub> IC à l'âge d'un an dans différents environnements	117
<b>V.11</b>	Photos illustrent le phénomène de carbonatation	119
<b>V.12</b>	Valeurs de la carbonatation naturelle en fonction de la racine carrée du temps	119
<b>V.13</b>	Répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative et de la température de la région d'El oued	123
<b>V.14</b>	Profondeur de carbonatation de différents échantillons	123
<b>V.15</b>	Photos illustrent le phénomène de la diffusion des chlorures	124
<b>V.16</b>	Evolution de profondeur de pénétration des chlorures au cours du temps	125
<b>V.17</b>	Concentration des chlorures dans les bétons d'étude à travers différents environnements	127
<b>V.18</b>	Concentration des sulfates dans les bétons d'étude à travers différents environnements	129
<b>V.19</b>	Différence de concentration en chlorures et sulfates entre les extrêmes échéances	130
<b>V.20</b>	Corrélation entre les deux ions nuisibles migrants à travers la surface extérieure de bétons d'étude	130
<b>VI.1</b>	Analyse thermogravimétrique couplée ATG/ATD	134
<b>VI.2</b>	Corrélation entre les pertes de masses de C <sub>0</sub> et C <sub>1</sub> dans différents environnements	136
<b>VI.3</b>	Régression linéaire décrit le comportement de C <sub>1</sub> vis à vis la perte des masses lors d'une exposition à une température élevée (jusqu'à 600°C)	137
<b>VI.4</b>	Teneur en portlandite de différents échantillons testés	138
<b>VI.5</b>	Régression linéaire entre la teneur en portlandite et la résistance mécanique	139

<b>VI.6</b>	Régression exponentielle entre la teneur en portlandite, le gypse et l'étringite au cours de l'élévation des températures	140
<b>VI.7</b>	Diffractogrammes de C <sub>0A</sub> , C <sub>1A</sub> et C <sub>1A</sub> IC de l'environnement A	144
<b>VI.8</b>	Diffractogrammes de C <sub>0B</sub> , C <sub>1B</sub> et C <sub>1B</sub> IC de l'environnement B	145
<b>VI.9</b>	Diffractogrammes de C <sub>0C</sub> , C <sub>1C</sub> et C <sub>1C</sub> IC de l'environnement C	146
<b>VI.10</b>	Photos prises au MEB de différents bétons à l'âge de 28 et 360 jours	148
<b>VI.11</b>	Évolutions des rapports S/Ca vs Al/Ca de C <sub>0</sub> , C <sub>1</sub> , C <sub>1</sub> IC à l'âge de 28, 180 et 360 jours	151
<b>VI.12</b>	Courbes représentatives d'EDS de différents échantillons testés à l'âge de 360 jours	153
<b>VI.13</b>	Évolution des rapports Al/Ca vs (Si + Al)/Ca à l'âge de 28, 180 et 360 jours	153
<b>VI.14</b>	Spectroscopies infrarouge des bétons C <sub>0A</sub> , C <sub>1A</sub> et C <sub>1A</sub> IC à l'âge de 360 jours	155
<b>VI.15</b>	Spectroscopies infrarouge des bétons C <sub>0B</sub> , C <sub>1B</sub> et C <sub>1B</sub> IC à l'âge de 360 jours	156
<b>VI.16</b>	Spectroscopies infrarouge des bétons C <sub>0C</sub> , C <sub>1C</sub> et C <sub>1C</sub> IC à l'âge de 360 jours	157

## LISTE DES TABLEAUX

<b>I.1</b>	Classes d'expositions XA en fonction des conditions d'environnement	21
<b>I.2</b>	Exigences de conception de formulation du béton en fonction du degré de l'agression de l'environnement	21
<b>I.3</b>	Compositions chimiques typiques du calcaire utilisé dans l'industrie du ciment	38
<b>II.1</b>	Propriétés physico-mécanique de granulats utilisés	59
<b>II.2</b>	caractéristiques physico-chimiques et minéralogique des ciments utilisés	61
<b>III.1</b>	les différentes proportions des matériaux utilisés	79
<b>III.2</b>	Composition physico- chimiques de l'eau remontée	81
<b>III.3</b>	Propriétés des bétons frais et durcis et optimisation de plastifiant	83
<b>III.4</b>	Valeurs d'eaux absorbées et coefficients d'absorption à la fin du test	87
<b>IV.1</b>	composition physico- chimiques de l'eau remontée de la nappe phréatique	92
<b>IV.2</b>	Affaissements et poids spécifiques en fonction d'E/C et du dosage en superplastifiant	93
<b>IV.3</b>	Valeurs des régressions polynomiales entre résistances à la compression dans différents environnements utilisés	98
<b>IV.4</b>	Pourcentage d'évolution de $C_1$ par apport à $C_0$ dans divers environnements	106
<b>V. 1</b>	Coefficient de diffusion A et les régressions linéaires ( $R^2$ ) des différents bétons utilisés	121
<b>V. 2</b>	Concentration des anions des bétons testés	126
<b>VI.1</b>	Pics observés par analyse thermogravimétrique différentielle ATD	134
<b>VI.2</b>	Corrélation entre $C_0$ et $C_1$ dans différents environnements	135
<b>VI.3</b>	Pertes des masses obtenues lors de localisation des AFt, $\overline{CS}$ et CH	139



## LISTE DES ABRÉVIATIONS

<b>ACI:</b>	American Concrete Institute
<b>AS:</b>	Australian Standards
<b>ASTM:</b>	American Society for Testing and Materials
<b>ATG:</b>	Analyse thermogravimétrique
<b>ATD:</b>	Analyse thermogravimétrique différentielle
<b>BHP :</b>	Béton à haute performance
<b>BHR :</b>	Béton haute résistance
<b>BRE:</b>	Building Research Establishment
<b>BS EN</b>	Standard by British-Adopted European Standard
<b>CCAA:</b>	Cement Concrete and Aggregates Australia
<b>CA:</b>	Ciment d'aluminate de calcium
<b>DEF:</b>	Formation retardée d'ettringite
<b>D.H.W:</b>	Direction d'hydraulique de la wilaya (El Oued)
<b>D.R.E:</b>	Direction des Ressources en Eau (El Oued)
<b>DRX:</b>	Diffraction par rayon X
<b>D.S.A:</b>	Direction des Services Agricoles (El Oued)
<b>EDS:</b>	Spectroscopie d'énergie dispersive
<b>ENIG:</b>	École nationale d'ingénieurs de Gabès
<b>FT-IR:</b>	Spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier
<b>ICAR:</b>	International Center for Aggregates Research
<b>IS:</b>	Indian standard
<b>ISSTEG:</b>	Institut Supérieur des Sciences et Techniques des Eaux de Gabès
<b>ITZ:</b>	Zone de transition interraciaie
<b>JISA</b>	Japanese Standards Association
<b>JGJ</b>	Chinese Standard
<b>LASS:</b>	Système d'analyse à base d'agrégats par laser
<b>LPCMA:</b>	Laboratoire de Physique des couches minces et applications
<b>MEB:</b>	Microscope Electronique à Balayage
<b>MFA:</b>	Granulats fins manufacturés
<b>MFRC:</b>	Matériaux à faible résistance contrôlée
<b>MS:</b>	Sable artificiel (manufacturé)
<b>NHB :</b>	Nations Highways and Bridges
<b>RCPT:</b>	Test de perméabilité rapide au chlorure
<b>SQS:</b>	Sable de grès
<b>SC:</b>	Sable de calcaire
<b>SR:</b>	Sable de rivière
<b>SSA:</b>	Surface spécifique de l'agrégat
<b>USA:</b>	United states of America
<b>VSI:</b>	Type de concassage à Sable (concasseur à percussion)

# **INTRODUCTION GÉNÉRALE**

## Introduction générale

La durabilité du béton est souvent liée à la pérennité des ouvrages exposés à des conditions climatiques ou environnementales les plus changées. Les ouvrages fonctionnels résistent au fil des années aux nombreuses agressions physico-chimiques.

Cette particularité peut être considérablement améliorée si les effets de l'environnement sont pris en compte préalablement de la formulation du matériau et du dimensionnement de la structure. Malgré de nombreuses études et expertises, certains mécanismes de dégradation restent peu claires et controversés.

La région d'El Oued (Sud Est d'Algérie) a connu, comme d'autres régions du territoire national, pendant plusieurs années une évolution dans la construction des ouvrages en béton armé, une partie de ces derniers souffrent pendant une longue période de multiples problèmes de dégradation qui sont provoqués par plusieurs sources notamment par la remontée d'eau capillaire issue de la nappe phréatique. Cette dernière a subi une remontée progressive depuis les années soixante et s'est accélérée au début des années quatre-vingt du siècle passé. L'apport en eau alimentant cette nappe devient inquiétant, ce qui perturbe la vie quotidienne des habitants. D'autre part l'agrandissement de la superficie des terres agricoles a engendré une augmentation du débit de pompage de la nappe profonde, contribuant par le biais des retours d'irrigation. L'augmentation du volume de la nappe supérieure facilite par une perméabilité élevée du sol de type sable dunaire. L'absence d'un réseau d'assainissement collectif sur toute la région d'El Oued, les eaux utilisées sont collectées individuellement dans les fosses septiques. Cette situation a participé à la suralimentation et à la pollution de la nappe phréatique par le biais du rejet des eaux usées.

La présence d'eau sous une forme quelconque (liquide ou gazeuse) est une condition préalable à la réaction chimique dans le béton. En général, la réaction entre la substance agressive et la substance réactive a lieu dès que les substances se rencontrent. Cependant, en raison du faible taux de transport des substances agressives dans le béton, ces réactions peuvent souvent prendre de nombreuses années avant de montrer leurs effets néfastes.

Avec la prise de conscience générale du développement durable et des constructions respectueuses de l'environnement l'offre de sable naturel en Algérie est limitée par la protection du cours des rivières. Le sable concassé à partir de gravier, a également connu sous le nom de sable artificiel ou de sable de calcaire concassé, il a été utilisé comme substitut du sable naturel dans le béton (JGJ 52-2006; JGJ/T 241-2011 ; F.L. Li et al., 2013). Cette tendance est également en train de devenir une tendance mondiale à produire du béton en

utilisant du sable de calcaire concassé pour la protection des ressources sableuses naturelles limitées [AS 2758.1,1998; BSI EN 12620,2008; JISA 5005,2009; ASTM C33/C33M,2013). Par conséquent, le béton avec sable concassé est progressivement devenu un matériau de construction essentiel et écologique.

L'utilisation du sable de carrière comme substitut avec le sable alluvionnaire devient impérative pour répondre aux besoins du secteur de la construction et de trouver une solution à la grave problématique de stockage. Alors il a semblé une nécessité d'examiner ces propriétés afin de ressortir le niveau optimal de substitution. D'autre part, il a contribué à améliorer les caractéristiques de durabilité et / ou retarder le plus possible l'effet des substances chimiques nocives issues de la remontée des eaux agressives sur le béton d'enrobage.

Notre contribution vise principalement l'influence de l'incorporation de ce type de sable avec un bon super plastifiant sur les propriétés : du béton frais, de la résistance mécanique, de durabilité et de la microstructure . De ce fait, la présente thèse a pour titre : Effet de la substitution du sable de rivière par du sable de carrière sur la durabilité des bétons à base de différents ciments algériens dans des environnements chimiques.

Pour cela cette thèse s'articule en six chapitres

Le premier chapitre est divisé en trois volets, le premier volet aborde les différentes substances chimiques inclus dans les eaux agressives de la remontée d'eau et leurs mécanismes d'interaction avec les alcalins de ciment et les granulats utilisés. En connaissant profondément les différents produits formés dès que les substances se réunissent. Le deuxième volet identifie un bref aperçu sur la microstructure du béton, en résumant les différentes morphologies des hydrates formés au cours de processus d'hydratation, et en dernier volet de ce chapitre, nous rassemblons également beaucoup des travaux que nous avons guidé durant l'exécution de ce travail, ces travaux ont été menés par plusieurs chercheurs autour du monde et qui ont visé l'effet de la substitution du sable naturel par le sable de concassage sur les propriétés du béton frais, durci et de durabilité.

Le deuxième chapitre expose les différentes caractéristiques physico-chimiques des matériaux utilisés, ainsi que les différents essais exécutés durant cette longue période d'investigation. Ces essais fournissent des connaissances sur l'état du béton frais et durci.

Le troisième chapitre est consacré à un travail préliminaire pour choisir un pourcentage adéquat répond aux exigences de la résistance et de durabilité du béton à des différents pourcentages de substitution de sable alluvionnaire par un sable amis à l'environnement, qui est un sable de calcaire concassé.

Le fruit du troisième chapitre a été exploité complètement dans la suite de ce travail.

L'intérêt du quatrième chapitre est de tester à nouveau avec un autre ciment résistant au sulfate et l'introduction d'un meilleur super plastifiant les spécifications de l'ouvrabilité, tout en gardant un rapport eau / ciment le plus bas possible et en cherchant un béton plus compacte et plus dense avec un affaissement de l'ordre de 5 à 6 cm. L'examen touche ensuite les propriétés mécaniques du mélange conçu.

Le cinquième chapitre traite la spécificité de durabilité, en consultant profondément l'absorption capillaire, la variation des masses, l'observation visuelle, la carbonatation naturelle, mesure de profondeur de chlorure et finalement une mesure de la concentration des anions notamment les chlorures et les sulfates avec chromatographie ionique pour mieux juger à quel niveau la dégradation a été déclanchée.

Le dernier chapitre a été réservé à une approche microstructurale, pour bien connaître les différents produits d'hydratation lors de l'existence du sable de calcaire concassé. Notre investigation affirme qu' aucune dégradation significative n'a été observée durant une période d'un an. L'interprétation microstructurale implique une évaluation par une analyse thermogravimétrique, par DRX, MEB couplée d'EDS et une autre par spectroscopie infrarouge.

Cette campagne d'évaluation a été achevée par une conclusion générale et des perspectives qui peuvent prendre en compte à la suite de ce propre travail.

## **CHAPITRE I :**

# **SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE**

## I.1 Introduction

Avant de discuter les aspects importants de la durabilité du béton, quelques remarques générales sur ce sujet seront utiles. Premièrement, l'eau, qui est le principal agent de création et de destruction de nombreux matériaux naturels, se trouve au cœur de la plupart des problèmes de durabilité du béton. Dans les solides poreux, on sait que l'eau est à l'origine de nombreux types de processus physiques de dégradation. En tant que véhicule pour le transport d'ions agressifs, l'eau peut également être une source de dégradation chimiques. Deuxièmement, les phénomènes physico-chimiques associés au transport de l'eau dans les solides poreux sont contrôlés par la perméabilité de leurs corps. Par exemple, le taux de la détérioration chimique dépend du fait que l'attaque chimique se limite à la surface du béton ou qu'elle se produise également à l'intérieur du matériau. Troisièmement, le type de dégradation et la concentration en ions présents dans l'eau, ainsi que la composition chimique du solide, influent sur la vitesse de détérioration. Contrairement aux roches et minéraux naturels, le béton est essentiellement un matériau alcalin, car tous les composés de calcium constituant le produit d'hydratation du ciment Portland sont alcalins. Par conséquent, les eaux acides sont particulièrement nocives pour le béton.

la détérioration du béton est rarement due à une cause unique. Habituellement, au stade avancé de la dégradation d'un matériau, plusieurs phénomènes délétères sont à l'œuvre. En général, les causes physiques et chimiques de la détérioration sont si étroitement liées et se renforcent mutuellement que la séparation des causes de leurs effets devient souvent impossible. Par conséquent, une classification des processus de dégradation du béton en catégories bien définies doit être traitée avec une certaine prudence. Le but d'une telle classification est d'expliquer de manière systématique et individuelle les différents phénomènes. Cependant, il ne faut pas négliger les interactions qui se produisent lorsque plusieurs phénomènes sont présents simultanément.

Enfin plusieurs travaux de chercheurs ont été présentés en relation avec l'exploitation de sable concassé dans le béton ordinaire afin de juger l'utilité de ces précieuses ressources pour garder une bonne durabilité et préserver notre environnement.

## Partie A : Eau chimiquement agressive et durabilité du béton

La durée de vie est considérée comme synonyme de durabilité. Comme la durabilité dans un ensemble de conditions ne signifie pas nécessairement durabilité dans un autre, il est habituel d'inclure une référence générale à l'environnement lors de la définition de la durabilité. Selon le Comité ACI 201 (ACI Committee 201, 2002), la durabilité du béton de ciment est définie comme sa capacité à résister aux intempéries, aux attaques chimiques, à l'abrasion ou à tout autre processus de détérioration. En d'autres termes, un béton durable conservera sa forme, sa qualité et sa facilité de maintenance d'origine lorsqu'il sera exposé à l'environnement de service prévu.

Aucun matériau n'est intrinsèquement durable. En raison des interactions environnementales, la microstructure et par conséquent les propriétés changent avec le temps. Un matériau est supposé atteint la fin de sa durée de vie lorsque ses propriétés, dans des conditions d'utilisation données, se sont détériorées à un point tel que son utilisation continue est jugée peu sûre ou non économique.

### 1.2 L'eau comme agent de dégradation

Le béton n'est pas le seul matériau vulnérable aux processus physiques et chimiques de détérioration associés à l'eau. Par conséquent, il est souhaitable de passer en revue, en général, les caractéristiques de l'eau qui en font le principal agent de destruction des matières solides. L'eau sous ses diverses formes, telles que l'eau de mer, les eaux souterraines, les eaux de rivières, les eaux de lacs, la neige, la glace et les vapeurs est sans aucun doute le fluide le plus abondant dans la nature. Les molécules d'eau sont très petites et peuvent donc pénétrer dans des pores ou des cavités extrêmement fines. En tant que solvant, l'eau est connue pour sa capacité à dissoudre plus de substances que tout autre liquide connu. Cette propriété explique la présence de nombreux ions et gaz dans certaines eaux qui, à leur tour, contribuent à la décomposition chimique des matériaux solides. En outre, l'eau a la plus grande chaleur de vaporisation parmi les liquides courants; par conséquent, aux températures ordinaires, il a tendance à exister à l'état liquide dans un matériau poreux, plutôt que de se vaporiser et de laisser le matériau sec. De plus, avec les solides poreux, les mouvements internes d'humidité et les transformations structurelles de l'eau sont connus pour provoquer des changements de volume perturbateurs de nombreux types. Par exemple, la congélation de l'eau dans la glace, la formation d'une structure ordonnée de l'eau à l'intérieur des pores fins, le développement de la pression osmotique due aux différences de concentration ionique et l'accumulation de

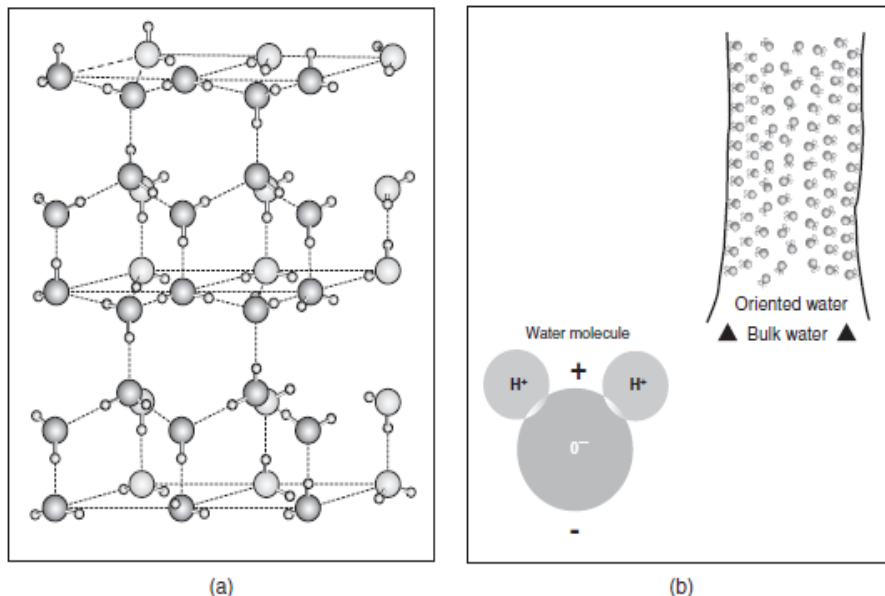


pression hydrostatique due aux pressions de vapeur différentielles peuvent entraîner des contraintes internes élevées. Un bref aperçu de la structure des molécules d'eau sera utile pour comprendre ces phénomènes.

### I.3 La structure de l'eau

La molécule H-O-H est liée par covalence. En raison des différences entre les centres de charge d'hydrogène et d'oxygène, le proton chargé positivement de l'ion hydrogène appartenant à une molécule d'eau attire les électrons chargés négativement des molécules d'eau voisines. Cette force d'attraction relativement faible, appelée liaison hydrogène, est responsable de la structure ordonnée de l'eau.

La plus haute manifestation de l'ordre à long terme dans la structure de la liaison eau-hydrogène se voit dans la glace (figure I-1a). Dans la glace, chaque molécule d'eau est entourée de quatre molécules de sorte que le groupe possède une molécule au centre et les quatre autres aux coins d'un tétraèdre. Dans les trois directions, les molécules et les groupes de molécules sont maintenus ensemble par liaison hydrogène. La glace se fond à 0 °C quand environ 15% des liaisons hydrogène se brisent. En raison de la rupture partielle de la directionnalité de la liaison tétraédrique, chaque molécule d'eau peut acquérir plus de quatre voisins les plus proches, la densité passant ainsi de 0,917 à 1. La réversibilité du processus explique le phénomène d'eau liquide, lors de la solidification, se développe plutôt que rétrécit.



**Figure I-1 :** (a) Structure de la glace (selon Pauling,L, 1960) (b) Structure des molécules d'eau orientées dans un micropore (selon Winkler, E.M.,1973) ( cité par Mehta et Monteiro, 2006).

Comparativement à la structure de la glace, environ 50% des liaisons hydrogène sont rompues à la température ambiante. Les matériaux à l'état brisé ont des charges superficielles non satisfaites générant de l'énergie de surface. L'énergie de surface dans les liquides provoque une tension de surface, ce qui explique la tendance d'un grand nombre de molécules à adhérer ensemble. C'est la tension superficielle élevée de l'eau (définie comme la force nécessaire pour séparer les molécules d'eau) qui l'empêche d'agir comme agent plastifiant efficace dans les mélanges de béton, à moins d'ajouter certains adjuvants chimiques pour réduire la tension superficielle ( Pauling.L, 1960 ; cité par Mehta et Monteiro, 2006).

La formation de la structure orientée de l'eau par liaison hydrogène dans des micropores est connue pour provoquer une expansion dans de nombreux systèmes. Dans les solides, l'énergie de surface due à des charges non satisfaites dépend de la surface; par conséquent, l'énergie de surface est élevée lorsque de nombreux pores fins sont présents. Si l'eau est capable de pénétrer dans de tels micropores et si les forces d'attraction à la surface des pores sont suffisamment puissantes pour décomposer la tension superficielle de l'eau en vrac et orienter les molécules vers une structure ordonnée (analogue à la structure de la glace), cette eau orientée ou ordonnée, étant moins dense que la masse d'eau, nécessitera plus d'espace et aura donc tendance à provoquer une expansion (figureI-1b) ( Winkler, E.M.,1973 ; cité par Mehta et Monteiro, 2006).

Dans notre cas, nous sommes intéressé notamment par l'eau agressive de la remontée d'eau de la nappe phréatique de la région d'El Oued (Algérie). Pour cette raison nous pouvons expliquer les causes de cette phénomène et de connaître les différents facies chimiques potentiels capable de perturber la sécurité des ouvrages par l'action des gonflements et de la désintégration du béton.

#### **1.4 Généralité sur la remontée des eaux de la nappe phréatique**

L'eau de la nappe phréatique de la région d'El Oued repose sur une couche du sol argilo-gypseux. La zone d'aération qui sépare la surface de cette eau de la surface du sol, ne dépasse pas de plus de 40 m de sable non aquifère (D.S.A., 2005).

L'épaisseur de cette nappe contenue dans les sables dunaires quaternaires est estimé de quelques mètres (D.H.W., 2007).

Cote (Cote, 1998), a rapporté dans leur étude que la nappe phréatique est alimentée par les eaux utilisées par l'homme, et indique également que celle-ci est à l'origine de différentes sources (eaux d'irrigation, industrielles et domestiques),...etc. Toutefois la source originale

de ces dernières est les nappes profondes du Complexe Terminale et du Continentale Intercalaire, sans oublier les eaux de pluie.

Kholladi (Kholladi, 2005) a affirmé que le sens d'écoulement est orienté du Sud vers le Nord. (B. Bouselsal et N. Kherici, 2014) ont déclaré que La mauvaise gestion des ressources hydriques est la cause principale de la remontée des eaux, la surexploitation des nappes profondes et l'évacuation des eaux résiduelles vers la nappe phréatique avec des quantités énormes dépassent la capacité de transfert hydraulique souterrain de la nappe, vers l'exutoire naturel. Ils ont affirmé également que Les conséquences de cette remontée est le noyage des ghouts et la perte des palmeraies dattiers, la propagation de la pollution bactériologique dans la nappe, la contamination des eaux par les nitrates d'origines domestiques et agricoles, la forte minéralisation d'eau à cause de l'évaporation à partir des surfaces d'eau libres ou de faible profondeur et la modification des paysages.

La surface piézométrique n'est pas régulière et elle présente des points hauts dans les zones d'alimentation représentées par les agglomérations et les plantations irriguées à partir des nappes profondes et des points bas dans les zones de prélèvement par évaporation des surfaces d'eau libre (Chott et Ghouts inondés) et par évapotranspiration de la végétation (D.R.E., 2013).

L'étude piézométrique a montré l'existence de dômes et de dépressions piézométriques. Ces dernières sont le siège d'une remontée des eaux souterraines accentuée surtout par le déversement des eaux usées. Ceci est confirmé par la qualité chimique des eaux de la région. En effet, les zones de la remontée sont caractérisées par des eaux de mauvaise qualité par rapport au reste de l'aquifère ( B. Zine, 2009).

Les eaux de la nappe phréatique de cette région, ont de qualité chimique très dégradée, sont caractérisées par une minéralisation très élevée (Moulla et al, 2006). Les faciès chimiques prédominants sont : sulfate, chlorure, sodium, magnésium, calcium, carbonate... etc.

Les espèces chimiques et agressives de l'eau remontée ont entré en réaction avec les alcalins de ciment causent des problèmes structuraux au niveau des ouvrages en béton armé tel que l'apparition de stalactite (dépôts de  $\text{CaCO}_3$ ) et des autres sels comme  $\text{CaCl}_2$ ., gonflement du béton d'enrobage, apparition des fissures, corrosion des armatures...etc. La figure I.2 témoigne cette situation de dégradation (T.djedid et A. Guettala., 2012).



**Figure I.2 :**Photos illustrent l'effet de la remontée d'eau sur les ouvrages en Béton armé (T.djedid et A. Guettala., 2012).

### **I.5 Détérioration du béton par des réactions chimiques**

Concrètement, les processus de détérioration déclenchés par des réactions chimiques impliquent généralement, mais pas nécessairement, des interactions chimiques entre les agents agressifs présents dans l'environnement et les composants de la pâte de ciment. Les exceptions comprennent les réactions alcalino-agrégats, qui se produisent entre les alcalis présents dans la pâte de ciment et certains matériaux réactifs dans l'agrégat, l'hydratation

retardée de CaO et de MgO cristallins lorsqu'ils sont présents en quantité excessive dans le ciment Portland et la formation retardée d'ettringite.

Avec une pâte de ciment portland bien hydratée, la phase solide, composée d'hydrates de calcium relativement insolubles (tels que C-S-H, CH et C-A-S-H), existe dans un état d'équilibre stable avec un fluide à pH élevé. En fonction de la concentration en ions  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  et  $\text{OH}^-$ , la valeur du pH varie de 12,5 à 13,5. Il est clair que le béton de ciment serait dans un état de déséquilibre chimique lorsqu'il entrerait en contact avec des conditions environnementales acides.

Théoriquement, tout environnement dont le pH est inférieur à 12,5 peut être qualifié d'agressif, car une réduction de l'alcalinité du liquide interstitiel conduirait à terme à une déstabilisation des produits d'hydratation à base de ciment. Cela signifie que la plupart des eaux industrielles et naturelles seront agressives pour le béton.

Cependant, la vitesse d'attaque chimique sera fonction du pH du fluide agressif et de la perméabilité du béton. Lorsque la perméabilité du béton est faible et que le pH du fluide agressif est supérieur à 6, la vitesse d'attaque chimique est trop lente pour être prise au sérieux. Le  $\text{CO}_2$  libre dans les eaux douces et les eaux stagnantes, les ions acides tels que  $\text{SO}_4^{2-}$  et  $\text{Cl}^-$  dans les eaux souterraines et de mer, et les ions  $\text{H}^+$  dans certaines eaux industrielles sont souvent responsables de l'abaissement du pH en dessous de 6, ce qui nuirait au béton.

Il convient de noter que les attaques chimiques sur le béton se traduisent par des effets physiques néfastes, tels qu'une augmentation de la porosité et de la perméabilité, une diminution de la résistance, des fissures et des écaillages. En pratique, plusieurs processus de détérioration chimiques et physiques agissent en même temps et peuvent même se renforcer mutuellement. Afin de développer une compréhension claire, les processus chimiques peuvent être divisés en trois sous-groupes discutés individuellement. Une attention particulière sera accordée aux attaques au sulfate, aux alcalis et à la corrosion des armatures, ces phénomènes étant responsables de la dégradation de la plupart des structures en béton.

### **I.5.1 Hydrolyse des composants de la pâte de ciment**

Les eaux du sol, des lacs et des rivières contiennent de petites quantités de chlorures, sulfates et bicarbonates de calcium et de magnésium. Ces eaux dures n'attaquent généralement pas les composants de la pâte de ciment Portland. L'eau pure résultant de la condensation du brouillard ou de la vapeur d'eau et de l'eau douce de la pluie ou de la fonte de la neige et de la glace ne contient que peu ou pas d'ions calcium. Lorsque ces eaux entrent en contact avec la

pâte de ciment Portland, elles ont tendance à hydrolyser ou à dissoudre les produits contenant du calcium. Une fois que la solution de contact atteint l'équilibre chimique, l'hydrolyse de la pâte de ciment cesse. Toutefois, dans le cas d'écoulement d'eau ou d'infiltration sous pression, une dilution de la solution de contact aura lieu, fournissant ainsi les conditions d'une hydrolyse continue. L'hydroxyde de calcium est l'un des composants des pâtes de ciment hydratées qui, en raison de sa solubilité relativement élevée dans l'eau pure (1230 mg / l), est le plus sensible à l'hydrolyse. Théoriquement, l'hydrolyse de la pâte de ciment se poursuit jusqu'à ce que la plus grande partie de l'hydroxyde de calcium soit éliminée par lessivage; cela expose les composants cimentaires de la pâte de ciment durcie à une décomposition chimique. Finalement, le processus laisse derrière eux des gels de silice et d'alumine avec peu ou pas de force. Biczok (Biczok, I., 1967), cite les résultats de deux études montrant la perte de résistance des pâtes de ciment Portland par lessivage de la chaux. Toujours selon Terzaghi, (Terzaghi, 1948) un béton qui avait perdu environ un quart de sa teneur initiale en chaux était réduit à la moitié de sa résistance initiale.

Outre la perte de résistance, la lixiviation de l'hydroxyde de calcium du béton peut être considérée comme indésirable pour des raisons esthétiques. Fréquemment, le lixiviat interagit avec le CO<sub>2</sub> présent dans l'air et forme une croûte blanchâtre de carbonate de calcium à la surface. Le phénomène est connu sous le nom d'efflorescence.

### **I.5.2 Réactions d'échange de cations**

D'après l'échange de cations, les trois types de réactions délétères pouvant se produire entre des solutions chimiques agressives et les composants de la pâte de ciment Portland sont les suivants:

#### **I.5.2.1 Formation de sels de calcium solubles**

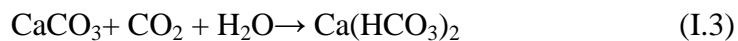
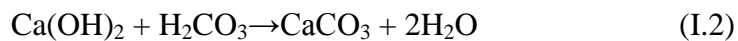
Les solutions acides contenant des anions, qui forment des sels de calcium solubles, sont fréquemment rencontrées dans les environnements industriels. Par exemple, l'acide chlorhydrique, sulfurique ou nitrique peut être présent dans les effluents de l'industrie chimique. De nombreux produits alimentaires contiennent de l'acide acétique, de l'acide formique ou de l'acide lactique. L'acide carbonique, H<sub>2</sub>CO<sub>3</sub>, est présent dans les boissons gazeuses et les eaux naturelles à forte concentration de CO<sub>2</sub>. La réaction d'échange de cations entre les solutions acides et le constituant de la pâte de ciment Portland produit des sels solubles de calcium, tels que le chlorure de calcium, l'acétate de calcium et le bicarbonate de calcium, qui sont éliminés par lixiviation.

Grâce à la réaction d'échange de cations, les solutions de chlorure d'ammonium et de sulfate d'ammonium, couramment utilisées dans l'industrie des engrais et dans l'agriculture, sont capables de transformer les composants de la pâte de ciment en produits hautement solubles, par exemple



Il convient de noter que, étant donné que les deux produits de réaction sont solubles, les effets de l'attaque sont plus graves que, par exemple, avec une solution de  $\text{MgCl}_2$  qui produit  $\text{CaCl}_2$  et  $\text{Mg}(\text{OH})_2$ . Ce dernier étant insoluble, sa formation n'augmenterait pas la porosité et la perméabilité du système.

En raison de certaines caractéristiques de l'attaque de la pâte de ciment par l'acide carbonique, il est souhaitable d'en discuter en détail. Les réactions typiques d'échange de cations entre l'acide carbonique et l'hydroxyde de calcium présent dans une pâte de ciment hydratée et qui peuvent être présentées comme suit:



Après la précipitation du carbonate de calcium, qui est insoluble, la première réaction cesse sauf si du  $\text{CO}_2$  libre est présent dans l'eau. En transformant le carbonate de calcium en bicarbonate soluble, conformément à la seconde réaction, le  $\text{CO}_2$  libre facilite l'hydrolyse de l'hydroxyde de calcium. Cette réaction étant réversible, une certaine quantité de  $\text{CO}_2$  libre, appelée  $\text{CO}_2$  d'équilibrage, est nécessaire pour maintenir l'équilibre de la réaction. Tout  $\text{CO}_2$  libre en plus du  $\text{CO}_2$  d'équilibrage serait agressif pour la pâte de ciment car, en poussant la seconde réaction à droite, il accélérerait le processus de transformation de l'hydroxyde de calcium présent dans la pâte de ciment en bicarbonate de calcium soluble. L'équilibre du contenu en  $\text{CO}_2$  de l'eau dépend de sa dureté (liée à la quantité de calcium et de magnésium présente dans l'eau).

Il convient de noter que l'acidité de l'eau d'origine naturelle est généralement due au  $\text{CO}_2$  dissous, qui se trouve en concentration significative dans les eaux minérales, l'eau de mer et les eaux souterraines qui pourraient avoir en contact avec des déchets végétaux ou animaux en décomposition. Les eaux souterraines normales contiennent de 15 à 40 mg / l de  $\text{CO}_2$ ; cependant, des concentrations de l'ordre de 150 mg / l ne sont pas rares. En règle générale, l'eau de mer contient de 35 à 60 mg / l de  $\text{CO}_2$ . Et généralement, lorsque le pH des eaux souterraines ou de la mer est supérieur ou égal à 8, la concentration en  $\text{CO}_2$  libre est

généralement négligeable. lorsque le pH est inférieur à 7, une concentration nocive de  $\text{CO}_2$  libre peut être présente ( Mehta et Monteiro,. 2006).

### **I.5.2.2 Formation de sels de calcium insolubles et non expansifs**

Certains anions présents dans une eau agressive peuvent réagir avec la pâte de ciment pour former des sels insolubles de calcium; leur formation ne doit pas endommager le béton, sauf si le produit de réaction est soit expansif (voir ci-dessous), soit éliminé par écoulement d'eau ou par infiltration. Les produits de la réaction entre l'hydroxyde de calcium et l'acide oxalique, tartrique, tannique, humique, fluorhydrique ou phosphorique appartiennent à la catégorie des sels de calcium insolubles, non expansifs. Lorsque le béton est exposé à des déchets animaux ou à des matières végétales en décomposition, la présence d'acide humique est généralement responsable de la détérioration chimique.

### **I.5.2.3 Attaque chimique par des solutions contenant des sels de magnésium**

Le chlorure, le sulfate ou le bicarbonate de magnésium se trouvent fréquemment dans les eaux souterraines, l'eau de mer et certains effluents industriels. Les solutions de magnésium réagissent facilement avec l'hydroxyde de calcium présent dans la pâte de ciment pour former des sels solubles de calcium. Comme indiqué dans la section suivante, la solution de  $\text{MgSO}_4$  est très agressive en raison de l'attaque des sulfates sur les hydrates d'alumine présents dans la pâte de ciment.

Une caractéristique de l'attaque par les ions magnésium sur la pâte de ciment est que l'attaque est finalement étendue au silicate de calcium hydraté qui est le principal constituant du ciment. Lors d'un contact prolongé avec une solution de magnésium, le C-S-H de la pâte de ciment hydratée perd progressivement des ions de calcium, partiellement ou parfois complètement remplacés par des ions de magnésium. Le produit final de cette réaction de substitution est un silicate de magnésium hydraté, dont la formation est associée à une perte de la caractéristique du ciment.

## **1.6 Réactions impliquant la formation de produits expansifs**

Les réactions chimiques impliquant la formation de produits expansifs dans le béton durci peuvent avoir certains effets néfastes. L'expansion peut d'abord avoir lieu sans endommager le béton, mais l'accumulation croissante des contraintes internes se manifeste finalement par la fermeture des joints de dilatation, des déformations et des déplacements dans différentes parties de la structure. Les quatre phénomènes associés aux réactions chimiques expansives



sont les suivants: attaque au sulfate, attaque aux agrégats alcalins, hydratation retardée du CaO et du MgO libres et corrosion de l'acier dans le béton. Nous sommes intéressés dans ce contexte par le couplage de l'effet de l'attaque sulfatique et la corrosion de l'acier dans le béton.

### **1.6.1 L'attaque sulfatique**

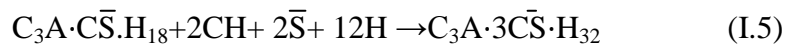
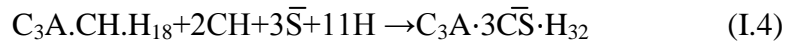
La plupart des sols contiennent du sulfate sous forme de gypse  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  (typiquement 0,01 à 0,05% exprimé en  $\text{SO}_4$ ); cette quantité est considérée sans danger pour le béton. La solubilité du gypse dans l'eau à des températures normales est plutôt limitée (environ 1 400 mg / l de  $\text{SO}_4$ ) ( Mehta et Monteiro,. 2006). Des concentrations plus élevées de sulfate dans les eaux souterraines sont généralement dues à la présence de sulfates de magnésium, de sodium et de potassium. Le sulfate d'ammonium est fréquemment présent dans les sols agricoles et dans l'eau. Les effluents des fours (utilisant des combustibles à haute teneur en soufre) et de l'industrie chimique peuvent contenir de l'acide sulfurique. La décomposition de la matière organique dans les marais, les lacs peu profonds, les fosses minières et les canalisations d'égout entraîne souvent la formation de  $\text{H}_2\text{S}$  qui est transformé en acide sulfurique par l'action bactérienne. L'eau utilisée dans les fours de refroidissement en béton peut également contenir une concentration élevée de sulfate en raison de l'évaporation. Ainsi, il n'est pas rare de trouver des concentrations de sulfate potentiellement nocives dans les eaux naturelles et industrielles.

La dégradation du béton résultant de réactions chimiques entre le ciment hydraté et les ions sulfates provenant d'une source extérieure est connue pour prendre deux formes distinctes. Le processus de détérioration prédominant dans un cas donné dépend de la concentration et de la source des ions sulfate (c'est-à-dire du cation associé) dans l'eau de contact et de la composition de la pâte de ciment dans le béton.

L'attaque par les sulfates peut se manifester sous forme de dilatation et de fissuration du béton. Lorsque le béton se fissure, sa perméabilité augmente et l'eau agressive pénètre plus facilement à l'intérieur, accélérant ainsi le processus de dégradation. Parfois, la dilatation du béton peut causer de graves problèmes structurels, tels que le déplacement des murs du bâtiment dû à la poussée horizontale exercée par une dalle en expansion. L'attaque par les sulfates peut également prendre la forme d'une diminution progressive de la résistance et d'une perte de masse due à la perte de cohésion des produits d'hydratation du ciment.

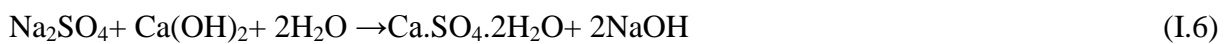
### 1.6.1.1 Réactions chimiques en attaque au sulfate

Les phases d'hydroxyde de calcium et d'alumine du ciment hydraté sont plus vulnérables aux attaques des ions sulfate. Lors de l'hydratation, les ciments Portland contenant plus de 5% de potentiel C<sub>3</sub>A contiendront l'essentiel de l'alumine sous forme de monosulfate hydraté, C<sub>3</sub>A·C $\bar{S}$ ·H<sub>18</sub>. Si la teneur en ciment de C<sub>3</sub>A est supérieure à 8%, les produits d'hydratation contiendront également du C<sub>3</sub>A·CH·H<sub>18</sub>. En raison de la présence d'hydroxyde de calcium dans la pâte de ciment hydratée, lorsqu'une pâte de ciment entre en contact avec des ions sulfate, les deux hydrates contenant de l'alumine sont convertis en une forme à haute teneur en sulfate (ettringite, C<sub>3</sub>A·3C $\bar{S}$ ·H<sub>32</sub>) par les équations suivantes:



Il est généralement admis que les gonflements liés au sulfate dans le béton sont associées à l'ettringite; Cependant, les mécanismes par lesquels la formation d'ettringite provoque l'expansion sont encore un sujet controversé (Cohen M.D., et B. Mather., 1991). L'exercice de la pression par la croissance de cristaux d'ettringite et le gonflement dû à l'adsorption d'eau dans un environnement alcalin par l'ettringite faiblement cristalline sont sujets de nombreuses hypothèses retenues par la plupart des chercheurs ( Mehta et Monteiro., 2006).

La formation de gypse résultant de réactions d'échange de cations est également susceptible de provoquer une expansion. Cependant, il a été observé (Mehta, P.K.,1983) que la détérioration de la pâte de ciment Portland durcie par la formation de gypse passe d'abord par un processus conduisant à une réduction du pH du système et à une perte de rigidité et de résistance, suivie d'une expansion et d'une fissuration, puis d'une transformation du béton à une masse pâteuse ou non cohésive. Selon le type de cations associé à la solution de sulfate (Na<sup>+</sup>, K<sup>+</sup> ou Mg<sup>2+</sup>), l'hydroxyde de calcium et le C-S-H présents dans la pâte de ciment hydratée peuvent être convertis en gypse par attaque au sulfate ( Mehta et Monteiro., 2006):

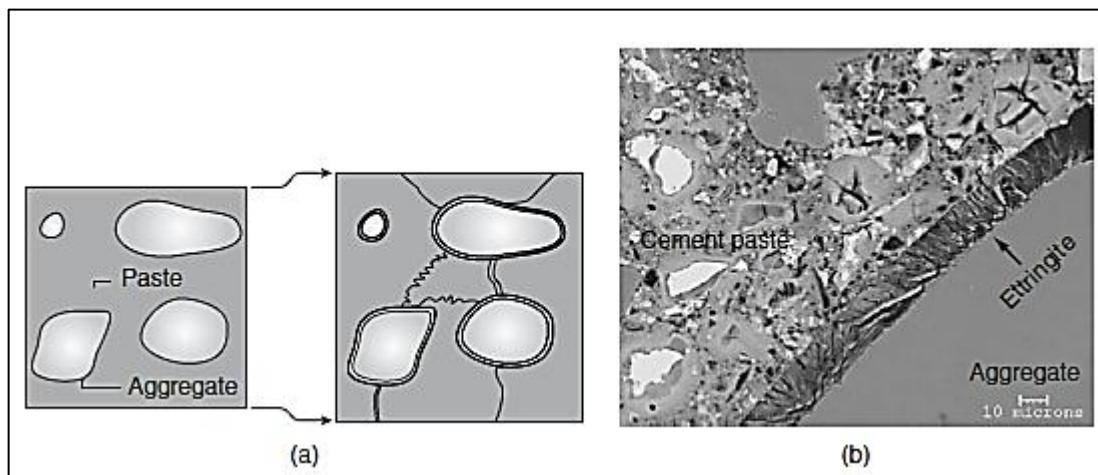


En cas d'attaque au sulfate de sodium, la formation d'hydroxyde de sodium en tant que sous-produit de la réaction garantit le maintien d'une alcalinité élevée dans le système, ce qui est essentiel pour la stabilité du produit d'hydratation à base de ciment, C-S-H. D'autre part, dans le cas d'une attaque au sulfate de magnésium, la conversion de l'hydroxyde de calcium en

gypse s'accompagne de la formation simultanée d'hydroxyde de magnésium, insoluble et réduisant l'alcalinité du système. En l'absence d'ions hydroxyle dans la solution, le C-S-H n'est plus stable et est également attaqué par la solution de sulfate (équation I.8). L'attaque au sulfate de magnésium est donc plus sévère sur le béton.

### 1.6.1.2 Formation retardée d'ettringite

Il s'agit d'un cas d'attaque chimique du sulfate lorsque la source des ions sulfates se trouve être interne (dans le béton) plutôt qu'externe. Le phénomène n'est pas nouveau, il est connu que l'on utilise un agrégat contaminé au gypse ou un ciment contenant une teneur anormalement élevée en sulfate dans la production de béton. Récemment, des cas de formation retardée d'ettringite ont été rapportés avec des produits de béton cuits à la vapeur. L'ettringite n'est pas une phase stable supérieure à 65 °C, elle se décompose pour former le monosulfate hydraté si les températures de traitement à la vapeur d'eau sont supérieures à 65°C; sont utilisés dans le processus de fabrication. Les ions sulfates libérés par la décomposition de l'ettringite sont adsorbés par le silicate de calcium hydraté. Plus tard, pendant le service, lorsque les ions sulfates sont désorbés, la formation d'ettringite provoque une expansion et une fissuration (figure. I.3).



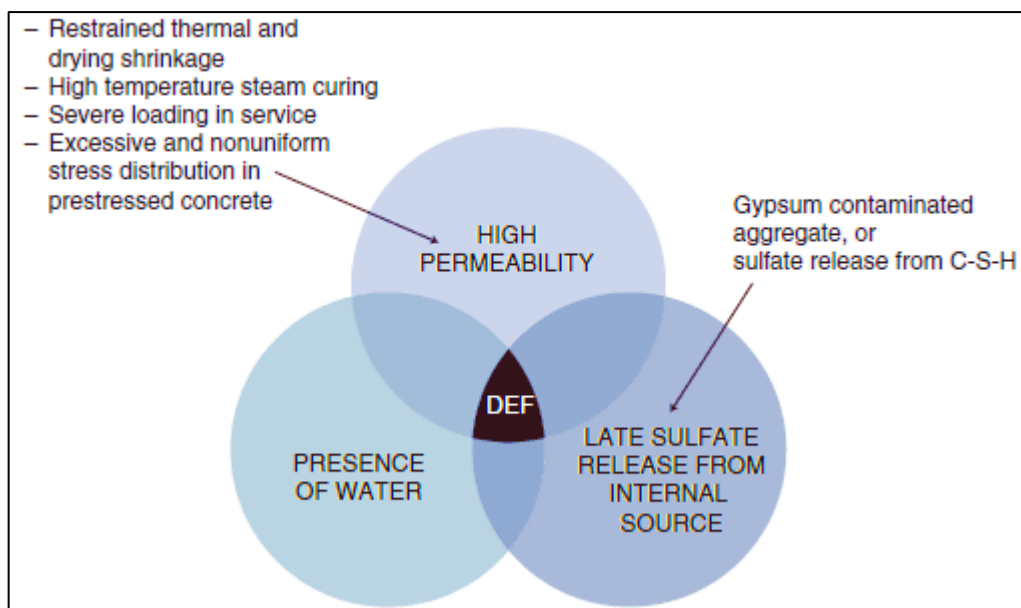
**Figure I.3:**(a) formation retardée d'ettringite (DEF), (b) Photo au MEB d'un mortier affecté par DEF ( d'après Taylor, H.F.W., C. Famy; K.L.Scrivener, Formation retardée d'ettringite. 2001).

La dilatation de la pâte provoquée par la formation retardée d'ettringite est à l'origine de fissures dans la pâte et à l'interface pâte-agrégat. Ensuite, l'ettringite recristallise dans les fissures à partir de cristaux sous-microscopiques dispersés dans la pâte de ciment (Taylor, H.F.W., C.Famy; K.L.Scrivener., 2001).

Les chercheurs s'accordent généralement pour dire que l'expansion liée à la DEF est associée à des sources internes de sulfate disponibles et que l'ettringite formée est faiblement cristalline. Certains chercheurs estiment que la décomposition de l'ettringite primaire par réticulation à la vapeur à haute température, suivie de l'adsorption des ions sulfates par le C-S-H et de leur désorption ultérieure pour reformer un ettringite secondaire dans les premiers produits d'hydratation du ciment, sont les conditions nécessaires au phénomène DEF (Mehta et Monteiro., 2006). D'autres, dont Collepardi (Collepardi, M., 1999), ont observé que la DEF ne se limitait pas aux produits durcis à la chaleur et que l'adsorption-désorption du sulfate par C-S-H n'était pas essentielle au phénomène. Il a proposé l'hypothèse suivante:

- a) les microfissures résultant du procédé de fabrication du béton ou de réactions chimiques telles que la réaction alcali-silice ou les conditions de charge en service augmentent la perméabilité du béton;
- b) Les ions sulfates sont libérés par les produits d'hydratation du ciment ou proviennent d'autres sources;
- c) La présence d'eau est nécessaire à la migration ionique dans le béton.
- d) Le dépôt d'ettringite se produit à l'intérieur des microfissures existantes, qui se propagent soit par gonflement, soit par croissance de cristaux d'ettringite.

La figure I.4 présente une représentation schématique de l'approche holistique de Collepardi (Collepardi, M., 1999) en matière d'expansion et de fissuration liées à DEF.



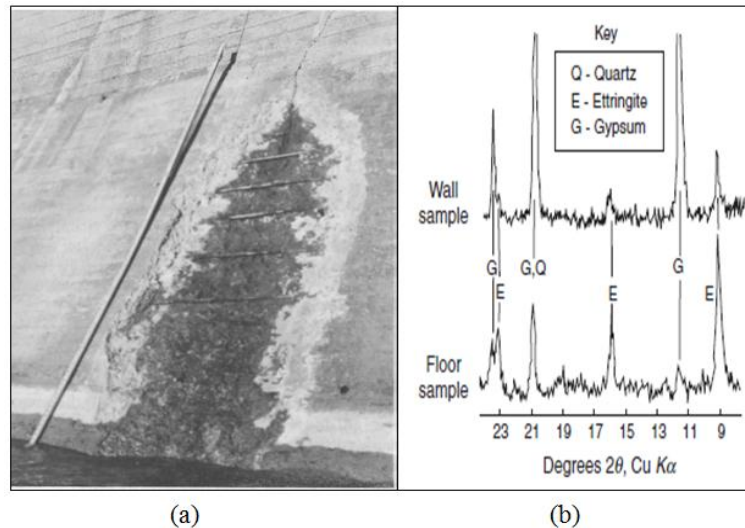
**Figure I.4 :** Approche holistique pour l'expansion et la fissuration par formation retardée d'ettringite (Collepardi, M., 1999).

### 1.6.1.3 Histoires de cas étudiés

Bellport (Bellport, B.P., 1968) a décrit l'expérience du US Bureau of Reclamation en ce qui concerne l'attaque au sulfate sur des ouvrages hydrauliques situés dans l'USA. Dans certains cas, la teneur en sulfate soluble du sol atteignait 4,55% et la concentration en sulfate de l'eau atteignait 9900 mg / l. De nombreux cas de détérioration grave de structures en béton, âgés de 5 à 30 ans, ont été rapportés. Des études de recherche ont montré que les ciments sulfatés contenant une faible teneur en  $C_3A$  donnaient de meilleurs résultats que les ciments zéro  $C_3A$ , qui contenaient des quantités exceptionnellement élevées de silicate tricalcique (58 à 76%).

À la suite d'une exposition aux sulfates pendant 20 ans, des pertes de résistance et de masse ont été signalées dans les structures en béton du Barrage (USA) (figure. I.5(a)). La teneur en sulfate des eaux souterraines, due entièrement à des sulfates alcalins, pouvait atteindre 10 000 mg / l. Une étude des échantillons de béton détériorés (Fig. I.5(b)) a montré que de grandes quantités de gypse formaient dépendent des constituants du ciment normalement présents dans les pâtes de ciment hydratées (Reading, T.E., 1976). Des cas semblables de détérioration des sulfates ont été signalés dans les sols des Prairies de l'Ouest canadien, contenant jusqu'à 1,5 % de sulfates alcalins (les eaux souterraines contiennent fréquemment de 4 000 à 9 000 mg / l de sulfate). En règle générale, à la suite de l'attaque au sulfate, le béton a été rendu relativement poreux ou faible et éventuellement réduit à une masse pâteuse (non cohésive).

Verbeck (Verbeck, G.J., 1968) a rapporté les résultats d'une enquête de longue durée sur la performance du béton dans les sols sulfatés de Californie. Des échantillons de béton fabriqués avec différents types de ciment Portland et trois composants de ciment ont été utilisés. Le sol contenait environ 10% de sulfate de sodium. La détérioration des échantillons de béton a été évaluée par inspection visuelle et par mesure de la résistance et du module d'élasticité dynamique après différentes périodes d'exposition. Les données de Verbeck concernant l'effet de la teneur en  $C_3A$  du ciment Portland et de la teneur en ciment du béton sur le taux de détérioration moyen sont présentées à la figure I.5. Les résultats démontrent clairement que la teneur en ciment (qui influe directement sur la perméabilité du béton) a plus d'effet sur la résistance aux sulfates que la composition du ciment. Par exemple, les performances du béton contenant 390 kg / m<sup>3</sup> de ciment à 10% de  $C_3A$  seraient deux à trois fois meilleures que celles du béton contenant 310 kg / m<sup>3</sup> de ciment à 4% de  $C_3A$  (figure. I.6a). Avec un ciment à haute teneur en  $C_3A$  (11% de  $C_3A$ ), la teneur en  $C_3A$  effective dans le mélange de ciment peut être réduite en ajoutant un mélange pouzzolanique tel que des cendres volantes (figure. I.6b), améliorant ainsi la résistance au sulfate.

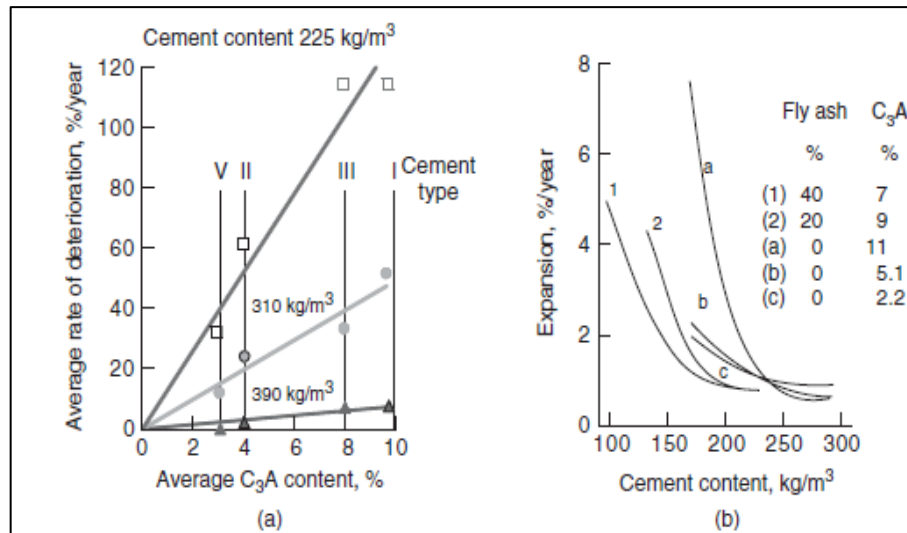


**Figure I.5 :**(a) Attaque sulfatique du béton au barrage de Fort Peck,USA, 1971,  
 (b)interprétation de la partie détériorée par DRX (D'après k. Mehta., 2006).

L'analyse par diffraction des rayons X du matériau détérioré a révélé la présence de quantités considérables d'ettringite et de gypse résultant d'une attaque au sulfate. À la suite d'un mauvais drainage, il s'est avéré que de l'eau de pluie s'était accumulée à proximité du mortier. Il semble qu'en raison de la pollution de l'air, les sulfates présents dans l'eau de pluie puissent détériorer le mortier ou le béton, même à des niveaux élevés. Cela est susceptible de se produire lorsque le matériau est perméable et que, lors de la conception et de la construction, des dispositions adéquates ne sont pas prises pour un drainage adéquat.

#### 1.6.1.4 Contrôle de l'attaque sulfatique

Selon (BRE Digest, 1981) les facteurs influençant l'attaque par les sulfates sont: (1) la quantité et la nature du sulfate présent, (2) le niveau de la nappe phréatique et ses variations saisonnières, (3) le débit des eaux souterraines et la porosité du sol, ( 4) la forme de construction, et (5) la qualité du béton. S'il est impossible d'empêcher l'eau de sulfate d'atteindre le béton, la seule défense contre une attaque de sulfate réside dans le contrôle du facteur (5), comme indiqué ci-dessous. La vitesse d'attaque sur une structure en béton dont toutes les faces sont exposées à l'eau sulfatée est moins que si l'humidité peut être perdue par évaporation d'une ou plusieurs surfaces. Les sous-sols, les ponceaux, les murs de soutènement et les dalles au sol sont donc plus vulnérables que les fondations et les pieux.



**Figure I.6 :** Effets du type et du contenu du ciment et de l'addition de cendres volantes sur l'attaque sulfatique dans le béton ( (a) Verbeck, G.J., 1968 ; (b) Brown, G.E. et D.B. Oates,. 1983)

La qualité du béton ( selon P.K. Mehta, 2006), constitue la meilleure protection contre les attaques de sulfate. Une épaisseur de béton adéquate, une teneur élevée en ciment, un faible rapport eau / ciment et un bon compactage avec durcissement appropriés du béton frais comptent parmi les facteurs importants contribuant à une faible perméabilité. Pour atténuer les effets de la fissuration dûe au retrait du séchage, à l'action du gel, à la corrosion des armatures, ou à d'autres causes, il est possible de renforcer la sécurité en utilisant des ciments Portland résistant au sulfate.

Le ciment Portland contenant moins de 5% de  $C_3A$  résiste suffisamment au sulfate dans des conditions modérées d'attaque au sulfate. Cependant, lorsque de fortes concentrations de sulfate de l'ordre de  $1500 \text{ mg/l}$  ou plus sont impliquées (qui sont normalement associées à la présence de cations magnésium et alcalin), le ciment résistant au sulfate peut ne pas être efficace contre les réactions d'échange de cations conduisant au formation du gypse. en particulier, surtout si la teneur en ciment de  $C_3S$  est élevée (Bellport, B.P., 1968). Dans ces conditions, l'expérience montre que les ciments contenant potentiellement peu ou pas d'hydroxyde de calcium lors de l'hydratation donnent de meilleurs résultats: par exemple, les ciments à haute teneur en alumine, ciments de laitier de haut fourneau de portland contenant plus de 50% de laitier, et de ciment de pouzzolane avec au moins 25% de pouzzolane (pouzzolane naturelle, argile calcinée ou cendre volante à faible teneur en calcium).

Selon la norme élaborée par EN 206-1 (P18-325, 1991), l'exposition aux sulfates est classée en trois groupes XA 1, XA 2, XA 3.

**Tableau I.1 :** Classes d'expositions XA en fonction des conditions d'environnement (G.Dreux et J. Festa., 2007).

XA 1	environnement à faible agressivité chimique, les valeurs limites étant précisées ci-contre	$\text{SO}_4^{2-}$ dans l'eau en mg/l : $\geq 200$ et $\leq 600$ ; $\text{SO}_4^{2-}$ dans le sol en mg/kg (total) : $\geq 2\ 000$ et $\leq 3\ 000$ (*); pH dans l'eau : $\geq 5,5$ et $\leq 6,5$ ; acidité du sol : $> 20^\circ$ Baumann Gully $\text{CO}_2$ agressif dans l'eau en mg/l : $\geq 15$ et $\leq 40$ $\text{NH}_4^+$ dans l'eau en mg/l : $\geq 15$ et $\leq 30$ $\text{Mg}^{2+}$ dans l'eau : $\geq 300$ et $\leq 1\ 000$
XA 2	environnement d'agressivité chimique modérée, les valeurs limites étant précisées ci-contre	$\text{SO}_4^{2-}$ dans l'eau en mg/l : $\geq 600$ et $\leq 3\ 000$ $\text{SO}_4^{2-}$ dans le sol en mg/kg (total) : $\geq 3\ 000$ et $\leq 12\ 000$ pH dans l'eau : $\geq 4,5$ et $< 5,5$ $\text{CO}_2$ agressif dans l'eau en mg/l : $> 40$ et $\leq 100$ $\text{NH}_4^+$ dans l'eau en mg/l : $> 30$ et $\leq 60$ $\text{Mg}^{2+}$ dans l'eau : $> 1\ 000$ et $\leq 3\ 000$
XA 3	environnement à forte agressivité chimique, les valeurs limites étant précisées ci-contre	$\text{SO}_4^{2-}$ dans l'eau en mg/l : $> 3\ 000$ et $\leq 6\ 000$ $\text{SO}_4^{2-}$ dans le sol en mg/kg (total) : $\geq 12\ 000$ et $\leq 24\ 000$ pH dans l'eau : $\geq 4$ et $< 4,5$ $\text{CO}_2$ agressif dans l'eau en mg/l : $> 100$ $\text{NH}_4^+$ dans l'eau en mg/l : $> 60$ et $\leq 100$ $\text{Mg}^{2+}$ dans l'eau : $> 3\ 000$

(\*) limite ramenée à 2000mg/kg en cas de risque d'accumulation des ions sulfates dans le béton due à l'alternance de périodes mouillage-séchage, ou par aspiration capillaire.

Le tableau I.1 définissant les classes d'exposition et complété par un second tableau I.2 indiquant les dosages minimaux en liants et la classe de résistance minimale des bétons.

**Tableau I.2 :** Exigences de conception de formulation du béton en fonction du degré de l'agression de l'environnement (G.Dreux et J. Festa., 2007).

	Environnements avec substances chimiques agressives		
	XA1	XA2	XA3
E/C maxi	0.55	0.5	0.45
Classe de R.mini	30/37	30/37	35/45
Teneur mini en ciment ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	300	320	360
Teneur mini en air en (%)			
	Ciments résistant aux sulfates		

Il est suggéré qu'avec le béton de poids normal, un rapport eau / ciment plus faible (ou une résistance plus élevée dans le cas d'un béton léger) peut être requis pour l'étanchéité ou pour la protection contre la corrosion des armatures . BRE Digest 250 (BRE Digest, 1981), nécessite l'utilisation de ciment Portland résistant aux sulfates, d'un rapport eau / ciment maximum de 0,45, d'une teneur minimale en ciment de 370  $\text{kg} / \text{m}^3$  et d'un revêtement protecteur sur le béton. Les revêtements en béton ne remplacent pas les bétons de haute qualité ou de faible



perméabilité, car il est difficile de garantir qu'un revêtement mince restera non perforé ou qu'un revêtement épais ne se fissurera pas. Les recommandations du Comité 515 de l'ACI devraient être prises en compte pour les revêtements de barrière afin de protéger le béton contre les attaques chimiques externes.

### **1.6.2 Corrosion des armatures dans le béton**

La détérioration du béton contenant des métaux noyés, tels que des conduits, des tuyaux et des aciers d'armature et de précontrainte, est généralement attribuable à l'effet combiné de plusieurs causes. Cependant, la corrosion du métal incrusté est invariablement l'une des principales causes. Une analyse (BRE, 1979) de bâtiments effondrés en Angleterre a montré que de 1974 à 1978, au moins huit structures en béton avaient été endommagées par la corrosion de l'acier d'armature ou de précontrainte. Ces structures avaient entre 12 et 40 ans au moment de l'effondrement, à l'exception de celle qui n'avait que 2 ans.

On peut s'attendre à ce que lorsque l'acier noyé soit protégé de l'air par un revêtement suffisamment épais en béton peu perméable, la corrosion de l'acier et les autres problèmes qui y sont associés ne se produiraient pas. La fréquence élevée avec laquelle même certaines structures en béton armé et précontraint convenablement construites commencent à montrer une détérioration prématurée due à la corrosion de l'acier montre clairement que cela n'est pas tout à fait vrai en pratique. L'incidence des dommages est particulièrement importante dans les structures exposées aux produits chimiques et / ou à l'environnement marin. Par exemple, un rapport en 1991 de la Federal Highway Administration au Congrès américain indiquait que 134000 ponts en béton armé aux États-Unis (23% du total) devaient être réparés immédiatement et 226000 (39% du total) étaient également déficients. La corrosion de l'armature en acier était l'une des causes des dommages dans la majorité des cas et le coût total des réparations était estimé à 90 milliards de dollars ( Status of NHB, 1991).

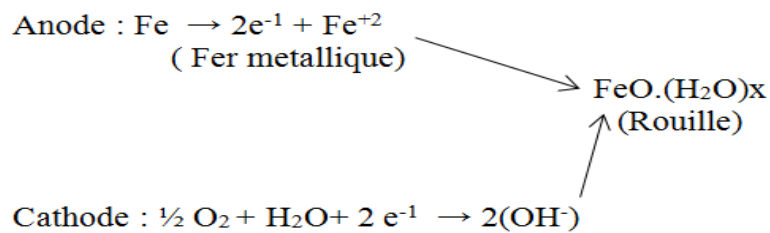
Les dommages au béton résultant de la corrosion de l'acier se manifestent sous la forme d'expansion, de fissuration et d'éclatement éventuel du béton d'enrobage (figure I.6a). En plus de la perte de couverture, un élément en béton armé peut subir des dommages structurels en raison de la perte de la liaison entre l'acier et le béton et de la perte de la section transversale des barres d'armature, parfois au point où une défaillance structurelle devient inévitable (Cady, P.D., 1978).

**1.6.2.1 Mécanismes impliqués dans la détérioration du béton par la corrosion des armatures**

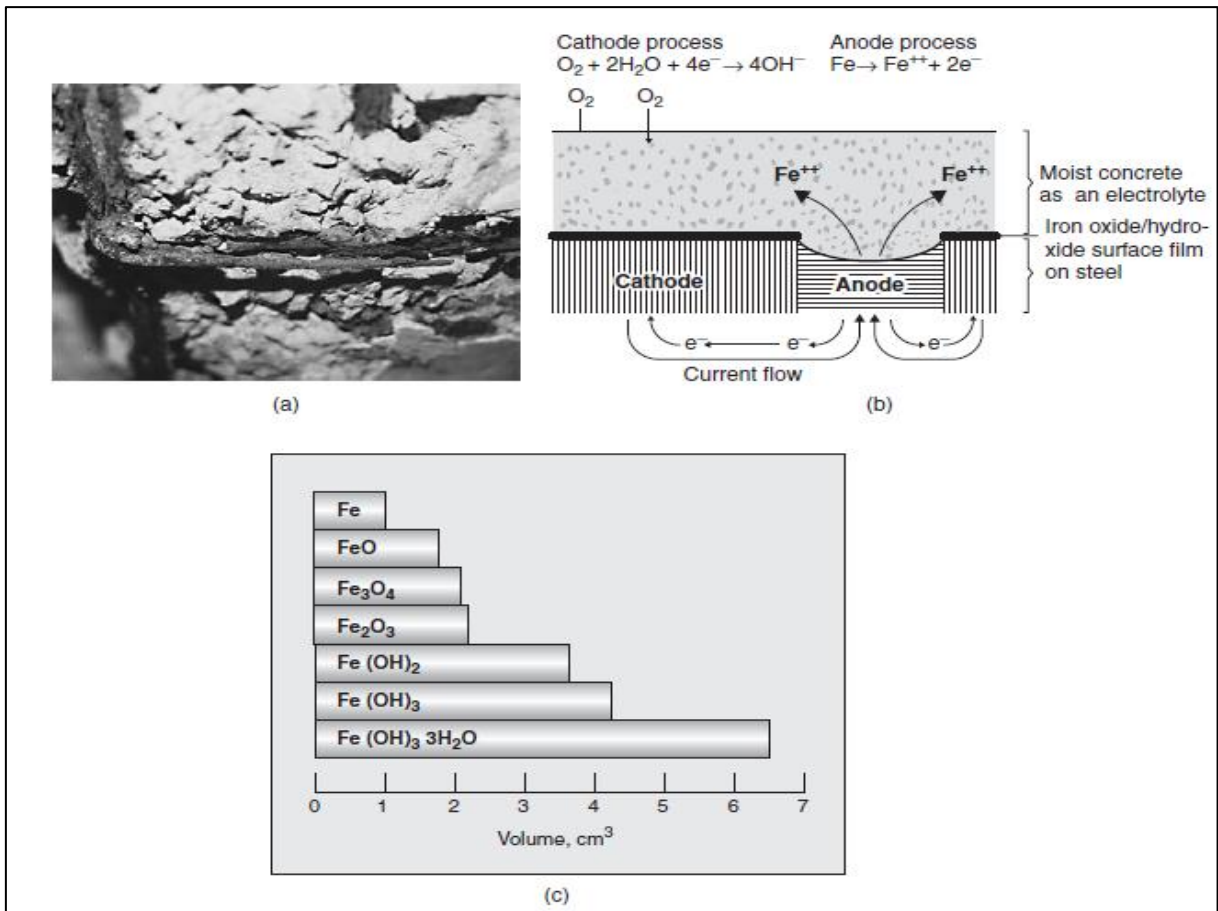
La corrosion de l'acier dans le béton est un processus électrochimique. Les potentiels électrochimiques pour former les cellules de corrosion peuvent être générés de deux manières:

1. Des cellules de composition peuvent être formées lorsque deux métaux différents sont noyés dans le béton, tels que des barres d'armature en acier et des conduits en aluminium, ou lorsque les caractéristiques de surface de l'acier varient de manière significative.
2. Au voisinage de l'acier d'armature, des cellules peuvent se former en raison de différences de concentration en ions dissous, tels que les alcalis et les chlorures.

En conséquence, l'un des deux métaux (ou certaines parties du métal lorsqu'un seul type de métal est présent) devient anodique et l'autre cathodique. Les modifications chimiques fondamentales intervenant au niveau des zones anodiques et cathodiques (Erlin, B., and G. J. Verbeck, 1978) sont les suivantes (voir la figure I.7b).



(I.9)



**Figure I.7 :** Expansion et fissuration du béton en raison de la corrosion de l'acier noyé (Erlin, B., and G. J. Verbeck, 1978).

La transformation du fer métallique en rouille s'accompagne d'une augmentation de volume qui, selon l'état d'oxydation, peut atteindre 600% du métal d'origine (Mehta et Monteiro., 2006) (figure I.7c). Ces auteurs ont pensé que cette augmentation de volume est la principale cause d'expansion et de la fissuration du béton. De même, à l'instar du gonflement d'ettringite faiblement cristalline, les hydroxydes de fer faiblement cristallins peuvent avoir tendance à absorber de l'eau et de développer. Un autre point à noter est que la réaction anodique impliquant l'ionisation du fer métallique ne progressera pas si le flux d'électrons vers la cathode n'est pas maintenu par la consommation d'électrons. Pour le procédé cathodique, la présence d'air et d'eau à la surface de la cathode est donc absolument nécessaire. De plus, les produits en fer et en acier ordinaires sont normalement recouverts d'un mince film d'oxyde de fer qui devient imperméable et adhère fortement à la surface de l'acier dans un environnement alcalin, rendant ainsi l'acier passif à la corrosion. Cela signifie que le fer métallique n'est pas disponible pour la réaction anodique jusqu'à ce que la passivité de l'acier ait été détruite.

#### **1.6.2.1.1 Présence des chlorures**

En l'absence d'ions chlorures dans la solution, le film protecteur sur l'acier serait stable tant que le pH de la solution resterait supérieur à 11,5. Comme le ciment hydraté contient des alcalis dans la solution interstitielle et environ 20% en poids d'hydroxyde de calcium solide, le système contient suffisamment d'alcalinité pour maintenir le pH au-dessus de 12. Dans certaines conditions (l'hydroxyde de calcium ont été carbonatés ou lessivés), le pH du béton au voisinage de l'acier peut être réduit à moins de 11,5. Cela détruirait la passivité de l'acier et préparerait le processus de corrosion.

En présence d'ions chlorures, selon le rapport  $Cl^- / OH^-$ , il est signalé que le film protecteur est détruit même à des valeurs de pH nettement supérieures à 11,5. Il semble que lorsque le rapport molaire  $Cl^- / OH^-$  est supérieur à 0,6, l'acier n'est plus protégé contre la corrosion, probablement parce que le film d'oxyde de fer devient soit perméable, soit instable dans ces conditions. Pour les mélanges de béton typiques normalement utilisés en pratique, la teneur limite en chlorure pour déclencher la corrosion se situerait dans la plage de 0,6 à 0,9 kg de  $Cl^-$  par mètre cube de béton ( Mehta et Monteiro., 2006).

En outre, en présence de grandes quantités de chlorure, le béton a tendance à retenir davantage d'humidité, ce qui augmente également le risque de corrosion de l'acier en diminuant la résistivité électrique du béton. Une fois que la passivité de l'acier noyé est détruite, c'est la résistivité électrique et la disponibilité en oxygène qui contrôlent le taux de corrosion. En fait, une corrosion importante n'est pas observée tant que la résistivité électrique du béton est supérieure à  $50 \text{ à } 70 \times 10^3 \Omega \text{ cm}$ . Parmi les sources courantes de chlorure dans le béton il y a les adjuvants, les agrégats contaminés par le sel et la pénétration de solutions de sel de déverglaçage ou d'eau de mer.

#### **1.6.2.1.2 Présence de carbonatation**

Comme d'autres gaz, le dioxyde de carbone se dissout dans l'eau pour former un acide. Contrairement à la plupart des autres acides, l'acide carbonique n'attaque pas la pâte de ciment, mais neutralise simplement les alcalis présents dans l'eau interstitielle, en formant principalement du carbonate de calcium qui tapisse les pores:

Les dommages causés par la carbonatation surviennent le plus rapidement lorsqu'il y a peu de béton dans l'armature. Cela peut également se produire lorsque la couverture (béton d'enrobage) est haute mais que la structure des pores est ouverte, que les pores sont bien reliés entre eux et permettent une entrée rapide de  $CO_2$  et que les réserves alcalines dans les pores

sont faibles. Cela se produit lorsqu'il y a une faible teneur en ciment, un taux de ciment élevé dans l'eau et une mauvaise cure du béton (John P. Broomfield, 2007).

De nombreux facteurs influencent la capacité du béton armé à résister à la corrosion induite par la carbonatation. Le taux de carbonatation étant fonction de l'épaisseur, une bonne couverture est essentielle pour résister à la carbonatation. Comme le processus consiste à neutraliser l'alcalinité du béton, de bonnes réserves d'alcali sont nécessaires, c'est-à-dire une forte teneur en ciment. Le processus de diffusion est facilité si le béton a une structure à pores ouverts. À l'échelle macroscopique, cela signifie qu'il devrait y avoir un bon compactage. À une échelle microscopique, le béton bien polymérisé a de petits pores et sa connectivité au CO<sub>2</sub> est plus difficile à déplacer. La microsilice et d'autres additifs peuvent bloquer les pores ou réduire leur taille.

La carbonatation est rare sur les ponts routiers modernes et les autres ouvrages de génie civil où les rapports ciment-eau sont bas, le contenu en ciment élevé, le compactage et le mûrissement corrects, et une couverture suffisante pour empêcher le front de carbonatation de pénétrer de manière significative dans le béton. Sur ces structures, les chlorures arrivent généralement en premier. L'alternance des cycles de mouillage-séchage sur les routes accélérera la carbonatation en laissant entrer le CO<sub>2</sub>, puis en fournissant de l'eau pour qu'il se dissolve. Cela pose des problèmes dans certains pays où le cycle entre saisons sèches et humides semble favoriser la carbonatation.

Comme c'est indiqué précédemment, le dioxyde de carbone diffuse à travers le béton et la vitesse de déplacement du front de carbonatation se rapproche de la loi de diffusion de Fick. Cela indique que le taux de mouvement est proportionnel à la distance de la surface. Cependant, à mesure que le processus de carbonatation modifie la structure des pores du béton au fur et à mesure de son avancement, les fissures, les changements dans la composition du béton et les niveaux d'humidité avec la profondeur entraîneront également une déviation de l'équation de diffusion (John P. Broomfield, 2007). La loi de diffusion (I.10) qui peut être exprimée en fonction de racine carrée du temps, étant utilisée pour estimer le front de carbonatation.

$$X = A \sqrt{t} \quad (\text{I.10})$$

### 1.6.2.2 Contrôle de la corrosion

Parce que l'eau, l'oxygène et les ions chlorures jouent un rôle important dans la corrosion de l'acier noyé et la fissuration du béton, il est évident que la perméabilité du béton est la clé pour contrôler les différents processus impliqués dans les phénomènes. Les paramètres de

mélange concret garantissant une faible perméabilité, par exemple un faible rapport eau / ciment, une teneur en ciment adéquate, un contrôle de la taille et du calibrage des agrégats et l'utilisation d'additifs minéraux ont été examinés précédemment. En conséquence, le code du bâtiment 318 de l'ACI spécifie un rapport eau / ciment maximum de 0,4 pour le béton armé exposé aux produits chimiques et à l'eau de mer. Un bon compactage et un durcissement correct du béton sont également essentiels. La conception des mélanges de béton doit également prendre en compte la possibilité d'augmentation de la perméabilité du béton dans des conditions de service dues à diverses causes physico-chimiques, telles que les gradients thermiques, l'action du gel, l'attaque des sulfates et la dilatation des granulats alcalins.

Pour la protection contre la corrosion, la teneur maximale en chlorure autorisée dans des mélanges du béton est également spécifiée dans le code du bâtiment 318 de l'ACI. Les matériaux à base de ciment et les adjuvants ne doivent pas dépasser 0,06, 0,15 et 0,30 pour cent en masse de ciment, respectivement pour le béton précontraint, le béton armé exposé au chlorure en service et les autres bétons armés. Les éléments en béton armé qui restent secs ou protégés de l'humidité en service sont autorisés à contenir jusqu'à 1,00% de Cl<sup>-</sup> en masse du matériau à base de ciment dans le béton.

Certains paramètres de conception ont également une influence sur la perméabilité. C'est pourquoi, dans le cas de structures en béton exposées à un environnement corrosif, le code du bâtiment 318 de l'ACI spécifie les exigences minimales en matière d'enrobage de béton.

Une couche du béton d'enrobage minimale de 50 mm pour les murs et les dalles et de 63 mm pour les autres éléments est recommandée. La pratique actuelle pour les structures côtières en mer du Nord exige une couche d'enrobage minimale de 50 mm pour les armatures classiques et de 70 mm pour l'acier de précontrainte. En outre, ACI 224R (ACI Report 224R-00, 2001) spécifie 0,15 mm comme largeur de fissure maximale admissible sur la face de traction des structures en béton armé soumises à des cycles de mouillage- séchage ou à une pulvérisation d'eau de mer. De nombreux chercheurs ne trouvent aucune relation directe entre la largeur de la fissure et la corrosion; Toutefois, il est évident qu'en augmentant la perméabilité du béton à l'eau, aux ions et aux gaz nocifs, la présence d'un réseau de microfissures interconnectés et de microfissures internes exposerait la structure à de nombreux processus de dégradation physico-chimiques.

Les coûts de réparation et de remplacement associés aux tabliers de pont en béton endommagés par la corrosion de l'acier à béton sont devenus une dépense de maintenance majeure. De nombreuses agences routières préfèrent maintenant le coût initial supplémentaire de la fourniture d'une membrane imperméable ou d'un épais revêtement de mélange de béton

imperméable sur des surfaces nouvellement construites ou complètement réparées d'éléments en béton armé et précontraint, les membranes imperméables, généralement préformées et de type feuille, sont utilisées lorsqu'elles sont protégées des dommages matériels par des surfaces d'usure en béton bitumineux; par conséquent, leur durée de vie en surface est limitée à la durée de vie du béton bitumineux, qui est d'environ 15 ans. Une couche de béton étanche, d'une épaisseur de 37,5 à 63 mm, offre une protection plus durable contre la pénétration de fluides agressifs dans des éléments en béton armé ou précontraint. En règle générale, les mélanges de béton utilisés pour le revêtement sont à faible affaissement, à très faible rapport eau /ciment (rendu possible par l'ajout d'un mélange superplastifiant) et à forte teneur en ciment. Les mortiers de ciment Portland contenant une émulsion de polymère (latex) présentent également une excellente imperméabilité et ont été utilisés à des fins de recouvrement; cependant, les émulsions de latex de type chlorure de vinylidène sont soupçonnées d'être à l'origine de problèmes de corrosion, et il est maintenant préférable d'utiliser des produits de type styrène butadiène ( Mehta et Monteiro., 2006).

Les revêtements de barres d'armatures et la protection cathodique offrent d'autres solutions pour prévenir la corrosion; Cependant, ils sont plus coûteux que la production d'un béton à faible perméabilité grâce à des contrôles de qualité, de conception et de construction. Les revêtements protecteurs pour renforcer l'acier sont de deux types: les revêtements anodiques (par exemple, l'acier revêtu de zinc) et les revêtements formant barrière (par exemple, l'acier revêtu d'époxy). En 1976, l'Administration fédérale des routes des États-Unis, soucieuse de la durabilité des armatures revêtues de zinc dans le béton, a imposé un moratoire temporaire sur son utilisation dans les tabliers de pont. La performance à long terme des barres d'armature revêtues d'époxy est toujours à l'étude dans de nombreux pays. Les techniques de protection cathodique impliquent la suppression du flux de courant dans la cellule de corrosion, soit en fournissant de manière externe un flux de courant dans la direction opposée, soit en utilisant des anodes sacrificielles. En raison de sa complexité et de son coût élevé, le système trouve des applications limitées( Mehta et Monteiro., 2006).

## Partie B : Aperçu sur la microstructure du ciment

**I.7 Hydratation de la pate de ciment**

Les composants du ciment portland subissent une série de réactions chimiques lorsqu'ils sont mélangés avec de l'eau. Le processus global est nommé comme hydratation. Chimiquement, l'hydratation est le terme général qui désigne la réaction d'un matériau anhydre avec de l'eau, ce qui donne les produits de réaction appelés hydrates (Odler, 1988). Il est nécessaire de noter que le ciment portland est un système multicomposant. Son hydratation est donc un processus assez complexe impliquant de nombreuses réactions simultanées et successives. Outre les quatre principaux composés de clinker participant également au processus d'hydratation.

L'explication de l'hydratation du ciment portland se fait généralement en prenant d'abord en compte les hydrations individuelles des composés principaux, bien que leurs interactions les unes avec les autres et avec les autres phases présentes dans le ciment affectent à la fois le mécanisme et la cinétique de l'hydratation.

**I.7.1. Hydratation du silicate tricalcique :**

Le silicate tricalcique ( $C_3S$ ) est un constituant essentiel du ciment portland. Son réseau cristallin contient des cations de calcium, des anions silicate et oxygène.  $C_3S$  n'est pas pur dans les ciments portland commerciaux mais peut contenir de l'aluminium, du magnésium, du sodium, du potassium et du fer. Par conséquent, il est généralement appelé alite en raison de sa ressemblance avec un minéral naturel du même nom.

En règle générale, une corrélation directe est établie entre l'hydratation du ciment portland et celle du  $C_3S$  car il s'agit du composé le plus important dans la plupart des ciments portland. L'hydratation du  $C_3S$  produit deux produits: un gel de silicate de calcium hydraté (C-S-H) et de l'hydroxyde de calcium (CH; également appelé portlandite). L'équation stoechiométrique pour une hydratation complète du  $C_3S$  est écrite ainsi:



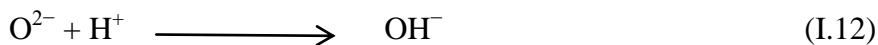
$C_3S_2H_3$  est une composition approximative des C-S-H lors d'une hydratation totale de  $C_3S$ . La composition en C-S-H change considérablement au cours de l'hydratation en fonction de la quantité d'eau utilisée, de la température et du degré d'hydratation. Le rapport chaux-silice (C / S) lors d'une hydratation complète est de 1,50 et il n'excède jamais 2,00 (M.Tokyay, 2016), à n'importe quel stade de son hydratation. Comme le rapport molaire chaux / silice de C-S-H est toujours inférieur à celui du  $C_3S$  d'origine, une quantité considérable de formes CH.



En cas d'hydratation complète, 39% des produits d'hydratation totale de  $C_3S$  sont du CH et 61% du C-S-H (M.Tokyay, 2016).

La cinétique d'hydratation du  $C_3S$  est étudiée en déterminant la quantité de  $C_3S$  non hydraté restant avec le temps par diffraction quantitative des rayons X. Cependant, cette méthode n'est pas trouvée suffisamment précise pour la première période d'hydratation où le degré d'hydratation est inférieur à 0,1 (Odler, 1988). Des méthodes indirectes telles que la détermination du dégagement de chaleur et / ou du taux de dégagement de chaleur et l'estimation de la quantité d'eau liée chimiquement sont également utilisées dans l'étude des cinétiques d'hydratation. Les relations temps-degré typiques d'hydratation du  $C_3S$  sont illustrées à la figure I.8. Il est possible de distinguer différentes étapes de l'hydratation du  $C_3S$  de la Figure I.8: 0 – A: période de préinduction; A – B: période d'induction (dormante); B – C: période d'accélération et C – D: période de décélération. D'autre part, cette séquence d'étapes d'hydratation est décrite plus commodément en faisant référence à une courbe colorimétrique illustrée à la figure 1.9. Comme l'hydratation du  $C_3S$ , ainsi que toutes les réactions d'hydratation des ciments portland, est exothermique, le taux de dégagement de chaleur au cours de l'hydratation indique plus clairement les différentes étapes.

Au cours de la période de pré-induction qui ne dure que quelques minutes, un taux très élevé d'hydratation de  $C_3S$  se produit et ralentit rapidement jusqu'à presque zéro lorsque la période d'induction commence. Au contact de l'eau, des ions oxygènes dans le  $C_3S$  sont libérés dans la phase liquide environnante pour former des ions hydroxyles à la suite de la protonation:



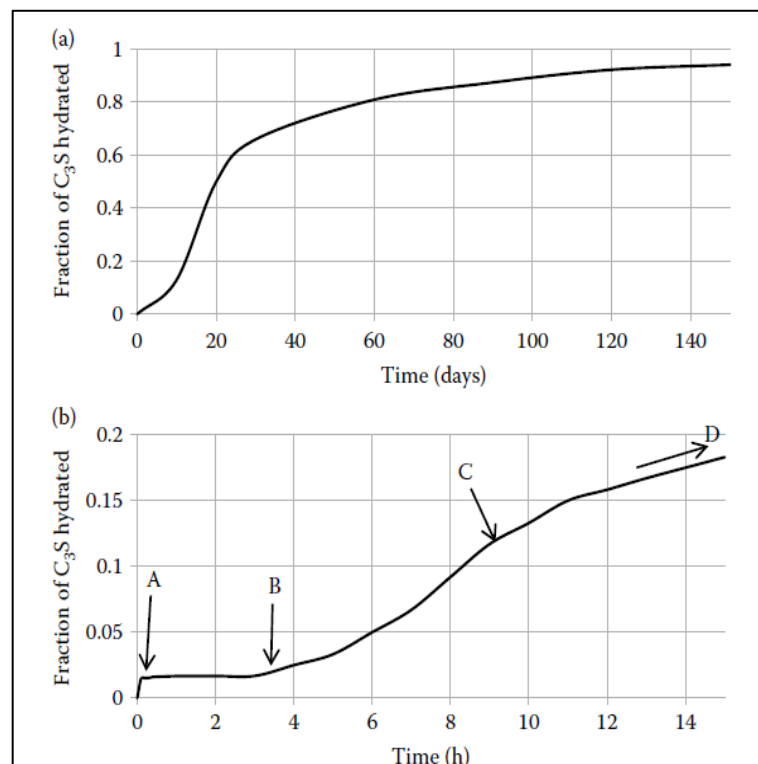
De même, les ions silicates de  $C_3S$  entrent en solution pour former des ions silicates d'hydrogène:



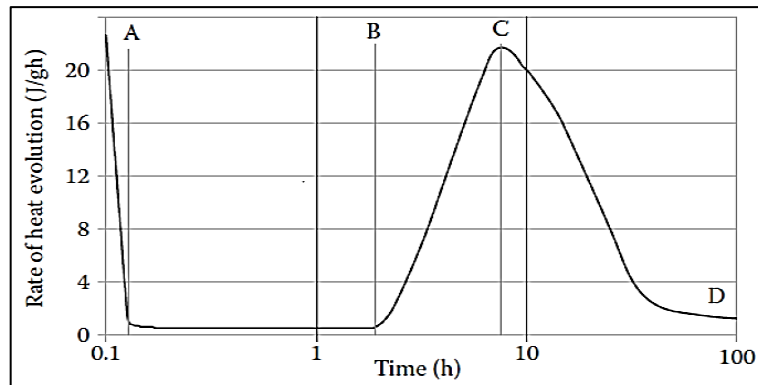
Celles-ci se combinent aux ions  $Ca^{2+}$  pour former des C-S-H qui précipitent. Ainsi, une couche de C-S-H est formée à la surface des particules de  $C_3S$ , qui agit comme une barrière contre le contact ultérieur de l'eau avec le  $C_3S$  sous-jacent et libère ensuite les ions hydroxyles, silicates et calciums dans le liquide environnant à période d'induction (Odler, 1988). Une autre théorie sur la formation de ces états immédiats de C-S-H lors de la libération des ions  $Ca^{2+}$  par les particules  $C_3S$  résulte en une couche de surface riche en silice qui adsorbe ensuite les ions calciums dans le liquide environnant. La couche C-S-H recouvre les particules de  $C_3S$  (Odler, 1988).

La période d'induction dure plusieurs heures. La raison de la fin de la période d'induction et le début de la période d'accélération ne sont pas évidents. Plusieurs théories différentes ont été développées pour expliquer les phénomènes. Sans entrer dans les détails des théories, on peut affirmer que la couche C-S-H initialement formée subit divers changements de composition et / ou de morphologie avec le temps, ce qui la rend plus perméable ou bien se décompose sous l'effet de la pression osmotique développée dans le liquide à l'interface de la couche C-S-H et du  $C_3S$  sous-jacent. Ainsi, une hydratation supplémentaire devient possible.

Le taux d'hydratation au cours de la période d'accélération augmente rapidement et atteint un maximum dans les 5 à 10 heures. La concentration en CH de la phase liquide devient maximale au cours de cette période et celle-ci commence par conséquent à précipiter. L'hydratation de  $C_3S$  commence à ralentir après avoir atteint le taux maximum. Il continue, bien qu'à un taux réduit, tant que les conditions de durcissement favorables (humidité et température) sont atteintes.



**Figure I.8 :** Progression typique de l'hydratation du  $C_3S$  (a) à long terme et (b) à court terme. (Odler, 1988)

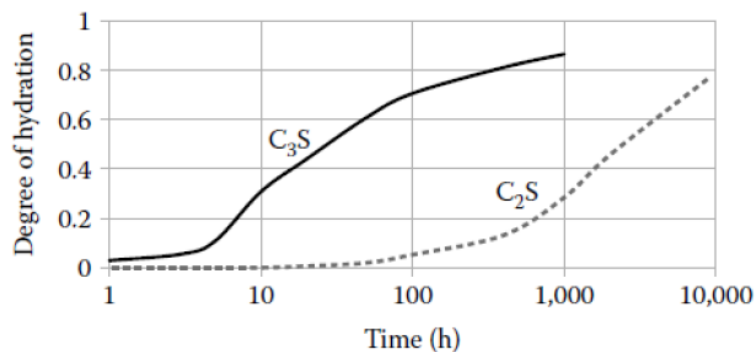
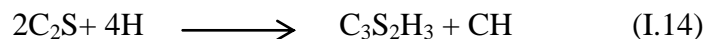


**Figure I.9** :Taux de dégagement de chaleur lors de l'hydratation du C<sub>3</sub>S. (Mindess, S.etYoung, J.F., 1981)

### I.7.2. Hydratation du silicate bicalcique

Il existe cinq formes polymorphes possibles ( $\alpha$ ,  $\alpha_L$ ,  $\alpha_H$ ,  $\beta$  et  $\gamma$ ) de silicate bicalcique (C<sub>2</sub>S) qui se forment par réaction à l'état solide de CaO et SiO<sub>2</sub>.  $\gamma$ -C<sub>2</sub>S est obtenu si CaO et SiO<sub>2</sub> sont purs. Cependant, ce polymorphe n'est pas cimenteux. Les formes  $\alpha_L$ ,  $\alpha_H$  et  $\alpha$ -C<sub>2</sub>S sont obtenues à 860°C, 1160°C et 1420°C, respectivement. Les réactions conduisant à la formation de ceux-ci sont réversibles et lors du refroidissement, à environ 650 ° C, des formes  $\beta$ -C<sub>2</sub>S.  $\beta$ -C<sub>2</sub>S est métastable, sauf si le réseau cristallin contient des ions d'impureté et est converti en  $\gamma$ -C<sub>2</sub>S. Parmi ces cinq polymorphes,  $\beta$ -C<sub>2</sub>S est la seule forme suffisamment réactive avec l'eau (Glasser, 1988). Heureusement, il est un composant régulier des ciments portland commerciaux.

Le C<sub>2</sub>S s'hydrate de la même manière que le C<sub>3</sub>S, mais avec une vitesse beaucoup plus lente, comme illustré à la figure I.10. L'équation stoechiométrique pour une hydratation complète en C<sub>2</sub>S est écrite ainsi:



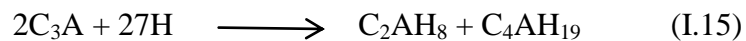
**Figure I.10** : Comparaison des taux d'hydratation de C<sub>2</sub>S et de C<sub>3</sub>S (Odler, I. 1988).

Les produits d'hydratation de deux silicates de calcium sont les mêmes mais leurs quantités relatives sont différentes. La quantité de CH produite lors de l'hydratation complète de C<sub>2</sub>S

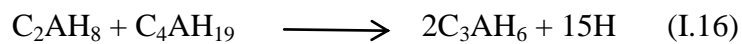
(environ 18% des produits d'hydratation totale) est bien inférieure à celle produite par C<sub>3</sub>S (environ 39% des produits d'hydratation totale). Bien que le processus soit beaucoup plus lent, le mécanisme d'hydratation du C<sub>2</sub>S est similaire à celui du C<sub>3</sub>S. L'hydratation de C<sub>2</sub>S commence par un pic exothermique sous forme de C<sub>3</sub>S. Cependant, une nouvelle hydratation se produit progressivement car C<sub>2</sub>S est moins réactif que C<sub>3</sub>S et la chaleur libérée par l'hydratation de C<sub>2</sub>S est bien moindre. Le deuxième pic observé dans la courbe de vitesse de chaleur d'hydratation de C<sub>3</sub>S est à peine détectable pour C<sub>2</sub>S (Mindess et Young, 1981; Odler, 1988).

### I.7.3 Hydratation de l'aluminate tricalcique

L'aluminate tricalcique (C<sub>3</sub>A) existe généralement sous forme de cristaux cubiques. Cependant, si la quantité d'alcalis (Na<sub>2</sub>O et K<sub>2</sub>O) est élevée dans le ciment portland, des formes orthorhombiques ou monocliniques peuvent également être observées. Bien que les vitesses de réaction puissent changer, l'hydratation des trois formes de C<sub>3</sub>A est similaire. L'hydratation C<sub>3</sub>A conduit à deux produits:



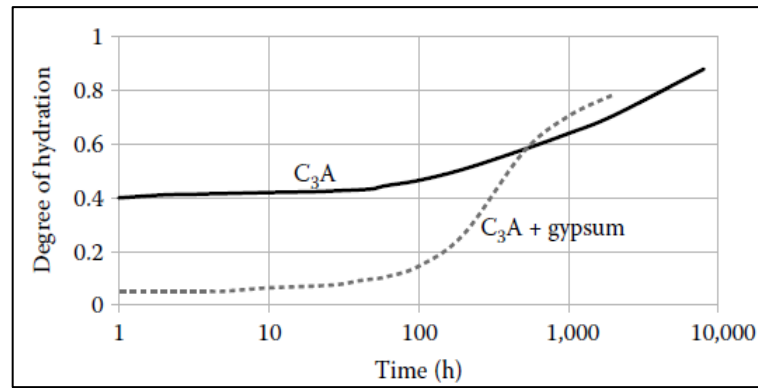
Aucun de ces produits d'hydratation n'est stable et ils se convertissent en C<sub>3</sub>AH<sub>6</sub>, qui est la seule forme stable d'aluminate de calcium hydraté à la température ordinaire (Mindess et Young, 1981; Tumidaski et Thomson, 1994):



L'hydratation de C<sub>3</sub>A se produit très rapidement lors du mélange avec de l'eau et ralentit en raison de la formation des couches de C<sub>2</sub>AH<sub>8</sub> et C<sub>4</sub>AH<sub>19</sub> sur les particules de C<sub>3</sub>A. Il est ensuite réaccélééré lorsque ces produits d'hydratation deviennent C<sub>3</sub>AH<sub>6</sub> (Boikova et al., 1980; Plowman et Cabrera, 1984; Pommersheim et Chang, 1986; Tong et al., 1991).

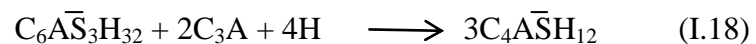
L'hydratation du C<sub>3</sub>A seul entraîne un raidissement très rapide (prise de flash) avec un très fort dégagement de chaleur quelques minutes après le mélange avec de l'eau. Dans les ciments portland, une petite quantité de sulfate de calcium (généralement sous forme de gypse) est toujours présente afin de ralentir l'hydratation de C<sub>3</sub>A, de sorte que l'ouvrabilité puisse être atteinte pendant une période raisonnable. C<sub>6</sub>A $\overline{S}$ <sub>3</sub>H<sub>32</sub> (ettringite) est obtenu lorsque de sulfate de calcium hydraté réagit avec C<sub>3</sub>A:





**Figure I.11 :** Comparaison des taux d'hydratation du C<sub>3</sub>A et C<sub>3</sub>A + gypse. (Odler, I. 1988).

L'ettringite est un composé expansif et s'il se forme dans des conditions confinées (par exemple si la pâte est durcie), il provoque la perturbation du système. Par conséquent, la quantité de gypse ajoutée en tant que retardateur dans le ciment portland est tellement ajustée que la majeure partie du C<sub>3</sub>A est consommée pour former de l'ettringite alors que la pâte est encore en plastique. Ainsi, le composé expansif formé ne provoque pas de contrainte interne perturbateur dans le corps. Si le sulfate de calcium est consommé avant que tout le C<sub>3</sub>A ne se soit hydraté, l'ettringite précédemment formée réagit avec le C<sub>3</sub>A restant et avec de l'eau pour se convertir en monosulfoaluminate hydraté (C<sub>4</sub>A $\bar{S}$ H<sub>12</sub>):



Lorsque l'hydrate de monosulfoaluminate entre en contact avec une nouvelle source d'ions sulfate, l'ettringite se forme à nouveau par un processus appelé attaque au sulfate, qui est l'un des principaux problèmes de durabilité rencontrés dans les systèmes cimentaires.

La figure I.11 montre la cinétique typique de l'hydratation de C<sub>3</sub>A seul et de C<sub>3</sub>A + gypse. Il est à noter que la quantité initiale de C<sub>3</sub>A hydraté en présence de sulfate de calcium est considérablement réduite par rapport à celle de C<sub>3</sub>A seul.

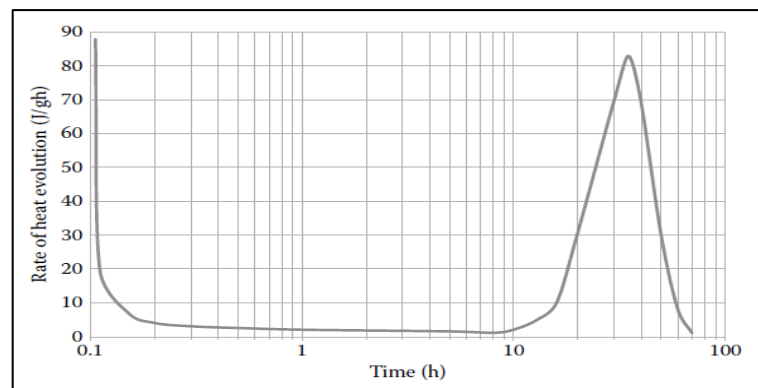
Bien que les réactions soient complètement différentes, la courbe colorimétrique d'hydratation du gypse + C<sub>3</sub>A présentée à la figure I.12 ressemble à celle de C<sub>3</sub>S donnée à la figure I.9. Cependant, le dégagement de chaleur est beaucoup plus important dans le cas du gypse + C<sub>3</sub>A (Mindess et Young, 1981).

#### I.7.4 Hydratation de la phase ferrite

La phase aluminoferrite de calcium dans les ciments portland consiste en une série de composés dont la composition varie de C<sub>2</sub> (A0.7, F0.3) à C<sub>2</sub> (A0.3, F0.7) pour former une solution solide. Pendant longtemps, il a été appelé aluminoferrite tétracalcique (C<sub>4</sub>AF), bien

qu'un tel composé n'existe pas. Plus tard, l'abréviations telle que  $C_2$  (A, F) est devenue plus courante.

Les produits d'hydratation formés par la phase ferrite sont similaires à ceux formés à partir de  $C_3A$ . Les ions  $Fe^{3+}$  remplacent les ions  $Al^{3+}$  à un degré limité dans les réseaux cristallins des produits d'hydratation. Les taux de  $C_2$  (A, F) et de  $C_3A$  purs sont comparables. Cependant, le taux d'hydratation de la phase ferrite ralentit à mesure que son rapport alumine-oxyde de fer diminue (Colleparidi et al., 1979; Negro et Stafferi, 1979). Le taux d'hydratation est ralenti en présence de gypse, comme dans le cas de l'hydratation  $C_3A$  (Negro et Stafferi, 1979; Fukuhara et al., 1981).



**Figure I.12 :** Taux de dégagement de chaleur lors de l'hydratation de  $C_3A$  + gypse. (de Mindess, S., Young, J.F. 1981.)

### I.7.5 hydratation du ciment portland

L'hydratation du ciment portland est affectée par un certain nombre de facteurs tels que (Odler, 1988)

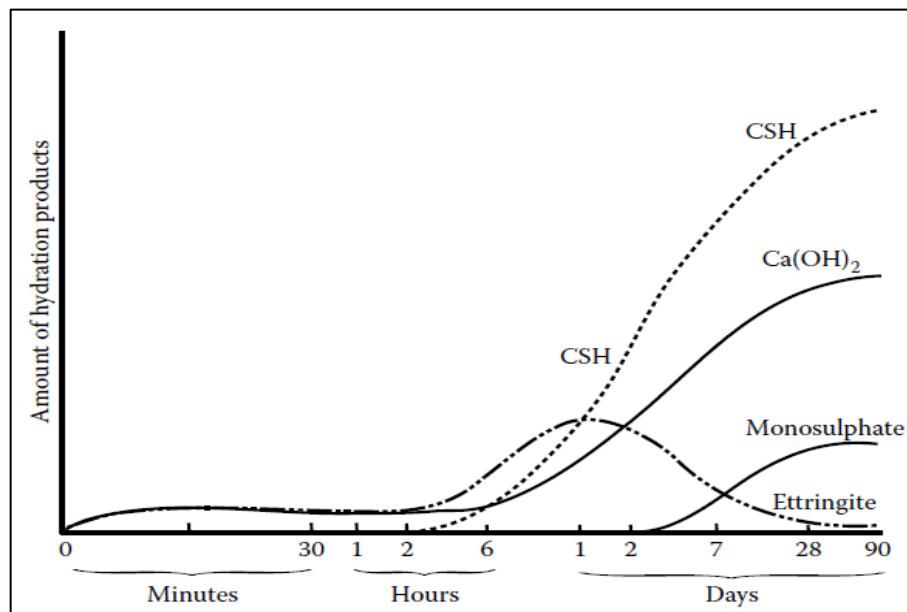
- la composition du ciment
- Quantité de gypse présent dans le ciment
- Présence d'ions étrangers dans les composés individuels
- Finesse du ciment et distribution granulométrique
- Rapport eau / ciment du mélange
- Température ambiante
- Présence et quantité d'adjuvants et / ou d'additifs

Les composés de ciment anhydres commencent à se dissoudre lorsqu'ils entrent en contact avec de l'eau et forment des produits hydratés de solubilité beaucoup plus faible qui précipitent hors de la solution pour se déposer dans des espaces préalablement remplis d'eau (P.K.Mehta, 1983). Deux théories sont proposées pour décrire le mécanisme d'un tel processus: 1) l'hydratation en solution et 2) l'hydratation topo-chimique (Osbaeck et Jons,

1980). Si le taux d'hydratation est contrôlé par la précipitation des produits d'hydratation, l'eau devient sursaturée et les précipitations se produisent de manière aléatoire dans tout le volume d'eau. Ceci est connu sous le nom d'hydratation en solution. D'autre part, si le taux d'hydratation est contrôlé par dissolution des composés de départ, la précipitation des produits d'hydratation est limitée à la surface des particules solides. Ce processus s'appelle hydratation topochemique (Odler, 2000).

Le processus en solution complète domine les premières étapes de l'hydratation du ciment portland et, plus tard, le processus topochemique devient plus prononcé (Mehta et Monteiro, 2006).

L'hydratation du ciment portland se déroule en quatre étapes, similaires à celles du  $C_3S$ : (1) période de pré-induction, (2) période d'induction (veille), (3) période d'accélération et (4) période de décélération. Il faut garder à l'esprit que l'hydratation du ciment portland est beaucoup plus complexe que celle des phases individuelles car leurs interactions les unes avec les autres et avec d'autres phases mineures telles que  $CaO$  libre,  $MgO$ , sulfates alcalins, etc. peuvent altérer le mécanisme et la cinétique. d'hydratation.. Les progrès typiques de l'hydratation en termes de produits d'hydratation formés sont illustrés à la figure I.13.



**Figure I.13 :** Taux de formation du produit d'hydratation sous ciment portland (M.Tokyay, 2016).

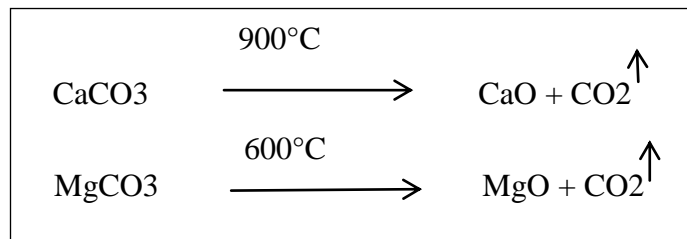
**Partie C : Effet de la substitution de sable de rivière avec de sable de calcaire concassé sur les propriétés : du béton frais, durci et de durabilité**

### **I.8 Généralité**

Le calcaire est une roche sédimentaire composée principalement de calcite ( $\text{CaCO}_3$ ). Par définition, une roche contenant au moins 50% (en masse) de calcite est appelée calcaire. La dolomite, le quartz, les feldspaths, les minéraux argileux, le limon, le chert, la pyrite, la sidérite et d'autres minéraux peuvent être présents en petites quantités. Il existe plusieurs variétés de calcaire formées par différents procédés. Le calcaire pur est de couleur blanche ou presque blanche. Cependant, il présente généralement des nuances de gris bleuâtre, beige, jaune ou brun en fonction du type et de la quantité d'impuretés présentes. La texture du calcaire varie de granuleuse, grossièrement cristalline à très fin, selon le processus de formation. Les images MEB de deux types de calcaire sont présentées à la figure I.14.

### **I.9 Composition chimique**

Des exemples de composition chimique du calcaire sont donnés dans le tableau I.3. Étant donné que le calcaire ( $\text{CaCO}_3$ ), la teneur en CaO et la perte au feu (LOI) constituent le principal constituant de toute pierre calcaire, la perte de poids lors du chauffage à une température allant de 900 à 1 000 °C est la plus importante des analyses chimiques. La LOI est principalement le  $\text{CO}_2$  émis lors de la dissociation du carbonate de calcium à 900 °C (et celui de l'impureté de carbonate de magnésium à environ 600 °C), comme indiqué dans les équations ci-dessous

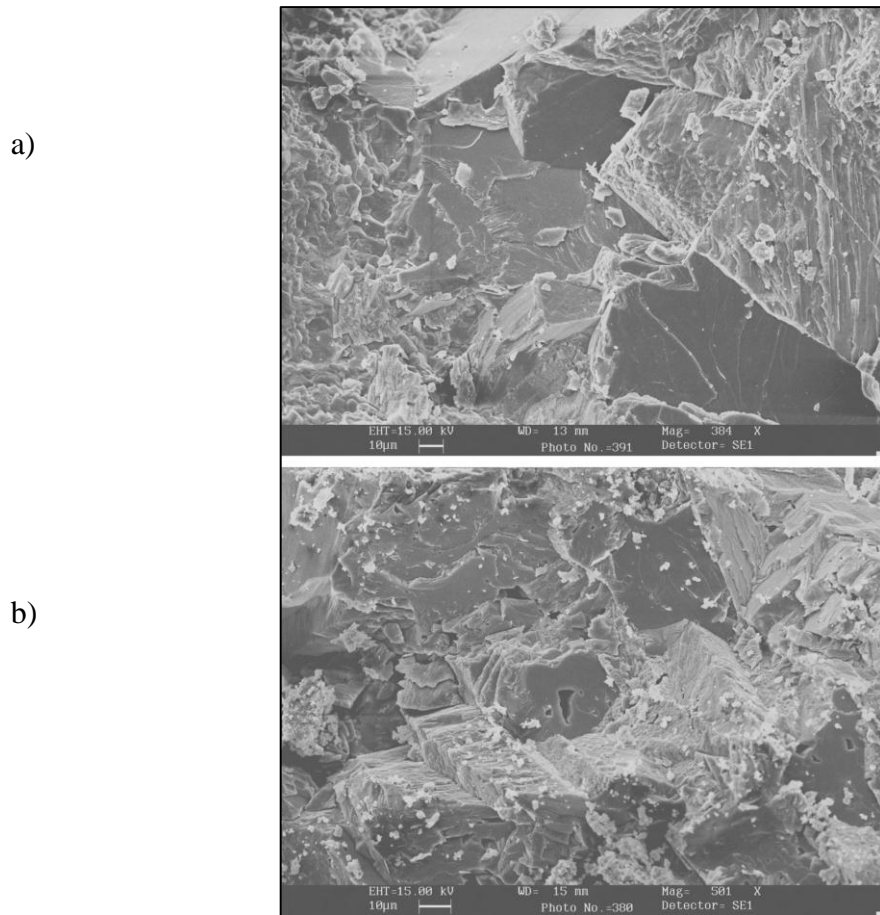


Les autres oxydes produits par les impuretés présentes dans le calcaire sont beaucoup moins importants.

L'adéquation d'un calcaire en tant que constituant du ciment peut être vérifiée selon trois critères:

- (1) Teneur totale en  $\text{CaCO}_3 \geq 75,0\%$ ;
- (2) teneur en argile, déterminée par le test d'adsorption au bleu de méthylène  $\leq 1,2\%$ ;
- (3) teneur en carbone organique total  $\leq 0,5\%$  (tous en masse) (EN 197-1, 2012).





**Figure I.14 :** Images MEB de (a) un calcaire et (b) un calcaire Crétacé (Erdoğdu, K., 2002).

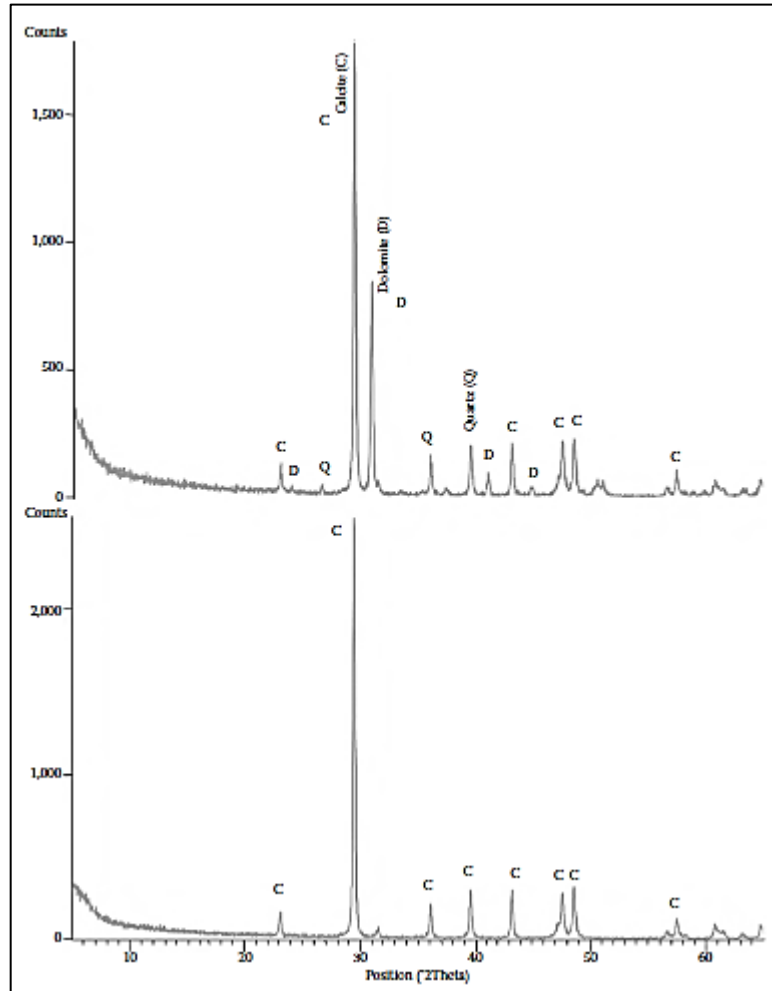
**Tableau I.3 :** Compositions chimiques typiques du calcaire utilisé dans l'industrie du ciment

Composant (%)	Calcite				
	A (Hawkins et al., 2003)	B (Erdoğdu, 2002)	C (TÇMB, 2014)	D (Hawkins et al., 2003)	E (Hawkins et al., 2003)
SiO <sub>2</sub>	4.00	0.70	1.97	12.05	2.96
FeO <sub>3</sub>	0.77	0.07	0.23	3.19	0.79
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0.30	0.11	0.68	1.22	0.30
CaO	51.40	54.90	53.24	43.05	52.30
MgO	1.30	0.38	1.07	1.68	1.30
SO <sub>3</sub>	0.10	0.01	< 0.01	0.56	0.03
N <sub>2</sub> O	0.01	0.02	0.09	0.12	0.04
K <sub>2</sub> O	0.02	-	1.94	0.72	0.23
LOI	42.00	43.37	42.73	36.21	42.18

### I.10 Composition minéralogique

Le calcaire est à la base de la calcite et parfois de la calcite et de l'aragonite (deux formes polymorphes de CaCO<sub>3</sub>). La dolomite (MgCO<sub>3</sub>), le quartz (SiO<sub>2</sub>), les minéraux argileux et les feldspaths peuvent être présents en quantités beaucoup plus petites. La figure I.15 montre les

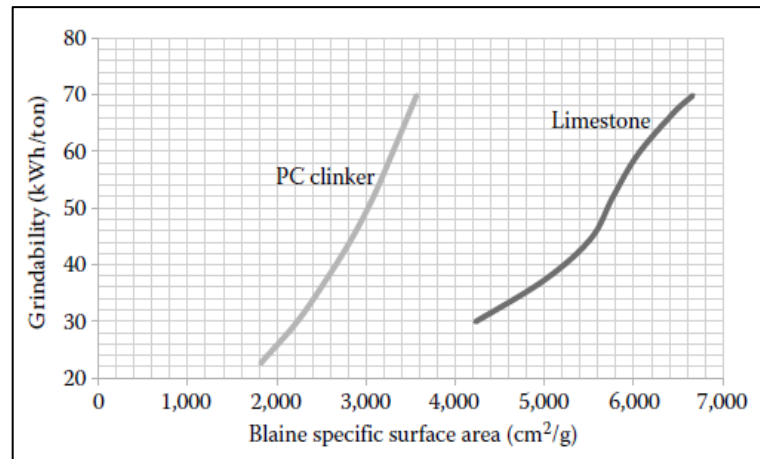
diffractogrammes de rayons X de deux types de calcaire. Le premier est presque totalement calcite, tandis que le second contient de la dolomie et du quartz comme impuretés.



**Figure I.15 :** Diffractogrammes de rayons X de deux types de calcaire. (TÇMB R & D Institute, Ankara, Turquie. 2014)

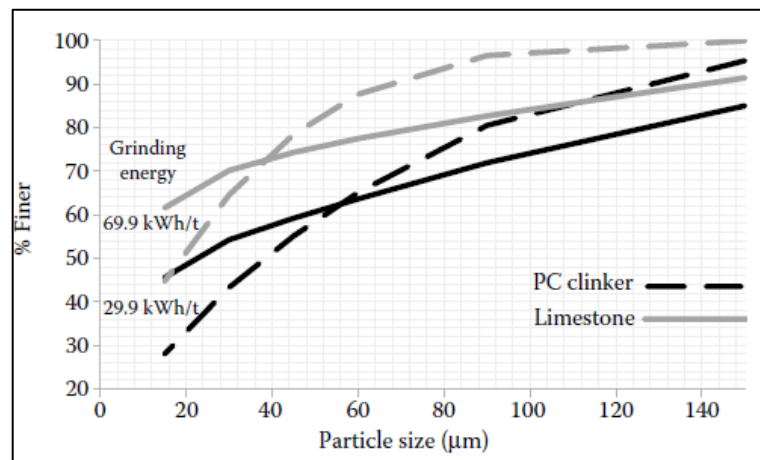
### I.11 Finesse et distribution de la taille des particules

Le calcaire est utilisé comme adjuvant minéral ou additif sous forme de poudre. En tant que matériau comparativement plus mou, le calcaire nécessite moins d'énergie pour atteindre une finesse spécifiée que le clinker de ciment, comme illustré à la figure I.16.



**Figure I.16 :** Comparaison des capacités de broyage du calcaire et du clinker de ciment en termes d'énergie requise pour une surface spécifique spécifiée par Blaine. (Données de Erdoğan, K. 2002.).

La finesse souhaitée, en termes de surface spécifique, est généralement comprise entre 350 et 600 m<sup>2</sup>/ kg (Blaine). Cependant, la surface spécifique de Blaine en elle-même peut ne pas être suffisamment représentative de la finesse de la poudre calcaire pour plusieurs raisons:(1) Différents types de calcaire, tels que les craies et les calcaires crétasés, peuvent contenir de l'eau hygroscopique, ce qui rend le sol collant et complique les opérations de broyage ultérieures en entourant les charges et les plaques du moulin; (2) Les particules fines ( $\leq 15 \mu\text{m}$ ) et grossières ( $\geq 90 \mu\text{m}$ ) représentent relativement plus que les fractions de taille moyenne dans le calcaire broyé et (3) Différentes tailles de fractions de calcaire ont différentes granulométries (Erdoğan, 2002). Les éléments (2) et (3) sont expliqués graphiquement à la figure I.17.



**Figure I.17 :** Répartition granulométrique du calcaire et du clinker de ciment broyés à des énergies spécifiées. (Données de Erdoğan, K. 2002.).

## **I.12 Effet de la substitution de SR avec SC sur les propriétés du béton**

### **I.12.1 Introduction**

La consommation mondiale de sable naturel est très élevée, en raison de l'utilisation extensive de béton ou de mortier. En général, la demande en sable naturel est assez élevée dans les pays en développement pour satisfaire la croissance rapide des infrastructures.

L'extraction croissante de sable naturel dans les lits de rivières causant de nombreux problèmes, perdant de l'eau, retenant les couches de sable, approfondissant les cours des rivières et provoquant des glissements de berges, une perte de végétation sur les berges des rivières, exposant les puits d'alimentation en eau, perturbe la vie aquatique en plus d'affecter l'agriculture en raison de l'abaissement de la nappe phréatique souterraine, etc., sont quelques exemples (Ahmad S et Mahmood S., 2008 ; Elavenil S et al., 2005)

Les propriétés de l'agrégat affectent la durabilité et la performance du béton, de sorte que l'agrégat fin est un composant essentiel du béton et du mortier de ciment. L'agrégat fin le plus utilisé est le sable naturel de la rivière. L'agrégat fin et grossier représentent environ 75% du volume total. Il est donc important d'obtenir un agrégat de bonne qualité sur le site, car l'agrégat forme la matrice principale du béton ou du mortier (Hudson, 1997).

À présent, le sable journalier est en train de devenir un matériau très rare. C'est dans cette situation que la recherche d'un matériau alternatif peu coûteux et facilement disponible a commencé. Certains matériaux de remplacement ont déjà été utilisés dans ce contexte, par exemple les cendres volantes, le laitier et la fumée de silice sont utilisés dans les mélanges de béton en remplacement partiel du sable naturel (Shanmugapriya T et Uma RN., 2012). Cependant, la rareté de la qualité requise est la principale limitation de certains des matériaux susmentionnés.

Aujourd'hui, la croissance durable des infrastructures exige un matériau de remplacement qui réponde aux exigences techniques des granulats fins et à une disponibilité abondante (Chitlange MR et Pajgade PS., 2010).

Cette partie présente une synthèse de la littérature sur les différents travaux menés par de nombreux auteurs sur le remplacement de sable de rivière par le sable de carrière et /ou artificiel et leurs résultats en mettant en évidence l'effet de ce genre de sable sur la conception des mélanges, les propriétés du béton frais, la résistance, les aspects de durabilité, les microstructures et le comportement structurel du béton.

### **I.12.2 Fines de carrière de différentes roches**

(Evertsson, 2000) a indiqué que les exploitants de carrières devraient utiliser les connaissances acquises grâce à la recherche pour optimiser les performances de leurs équipements et réduire les quantités des fines de carrière.

(Jeffrey et al., 2003) ont constaté que la production de fines de carrière était due aux opérations d'extraction et de traitement dans une carrière. Plusieurs paramètres influant sur la production de fines sont pertinents pour les caractéristiques de la roche et les processus impliqués. Cependant, une conception et une optimisation minutieuses de l'extraction et du traitement pourraient minimiser la production de fines.

(Le Service géologique britannique, 2003) a rapporté que les fines produites dépendent du type de concasseur et de la roche mère. Le concasseur primaire a produit de 1 à 10% de fines, le concasseur secondaire de 5 à 25% de fines et le broyeur tertiaire de 5 à 30% de fines. De même, le calcaire contient de 20 à 25% de fines; le grès contient de 35 à 40% de fines et les roches ignées et métamorphiques contiennent de 10 à 30% de fines.

(Petavratzi, 2006) a étudié la grande quantité de poussière de moins de 75  $\mu\text{m}$  générée par divers minerais et a constaté que les différents types de roche produisaient différentes quantités de fines avec des propriétés physiques différentes.

(Mitchell, 2007a ) a suggéré que le secteur des carrières serait envisager d'utiliser de nouvelles technologies qui réduisent la production de fines et qu'un travail de recherche supplémentaire est nécessaire pour identifier les coûts en capital et les coûts opérationnels associés aux fines de carrière.

(L'Université de Leeds, 2007c) a étudié le fait que les fines de carrière sont produites à partir de diverses activités, mais que les étapes de dynamitage sont considérées comme les plus responsables de la production de telles fines. La quantité de poussière produite lors du dynamitage est estimée à 20%.

(Chris Hartwiger et Patrick O'Brien., 2008) ont constaté que le sable artificiel est extrêmement anguleux et présente une large courbe de distribution des particules. Ce sont des caractéristiques de sable qui s'installent rapidement et c'est ce qui se passe avec le sable artificiel. Les entreprises qui fabriquent du sable devraient éliminer les particules fines et très fines. Sept facteurs doivent être évalués dans le processus de sélection du sable. ils sont la taille, la forme, le potentiel de concassage, la réaction chimique, la dureté, le taux d'infiltration, la couleur et la qualité des particules.

(Sven-Henrik Norman, 2008) a examiné les avantages du sable manufacturé à partir de roche concassée. Il a souligné que le choix du concasseur est basé sur l'abrasivité de la roche mère, de la fraction d'alimentation du circuit et de la nature du sable requis, et a également conclu que le concassage VSI est la méthode privilégiée de concassage.

### **I.12.3 Caractérisation du sable fabriqué**

Le Centre international de recherche sur les agrégats (ICAR, 101-2F) s'est efforcé d'élaborer un cadre pour la procédure de classification de l'utilisation des fines dans le béton. L'objectif de ce projet était d'examiner les méthodes et les procédures de test utilisées dans le passé pour caractériser les propriétés des fines et de développer, à titre préliminaire, un cadre pour caractériser et cataloguer les propriétés des fines. En outre, de nouvelles méthodes et procédures d'essai ont été proposées pour compléter éventuellement un ensemble de directives sur l'utilisation de fines particules dans le béton de ciment Portland.

(Marek, 1995) a décrit une méthode permettant de quantifier la forme, la texture et la gradation de la surface en mesurant les vides non compactés.

(Persson, 1998 ; Fletcher et al., 2002) ont décrit une technique d'analyse d'images permettant de déterminer la distribution granulométrique et la forme des agrégats fins. Il s'agit d'une méthode potentiellement utile de classification des produits de carrière afin de déterminer leur pertinence pour diverses applications, y compris le béton.

(Garboczi et al., 2001) ont décrit comment une combinaison de rayons X et de La tomographie, les techniques de type analyse d'image et l'analyse harmonique sphérique peuvent donner une caractérisation mathématique 3D complète d'une particule d'agrégat. Des bases de données de forme agrégée tridimensionnelle peuvent être construites et il est possible de caractériser diverses sources d'agrégats.

(Kim et al., 2001) ont décrit un prototype de scanner laser destiné à caractériser les paramètres de taille et de forme de l'agrégat. Le système d'analyse à base d'agrégats par laser (LASS) est en cours de développement à l'Université du Texas à Austin pour caractériser rapidement les diverses propriétés des agrégats de construction. Le LASS devrait fournir les caractéristiques, notamment l'angularité et la texture des particules. Cette capacité à analyser automatiquement les multiples caractéristiques des agrégats permettra aux producteurs d'agrégats de surveiller les différents aspects de la qualité des produits en cours de fabrication, de sorte que des ajustements instantanés du processus puissent être faits pour assurer des produits de meilleure qualité.

(Quiroga, 2003) a recommandé une méthodologie pour le dosage du béton basé sur ASTM C 211, modifié pour les granulats fins manufacturés (MFA). La méthodologie a été adoptée sur la base des résultats des tests de valeur du bleu de méthylène (VBS), de la densité de remplissage à l'état humide, du test de finesse de Blaine et du test de distribution granulométrique (au laser ou à l'aréomètre) effectués sur microfines.

(Gerry Huber et Bob McGennis., 2008) ont signalé que la conception du mélange dépend principalement de la texture, de la forme et de la gradation de la surface. Si le sable manufacturé et le sable naturel sont utilisés ensemble dans une conception de mélange, la portion de sable manufacturé peut être augmentée pour améliorer la texture de surface. L'agrégat fin supplémentaire, le mélange des agrégats et l'abaissement de la quantité de poussière dans un mélange augmenteront les vides dans l'agrégat minéral. Le remplacement de 20% de sable naturel par du sable fabriqué lavé augmentera les vides dans les agrégats minéraux de 2%.

#### **I.12.4 Alternatives de sable dans le béton**

(Çelik et Marar., 1996) ont utilisé la poussière de roche (calcaire  $<75 \mu\text{m}$ ) pour remplacer le sable dans le béton dans des proportions allant jusqu'à 30%, tous les autres ingrédients et proportions étant constants. Ils ont conclu que l'affaissement et la teneur en air du béton frais diminuaient avec l'augmentation du pourcentage de poussière. Tout en prenant en compte les propriétés mécaniques, la teneur en poussière jusqu'à 10% a amélioré la résistance à la compression et la résistance à la flexion du béton et a permis de constater que le béton avec une teneur en poussière jusqu'à 5% améliorerait la résistance aux chocs. Une teneur en poussière supérieure à 15% augmentait l'absorption d'eau du béton. La perméabilité à l'eau du béton diminue à mesure que le pourcentage de teneur en poussière augmente. Lorsque la teneur en poussière dépasse la valeur de 10%, la contrainte de retrait au séchage diminue.

(Jackson et Brown., 1996) ont déclaré que le pourcentage de fines allant de 5% à 15% peut être utilisé dans le béton.

(Smith et Slaughter., 1996) ont suggéré que les carrières certifiées par le ministère des Transports des États-Unis soient tenues de maintenir les valeurs cibles de calibrage de 0 à 7% passant le tamis # 100 (150mm) et de 0 à 2% passant le tamis # 200 (75mm) tamis. En conséquence, les utilisateurs ont ajouté des fines pour améliorer la maniabilité.

( Babu, 1996 ; Ilangovan, 2000) ont indiqué que les refus de carrière pouvaient être utilisés comme granulats fins dans le béton et ont également constaté que la poussière de carrière réduisait les coûts sans affecter la résistance du béton.

(Hiroshi Uchikawa, 1996) a étudié l'influence de la microstructure sur les propriétés physiques du béton préparé en substituant une partie de l'agrégat en poudre minérale. La réaction d'hydratation du ciment, de la structure durcie et de la structure des pores dans le béton préparé en substituant une grande quantité de poudre minérale comprenant des cendres volantes, du laitier, du calcaire et de la pierre siliceuse à une partie des granulats fins du béton a été étudiée. De même, les relations entre les substitutions de ces poudres minérales et les propriétés physiques du béton ont été étudiées. Ils ont constaté que l'augmentation de la viscosité et la diminution de la fluidité du béton par la substitution de poudres minérales à une partie d'agrégats fins étaient principalement dues à l'augmentation des particules fines. La résistance du béton à poudre minérale est supérieure à celle du béton sans substitution. Il y a une réduction de module d'élasticité dynamique pouvant être causé par l'augmentation de la quantité de pâte de ciment. Ils ont signalé qu'une légère augmentation du fluage du béton avec les cendres volantes dans les granulats fins a été remarquée.

(Fowler, 1997 ; Machelmal, 1997 ; Watson, 1999) ont conclu que la teneur en fines utilisées dans le béton peut être supérieur à celui qui est généralement autorisé (aux États-Unis). Cependant, le pourcentage réel dépend de l'utilisation finale et des propriétés de fines.

(Baguant, 1999) a constaté que l'affaissement du béton frais a diminué de manière significative de 90 à 25 mm avec l'augmentation de la teneur en poussière de roche et la demande en eau a augmenté d'autant que l'affaissement était maintenu constant. Les pertes d'eau libre ont diminué de 9% à 3% alors que la poussière de roche est passée de 0 à 20%. Dans le béton durci, la présence de poussière de roche n'affectait pas de manière significative la résistance à la compression des éprouvettes stockées dans l'air et dans l'eau jusqu'à une période d'un an. Il n'y avait pas non plus d'effet négatif sur le module d'élasticité. Le retrait au séchage a été augmenté d'environ 40% lorsque la teneur en poussière a augmenté de 0 à 20%. L'absorption de surface initiale et la perméabilité à l'eau ont indiqué des améliorations significatives, tout en augmentant la teneur en poussière de roche.

(Hudson, 1999) a conclu qu'en raison de particules irrégulières de sable concassé, la maniabilité est très faible dans le béton. En raison du grand espace vide dans le sable manufacturé, les besoins en eau sont également importants, ce qui réduit la résistance du béton.

(Chan et Wu., 2000) ont étudié l'utilisation de limon et d'argiles d'une granulométrie  $<150 \mu\text{m}$ , obtenus à partir de granit concassé comme substitut de ciment dans le béton. Le limon et les argiles présentent des propriétés réactives et peuvent être utilisés comme minéraux réactifs. Bien que l'inclusion de limon et d'argile ait augmenté le rapport  $E / C$ , on a



pensé que le problème pourrait être résolu en utilisant un matériau de surface spécifique élevée avec un mélange de superplastifiant.

(Ilangovan, 2000 ; Ilangovan et Nagamani., 2006 ; Ilangovan et al., 2008) ont indiqué que la substitution intégrale du sable naturel avec la poussière de carrière dans le béton est possible avec un traitement approprié de la poussière de carrière avant utilisation et a également constaté que Les résistances à la compression, à la flexion, à la traction et les propriétés de durabilité du béton constitué de poussière de roche de carrière sont près de 10% supérieures à celles du béton conventionnel.

(Shukla et al., 2000) ont confirmé que le remplacement du sable par la poussière de pierre de carrière réduisait l'ouvrabilité du béton, tandis que la résistance à la compression et la résistance à la traction des mélanges de béton augmentaient jusqu'à un taux de substitution du 40%.

(Ahn et al., 2001 ; Ahn et Fowler., 2002) ont affirmé que la résistance à la compression du mortier diminuait à mesure que la valeur du bleu de Méthylène VBS augmentait. Le retrait au séchage du mortier a montré une tendance similaire, en ce qui concerne la corrélation entre les résultats des tests en termes de résistance à la compression et augmente également avec l'augmentation de la capacité d'absorption. Il a été confirmé que le béton de bonne qualité peut être fabriqué avec des teneurs en particules fines pouvant atteindre 17% sans adjuvant. Comparé au béton constitué de sable naturel, le béton à hautes particules fines avait généralement un poids unitaire plus élevé, une résistance à la flexion supérieure, une résistance à l'abrasion améliorée et une perméabilité inférieure.

(Sahu et al., 2003) ont constaté que le béton fabriqué avec le remplacement du sable naturel de rivière par les refus de poussière de pierre concassée peut atteindre la même résistance à la compression, la même résistance à la traction et le même module de rupture que le béton témoin. Le béton fabriqué avec ce remplacement peut atteindre un degré de retrait inférieur à celui du béton témoin.

(Topçu et al., 2003) ont indiqué que la résistance à la compression et la résistance à la flexion étaient augmentées lors du remplacement du sable par du calcaire d'une taille de grain inférieure à 2 mm. Les propriétés de durabilité, telles que la perméabilité, l'absorption et la porosité, diminuaient lorsque le pourcentage des fines étaient de 7 à 10%. En plus de cela, aucun changement et effet néfast a été observé.

(Mark James Krinke, 2004) a étudié l'effet des adjuvants dans le béton contenant du sable manufacturé. Il a constaté que l'ajout de superplastifiant dans un mélange de béton améliore l'ouvrabilité et la résistance. Lorsque de grandes quantités de plastifiant sont ajoutées, la

résistance est améliorée d'environ 30% par apport au mélange sans plastifiant. Cependant, le taux de gain de résistance du mélange de béton est considérablement réduit lorsque le plastifiant est ajouté. Afin de maintenir le mélange de sable manufacturé qui est moins cher que le mélange de béton de sable naturel, la quantité de superplastifiant ajoutée ne doit pas dépasser 1,5%.

(Lamb, 2005) a confirmé que le sable de grès (SQS) peut être utilisé comme substitut du ciment, sous réserve des exigences de l'utilisateur final et de la disponibilité du matériau. Les résultats de lixiviation ont montré une augmentation significative de la chaux, lorsque le SQS a été ajouté au mortier, ce qui pourrait provoquer une efflorescence sur les produits en béton. Même si les résultats de pouzzolanité étaient positifs, il a été constaté que ce matériau contient un très haut résidu insoluble, ce qui limite son utilisation dans le ciment uniquement en tant que filler.

(Salvador Villalobos et al., 2005) ont décrit le pourcentage optimal de sable concassé par rapport au sable naturel, soit 1 : 1,5 ou 1,5: 1, et ont indiqué que le volume des vides était réduit de 41 à 46% lorsqu'il était mélangé avec du sable naturel. Ainsi, la teneur en ciment et la teneur en eau peuvent être réduites lors du mélange avec le sable naturel.

(Pedro Quiroga et al., 2006) ont étudié les mélanges de béton à micro-fines élevées et ont constaté que le béton était plus rigide et moins maniable que le béton avec sable naturel. Lorsque les micro-fines sont  $> 15\%$ , l'affaissement diminue de 60%, nécessite également des adjuvants réducteurs d'eau à gamme élevée. Par conséquent, les micro-fines doivent être limitées à 15%, et pour augmenter l'affaissement, il est nécessaire d'utiliser une classification granulométrique appropriée, des plastifiants ou des cendres volantes (comme remplacement de ciment). Ils ont constaté que le béton contenant des micro-fines entraînait des résistances à la compression et à la flexion plus élevées. Ils ont également remarqué que ce type de béton augmentait la résistance à l'abrasion et à la pénétration des chlorures.

(Prachoom Khamput, 2006) a étudié les propriétés du béton en utilisant la poussière de carrière comme agrégat fin et en le mélangeant avec un adjuvant de type E. Le type de l'adjuvant E est ajouté pour augmenter la maniabilité du béton. L'adjuvant ajustera les charges électriques des électrons à la surface des particules dans le même type de manière à ce que les particules se poussent mutuellement. Cela entraîne une diminution de la viscosité de la pâte de ciment et une augmentation de l'affaissement du béton. Les résultats de résistance à la compression du béton à 28 jours sont presque les mêmes que ceux du béton conventionnel et l'addition d'un adjuvant de type E augmente la résistance à la compression. En raison du polymère dans l'adjuvant, le rapport E /C est réduit. Outre l'effet du polymère,

l'effet du calcium dans l'adjuvant conduit rapidement à développer la résistance à la compression à un stade précoce.

(Justin Norvell, 2007) a étudié l'influence des argiles et les particules d'argile sur la performance du béton. Ils ont constaté que les particules ultra-fines non argileuses ne sont pas nocives pour l'ouvrabilité, la résistance à la compression et le retrait au séchage du béton et qu'elles ne doivent donc pas être limitées dans leur utilisation avec du béton ordinaire. La kaolinite et l'illite sont des minéraux argileux n'affectent que très peu les performances. La smectite doit être identifiée sous forme d'agrégats et interdite. Lorsque l'exclusion des minéraux argileux dans les agrégats n'est pas possible, il peut être possible d'atténuer leurs effets au moyen d'un mélange chimique conçu pour éviter la réaction de l'argile.

(Nataraja et Nalanda., 2008) ont étudié l'utilisation de cendres volantes, de cendres de balles de riz et de poussières de carrière en tant que sous-produits potentiels dans les matériaux à faible résistance contrôlée (MFRC). Les résultats suggèrent que les propriétés techniques de fluidité et de densité du MFRC peuvent être atteintes de manière satisfaisante en utilisant une très petite quantité de ciment et une grande quantité de fines de carrière. Lorsque le contenu en sous-produits augmentait, le rapport E / C augmentait également linéairement pour obtenir un affaissement spécifique. Les propriétés mécaniques telles que les résultats des tests de résistance à la compression uniaxiale étaient acceptables et les résultats de comportement contrainte-déformation suggéraient que les fines de carrière pouvaient être utilisées pour la production de matériaux à faible résistance contrôlée.

(Safiuddin et al., 2007) ont déduit que les agrégats fins de résidus de carrière amélioraient l'affaissement et le taux d'affaissement du béton frais. Le poids unitaire et la teneur en air du béton n'ont pas été affectés. Dans le béton durci, la résistance à la compression était diminuée. Le module d'élasticité dynamique a été légèrement augmenté. Mais la vitesse de l'impulsion ultrasonique n'a pas été affectée. Ils ont également conclu que l'absorption de surface initiale avait légèrement augmenté.

(Cortes et al., 2008) ont étudié les propriétés rhéologiques et mécaniques d'un mortier préparé avec du sable naturel et manufacturé. Les résultats ont montré qu'un affaissement et une résistance à la compression adéquats pouvaient être atteints lorsque le volume de la pâte dépassait le volume des vides dans l'agrégat mal tassé, c'est-à-dire juste au-dessus du taux de vide maximal  $e_{max}$  de l'agrégat fin.

(Zhou Mingkai et al., 2008) ont exposé l'influence du sable naturel, du sable artificiel (MS) et de la poussière de pierre sur les propriétés de maniabilité et de résistance du béton à haute résistance (BHR). Ils ont constaté que la maniabilité et la résistance à la compression du béton

sont améliorées lorsque la teneur en poussière de pierre est inférieure à 7% et que le module d'élasticité est presque égal au béton de sable naturel BHR lorsque la teneur en poussière est inférieure à 7%. Au-delà de cette valeur, il est réduit. Les résultats ont montré que le taux de retrait du MS-BHR à l'âge de 7 jours est supérieur à celui du béton de sable naturel BHR, mais que la différence du taux de retrait à un âge avancé n'est pas remarquée. Pendant ce temps, le taux de retrait diminue à mesure que les cendres volantes sont ajoutées; les valeurs de fluage et de fluage spécifiques du MS-BHR avec 7% de poussière de roche sont proches de celles du béton de sable naturel BHR.

(Shahul Hameed et Sekar., 2009) ont délibéré sur les propriétés de béton vert contenant de la poussière de roche de carrière et de la poudre de boue de marbre sous forme de granulats fins. Ils ont conclu que la résistance à la compression, la résistance à la traction et les propriétés de durabilité du béton composé de poussière de roche de carrière sont près de 14% supérieures à celles du béton conventionnel.

(Tony Thomas, 2009) a estimé que le sable manufacturé pouvait remplacer les sources de sable naturel de plus en plus limitées pour le béton prémélangé.

(Cement Concrete and Aggregates Australia, CCAA) a mené la recherche, fourni des données et mis au point des directives destinées à faciliter le remplacement du sable naturel par du sable manufacturé. Les avantages des fines sur le béton ont été présentés dans plusieurs articles du colloque ICAR, dans lesquels l'accent est généralement mis sur le béton fabriqué à partir de sable manufacturé et non de sable naturel.

#### **I.12.5 Effet du sable artificiel sur les propriétés du béton frais**

( Ahmed et al., 1989) ont examiné l'influence du sable de pierre naturelle et concassée d'une taille de particules inférieure à 75 microns sur la performance du béton frais. La poussière de pierre ordinaire obtenue des concasseurs n'est pas conforme à la norme IS: 383-1970. La présence de particules squameuses, mal calibrées et à texture rugueuse a conduit à un béton dur.

Les résultats du test ICAR 102 ( International Center for Aggregates Research ) ont indiqué qu'un béton de bonne qualité pouvait être produit avec des niveaux de microfine pouvant atteindre 18%, lorsque les adjuvants chimiques sont utilisés pour augmenter l'ouvrabilité du béton à un rapport E / C fixe.

(Zain et al., 2000) ont déduit que le remplacement partiel du sable par de la poussière de carrière, sans l'ajout d'autres adjuvants, améliorait l'ouvrabilité des mélanges de béton.

(Le guide sur la construction en béton, 2002) de la Cement and Concrete of Australia (CCAA) indique que la forme et la texture des particules d'agrégat ont une influence importante sur l'ouvrabilité du béton fraîchement mélangé, car elles affectent la demande en eau et le rapport eau-ciment .

(Ghataora et al., 2004) ont utilisé les fines de carrière de calcaire d'une taille inférieure à 4 mm. Ils ont suggéré que les fines de carrière puissent être pompées par des techniques d'hydro-transport utilisant uniquement de l'eau. Les fines de carrière pourraient être transformées en pâtes cimentieuses et pompées sur de longues distances.

( Revathi et al., 2009) ont étudié la performance des refus de carrière dans le flux de boues de cendres volantes et de gypse. Les refus industriels tels que les cendres volantes, le gypse et les refus de carrière ont été utilisés dans la préparation du flux de boue. Ils ont souligné que les refus de carrière peuvent être utilisés efficacement dans les boues de plâtre à base de cendres volantes et que leur ajout augmente la quantité d'eau nécessaire.

#### **1.12.6 Effet du sable artificiel sur les propriétés mécaniques du béton**

(Carrasquillo, 1981) a étudié les propriétés de résistance à la compression, de comportement contrainte-déformation, de module d'élasticité, de coefficient de Poisson et de leurs relations pour un béton de résistance normale de grade M 20. Ils ont conclu que le béton avec une résistance à la compression élevée et un module d'élasticité élevé atteint une rigidité plus élevée qui donne une propriété ductile inférieure. Si la contrainte est faible, la ductilité sera moindre. A partir de leurs données pour le module d'élasticité et le module de rupture, ils ont proposé les équations suivantes reliant ces propriétés à la résistance à la compression du béton pour des résistances à la compression allant de 21 MPa à 83 MPa:

$$E = 3,320\sqrt{f^c} + 6,900 \text{ MPa} \quad (\text{I.19})$$

$$f_r = 0.94 \sqrt{f^c} \text{ MPa} \quad (\text{I.20})$$

E est le module d'élasticité.

$f_r$  est le module de rupture.

$f^c$  est la résistance à la compression spécifiée

En 1992, ces équations ont été rapportées dans le rapport de synthèse sur le béton à haute résistance du comité 363 de l'ACI (ACI 363R-92, 1997).

(Dukat, 1995) a constaté que les minéraux argileux présents dans le sable naturel réduisaient la résistance du béton, tandis que lorsque le sable artificiel est utilisé, les fines ne sont généralement pas de l'argile. Il a suggéré de procéder à une analyse chimique pour déterminer la présence d'argile dans du sable manufacturé.

(Nagaraj et Zahida Banu., 1996) ont expliqué l'utilisation efficace de la poussière de roche et des cailloux sous forme d'agrégats dans le béton de ciment Portland. Ils ont conclu que la poussière de roche due à sa surface plus élevée consomme plus de ciment que le sable et que les cailloux, du fait de leur texture de surface lisse, réduisent la résistance du béton.

(Pofale et al., 1998) ont expliqué les propriétés de résistance des mélanges de béton obtenus par remplacement partiel ou total du sable naturel par de la poudre de pierre concassée. et il a été rapporté que l'utilisation de la poudre de pierre concassée est faisable et pratique pour les mélanges plastiques et cohésifs de résistance normale, moyenne et élevée.

(Shukla et al., 1998) ont démontré l'efficacité de la poussière de pierre en tant que granulats fins pour le remplacement du sable dans le béton et le mortier. Ils ont signalé que le sable peut être remplacé jusqu'à 40% par la poussière de pierre dans les mélanges de béton sans affecter la résistance.

(Ahn, 2000) a indiqué que, pour le rapport ciment eau fixe, le béton d'agrégat artificiel présentait une résistance à la compression supérieure à celle du béton témoin. En revanche, pour un affaissement fixe, la résistance à la compression du béton témoin était supérieure à celle du béton d'agrégat artificiel. Ce dernier contenant 13, 17 et 20% de microfines a montré des résistances à la flexion supérieures à celles du béton témoin.

(Tan et al., 2000) ont étudié l'influence des poussières de carrière et des fumées de silice sur les propriétés du béton à haute performance. Il a été déduit que le remplacement partiel du sable par de la poussière de carrière réduisait la résistance à la compression des mélanges de béton.

(Yilmaz Akkaya, 2000) a évalué l'effet de l'addition de sable sur les propriétés des composites de ciment renforcés de fibres. Ils ont conclu que l'ajout de sable augmentait la résistance de la pâte de ciment ordinaire, mais diminuait les performances mécaniques des composites de ciment renforcés de fibres.

(Nataraja et al., 2001) ont décrit une méthode permettant de produire un béton de la résistance requise, en mesurant la résistance caractéristique de l'agrégat avec les résidus de carrière de marbre utilisés comme agrégat. Cette méthode permet de calculer les proportions nécessaires de ciment et d'eau.

(Safiuddin et al., 2001) ont étudié l'effet de la poussière de carrière et des additifs minéraux sur la résistance et l'élasticité du béton. Ils ont conclu que la poussière de carrière avait été utilisée pour différentes activités dans l'industrie de la construction, telles que la construction de routes et la fabrication de matériaux de construction tels que des granulats légers, des briques, des tuiles et des blocs d'autoclave.

( Jaafar, 2002) a estimé les caractéristiques de résistance et de durabilité du béton à base de poussière de pierre autoclavé à haute résistance. Ils ont conclu que les performances de résistance et de durabilité du béton à base de poussière de pierre autoclavé se révélaient supérieures à celles du béton normal à haute résistance.

( Vasumathi, 2003) a examiné la résistance du béton en remplaçant partiellement le ciment par des cendres volantes et du sable par de la poussière de carrière. On en conclut que la poussière de carrière remplace le sable avec un gain de résistance au début de la période mais que la résistance n'augmente pas ou moins au bout de 28 jours et que la maniabilité diminue. Si le ciment est remplacé par des cendres volantes, le taux de gain de résistance est légèrement amélioré.

( Abou-Zeid et Fakhry., 2003) ont signalé que les propriétés du béton durci indiquaient une augmentation de la résistance à la compression dans les mélanges de béton contenant des particules fines, sans adjuvant, tout en maintenant un rapport eau / ciment constant. Lorsque le rapport E / C est augmenté afin de maintenir l'ouvrabilité et l'affaissement, la résistance à la compression diminue de manière prévisible. De plus, dans le même rapport E / C, les mélanges contenant des micro-fines avaient une résistance à la flexion supérieure à celle des mélanges de béton sans micro-fines.

(Naidu et al., 2003) ont étudié la résistance et l'élasticité d'un béton incorporant de la poussière de carrière et des adjuvants minéraux. Ils ont signalé que la résistance à la compression avait été réduite en incorporant la poussière de carrière dans les mélanges de béton.

(Nisnevich et al., 2003) ont révélé le béton léger contenant des refus de centrales thermiques et de pierre de carrières. Ils ont conclu que la résistance était multipliée par 2 ou plus lorsque le sable concassé était proche de 50%.

(Palani Raj, 2003) a évalué l'effet du sable artificiel dans le béton. Il a signalé que les fines particules inférieures à 600 microns doivent être comprises entre 35 et 45% pour obtenir de bons résultats. Les fines particules inférieures à 150 microns qui réduisent la résistance doivent être éliminées. Il a conclu que le sable fabriqué peut être utilisé avec succès pour la fabrication de béton en remplaçant le sable ordinaire de rivière pour obtenir la résistance souhaitée du béton.

(Prakash Rao et Giridhar Kumar., 2004) ont déduit que les cubes de béton contenant de la poussière de concasseur développaient une résistance à la compression d'environ 17% supérieure, une résistance à la traction de plus de 7% supérieure et une résistance à la flexion

de 20% supérieure à celle des cubes et des prismes de béton avec du sable de rivière comme granulats fins.

(Katz et Baum., 2005) ont signalé que l'essentiel de l'amélioration de la résistance attribuée aux microfines s'est produit avec une addition relativement faible de fines et qu'il n'a pas beaucoup changé lorsque les teneurs en fines étaient élevées.

(Logan Andrew Thomas, 2005) a conclu qu'à l'âge de 28 et 56 jours, un échantillon durci à l'état humide pendant 7 jours présentait la plus grande résistance à la compression et le module d'élasticité. Parmi les trois méthodes de durcissement, le durcissement à la chaleur en 1 jour a généralement eu la plus faible résistance. Les échantillons continuellement durcis à l'humidité qui n'ont jamais été laissés séchés ont présenté des valeurs de module de rupture deux fois supérieures à celles obtenues avec les échantillons ayant durci 7 jours. L'équation publiée dans ACI 363R-92 fournissait une bonne estimation du module de rupture et du module d'élasticité, quelle que soit la méthode de durcissement ou la résistance à la compression. Le coefficient de Poisson moyen mesuré à partir des éprouvettes était de 0,17, ce qui correspond à la plage généralement admise pour le béton de résistance normale (0,15 à 0,25). Cette découverte suggère qu'il est approprié d'utiliser le même coefficient de Poisson pour BHR que celui du béton de résistance normale.

(Shewaferaw Dinku Belay, 2006) a constaté que les propriétés de durcissement du béton mélangées au remplacement partiel du sable naturel par du sable manufacturé permettaient d'obtenir une résistance à la compression plus élevée. L'utilisation de sable manufacturé en remplacement partiel ou total du sable naturel ne provoque pas de variation significative des coûts. Il a également déclaré que l'utilisation de sable manufacturé convient mieux à la production de béton à haute résistance.

(Nguyen Thanh Sang et Pham Duy Huu., 2008) ont mené une recherche expérimentale sur le béton de sable. Ils ont examiné les propriétés mécaniques du béton de sable, telles que la résistance à la compression, la résistance à la flexion, la résistance à la traction et le module d'élasticité. Les résultats obtenus ont montré que le béton de sable peut être utilisé pour différents projets de construction.

(Crouch et Jason Philips., 2009) ont utilisé à la fois du sable de rivière et du sable calcaire manufacturé comme agrégat fin dans des mélanges de béton. Les mélanges présentaient des coûts comparables et augmentaient la résistance à la compression du béton.

(Felix Kala et Partheeban, 2009) ont examiné de près l'utilisation de la poudre de granit sous forme d'agrégats fins dans un béton à haute performance. Dans leur étude, le granulats fins ont été remplacés par la poudre de granit. Parmi tous les mélanges considérés, le béton contenant 25%



de poudre de granit s'est révélé supérieur aux autres mélanges. Les propriétés mécaniques telles que la résistance à la compression, la résistance à la traction et le module d'élasticité à tous les âges à des températures de durcissement de 32 ° C et 38 ° C étaient supérieures à celles du mélange de référence. Il y avait une augmentation de la résistance à mesure que les jours de cure augmentaient. Le résultat a suggéré que l'utilisation appropriée de la poudre de granit pourrait produire un béton à haute performance. Quoi qu'il en soit, la pierre et la poudre de granit dans le béton sont le meilleur choix, lorsqu'elles sont disponibles.

#### **I.12.7 Effet du sable artificiel sur les propriétés de durabilité de béton**

(Ahmed et El Kourd., 1989) ont indiqué que l'ajout de microfines appelées «poussières» augmentait les propriétés de retrait du béton. Sept mélanges de béton ont été fabriqués et mesurés sur un an. À cet égard, une augmentation de la quantité de microfines a augmenté le retrait au séchage.

(Celik Ozyildirim, 1993) a sondé les propriétés de pénétration des ions chlorure, de corrosion et de la rapide perméabilité du béton. Il a confirmé que ces paramètres dépendaient du rapport eau / ciment, du type de ciment et de la température de durcissement.

( Sawich et Heng., 1995) ont observé la durabilité du béton avec l'addition de poudre de calcaire. Les résultats ont montré qu'une influence bénéfique d'une poudre de calcaire sur la durabilité du béton était observée lorsque  $E / C < 0.6$ . Au-dessus de cette valeur, la poudre de calcaire n'a presque pas d'effet essentiel.

(Ueda et al., 1996) ont souligné que l'acide sulfurique est difficile à pénétrer dans le ciment durci. La réaction entre le ciment hydraté et l'acide sulfurique ne se produit que dans la partie de surface des éprouvettes. La partie de surface est donc un domaine principal de la réaction de l'acide sulfurique.

(St. John, 1998) a examiné la composition de l'agrégat, le type de ciment, le rapport eau / ciment, le système de vide d'air, l'identification des adjuvants et les défauts de surface de la pâte. Dans cette étude, l'investigateur a montré que dans le béton attaqué par de l'eau douce (pH bas), la texture de la couche externe serait constituée de gel de silice recouvrant une zone carbonatée. La couche gélatineuse externe peut ne pas être complètement intacte, car elle peut facilement se rompre pendant le transport et le processus de test. Cette tendance est toujours observée dans le béton qui a été attaqué par une eau acide.

(Wilson et al., 1998) ont conclu que la propriété hydraulique telle que la capacité de sorption est directement liée à la composition du béton. La sorptivité diminue systématiquement avec l'augmentation de la densité apparente, de la teneur en ciment et du niveau de compactage.

(Dale Bentz et al., 1998) ont déterminé que le rapport  $E / C$ , le degré d'hydratation et la fraction volumique globale étaient les trois principales variables influençant la diffusivité du béton dans le modèle. Ils ont développé une équation simple pour prédire la diffusivité des ions chlorure dans le béton en se basant sur ces trois paramètres. Il a été conclu qu'un rapport  $E / C$  plus élevé réduit la diffusivité et que les particules vont de fines à grossières, ce qui réduit la diffusivité.

(Wissam Elias Touma, 2000) a examiné la réaction alcali-silice dans le béton de ciment Portland. Il a constaté que l'utilisation de 10% de fumée de silice pour remplacer le ciment en poids était efficace pour réduire l'expansion de 14 jours en dessous de 0,10% pour les agrégats à réactivité lente. Ce niveau de remplacement n'a pas été efficace avec des agrégats hautement réactifs, même s'il a entraîné une diminution de l'expansion de 14 jours. Le remplacement du ciment par 55% de laitier granulé et 25% d'argile calcinée a permis de réduire l'expansion de 14 jours en dessous de 0,10% pour les agrégats lents et hautement réactifs.

(Kome Shomglin et al., 2001) ont examiné le test de réaction alcalin-agrégat sur cinq types de ciment différents. Le ciment Portland de type I / II, le ciment Portland de type III, deux ciments de sulfoaluminate de calcium (CSA I et CSA II) et le ciment d'aluminate de calcium (CA) avec deux types d'agréats, le granit et le phyllonitique. Les résultats ont montré que le ciment CA montrait une résistance élevée à la réaction alcali-silice et les quatre autres types de ciments indiquaient que la dilatation était supérieure à 0,20% à 16 jours après démoulage.

(Kosmatka, 2002) a déclaré que le maintien d'un faible rapport  $E / C$  augmenterait la résistance de la détérioration du béton causée par l'acide. La faible perméabilité, résultat du faible rapport de eau / ciment, aidera à garder la solution acide en dehors de la structure des pores du béton.

(Kurashige, 2002) a décrit le fait que l'acide sulfurique pénétrant dans le mortier ou le béton réagit avec l'hydroxyde de calcium des hydrates de ciment, ce qui provoque une expansion entraînant une érosion.

(Pacheco-Torgal et al., 2002) ont traité les propriétés de durabilité du béton avec différents types d'agréats. Ils ont constaté qu'il n'y avait pas beaucoup de différence sur les paramètres de durabilité du béton lorsqu'il était produit avec du granite, du gabbro ou un agrégat grossier calcaire. Les résultats obtenus pour l'absorption d'eau, la perméabilité à l'oxygène et à l'eau de tous les mélanges de béton ont montré le même ordre de grandeur. Cela indiquait que la qualité des mélanges de béton produits avec différents granulats était à peu près identique, dans tous les cas.

(Malathy, 2004) a conclu que dans un béton à haute performance (BHP), un mélange contenant 15% de fumée de silice est plus imperméable que les autres mélanges de béton. L'ajout d'adjuvants minéraux améliore considérablement la résistance au choc du béton, de même que l'ajout de 10% de fumée de silice et de métakaolin améliore la résistance à la corrosion. L'initiation de la corrosion est également retardée lorsque des adjuvants minéraux sont ajoutés.

(Raman et al., 2004) ont étudié l'influence de la poussière de carrière et des adjuvants minéraux au 28<sup>ème</sup> jour de l'absorption initiale en surface du béton. Ils ont constaté que les propriétés de durabilité sont réduites lors de l'utilisation de la poussière de carrière dans les mélanges de béton.

(Kawai et al., 2005) ont constaté que le taux de détérioration du béton causé par une attaque à l'acide sulfurique dépendait de la valeur du pH des solutions acides et de la profondeur d'érosion du béton. Elle était presque proportionnelle au temps d'exposition de la solution acide en écoulement à laquelle le béton était exposé.

(Keiichi Imamoto et al., 2006 ; Keiichi Imamoto et Masanao Arai., 2008) ont conclu que le retrait au séchage du béton avec divers types d'agrégats augmentait avec l'augmentation de la surface spécifique de l'agrégat (SSA) et suggérait que le SSA déterminé par  $H_2O$  est un indice efficace pour évaluer l'influence du type d'agrégat sur les propriétés de retrait au séchage du béton.

(Karthik Obla et Colin Lobo., 2007) ont établi la configuration de test pour le test de perméabilité rapide au chlorure (RCPT) et ont comparé les valeurs de résistance à la compression et de RCPT du béton.

### **I.13 Conclusion**

La synthèse bibliographique inclus trois parties, la première partie concerne la durabilité du béton vis-à-vis l'agression chimique de l'eau, notamment les eaux agressives de la remontée des eaux de la nappe phréatique de la region d'El Oued, qui peuvent considérer comme un problème majeur menacent l'infrastructure. Cette section vise principalement l'effet d'attaque sulfatique, ainsi que la corrosion des armatures dans le corps intérieur du béton.

Une deuxième partie consacré à la connaissance de la microstructure du béton, tout en abordant les différentes transformations chimiques pour mieux connaître l'origine de différentes produits d'hydratation

Finalement, l'étude de la littérature comprend de nombreuses études avec des fines de carrière utilisées comme agrégat fin dans le béton. Cela reflète un intérêt croissant pour la recherche

universitaire et industrielle dans ce domaine. Bien que diverses études aient été menées sur le sable manufacturé sous forme de granulats fins, il existe peu d'études approfondies sur la caractérisation du sable manufacturé en vue d'optimiser leur niveau de remplacement dans le béton. Il est donc tout à fait possible d'étudier les effets du sable manufacturé sur les propriétés mécaniques, la durabilité et la microstructure du béton.

**CHAPITRE II:**

**MATERIAUX ET PROTOCOLE**

**EXPERIMENTALE**

## II.1 Introduction

L'objectif principal de cette partie est d'exposer au premier temps les caractéristiques physiques, chimiques, mécaniques et microstructurale des matériaux utilisés au cours de ce travail. De plus, dans un deuxième temps nous expliquons les essais normalisés et les méthodes à suivre pour atteindre notre but, qui est l'effet engendré par le remplacement de sable roulé avec le sable de concassage sur la résistance, la durabilité et la microstructure du béton ordinaire soumis à des environnements chimiquement agressifs.

## II.2 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans cette expérimentation sont : les granulats (un sable de rivière et un autre concassé, les graviers), le ciment, un adjuvant et de l'eau.

### II.2.1 Granulats

Deux types de sable ont été utilisés au cours de cette expérimentation, le premier est un sable de rivière (SR) provient de la sablière d'Asila (sur la route qui relie El meghier et still), et le deuxième est un sable concassé (SC) ramené à partir des refus de carrière de Ben Brahim (Hassi Messoud).

Il convient également de noter que SR présente une distribution de taille de particules continue allant de 0,08 à 5 mm avec une fraction de grains inférieure à 0,08 mm est environ 1% (figure II.1). Le SC présente également une distribution de taille de particules continue avec un diamètre de grain maximal d'environ 5 mm, mais la proportion des grains de moins de 0,08 mm est environ 17% (figure II.1). Il convient de noter que cette proportion de fines grains reste acceptable (Menadi B, et al., 2009 ; NF P 18 541). De manière schématique, la distribution granulométrique du sable concassé est légèrement plus étalée que celle du sable de la rivière (figure II.1). De plus, les grains SR présentent des formes arrondies (figure II.2a) tandis que les grains SC présentent des formes angulaires (figure II.2b). Le tableau (II.1) énumère l'ensemble des caractéristiques physiques et mécanique pour les deux types de sable. Il révèle que la masse volumique absolue de SC et de SR sont égaux. D'autre part le module de finesse de SR et de SC est de 2,29, 2,62 respectivement, ce qui signifie que SC est légèrement plus grossier. Les valeurs de l'équivalent de sable ont signalé que les deux sables sont acceptables pour la construction. L'analyse minéralogique par DRX, nous montre la nature siliceuse de SR, et la nature essentiellement calcaire de SC (figure II.3).

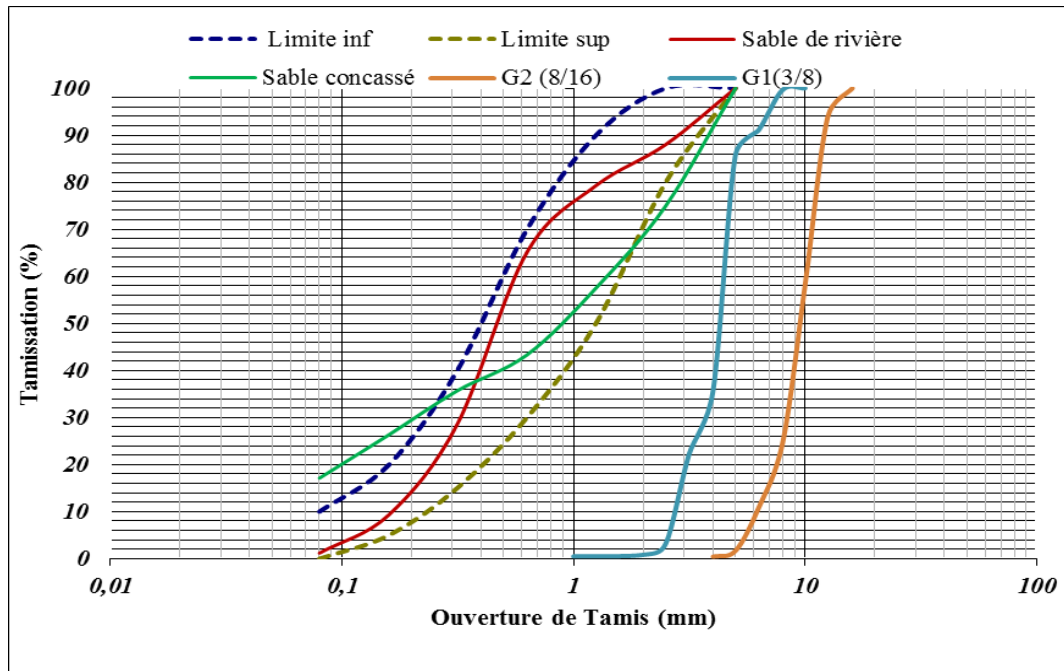


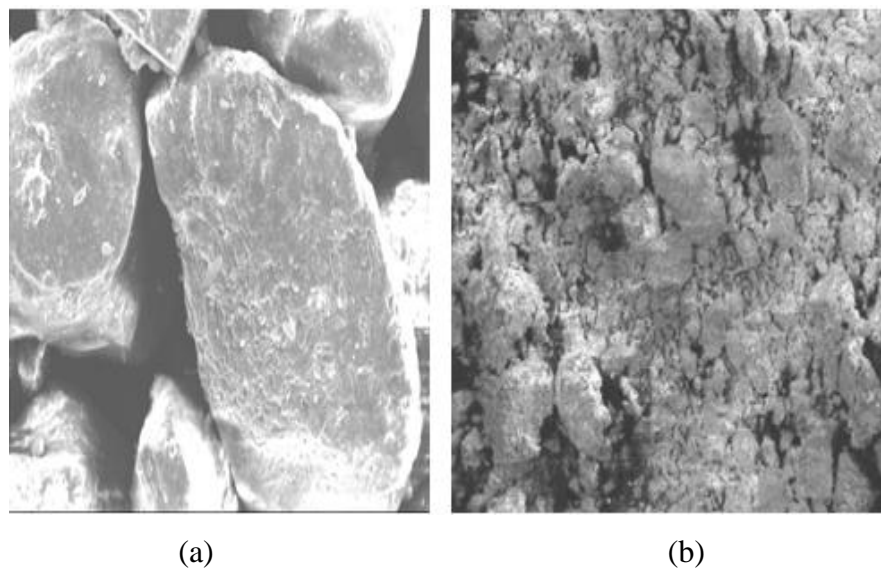
Figure II.1 : Analyse granulométrique des granulates étudiés.

Tableau II.1 :Propriétés physico-mécanique de granulates utilisés.

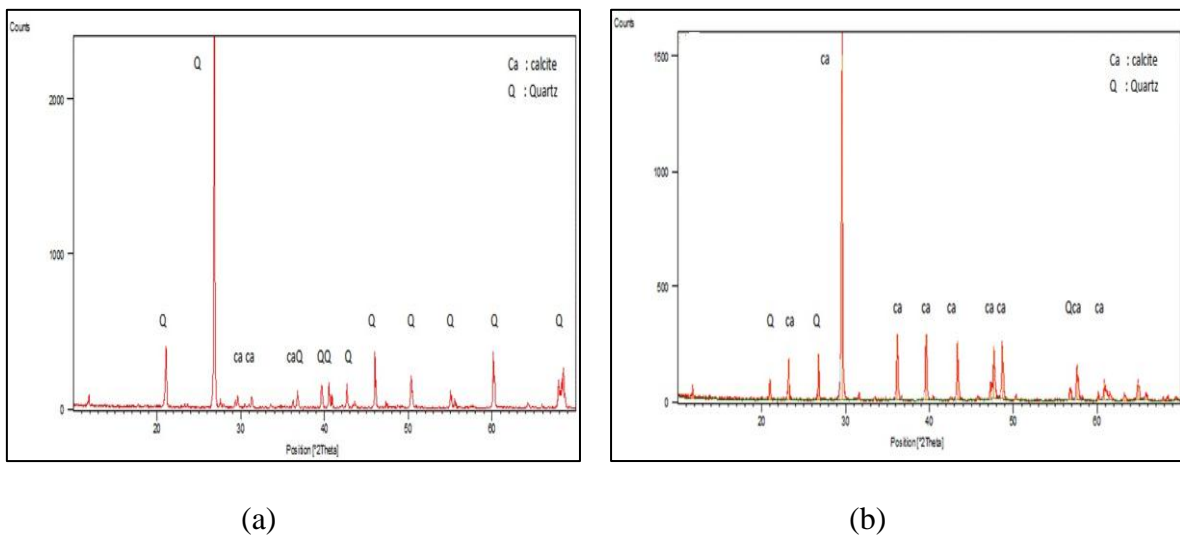
Caractéristiques physico-mécanique	SR	SC	G1(3/8)	G2(8/16)	Normes
Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )	2.55	2.55	2.72	2.45	NF P 18-554 P 18-555
Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	1.65	1.44	1.43	1.40	NF P 18-554 P 18-555
Compacité (%)	62	56	52	57	NF P 18-554
Porosité (%)	38	44	48	43	NF P 18-554
Indice des vides (%)	61	78	92	75	NF P 18-565
Module de finesse	2.29	2.62	-	-	NF P 18-540
Equivalent du sable (visuel)	71.37	80.87	-	-	NF P 18-598
Equivalent du sable (piston)	72.65	82.60	-	-	NF P 18-598
Coefficient d'absorption (%)	2.13	4.1	2.38	3	NF P 18-554 P 18-555
Coefficient d'aplatissement (%)	-	-	17	14	NF P 18-561
Propreté superficielle (%)	-	-	98.84	99.95	NF P 18-591 NF P 18-554
Teneur en eau (%)	1.73	0.6	0.45	0.45	NF P 18-555
Essai au Bleu de Methylène	1.5	0.8	-	-	NF P 18-592
Los Angeles	-	-	24	25	NF P 18-573

L'observation par Microscope Electronique à Balayage MEB de SC et SR montre clairement la forme angulaire de texture rugueuse du premier et la forme arrondis de la deuxième (figure II.2). Enfin, il convient de noter que la différence fondamentale entre ces deux sables réside donc dans la nature, dans la forme du grain et de la proportion d'éléments fins.

Deux types de graviers sont utilisés G1 (3/8) et G2 (8/16) de la même source minéralogique que SC (figure II.1), dont les caractéristiques physico-mécaniques sont indiquées au tableau (II.1).



**Figure II.2** :Photos prises au MEB de deux sables utilisés (a: sable de rivière, b : sable de carrière).



**Figure II.3** : Analyse par DRX de deux sables utilisés : (a) SR, (b) SC.



### II.2.2 Ciment

Deux types de ciment ont été employés de la même nuance CEMI42.5 NA 442 (ciment résistant aux sulfates CRS), le premier est provient de la cimenterie de Tebessa (El Maa labiod) (Groupe industriel des ciments d'Algérie), et le deuxième provient de la cimenterie d'Ain El kebira (Sétif), dont les caractéristiques physico-chimiques et minéralogique sont indiquées au tableau II.2.

**Tableau II.2 :** caractéristiques physico-chimiques et minéralogique des ciments utilisés

	<b>Ciment d'El Maa Labiod</b>	<b>Ciment d'Ain El Kebira</b>
<b>Elément (%)</b>		
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	4.54	4,55
SiO <sub>2</sub>	20.16	20,9
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.54	5,03
CaO	62.97	63,69
SO <sub>3</sub>	2.66	2,08
K <sub>2</sub> O	0,34	0,33
Cl	0.001	0,001
Na <sub>2</sub> O	0.18	0,18
PAF	0.87	0,7
RI	0.97	0,75
CaO Libre	0.69	0,75
C <sub>3</sub> S	68.84	67,35
C <sub>2</sub> S	6.98	9,42
C <sub>3</sub> A	2.58	3,33
C <sub>4</sub> AF	17.69	16,2
Consistance	25.59	25,09
Début de prise (min)	177	185
Fin de prise (min)	280	285
Finesse (cm <sup>2</sup> /g)	3275	3025
PoidsSpécifique(g/cm <sup>3</sup> )	3.22	3.22

### II.2.3 Adjuvant

Deux sortes d'adjuvant sont utilisés dans ce contexte , un plastifiant réducteur d'eau **SIKA PLAST BV40+** pour hautes résistances mécaniques, non chloré, à base de polycarboxylates modifiés, de densité  $1.04 \pm 0.015$  et de PH =  $4.7 \pm 1$ , conforme à la norme NF EN 934-2. Le pourcentage autorisé par le fabricant est de 0.3 – 1.5% de poids de ciment selon les performances recherchées.

L'autre est un superplastifiant haut réducteur d'eau de couleur marron permettant d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité il est fourni par l'entreprise GRANITEX et commercialisé sous le nom : **MEDAPLAST SP 40**, de densité  $1.20 \pm 0.01$ , de PH 8.2 et de teneur en chlorure  $< 1\text{g/l}$ , conforme à la norme NF EN 934-2 et NA 774. Le pourcentage autorisé par le fabricant est de 0.6 – 2.5% de poids de ciment selon les performances recherchées.

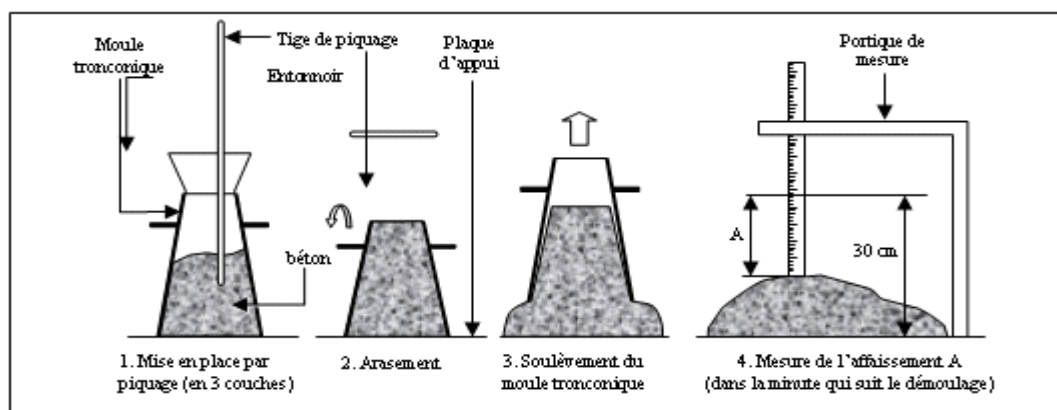
### II.2.4 Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée pour la confection de différents bétons est une eau potable de robinet ayant une température environ  $20 \pm 2$  °C. Sa qualité est conforme aux prescriptions de la norme P18-303.

## II.3 Essais réalisés à l'état frais

### II.3.1 Essai d'ouvrabilité au cône d'Abrams

Cet essai est réalisé suivant la recommandation de la norme EN 12350-2 ( EN 12350-2,1999), Il s'agit de donner l'affaissement d'un cône de béton sous l'effet de son propre poids. Le béton est introduit dans le moule en 3 couches d'égales hauteurs qui seront mises en place au moyen d'une tige de piquage actionnée 25 fois par couche. Après avoir arasé en roulant la tige de piquage sur le bord supérieure du moule, le démoulage s'opère en soulevant le moule avec précaution. Le béton n'étant plus maintenu s'affaisse plus ou moins suivant sa consistance. La mesure doit être effectuée sur le point le plus haut du béton et dans la minute qui suit le démoulage comme la montre la figure II.4.



**Figure II.4 :** Mesure de l'affaissement au cône d'Abrams.

### II.3.2 Essai de la masse volumique à l'état frais

Le béton frais est compacté à l'aide d'une barre dans un conteneur rigide et étanche de volume de 5 l et de masse connue, suivant la spécification de la norme EN12350-6 ( EN 12350-6,1999). La quantité du mélange est répartie en deux couches et doit soumettre à au moins 25 coups par couche. Pour éliminer les poches d'air piégé, après le compactage de chaque couche, on a tapoté les parois du conteneur de manière intelligente avec le maillet jusqu'à ce que les grosses bulles d'air cessent d'apparaître à la surface et que les dépressions laissées par la tige ou la barre de compactage soient éliminées. Finalement la densité est calculée à partir de la formule:  $D = \frac{m_2 - m_1}{V}$ , (II.1)

où  $m_1$  est la masse du conteneur, en kilogrammes;  $m_2$  est la masse du conteneur plus la masse de l'échantillon du béton dans le conteneur, en kilogrammes;  $V$  est le volume du conteneur, en mètres cubes.

## II.4 Essais réalisés à l'état durci

### II.4.1 Essais mécaniques

#### II.4.1.1 Résistance à la compression et à la traction

L'essai de compression uniaxiale est réalisé suivant la norme EN 12390-3 « Essai pour béton durci – Résistance à la compression des éprouvettes ». Les extrémités des éprouvettes sont rectifiées par surfacage avec une rectifieuse. L'éprouvette est placée et centrée sur une presse hydraulique de marque UTEST de 2000 kN puis soumise à un taux de chargement de 0,6 kN.s<sup>-1</sup> jusqu'à la rupture (Figure II.5). La charge maximale qui provoque la rupture de l'éprouvette permet de calculer la résistance en compression comme suit :

$$R_c = F / a^2 \quad (II.2)$$

Avec  $F$  : la charge maximale en N,  $a$  : dimension de la section ( $a=100$  mm).

L'essai de traction par fendage est exécuté selon la norme EN 12390-6 « Essai pour béton durci – Détermination de la résistance en traction par fendage des éprouvettes ». Il consiste à appliquer suivant la génératrice d'une éprouvette cylindrique, un effort de compression sur une zone étroite (Figure II.5). Les contraintes de traction orthogonales qui en résultent provoquent la rupture de l'éprouvette par traction. Celles-ci fournissent l'intensité de la résistance à la traction par fendage. Les éprouvettes sont centrées sur la presse hydraulique UTEST de 2000 kN. L'effort est appliqué à travers des bandes de chargement et un taux de

chargement de  $0,6 \text{ kN.s}^{-1}$ . La charge maximale qui provoque la rupture de l'éprouvette permet de calculer la résistance en traction par fendage suivant la formule

$$(II.3) \quad f_{ct} = \frac{2 * F}{\pi * L * d}$$

avec  $f_{ct}$  la résistance à la traction par fendage en MPa,  $F$  la charge maximale en N,  $L$  la longueur de la ligne de contact avec l'éprouvette en mm et  $d$  la dimension transversale nominale en mm.



**Figure II.5 :** Essais de la compression et de traction par fendage

Pour chacun de ces essais et pour chaque formulation de béton, trois éprouvettes cubiques  $10 \times 10 \times 10 \text{ cm}$  pour la compression et trois autres éprouvettes cylindriques  $11 \times 22 \text{ cm}$  pour la traction par fendage sont également testées, afin de contrôler sur une longue période

les résistances à la compression et à la traction de différents types de béton formulés. Ces essais sont réalisés à plusieurs échéances : 28,60,90,180 et 360 jours.

#### II.4.1.2 Résistance à la flexion

La résistance à la flexion a été effectuée sur des éprouvettes prismatiques du béton 7x7x28cm conformément à la norme NF EN 12390-5 (NF EN 12390-5, 1999). Cet essai est réalisé avec une presse CBR universelle de capacité 50 kN et de vitesse 1.27mm/min, livré avec anneau dynamométrique et un comparateur et un support conçu spécialement pour la flexion ( flexion trois points ). La structure globale est représentée sur la figure II.7.

L'essai est déroulé comme suit:

- Placer l'éprouvette 7x7x28 entre les appuis du support de flexion. La face latérale de l'éprouvette doit être en contact avec les appuis (figure II.6).
- Amener l'appui supérieur en contact avec la face supérieure de l'éprouvette après la mise en marche de la presse jusqu'à la rupture.
- Lire la valeur de la graduation correspondant à l'intensité de la charge appliquée.
- Convertir la dernière valeur en force de rupture; soit " F ".
- Refaire la même démarche pour les autres éprouvettes.

Application de la formule ci-après pour calculer la résistance à la flexion :

$$R_f = 3FL / 2b^3 \quad (II.4)$$

Où :

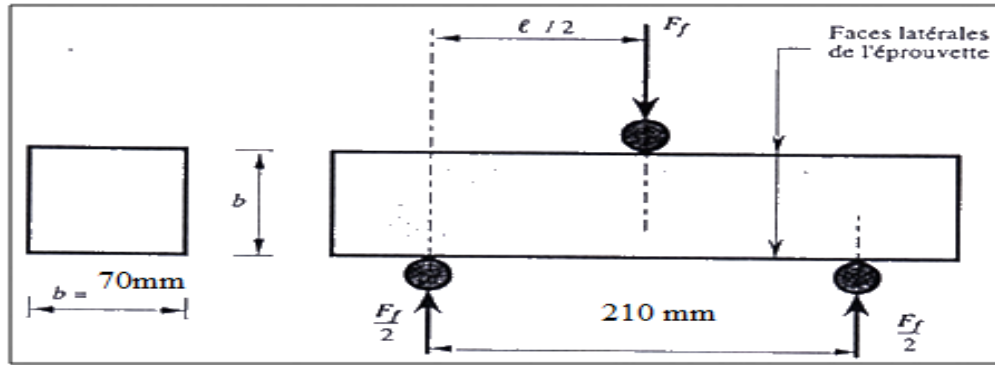
$R_f$ : Résistance à la flexion exprimée en MPa.

F : Force de rupture exprimée en Newton.

b : dimension de la section (b=70 mm).

L : longueur entre les deux appuis (L=210 mm)

On a fait l'essai aux échéances cités précédemment, comme nous l'avons vu au section précédente.



**Figure II.6:**Principe de l'essai de la flexion.



**Figure II.7:** presse CBR universelle pour flexion trois points pour éprouvettes prismatiques de bétons (70 x 70 x280 mm).

#### II.4.2 Essai ultrasonique

Le matériel utilisé est l'appareil à ultrasons «MATEST C372N» (figure II.8). Cet essai est réalisé suivant la norme EN 12504-4 (EN 12504-4, 2004), le principe de l'essai est qu'une impulsion de vibrations longitudinales est produite par un transducteur électroacoustique maintenu en contact avec une surface du béton sous test. Après avoir parcouru une longueur de chemin connue dans le béton, l'impulsion de vibrations est convertie en un signal électrique par un deuxième transducteur et des circuits de synchronisation électroniques permettent de mesurer le temps de transit de l'impulsion.

Dans cette étude, nous avons testé des éprouvettes cylindriques 11x 22cm séchées jusqu'à masse constante dans l'étuve à 70°C. Pour chaque environnement, trois mesures sont faites sur chaque éprouvette et trois éprouvettes sont utilisées pour chaque formulation de béton.

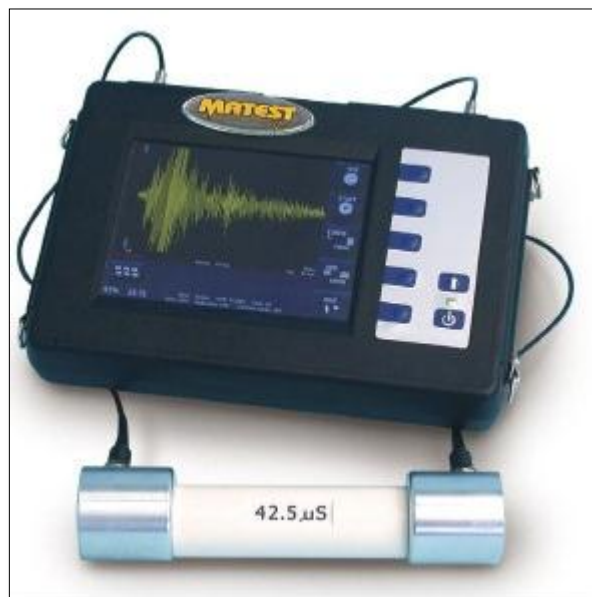
ces mesures sont faites aux échéances 28,60 ,90,180 et 360 jours.

Après la mesure du temps, on procède au calcul de la vitesse ultrasonique par l'application de la relation suivante :

$$V=L/T \text{ (m/s)}$$

L : longueur de l'éprouvette

T : temps nécessaire à une impulsion ultrasonore pour se déplacer du transducteur émetteur au transducteur récepteur



**Figure II.8:** appareil à ultrasons (MATEST C372N)

### II.4.3 Essais de durabilité

#### II.4.3.1 Essai d'absorption par capillarité

Des échantillons de béton de formes cubiques de 70 mm de côté ont été sciés à partir des éprouvettes prismatique 70\*70\*280 mm (figure II.9). L'essai d'absorption capillaire a été inspiré des recommandations de l'Association Française de Génie Civil [Association Française Génie Civil, 2007]. Le mode opératoire se déroule comme suit :

- Sécher les échantillons dans une étuve à 70°C jusqu'à une masse constante telle que  $\Delta m/\text{jour} \leq 0.1\%$  pour assurer une dessiccation complète des échantillons.

- Imperméabiliser à l'aide de paraffine toutes les faces extérieures des échantillons sauf la face qui sera étudiée.
- Laisser sécher la paraffine pendant 24 h dans la température ambiante.
- Mesurer la masse sèche et placer les faces à étudier dans un bassin d'eau de 5 mm d'épaisseur.
- Mesurer la masse pondérale de l'échantillon dans le temps (10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90) min, 24h, 48h, 72h.
- Déterminer la quantité d'eau absorbée et la sorptivité.



**Figure II.9:** Photo de l'essai d'absorption par capillarité

Pour chaque échéance de mesure (t), le coefficient d'absorption capillaire est défini par la relation suivante

$$C_t = \frac{M_t - M_0}{A} \quad (\text{II.5})$$

où :

- $C_t$  est le coefficient d'absorption à l'échéance t ( $\text{g}/\text{cm}^2$ ),
- A est la section de l'éprouvette ( $\text{cm}^2$ ),
- $M_t$  est la masse à une échéance t (g),
- $M_0$  est la masse initiale de l'éprouvette (g).

Notons que cette opération a été mesurée à chaque échéance citée précédemment.

#### **II.4.3.2 Variation de masse**

D'après la procédure de la norme ASTM C 267 (ASTM C 267, 2001), les éprouvettes sont retirées de la zone de conservation et nettoyées trois fois avec de l'eau douce pour éliminer



les contaminants, puis on les laisse à l'air libre pendant 30 mn pour sécher superficiellement ensuite on a procédé à la pesée. Cette opération est effectuée à chaque échéance (28, 60, 90, 180, 360) jours.

La variation de la masse de chaque éprouvette est calculée à partir de la formule suivante :

$$\Delta M(\%) = \left[ \frac{M_t - M_i}{M_i} \right] * 100 \quad (\text{II.6})$$

Avec

$\Delta M$  : variation de la masse en (%) ;

$M_t$  : la masse de l'éprouvette à chaque échéance en (gramme) ;

$M_i$  : la masse de l'éprouvette avant exposition à l'eau de la nappe phréatique en (gramme).

Notons que pour chaque échéance la valeur de  $\Delta M$  est la moyenne de trois mesures.

#### **II.4.3.3 Observation visuelle**

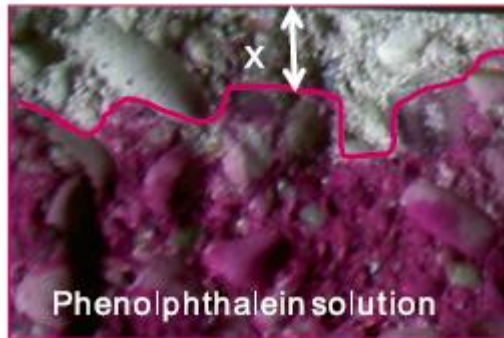
Une comparaison a été faite à l'œil nu montre l'empaleur de dégradation sous l'effet des espèces chimiques agressives issus de la remontée d'eau. Cette observation mis en évidence l'état superficielle des éprouvettes après une année d'exposition alternative (mouillage-séchage).

#### **II.4.3.4 Mesure de la profondeur de carbonatation**

La carbonatation du béton est associée à une perte d'alcalinité de la solution de pores. Ce changement de pH peut être révélé par un indicateur à la phénolphtaléine dans de l'alcool et de l'eau, généralement 1 g d'indicateur dans 100 ml d'un mélange 50:50 alcool / eau (BRE Digest 405, 1995) (figure II.10), qui change de couleur vers pH d'environ 9 (Luca Bertolini et al, 2004).

Après la rupture des éprouvettes prismatiques 7\*7\*28 sous l'effet de la flexion, en pulvérisant une solution alcoolique de phénolphtaléine sur les faces fraîchement brisées. Les zones où le pH est supérieur à 9 prennent une couleur rosâtre typique de la phénolphtaléine, tandis que la couleur des zones carbonatées reste inchangée.

Cette opération a été faite aux échéances 28, 90, 180, 360 jours. La profondeur moyenne de carbonatation est mesurée (à l'aide d'un réglet) en faisant la moyenne de 8 points de mesure dont les deux valeurs extrêmes sont extraites.



**Figure II.10:** Front de carbonatation déterminée par pulvérisation d'une solution de phénolphtaléine sur une surface fraîche (E. Gruyaert et al, 2013).

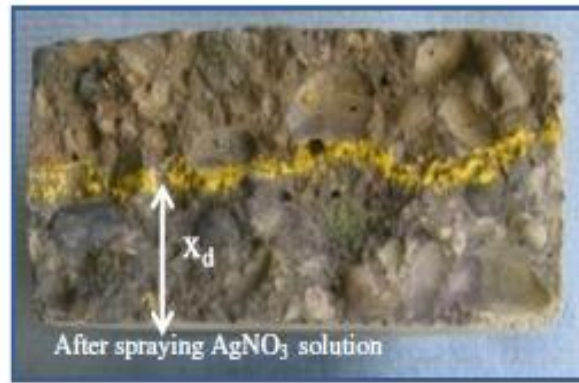
#### II.4.3.5 Mesure de la profondeur de pénétration des chlorures

La présence de chlorure dans le béton durci peut être détectée qualitativement en pulvérisant une surface de béton fraîchement brisée avec un indicateur approprié (typiquement 0,1N  $\text{AgNO}_3$ ). Généralement la présence de chlorure sera révélée par un changement de couleur (Bamforth et al., 1997), cité par (Poulsen, 2012). Le test de l'indicateur colorimétrique de pulvérisation offre une méthode rapide et pratique pour l'examen visuel de la pénétration du chlorure dans les bétons durcis. Cependant, cette technique ne peut pas être utilisée pour quantifier avec précision la teneur en chlorure, mais elle est simplement applicable pour obtenir une estimation approximative de la profondeur de pénétration des chlorures.

Le test de pénétration des chlorures a été réalisé avec des échantillons cylindriques de 220 mm de longueur et de 110 mm de diamètre.

Après l'essai de traction (essai brésilien), Les faces fraîches fractionnées de chaque pièce ont été pulvérisées avec une solution 0,1 M d' $\text{AgNO}_3$  pour déterminer la profondeur de pénétration des chlorures (figure II.11). La partie externe représente un dépôt blanchâtre d' $\text{AgCl}$ , illustrant la profondeur de l'entrée des chlorures tandis que la partie interne est sombre en raison de la précipitation d' $\text{AgOH}$ .

Cette opération a été faite aux échéances 90, 180, 360 jours. La profondeur moyenne de pénétration des chlorures est mesurée (à l'aide d'un réglet) en faisant la moyenne de 8 points de mesure dont les deux valeurs extrêmes sont extraites.



**Figure II.11:**Migration de chlorure, précipitation visible blanc de chlorure d'argent (E. Gruyaert et al, 2013)

#### II.4.3.6 Analyse par chromatographie ionique

La détection et le dosage des anions de sulfates ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) et de chlorures ( $\text{Cl}^-$ ) nécessitent un broyage des échantillons du béton durci enlevés des premiers millimètres en poudre fine, à une granulométrie inférieure à  $80\mu\text{m}$ .

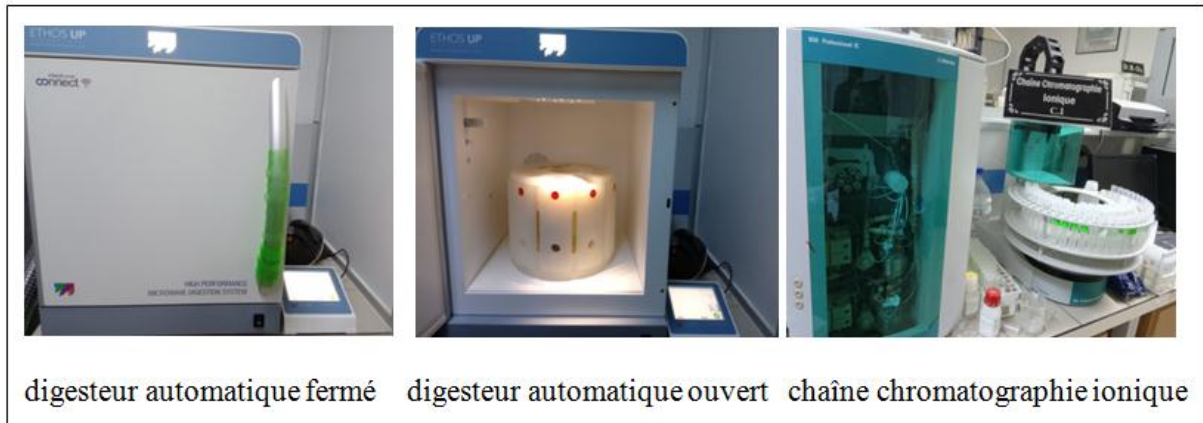
Ces essais sont effectués au niveau du laboratoire de l'Institut Supérieur des Sciences et Techniques des Eaux de Gabès ( ISSTEG, Tunisie).

le mode opératoire est composé en deux parties:

- une première partie, au cours de la quelle on fait un attaque acide dans un digesteur automatique.
- une deuxième partie, c'est la partie d'analyse proprement dite. Dans cette partie, on fait les analyses chromatographiques des éléments à l'aide de la chaîne chromatographie ionique de marque Metrohm de référence 850 Professional IC.

Le traitement des résultats pour le calcul de concentration des anions se fait par un logiciel MagIC Net qui a pour but de contrôler les appareils de chromatographie ionique, création de méthodes de détermination des données, évaluation et archivage dans une base de données.

le logiciel ci-dessus a été développé et fabriqué conformément aux exigences du système de qualité ISO 9001.



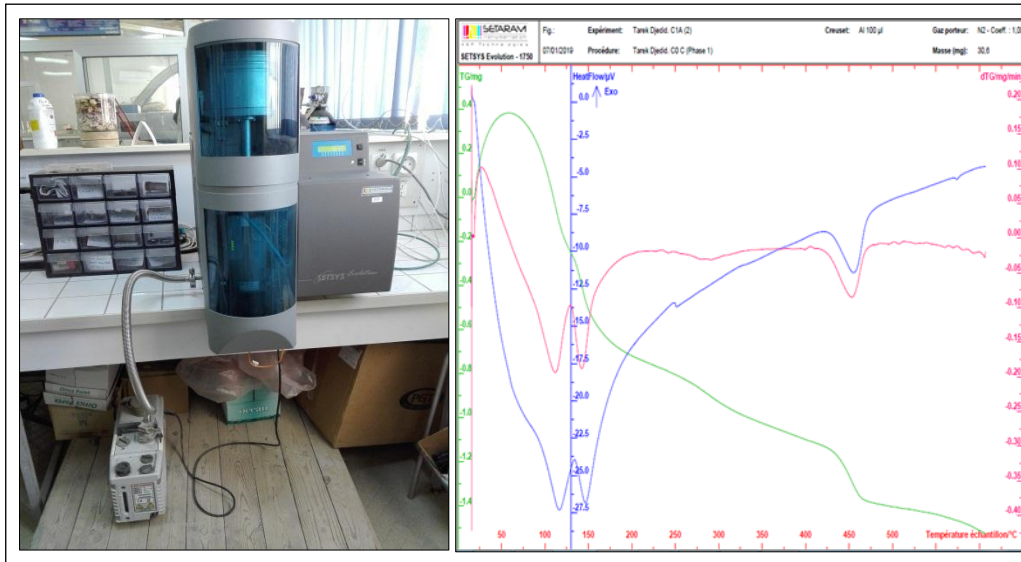
**Figure II.12:** Digesteur automatique et chaîne chromatographie ionique

## II.4.4 Investigation microstructurale

### II.4.4.1 Analyse Thermogravimétrique

Une analyse thermogravimétrique ATG/ATD (figure II.13) est réalisée au niveau de l'école nationale d'ingénieurs de Gabès (ENIG, Tunisie) qui s'est déroulé comme suit :

Des petits morceaux du béton en contact avec les eaux agressives, âgés de 360 jours ont été séchés à 60 °C jusqu'à stabilisation de leur masse, ils sont ainsi réduits en poudre. Le but de la préparation des échantillons est d'éliminer l'eau libre pour conserver les hydrates dans un état spécifique. Des petites quantités de poudre alterne entre (30-45) mg, ont été placés dans la nacelle d'une thermo-balance de référence SETARAMSETSYS Evolution -1750 (figure II.13) sous atmosphère d'azote ( $N_2$  à 1bar) et chauffées en continu jusqu'à 600°C à une vitesse de montée en température égale à 10°C/mn (Loukili A, 1996 ; Peschard A et al., 2004 ; Ramachandran et al., 2002). Lors du chauffage, la variation de masse de l'échantillon du béton est donnée par la balance à fléau. SETSYS combine des capteurs leader du marché ATG, ATD et DSC avec un puissant système de contrôle du four et de l'atmosphère, et un logiciel leader du marché, pour nous fournir des données et une flexibilité inégalée.



**Figure II.13:** Photo d'une thermo-balance et exemple des thermograpes

Chaque hydrate se décompose dans un intervalle de température spécifié. Selon El-Jazairi et Illston (Jazairi et Illston,1977), la déshydroxylation de portlandite a lieu entre 400 et 550°C. L'équation (II.7) est utilisée pour calculer la teneur en portlandite en (%) de liant anhydre.

$$CH(\%) = \frac{M_{CH} * (M^{400^{\circ}C} - M^{550^{\circ}C})}{M_{H_2O} * M_{Anhydre}} \quad (II.7)$$

Où :

CH(%) : teneur en portlandite

$M_{CH}$  : masse molaire de portlandite égale à 74.09 g/mol ;

$M_{H_2O}$  : masse molaire de l'eau égale à 18.01 g/mol ;

$M^{400^{\circ}C}$ ,  $M^{550^{\circ}C}$  représentent respectivement les masses de l'échantillon à 400 et 550°C ;

$M_{Anhydre}$  : la masse de l'échantillon anhydre testé.

Nous accorderons une attention particulière à l'effet de la concentration en Portlandite, un des indicateurs de durabilité généraux sur les cinétiques de carbonatation des bétons.

En ce ci concerne l'eau non évaporable, c'est l'eau liée chimiquement nécessaire pour la formation des hydrates tels que C-S-H, CH,  $AF_m$ ,  $AF_t$ ,  $CaSO_4 \cdot 0.5H_2O$ ,  $CaSO_4$ ,  $AH_3$  ... etc.

Barbara a cité dans son ouvrage A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials (Barbara Lothenbach et al, 2016) que La Portlandite ( $Ca(OH)_2$ ) déshydroxylée à environ 460 °C. Le gypse ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) perd son eau en deux étapes,

entre environ 100 et 140 ° C en hémihydrate ( $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$ ) et à 140 et 150°C en anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ). Les phases de silicate de calcium hydraté (C-S-H) présentent une perte d'eau sur une large plage de température entre (50 à 600 ° C) provoquée par la perte d'eau intercalaire et la déshydroxylation. Les molécules d'eau de l'ettringite sont perdues aux alentours de 100°C, tandis que l'eau de la déshydroxylation de l'hydroxyde d'aluminium  $\text{AH}_3$  est éliminée entre 200 et 400°C (perte de poids principale à environ 270°C).

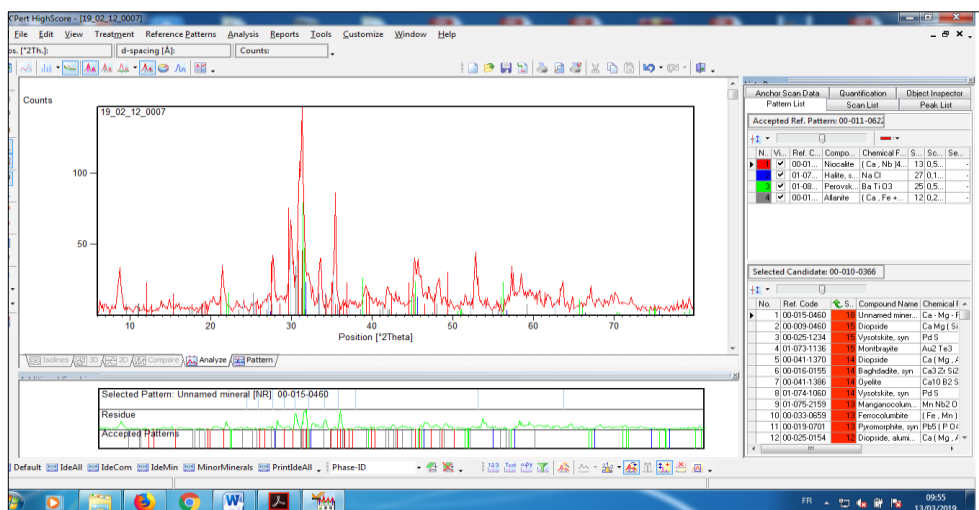
#### II.4.4.2 Analyses par DRX

La diffraction des rayons X (DRX) est l'une des techniques analytiques les plus importantes dans la caractérisation des matériaux cristallins à grains fins, tels que les bétons, mortiers . En principe, la méthode n'est pas adaptée à la matière amorphe, toutefois, la matière amorphe diffuse les rayons X et elle peut être partiellement cristallisée. La puissance de la DRX réside dans la fourniture rapide et fiable, si elle est effectuée de manière appropriée, de données quantitatives sur les propriétés structurales des cristaux et l'abondance des phases individuelles contenues dans les matériaux cimentaires.

La méthode est généralement consiste à bombarder l'échantillon avec des rayons X, et à regarder l'intensité de rayons X qui est diffusée selon l'orientation dans l'espace. Le rayonnement provoque l'émission de son spectre. Ce spectre est appelé diffraction par rayon X (DRX) car le mode d'excitation concerne les photons. Le spectre est formé de raies caractéristiques des différents éléments présents dans l'échantillon.

Pour notre part, les analyses par diffraction de rayons X ont été effectuées au niveau du laboratoire LEVRES de l'université d'El oued sur un diffractometre de type AXRD benchtop POWDER Diffractometer - Proto Manufacturing de caractéristiques suivantes : longueur d'onde  $\lambda_{\text{Cu}} = 1.54251 \text{ \AA}$ , et de géométrie  $\theta/2\theta$ . Toutes les analyses ont été réalisées sur des parties superficielles des bétons exposés aux eaux agressives préalablement broyés et tamisés (passant à 80  $\mu\text{m}$ ).

Le traitement des résultats a été fait par un logiciel X'Pert High Score dont son interface est représentée au dessous (figure II.14).

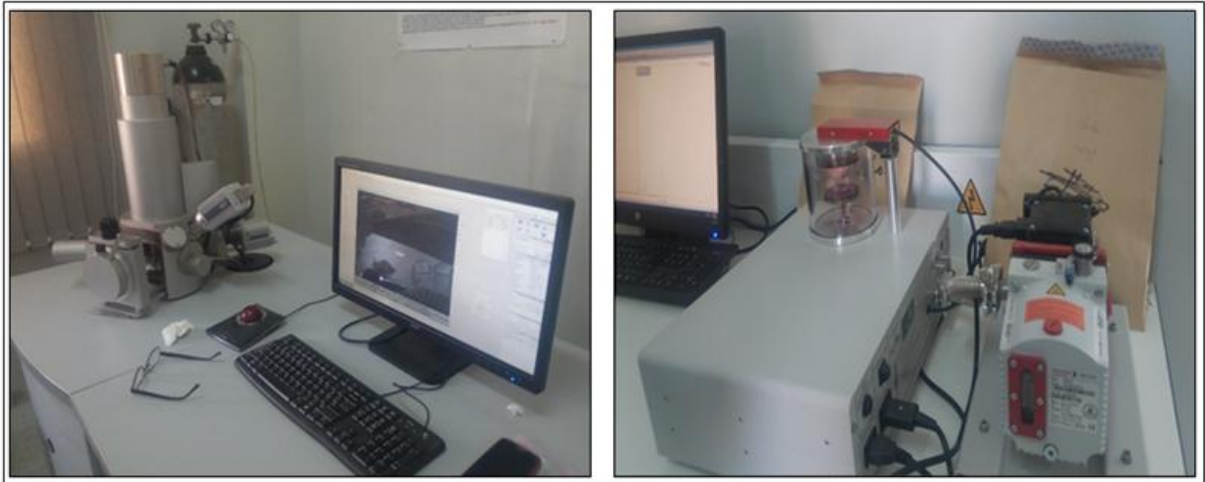


**Figure II.14 :** Interface du logiciel X'Pert High Score

### II.4.4.3 Observations par Microscopie Electronique à Balayage (MEB) couplée d'EDS.

La microscopie électronique à balayage est l'une des techniques les plus puissantes d'étude de la microstructure des matériaux à base de ciment. Depuis la publication de la première surface de fracture imagée par microscopie électronique à balayage (MEB) (Chatterji et Jeffery, 1966), de nombreux progrès ont été réalisés, notamment l'imagerie des sections polies par des électrons rétrodiffusés (K.Scrivener, 2004). Néanmoins, malheureusement, MEB est probablement la technique la plus largement utilisée en science du ciment et une très forte proportion d'images publiées ne fournit aucune information utile, ce qui représente d'innombrables heures de temps de recherche.

Ces observations ont été faites au niveau de Laboratoire de Physique des couches minces et applications « LPCMA » de l'université de Biskra avec un MEB de type TESCAN VEGA3 SB EasyProbe, le microscope électronique à balayage à émission thermoionique équipé d'un spectromètre à rayons X à dispersion d'énergie totalement intégré à la plate forme logicielle du microscope. Il est également équipé d'un détecteur à électrons secondaires (SE) et à électrons rétrodiffusés (BSE) rétractable. Le détecteur SE fournit des images haute résolution utiles pour déterminer la forme et la taille des particules, tandis que le détecteur BSE fournit un excellent contraste de matière. Le spectromètre EDS permet d'analyser en détail la composition chimique des échantillons de poudre avec une grande précision (figure II.15).



**Figure II.15 :** Microscope électronique à balayage équipé d'un spectromètre à rayons X

Des parties superficielles du béton qui sont exposées aux différentes eaux agressives de la nappe phréatique sont soumises au séchage étuvé à 60°C pendant deux jours, puis broyées et tamisées (passant à 80  $\mu$  m) dans un premier lieu. Ensuite on a comprimé les échantillons poudre à l'aide d'un compresseur à air pour obtenir des échantillons comprimés (figure II.16).



**Figure II.16 :**Transformation des échantillons poudre en échantillons comprimés

#### II.4.4.4 Analyses par spectroscopie infrarouge

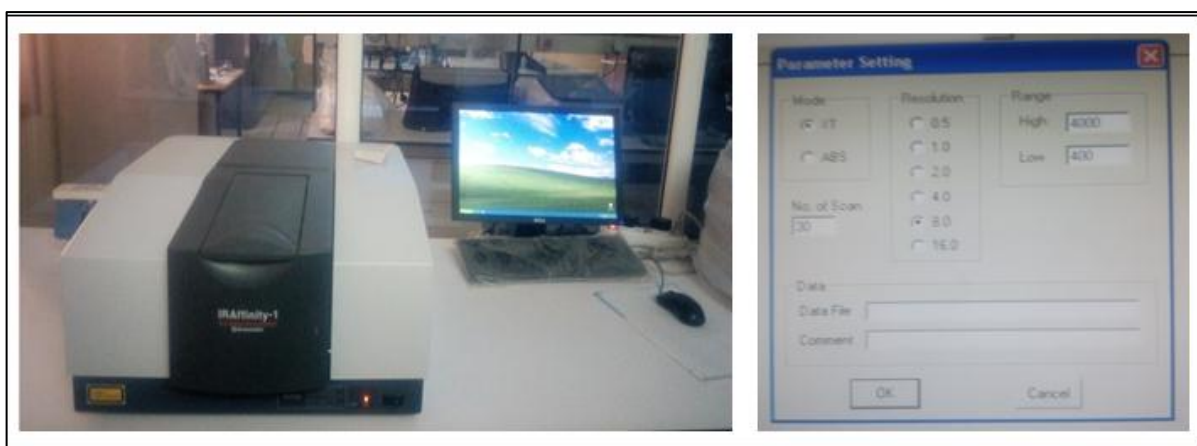
La spectroscopie FT-IR est une technique basée sur l'interaction entre un rayonnement IR et un échantillon pouvant être solide, liquide ou gazeux. elle mesure les fréquences aux quelles l'échantillon absorbe le rayonnement, ainsi que l'intensité de ces absorptions. Les fréquences sont utiles pour l'identification de la composition chimique de l'échantillon car les groupes fonctionnels chimiques sont responsables de l'absorption du rayonnement à différentes fréquences. La concentration d'un composant peut être déterminée en fonction de l'intensité d'absorption.



Cet essai est exécuté au niveau du laboratoire de recherche en chimie de l'université d'El Oued , aux échéances 28, 180, 360 jours.

Les spectres FT-IR ont été enregistrés en utilisant un spectrophotomètre SHIMADZU IRAffinity-1. Les spectres des échantillons du béton ont été enregistrés en broyant les échantillons en poudre, en mélangeant la poudre avec une petite quantité de poudre de KBr (bromure de potassium) (0.198g poudre KBr + 0.002g béton) et en compactant le mélange pour obtenir un disque.

Plus précisément, la gamme de fréquences dans l'infrarouge moyen (4000 à 400  $\text{cm}^{-1}$ ) avec une résolution de 8  $\text{cm}^{-1}$ . Trente scans ont été enregistrés à chaque fois (figure II.17).



**Figure II.17** : spectrophotomètre SHIMADZU IRAffinity-1

### II.5 Conclusion

Cette protocole expérimentale, met en évidence une carte d'identification de chaque matériau utilisé pour la confection du béton étudié. Cette tâche opérationnelle est indispensable pour exécuter tous les essais expérimentaux sous une couverture normalisées. Les résultats de ces essais seront présentés dans les chapitres 3, 4, 5 et 6, où une interprétation des résultats a été faite et qui sera discutée et analysée dans le but d'ascquérir les fruits de cette contribution, et de mieux comprendre l'effet de l'exploitation de sable de calcaire concassé sur les comportement du béton à l'état frais et aussi à l'état durçi mais sous environnement agressif.

## **CHAPITRE III :**

# **ETUDE COMPARATIVE D'OPTIMISATION D'UN POURCENTAGE DE SUBSTITUTION DU SABLE DE RIVIÈRE PAR DU SABLE DE CARRIÈRE**

### **III.1 Introduction**

L'utilisation de sable de calcaire dans l'industrie du béton est moins répandue autour du monde. Peu des articles scientifiques ont été publiés pour valoriser ce genre de matériau. cela est dû pour les raisons suivantes :

- La consommation journalière du sable alluvionnaire malgré la rareté des gisements de sables alluvionnaires siliceux dans la plupart des régions de l'Algérie.
- La méconnaissance des bienfaits de leurs utilisations sur la durabilité des structures en béton armé et aussi sur l'environnement en général.

la zone d'El oued vive cette situation et doit aujourd'hui chercher des matériaux de substitution pour faire face à la demande croissante en sables, qu'ils ont transportés en grandes quantités surtout au Nord du pays (Algérie) après l'interdiction d'exploitation du sable de la mer. L'importance d'utiliser les sables de carrières concassés comme substitut avec les sables alluvionnaires est d'exploiter ces précieuses ressources car ils sont disponibles en quantités suffisantes, à prix raisonnables, d'une autre manière ils contribuent à améliorer les caractéristiques de la durabilité et / ou retarder le plus possible l'effet de substances chimiques nocives issus de la remontée des eaux sur le béton d'enrobage.

Ce chapitre vise principalement le choix d'un pourcentage appropriée répond aux exigences de la résistance et de la durabilité du matériau béton face à la remontée des eaux de la nappe phréatique. Nous avons discuté tout d'abord l'effet de remplacement sur la maniabilité et la compaction du béton ordinaire, de plus on a évalué la résistance mécanique et quelques critères du durabilité (absorption capillaire, variation des masses...). Finalement, nous jugeons qu'il existe un taux de substitution à optimiser.

### **III.2 Procédure Expérimentale**

#### **III.2.1 Composition des bétons**

Ce travail a été fait au niveau de laboratoire des travaux publics du sud LTPS ( centre d'El Oued).

La méthode employée pour cette formulation est la méthode graphique de Dreux Gorise (Dreux G., Jean FESTA.,1998). La composition utilisée est celle du béton normal de classe C 30/37 préparé selon la norme NF P18-405 (NF P18-405.,1981). Sept différents mélanges

ont été utilisés C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>, C<sub>2</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>4</sub>, C<sub>5</sub>, C<sub>6</sub> de pourcentage de substitution de SR avec SC respectivement : (0, 30, 40, 50, 60, 70, 100)%.

Les courbes granulométriques de mélanges des sables combinés silico-calcaires sont présentés au figure A.12 (voir annexe). Noutons que le choix de pourcentages de substitution est basé sur les conclusions des chercheurs ( chapitre I).

La valeur de E/C est fixée de 0.5, le dosage de ciment utilisé est de 400 kg/m<sup>3</sup>. Le tableau III.1 indique les différentes proportions des matériaux utilisés.

**Tableau III.1** : les différentes proportions des matériaux utilisés.

Type du béton	E/C %	Ciment Kg/m <sup>3</sup>	Plastifiant %	E L/m <sup>3</sup>	S %	G1 %	G2 %	SR Kg/m <sup>3</sup>	SC Kg/m <sup>3</sup>	G1 Kg/m <sup>3</sup>	G2 Kg/m <sup>3</sup>
C <sub>0</sub>	0.5	400	1.5	200	37	5	58	651.93	/	93.98	981.86
C <sub>1</sub>	0.5	400	1.5	200	37	6	57	449.75	192.75	111.14	950.97
C <sub>2</sub>	0.5	400	1.5	200	38	6	56	395.92	263.94	111.14	934.28
C <sub>3</sub>	0.5	400	1.5	200	38	6	56	329.93	329.93	111.14	934.28
C <sub>4</sub>	0.5	400	1.5	200	38	6	56	263.94	395.92	111.14	934.28
C <sub>5</sub>	0.5	400	1.5	200	39	6	55	203.17	474.06	111.14	917.6
C <sub>6</sub>	0.5	400	1.5	200	40	6	54	/	674.19	107.88	874.46

Après l'élaboration des éprouvettes, elles sont conservées dans les eaux remontées de la nappe phréatique (figure III.1), on a noté que cet environnement est d'agressivité chimique modérée (NF EN 206-1, 2004). La composition physico-chimique de ces eaux est illustrée au tableau III.2.

Dans le but d'accélérer la cinétique de dégradation, des cycles de mouillage-séchage ont été réalisés. Le Bureau de réclamation des États-Unis a suivi depuis vingt ans les changements dimensionnels des éprouvettes cylindriques de béton soumis séparément à des cycles d'immersion-séchage et à une immersion continue. Les résultats montrent qu'une année de l'immersion alternative est équivalente à huit ans d'immersion continue (Kamali S, et al., 2003 ; Agostini F, et al., 2007).

### III.2.2 Protocol et suivis

Les éprouvettes cubiques et prismatiques sont soumises jusqu'au jour d'écrasement à huit cycles périodiques des mouillage-séchage comme il est indiqué ci-après (M. Bederina et al., 2013) :

Du 1er – 4ème cycle : Toutes les éprouvettes sont mouillées six jours et séchées un jour dans un étuve de (60°C), pendant un mois (soit 4 cycles, chaque cycle = 7 jours)

Du 5ème – 6ème cycle : Toutes les éprouvettes sont mouillées 14 jours et séchées un jour dans un étuve de (60°C), pendant un mois (soit 2 cycles, chaque cycle = 15 jours)

7ème cycle : Toutes les éprouvettes sont mouillées 29 jours et séchées un jour dans un étuve de (60°C), pendant un mois (soit 1 cycle = 30 jours)

8ème cycle : Toutes les éprouvettes sont mouillées 59 jours et séchées un jour dans un étuve de (60°C), pendant deux mois (soit 1 cycle = 60 jours).

### III.3 Résultats et discussion

#### III.3.1 Effet de la substitution sur les propriétés du béton frais

Les détails des mélanges des bétons étudiés, ainsi que les résultats de l'ouvrabilité obtenus au cours de cette expérimentation (Tableau III.1 ; III.3), nous montrent que lorsqu'on augmente la teneur en sable concassé de nature minéralogique quasi-totalement  $\text{CaCO}_3$ , le mélange devient plus difficile à maîtriser (Tableau III.3) et un besoin d'eau sera nécessaire pour atteindre la plasticité souhaitée. Contrairement au cas du sable de rivière, où le mélange devient presque fluide (4.1% d'absorption pour SC au lieu de 2.13% pour SR). Une fois que le ciment est presque totalement hydraté, l'excès d'eau rend les grains de ciment plus éloignés, la cohésion agrégats- pâte est affaiblie et donc le matériau devient plus fluide (Gmira A., 2003). De plus les résultats indiquent que pour un rapport E/C égale à 0.5 et l'ajout d'un plastifiant bien déterminé, les mélanges qui ont des taux de substitution entre (0-50%) deviennent plus réalisables que plus de 50% (figure III.3). Cela s'explique sans doute que la forme ronde et la texture de surface lisse du sable naturel de rivière réduisent le frottement inter-particules afin que la maniabilité soit presque élevée. Les particules de sable concassé sont de forme angulaire et leur texture de surface rugueuse améliore le frottement interne dans le mélange. Pour cette raison, la maniabilité est réduite (Swapnil S. Fate., 2014). L'incorporation d'un plastifiant réducteur d'eau sera nécessaire dans notre cas pour conserver une meilleur maniabilité, une bonne hydratation de ciment et une résistance élevée (Neville AM., 1995 ; Menadi B, et al., 2009 ; Aquino Carlos, et al., 2010). Le dosage performant de ce dernier

est de 1.5% de poids de ciment en raison de la grande densification obtenue (tableau III.3, figure III.2), (seuil supérieur autorisé par le fabricant). Cette densification a été augmentée d'un pourcentage de 1.40% dans le cas d'un 50% de substitution par rapport au béton de 100% sable siliceux (référence), et diminuée de 1.49% dans le cas d'un béton à 100% sable concassé par rapport au référence. Cela pourrait être dû à un pourcentage idéal de fines (9.75%), qui remplissent les vides et assurent une meilleur interface entre la pâte et les granulats dans le mélange du béton de 50% de substitution, en le rendant plus compact. Au-delà de cette valeur la densité diminue. Ce constat est confirmé par Lohani et al. (Lohani T.K., 2012). Selon Bertrand et Coquillat (Bertrand R., Coquillat G., 1992) pour une consistance plastique, le taux de fillers optimal semble se situer entre 8 et 12 % dans le sable de concassage. En outre, La présence d'une courbe granulométrique régulière du sable combiné (50% SR - 50% SC) ayant un module de finesse (MF = 2.49) diminue les interstices entre les particules des granulats du mélange de béton homogénéisé, comparant à des bétons de totalité SR ou SC qui ont de MF respectivement 2.29 et 2.62 (tableau II.1). Notez que, le module de finesse ne peut pas être utilisé seul pour décrire la granulométrie d'un granulat, mais il est valable pour indiquer des petites variations dans le cas de granulats élaborés à partir d'une même source (Neville, 2000).

**Tableau III.2** :Composition physico- chimique de l'eau remontée

PH	T °C	Sal % mg/l	Ca <sup>+2</sup>	Mg <sup>+2</sup> mg/l	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	Cl <sup>-</sup> mg/l	RS mg/l	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> mg/l	NO <sub>2</sub> <sup>-</sup> mg/l	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup> mg/l
7.35	16-22	0.77	324.684	143.399	0.600	1425.21	10400	488	3.792	0.039	1119



**Figure III.1** :Conservation des éprouvettes dans l'eau remontée

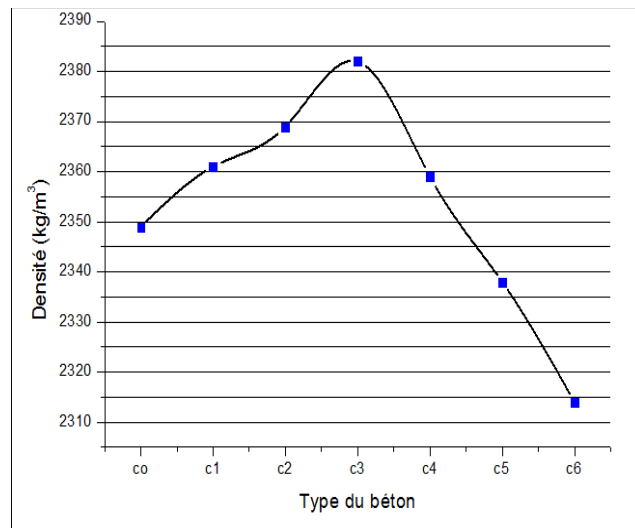


Figure III.2 :Densité du béton frais selon différentes compositions

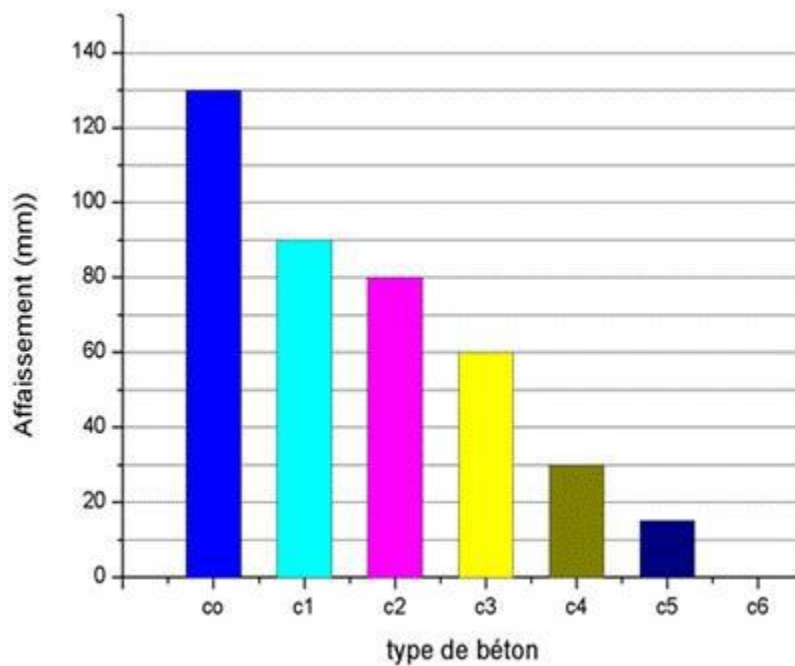


Figure III.3 :Valeurs d'affaissements en fonction de type du béton

### III.3.2 Effet de la substitution sur la résistance mécanique

La résistance mécanique (à la compression et à la flexion) a été déterminée selon les normes EN 12390-3(NF EN 12390-3.,2003), EN 12390-5(NF EN 12390-5., 2001) respectivement et a également été exécutée pour différents échantillons de béton façonné avec différents pourcentages de substitution de sable de rivière avec du sable de carrière. Les résultats (figure III.4, III.5) montrent que la résistance mécanique augmente avec l'augmentation du

pourcentage de substitution jusqu'au 50%, au-delà de cette valeur la résistance chute jusqu'à la substitution complète.

L'évolution de la résistance mécanique au cours du temps est due à la bonne hydratation de matériaux cimentaires, malgré l'existence du béton dans un environnement agressif. Cela explique que le pourcentage de pores capillaires est minimal, surtout le béton C<sub>3</sub> comparant aux autres formulations étudiées.

Il convient également de noter que le béton de sable de calcaire de 50% de substitution par le sable alluvionnaire résiste mieux et surtout à la flexion lorsqu'il est immergé dans l'eau remontée de la nappe phréatique comparant au béton avec d'autres pourcentages de remplacement.

**Tableau III.3 :** Propriétés des bétons frais et durcis et optimisation de plastifiant

Plastifiant BV40+ (%)	Mélange du Béton frais			Béton durci	
	N°	E/C	Affaissement (mm)	Densité Kg/m <sup>3</sup>	Résistance à la compression à 28 jours (MPa)
1.5	C0	0.5	130	2349	20.21
1.5	C1	0.5	90	2361	23.18
1.5	C2	0.5	80	2369	26.72
1.5	C3	0.5	60	2382	30.77
1.5	C4	0.5	30	2359	28.35
1.5	C5	0.5	15	2338	26.03
1.5	C6	0.5	00	2314	24.58
0.5	C3	0.5	10	2325	
1	C3	0.5	30	2330	
1.5	C3	0.5	60	2382	

### III.3.2.1 La résistance à la compression

La Figure III.4 indique que la résistance à la compression de 50% de substitution gagne 52.25% à 28 jours par contre elle gagne 40.16% à 180 jours par rapport au béton témoin (100% à base de sable siliceux). Les résultats prouvent aussi que la substitution globale de SR par SC améliore la résistance à la compression de 21.62% à 28 jours et 14.05% à 180 jours. Ces résultats ont été confirmés par plusieurs chercheurs, Adams. (Adams JM, et al., 2013), déclaraient que le remplacement du sable naturel par 50% du sable de concassage dans le



béton présente une meilleure résistance à la compression. Priyanka. (Priyanka et al. 2013), confirment que le remplacement de 50% de sable naturel par le sable artificiel, dans le mélange du mortier, présente une résistance à la compression élevée avec un rapport E/C égale 0.5. V. Chandwani. (V. Chandwaniet al., 2016), ont constaté qu'une réduction considérable de la résistance à la compression était perceptible à plus de 50% de remplacement de sable de concassage. Toutefois il est connu que les bétons conçus avec des granulats totalement concassés génèrent une surface spécifique plus développée et demandent plus d'eau que les granulats roulés ce qui affecte la résistance. Benabed. (Benabed et al., 2012), a conclu que lorsque le pourcentage de fines dépasse 15%, (dans notre cas 17.12%) la résistance chute. Ceci est probablement dû en raison d'insuffisance de la pâte de ciment pour enrober toutes les particules des agrégats fins ce qui conduit par conséquent à une diminution de la résistance à la compression.

### **III.3.2.2 La résistance à la flexion**

La Figure III.5 affirme que la résistance à la flexion de 50% de substitution gagne 124.23% à 28 jours par contre elle gagne 46.50% à 180 jours par rapport au béton témoin. Les résultats montrent que la substitution globale de SR par SC améliore la résistance à la flexion de 78.03% à 28 jours et 21.24% à 180 jours. Par conséquent, la résistance à la flexion du béton avec des granulats de calcaire est meilleure que celle du sable de la rivière (figure III.5). Shanumugapriya (Shanmugapriya T et Uma RN., 2012), ont montré que la résistance à la flexion du béton à haute performance augmente avec l'augmentation du pourcentage de la fumée de silice dans le ciment. Pour un béton contenant 50% de sable artificiel, la résistance est optimale. Cependant, le taux d'augmentation de la résistance à la flexion est de 13.2% à l'âge de 28 jours pour le béton avec 50% de sable artificiel et 5% de fumée de silice. Puneeth G T. (Puneeth G T. et Mamatha A., 2016), ont déclaré que l'échantillon de béton avec 15% de remplacement du ciment par fumée de silice présentait une résistance à la flexion supérieure à celle du béton conventionnel. La résistance a augmenté jusqu'à 12,5% par rapport à celle du l'échantillon de béton conventionnel après une période de durcissement de 28 jours. En outre, la résistance à la flexion est plus élevée pour le béton composé de 100% de la poudre de pierre concassée comme une substitution du sable naturel, avec une évolution de la résistance à la flexion de l'ordre de 162% par rapport au béton de sable naturel (Anitha-selva SSD., 2013).

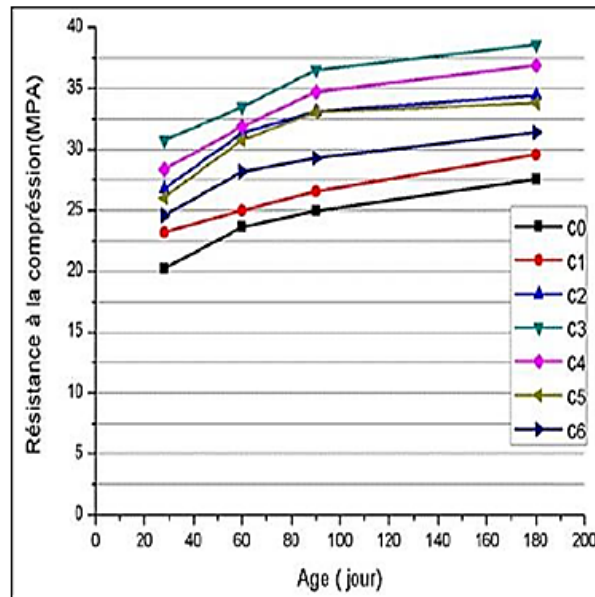


Figure III.4: Résistance à la compression des bétons conservés dans l'eau remontée

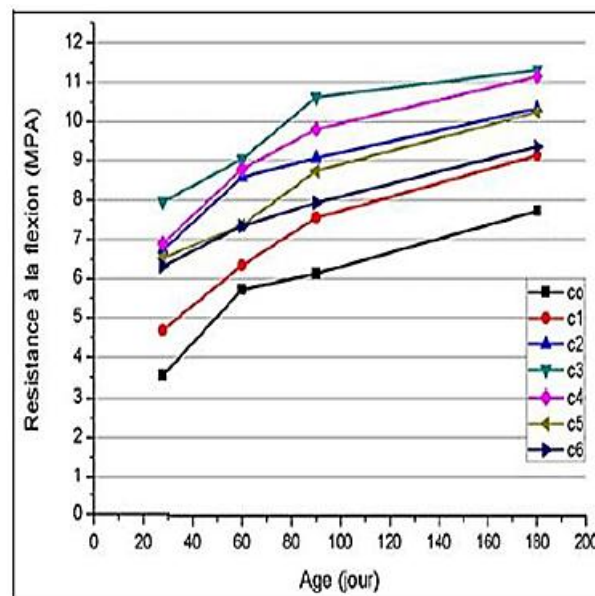


Figure III.5 : Résistance à la flexion des bétons conservés dans l'eau remontée

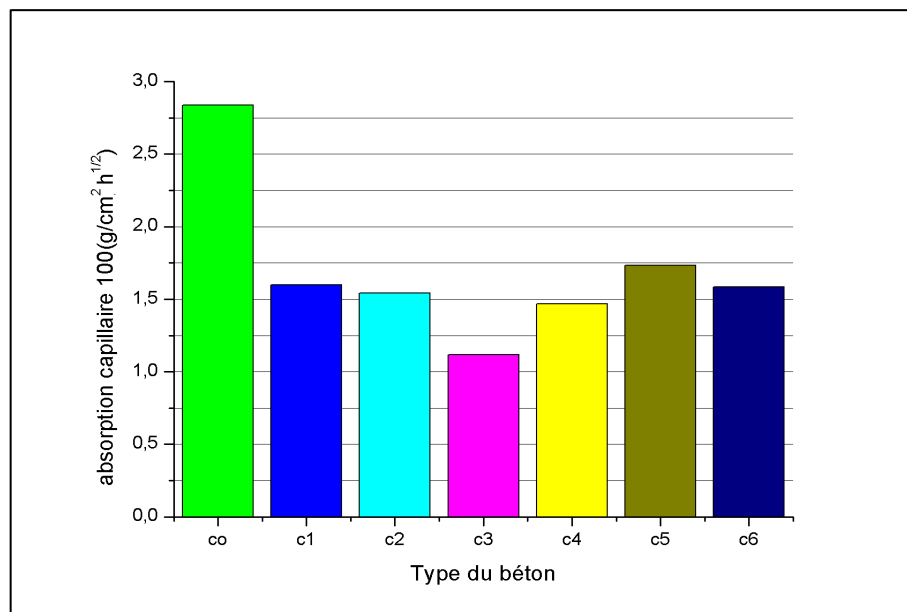
### III.3.3 Etude de la durabilité

#### III.3.3.1 Absorption capillaire

Le test de l'absorption capillaire a été effectué sur des échantillons des bétons immergés pendant 180 jours dans les eaux remontées de la nappe phréatique. Ces échantillons ont été sciés à partir des éprouvettes prismatiques 70×70×280 et ont de dimensions 70×70×70 mm. Ce test a été réalisé selon la recommandation de l'Association Française de Génie Civil

[Association Française Génie Civil, 2007]. Les résultats obtenus après 24h sont présentés dans la figure III.6. Les valeurs atteintes à la fin du test sont présentées sur le Tableau III.4.

Il est à noter dans ce sens que l'absorption d'eau du béton est basse pour un taux de remplacement de sable de rivière par le sable de carrière de 50%, puis elle commence à augmenter jusqu'à un taux de remplacement de 70%. Au-delà de cette valeur, il baisse de nouveau pour un remplacement complet par le sable de carrière. Cela explique que la proportionnalité entre la densité à l'état frais et la résistance mécanique a engendré un effet positif sur l'absorption capillaire de 50% de substitution. Dans ce cas, les pores dans la pâte durcie et les interfaces entre ceux-ci et les granulats sont remplis par les fines calcaires et les pores capillaires sont réduits. Autre résultat a été obtenu par Lohani.(Lohani et al. 2012), stipule que l'absorption d'eau du béton est basse pour un taux de remplacement de sable naturel par le sable de carrière de 20%, puis elle commence à augmenter pour un taux supérieur à 20%.



**Figure III.6 :** Effet de substitution du sable sur l'absorption capillaire du béton après 24 heures.

**Tableau III.4 :** Valeurs d'eaux absorbées et coefficients d'absorption à la fin du test

Type du béton	A (g)	AC 100(g.cm <sup>-2</sup> .h <sup>-1/2</sup> )
C <sub>0</sub>	6.8	2.836
C <sub>1</sub>	3.84	1.600
C <sub>2</sub>	3.7	1.541
C <sub>3</sub>	2.68	1.116
C <sub>4</sub>	3.52	1.466
C <sub>5</sub>	4.16	1.733
C <sub>6</sub>	3.80	1.583

### III.3.3.2 Variation de masse

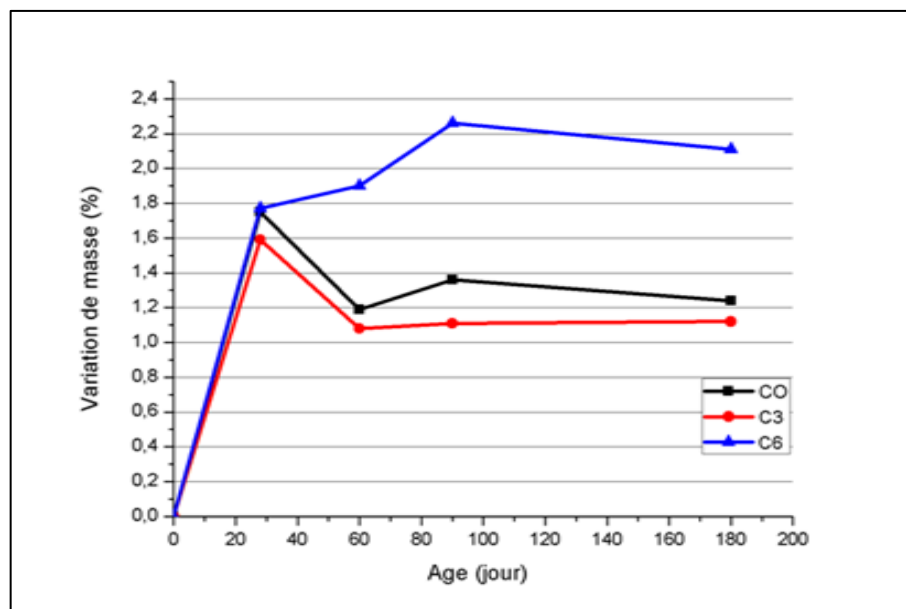
Après l'immersion pendant 28 jours sous l'eau remontée les éprouvettes de béton ont été soumises à un protocole de dégradation. Un test de variation de masse a été effectué durant la période de mouillage-séchage qui provoque une dégradation accélérée (à 28, 60, 90 et 180 jours d'immersion) sur des éprouvettes cubiques et prismatiques de sections respectivement 10×10×10 et 70×70×280 mm. Ces dernières sont nettoyées 3 fois avec de l'eau douce pour éliminer le béton altéré, puis elles ont été laissées à l'air libre pendant 30 minutes pour procéder ensuite à la pesée (ASTM C267, 2001). Nous restreignons dans cette section que les trois types du béton C<sub>0</sub>, C<sub>3</sub>, C<sub>6</sub>. La Figure III.7 présente les variations de masse mesurées (en pourcentage) à 28, 60, 90 et 180 jours des éprouvettes des bétons conservées dans l'eau remontée. Tous les bétons conservés ont subi des gains de masse.

Au cours de premiers 28 jours, les éprouvettes de différents compositions (C<sub>0</sub>, C<sub>3</sub> et C<sub>6</sub>) ont suscité une progressivement linéaire car les réactions d'hydratation sont responsables de la formation de nouveaux produits tels que le gypse et l'ettringite. Puis on observe une réduction de ces gains concernant C<sub>0</sub> et C<sub>3</sub>. Par contre on remarque une deuxième évolution pour C<sub>6</sub> (béton à 100% sable concassé). Le béton C<sub>3</sub> a enregistré une diminution de l'ordre de 9.68 % à 180 jours par rapport au gain du béton témoin C<sub>0</sub>, par conséquent le gain de C<sub>6</sub> a évolué 70.16% à 180 jours en comparant avec le gain de C<sub>0</sub>.

La diminution du gain de masse de 50% de substitution de sable calcaire après 28 jours est due à la réduction du volume de pores capillaires issue par la grande densification du béton à l'état frais. D'une autre manière l'espace occupé par le solide va augmenter au fur et à mesure de l'hydratation et la porosité capillaire diminue (Jean-Pierre OLLIVIER et Angélique

VICHOT., 2008). La durabilité du matériau est donc fortement liée à la manière avec laquelle il a été élaboré. En fait, dans le cas du sable de silice, les vides capillaires dans le béton sont légèrement importants (Bederina, M et al., 2013).

L'augmentation du gain de masse de C<sub>6</sub> provient de la continuité de la formation de divers produits au cours du temps. Plusieurs auteurs ont attribué les effets bénéfiques du calcaire sur la résistance au sulfate contre le reversement de l'ettringite formée initialement (pendant le durcissement), les phases de carboaluminate (monocarbonate et hemicarbonate), plus résistantes aux attaques de sulfate, plutôt que les sulfoaluminates (monsulfate, hémisulfate et solutions solides), ainsi que le gonflement causé par la réaction alcali-silice (A. A. Ramezani pour, 2014).



**Figure III.7 :** Evolution de la variation de masse en fonction du temps et du taux de substitution du sable.

### III.3.3.3 Résistance mécanique

Les valeurs de la résistance mécanique ont été enregistrées durant la période de dégradation accélérée à 28, 60, 90, 180 jours. Les résultats obtenus sont présentés dans les figures III.4 et III.5. Au cours de ce Protocole de dégradation les bétons testés sont soumis à des cycles de mouillage-séchage qui ont favorisé la détérioration sous l'effet du contact direct avec un milieu sulfaté-chloruré de l'eau remontée (tableau III.2).

L'évolution de la résistance mécanique au cours du temps est due à la bonne hydratation de matériaux cimentaires. Une concentration plus élevée de cristaux de portlandite ainsi qu'une

concentration plus faible de silicate de calcium hydraté (C-S-H) sont formés à la zone de transition interfaciale entre les agrégats et la pâte. La porosité capillaire est fortement influencée par : le rapport eau/ciment, la distribution granulométrique du matériau cimentaire et le degré d'hydratation (Jean-Pierre OLLIVIER et Angélique VICHOT., 2008). Ce qui influence la résistance mécanique.

Dans notre cas tous les types de béton sont soumis à la même condition d'hydratation. De plus le rapport E/C est inférieur pour C<sub>3</sub> et particulièrement C<sub>6</sub> comparant à celui de sable de silice en raison de la nature absorbante des agrégats de calcaire (A<sub>b</sub>= 4.1%) de surface spécifique plus élevée. Enfin le module de finesse du sable combiné du mélange C<sub>3</sub> est optimisé par rapport à ceux du mélange C<sub>0</sub>, C<sub>6</sub> (tableau II.1).

Finalement, on peut noter que le volume de la porosité capillaire est un paramètre déterminant la résistance mécanique de la pâte de ciment et donc du béton. En outre, il convient également de noter que le béton du sable de calcaire de 50% de substitution par le sable alluvionnaire résiste mieux et surtout à la flexion lorsqu'il est immergé dans l'eau remontée de la nappe phréatique comparant au béton avec d'autres pourcentages de remplacement.

### III.4 Conclusion

Un taux de substitution compris entre 0 et 50% de sable de rivière par le sable de carrière concassé dans le béton ordinaire donne une bonne maniabilité. Sa consistance varie de plastique à très plastique, par conséquent plus de 50% de substitution le mélange devient moins réalisable et la consistance apparaît ferme. De plus la densité à l'état frais a été améliorée lorsqu'on commence de substituer le sable alluvionnaire par le sable concassé. Elle atteint un point d'inflexion de 50% de remplacement. Une réduction graduelle de celle-ci est remarquée jusqu'à la substitution complète.

Dans l'eau remontée de la nappe phréatique, la présence du sable de calcaire améliore la résistance à la compression pour tous les pourcentages de substitution, en particulier de 50%. Elle gagne en conséquence de 52.25% à 28 jours et de 40.16% à 180 jours. Il a noté également que l'incorporation du sable de calcaire dans l'élaboration des éléments soumis à la flexion est très important parce que la résistance a évolué de 124.23% à 28 jours, mais le pourcentage d'évolution de la résistance a reculé de 2.67 fois après la période de dégradation accélérée (180 jours).

Une réduction considérable de l'absorption capillaire de 60.65% du béton de calcaire de 50% de substitution par rapport au béton du sable de silice dans l'eau remontée. Elle a été limitée à

44.18% dans le cas du remplacement total. D'une autre part tous les types des bétons testés ont suscité des gains des masses tandis que le remplacement total par le sable de concassage a atteint une valeur maximale à 90 jours de 2.26 %.

La résistance du béton de calcaire à l'espèce nocive telle que le sulfate et le chlorure issus de l'eau remontée de la nappe est meilleure qu'un béton au sable de silice.

Le pourcentage optimal de substitution de sable de rivière par le sable de calcaire concassé est de 50%. Ainsi qu'un pourcentage optimisé des fines de la même formulation (9.75%) assure une meilleure interface entre la pâte et les granulats dans le mélange en le rendant plus compact.

Dans l'eau remontée de la nappe phréatique, le matériau calcaire est bénéfique pour augmenter la durée de vie des structures et pour préserver l'environnement.

**CHAPITRE IV :**

**EFFET DE LA SUBSTITUTION DU SABLE DE  
RIVIÈRE PAR DU SABLE DE CARRIÈRE SUR  
L'OUVRABILITÉ ET LA RÉSISTANCE  
MÉCANIQUE**



#### **IV.1 Introduction**

Le sable de concassage peut être considéré comme un substitut futuriste du sable alluvionnaire, vue de son prédominance en quantité suffisante, et pour faire face de l'une de problème environnementale en Algérie. Dans ce chapitre, on a fait une discussion d'une partie des résultats expérimentaux obtenues après le changement de ciment et l'introduction d'un bon superplastifiant qui a pour but d'améliorer la qualité de nos bétons. L'examen vise principalement l'effet du remplacement de 50% de sable alluvionnaire (conclusion du chapitre III) par le sable de concassage sur les propriétés du béton frais et de la résistance mécanique. Enfin des relations mathématiques sont trouvées également pour relier les valeurs de la résistance mécanique dans les différents environnement agressifs proposés.

#### **IV.2 Composition améliorée du béton**

Dans ce qui suit nous avons sauvegardé le même proportions du béton, mais on a voulu de formuler un béton plus compacte que celui cité dans le chapitre précédant réponds aux exigences de la résistance et de durabilité, c'est-à-dire nous introduisons un superplastifiant de la société Granitex **MEDAPLAST SP 40** des caractéristiques citées auparavant, ce qui implique moins de dosage en eau. Le ciment utilisé dans cette deuxième section est **CEMI42.5N-LH/SR5** provient de la cimenterie d'Ain Kebira (sétif) dont les caractéristiques physico-chimique et minéralogique sont cités au chapitre II. Nous rappelons que le changement du liant à pour but de tester un autre type de ciment de même nuance et de caractéristiques presque comparable.

Dans ce contexte on a cherché d'optimiser un dosage en eau et en superplastifiant par un essai de convenance conforme aux exigences de la mise en œuvre et de la qualité d'un béton plastique.

Maintenant, nous avons intéressé spécialement par deux compositions du béton, la première est à base de 50% de substitution de sable de rivière par de sable de calcaire (T.Djedid et al. 2019) nommé  $C_1$  et l'autre un béton témoin  $C_0$  de 0% de sable de calcaire pour accéder à la comparaison.

#### **IV.3 Conditions Environnementales**

Pour accélérer le processus de dégradation, des éprouvettes du béton sont exposées à trois environnements chimiquement agressifs des eaux de la nappe phréatique dans trois endroits de la région d'El oued (Algérie) A, B, C durant une année. Notons que des cycles des mouillage-séchage sont optés après les premiers vingt huit jours d'immersion continue, ce qui

représente globalement 22 cycles de mouillage-séchage allant jusqu'à 360 jours. les concentration des éléments chimiques à travers ces environnements sont représenté au tableau (IV.1). il est également à noter que ces milieux peuvent considérer comme des environnements modérément agressifs XA2 (NF EN 206-1).

L'état de séchage était un assèchement naturel dans l'air, ce qui était plus pertinent pour les conditions de service. Un cycle mouillage-séchage a duré 15 jours. Tout d'abord, les éprouvettes ont été immergées de manière continue dans chaque environnement pendant 7 jours, puis ont été mises à l'air libre pour sécher naturellement pendant 8 jours supplémentaires (L. Jiang, D. Niu., 2016 ; A.M. Diab et al., 2016).

#### IV.4 Dénomination des éprouvettes et des environnements agressifs

**C<sub>0A</sub>, C<sub>0B</sub>, C<sub>0C</sub>** : Éprouvette du béton ordinaire à base de sable de rivière (Silicieux) dans chaque environnement A, B, C soumis à des cycles de mouillage-séchage.

**C<sub>1A</sub>, C<sub>1B</sub>, C<sub>1C</sub>** : Éprouvette du béton ordinaire à base de 50 % de sable de carrière (calcaire) et 50 % sable silicieux dans chaque environnement A, B, C soumis à des cycles de mouillage-séchage .

**C<sub>1A</sub> IC, C<sub>1B</sub> IC, C<sub>1C</sub> IC** : Éprouvette du béton ordinaire à base de 50 % de sable de carrière (calcaire) et 50 % sable silicieux dans chaque environnement A, B, C soumis à une immersion continue.

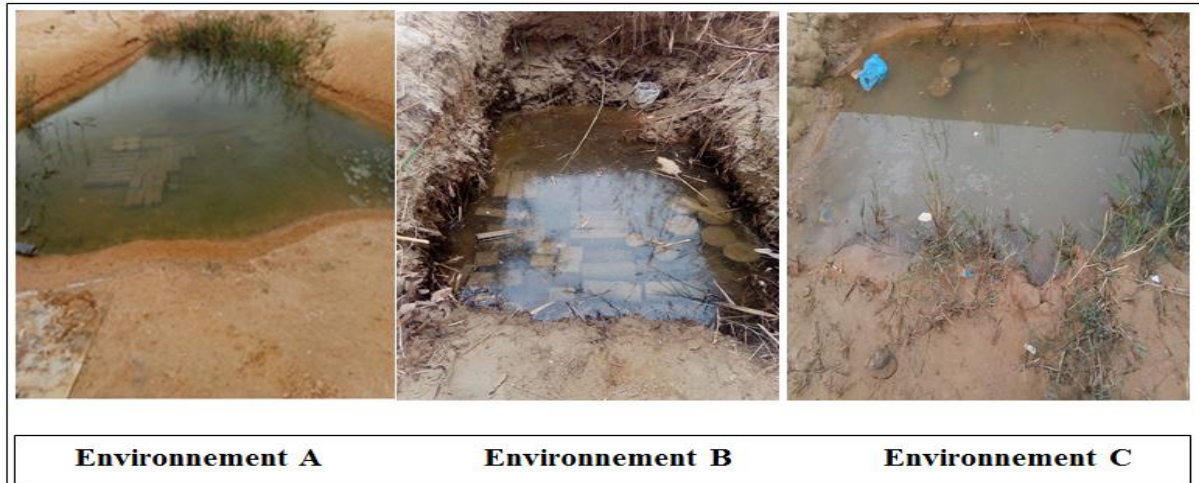
**Environnement A** : Eaux remontées de la nappe phréatique de la zone de Chott.

**Environnement B** : Eaux remontées de la nappe phréatique de la zone de Sidi Mastour.

**Environnement C** : Eaux remontées de la nappe phréatique de la zone de Sahane 1.

**Tableau IV.1:** composition physico-chimiques de l'eau remontée de la nappe phrétique

	PH	T	Sal	Ca <sup>+2</sup>	Mg <sup>+2</sup>	NH <sub>4</sub> <sup>+</sup>	Cl <sup>-</sup>	RS	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	NO <sub>2</sub> <sup>-</sup>	SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>
		°C	‰	mg/l								
Env A	7.71	10-22	4.1	761.52	140.97	0.53	5739.84	4400	185.44	7.05	0.47	2610.81
Env B	7.35	10-22	7.7	689.38	165.27	0.6	2290.26	10400	488	3.79	0.04	1119
Env C	7.44	10-22	9.6	521.04	680.54	0.23	4956.33	7200	229.36	2.59	0.04	2120



**Figure IV.1 :** Photos illustrées les environnements utilisés.

#### IV.5 Choix de dosage en eau et en super plastifiant

Le dosage en ciment CEMI42.5N-LH/SR5 est toujours  $400\text{kg/m}^3$  et même classe de résistance voulue du béton C 30/37 MPa a été choisis.

Le but que nous avons visé est de diminuer le rapport Eau/ciment le plus possible pour réduire le volume global des pores ( A.Neville ; J.J.Brooks, 2010 ), tout en gardons la plasticité du béton, pour cela on a additionné un pourcentage approprié d'un superplastifiant.

Pour obtenir cette situation on a testé trois rapport d'E/C (0.4, 0.42, 0.43) et pour chaque rapport on a utilisé deux pourcentages de superplastifiant ( 2 et 2.5% comme des limites supérieures autorisées par le fabricant) pour rendre finalement les mélanges plus maniable .

Les taux d'affaissement et les valeurs des poids spécifiques obtenus en fonction de dosages en eau et du superplastifiant introduit sont donnés par le tableau IV.2.

**Tableau IV.2:** Affaissements et poids spécifiques en fonction d'E/C et du dosage en superplastifiant (SP).

Type d'échantillon	C0						C1					
	0.4		0.42		0.43		0.4		0.42		0.43	
E/C												
SP (%)	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5	2	2.5
Affaissement obtenus (cm)	4	6	7	10	8.5	12.5	0.5	1	4	5.5	5	7
Poids Spécifiques( $\text{kg/m}^3$ ) à l'état frais	2396	2418	2419	2416	2414	2412	2324	2349	2408	2432	2417	2424

D'après les résultats de la figure IV.2, nous remarquons que le taux d'affaissement augmente avec l'augmentation des dosages en eau et en superplastifiant pour les deux types du béton, en comparant les résultats de  $C_0$  et  $C_1$ , nous stipulons sans doute que la forme des grains et la nature de la texture sont les plus responsables de la maniabilité du béton ( Swapnil S. Fate, 2014 ).

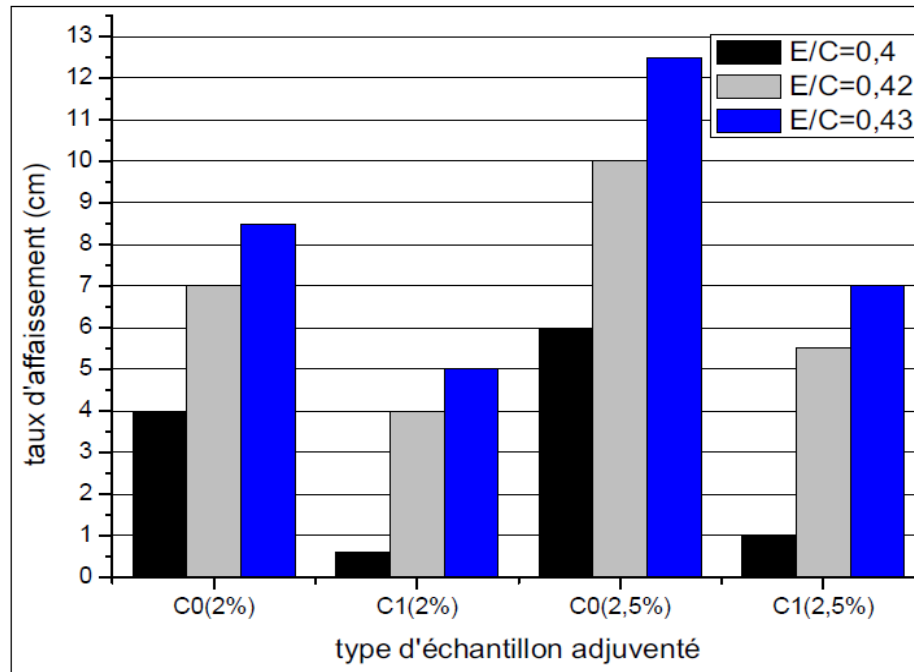


Figure IV.2 : Taux d'affaissement de  $C_0$  et  $C_1$  en fonction d'E/C et du pourcentage en SP.

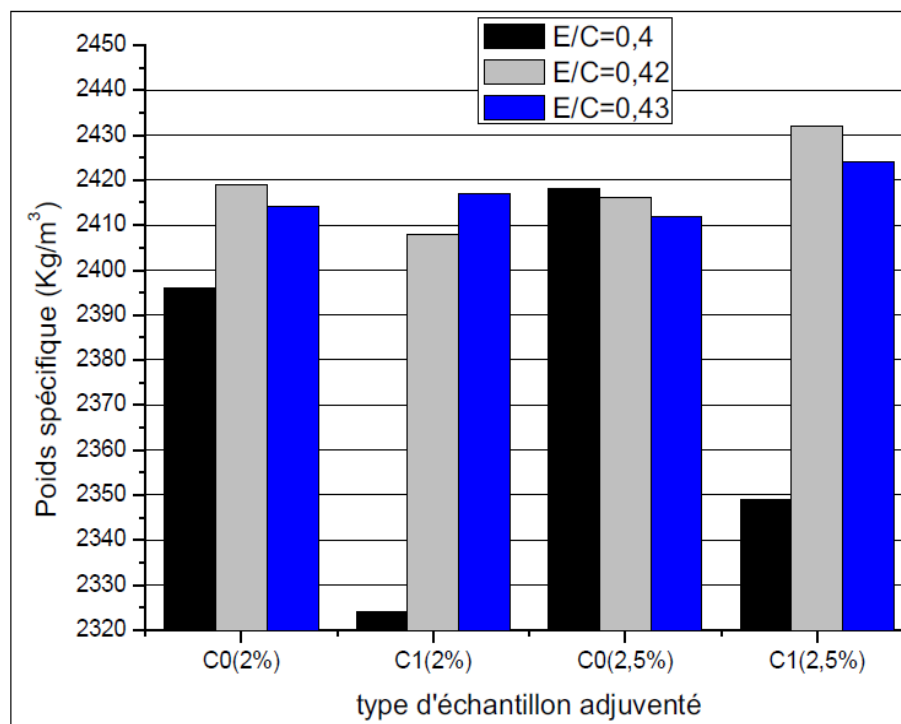


Figure IV.3: Densité de  $C_0$  et  $C_1$  en fonction d'E/C et du pourcentage en SP.

La figure IV.3 et le tableau IV.2 indiquent la grande densification de  $C_1$  d'E/C égale 0.42 et du pourcentage de superplastifiant par rapport au poids du ciment de 2.5%. D'une autre part les bétons  $C_0$  d'E/C égale 0.42 et de pourcentages de SP égale 2%, 2.5% sont presque comparable. Cette situation affirme que le rapport d'E/C de 0.42 et de pourcentage de superplastifiant de 2.5% deviennent les plus convenables pour cette formulation.

La maniabilité du béton de 50% de substitution de sable silicieux de rivière par de sable de calcaire est beaucoup plus influencée par les quantités d'eau et de superplastifiant qu'elles introduisent, de fait de leur surface spécifique élevée des fines calcaires. Cependant pour garder une bonne densification et une excellente qualité du béton plastique conformément à la position d'un béton plus compact et plus durable, il a fallu de bien choisir le volume nécessaire d'eau et d'augmenter la quantité d'adjuvant nécessaire jusqu'à l'obtention d'un mélange maniable et ouvrable.

## **IV.6 Effet de la substitution sur la résistance mécanique**

### **IV.6.1 Résistance à la compression**

La résistance à la compression est une caractéristique primordiale des bétons et l'un des paramètres principaux de notre recherche. Cette dernière a été mesurée à différentes échéances. Elle représente la moyenne des résistances d'une série de trois éprouvettes cubiques soumises à l'écrasement.

Les résistances à la compression ont été suivies sur des éprouvettes de 10x10x10 cm soumis à des cycles alternatifs de mouillage-séchage et d'immersion continue dans les eaux de la nappe phréatique jusqu'au jour de l'essai. Les figures IV.4, IV.5 et IV.6 donnent les valeurs de résistance à la compression aux différentes échéances de mesure : 28, 60, 90, 180 et 360 jours.

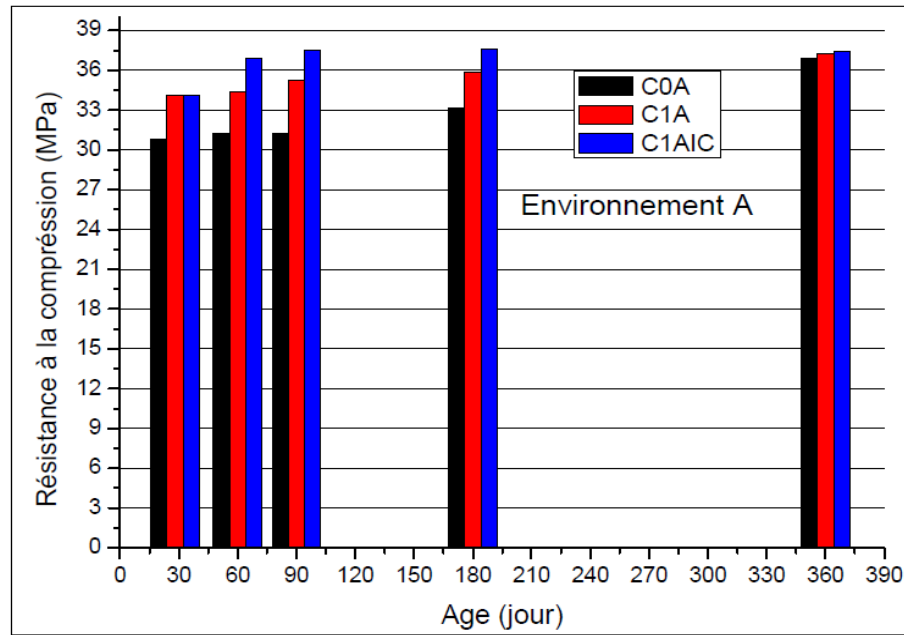


Figure IV.4: Evolution des résistances à la compression des différents bétons dans l'environnement A.

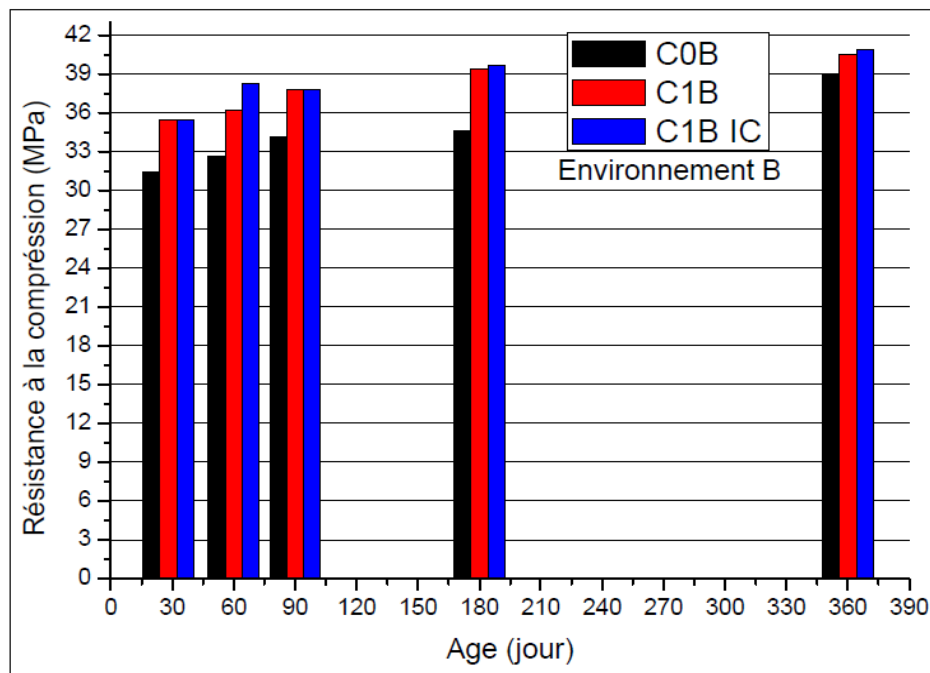
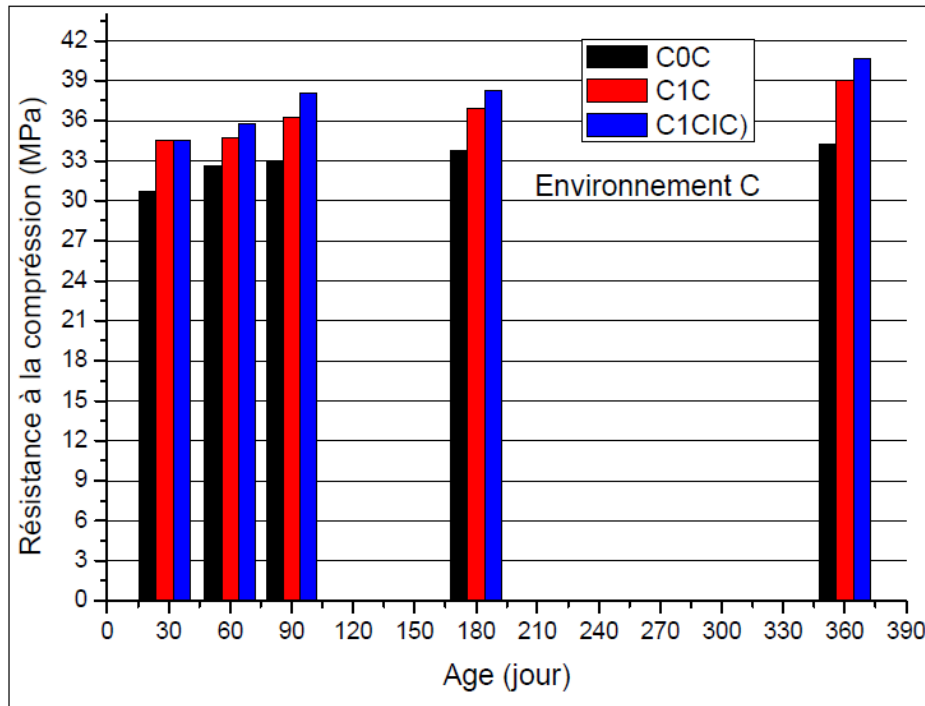


Figure IV.5: Evolution des résistances à la compression des différents bétons dans l'environnement B.



**Figure IV.6:** Evolution des résistances à la compression des différents bétons dans l'environnement C.

Suivant les résultats obtenus on remarque que les résistances à la compression du béton  $C_0$ ,  $C_1$  et  $C_1$  IC dans tous les environnements augmentent souvent avec l'âge et ne présentent aucune chute sauf une légère réduction de la résistance à la compression de  $C_1$  IC de l'environnement A à l'âge de 360 jours de 0.45% comparant de celle à l'âge de 180 jours .

En comparant les valeurs de résistance à 360 jours, les bétons  $C_1$  présente des résistances mécaniques à la compression plus avantageuses que les bétons  $C_0$  (témoin) dans tous les environnements. En effet les bétons  $C_1$  à base de 50% de sable de calcaire et quelque soit le condition de conservation (immersion contenue  $C_1$  IC , mouillage-séchage  $C_1$ ) présentent une supériorité dans le développement des performances mécaniques à la compression par rapport au témoin  $C_0$  (mouillage-séchage) respectivement de l'ordre de 1.40%, 0.73% au milieu A et 4.84%, 3.74% au milieu B et encore 18.82%, 13.89% au milieu C .

Par ailleurs le comportement mécanique du béton  $C_1$  constamment immergé dans les eaux agressives des environnements A, B et C est donc préférable que le même béton conservé alternativement . Ces résultats sont en accords avec ceux qui sont trouvés par le Bureau de réclamation des États-Unis qu'il déclare que le taux de dégradation d'une éprouvette immergée alternativement durant une année est équivalent à ce qui est dégradé sous

immersion continue pendant huit ans (Kamali et al. 2003 ; Agostini et al. 2007 ; Bederina et al. 2013) .

Dans notre cas et jusqu'à l'âge d'un an l'existence de 50% du sable de calcaire dans la matrice cimentaire infectée par des espèces agressives issus du phénomène de la remontée d'eau améliore considérablement la résistance à la compression. En effet du pourcentage approprié des fines qui favorisent le colmatage des pores capillaires et donc augmente graduellement la résistance à la compression. Ce constat a été confirmé par Priyanka (Priyanka et al. 2013) qui prouvaient que le remplacement de 50% de sable naturel par le sable artificiel de calcaire dans le mélange du mortier, présente une excellente résistance à la compression surtout avec un rapport E/C égale 0.5. une autre affirmation a été munie par Adams (Adams et al. 2013) qui disaient que la substitution du sable naturel par 50% du sable de concassage dans le béton haute performance présente une meilleure résistance à la compression du béton.

#### IV.6.1.1 Corrélation statistique

Une approche statistique a été élaborée lors de cette recherche indique qu'il y avait une coordination entre les valeurs de la résistance mécanique à la compression de  $C_1$  dans les différents environnements utilisés.

Ces liaisons ont été établis par des équations mathématiques polynomiales entre ces résistances à la compression de deux environnements et aussi entre les trois environnements choisis.

Les figures IV.7, IV.8, IV.9, IV.10. indiquent qu'il existe une régression polynomiale de deuxième degré comme le montre le tableau IV.3.

**Tableau IV.3 :** Valeurs des régressions polynomiales entre résistances à la compression dans différents environnements utilisés.

Correlation entre les $R_c$ liée	régressions polynomiales	Valeurs de $R^2$
l'environnement A et B	$Y = -0.34x^2 + 26.10x - 455.77$	$R^2 = 0.99$
l'environnement B et C	$Y = 0.099x^2 - 6.69x + 147$	$R^2 = 0.92$
l'environnement A et C	$Y = 0.004x^2 + 1.17x - 10.21$	$R^2 = 0.98$
l'environnement A, B et C	$Y = 0.08x^2 - 5.85x + 133.08$	$R^2 = 0.80$



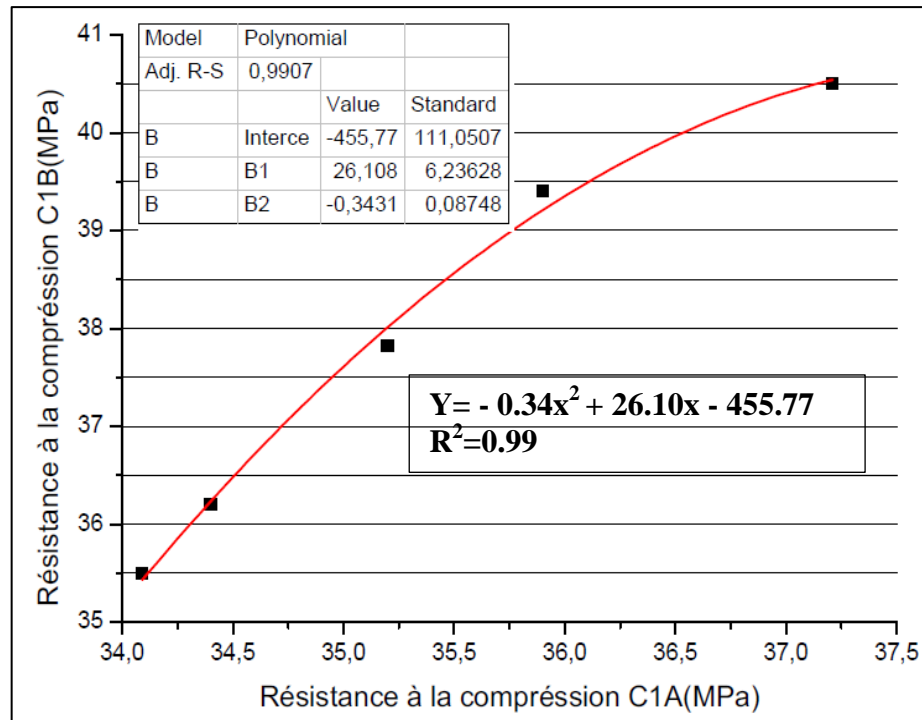


Figure IV.7: Correlation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton  $C_1$  dans l'environnement A et B.

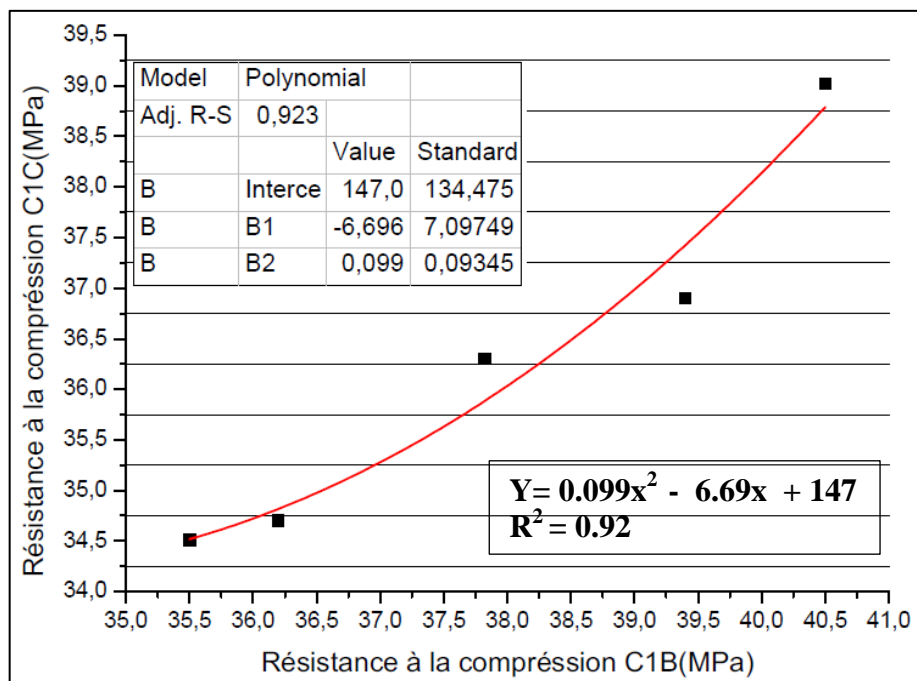
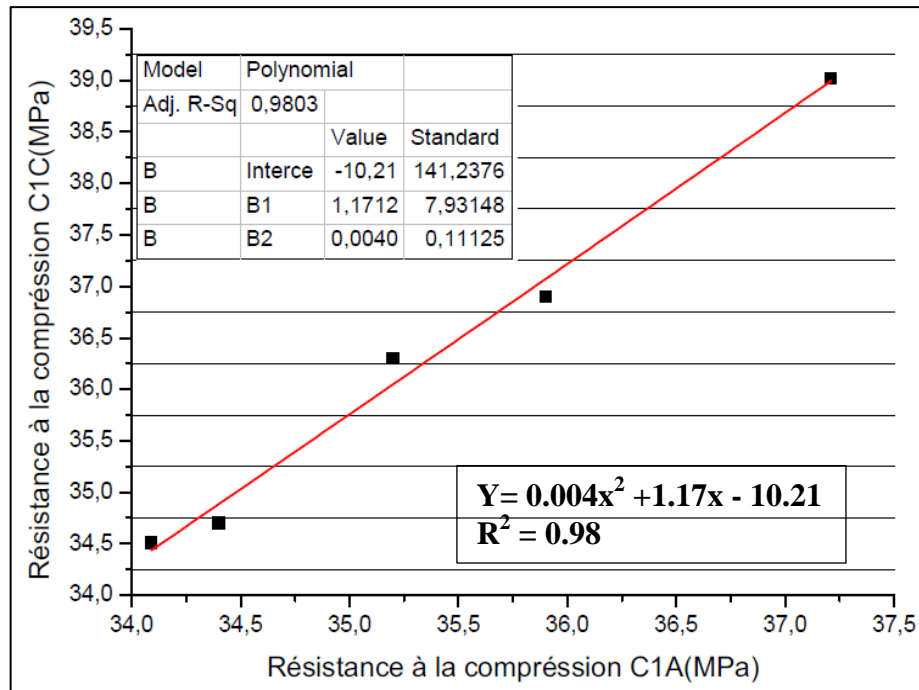
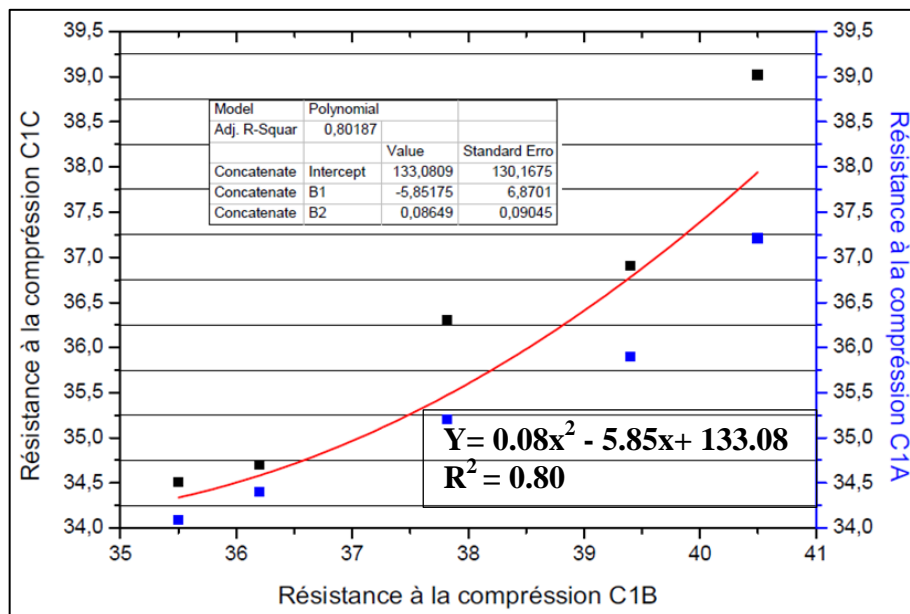


Figure IV.8 : Correlation entre les valeurs de la résistance a la compression du béton  $C_1$  dans l'environnement B et C.



**Figure IV.9:** Correlation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton  $C_1$  dans l'environnement A et C.



**Figure IV.10:** Correlation entre les valeurs de la résistance à la compression du béton  $C_1$  dans l'environnement A, B et C.

#### IV.6.2 Resistance à la flexion

Les figures IV.11, IV.12 et IV.13 représentent les valeurs de résistance à la flexion aux différentes échéances citées précédemment. Les résultats indiquent que la plupart des valeurs de la résistance à la flexion de différents types du béton dans tous les environnements prennent les maximum à l'âge de 180 jours puis ont été diminués au dernière échéance à 360 jours à

l'exception de  $C_{0A}$  et  $C_{1A}$  IC de l'environnement A, qui ont marqué leurs maximum à l'âge de 60 jours et  $C_{1C}$  IC de l'environnement C qui présente sa valeur supérieure à 90 jours.

Ces valeurs peut fournir une indication globale sur l'intensité d'agressivité de chaque environnement. De ce fait on peut dire que l'environnement A et C et surtout A sont plus sévère que l'environnement B, comme il est également indiqué au tableau IV.1. Généralement les valeurs des résistances mécaniques à la compression et à la flexion sont plus optimisable en milieu B, puis en C respectivement.tandis que le milieu A est caractérisé par des valeurs plus bas que les deux autres cités préalablement.

Dans notre investigation nous avons observé des valeurs optimales de la résistance à la flexion du béton de type  $C_1$  dans tous les environnements à l'âge de 180 jours. De l'ordre de 11, 10.38 et 7.98 MPa respectivement en A, B et C. Ces chiffres ne persistent plus et vont être baisser de l'ordre de 38.36, 23.12 et 1.12 % successivement à l'âge de 360 jours. Ce scénario explique que les produits d'hydratation, notamment C-S-H et CH ont évolué progressivement, jusqu'à ce moment, les produits d'hydratation nuisibles comme le monosulfoaluminate va être élargir et occupe un espace à la zone de transition interfaciale entre l'agrégat et la pâte (Mehta et Monteiro. 2006 ; Mustafa Tokyay. 2016) ce qui baisse finalement la résistance à la flexion.

A l'âge de 360 jours, le béton  $C_1$  présente une superiorité par rapport au béton témoin  $C_0$  dans tous les environnements, notre statistique prouvent que dans l'environnement A, on remarque une résistance à la flexion presque comparable, dans l'environnement B les bétons  $C_1$  et  $C_1$  IC présentent une augmentation de la résistance à la flexion de l'ordre de 12.55 et 4.83% comparant à  $C_0$ . De la même manière le  $C_{1C}$  et  $C_{1C}$  IC ont évolué du taux de 15.51 et 10.98% par rapport à  $C_0$ .

#### IV.6.2.1 Corrélation statistique

Malgré l'hétérogénéité d'évolution de la résistance mécanique à la flexion du béton  $C_1$ , il existe une corrélation qui rëunie les différentes valeurs de cette dernière (Figure IV.14) dans les trois environnements proposés. Une régression polynomiale de 2<sup>ème</sup> ordre a été enregistréé et a pour valeur

$$Y = - 0.02 x^2 + 1.16 x - 0.16$$

Le coefficient de corrélation égal  $R^2 = 0.86$ .

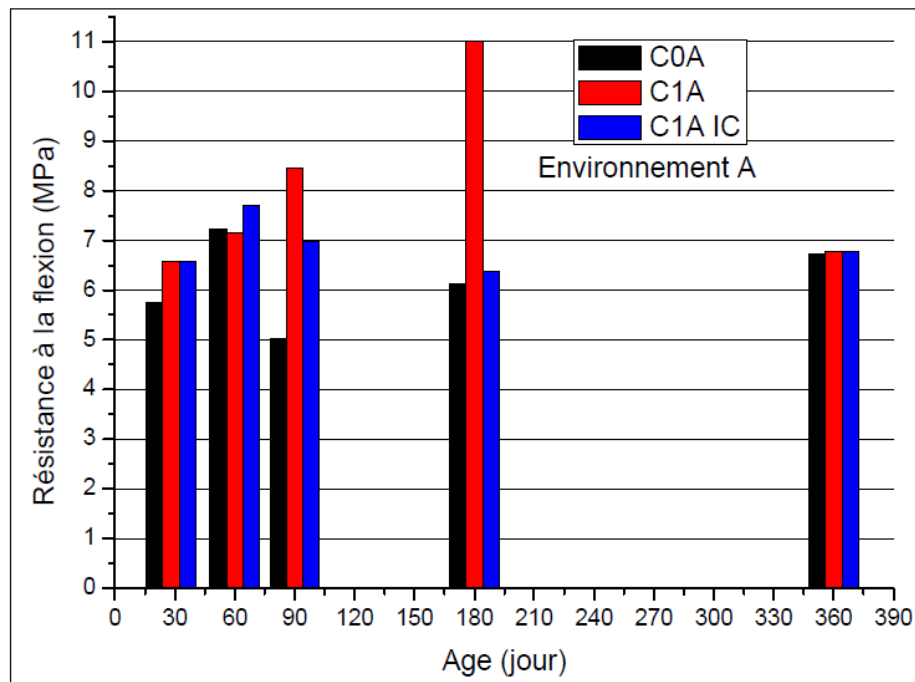


Figure IV.11 : Evolution des résistances à la flexion des différents bétons dans l'environnement A.

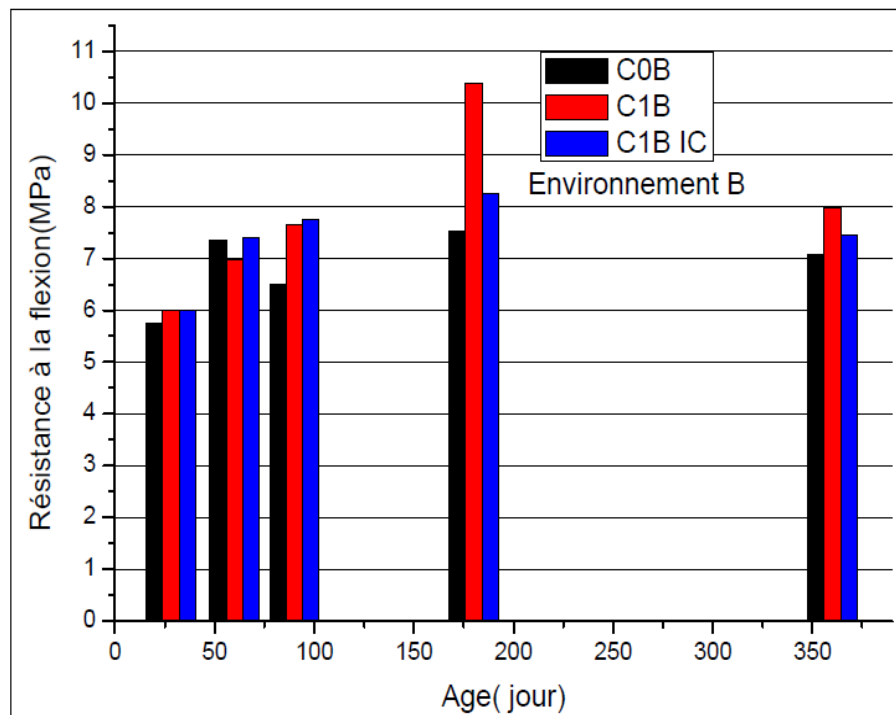
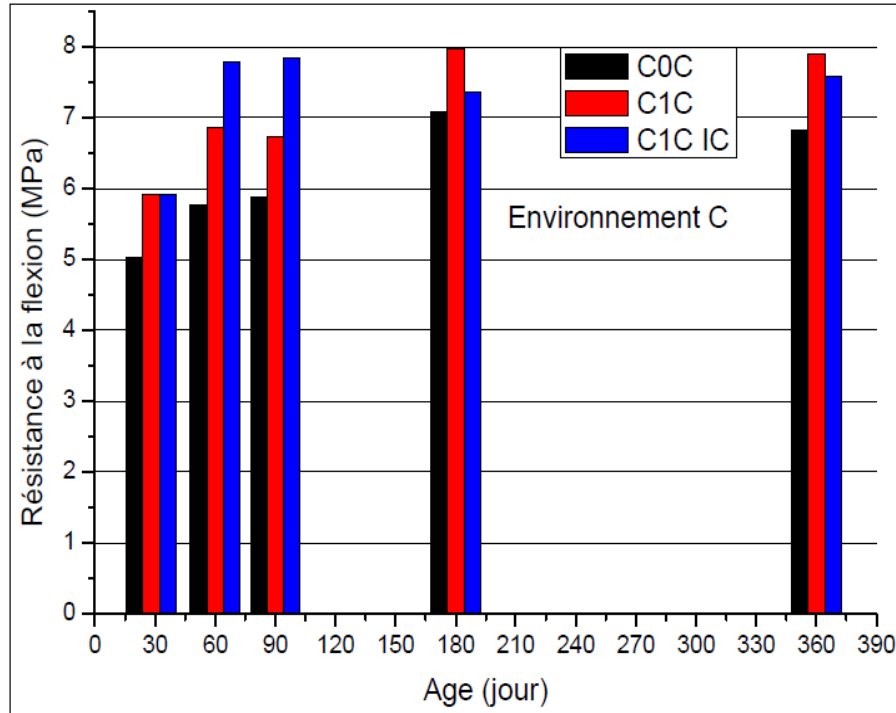
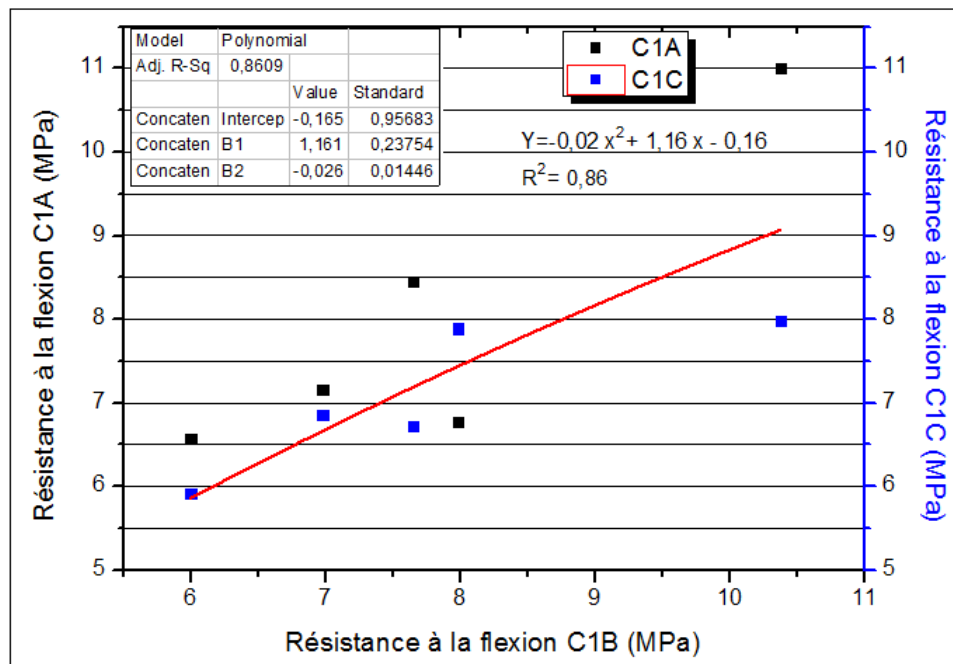


Figure IV.12: Evolution des résistances à la flexion des différents bétons dans l'environnement B.



**Figure IV.13:** Evolution des résistances à la flexion des différents bétons dans l'environnement C.



**Figure IV.14:** Correlation entre les valeurs de la résistance à la flexion du béton C<sub>1</sub> dans l'environnement A, B et C.

### IV.6.3 Résistance à la traction

Les figures IV.15, IV.16 et IV.17 décrivent le cursus d'évolution de la résistance mécanique de la traction par fendage au cours du temps. nos résultats montrent que le béton C<sub>1</sub> a suscité

un sommet à l'âge de 28 jours dans tous les environnements, ensuite les résistances de même type du béton ont été baissées au cours du temps et elles ont été reprises au nouveau au dernière échéance. Cependant le béton C<sub>0</sub> a marqué sa grande valeur en A au même délai que C<sub>1</sub>. par contre dans l'environnement B et C a témoigné une résistance perfectionnée à 90 jours.

Cette étude nous permettons de comparer les différentes résistances à la traction par fendage obtenues au début et à la fin des échéances, nous avons constaté que le béton C<sub>1</sub> a évolué 8.95%, 40.62% et 9.38% à 28 jours ainsi que 8.44%, 15.59% et 1.80% à 360 jours en A, B et C respectivement. Les figures IV.15, IV.16 et IV.17 nous montre d'une autre façon que les éprouvettes C<sub>1</sub> conservées dans l'environnement B présentent des résultats supérieures de l'ordre de 4.95 MPa et 4.3 MPa à 28 et 360 jours de suite par rapport aux autre éprouvettes dans les autres environnements.

Les résultats du paragraphe précédent nous confirment une autre fois que le milieu B favorise la bonne hydratation de ciment par apport aux A et C. Cette situation est accord avec ceux qui sont donnés au tableau IV.1.

#### IV.6.3.1 Corrélation statistique

Une équation exponentielle a été liée les différentes valeurs de la résistance mécanique à la traction par fondage du béton C<sub>1</sub> pour prédire le taux de cette dernière à tous environnements (Figure IV.18) à condition qu'une valeur a été obtenue dans l'un de ces derniers.

L'équation a pour valeur  $Y=5.03E^{-12}e^{(x/0.16)}+3.74$ . et de coefficient de corrélation  $R^2=0.73$ .

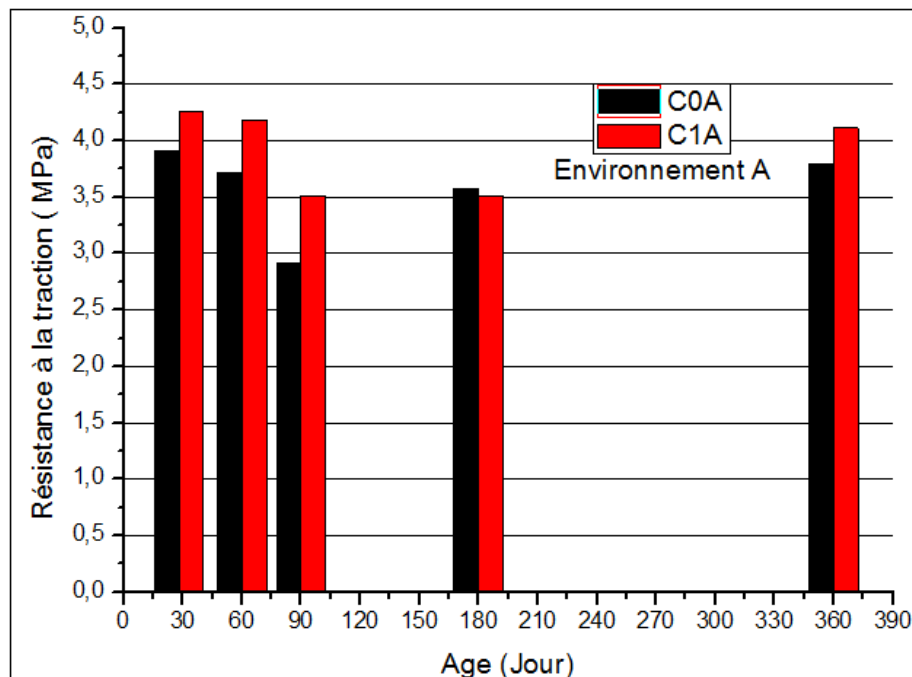


Figure IV.15 : Evolution des résistances à la traction des différents bétons dans l'environnement A.

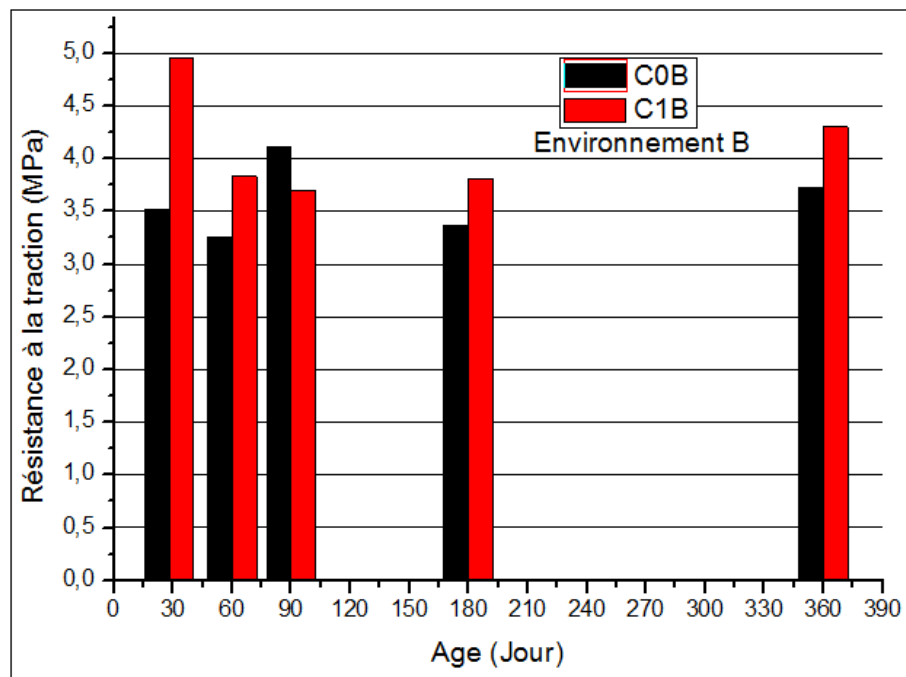


Figure IV.16 : Evolution des résistances à la traction des différents bétons dans l'environnement B.

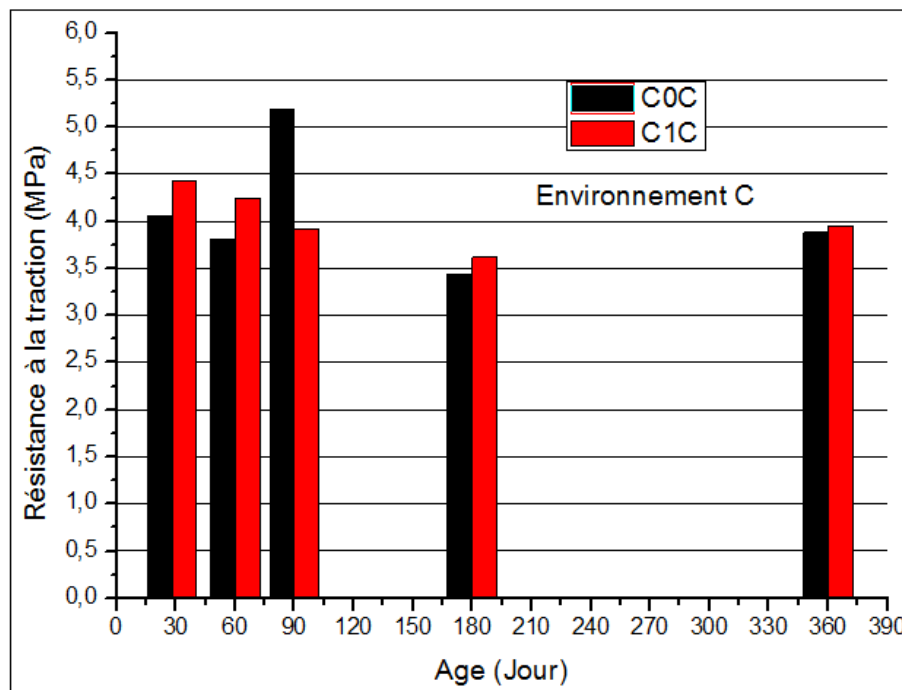
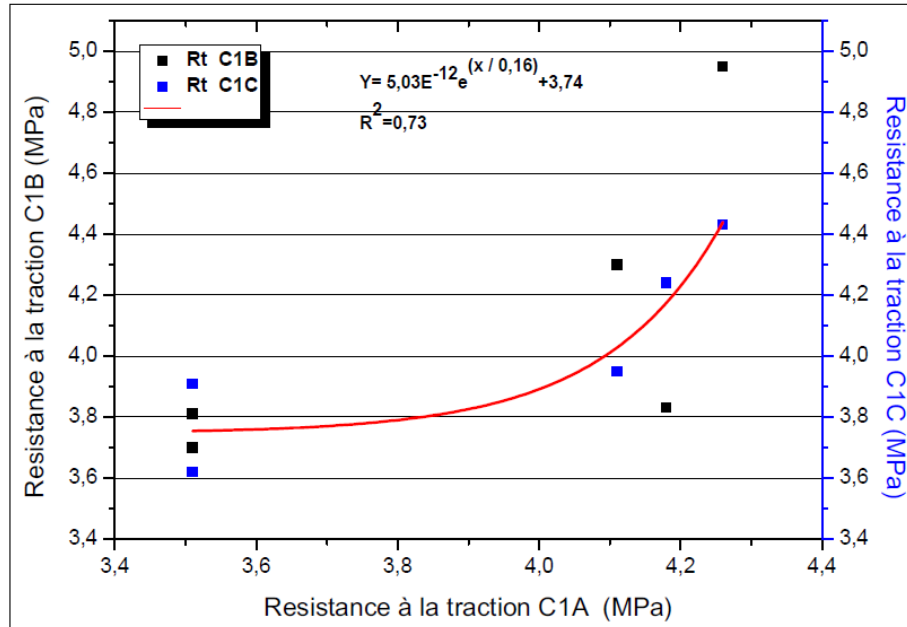


Figure IV.17: Evolution des résistances à la traction des différents bétons dans l'environnement C.



**Figure IV.18:** Correlation entre les valeurs de la résistance à la traction du béton  $C_1$  dans l'environnement A, B et C.

#### IV.6.4 Vitesse ultrasonique

Les Figures IV.19, IV.20 et IV.21 présentent les vitesses des ondes ultra sonores obtenues à travers des éprouvettes cylindriques de taille de 11\* 22 cm. On constate une dispersion des valeurs, allant de plus de 4150 m/s à presque 4500 m/s. Les résultats indiquent une spécification de l'élévation de la transmission de son pendant 180 jours dans tous les environnements, après 12 cycles de mouillage-séchage de chaque type du béton.

Lorsque en comparant les résultats obtenus de  $C_0$  et  $C_1$  à l'âge de 28 jours et à 360 jours, nous estimons que  $C_1$  a eu une supériorité d'évolution de la vitesse ultra sonore par rapport au béton témoin dans l'environnement B comparant avec A et C.

Les pourcentages d'évolution de  $C_1$  par rapport à  $C_0$  sont résumés au tableau IV.4.

**Tableau IV.4 :** Pourcentage d'évolution de  $C_1$  par apport à  $C_0$  dans divers environnements.

Environnement	Pourcentage d'évolution à 28 jours	Pourcentages d'évolution à 360 jours
A	1.55	1.56
B	4.42	2.20
C	Presque comparable	0.45

D'après celles qui sont données aux figures citées précédemment, on peut dire qu'il n'y a pas un consensus parfait entre les valeurs de la résistance à la compression et la vitesse



ultrasonique. Du fait qu'il est possible que des résultats soient liés à un problème au niveau du couplage des transmetteurs/récepteurs avec le matériau ou bien un défaut de surfaçage. Si le contact n'est pas parfait, le temps de transmission peut être faussé.

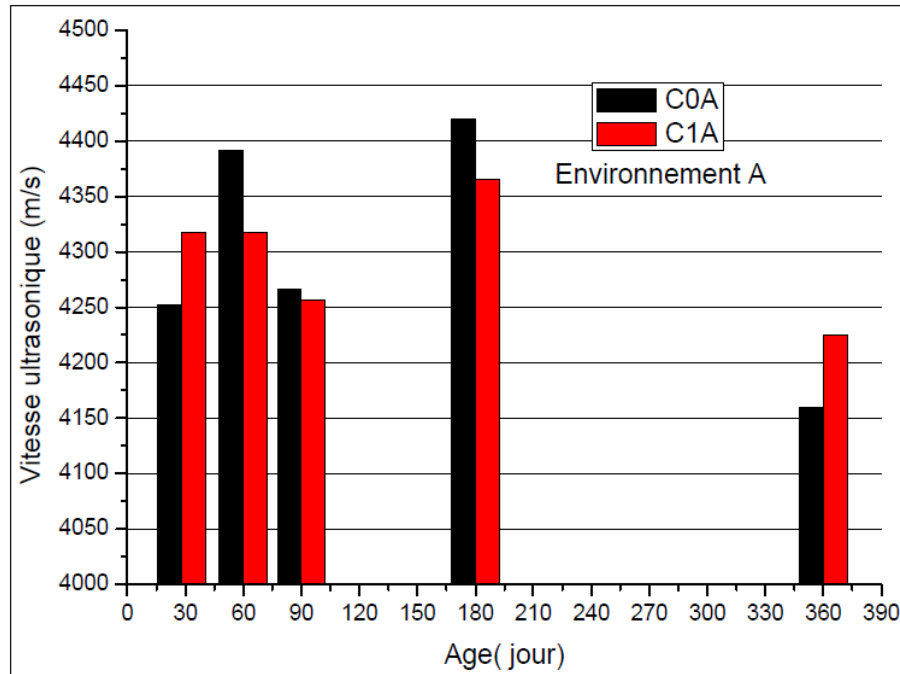


Figure IV.19 : Valeurs des vitesses ultrasoniques à travers le temps dans l'environnement A.

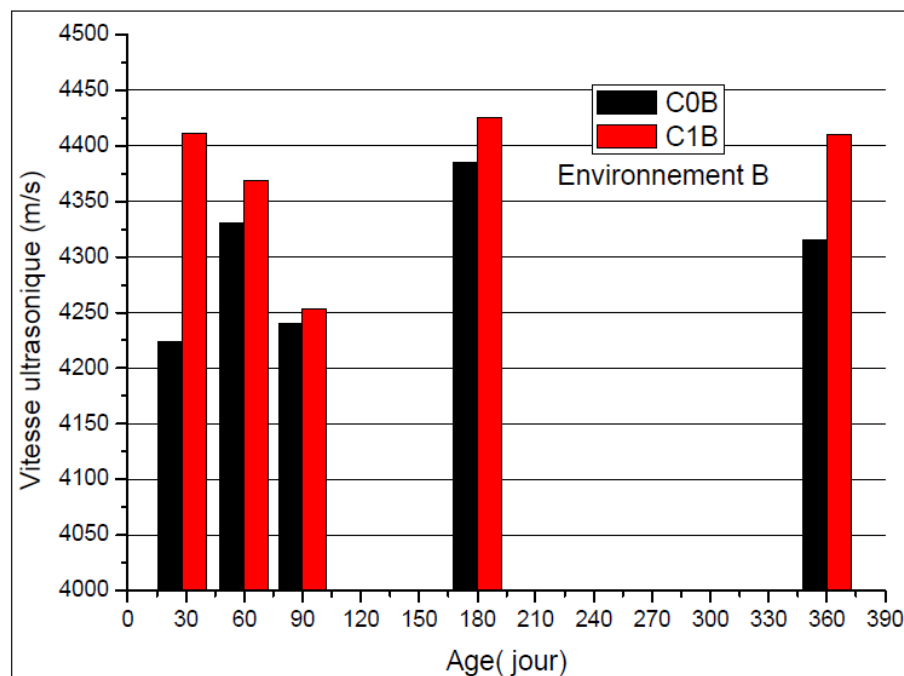


Figure IV.20 : Valeurs des vitesses ultrasoniques à travers le temps dans l'environnement B.

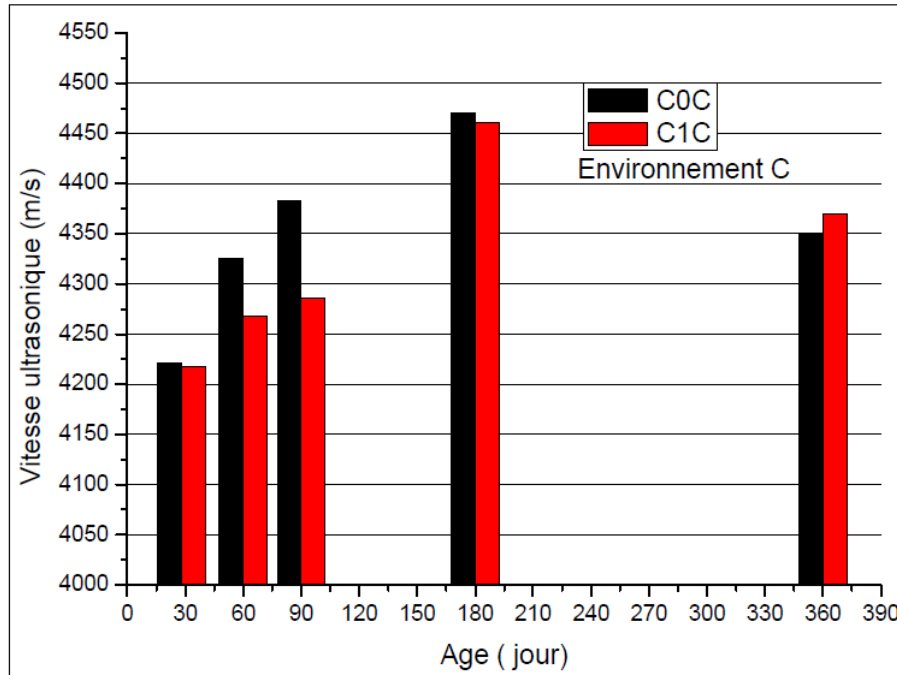


Figure IV.21 : Valeurs des vitesses ultrasoniques à travers le temps dans l'environnement C.

#### IV.7 Conclusion

Après l'exécution de cette tâche, nous pouvons retirer les points suivants :

La maniabilité du béton de 50% de substitution de sable silicieux par de sable de concassage est beaucoup plus influencée par les quantités d'eau et de superplastifiant qu'elles introduisent, de fait de leur surface spécifique élevée des fines calcaires. Cependant pour garder une bonne densification et une excellente qualité du béton plastique conformément à la position d'un béton plus compact et plus durable, il a fallu de diminuer le volume nécessaire d'eau et d'augmenter la quantité d'adjuvant nécessaire jusqu'à l'obtention d'un mélange maniable et ouvrable.

Nous estimons généralement que toutes les résistances mécaniques : soit à la compression, à la flexion et à la traction par fendage sont préférable de la part d'un béton à la base de 50% de sable de calcaire qu'un béton à la base d'un sable silicieux complètement.

Des régressions statistiques permettent également de combiner les valeurs de chaque résistance mécanique dans tous les environnements agressifs proposés. Ce qui indique que les comportements mécaniques du béton attaqué par les eaux agressives de la remontée d'eau sont plus au moins similaires.

**CHAPITRE V:**

**EFFET DE LA SUBSTITUTION DU SABLE DE  
RIVIÈRE PAR DU SABLE DE CARRIÈRE SUR  
LES PROPRIÉTÉS DE DURABILITÉ**

## **V.1 Introduction**

Le béton peut subir des dommages chimiques du fait de l'action d'agents agressifs externes. La détérioration du béton due aux réactions chimiques se manifeste de différentes manières, telles que l'augmentation de la porosité et de la perméabilité, la diminution de la résistance, la fissuration, la dissolution et l'écaillage...etc. Dans cette section, la dégradation chimique du béton par différentes attaques telles que le sulfate, le gaz carbonique, l'attaque de chlorure, sont principalement abordés.

Plusieurs paramètres sont investigués tels que : l'absorption capillaire, variations de masse, observation visuelle, carbonatation naturelle, pénétration des chlorures et analyse par chromatographie ionique sont également consulté afin de juger l'applicabilité du sable de concassage dans l'industrie du béton infecté par la remontée des eaux capillaires.

## **V.2 Absorption capillaire**

### **V.2.1 Justification de notre position**

La perméabilité est généralement prise comme indicateur pour représenter un écoulement stable en réponse à un gradient de pression imposé. Par conséquent, la loi de Darcy est applicable et a été couramment utilisée pour quantifier la perméabilité du béton (Hall, 1989). Cependant, en réalité, dans un environnement exposé à des cycles des mouillage-séchage comme notre cas, les structures en béton sont soumises aux actions desséchantes du vent et du soleil (Sahmaran et Li, 2009) et le béton est rarement complètement saturé.

L'absorption capillaire décrit l'écoulement darcien dans un matériau poreux insaturé en réponse à la force capillaire provenant de sa propre structure de pore (Hall, 1989). En conséquence, lorsque le béton est dans un état non saturé, on sait depuis longtemps que l'absorption capillaire de l'eau sera le facteur dominant de la pénétration de substances agressives (Hall, 1989; Lunk, 1998; Martys et Ferraris, 1997; Rao et al., 2012). Ainsi, afin de rendre compte précisément des conditions pratiques, la sorptivité est une paramètre qui caractérise la tendance des matériaux à base de ciment à absorber et à transmettre de l'eau par capillarité, devrait être aussi remplacer la perméabilité pour analyser l'effet de la fissuration / et ou du chemin d'immigration des agents agressifs sur le mouvement de l'eau.

La microstructure du béton d'étude est un facteur prepondérant, joue un rôle important dans la vitesse de transport des agents potentiellement agressifs notamment les sulfates et les chlorures. Elle est représentée par sa porosité et sa distribution des pores créant à la suite un

interconnexion entre ces derniers sous l'action des charges extérieures représentées par des cycles alternatifs de mouillage-séchage et d'immersion continue.

### V.2.2 Analyse des résultats de l'absorption capillaire

Les figures V.1 et V.2 représentent la quantité de l'eau introduite par unité de surface dans les corps d'épreuves, en fonction de la racine carrée du temps d'exposition, avant et après la période de dégradation .

Il est évident qu'au premier âge (à 28 jours), que tous types du béton dans tous les environnements présentent un taux d'absorption entre  $[0.16 - 0.29]$   $\text{g}/\text{cm}^2$  après trois jours d'exposition dans l'eau. L'essai indique aussi qu'à l'âge de 360 jours un taux d'alternance d'absorption capillaire presque comparable au période de la première mesure.

En vue de comparer les résultats obtenues, nous articulons de comparer les valeurs d'absorption capillaire dans chaque environnements puis pour tous les environnements. On peut dire au premier temps et d'après la figure V.3 que le béton  $C_{0A}$  a absorbé presque la même quantité que  $C_{1A}$  . Tandis que au moment de 360 jours, une réduction a été observé de l'ordre de 28.84%, 32.05% respectivement. Une augmentation de l'ordre de 13.42% pour  $C_{1A}$  IC.

Dans l'environnement B et suivant toujours la figure V.3, on remarque une absorption importante de  $C_{1B}$  par rapport  $C_{0B}$  à 28 jours en raison de la nature absorbante du sable de calcaire qui se trouve dans  $C_{1B}$ . On note dans ce stade que le coefficient d'absorption de sable concassé est 4.1% tandis que le sable alluvionnaire à un coefficient d'absorption égal 2.13%. A l'âge d'un an on constate une réduction ségnificative de l'absorption capillaire de  $C_{1B}$  par rapport  $C_{0B}$ . Cela prouve que peut être due à l'amélioration de la microstructure résultant des effets de filler calcaire, conduisant à une structure des pores fine et discontinue (V. Syam Prakash et al., 2007). Une amélioration de l'ordre de 19.29% de  $C_{1B}$  IC par rapport au même type à l'échéance de 28 jours, indiquant que l'évolution des hydrates ont été faite plus lente que dans le cas de  $C_{1B}$ , ce qui implique que l'espace occupé par les hydrates de ce dernier est grand que celui de  $C_{1B}$  IC et  $C_{0B}$ .

En ce qui concerne l'environnement C, une approche inverse de l'environnement B a été remarquée concernant les chiffres obtenues de l'absorption capillaire à 28 jours, mais la réduction de ce paramètre physique de  $C_{0C}$  est plus considérable que  $C_{1C}$  à l'âge d'un an. Cela peut être attribué au fait que ces mélanges contiennent moins de pores interconnectés par rapport au mélange du béton  $C_{1C}$ . une augmentation aussi obtenue de l'absorption capillaire à

l'âge de 360 jours du béton C<sub>1C</sub> IC par rapport aux C<sub>1C</sub>, C<sub>0C</sub> de l'ordre de 23.50%, 29.88% respectivement.

D'une manière générale, on peut juger qu'au dernier âge que le béton C<sub>1</sub> a donné un taux d'absorption plus bas que C<sub>0</sub>. Ce constat est en accord avec les résultats obtenus par Menadi et al. (Menadi et al., 2009) qui ont déclaré que le béton à base de ciment portland ordinaire a présenté un taux d'absorption supérieur à celui obtenu par un béton à base d'un ciment portland de calcaire contenant 15% en poids de calcaire. Cependant le béton C<sub>1</sub> qui a soumis a des conditions de mouillage-séchage a subi un rythme d'hydratation plus violent et a développé un volume important des hydrates que celui de C<sub>1</sub> IC, ce qui raccourcir l'espace réservé par les pores capillaires, diminuant ainsi les chemins de percolation de l'eau.

Taywood Engineering Ltd. (1993) a suggéré que les bons bétons ont une sorptivité inférieure à 0,1 mm / min<sup>-1/2</sup> (V. Syam Prakash et al., 2007). Les mélanges du béton dans la présente étude se situent bien dans les limites recommandées.

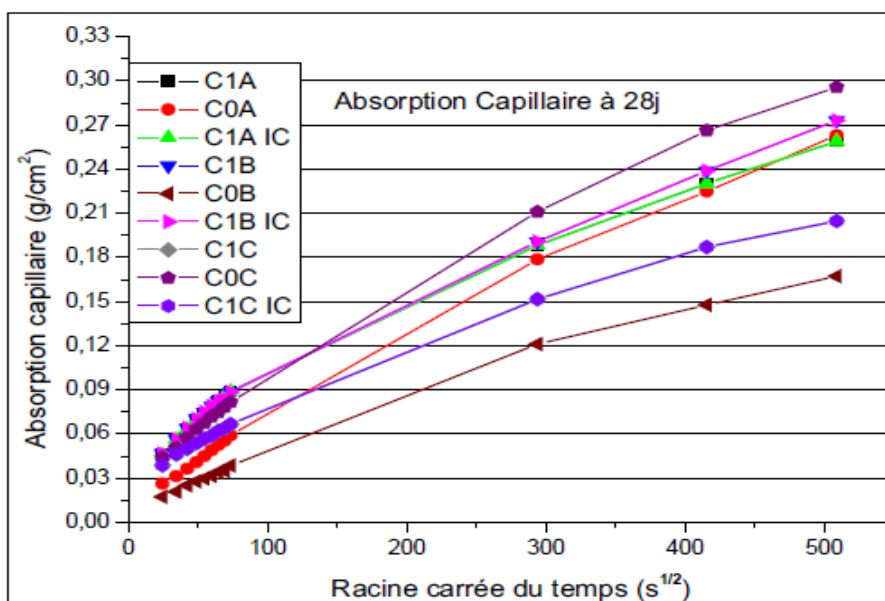


Figure V.1 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau en fonction de la racine carrée du temps à l'âge de 28 jours.

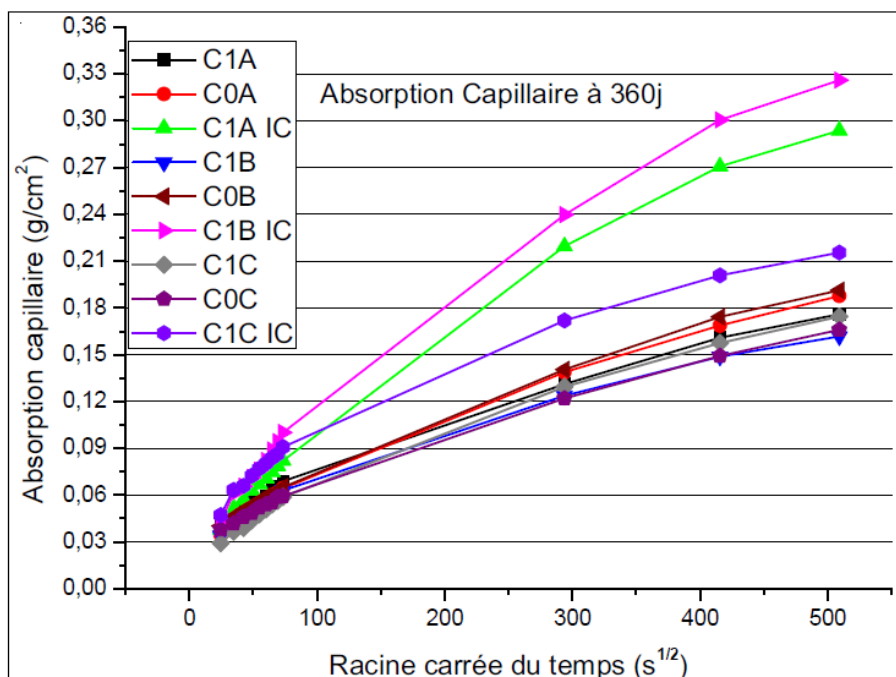


Figure V.2 : Evolution du coefficient d'absorption d'eau en fonction de la racine carrée du temps à l'âge de 360 jours.

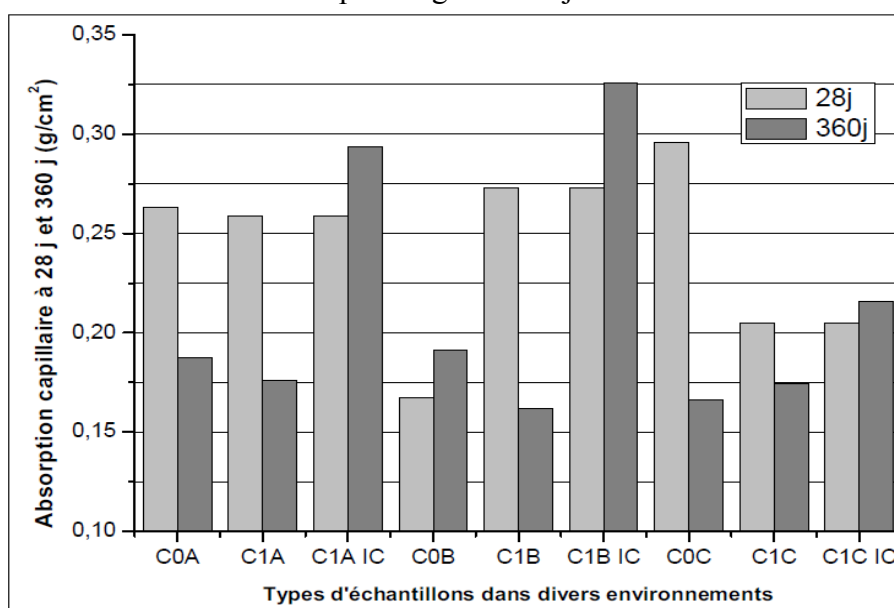


Figure V.3 : Comparaison des valeurs d'absorption capillaire de différents types du béton dans tous les environnements.

### V.2.3 Approche statistique

Une approche statistique a été inspiré au cours de ce travail (Figures V.4 et V.5) en vue de prédire le comportement à l'absorption de l'eau du béton ordinaire à base de 50% de sable de calcaire de concassage stipule qu'il y a une relation linéaire liée le même type du béton, précisément C<sub>1</sub> et C<sub>1</sub> IC dans tous les environnement choisis. Cette corrélation a pour coefficient R<sup>2</sup> égal 0.98 et 0.90 respectivement.

La figure V.6 indique une autre équation linéaire associée les trois types des bétons étudiés dans tous les environnements de coefficient de corrélation égal 0.75.

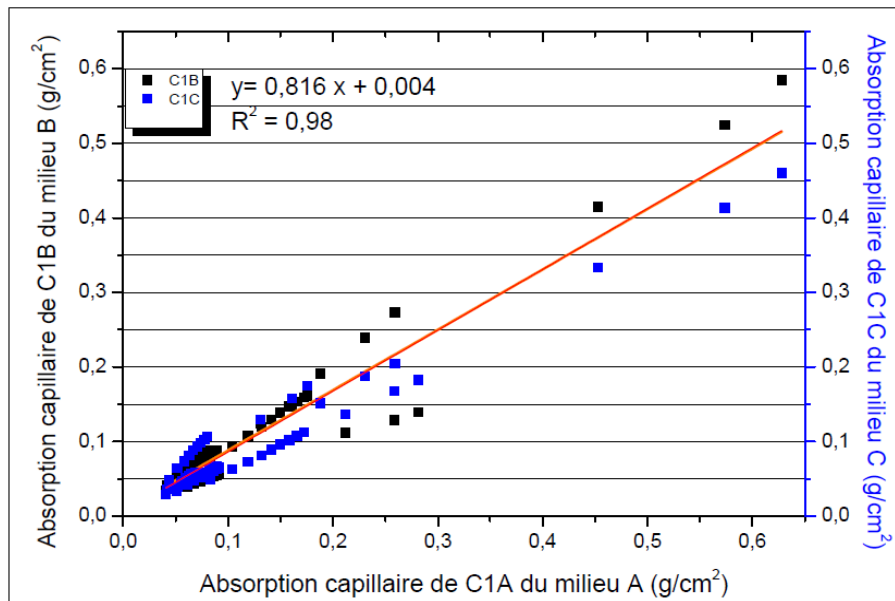


Figure V.4 : Correlation entre le béton C<sub>1</sub> et les environnements utilisés.

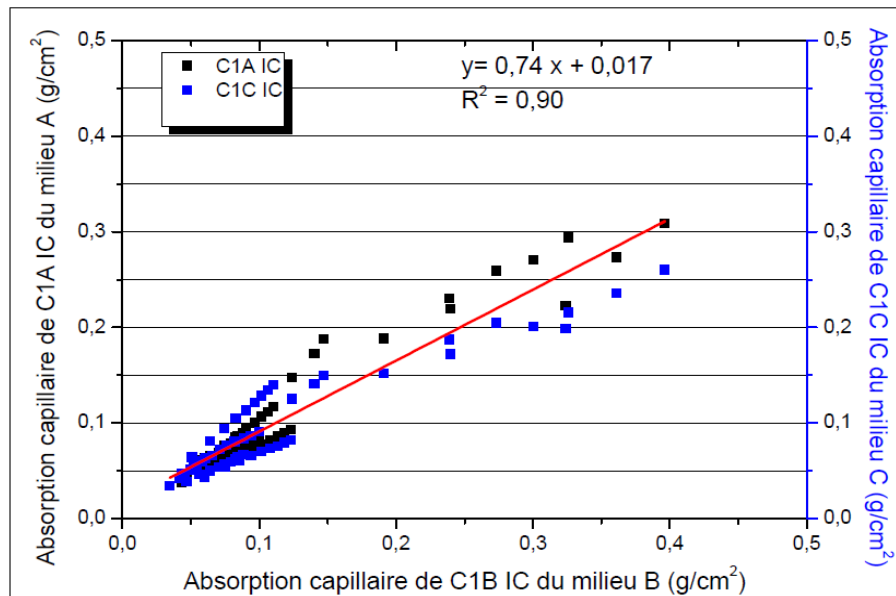
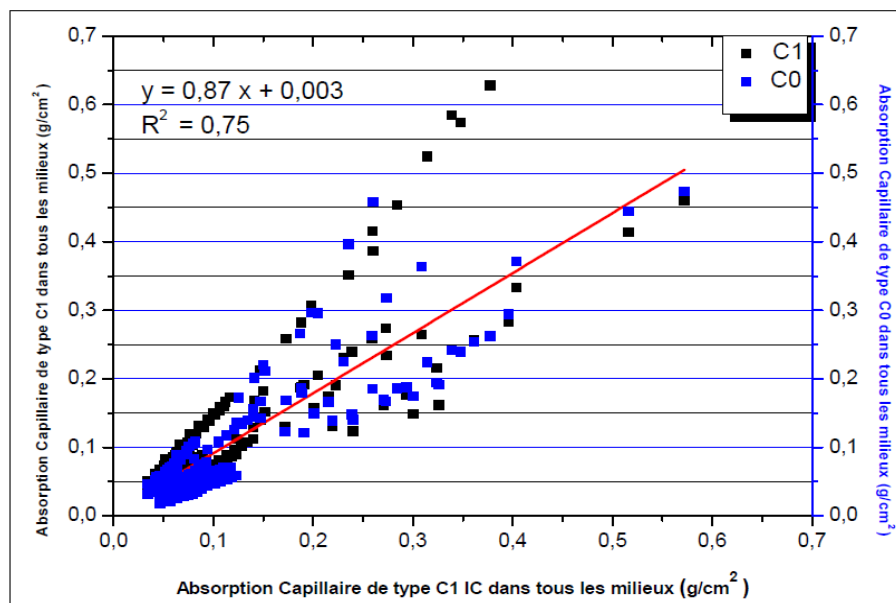


Figure V.5 : Correlation entre le béton C<sub>1</sub> IC et les environnements utilisés.





**Figure V.6 :** Correlation entre les bétons C<sub>1</sub>, C<sub>1</sub> IC et C<sub>0</sub> et les environnements utilisés.

### V.3 Analyse des résultats de Variation des masses

Les figures V.7, V.8 et V.9 montrent le pourcentage de gain de la masse mesurée avec le temps pour les éprouvettes cubiques et prismatiques du béton de type C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub> et C<sub>1</sub> IC et des éprouvettes cylindriques pour le béton C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub>. Les mesures sont prises périodiquement à chaque échéance dans tous les environnements, jusqu'à 360 jours. Au début de la courbe, tous les échantillons conservés dans les eaux agressives de la nappe phréatique présentaient une augmentation progressive de la masse, attribuées à une imbibition d'eau au cours du processus d'hydratation (K. Sotiriadis et al., 2012).

De plus, à partir des figures citées auparavant, le plupart des éprouvettes et quelque soit la forme géométrique ont suscité une réduction dans l'évolution du pourcentage de gain de la masse après les premiers vingt huit jours à l'exclusion des quelques éprouvettes de type C<sub>1</sub> IC.

Il convient de noter que les gains de la masse de C<sub>1</sub> IC sont dus à l'hydratation continue des ciments grâce à la présence de  $Ca^{+2}$  dans l'eau de la nappe, qui participe à la formation de nouveaux produits rendant le matériau plus dense et plus résistant. Ces résultats sont en accord avec ceux qui ont prouvé par Bederina (Bederina et al., 2013) qui affirmaient que les mortiers conservés dans la chaux après l'immersion continue à 28 jours dans l'eau ont suscité des gains de masse.

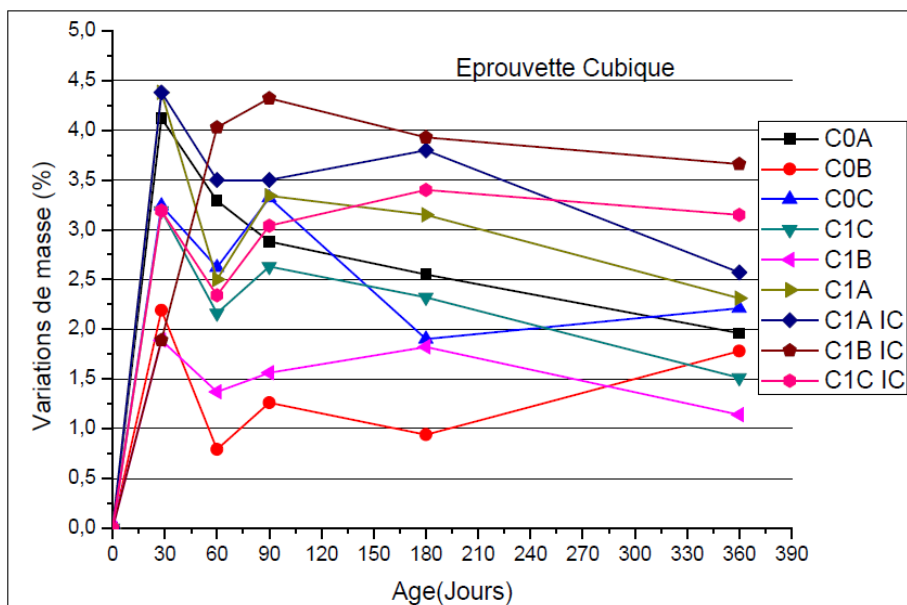
Lorsque on utilise la géométrie cubique comme des corps d'épreuves pour évaluer la cinétique des gains de la masse, on peut conclure que le type d'environnement a un effet prononcé sur le changement de la masse. En effet les bétons  $C_{1A}$  IC,  $C_{1A}$  ont gagné 31.12% , 17.85% de masse d'eau respectivement par apport au béton de référence, ensuite  $C_{1B}$  IC a attrapé 105.61% plus d'eau, et  $C_{1B}$  a perdu 35.95% par apport au béton témoin. Du même  $C_{1C}$  IC, a évolué 42.53%, et que le gain la masse de  $C_{1C}$  a réduit de 31.67% par apport au  $C_{0C}$ . Tous ces mesures sont rapportés au dernier échéance.

Concernant la variation de masse des éprouvettes prismatiques on remarque une réduction du pourcentage d'évolution de la masse de  $C_{1A}$ ,  $C_{1B}$  et  $C_{1C}$  comparant aux échantillons témoins  $C_{0A}$ ,  $C_{0B}$  et  $C_{0C}$  respectivement de l'ordre de 21.67%, 16.92% et 13.71%. Néanmoins on note une augmentation de ce dernier est cela par ordre 27.16%, 15.42% de  $C_{1A}$  IC,  $C_{1C}$  IC successivement parmi ces témoins. Par contre  $C_{1B}$  IC a suscité un déperdition d'évolution de cette masse par apport à son témoin par 46.70%.

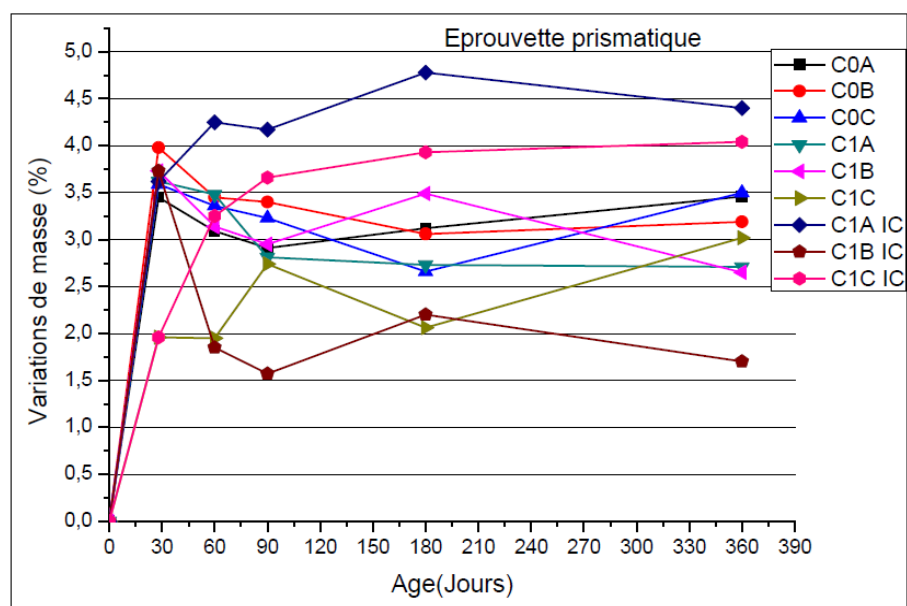
En ce qui concerne les éprouvettes cylindriques, on observe un taux minimal d'évolution de la masse d'eau comparant aux celles d'autres formes géométriques. Notons que les deux éprouvettes  $C_{1B}$ ,  $C_{1C}$  gagnaient un taux d'évolution de l'ordre de 5.37%, 90.26% successivement par apport aux éprouvettes référencielles, mais l'évolution de la masse de  $C_{1A}$  a orienté vers une direction opposée. En effet elle perd un taux de 75.67% comparant a l'évolution du béton témoin.

La substitution de sable alluvionnaire avec le sable de calcaire concassé dans le béton ordinaire affecté par les eaux agressives provenant de la remontée de la nappe phréatique a causé un gain de masse peut atteindre au alentour de 4.5% (figure V.7, V.8 et V.9). Les résultats obtenus peuvent être différencier d'un environnement à l'autre suivant la concentration des éléments agressifs, le milieu utilisé, ainsi que les proportions des matériaux constitutifs du béton.

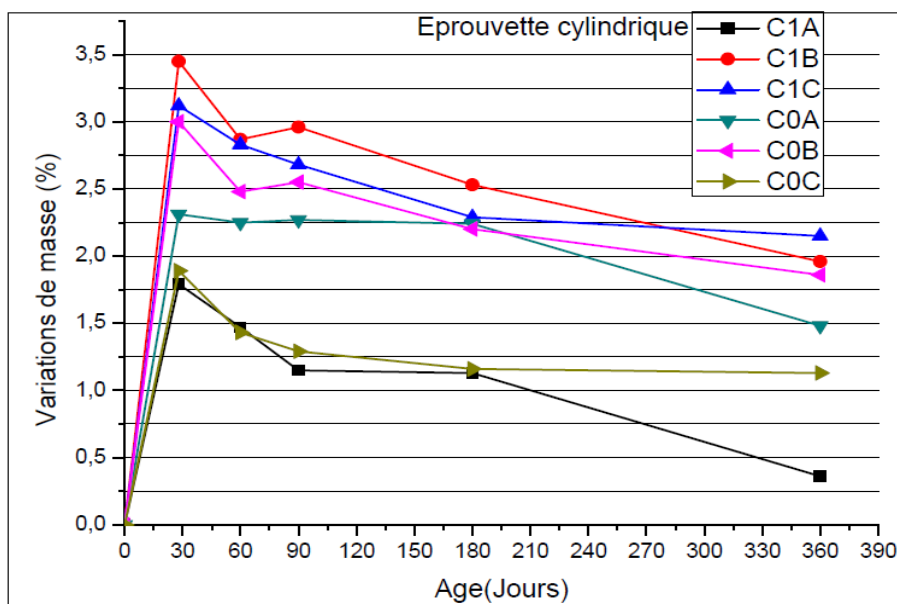
Nous constatons dans ce travail que les éprouvettes prismatiques temoignaient un taux élevé de gain de la masse à la suite d'un comparaison avec celles des formes cubiques et cylindriques. Tandis que ces dernières donnaient des basses valeurs.



Figures V.7 : Variations de masse au cours du temps des éprouvettes cubiques.



Figures V.8 : Variations de masse au cours du temps des éprouvettes prismatiques.



Figures V.9 : Variations de masse au cours du temps des éprouvettes cylindriques.

#### V.4 Observation visuelle

Des photos ont été prises pour évaluer les signes de la détérioration de l'aspect extérieur des éprouvettes des bétons d'étude tels que l'altération, l'efflorescence et l'acidification suite à leur conservation dans différents environnements de l'eau remontée de la nappe phréatique.

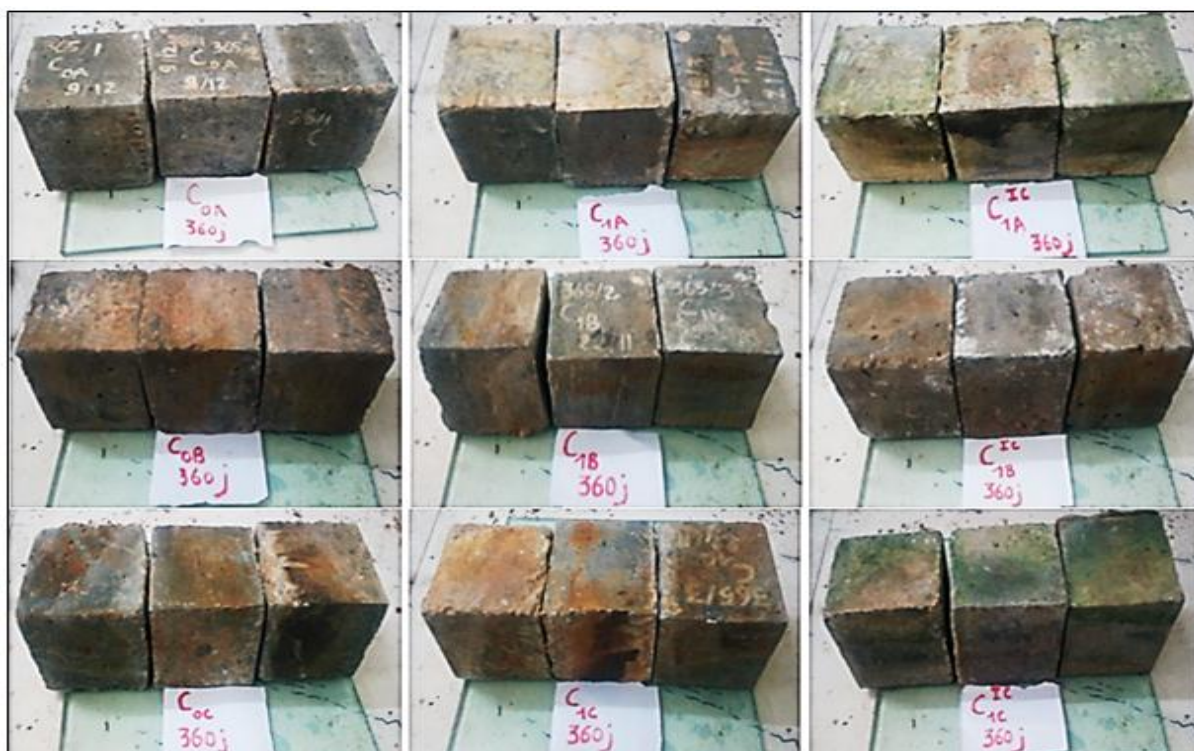


Figure V.10 : Etats supericiels des éprouvettes C<sub>0</sub>, C<sub>1</sub> et C<sub>1</sub> IC à l'âge d'un an dans différents environnements.

Dans un premier temps les éprouvettes sont altérées (figure V.10). Autrement dit l'altération signifie dans notre cas l'incapacité de la surface de nos bétons de conserver un attrait esthétique spécifique. L'examen visuel montre une décoloration qui prend généralement la forme d'un manque d'uniformité dans la couleur de la façade de l'éprouvette. Cette altération peut être influencée par quatre facteurs liés principalement par l'environnement extérieur (M. Richardson, 2004) : Le premier est le degré de pollution de l'environnement, Le deuxième aspect est l'effet du vent, bien que le troisième et le quatrième aspects sont rattachés par la pluie et l'acidité de l'environnement.

Dans un deuxième temps et d'après ces photos, l'apparition de points blancs et parfois de dépôts blanchâtres à la surface du béton d'étude peut être considérée comme un sujet défaiquant de la durabilité. Du fait que l'efflorescence est provoquée par le transport capillaire de l'hydroxyde de calcium vers la surface où il est lessivé et déposé à la surface, ou par les sels solubles qui migrent vers la surface et se déposent par évaporation. Avec le temps, l'hydroxyde de calcium peut carbonater et tacher la surface du béton. Le phénomène est le plus répandu lorsque les conditions météorologiques cycliques se caractérisent par des périodes sèches et chaudes suivies de périodes humides et fraîches.

Il est évident que la couleur brune argileuse sur les surfaces des éprouvettes indique généralement qu'elle est originaire de conditions anaérobies et qu'elle est considérée comme un signe d'altération et d'oxydation (BRE special digest, 2005) .

L'acidification du milieu qui découle de l'attaque du  $\text{CO}_2$  peut être à l'origine du développement de micro-organismes sur les surfaces des éprouvettes  $\text{C}_1$  IC (lichens, mousses, algues, etc.) qui ne croissent pas dans un milieu fortement basique. Ces micro-organismes sont à l'origine de salissures inesthétiques.

## **V.5 Analyses des résultats de la carbonatation naturelle**

### **V.5.1 Mesure de la profondeur de carbonatation**

Les mesures de profondeur de carbonatation naturelle ont été effectuées sur des éprouvettes prismatiques ( $7 \times 7 \times 28$ )  $\text{cm}^3$  après 28, 90, 180 et 360 jours d'exposition (Figure V.11).

La Figure V.12 présente les valeurs de la carbonatation naturelle en fonction de la racine carrée du temps de deux types de béton  $\text{C}_0, \text{C}_1$ , le premier soumis à des conditions de mouillage-séchage et l'autre au même condition que le premier plus une immersion continue dans les trois environnements A, B, et C. En effet, et dans ce contexte la carbonatation résulte

du couplage de la diffusion du dioxyde de carbone atmosphérique et de la hydrocarbonate ( $\text{HCO}_3^-$ ) provenant de la solution chimiquement agressive du phénomène de la remontée d'eau sur le béton.

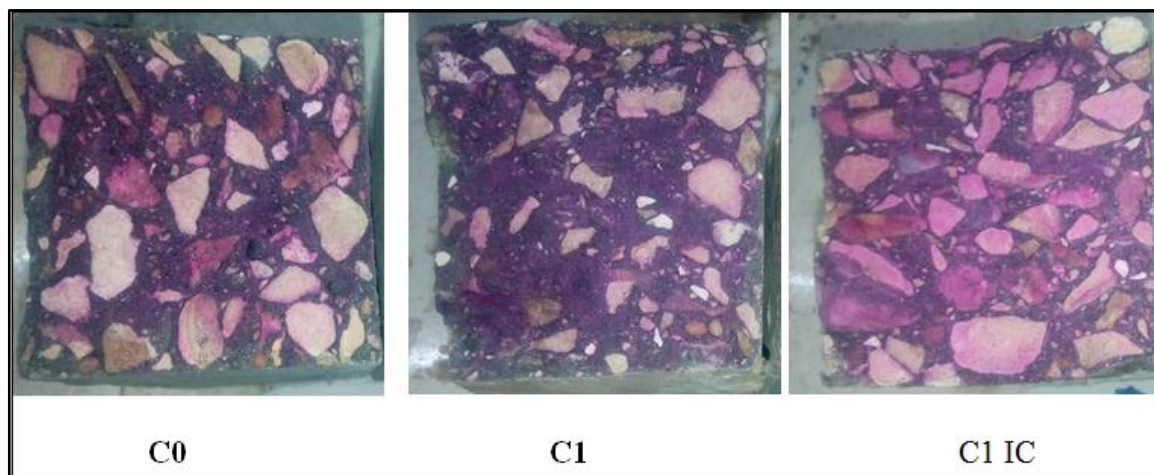


Figure V.11 : Photos illustrent le phénomène de carbonatation.

Nous rappelons que la carbonatation affecte la durabilité des structures en béton, car elle peut entraîner la corrosion des armatures. La teneur en  $\text{CO}_2$  de l'air ambiant est comprise entre 0,03% en milieu rural à plus de 0,1% en milieu urbain ( Luca Bertolini et al., 2004), ainsi que la teneur en  $\text{HCO}_3^-$  indiquée au tableau (IV.1). C'est dans ces conditions que se produit la carbonatation naturelle. Elle se soumet alors à une loi empirique en racine carrée du temps (la seconde loi de Fick).

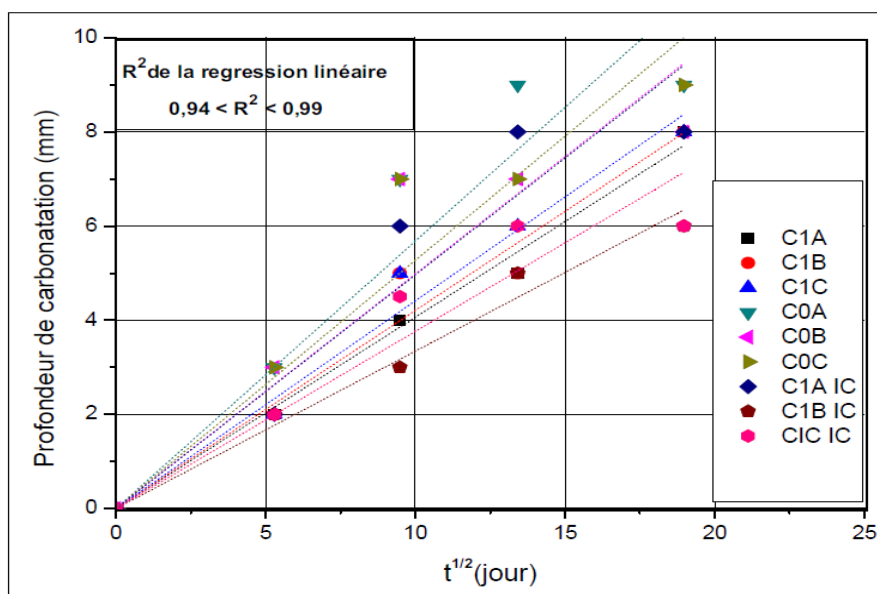


Figure V.12 : Valeurs de la carbonatation naturelle en fonction de la racine carrée du temps

Dans un premier lieu, on affirme, à partir de la Figure V.12, que l'augmentation du temps d'exposition entraîne une augmentation de la profondeur de carbonatation. De plus, il apparaît que les échantillons  $C_{1C}$  IC et  $C_{1B}$  IC présentent des valeurs inférieures par rapport aux autres échantillons à l'âge d'un an. Du fait de la bonne hydratation causée par l'immersion continue pendant ce temps, ce qui retarde le processus de dégradation comparant aux restes.

Notons dans ce sens que ces deux types d'échantillons donnent des bonnes résistances mécaniques au dernière échéance. Il est également à noter que nos valeurs convergent vers des résultats voisins.

### V.5.2 Interprétation de la cinétique de carbonatation naturelle

Au première échéance et à la fin de cette expérimentation, la figure V. 14 prouve que les chiffres obtenus plus au moins similaires sauf pour les bétons  $C_{1B}$  IC et  $C_{1C}$  IC à 360 jours, malgré la résistance mécanique préférentielle du béton de sable de concassage. Cette dernière constatation est peut être due à la nature du sable de concassage qui contient un grand pourcentage de  $CaCO_3$ , qui favorise la chute de PH de la solution interstitielle du béton lors de la pénétration de gaz carbonique  $CO_2$  (Khaoula Akrouf. et al., 2009). Nos résultats sont en accord avec les résultats menés par (Y.Tezuka et al.,1992) qui montraient que la profondeur de carbonatation des mortiers contenant différentes quantités de calcaire était comparable à celle des mortiers de ciment Portland tant que la teneur en calcaire était inférieure à 10%, mais augmentait brusquement au-delà de cette valeur.

Une profondeur de carbonatation est légèrement supérieure dans le cas des bétons de type  $C_0$ ,  $C_1$  par rapport  $C_1$  IC à l'exclusion de  $C_{1A}$  IC, cela s'explique que la vitesse de carbonatation est liée principalement par l'humidité relative et la température. En effet le degré de saturation de l'eau interstitielle est affecté par l'humidité ambiante de l'air en fonction de la thermohydrobalance, ce qui affecte d'une part le taux de diffusion du  $CO_2$  et d'autre part, fournit la solution nécessaire et une interface solide-liquide pour la réaction chimique requise.

Dans notre cas les éprouvettes qui ont été soumises à une immersion continue suscitent un lent rythme de diffusion de  $CO_2$ , cela peut s'expliquer par un taux de saturation des échantillons plus élevé qu'en ambiance extérieure ce qui ralentit fortement le processus diffusif (le coefficient de diffusion étant  $10^4$  fois plus faible en phase liquide qu'en phase gazeuse)(Houst, 1992 ; Wierig, 1984 ; Parrott, 1987 ; cité par Ilgar Allahyari, 2016). A

contrario les cycles de mouillage-séchage peuvent accélérer la vitesse de carbonatation surtout au période prolongée entre mois d'Octobre et mois Février ( figure V.13) où l'humidité prennent des valeurs entre 50 et 70°C (Luca Bertolini et al., 2004 ; A. Guettala, 2008).

Nous inspirons d'après ces résultats que la carbonatation sous condition de mouillage-séchage affecte la pérennité du béton d'enrobage par création d'une gamme de profondeurs de carbonatation plus étendue permettant ainsi de dégrader la structure en béton armé.

### V.5.3 Etude de la cinétique de carbonatation

La carbonatation se poursuit dans le béton à peu près suivant la loi de diffusion (Hyvert, 2009 ; Mustafa Tokyay, 2016).

Un certain nombre d'équations empiriques sont proposées pour estimer la profondeur de carbonatation (Broomfield, 1997). L'équation de base peut être donnée comme suite (Eq V- 1) :

$$X_c = A \sqrt{t} \text{ (mise en évidence à la figure V.13).} \quad (V- 1)$$

où  $X_c$  est la profondeur de carbonatation (mm),  $t$  le temps,  $A$  le coefficient de diffusion en fonction de la qualité du béton, de l'environnement et de la durée d'exposition.

A partir de l'équation V- 1, Nous étudions la cinétique de la carbonatation caractérisée par le coefficient  $A$ . Le Tableau V.1 regroupe suivant le type du béton utilisé dans l'environnement choisis l'ensemble des coefficients  $A$  en (mm/jours<sup>1/2</sup>) et les régressions linéaires associées ( $R^2$ ).

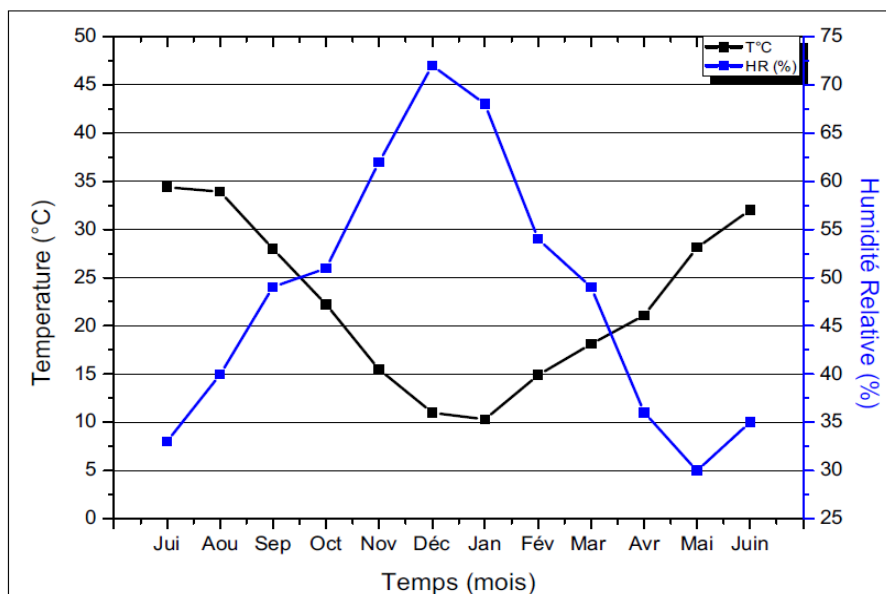
**Tableau V.1** : Coefficient de diffusion  $A$  et les régressions linéaires ( $R^2$ ) de différents bétons utilisés.

Désignation d'échantillon	$A$ ( Pente de droite) mm/(jour) <sup>1/2</sup>	$R^2$
C <sub>1A</sub>	0.40	0.996
C <sub>1B</sub>	0.42	0.984
C <sub>1C</sub>	0.44	0.991
C <sub>0A</sub>	0.56	0.956
C <sub>0B</sub>	0.49	0.945
C <sub>0C</sub>	0.52	0.966
C <sub>1A</sub> IC	0.49	0.956
C <sub>1B</sub> IC	0.33	0.992
C <sub>1C</sub> IC	0.37	0.960

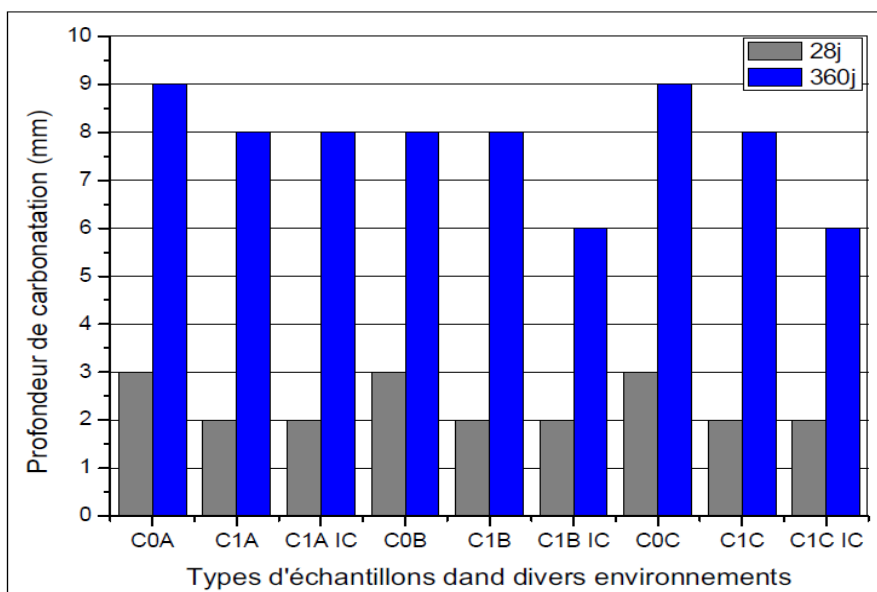


A partir du Tableau V.1, on déduit les points suivants. On compare, tout d'abord, les cinétiques de carbonatation dans toutes les conditions d'exposition (immersion continue et mouillage-séchage) puis les cinétiques respectives des bétons  $C_1$  et  $C_0$ .

- Les coefficients A restent dans des gammes de valeurs équivalentes et relativement faibles Ceci fortifie les résultats de précédents travaux réalisés par (Thiery, 2005 ; Younsi, 2011 ; Ilgar Allahyari, 2016).
- A l'exception du béton  $C_{1A}$  IC, on observe que les bétons conservés continuellement dans les eaux agressives de la nappe phréatique présentent une diminution sensible de la profondeur de carbonatation, comparant aux bétons qui sont soumis à des conditions de mouillage-séchage.
- Les bétons à base de sable de calcaire concassé présentent des pentes (Tableau V. 1) délicatement inférieures aux bétons témoins. Ce qui affirme que les granulats fins de type silico-calcaires de pourcentages (50/50)% et d'un taux des fines au alentour de 10% raffinent fortement les pores capillaire et freinent la diffusion de l'acide carbonique, ce qui induisent fortement les résistances à la compression.
- D'un point de vue chimique et malgré la teneur légèrement inférieure de la portlandite du béton  $C_1$  comparant ( prouvé par ATG) au béton témoin  $C_0$  dans tous les environnements, le front de carbonatation de  $C_1$  est légèrement bas. Cette constatation peut être expliquée par le fait que la grande quantité de  $CaCO_3$  dans le béton  $C_1$  forme une barrière physique contre le passage de l'acide carbonique, ce qui retarde la dégradation.
- Après une année d'exposition naturelle, l'observation faite sur l'ensemble des résultats montre que tous les bétons restent dans la même gamme de valeurs de 6 à 9 mm, quelle que soit le type du béton et d'environnement. Cette étendue de profondeur de carbonatation a également été remarquée au cours de travaux de thèse réalisés par (Younsi, 2011 ; Ilgar Allahyari, 2016 ).



**Figure V.13 :** Répartition moyenne mensuelle de l'humidité relative et de la température de la région d'El oued.

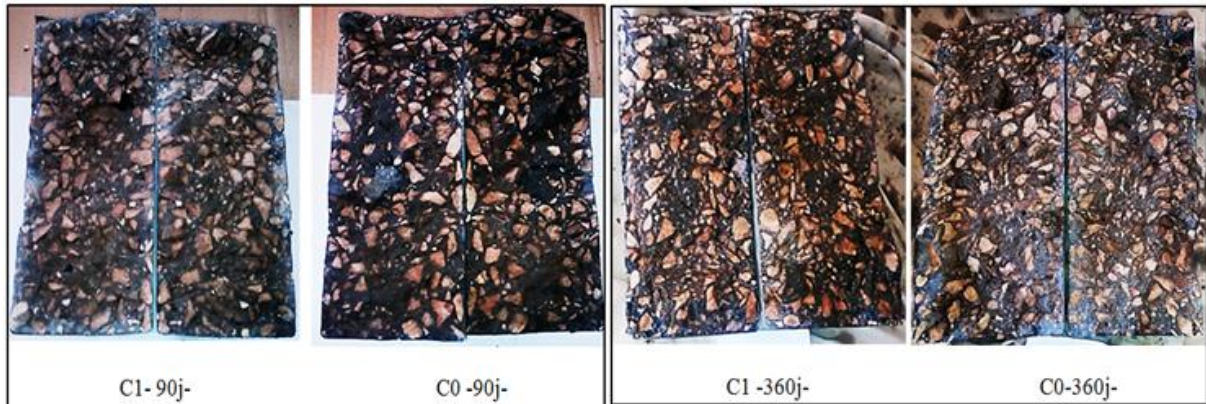


**Figure V.14 :** Profondeur de carbonatation de différents échantillons

## V.6 Analyses des résultats de la pénétration des chlorures

Après l'exécution de l'essai brésilien les faces fractionnées de chaque pièce ont été pulvérisées avec une solution 0,1 M d'AgNO<sub>3</sub> pour déterminer la profondeur de pénétration du chlorure. Les faces découpés d'un échantillon cylindrique après avoir été pulvérisées avec une solution d'AgNO<sub>3</sub>, ont été représentées à la figure. V.15 . La partie externe est brillante en

raison du dépôt blanc d'AgCl illustrant la profondeur de l'entrée du chlorure tandis que la partie interne est sombre en raison de la précipitation d'AgOH.



**Figure V. 15 :** Photos illustrent le phénomène de la diffusion des chlorures.

#### V.6.1 Mesure de la profondeur de pénétration des chlorures

L'évaluation de la profondeur de diffusion de chlorure au cours d'une année ont été réalisées sur des éprouvettes cylindriques (11×22) cm après 90, 180 et 360 jours d'exposition.

Les deux types du béton  $C_0, C_1$  ont été testé dans un environnement soumis à une condition alternative de mouillage-séchage.

La figure V. 16 clarifie l'évolution de cette diffusion en fonction du temps, tout d'abord en remarque une épaisseur élevée des échantillons du milieu A comparant aux autres environnements durant la première investigation. Du fait de la concentration élevée de chlorures (5739.84 mg/l), en raison du renouvellement des eaux de cette nappe. Inversement le milieu C suscite moins de migration de cet agent agressif. Mais ultérieurement et au dernière échéance, on obtient des valeurs plus au moins rapprochées. Cela prouve et a long terme que le béton a base d'un pourcentage égal de sable de calcaire concassé et sable alluvionnaire a présenté un comportement presque similaire au béton témoin vis-à-vis de la diffusion des chlorures. nos résultats est en concorde d'une part avec le travaux de Dhir (R.K. Dhir et al., 2007) qui stupilaient que le béton d'un ciment substitué avec 15% de calcaire a donné un coefficient de diffusion de chlorure à un peu de différence comparant avec un béton témoin, et d'autre part avec les études de Tezuka (Y.Tezuka et al., 1992) qui ont déclaré que le coefficient de diffusion de chlorure d'un échantillon de pâte de ciment contenant 10% de calcaire avec un rapport eau /ciment de 0,4 a été comparable à celui de l'échantillon témoin. Notons dans ce contexte que l'immigration des chlorures à l'intérieur du corps de béton cause des piqures aux niveaux des armatures et modifie la morphologie des hydrates de

ciment. En effet ils réagissent avec le  $C_3A$  pour produire le monochloroaluminates (sels de Friedel), qui se transforme en présence des sulfates en ettringite  $C_3A \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$  (Aïtcin, 2001) comme le montre les équations suivantes :

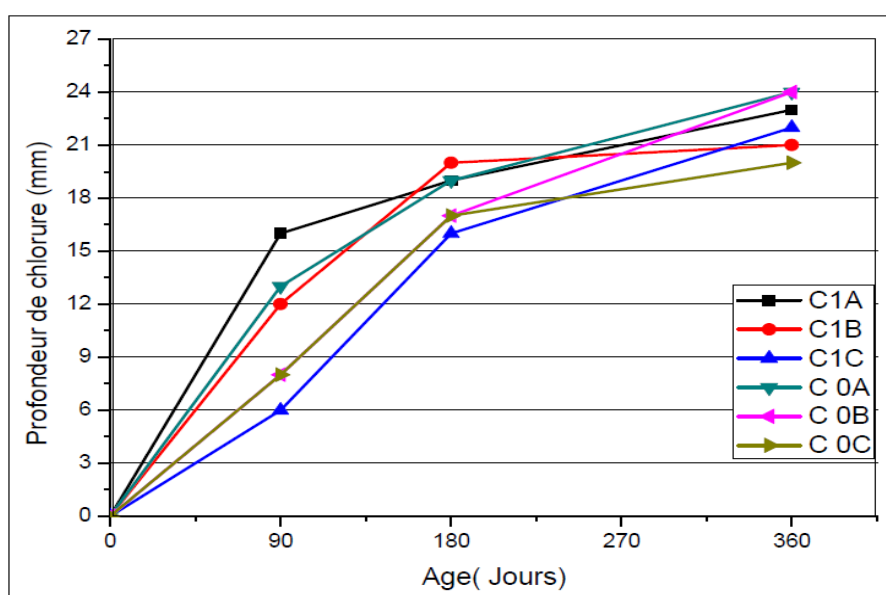
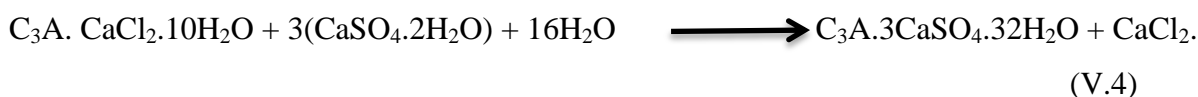


Figure V.16 : Evolution de profondeur de pénétration des chlorures au cours du temps.

## V.7 Analyse par chromatographie ionique

### V.7.1 Mise en situation

Théoriquement, tout environnement dont le pH est inférieur à 12,5 peut être considéré agressif (Mehta et Monteiro, 2006), car une réduction de l'alcalinité du liquide interstitiel conduirait à terme à une déstabilisation des produits d'hydratation à base de ciment. Cela signifie que la plupart des eaux naturelles seront agressives pour le béton de ciment. Dans notre cas les remontées des eaux agressives de la nappe phréatique à pour PH au alentour de 7.5 dans le plupart de la région d'El oued. Cependant, la vitesse d'attaque chimique sera fonction du pH du fluide agressif et de la perméabilité du béton. Lorsque la perméabilité du béton est faible et que le pH du fluide agressif est supérieur à 6, la vitesse d'attaque chimique est trop lente

(Mehta et Monteiro, 2006). les ions acides tels que  $\text{SO}_4^{2-}$  et  $\text{Cl}^-$  dans les eaux souterraines sont souvent responsables de la baisse du pH en dessous de 6, ce qui serait préjudiciable au béton. La diffusion est relative au passage d'un élément chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration. Elle dépend principalement de la tortuosité, de la connectivité des matériaux poreux et de sa porosité.

Afin de caractériser les propriétés de transfert des ions agressives à travers nos matériaux, une méthode de caractérisation par chromatographie ionique a été effectuée, elle permet d'évaluer les concentrations des cations et d'anions en (mg/g) du matériau testé ( voir Annexes).

Nous intéressons dans cette investigation par quelques anions comme le chlorures et les sulfates situant aux premiers millimètres de la surface extérieure du béton d'étude.

Le tableau V. 2. présente les concentrations des anions à 28 et à 360 jours.

**Tableau V. 2 :** Concentration des anions de bétons testés.

Elément chimique (mg/g)	28 jours					
	C <sub>0A</sub>	C <sub>1A</sub>	C <sub>0B</sub>	C <sub>1B</sub>	C <sub>0C</sub>	C <sub>1C</sub>
F	0.002	0.003	0.001	0.002	0.002	0.001
Cl	0.016	0.009	0.014	0.01	0.012	0.012
NO <sub>3</sub>	0.005	0.004	0.007	0.002	0.002	0.003
Br	0.001	0.002	-	-	0.001	0.001
SO <sub>4</sub>	0.024	0.015	0.028	0.018	0.031	0.021
PO <sub>4</sub>	-	-	0.003	0.002	0.002	0.001
	360 jours					
F	0,003	0,001	0,002	-	0,001	0,001
Cl	0,024	0,019	0,031	0,007	0,026	0,013
NO <sub>3</sub>	0,003	0,002	0,004	0,002	0,006	0,001
Br	-	0,001	0,001	-	0,002	-
SO <sub>4</sub>	0,038	0,013	0,044	0,016	0,036	0,017
PO <sub>4</sub>	0.001	0.001	0,003	0,001	0,004	0,002

### V.7.2 Pénétration des ions chlorures

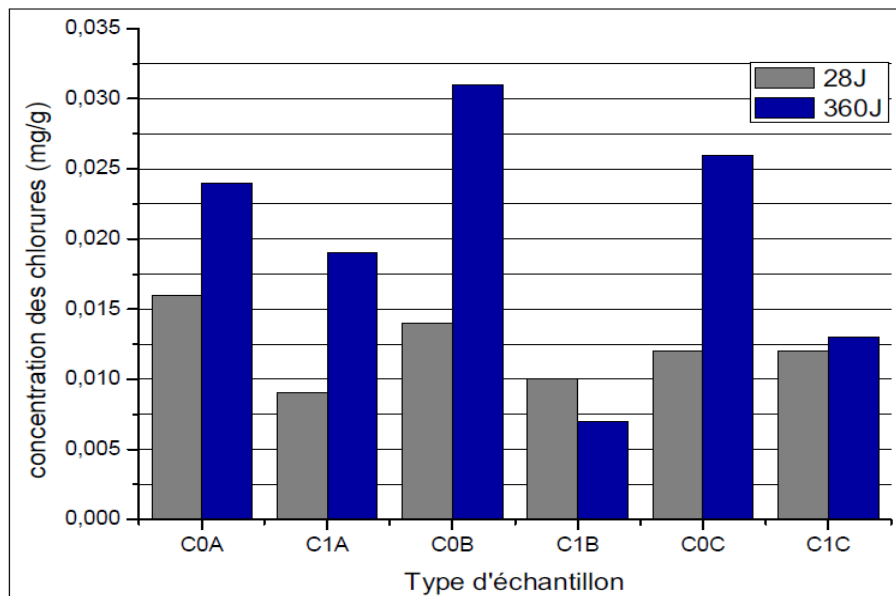
La figure V. 17. exprime la variation de concentration des ions chlorures à travers la période d'étude. Il est évident que la migration de cet agent agressif de nature corrosive à travers les pores capillaires est grande dans le béton témoin C<sub>0</sub> par rapport au béton optimisé C<sub>1</sub> dans toutes zones de conservation. Cela assure autre fois les résultats obtenus par l'absorption capillaire à 360 jours.

Une autre déduction que nous inspirons après cette opération stipule sans doute la structure dense du béton à base de 50% de sable de calcaire concassé. Du faite elle empêche le plus possible la migration des chlorures sur le chemin connexionnel des pores.

Parmi les résultats obtenus on peut dire que le béton C<sub>1</sub> obstruait un pourcentage considérable de chlorures de passer au milieu alcalin du béton comparant au béton témoin grâce à la présence d'un dépôt de calcaire étanchant le béton. En effet il stopait une quantité de 20.83%, 77.41% et 50% des chlorures par apport à chaque béton de référence dans le milieu A,B et C respectivement au dernière échéance et de passer à une durabilité élevée.

Le gain des derniers pourcentages cités au présence d'environ 10% de fines inférieure à 80µm, peuvent s'expliquer par un piégeage des ions au sein du réseau poreux. Plusieurs auteurs justifient cette situation soit par :

- Par affinement du réseau ;
- Par adsorption sur les surfaces internes des hydrates ou des pores (Badogiannis et al., 2015) ;
- Par interaction chimique avec les aluminates pour former des sels de Freidel (Thomas et al., 2012 ; Badogiannis et al., 2015 ; Suryavanshi et al., 1996). d'autres phénomènes correspondant à l'affinement et à la densification du réseau poreux entrent en discussion (Pacheco-Torgal et al., 2013).



**Figure V. 17 :** Concentration des chlorures dans les bétons d'étude à travers différents environnements.

Une autre observation a été remarquée au sein de la figure V. 19 spécifie la réduction de la concentration de l'échantillon C<sub>1B</sub> de l'ordre de 30% à l'âge d'un an comparant à celle de 28 jours, cela peut être interprété par l'une des justifications proposées, ce qui finalement obtient une grande résistance mécanique par rapport aux autres échantillons testés.

### V.7.3 Diffusion des sulfates

La figure V. 18 montre l'évolution de la concentration en sulfates au cours d'une année sous condition naturelle des mouillage-séchage. les résultats indiquent un développement croissant en sulfates chez les échantillons de référence. Cela prouve au premier temps qu'une quantité de portlandite a été consommée et une autre de C-S-H présente dans le ciment portland hydraté peut être converti en gypse par attaque au sulfate. Les réactions de base sont illustrées par les équations chimiques suivantes :



La remontée d'eau dans cette région est caractérisée par l'existence des pourcentages d'alcalins de différentes proportions comme  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{+2}$  et le  $\text{Mg}^{+2}$ .

Dans le cas d'une attaque au sulfate de sodium, la formation d'hydroxyde de sodium en tant que sous-produit de la réaction assure la poursuite d'une alcalinité élevée dans le système, ce qui est essentiel pour la stabilité du produit d'hydratation de C-S-H. D'autre part, dans le cas d'une attaque au sulfate de magnésium, la conversion de l'hydroxyde de calcium en gypse s'accompagne de la formation simultanée d'hydroxyde de magnésium, qui est insoluble et réduit l'alcalinité du système. En l'absence d'ions hydroxyde dans la solution, le C-S-H n'est plus stable et est également attaqué par la solution de sulfate (équation V.7). L'attaque au sulfate de magnésium est donc plus sévère sur le béton.

Dans un deuxième temps le béton de 50% du sable de calcaire concassé présente un moindre taux de diffusion de sulfates. Du fait de la structure dense de  $\text{C}_1$  qui permet de retarder / et ou d'empêcher le mouvement de  $\text{SO}_4^{-2}$ . Cette constatation a été affirmé par plusieurs auteurs comme (Sawich et Heng, 1995) qui ont montré qu'une influence bénéfique d'une poudre de calcaire sur la durabilité du béton était observée lorsque  $E / C < 0.6$ . (M.A. Gonzáles, E.F. Irassar., 1998) ont prouvé qu'un remplacement de 10% de fines de calcaire n'entraînait aucune modification significative de la performance des ciments en présence de sulfates.

Comme nous l'avons vu au section précédente,  $\text{C}_{1A}$ ,  $\text{C}_{1B}$ , et  $\text{C}_{1C}$  suscitent une réduction ségnificative au niveau de passage de sulfates, les taux suivants : 65.78%, 63.63% et 52.77% présentent cette dernière par apport aux autres bétons de référence dans les environnements A,B, C.

La figure V. 19 a indiqué que l'échantillon C<sub>1</sub> au dernière échéance a offert un taux minimal de concentration en sulfates par apport à 28 jours. Cela signifie qu'un pourcentage considérable de CaCO<sub>3</sub> a freiné la diffusion de cet agent agressif, et que la première quantité absorbée au sein de la première échéance probablement convertir totalement en gypses ou en monosulfates.

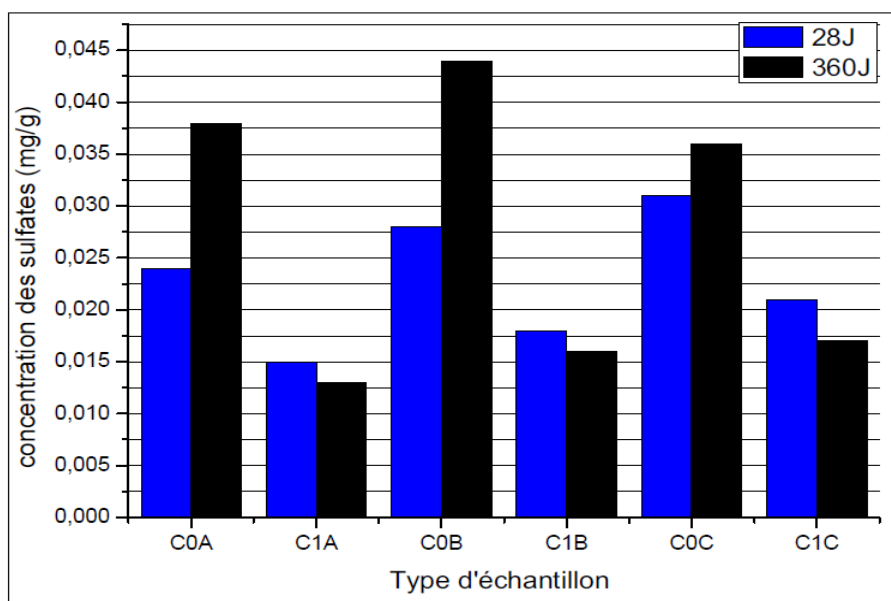
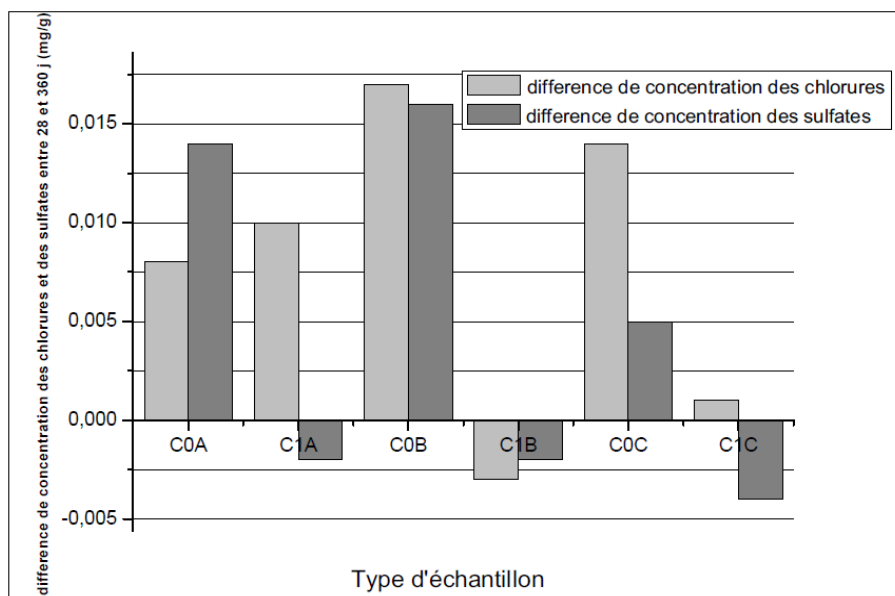


Figure V.18 : Concentration des sulfates dans les bétons d'étude à travers différents environnements.

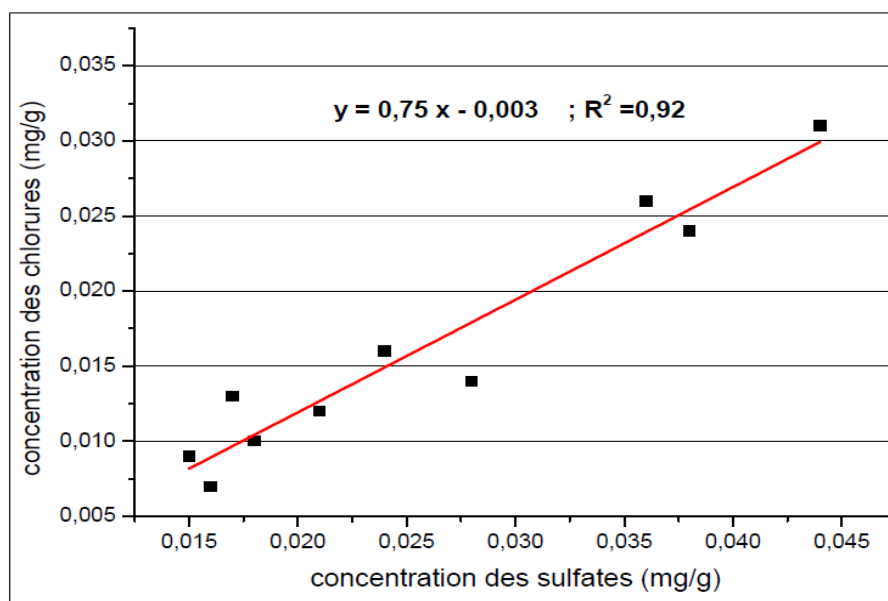
#### V.7.4 Corrélation entre la migration de sulfates et des chlorures

Cette analyse a aboutit finalement a corréler les concentrations en sulfates et en chlorures par une équation linéaire de première ordre ( figure V. 20), cette dernière a pour formule :  $Y = 0.75 X - 0.003$  et de coefficient de corrélation  $R^2 = 0.92$ . Notons dans ce sens que cette liaison pour tous les échantillons testés de différents types et différents environnements. Pour cela nous pouvons dire que la percolation des eaux chargées par ces sels agressifs à l'intérieur du béton C<sub>0</sub> et C<sub>1</sub> présente un comportement diffusif presque similaire. Dernièrement et d'après les figures V. 18 et V. 17 nous pouvons affirmer que la remontée d'eau de la région d'El oued présente une quantité absorbante des sulfates légèrement supérieure à celle des chlorures dans le béton ordinaire super plastifiant.





**Figure V.19:** Différence de concentration en chlorures et sulfates entre les extrêmes échéances.



**Figure V.20 :** Corrélation entre le deux ions nuisibles migrants à travers la surface extérieure de bétons d'étude.

## V.8 Conclusion

A travers les résultats obtenus dans cette partie sur l'effet d'introduction du sable de concassage comme alternative du sable naturel sur la durabilité du béton ordinaire, nous pouvons conclure les points suivants :

- L'existence du sable de calcaire réduit la capacité du transfert hydraulique vers l'intérieur du squelette du béton.

- Aucune dégradation significative n'a été aperçue sur les échantillons testés à l'âge d'une année.
- le front de carbonatation de  $C_1$  est légèrement inférieur de  $C_0$ . Cette observation peut être interprétée par le fait que la grande quantité de  $CaCO_3$  dans le béton  $C_1$  forme une barrière physique contre le passage de l'acide carbonique, ce qui retarde la dégradation.
- le béton  $C_1$  obstrue un pourcentage considérable de chlorures de passer au milieu alcalin du béton comparant au béton témoin grâce à la présence d'un dépôt de calcaire étanchant le béton.
- Les bétons  $C_1$  suscitent une réduction significative au niveau de passage de sulfates comparant de  $C_0$ .
- nous pouvons affirmer que la remontée d'eau de la région d'El oued présente une quantité absorbante des sulfates légèrement supérieure à celle des chlorures dans le béton ordinaire super plastifiant.

Tous les résultats sont avantageux et en accord avec l'utilisation spécifique de ce matériau substitutif et certainement bénéfique pour l'environnement.

**CHAPITRE VI :**

**EFFET DE LA SUBSTITUTION DU SABLE DE RIVIÈRE PAR DU SABLE DE CARRIÈRE SUR LES PROPRIÉTÉS MICROSTRUCTURALES DU BÉTON**

## VI.1 Introduction

Les relations microstructure-propriété sont au cœur de la science des matériaux moderne. Le béton présente une microstructure hautement hétérogène et complexe. Par conséquent, il est très difficile de constituer des modèles réalistes de sa microstructure à partir des quels le comportement du matériau peut être prédit de manière fiable. Cependant, la connaissance de la microstructure et des propriétés des composants individuels du béton et de leurs relations mutuelles est utile pour exercer un contrôle sur les propriétés. Ce chapitre traite quelques indicateurs microstructuraux tels que, l'analyse thermogravimétrique, diffraction par rayons X, observation microscopique (MEB), spectroscopie d'énergie dispersive (EDS) et la spectroscopie infrarouge, pour identifier et détecter les anomalies formés lors de l'hydratation du béton incorporé du calcaire comme granulats fins.

## VI.2 Analyses thermogravimétriques

L'analyse thermogravimétrique (ATG/ATD) a principalement été menée dans le but d'étudier l'effet de la présence de sable de calcaire concassé sur le degré d'hydratation du ciment, en fonction du contenu en hydroxyde de calcium. Les ATG/ATD ont été réalisées sur des échantillons soumettent à une augmentation de température de 30 à 600 °C, avec une vitesse de chauffage de 10 °C / min (Ramachandran et al., 2002) sous atmosphère d'azote.

Le thermogravimétrie est une méthode permettant de mesurer le changement de masse d'un échantillon en fonction de l'élévation de température. Dans les matériaux à base de ciment, les changements thermiques entraînent des changements de masse, qui peuvent être mesurés par un analyseur thermogravimétrique ( DeJong, M. et Ulm, F., 2006). Les changements de masse impliquent une déshydratation des produits d'hydratation. Cette technique est utile pour évaluer les changements dans la composition des matériaux à base de ciment afin de prévoir leur comportement lors d'une exposition au feu.

pour la quantification des phases hydratées, on a utilisé les courbes ATG correspondant à la proportion de perte en eau des phases hydratées. La dérivée de la courbe ATG notée ATD (dérivées thermogravimétriques) permet quand à elle d'identifier les différentes phases hydratées présentent dans le système (voir Annexes).

Les différentes courbes de la figure (VI-1) présentent les analyses ATG/ATD sur différents bétons  $C_1$  à base d'un 50% de sable de calcaire concassé et ses bétons référentiels  $C_0$  dans les trois environnements agressifs A, B et C.

Les courbes couplées ATD/ATG offrent des comportements thermiques similaires vis-à-vis la déshydratation des produits hydratants de ciment. Sauf l'échantillon C<sub>0A</sub> qui présente un taux de perte de masse considérable et un pic supplémentaire à 270°C par rapport aux autres échantillons.

Nous indiquons également que les courbes d'ATG montrent quatre étapes significatives de perte des masses représentées par des pics. La première entre 113 et 119 °C concerne le séchage (eau résiduelle des pores capillaires) et / ou la déshydratation de l'ettingrite. Cette première étape de perte de masses est généralement associée à plusieurs étapes mineures susceptibles de se produire, notamment l'eau interstitielle capillaire, l'eau intercalaire et l'eau adsorbée. Les pics correspondants se chevauchent en raison du processus de chauffage dynamique (Roger.Z, 2001).

La deuxième étape concernant les pics du gypse. D'après les travaux de (Badens et al., 1998; Strydom et al., 1995) qui ont déclaré que la température de déshydratation du gypse pouvait atteindre 150 °C. Barbara (Barbara et al., 2016) a également stipulé qu'entre 140 et 150 °C le gypse perd son eau et transforme en anhydrite (CaSO<sub>4</sub>). L'ensemble des pics existents dans la présente étude sont trouvés entre 140 et 150 et précisément entre 144 et 150°C ce qui affirme les résultats obtenus par ces chercheurs.

La troisième étape concerne la température de déshydroxylation de l'hydroxyde d'aluminium qui se situe dans la plage de température (260 à 320 °C) (Barbara et al., 2016). Dans notre travail le pic de Al(OH)<sub>3</sub> dans l'échantillon C<sub>0A</sub> a lieu à 270°C.

La quatrième étape de perte de la masse à environ 400 °C - 550 °C (El-Jazairi et Illston, 1977) est due à la déshydratation du CH (Portlandite). Après la réaction chimique a généralement lieu dans cette région:



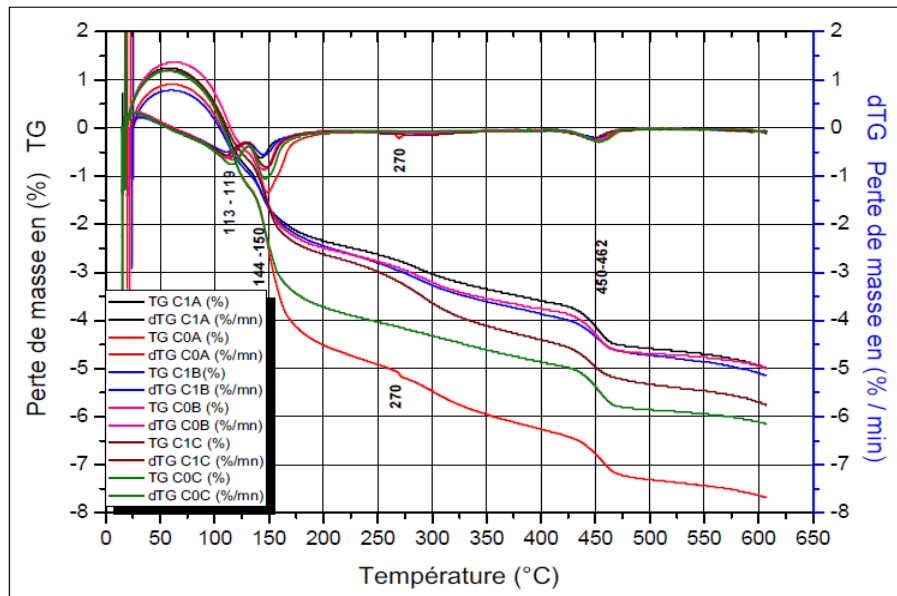
Les pics de déshydratation du Hydroxyde de calcium dans tous les échantillons testés ont été observés dans la plage de température (450 à 462°C).

Le tableau VI-1 enregistre les différents pics donnés par la courbe thermogravimétrique différentielle ATD.

**Tableau VI-1** : Pics observés par analyse thermogravimétrique différentielle ATD.

Ech Pic						
	C <sub>0A</sub>	C <sub>1A</sub>	C <sub>0B</sub>	C <sub>1B</sub>	C <sub>0C</sub>	C <sub>1C</sub>
Pic AFt	118.57	115.12	113,7	113,7	118,87	113,55
Pic CS̄	149,48	144	145,85	147,18	147,71	149.94
Pic CH	461.36	453.93	456,22	455,43	457,11	450.65
Pic AH	270	AFt: Ettringite, CS̄ :Gypse, CH: Portlandite,AH: Hydroxyde d'Al				

Concernant l'influence de l'environnement sur la perte des masses fournie par la thermobalance, on peut juger que les courbes thermogravimétriques d'ATG de l'environnement A bornent les courbes des autres environnements. De plus les courbes d'environnement B marquent un taux légèrement inférieur de pertes des masses à partir de 150°C comparant à l'environnement C.



**Figure VI-1** :Analyse thermogravimétrique couplée ATG/ATD.

La figure VI-1 montre clairement qu'à partir de 150°C les échantillons témoins C<sub>0A</sub>, C<sub>0C</sub> soumettent à une augmentation de perte de la masse que les échantillons à base de 50% de sable de calcaire concassé C<sub>1A</sub>, C<sub>1C</sub>. Par contre C<sub>0B</sub>, C<sub>1B</sub> présentent un pourcentage de perte de la masse presque comparable. Du fait de la nucléation de fines particules de CaCO<sub>3</sub>, la structure poreuse des pâtes est affinée, la connectivité de la structure poreuse est réduite et la structure poreuse est améliorée ( P. Hawkins et al., 2005). Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par l'absorption capillaire au cours de cette étude.

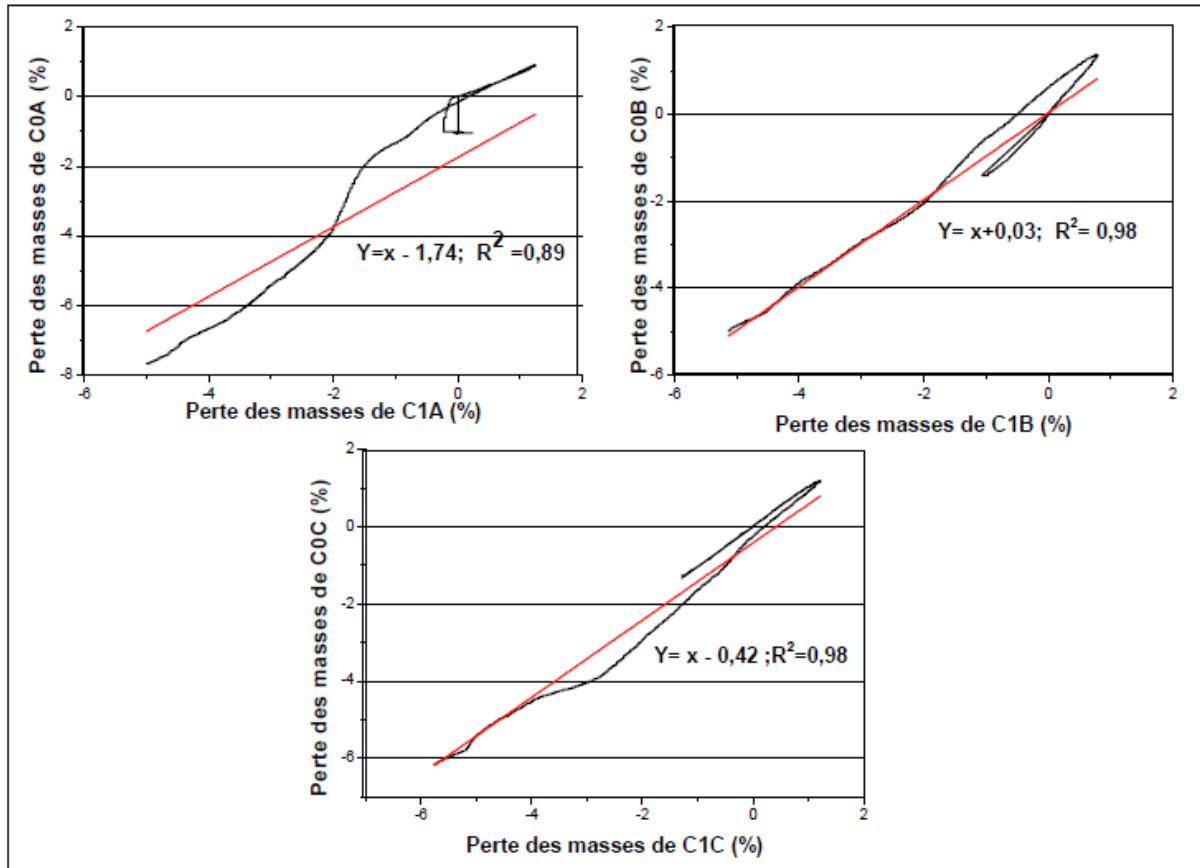
Lors de cette investigation on a pris de connaissance de la cinétique de perte des masses le long de la période de l'élévation de la température. Tout d'abord on commence de comparer les échantillons du béton qui ont à la base de 50% de sable de calcaire concassé avec leurs échantillons témoins. Nous estimons qu'il existe des relations prédictives permettent de mesurer avec certitude le taux de la perte des masses à l'âge d'un an pour des échantillons prélevés à partir de premiers millimètres de la surface extérieure des éprouvettes du béton attaqué par les eaux agressives et qui ont soumis à des cycles périodiques des mouillage-séchage dans tous les environnements proposés.

La figure VI-2 illustre ce phénomène, il apparaît que les approches statistiques trouvées au sein de notre analyse sont meilleurs, surtout les échantillons de l'environnement B et C (tableau VI-2), par ailleurs les échantillons de l'environnement A présentent une corrélation moins précise que celles trouvées en B et C.

La figure VI-2 a également indiqué que les échantillons  $C_{0A}$ ,  $C_{0C}$  et  $C_{0B}$  perdent un pourcentage des vapeurs d'eau par ordre de décroissance. Cela prouve que plus des produits hydratantes nuisibles sont formés durant la période d'hydratation au niveau de l'environnements A et C par rapport à l'environnement B. Cela implique aussi que ces environnements sont plus sévères que l'environnement B.

**Tableau VI-2 :**Corrélation entre  $C_0$  et  $C_1$  dans différents environnements.

Perte des masses	Équation corrélative	Coefficient de corrélation	Environnement
Entre $C_{0A}$ et $C_{1A}$	$Y = x - 1.74$	$R^2 = 0.89$	A
Entre $C_{0B}$ et $C_{1B}$	$Y = x + 0.003$	$R^2 = 0.98$	B
Entre $C_{0C}$ et $C_{1C}$	$Y = x - 0.42$	$R^2 = 0.98$	C

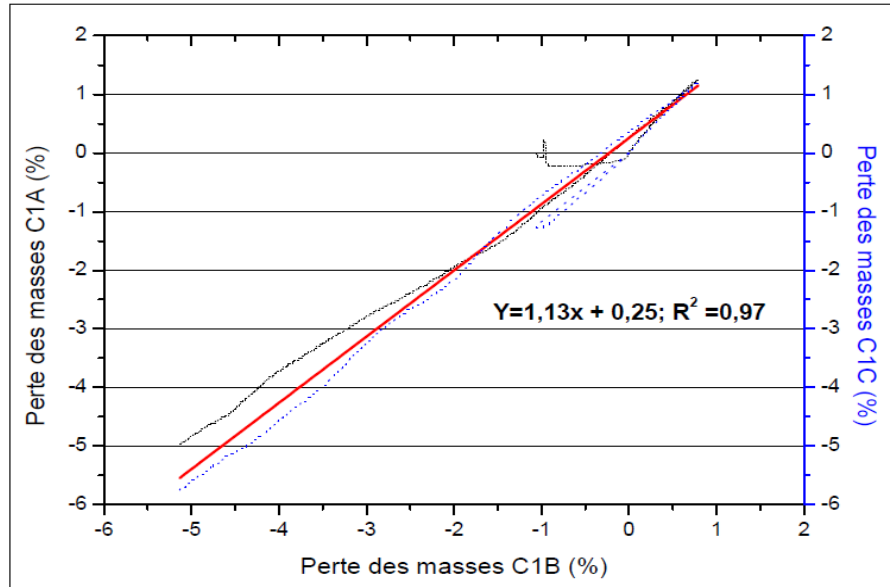


**FigureVI-2 :**Corrélation entre les pertes de masses de  $C_0$  et  $C_1$  dans différents environnements.

La figureVI-3 montre une bonne corrélation lie la perte des masses du béton  $C_1$  avec les environnements agressifs A, B et C. Un nombre de 9660 points ont été corrélé entre eux dans les environnements cités précédemment afin de déduire un lien qui identifie le comportement thermique du béton  $C_1$  vis-à-vis la perte de la masse lors d'une exposition à une température élevée. Cette perte des masses pourrait donner des indications sur la nature des composés chimiques formés pendant le processus de l'hydratation des ciments.

Cette corrélation à pour équation linéaire  $Y = 1.13 x + 0.25$  avec un coefficient  $R^2 = 0.97$ .





**Figure VI-3 :** Régression linéaire décrit le comportement de  $C_1$  vis-à-vis la perte des masses lors d'une exposition à une température élevée (jusqu'à 600°C).

### VI.2.1 Détermination des teneurs en portlandite

Selon El-Jazairi et Illston (El-Jazairi et Illston, 1977), la déshydroxylation de portlandite a lieu entre 400 et 550°C. L'équation ( II-1 ) décrit dans le chapitre II est utilisée pour calculer la teneur en portlandite en (%) de liant anhydre.

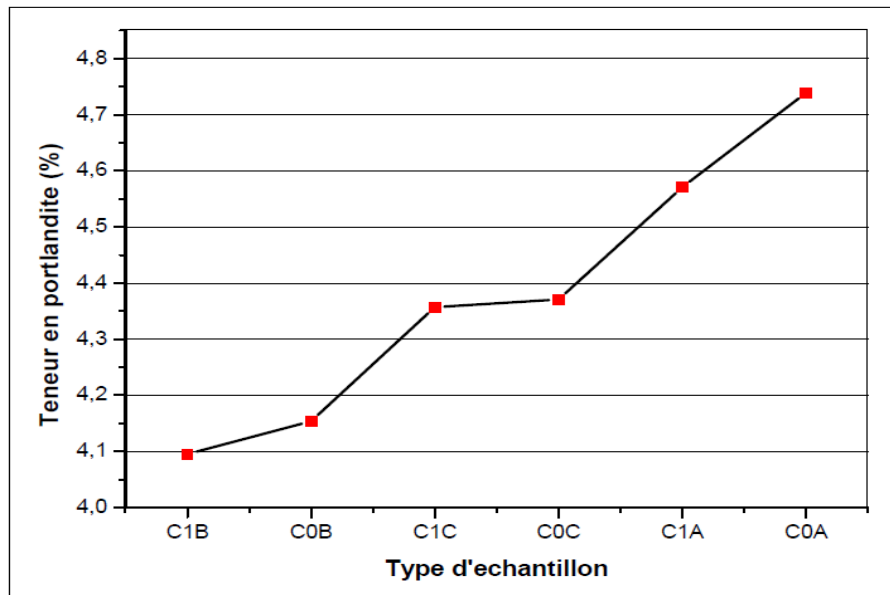
La figure VI-4 présente la teneur en portlandite de  $C_0$  et  $C_1$  dans les trois environnements proposés. Il est évident que pour tous les environnements, l'échantillon  $C_0$  a donné une légère augmentation du pourcentage de portlandite par rapport à celui de  $C_1$ . Ce constat peut être à l'origine de la consommation supplémentaire de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , en présence de  $\text{CaCO}_3$ , le gypse et du  $\text{SiO}_2$  pour former de la wollastonite ( $\text{CaCO}_3 \cdot \text{CaSO}_4 \cdot \text{CaSiO}_2 \cdot 15\text{H}_2\text{O}$ ), un produit expansif formé à basse température (X. Gu et al., 2016).

Notons que dans la période de carbonatation, une quantité significative de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  était consommé pour obtenir la calcite  $\text{CaCO}_3$  sous l'effet de  $\text{HCO}_3^-$  dissous dans les eaux agressives de la nappe phrénétique suivant les équations chimiques données ci-dessous.



Les chiffres obtenus qui présentent les pourcentages de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  au sein de notre recherche sont minimales parce que la portlandite occupe effectivement de 20 à 25% du volume des solides de la pâte de ciment complètement hydratée (M.Tokyay, 2016), cela confirme la

réaction pouzzolanique de bétons de ciment (R. Vedalakshmi et al.,2003). Enfin on révèle que les échantillons testés ont subi une carbonatation avancée.



FigureVI-4 :Teneur en portlandite de différents échantillons testés

### VI.2.2 Corrélation entre la teneur en portlandite et la résistance mécanique

Une regression linéaire a été obtenu lors de ce travail (figureVI-5) , concerne les teneurs en portlandite et les résistances mécaniques au dernière échéance indique que que cette liaison a pour but d'anticiper les valeurs des résistances mécaniques à partir des teneurs approximatives de la portlandite. Sachant que ces dernières sont réduites à cause de la majeure infection de la couche superficielle testée.

Une équation linéaire a été corrélée par les deux facteurs cités auparavant et a pour formule :  $Y = -5.07 x + 60.76$  ; et un coefficient de corrélation égal  $R^2 = 0.84$ .

### VI.2.3 Perte de masse suite aux traitements thermiques

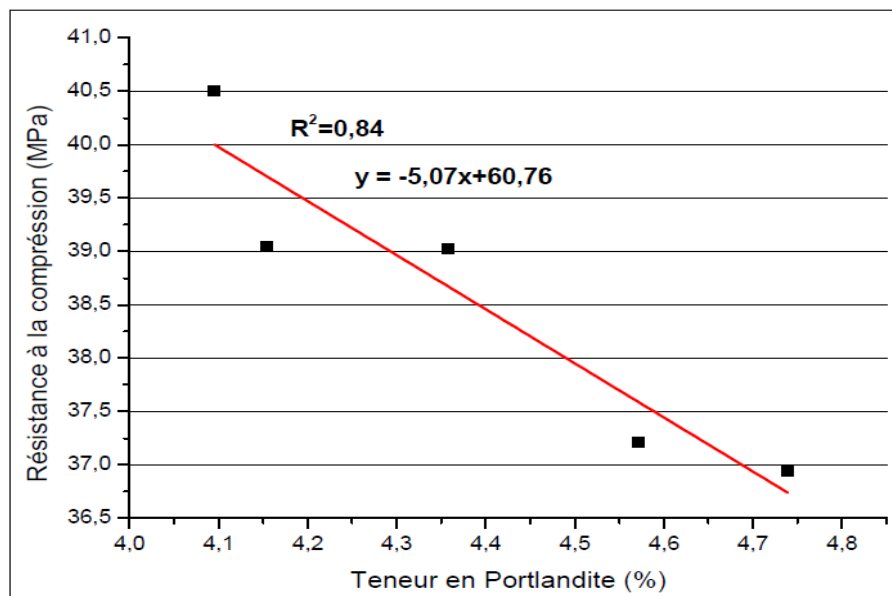
Les masses sèches de échantillons testés sont altèrment entre (30-45)mg. Suite au chauffage entre [113-119], ils perdent un pourcentage d'eau entre [0.06-0.68]% pour tous les échantillons correspondent au pic d'ettringite. De plus à une temperature entre [ 144-150], la perte d'eau conformément au pic de gypse est comprise entre [ 1.3-2.5]%. Par ailleurs et toujours au sens d'augmentation de la temperature la déshydroxylation de portlandite crèent des pics entre [450-462] et produit une masse perdue d'eau qui d'étale entre [4.21-7.05]%. Comme le matériau ne comporte plus d'eau libre (ou capillaire), cette perte de

masse est attribuée aussi à une perte d'eau liée. Pour plus de détail le tableau VI-3 englobe les pourcentages de perte d'eau au cours de l'élévation de la température.

**Tableau VI-3** : Pertes des masses obtenues lors de localisation des AFt, C $\bar{S}$  et CH.

Échantillon	Température °C	Perte de masse (%)	Température °C	Perte de masse (%)	Température °C	Perte de masse (%)
C1A	115,12	0,29	144	1,4	453,93	4,21
C0A	118,57	0,66	149,48	2,5	461,36	7,05
C1B	113,17	0,36	147,18	1,53	455,43	4,43
C0B	113,7	0,06	145,85	1,3	456,22	4,46
C1C	113,55	0,09	149,94	1,65	450,65	4,98
C0C	118,87	0,68	147,71	2,25	457,11	5,56

Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par J. Xiao (J. Xiao et H. Falkner., 2006) qui ont déclaré qu'un béton à haute performance de E/C=0,5 perd environ 4 % de sa masse initiale quand il est chauffé jusqu'à 300°C et 6 % pour un chauffage de 400 °C).



**Figure VI-5** : Régression linéaire entre la teneur en portlandite et la résistance mécanique.

#### VI.2.4 Corrélation entre les produits hydratants de ciment

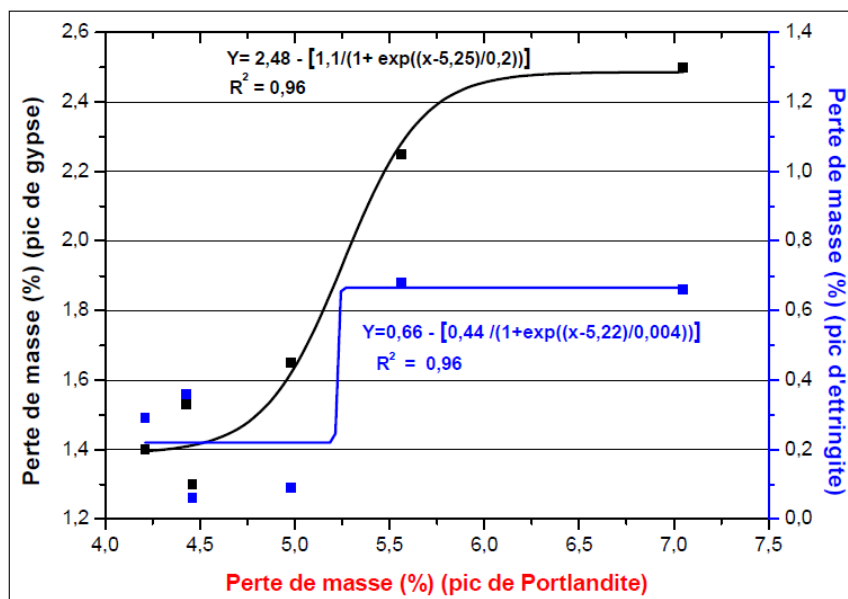
Une régression exponentielle sert à concorder les pertes des masses provenant de la déshydroxylation des produits gonflants (Ettringite, Gypse) d'une part et la source d'alcalinité (la portlandite CH) (figure VI-6), d'une autre part durant la période de chauffage

des échantillons testés. cette relation peut fournir une indication sur la probabilité de dégradation de béton contient le moitié de ses agrégats fins un sable de calcaire concassé conservé alternativement dans les eaux agressives de la remontée d'eau et à l'air libre pendant un an.

Deux formules corrélatives servent à unir au premier temps la perte des masses produite de la déshydroxylation de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  localisée dans le pic de cette dernière avec la perte des masses du  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  localisé formé lors de l'attaque chimique menée principalement par les sulfates. Dans un deuxième temps on a corrélié le perd d'eau produit à partir de deux pics (pic de portlandite et pic de l'ettringite).

Le même coefficient de corrélation  $R^2 = 0,96$ , a obtenu durant cette analyse mais avec deux équations différentes. La première est  $Y = 2,48 - [1,1 / (1 + \exp((x-5,25)/0,2))]$  et la deuxième est  $Y = 0,66 - [0,44 / (1 + \exp((x-5,22)/0,004))]$ .

Ces équations sont adaptées et admises dans le cas de l'élévation régulière de la température avec une vitesse de chauffage égale à  $10^\circ\text{C}/\text{min}$ .



**Figure VI-6 :** Régression exponentielle entre la teneur en portlandite, le gypse et l'ettringite au cours de l'élévation des températures.

### VI.3 Analyse par diffraction des rayons X

#### VI.3.1 Influence du type de sable dans tous les environnements

Nous rappelons que l'analyse DRX a été réalisée à l'aide d'un diffractomètre de type AXRD benchtop POWDER Diffractometer - Proto Manufacturing. Le traitement des résultats a été fait par un logiciel X'Pert High Score.

Toutes les analyses ont été faites sur des couches superficielles des bétons exposés aux remontées des eaux agressives.

Les figures VI-7, VI-8 et VI-9 montrent les diffractogrammes de rayons X des  $C_1$  à base de sable de calcaire concassé et de sable de silice à l'âge de 360 jours, de plus  $C_0$  leurs témoins qui ont à base de sable silicieux dans les trois environnements A, B et C.

Dans le cas d'un mélange de béton  $C_0$ , les diagrammes de diffraction DRX d'échantillons âgés de 360 jours montrent que la couche de CH (portlandite) cristallisée est concentrée à l'interface du ciment-agrégat et que son intensité maximale atteint presque 600 coups /seconde au alentour de  $28^\circ 2\theta$  dans le cas de  $C_{0C}$ . Par contre les mélanges  $C_1$  présentent des valeurs légèrement inférieures à celles du mélange  $C_0$ . La majorité de la concentration des pics de  $Ca(OH)_2$  ont été observés autour de  $18^\circ$ ,  $28^\circ,34^\circ$  et  $36^\circ 2\theta$ . Ces résultats sont en accord avec les résultats obtenus par analyse thermogravimétrique pour chaque environnement.

Les échantillons témoins présentent une teneur en portlandite légèrement supérieure que les échantillons à base de 50% de sable de calcaire.

Les intensités les plus basses de la teneur en portlandite dans tous les échantillons testés peuvent être à l'origine de sa transformation en calcaire, et ceci est confirmé par l'existence d'un nombre important des pics de calcaire.

En général, la contribution de la portlandite en résistance mécanique et à l'imperméabilité du béton est moindre car il remplit les vides ou réduit le volume des pores en transformant l'eau liquide en forme solide, c'est-à-dire sous forme cristalline (The Science of Concrete, 2015). Le seul inconvénient d'une teneur plus élevée en CH est qu'elle diminue la durabilité du béton (The Science of Concrete, 2015).

D'un point de vue de silicate de calcium hydraté c'est le produit le plus important de la réaction d'hydratation. Il régit la résistance globale du béton car il lie le ciment et les agrégats dans une matrice compacte. Une concentration plus élevée du gel de C-S-H entraîne une plus grande résistance à la compression du béton (The Science of Concrete, 2015).

Dans notre cas l'analyse par DRX des mélanges  $C_1$  présente clairement une supériorité de l'intensité des pics de C-S-H du béton de 50% de sable de calcaire concassé dans tous les environnements comparant à  $C_0$ . Des majeures intensités des pics de C-S-H ont été enregistrées au sein des échantillons  $C_{1B}$  IC,  $C_{1C}$ ,  $C_{1C}$  IC au alentour de  $29^\circ 2\theta$ .

La propagation des intensités de C-S-H représente un très long parcours de  $18^\circ$  jusqu'à presque  $60^\circ 2\theta$  sur les différents diffractogrammes. La teneur en C-S-H est le critère le plus important pour déterminer la résistance du béton, c'est-à-dire qu'une plus grande quantité de

C-S-H indique clairement une résistance à la compression plus élevée du béton. En outre, le mélange de béton avec le rapport C-S-H / CH le plus élevé implique une résistance à la compression la plus élevée (Sarbjee Singh et al., 2016).

L'analyse DRX des mélanges C<sub>0</sub> et C<sub>1</sub> montre également la prédominance des pics de calcite (CaCO<sub>3</sub>) et de quartz (SiO<sub>2</sub>) par un nombre des pics légèrement différent d'un environnement à l'autre suivant l'activité de HCO<sub>3</sub><sup>-</sup> et de la concentration en CO<sub>2</sub> dissous dans les eaux agressives de la part de CaCO<sub>3</sub>. Par ailleurs les nombres et les intensités des pics de SiO<sub>2</sub> sont inférieures par rapport à ceux de CaCO<sub>3</sub>. Même dans les échantillons des C<sub>0</sub>. Du fait de la présence de calcaire dans les graviers.

La présence des mineurs pics de SiO<sub>2</sub> signifie qu'une quantité importante de silice participe à la formation du gel de C-S-H (Sarbjee Singh et al., 2016).

### **VI.3.2 Influence du type d'agent agressif dans tous les environnements**

Le gypse, mis en évidence par l'analyse DRX est présent en grande quantité que l'ettringite, les deux sont des cristaux produits par l'hydratation du ciment (Bederina.M et al., 2013).

La petite quantité de portlandite dans tous les environnements a indiqué certainement qu'elle est consommée et transformée en présence des sulfates en gypses. En effet un grand nombre d'ions sulfates ont migré dans les éprouvettes et ont ensuite réagi avec la portlandite pour former d'avantage de gypse et d'ettringite. La formation de gypse est également connue pour être la première étape de la formation d'ettringite, qui peut être considérée comme la principale cause de la détérioration du béton due à une attaque au sulfate (Sahmaran et al., 2007).

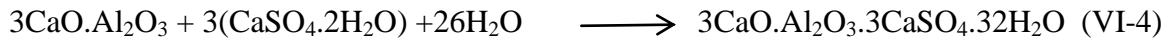
Les différentes diffractogrammes obtenue montrent moins de pics des gypses remarqués au sein de l'environnement B. Cette observation était prévisible puisque ces bétons étaient conservés dans un environnement moins concentré en sulfates comparant aux autres environnements.

Plusieurs positions de 2θ ont été observées sans cours de traitement des résultats indiquent également l'existence d'un grand nombre des pics de CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O. Alors que la principale intensité a été localisée autour de 29° 2θ.

Des pics mineurs d'ettringite ont été enregistrés dans les différents environnements et aucun signal de ce sel a aperçu dans le cas de C<sub>1C</sub> IC (figures VI-7, VI-8 et VI-9).

Une petite quantité des gypses a été convertie en ettringites (mineurs pics) est probablement

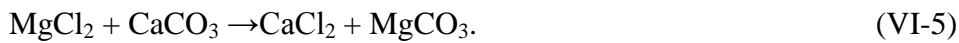
due a une faible quantité d'aluminates tricalciques non hydratés (C3A) pour produire ces cristaux selon l'équation suivante :



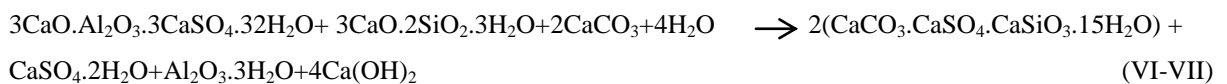
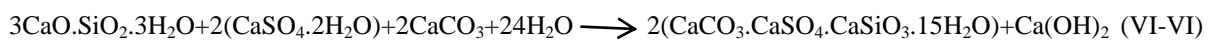
Des autres sels ont été découverts dans ces environnements, notamment chlorures de calcium, chlorures de magnésium, sulfates de magnésium et la thaumasite.

Concernant le  $\text{CaCl}_2$ , une forte intensité notait toujours au alentour de  $29^\circ 20'$ . L'environnement C a suscité boucoup plus cet événement par rapport aux autres milieux et surtout  $\text{C}_1$ ,  $\text{C}_{1C}$  IC à base de 50% de sable de calcaire ( $\text{CaCO}_3$ ).

La concentration élevée des ions  $\text{Mg}^{+2}$  notamment dans l'environnement C (680.54 mg/l) et les ions de  $\text{Cl}^-$  dans le même environnement a engendré  $\text{CaCl}_2$  (P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro., 2006).selon l'équation suivante:



L'apparition des deux pics mineurs de thaumasite dans le mélange  $\text{C}_{1B}$  dans  $20^\circ$  et  $48^\circ 20'$  et un autre dans  $\text{C}_{0B}$  au alentour de  $35^\circ 20'$ . La thaumasite peut également se former à la suite de la réaction de l'ettringite avec un gel de silicate de calcium hydraté en présence de  $\text{CaCO}_3$  / et ou de  $\text{CO}_3^-$  provenant des eaux de la nappe souterraine à condition que ces eaux aient de température basse (inférieure à  $15^\circ\text{C}$ ) (DETR, 1999). Dans ce cas, la thaumasite semble souvent exister dans une solution solide contenant de l'ettringite (Bensted, J., 1999). Les réactions conduisant à la formation de thaumasite peuvent être représentées, comme suit:



Les chlorures de magnésium et les sulfates de magnésium ont été détectés par le diffractogramme de DRX et ont de différentes intensités, le premier au sein de l'échantillon  $\text{C}_{0C}$  et l'autre dans l'échantillon  $\text{C}_{0B}$ ,  $\text{C}_{1B}$  IC et  $\text{C}_{0C}$ . Ces sels peuvent être contaminés sur la surface extérieure des éprouvettes ou en entraînant de faire une réaction avec les produits d'hydratation de ciment.

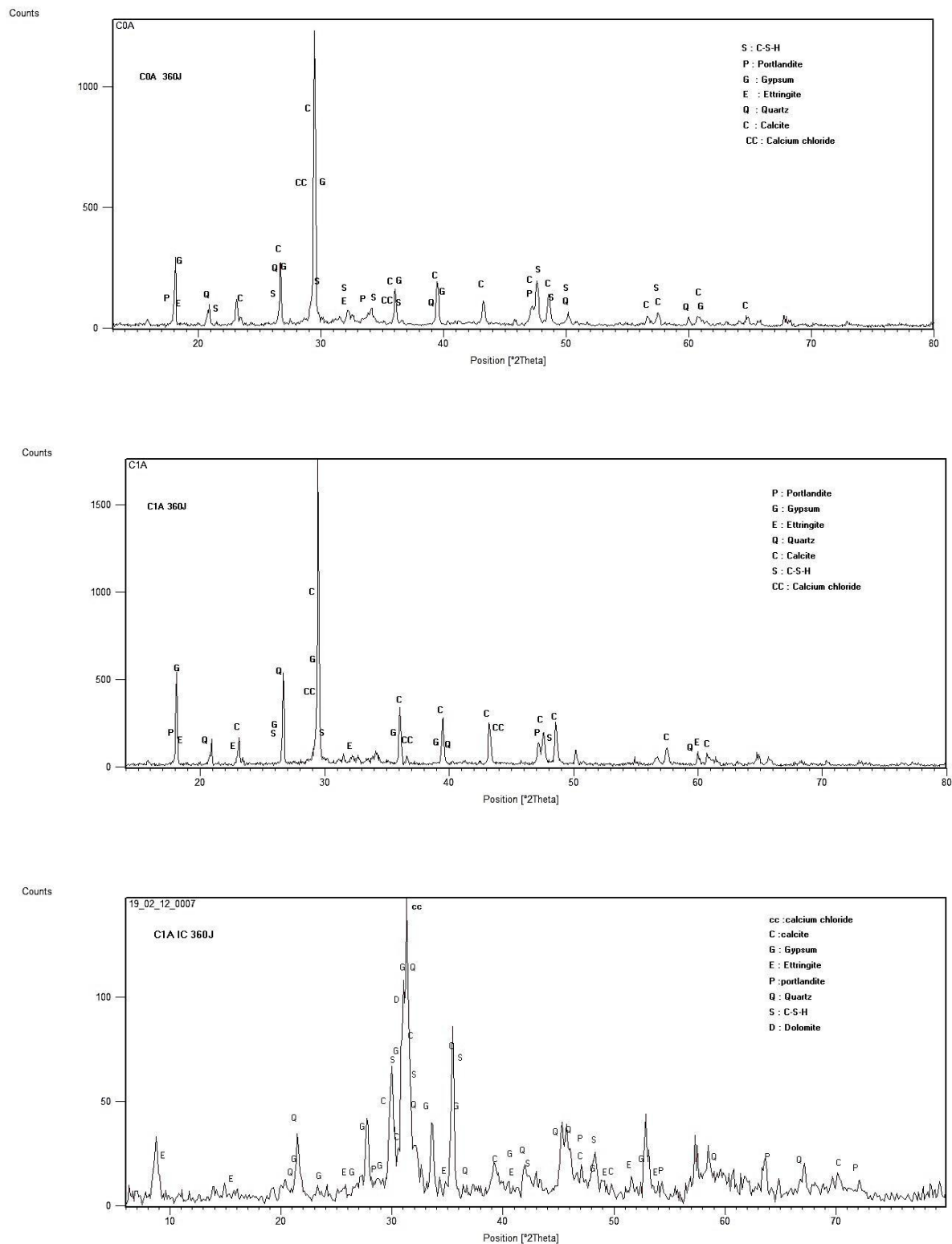


Figure VI-7 :Diffractogrammes de C<sub>0A</sub>, C<sub>1A</sub> et C<sub>1A</sub> IC de l'environnement A.



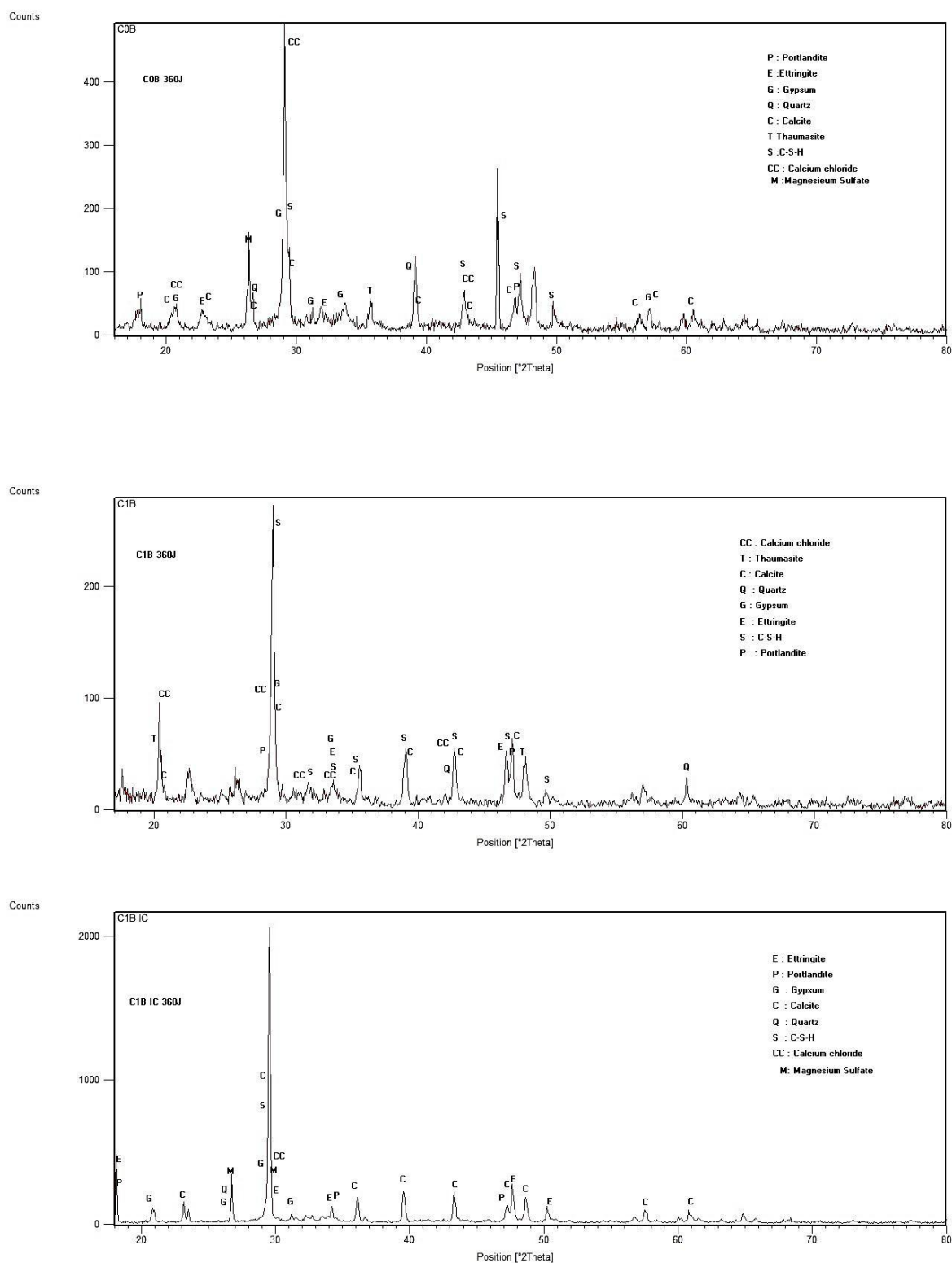


Figure VI-8 : Diffractogrammes de C<sub>0B</sub>, C<sub>1B</sub> et C<sub>1B</sub> IC de l'environnement B

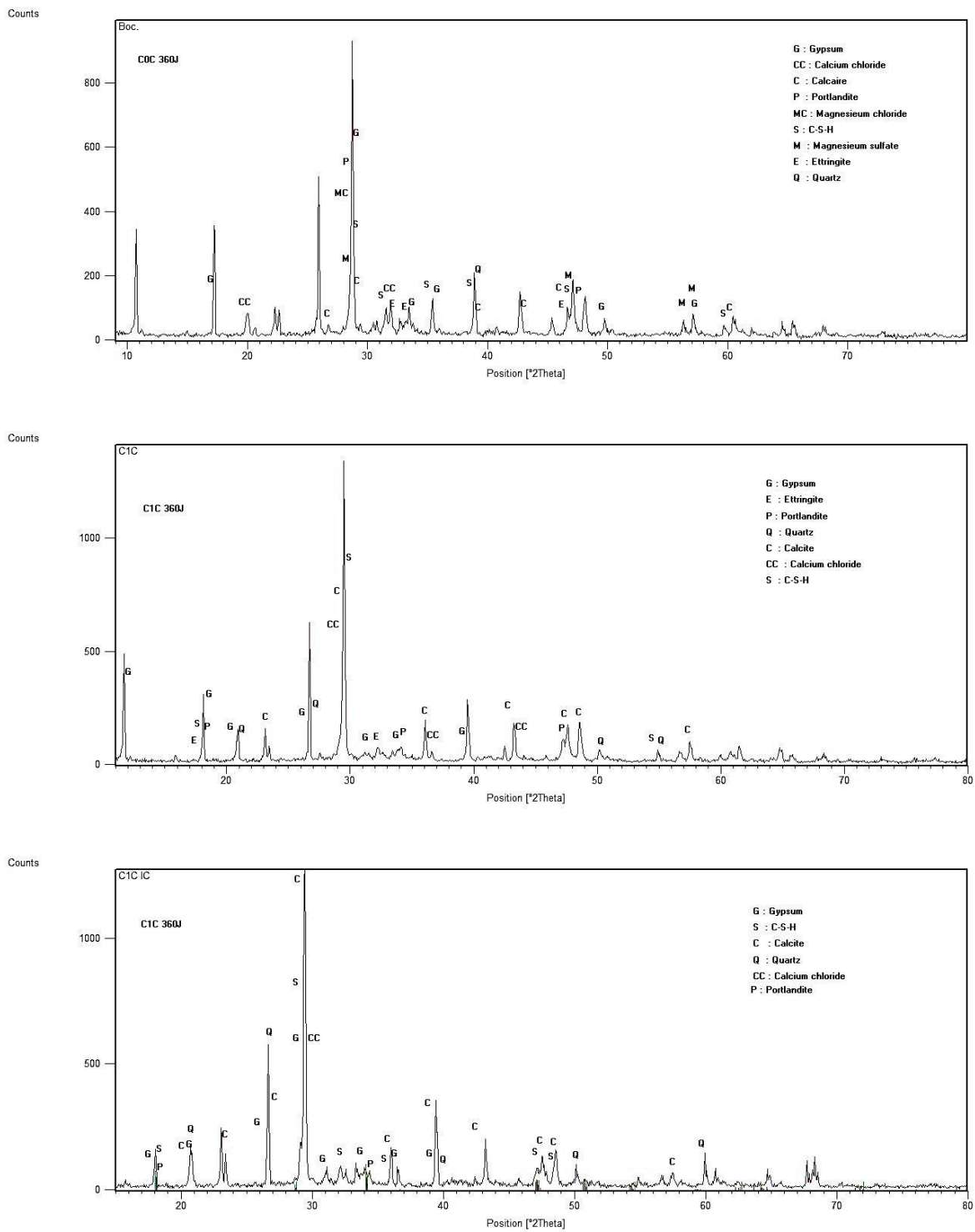


Figure VI-9 : Diffractogrammes de C<sub>0C</sub>, C<sub>1C</sub> et C<sub>1C</sub> IC de l'environnement C.

#### **VI.4 Analyses des observations par Microscope Electronique à Balayage (MEB).**

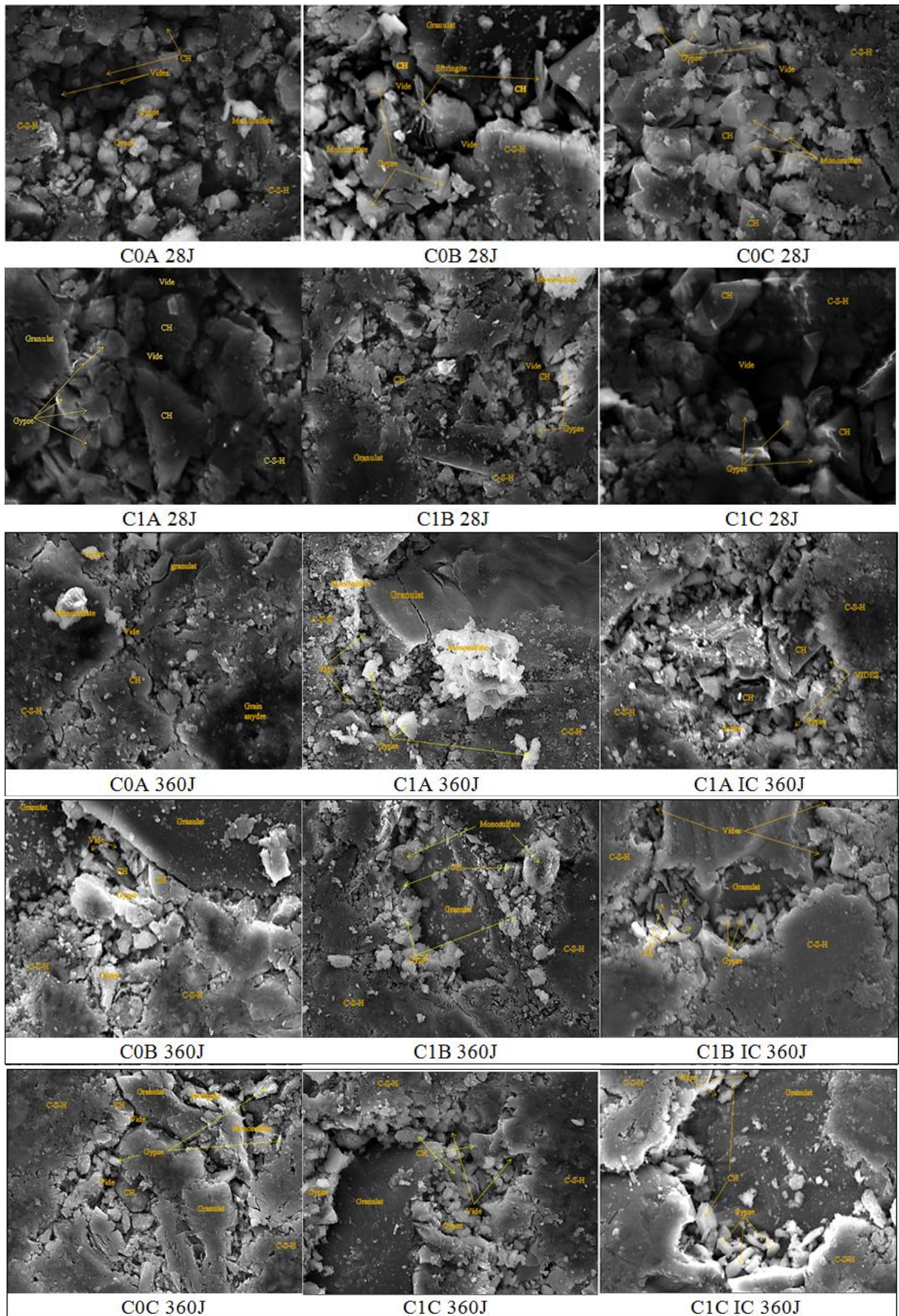
La microscope électronique à balayage (MEB) joue un rôle important dans l'examen d'échantillons de béton au niveau micro-structural. Au niveau macro, deux phases sont observées dans le béton, à savoir la phase d'agrégat et la phase de pâte de ciment, tandis qu'en examen de microstructure, une nouvelle zone, appelée zone de transition interfaciale ou ITZ, est également observée (Mehta et Monteiro, 2006). L'ITZ est la zone la plus faible et il devient donc extrêmement important d'examiner attentivement cette zone afin d'expliquer les propriétés mécaniques du béton qui seraient autrement très difficiles à expliquer (par exemple, la résistance à la compression du béton). La microstructure du béton est hétérogène et très complexe à comprendre. Le CSH est la phase la plus importante de la matrice ciment-agrégat et divers facteurs influencent le comportement mécanique des phases du C-S-H, tels que la taille, la forme, la distribution et la concentration des particules, la composition des phases, l'orientation des particules dans la matrice etc.

Après la première et la dernière échéance, des analyses de échantillons du béton  $C_0$ ,  $C_1$  sous microscope électronique à balayage (MEB) ont été effectuées afin d'obtenir des images MEB (micrographies) de tous les mélanges dans les différents environnements A,B et C.

L'analyse des photos par MEB est effectuée en supposant que la partie sombre est vide. De plus, les cristaux de CH ou de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (portlandite) sont supposés être de cristaux de morphologie à prisme hexagonal, alors que l'agrégat de petits cristaux fibreux dans les images représente un gel ( la pâte C-S-H).

Près de la surface (à environ 10 mm de la surface exposée), des cristaux de gypse ont également été observés (Figure VI-10) dans tous les échantillons testés, ainsi que de fins cristaux en forme d'aiguilles. Présentaient en très petites quantités (figure VI-10,  $C_{0B}$  28j). Le spectre EDS de cet échantillon qui contient ces cristaux en aiguilles indiquait qu'il s'agissait d'ettringites  $\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}_3\text{H}_{32}$ , qui détectaient les éléments Al, S, Ca et O.

L'ettringite se transforme finalement en monosulfate hydraté  $\text{C}_4\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{18}$  (tous échantillons  $C_0$  à 28 jours,  $C_{0A}$ ,  $C_{1A}$ ,  $C_{1B}$  et  $C_{0C}$  à 360 jours), qui forme des cristaux à plaques hexagonales. La présence du monosulfate hydraté dans le béton de ciment Portland rend le béton vulnérable aux attaques sulfatiques (Mehta et Monteiro, 2006).



**Figure VI-10 :**Photos prises au MEB de différents bétons à l'âge de 28 et 360 jours.

La figure **VI-10** ( $C_0$  de 28j) montre l'image au MEB ou la micrographie du mélange de référence ( $C_0$ ) à un grossissement de 9.02-8.70-8.78 KX correspond respectivement à  $C_{0A}$ ,  $C_{0B}$  et  $C_{0C}$ . La formation de gel est visible sur les micrographies. Les parties sombres représentent les vides, la partie fibreuse de l'image MEB indique un gel de C-S-H et des particules de type plaque hexagonale sont des cristaux de CH. Qui ne sont présents pas en grande quantité. On observe également de larges pores dans la zone de transition interfaciale qui représente une petite région adjacente aux particules d'agrégat grossier. Existant sous forme de coque mince, d'une épaisseur typique de 10 à 50  $\mu\text{m}$  autour de gros agrégats (Mehta et Monteiro, 2006). L'image MEB montre également une moindre quantité de gel de C-S-H et très petite quantité d'ettringite (apparaissait seulement en  $C_{0B}$  28j) et de monosulfate.

L'examen de la microscopie prouve une autre fois la localisation d'un nombre significatif de gypse à l'ITZ à cause de la concentration modérée des ions sulfates en contact avec le béton.

Les images au MEB du mélange  $C_1$  28jours, avec un grossissement de 9.28, 9.16 et 8.93KX respectivement en A, B et C, montrent clairement certaines caractéristiques majeures telles que la réduction du nombre de vides par apport au  $C_0$  et la distribution de gel de C-S-H, telles que cela conduit à une augmentation de la résistance du béton. Cela indique clairement que les fines de calcaire servent à combler les vides et montrent une réponse positive en termes d'amélioration de la résistance du béton. L'image prise au MEB montre également une concentration améliorée du gel de C-S-H et presque même quantité de CH que  $C_0$  près d'ITZ. Notons dans ce contexte que l'ajout de calcaire n'a pas d'incidence sur la croissance du CH.

Les produits détérioratives du béton telles que l'ettringite et le monosulfate étaient fortement limités ( l'ettringite n'apparaît plus et le monosulfate uniquement en  $C_{1B}$ ). En ce qui concerne le gypse on remarque une légère décroissance de son proportion. Du fait de la prédominance des  $\text{CaCO}_3$  qui peuvent convertir en  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  dans une solution constamment sulfatée.

La figure VI-10 expose aussi la morphologie des produits d'hydratation cités auparavant après une exposition aux eaux agressives, mais à des conditions environnementales différentes à savoir sous l'effet des cycles alternatifs des mouillage-séchages et d'immersion totale. Ces conditions persistent durant une année pour bien diagnostiquer l'effet des facies chimiques sur la durabilité des bétons de 50% d'agrégat fins de calcaire concassé.

L'examen visuel montre une distribution améliorée du gel de C-S-H de l'ensemble des échantillons immergés totalement par apport aux autres dans tous les environnements. Ce

constat est prévisible puisque ces échantillons gagnent une longue période d'hydratation, les cristaux de CH sont distribués de manière plus au moins comparable.

De plus, avec une teneur raisonnable en calcaire, la distance entre ces particules diminue, de sorte que le cristal de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  ne peut pas croître suffisamment en raison d'un espace limité, ce qui entraîne une diminution relative de la quantité de cristaux de CH.

Pas de cristaux observés d'ettringites à l'âge de 360 jours. Du fait et probablement que ces produits peuvent décomposer en cristaux de monosulfates (Mehta et Monteiro, 2006) qui sont visibles au sein de plupart des échantillons  $C_0$  et  $C_1$  soumettaient à des conditions de mouillage-séchage.

Le gypse, ce produit est présente en quantité suffisante pour l'ensemble des échantillons testés. Mais d'une taille et d'un nombre réduits dans les corps  $C_1$  IC et notamment  $C_{1B}$  IC. Notons que non seulement la portlandite est affecté par l'attaque des ions de sulfates, mais aussi les particules de  $\text{CaCO}_3$  sont également menacées de décomposition pour produire des gypses. Ces résultats en concordance avec les autres résultats d'investigation microstructurales.

Les analyses EDS (figure VI-12) de la dernière échéance montrent des légères différences entre les pâtes selon la composition chimique du sable utilisé (pourcentage de  $\text{CaCO}_3$  / et ou de  $\text{SiO}_2$ ) et la concentration des éléments chimiques du milieu de conservation (eaux agressives de la nappe phréatique en état de renouvellement).

### **VI.5 Analyses de spectroscopie d'énergie dispersive(EDS)**

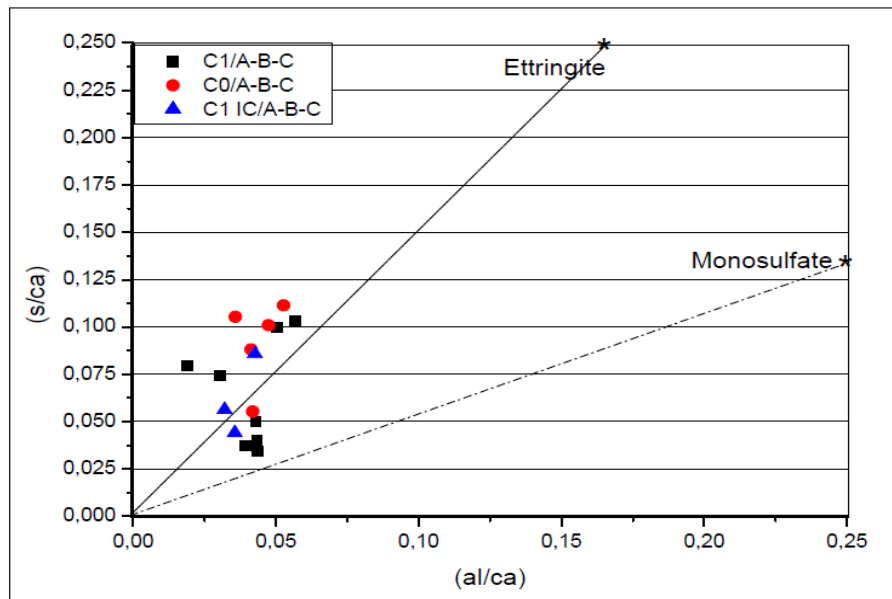
Pour mettre en évidence des différences de composition des bétons, selon le type de sable, et l'environnement utilisé. Des rapports atomiques traduisent les analyses de points EDS et qui peuvent être interprétés pour donner la composition des phases hydratées présentes et le mélange entre elles. Ceci est particulièrement utile pour estimer la composition moyenne en C-S-H (ou la composition en C-A-S-H en présence d'aluminium) (K.Scrivener et al., 2016).

Pour minimiser les erreurs de quantification, il est recommandé pour les analyses EDS d'utiliser les rapports atomiques (Harrison et al. 1987) comme résultats d'analyses chimiques (par exemple Ca / Si et Al / Si) et de rapporter les totaux des analyses avec eux.

Les résultats des évolutions des rapports S/Ca vs Al/Ca (figure VI-11) pendant l'âge de 28, 180 et 360 jours lors d'une spectroscopie EDS, permettant de mettre en compte les phases alumineuses formées (ettringite et monosulfate),

Des lignes peuvent être tracées entre le nuage de points de C-S-H et les différentes phases (K.Scrivener et al.,2016). Les lignes sont des «lignes de jonction» et indiquent les lignes le long desquelles les points mesurés sont susceptibles de correspondre à un mélange binaire de C-S-H et de la phase en question.

Nos résultats montrent clairement que la teneur en sulfate est généralement minimale, le graphe indique aussi que les échantillons témoins  $C_0$  sont plus vulnérable à l'action sulfatique que les échantillons à base d'un sable silicieux et calcaire  $C_1$ . Ce qui est prouvé par l'observation visuelle dans divers environnements.



**Figure VI-11 :** Évolutions des rapports S/Ca vs Al/Ca de  $C_0, C_1, C_1$  IC à l'âge de 28, 180 et 360 jours.

les points internes du produit formé (entre les lignes de la figure VI-11) ne sont pas autant mélangés que ceux du produit externe car les analyses sont effectuées dans les régions entourant les grains de clinker n'ayant pas réagi où nous nous attendons à avoir principalement du C-S-H (K.Scrivener et al.,2016).

Les analyses montrent aucun aluminat de calcium type (ettringite ou monosulfate) n'est présent dans la pâte car aucun des points d'analyse ne se situe sur une droite concourante entre le point de l'origine et les points typiques de ces mauvais hydrates.

Ce résultat converge vers les résultats de DRX car des intensités mineurs d'ettringites et des monosulfates sont également détectées.

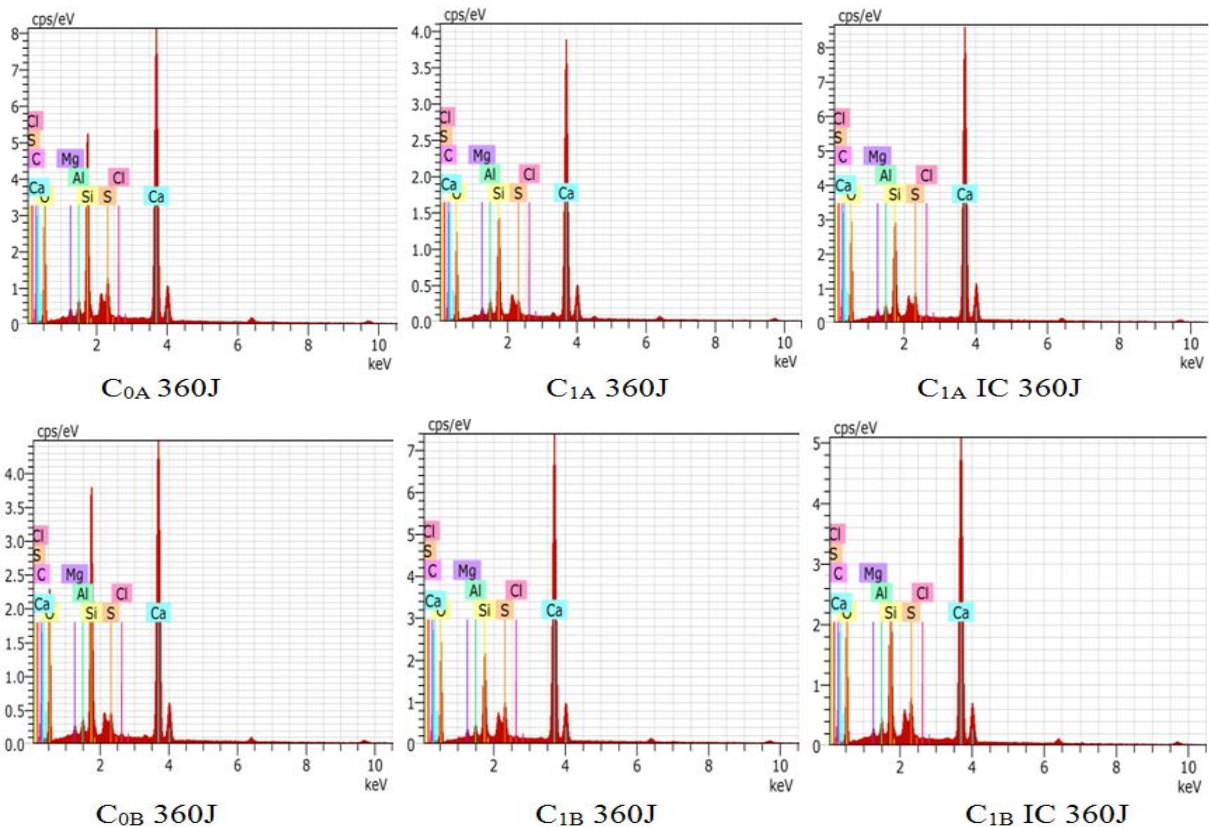
Notons dans ce état que le C-S-H peut probablement inclure de l'aluminium et également du sulfate qui co-adsorbe avec des ions calcium. Pour les systèmes réels contenant de sulfate, il

est utile d'utiliser une valeur corrigée pour le calcium selon  $Ca_{corr} = Ca - S$ , ce qui suppose que chaque ion de sulfate adsorbé sur C-S-H a été avec un ion de calcium.

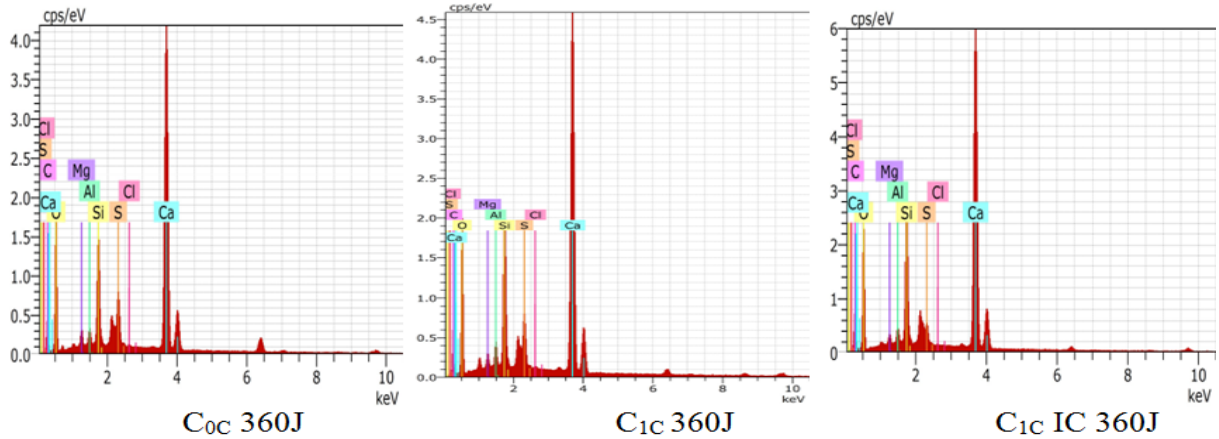
Concernant les développement des rapports atomiques  $Al/Ca$  vs  $(Si+Al)/Ca$  (figure VI-13), nous observons au premier lieu que les phases siliceuses hydratées (notamment C-S-H), sont présentées en grande quantité au mélange à base de sable siliceux que le mélange à base de sable combiné silico-calcaire (figure VI-12). Cette conclusion est prévisible parce que les échantillons témoins sont enrichies en silicium.

Une autre remarque indique que l'immersion continue maintient un rapport optimisable de la phase siliceuse que les conditions de mouillage-séchage dans le même type du béton ( $C_1$ ). En effet que la ligne correlative de  $C_1$  IC est placé juste au dessous de la ligne correlative de  $C_1$ . Cela peut retardée à long terme le processus de détérioration et établir une bonne résistance mécanique. Cette situation est incontestable. Du faite de la rigidification du gel de C-S-H au cours d'une bonne condition d'hydratation en présence de silice qui entraine une résistance mécanique améliorée.

Le rapport  $(Al/Ca)$  est inférieur généralement dans le cas de  $C_{1C}$  IC puis  $C_{1C}$  et  $C_{0C}$  respectivement à cause de la présence de fines calcaire qui rend le béton plus dense et plus imperméable contre le passage des agents agressifs, tout en retardons le plus possible la formation des hydrates à base de l'alumine.







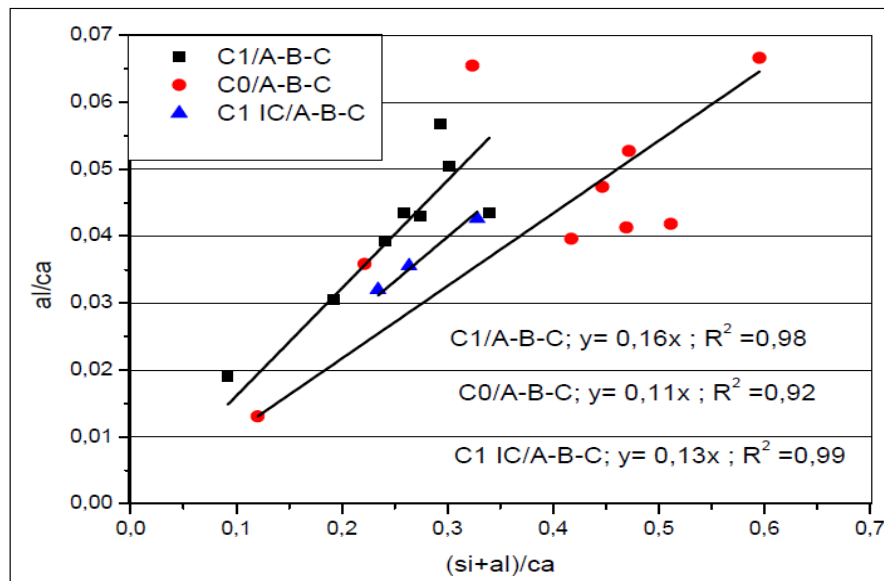
**Figure VI-12:** Courbes représentatives d'EDS de différents échantillons testés à l'âge de 360 jours.

Des meilleurs corrélations ont été obtenues lors de cette diagnostic (figure VI-13), qui ont mis en évidence le comportement siliceux de C-S-H de deux types du béton et quel que soit le type d'environnement utilisé, ces approches statistiques ont pour équations et coefficients de corrélation les suivants :

Pour le béton de référence  $C_0$  à base de sable de silice soumis à des conditions de mouillage-séchage :  $y = 0.11x$  ;  $R^2 = 0.92$ .

Pour le béton  $C_1$  à base de sable silico-calcaire soumis à des conditions de mouillage-séchage :  $y = 0.16x$  ;  $R^2 = 0.98$ .

Pour le béton  $C_1$  à base de sable silico-calcaire soumis à des conditions d'immersion continue :  $y = 0.13x$  ;  $R^2 = 0.99$ .



**Figure VI-13 :** Évolution des rapports  $A_1/Ca$  vs  $(Si + A_1)/Ca$  à l'âge de 28, 180 et 360 jours.

## VI.6 Analyses par spectroscopie infrarouge

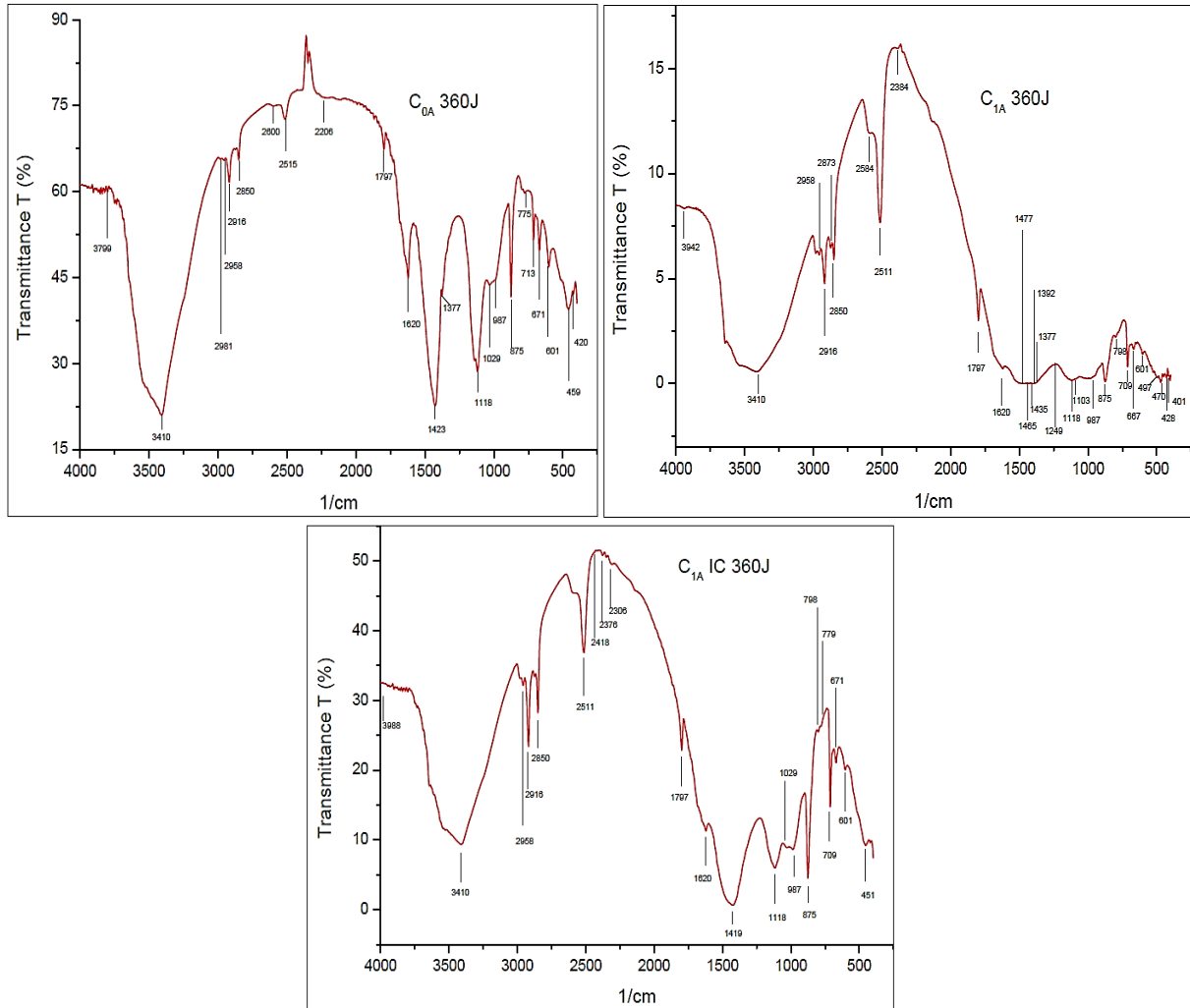
Les spectres FT-IR (Figure VI-14, 15 et 16) de tous les échantillons âgés de 28, 180, 360 jours ( voir annexes) sont presque similaires. Les principales bandes d'absorption dans tous les échantillons dans divers environnements sont présentées comme ce qui suit:

Les spectres infrarouges de ces échantillons âgés 360 jours implantés dans l'environnement A sont montrés à la figure VI-14. Tout d'abord, on peut voir des signaux dus à l'ettringite, S-O à  $1118\text{ cm}^{-1}$  de l'échantillon  $C_{0A}$ ,  $C_{1A}$  et  $C_{1A}$  IC et à  $420\text{ cm}^{-1}$  pour  $C_{0A}$ , ainsi que O-H à  $3410\text{ cm}^{-1}$  pour tous les échantillons (Fernandez-Carrasco L et al., 2012 ; M.A.Trezza et A.E. Lavat., 2001); il y avait aussi des bandes O-H de l'échantillon  $C_{0A}, C_{1A}$  IC à  $1029\text{ cm}^{-1}$  en raison de produits d'hydratation d'aluminates,  $C_3AH_6$  ( Fernandez-Carrasco L, Vazquez T., 1996) et une bande d'absorption O-H à  $428,459\text{ cm}^{-1}$  due à  $AlO_6$  au  $C_{1A}$  et  $C_{0A}$  respectivement ( M.A. Trezza et A.E. Lavat., 2001).

Les spectres infrarouges de la composition des bétons d'étude (Fig VI-14), indiquent que les bandes associées à différentes formes de gypse étaient évidentes. Ainsi, les spectres présentent, outre la bande principale S-O de ettringite à  $1118\text{ cm}^{-1}$ , une autre absorption de S-O à  $601, 671\text{ cm}^{-1}$  pour  $C_{1A}$  et  $C_{1A}$  IC et de  $601, 667\text{ cm}^{-1}$  de la part de  $C_{0A}$  explique l'existence du gypse. Un autre signal de ce dernier minéral de bande S-O localisé à  $1620\text{ cm}^{-1}$  entre le deux mélanges et quel que soit l'environnement indique la Bassanite ( $2CaSO_4 \cdot H_2O$ ) (Fernandez-Carrasco L et al., 2012). Les résultats montrent également une autre bande S-O à  $1103\text{ cm}^{-1}$  d'hémihydrates au  $C_{1A}$  ( Mandal. PK, Mandal. TK., 2002).

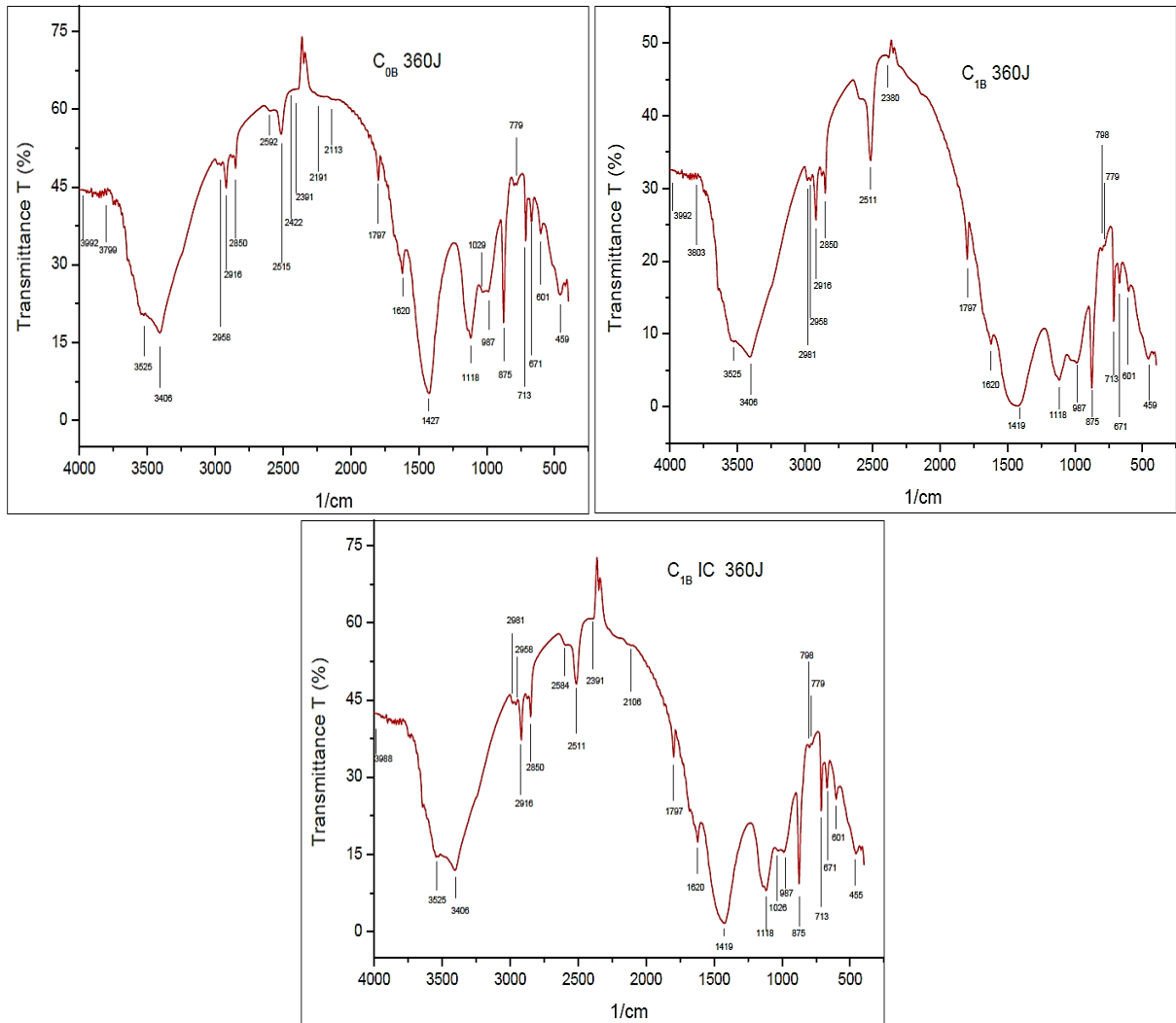
Une bande O-H de produits d'hydratation d'aluminates,  $C_3AH_6$  est trouvée au  $1029\text{ cm}^{-1}$  chez l'échantillon  $C_{0A}$  et  $C_{1A}$  IC. De plus la bande  $459\text{ cm}^{-1}$  due à  $AlO_6$  observé au sein de l'échantillon  $C_{0A}$  (M.A. Trezza et A.E. Lavat., 2001).

Les bandes d'absorption observées pour les phases de carbonates de calcium sont dues à l'ion  $CO_3^{2-}$  étaient nombreuses sont présentés aux  $713, 875, 1377, 1423, 1797$  et  $2511\text{ cm}^{-1}$  du mélange  $C_{0A}$  et  $709, 798, 875, 1392, 1435, 1465, 1477, 1797, 2511, 470$  et  $497\text{ cm}^{-1}$  du composé  $C_{1A}$ , finalement les signaux du  $C_{1A}$  sous immersion continue (IC) sont :  $709, 798, 875, 1419, 1797$  et  $2511\text{ cm}^{-1}$  ( M.A. Trezza et A.E. Lavat., 2001).



**Figure VI-14** : Spectroscopies infrarouge des bétons C<sub>0A</sub>, C<sub>1A</sub> et C<sub>1A</sub> IC à l'âge de 360 jours

Concernant l'environnement B ( Figure, VI-15), la spectroscopie FT-IR ne présente aucune différence significative, les signaux dus à l'ettringite S-O sont rencontrés toujours au 1118 cm<sup>-1</sup> dans tous les échantillons, et au 2191 cm<sup>-1</sup> (V. S. Ramachandran, 2000) de bande O-H dans C<sub>0B</sub>, on remarque dans ce stade que l'environnement B est moins infecté par l'ettringite et le gypse. En effet les specters du gypse dans les différents échantillons sont localisés aux bandes S-O : 601, 671 cm<sup>-1</sup> ainsi qu'un autre à 1620 cm<sup>-1</sup> représente la Bassanite. Les bandes O-H de produits d'hydratation d'aluminates, C<sub>3</sub>AH<sub>6</sub> sont trouvées aux : 1029, 1026 et 3525 cm<sup>-1</sup> de C<sub>0B</sub>, C<sub>1B</sub> IC et tous les échantillons respectivement. Une autre bande O-H supplémentaire a découvert au 3406 cm<sup>-1</sup> indique l'existence de la Bayerite Al(OH)<sub>3</sub> dans l'ensemble des échantillons, de plus la bande 459 cm<sup>-1</sup> due à AlO<sub>6</sub> (M.A.Trezza, A.E.lavat., 2001). Enfin les specters de CaCO<sub>3</sub> sont distribués aux bandes 713, 779, 875, 1427, 1797 et 2515 cm<sup>-1</sup> pour le mélange C<sub>0B</sub> et 713, 779, 798, 875, 1419, 1797 et 2515 cm<sup>-1</sup> de la part de C<sub>1B</sub> et C<sub>1B</sub> IC.



**Figure VI-15 :** Spectroscopies infrarouge des bétons C<sub>0B</sub>, C<sub>1B</sub> et C<sub>1B</sub> IC à l'âge de 360 jours

De la part de l'environnement C ( Figure, VI-16), nous confirmons une autre fois que le comportement spectral des échantillons testés est beaucoup plus similaire que les échantillons de l'environnement A et B. Dans un premier temps nous pouvons dire que les signaux de l'ettringite obtenus sont regroupés aux bandes suivantes : une bande S-O à 1118 cm<sup>-1</sup> représentée dans tous les échantillons testés. Des autres sont remarquées au sein des bandes O-H aux 2198, 2191, 3417 et 3410 cm<sup>-1</sup>, la première et la dernière bande montrent les fines du béton de C<sub>0C</sub> et C<sub>1C</sub> IC, ainsi que les deux intermédiaires illustrent le béton C<sub>1</sub>. Les bandes gypseuses S-O sont localisées comme nous l'avons vu précédemment aux régions suivantes : 601, 671 et 1620 cm<sup>-1</sup> dans les différents échantillons. Le composé C<sub>3</sub>AH<sub>6</sub> est observé au sein des bandes O-H : 1029, 3525, 3545cm<sup>-1</sup>, la première indique le béton C<sub>0C</sub>, C<sub>1C</sub> IC et le deux dernières montrent le béton C<sub>0C</sub>. La Bayerite Al(OH)<sub>3</sub> est trouvée au bande O-H aux régions 3406 et 3545 cm<sup>-1</sup> de l'échantillon C<sub>0C</sub>. La bande d' AlO<sub>6</sub> est limitée aux 459 et 416 cm<sup>-1</sup> au sein des échantillons C<sub>0C</sub> et C<sub>1C</sub>.

les specters de  $\text{CaCO}_3$  sont distribués également aux bandes  $\text{CO}_3^{-2}$  : 713, 779, 875, 1427, 1797, 1863 et  $2511 \text{ cm}^{-1}$  pour le mélange  $\text{C}_{0\text{C}}$ . De plus des pics trouvés aux régions : 713, 775, 875, 1006, 1033, 1427, 1797 et  $2515 \text{ cm}^{-1}$  caractérisent le béton  $\text{C}_{1\text{C}}$  et enfin le mélange  $\text{C}_{1\text{C}} \text{ IC}$  montre également les pics localisés aux endroits suivants : 713, 779, 875, 1396, 1446, 1469, 1797 et 2511.

Les résultats obtenus par la spectroscopy infrarouge sont en accord avec ceux qui ont obtenus par DRX et l'analyse thermique.

Généralement et dans tous les environnements on remarque des pics (signaux) Plus intenses d'ettringite et de gypse et aussi de calcite.chez les échantillons  $\text{C}_0$ . La calcite sont en grande quantité due de la conversion de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  en  $\text{CaCO}_3$ . Cette constatation indique certainement l'avantage d'utilisation du béton à base d'un pourcentage égaux de sable de calcaire et de sable silicieux que le béton ordinaire à base de sable silicieux dans un environnement chimiquement agressif.

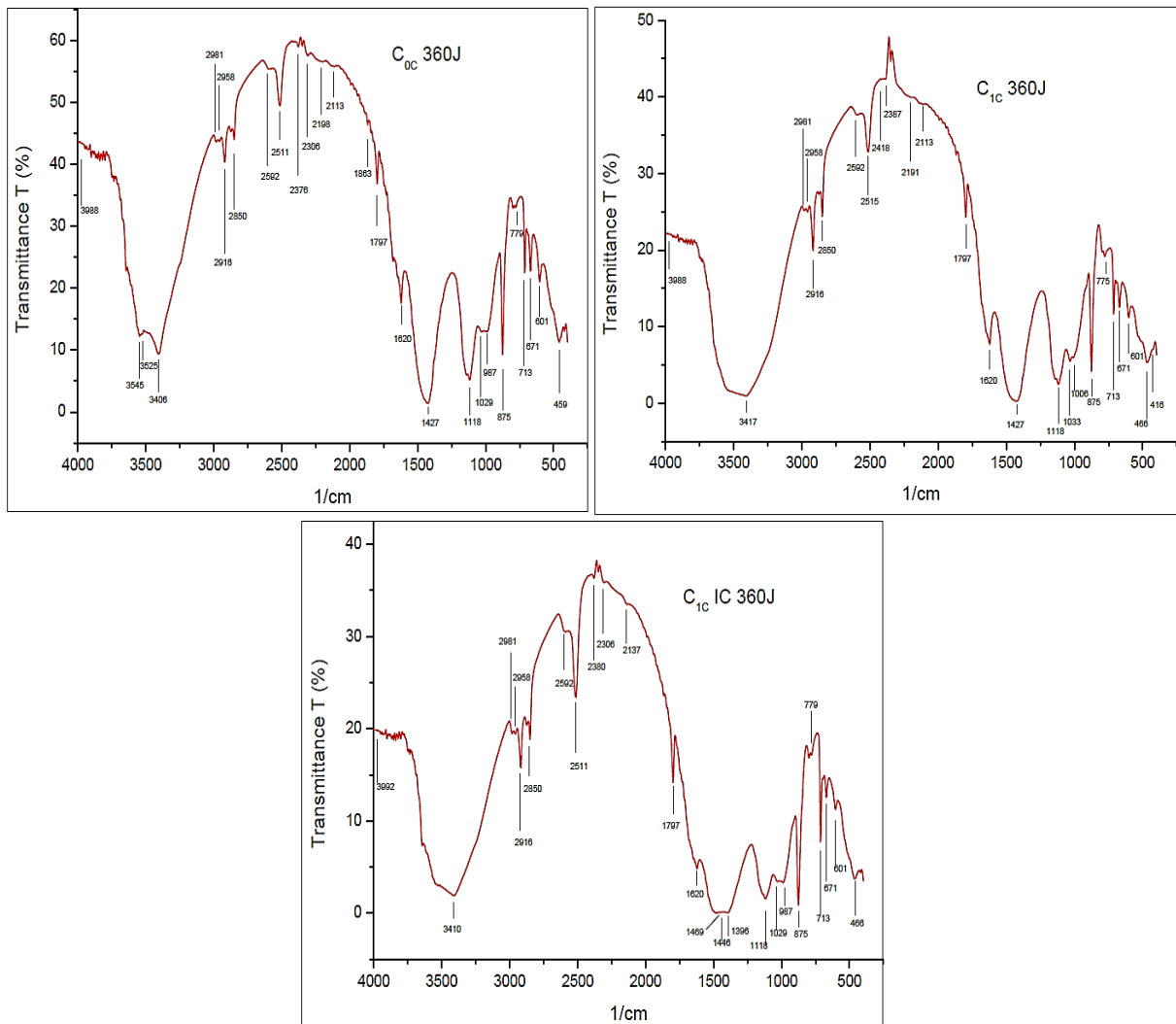


Figure VI-16 : Spectroscopies infrarouge des bétons  $\text{C}_{0\text{C}}$ ,  $\text{C}_{1\text{C}}$  et  $\text{C}_{1\text{C}} \text{ IC}$  à l'âge de 360 jours.

### VI.7 Conclusion

Les études de la microstructure réalisées sur le béton ordinaire avec 50% de remplacement de sable naturel avec un sable concassé ont mis en évidence les points suivants :

- Lors de traitement thermique, des produits d'hydratation nuisibles apparaissent, notamment l'ettringite, le gypse et la portlandite. L'examen montre clairement des quantités inférieures d'ettringite et de gypse du mélange  $C_1$  par rapport au référence  $C_0$ . Mais la teneur en portlandite de  $C_1$  est légèrement inférieure. de faite de la formation de wollastonite et/ou de thaumasite lors d'existence de  $CaCO_3$ .
- Des relations reliant la teneur en portlandite et la résistance mécanique dans tous les environnement ont été trouvées. Ainsi qu'une autre relation liant les différents pourcentages de portlandite, de gypse et de l'ettringite est également obtenue.
- Des pics considérable de C-S-H du mélange de type  $C_1$ , indique simplement la résistance mécanique élevée de  $C_1$  comparant de  $C_0$ .
- Des intensités inférieures de produits d'hydratation nuisible sont également détecter par DRX, MEB, EDS et IR de la part de  $C_1$  comparant de  $C_0$ .
- Cette investigation microstructurale nous indique que le sable de calcaire est bénéfique pour l'industrie du béton à condition que nous respectons les conclusions fournis par les chercheurs.

## **Conclusion Générale et Perspectives**

## Conclusion Générale et Perspectives

Cette étude a été menée pour évaluer l'effet de la substitution du sable de rivière par du sable de carrière sur les comportements mécaniques, l'ouvrabilité, les caractéristiques de durabilité et propriétés microstructurales du béton attaqué par les substances agressives des eaux remontées de la nappe phréatique de la région d'El Oued (Sud Est de l'Algérie). Pour atteindre notre but, deux objectifs essentiels ont été sélectionnés. Le premier objectif concerne le choix d'un seuil approprié de substitution afin de passer au deuxième objectif qui représente un diagnostic proprement dit sur l'influence de ce taux optimal de substitution sur les caractéristiques mécaniques, la durabilité et la microstructure, en se référant au béton témoin.

A travers les résultats obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

- Une bonne maniabilité a été remarquée du béton conventionnel du pourcentage de substitution du sable alluvionnaire par du sable de carrière entre (0 et 50%). Sa consistance varie de plastique à très plastique, par contre elle devient ferme pour des pourcentages de substitution plus de 50% de substitution.
- Une meilleure densité à l'état frais et une résistance mécanique améliorée jusqu'au 360j de la part du béton de 50% de substitution comparé aux autres compositions. De plus une bonne répartition granulaire du même pourcentage assure des excellents indicateurs de durabilité notamment l'absorption capillaire et la variation des masses.
- Des régressions statistiques permettent de relier les valeurs de chaque résistance mécanique dans tous les environnements choisis. Ce qui indique que les comportements mécaniques du béton attaqué par les eaux agressives remontées sont plus au moins similaires.
- La substitution du sable alluvionnaire par 50% du sable de carrière et de 10% des fines silico-calcaires dans le béton ordinaire ont réduit le taux de transfert hydraulique, le front de carbonatation et le passage des sulfates et des chlorures dans des environnements agressifs des eaux remontées et des conditions de mouillage-séchage et d'immersion continue. Le gain de ces avantages est grâce à la grande quantité de calcite qui étanchant le béton et retarde le processus de dégradation.



- Aucune dégradation significative au niveau de la microstructure. De faite de la bonne densification du squelette du béton à 50% de sable.
- L'utilisation d'un super plastifiant et d'un rapport E/C le plus bas possible a été également conseillé, dans un béton modifié par 50% du sable de carrière, ce qui assure une bonne maniabilité et une hydratation adéquate et acquiert au même temps les caractéristiques citées au dessus.
- Des pics considérable de C-S-H et des pourcentages presque comparables de CH du béton de 50% sable concassé comparant au béton témoin, indique simplement la résistance mécanique élevée de  $C_1$ .
- Des intensités mineures d'ettringite et de gypse du béton de 50% de substitution du sable de rivière par du sable de carrière par rapport au béton de référence lors de diagnostic par DRX, MEB, EDS, IR et ATG/ATD.
- Des relations combinant la teneur en portlandite et la résistance mécanique dans tous les environnements ont été trouvés. D'autre part, nous avons remarqué une autre relation liant les différents pourcentages de portlandite, de gypse et d'ettringite.
- Dans chaque étape de cette recherche, on peut noter que le béton modifié par 50% de sable de concassage présente une optimisation remarquable par rapport au béton témoin à base de sable totalement silicieux. Le fruit de cette contribution peut être considéré comme un appel à l'exploitation du sable de calcaire, mais avec toute prudence et bon identification des matières primaires entrées dans la formulation du béton. L'usage de cette ressource participe fortement à la réduction et la limitation d'utilisation de sable de rivière, ce qui protège notre environnement.

Après ce diagnostic qui a dégagé de nouvelles interrogations concernant l'emploi du sable de concassage comme matériau alternatif avec le sable alluvionnaire dans le béton. Ces questions pourraient conduire à de nouvelles recherches sur ce sujet et son effet sur la durabilité et la morphologie de la microstructure des ouvrages en béton armé, on cite notamment :

- L'effet de la substitution d'un pourcentage entre (40-60)% du sable alluvionnaire avec le sable de calcaire concassé sur la durabilité de béton conservé dans les eaux remontées de la nappe phrèatique.
- L'effet de la substitution d'un pourcentage entre (40-60)% du sable alluvionnaire avec le sable de calcaire concassé sur la durabilité de béton conservé dans des environnements acides et sulfatiques.
- L'influence de la nature et de la quantité des fines calcaires et silicieuses sur les comportements du béton durci.
- L'influence des taux d'incorporation des fines calcaires et silicieuses sur le comportement rhéologique du béton de haute performance.
- Étude de la durabilité et de la microstructure du béton à base d'un sable de calcaire concassé dans des environnements agressifs.
- Possibilité d'élimination des espèces chimiquement agressives dans les eaux remontées de la nappe phrèatique.
- Influence de la nature du ciment algérien sur la durée de vie des ouvrages en béton armé dans des environnements agressifs.

## **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

### Références bibliographiques

**A. A. Ramezani pour.** Cement Replacement Materials, Springer Geochemistry /Mineralogy, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 2014.

**Abou-Zeid, M.N. and Fakhry, M.M.** “Short-term impact of high- aggregate fines content on concrete incorporating water-reducing admixtures”, ACI Materials Journal, Vol. 100, No. 4, pp. 280-285, 2003.

**ACI Committee 201.** Guide to Durable Concrete, ACI Manual of Concrete Practice, 2002.

**ACI Report 224R-00.** Manual of Concrete Practice, Part 3, 2001.

**Adams JM, Rajesh AM, Brightson P, Anand MP.** Experimental Investigation on The Effect Of M-Sand In High Performance Concrete, American Journal of Engineering Research (AJER; V 02, pp: 46-51), 2013.

**Agostini F, Lafhaj Z, Skoczylas F, Loodsveldt H.** Experimental study of accelerated leaching on Hollow cylinders of mortar. Cem Concr Res;37:71–8, 2007.

**A, Guettala.** Cours de corrosion. Université de Biskra, 2008.

**Ahmad S, Mahmood S.** Effects of crushed and natural sand on the properties of fresh and hardened concrete. In: 33rd conference on our world in concrete and structures, Singapore, article ID 100033006, 2008.

**Ahmed Ahmed, E. and Ahemed Kour, A. E.** “Properties of concrete incorporating natural and crushed stone very fine sand”, ACI Material Journal, Vol. 86, No. 4, pp. 417-424, 1989.

**Ahmed M. Diab, Abd Elmoaty M. Abd Elmoaty , Ayman A. Aly.** Long term study of mechanical properties, durability and environmental impact of limestone cement concrete. Alexandria Eng. J. <http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2016.01.031>, 2016.

**Ahn, N.** “An Experimental Study on the Guidelines for Using Higher Contents of Aggregate Microfines in Portland Cement Concrete,” Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, 2000.

**Ahn, N. Phelan, T., Fowler, D. W. and Hudson, B. P.** “The Effects of High- Fines on the Properties of Cement Mortar and Concrete”, ICAR 9<sup>th</sup> Annual Symposium, 2001.

**Ahn, N. and Fowler, D. W.** “The Effects of High Fines on the Properties of Concrete”, ICAR 10<sup>th</sup> Annual Symposium, 2002.

**Aïtcin, P-C.** Bétons haute performance. Edition Eyrolles, ISBN 2-212-01323-X, 2001.

**A.Neville, J.J.Brooks.** Concrete technology. Second Edition. ISBN. 978-0-273-73219 8(pbk.), 2010.

**Anitha-selva SSD, Gayathri R, Swathi G, Prince AG.** Experimental Investigation On Quarry Dust Concrete With Chemical Admixture, International Journal of Latest Research in Science and Technology; V 2, pp:91–94, 2013.

**Aquino Carlos, Inoue Masumi, Miura Hiroaki, Mizuta Maki, Okamoto Takahisa.** The effects of limestone aggregate on concrete properties. Construction and Building Materials. 24: 2363-2368, 2010.

**AS2758.1.** Aggregates and Rock for Engineering Purposes – Part 1: Concrete Aggregates, ISBN 0 7337 1730 6, SAI Global, 1998.

**Association Francaise Génie Civil. GrandDuBé:** Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons, Ginette Arliguie, Hugues Hornain édition. Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, France, 437 p. 2007.

**ASTM C33/C33M.** Standard Specification for Concrete Aggregates, American Society of Testing and Materials Standards, West Conshohocken, PA, 2013.

**ASTM C267.** “Chemical resistance of mortars, grouts, and monolithic surfacings and polymer Concretes”. West Conshohocken, PA: American Society for Testing and Materials (ASTM) International, 2001.

**Babu, K.K.** “Performance of quarry waste as replacement of aggregate in concrete”, International Seminar on Civil Engineering Practice Roorkee, pp. 926-934, 1996.

**Badens, E., P. Llewellyn, J. M. Fulconis, C. Jourdan, S. Veessler, R. Boistelle and F. Rouquerol.** ‘Study of gypsum dehydration by controlled transformation rate thermal analysis (CRTA)’. Journal of Solid State Chemistry 139(1): 37–44, 1998.

**Badogiannis, E. et al.,** Evaluation of chloride-penetration resistance of metakaolin concrete by means of a diffusion – Binding model and of the k-value concept. Cement and Concrete Composites, 63, pp.1–7, 2015.

**Baguant, B.K.** “Use of rock dust for enhancing durability of concrete” University of Mauritius, 81 – 95. <https://eprints.kfupm.edu.sa/.../> 1999.

**Barbara Lothenbach, Pawel Durdziński and Klaartje De Weerd.** A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials. Thermogravimetric analysis ,Chapter 5, International Standard Book Number-13: 978-1-4987-3867-5 (eBook - PDF), 2016.

**Bederina.M , Makhloufi.Z , Bounoua.A, Bouziani.T, Queneudec.M .** “Effect of partial and total replacement of siliceous river sand with limestone crushed sand on the durability of mortars exposed to chemical solutions ”,Construction and Building Materials Vol 47, pp.146–158, 2013.

**Bellport, B.P.** in Performance of Concrete, Swenson, E.G., ed., University of Toronto Press, Toronto, pp. 77–92, 1968.

**Benabed B, Kadri EH, Azzouz L, Kenai S.** Properties of self-compacting mortar made with various types of sand, Cement and Concrete Composites; V 34, pp:1167–1173, 2012.

- Bensted, J.** Thaumaside-background and nature in deterioration of cements, mortars, and concretes. *Cement and Concrete Composites*, 21, 117—121, 1999.
- Bertrand R.** Coquillat G. Les calcaires dans les bétons hydrauliques, CEBTP., pp. 6-13, 1992.
- BG (Bureau d'étude Bonard et Gardel).** « Vallée du Souf : Etudes d'assainissement des eaux résiduaires, pluviales et d'irrigation, Mesures complémentaires de lutte contre la remontée de la nappe phréatique ». Mission II. 111p, 2002.
- Biczok, I.** Concrete Corrosion and Concrete Protection, Chemical Publishing Company, New York, p. 291, 1967.
- B. Menadi a, S. Kenai a, J. Khatib b, A. Aït-Mokhtar.** Strength and durability of concrete incorporating crushed limestone sand .*Construction and Building Materials* 23, 625–633, 2009.
- Boikova, A.I., Grischenko, L.V., Domanski, A.I.** Hydration of C3A and solid solutions of various compositions, *Proceedings of 7th International Congress on Chemistry of Cement*, V. IV, pp. 460-464, Paris. 1980.
- Boualem BOUSELSAL et Nacer KHERICI.** Effets de la remontée des eaux de la nappe phréatique sur l'homme et l'environnement : cas de la région d'El-Oued (SE Algérie). *Afrique SCIENCE* 10(3), 161 – 170, 161 ISSN 1813-548X. 2014.
- BRE construction division, Special digest1 :** Concrete in aggressive ground. www.brebookshop.com, third edition, ISBN 1 86081 754 8. 2005.
- BRE Digest 405.** Carbonation of Concrete and its Effects on Durability. Building Research Establishment, Garston, UK, Publ CRC Ltd. London, 1995.
- British Geological Survey.** Collation of the results of the 2001 Aggregate Minerals Survey for England and Wales. Commissioned report CR/03/53N, 2003.
- Brown, G.E., and D.B. Oates,** *Concr. Int.*, Vol. 5, pp. 36–39, 1983.
- BSI EN 12620.** Aggregates for Concrete, British Standards Institute, London, UK, 2008.
- Broomfield, J.P.** Corrosion of Steel in Concrete. E.&F.N. Spon, London. 1997.
- Broomfield, J.P.** Corrosion of Steel in Concrete. by Taylor & Francis. 270 Madison Ave, New York, NY 10016. 2007.
- Building Research Establishment Digest 250,** 1981.
- Building Research Establishment News.** Her Majesty's Stationery Office, London, Winter, 1979.
- Cady, P.D.** ASTM STP 169B, pp. 275–299, 1978.

- Carrasquillo, L.** “Properties of High strength concrete subject to short term loads”, *ACI Journal*, pp. 171-177, 1981.
- CCAA T 60.** Guide to the specification and use of manufactured sand in concrete, Cement concrete aggregate Australia, ISBN 978 – 1 – 877023 – 25 – 5, pp. 1-15, 2008.
- Celik Ozyildirim.** “High Performance Concrete for Transportation Structures”, *Concrete International*, pp. 513-517, 1993.
- Celik, T., Marar, K.** Effects of crushed stone dust on some properties of concrete. *Cement Concrete Res.*, 26 (7),1121-1130, 1996.
- Chan, W.W.J. and Wu, C.M.L** “Durability of concrete with high cement replacement”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 30, pp. 865-879, 2000.
- Chatterji, S., and J. W. Jeffery.** ‘Three-Dimensional Arrangement of Hydration Products in Set Cement Paste’ . *Nature* **209** (5029): 1233-1234, 1966.
- Chitlange MR, Pajgade PS.** Strength appraisal of artificial sand as fine aggregate in SFRC. *ARPJ Eng Appl Sci* 5(10):34–38, 2010.
- Chris Hartwiger and Patrick O’Brien.** “Making Sense of Manufactured Sand”, *Newsletter Article*, January 6, 2008.
- Cohen M.D., and B. Mather.** *ACI Mat. J.*, Vol. 88, No. 1, pp. 62–69, 1991.
- Colleparidi, M., Monosi, S., Moriconi, G., Corradi, M.** Tetracalcium aluminoferrite hydration in the presence of lime and gypsum, *Cement and Concrete Research*, 9(4), 431-437, 1979.
- Cortes, D.D, Kim, H.K., Palomino, A.M. and Santamarina, J.C.** “Rheological and Mechanical properties of mortars prepared with natural and manufactured sand”, *Cement and Concrete Research*, Vol. 38, pp. 1142-1147, 2008.
- Cote, M.** « Des oasis malades de trop d’eau », *Sécheresse*, John Libbey Eurotext, Paris, 9(2) :123-130. 1998.
- Crouch, L.K. and Jason Philips.** “Lean, Green and Mean Concrete”, 2009 World of Coal Ash Conference (WOCA), pp. 1-17, 2009.
- Dale Bentz, P.** “Multi-Scale Micro structural Modeling of Concrete Diffusivity: Identification of Significant Variables”, *Journal of Cement, Concrete, Aggregates*, pp. 1021-1025, 1998.
- DeJong, M., and Ulm, F.-J.** "The nanogranular behavior of C-S-H at elevated temperatures (up to 700° C)", *Cement and Concrete Research*, Vol. 37, No. 1, pp 1-12, January 2006.
- DETR.** The thaumasite form of sulfate attack: risks, diagnosis, remedial works and guidance on new construction. Report of the Thaumasite Expert Group, Department of the Environment, Transport and the Regions, London, 1999.

- DHW.** Bulletin d'information hydraulique -Ed. Direction de l'hydraulique de la Wilaya d'El-Oued 22 p, 2007.
- [doc.lerm.fr/wp-content/uploads/2013/08/retrait-carde.pdf](http://doc.lerm.fr/wp-content/uploads/2013/08/retrait-carde.pdf), 2013.
- DRE., Documents techniques.** Alger, Direction des ressources en eau. Wilaya d'El-Oued, 2013.
- Dreux G., Jean FESTA.** Nouveau guide du béton et de ses constituants. Edition Eyrolles. p. 416. Juin; 1998.
- DSA.,** La remontée des eaux de la nappe phréatique dans la région d'El-Oued Souf, rapport synthèse, 2005.
- Dukat, E. L.** "Effective use of aggregate fines", ICAR 3<sup>rd</sup> Annual Symposium, 1995.
- E. Gruyaert, M. Maes, N. De Belie :** Performance of BFS concrete: k-Value concept versus equivalent performance concept,. *Construction and Building Materials* 47, 441– 455, 2013.
- Elavenil S, Vijaya B, Hariharan K.** Manufactured sand, a solution and an alternative to river sand and in concrete manufacturing. *J Eng Comput Appl Sci (JEC&AS)*, 2(2):20–24, 2005.
- El-Jazairi B., J.M. Illston.** A simultaneous semi-isothermal method of thermogravimetry and derivative thermogravimetry, and its application to cement pastes, *Cem.Concr. Res.* 7, pp. 247-257, 1977.
- EN 197-1.** Cement-Part 1: Composition, Specification and Conformity Criteria. CEN, Brussels. 2012.
- Erdoğan, K.** Hydration properties of limestone incorporated cementitious systems, PhD thesis, Middle East Technical University, Ankara, Turkey, 115pp, 2002.
- Erlin, B., and G. J. Verbeck.** ACI SP-49, pp. 39–46, 1978.
- Evertsson, C.M.** Cone crusher performance, PhD Thesis, Chalmers University of technology, 2000.
- Felix Kala, T. and Partheeban, P.** "Utilization of Granite Powder as Fine Aggregate in High Performance Concrete", *Proceedings of the National Conference on Emerging Trends in Construction and Concrete Technology*, Sona College of Technology, 2009.
- Fernandez-Carrasco L, Torrens-Martin D, Morales LM, Martinez- Ramirez S.** Infrared spectroscopy in the analysis of building and construction materials. In: *Infrared spectroscopy—materials science, engineering and technology*. Edited by Theophile Theophanides INTECH, p. 369–382, 2012.
- Fernandez-Carrasco L, Vazquez T.** Aplicacion de la espectroscopia infrarroja al estudio del cemento aluminoso. *Mater Constr*; 46:53–65, 1996.



- Fletcher, T., Eyad, A. and Masad, E. A.** “AIMS: Aggregate Imaging System for Characterizing Fine and Coarse Aggregate Shape Properties”, ICAR 10<sup>th</sup> Annual Symposium, 2002.
- F.L. Li, C.J. Liu, L.Y. Pan, C.Y. Li.** Machine-Made Sand Concrete, China Water Power Press, Beijing, China, (in Chinese with English content), 2013.
- Fowler, J. C.** “Increasing amount of minus 75 microns fines in Portland cement concrete”, ICAR 5<sup>th</sup> Annual Symposium, 1997.
- Fukuhara, M., Goto, S., Asaga, K., Daimon, M., Kondo, R.** Mechanisms and kinetics of C4AF hydration with gypsum, Cement and Concrete Research, 11(3), 407-414, 1981.
- Garboczi, E. J., Martys, N. S., Saleh, H. and Livingston, R.** “Acquiring, Analyzing, and Using Complete Three-Dimensional Aggregate Shape Information”, ICAR 9<sup>th</sup> Annual Symposium, 2001.
- Georges.Dreux et Jean. Festa.,** Nouveau guide du béton et de ses constituants.huitième édition, troisième tirage, ISBN13 :978-2-212-10231-4. Éditions Eyrolles 61.bd Saint-Germain 75240 Paris Cedex 05, www.editions-eyrolles.com, 2007.
- Gerry Huber and Bob McGennis.** “How to Increase Voids in Mineral Aggregate”, The Superpave Asphalt Research Programme, 2008.
- Ghataora, G.S., Freer-Hewish, R.J. and Kennedy, J.** “Utilisation of quarry fines”, Department of Civil Engineering, The University of Birmingham, 2004.
- Glasser, F.P.** The burning of portland cement, in Lea’s Chemistry of Cement and Concrete, 4th Ed. (Ed. P.C. Hewlett), pp. 195-236, Elsevier, London, 1988.
- Gmira A.** Etude texturale et thermodynamique d’hydrates modèles du Ciment, These de Doctorat, Université d’Orleans, France; p. 212, 2003.
- Hailong Wang and Qingbin Li** “Prediction of elastic modulus and Poisson’s ratio for unsaturated concrete”, International Journal of Solids and Structures, Vol. 44, pp. 1370-1379, 2007.
- Hall C.** Water sorptivity of mortars and concretes: a review. Magazine of Concrete Research 41(147): 51–61, 1989.
- Harrison, A. M., N. B. Winter and H. F. W. Taylor.** X-Ray-Microanalysis of Microporous Materials. Journal of Materials Science Letters **6** (11): 1339-1340, 1987.
- Hawkins, P., Tennis, P., Detwiler, R.** The Use of Limestone in Portland Cement: A State-of-the-Art Review, PCA, Skokie, IL, 2003.
- Hiroshi Uchikawa.** “Influence of microstructure on the physical properties of concrete prepared by substituting mineral powder for part of fine aggregate”, Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 1, pp. 101-111, 1996.

**Houst Y.F.** Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie, Thèse de doctorat de l'École Polytechnique Fédérale de Lausanne, 1992.

**Hudson B.P.** "Manufactured sand for Concrete", The Indian Concrete Journal, pp. 237-240, 1997.

**Hudson B. P. Progress- ICAR project 102.** "Increasing fines in Portland Cement Concrete", ICAR 7<sup>th</sup> Annual Symposium, 1999.

**Hyvert N.** Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton, Thèse de doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse III, 2009.

**ICAR 101-2F:** Framework for Development of a Classification Procedure for Use of Aggregate Fines in Concrete, p. 120, 2001.

**ICAR 102-F.** "An experimental study on the guidelines for using higher contents of aggregate microfines in Portland cement concrete" Research Report Austin, Texas: International Center for Aggregates Research, University of Texas, Available at [www.engr.utexas.edu/icar](http://www.engr.utexas.edu/icar), December, 2001.

**Ilangovan, R.** and Nagamani, K. "Application of quarry rock dust as fine aggregate in concrete construction", NICMAR-JCM, pp. 423-428, 2002.

**Ilangovan, R.,** Mahendran, N. and Nagamani, K. "Strength and durability properties of concrete containing quarry rock dust as fine aggregate", ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, Vol. 3, No. 5, pp. 20 -26, 2008.

**Ilangovan, R.** "Studies on Strength and behaviour of concrete by using quarry dust as fine aggregate", Proceedings of All India Seminar on Materials and Machines for Construction, New Age International, pp. 99-102, 2000.

**Ilgar Allahyari.** Approche performantielle des bétons : Vers une meilleure caractérisation des indicateurs de durabilité. Thèse de doctorat de l'université Paul Sabatier Toulouse III. 244p, 2016.

**Imène Joudi-Bahri.** "Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien", Thèse de doctorat. Université de Lorraine, p.3, 2012.

**Jaafar, M.S.** "Strength and durability characteristics of high strength autoclaved stone dust concrete", The Indian Concrete Journal, pp. 202-206, 2002.

**Jackson, N. M. and Brown, R. H.** "Use of higher fines contents in Portland cement concrete", ICAR 4<sup>th</sup> annual symposium, 1996.

**Jean-Pierre Ollivier et Angélique Vichot.** La durabilité des bétons, Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement, Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2008.

- Jeffrey, C.A. Hill, I.A. and Fitch, P.J.** Waste minimisation by the application of integrated technology. MA 4/02/002.URL<[http://www.mist.org.uk/research\\_projects/final\\_report\\_ma\\_4\\_2\\_002.pdf](http://www.mist.org.uk/research_projects/final_report_ma_4_2_002.pdf)>.Access date: [15/12/2007]. Department of Geology.University of Leicester, 2003.
- JGJ 52-2006.** Standard for Technical Requirements and Test Method of Sand and Crushed Stone (or Gravel) of Ordinary Concrete. Beijing, China, (in Chinese with English content), 2006.
- JGJ/T 241-2011.** Technical Specification for Application of Manufactured Sand Concrete, Beijing, China, 2011. (in Chinese with English content), 2011.
- JISA 5005.** Crushed Stone and Manufactured Sand for Concrete, Japanese Standards Association, Tokyo, Japan, 2009.
- Justin Norvell, K.** “Influence of Clays and Clay-Sized particles on Concrete Performance”, Journal of materials in Civil Engineering, ASCE, pp. 1053-158, 2007.
- J. Xiao and H. Falkner.** On residual strength of high-performance concrete with and without polypropylene fibres at elevated temperatures. Fire Safety Journal, 41 :115– 121, 2006.
- Kamali S, Gerard B, Moranville M.** Modelling the leaching kinetics of cement based materials-inluence of materials and environment. Cem Concr Compos; 25:451–8, 2003.
- Karen Scrivener, Amélie Bazzoni, Berta Mota and John E. Rossen.** A Practical Guide to Microstructural Analysis of Cementitious Materials, Chapter 8, Electron microscopy. International Standard Book Number-13: 978-1-4987-3867-5 (eBook - PDF), 2016.
- K. L. Scrivener.** ‘Backscattered Electron Imaging of Cementitious Microstructures: Understanding and Quantification’ . Cement and Concrete Composites **26** (8): 935-945, 2004.
- Karthik Obla, H. and Colin Lobo, L.** “Acceptance Criteria for Durability Tests”, Concrete International, pp. 43-48, 2007.
- Katz, A. and Baum, H.** “Re-evaluation of the upper limit of fines content in concrete”, Cement and Concrete Research, 2005.
- Kawai, K., Yamaji, S. and Shinmi, T.** “Concrete Deterioration Caused by Sulfuric Acid Attack”, International Conference on Durability of Building Materials and Components (10DBMC) LYON [France], pp. 17-20, 2005.
- Keiichi Imamoto, Sumie Ishii and Masanao Arai.** “Drying shrinkage properties of concretes with several kinds of aggregates and the influence of specific surface areas of the aggregates”, Journal of Structural and Construction Engineering, AIJ, No. 606, pp. 9-14, 2006.

**Kenai S, Menadi B, Ghrici M.** Performance of limestone cement mortar. In: Eight CANMET/ACI international conference on recent advances in concrete technology; p.39, 2006.

**Khaoula Akrouf, Mounir Ltifi, Stéphanie Bonne, Marta Choinska, Mongi Ben Ouezdou.** Effet du sable du calcaire sur les paramètres de transfert. [http : //www. reserchgate.net/ publication/ 313527042](http://www.researchgate.net/publication/313527042), 2009.

**Kholaddi M-K.** SIG pour le suivi de la remontée des eaux de la wilaya d'El Oued, Congrès internationale en Informatique appliquée CiiA'05 du 19 au 21 Novembre 2005 à Bordj Bou Arreridj, 10 p, 2005.

**Kim, H, Haas, C. T, Rauch A. F. and Browne, C.** “A Prototype Laser Scanner for Characterizing Size and Shape Parameters in Aggregates”, ICAR 9<sup>th</sup> Annual Symposium, 2001.

**Kome Shomglin, Paulo Monteiro and John Harvey.** “Accelerated Laboratory Testing for High Early Strength Concrete for Alkali Aggregate Reaction” California Department of Transportation, University of California at Berkeley, Institute of Transportation Studies, Pavement Research Center, July 2001.

**Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B. and Panarese, W. C.** “Design and Control of Concrete Mixtures”, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, 2002.

**K. Sotiriadis, E. Nikolopoulou, S. Tsivilis,** Sulfate resistance of limestone cement concrete exposed to combined chloride and sulfate environment at low temperature, *Cem. Concr. Compos.* 34 (8), 903–910, 2012.

**Kurashige, I.** “Mechanism and Prediction Method for Deterioration of Concrete due to Sulfuric Acid”, Doctoral dissertation thesis in Tokyo University, Japan, 2002.

**Lamb, M.J.** “Design guide for applications of sandstone quarry sand in South Wales”, Virigis Report VR8, TRL Limited, 2005.

**Lei Jiang a, Ditao Niu b.** Study of deterioration of concrete exposed to different types of sulfate solutions under drying-wetting cycles. *Construction and Building Materials* 117, 88 – 98, <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.094> 0950-0618/\_ 2016 Elsevier Ltd, 2016.

**Logan Andrew Thomas.** “Short-Term Material Properties of High- Strength Concrete”, M.S Thesis, North Carolina State University, Department of Civil, Construction, and Environmental Engineering, 2005.

**Lohani T.K, Padhi M, Dash K.P, Jena S.** Optimum utilization of Quarry dust as partial replacement of sand in concrete, *Int. Journal of Applied Sciences and Engineering Research*; V 1, pp:391-404, 2012.

**Loukili A.** Etude du retrait et du fluage de Bétons à Ultra-Hautes Performances, E.C. Nantes, Thèse de Doctorat, 155 p., Nantes, France, 1996.

- Luca Bertolini, Bernhard Elsener, Pietro Pedferri, Rob Polder.** Corrosion of Steel in Concrete. WILEY-VCH Verlag GmbH & Co. KGaA, Weinheim ISBN: 3-527-30800-8, 2004.
- Lunk P.** Penetration of water and salt solutions into concrete by capillary suction. Journal for Restoration of Buildings and Monuments 4(4): 399-422, 1998.
- Machemehl, C. A.** “Solving the fines problem”, ICAR 5<sup>th</sup> Annual Symposium, 1997.
- M.A. Gonzáles, E.F. Irassar,** Effect of limestone filler on the sulfate resistance of low C3A Portland cement. Cement Concr. Res. 28(11), 1655–1667, 1998.
- Makhloufi Z, Kadri EH, Bouhicha M, Benaissa A.** Resistance of limestone mortars with quaternary binders to sulfuric acid solution. Constr Build Mater 2012;26:497-504.
- Malathy. R.** “Effect of mineral admixtures on the strength, durability and self compactability of high performance concrete”, Ph.D thesis submitted to the Bharathiar University, 2004.
- MandalPK, MandalTK.** Anionwater in gypsum (CaSO<sub>4</sub>-2H<sub>2</sub>O) and hemihydrate (CaSO<sub>4</sub>-1/2H<sub>2</sub>O). Cem Concr Res;32:313–6, 2002.
- Marek, C. R.** “Importance of fine aggregate shape and grading on properties of concrete”, ICAR 3<sup>rd</sup> annual symposium, 1995.
- Mark G. Richardson.** Fundamentals of durable reinforced concrete. This edition published in the Taylor & Francis e-Library, ISBN 0-203-27744-9 (Adobe eReader Format), 2004.
- Mark James Krinke** “The Effect of Admixtures in Concrete Containing Manufactured Sand”, Research Project towards the degree of Bachelor of Civil Engineering, Faculty of Engineering and Surveying, University of Southern Queensland, pp. 1-71, 2004.
- Martys NS and Ferraris CF.** Capillary transport in mortars and concrete. Cement and Concrete Research 27(5): 747–760, 1997.
- M.A. Trezza et A.E. Lavat.** Analysis of the system 3CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>-CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O-CaCO<sub>3</sub>-H<sub>2</sub>O by FT-IR spectroscopy. Cement and concrete Research 31 (2001), 869-872, 2001.
- M. COTE.** « Des oasis malades de trop d’eau », Sécheresse, John Libbey Eurotext, Paris, 9(2) :123-130, 1998.
- Menadi B, Kenai S, Khatib J, Aït-Mokhtar A.** Strength and durability of concrete incorporating crushed limestone sand. Constr Build Mater., 23:625-633, (2009).
- Mindess, S., Young, J.F.** Concrete, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ. 1981.
- Mitchell, C. and Benn, A.** “Quarry fines minimisation: Process optimisation”, casestudy1: URL<[http://www.goodquarry.com/documents/case\\_study\\_1.pdf](http://www.goodquarry.com/documents/case_study_1.pdf)>. Access date:13-09-2007.
- Mitchell, C. (2007a).** “Quarry Fines Minimisation”: MA/4/5/003, British Geological Survey, Nottingham. URL<[http://www.mist.org.uk/research\\_projects/final\\_reports/final\\_report\\_ma\\_](http://www.mist.org.uk/research_projects/final_reports/final_report_ma_)

4\_5\_003.pdf>. Access date: [18/12/2007].

**MOULLA, A. S., et al.**, « Hydrochemical and isotopic behaviour of a Saharan phreatic aquifer suffering severe natural and anthropic constraints (case of Oued-Souf region, Algeria) », *Hydrogeology Journal*, 14: 955-968, 2006.

**M. Tokyay.** Cement and concrete mineral admixtures, International Standard Book Number-13: 978-1-4987-1655-0 (eBook - PDF). Middle East Technical University, Ankara, Turkey. 325p, 2016.

**Nagaraj, T.S. and Zahida Banu.** “Efficient Utilization of rock dust and pebbles as Aggregates in Portland Cement Concrete”, *The Indian Concrete Journal*, pp. 53-56, 1996.

**Naidu, R.S., Zain, M.F.M. and Tan, K.S.** “Strength and elasticity of concrete incorporating quarry dust and mineral admixtures”, *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Advances in Strategic Technologies*, Kuala Lumpur, Malaysia, pp. 1179-1184, 2003.

**Nataraja, M. C and Nalanda, Y.** “Performance of industrial by-products in controlled low-strength materials (CLSM)”, *Waste Management*, pp. 787-791, 2007.

**Nataraja, M.C., Nagaraj, T.S. and Ashok Reddy.** “Proportioning Concrete Mix with Quarry Wastes”, *Cement Concrete and Aggregate Journal*, Vol. 23, No. 2, pp. 81-87, 2001.

**Negro, A., Stafferi, L.** The hydration of calciumferrites and calcium aluminoferrites, *Zement-Kalk-Gips*, 32(2), 83-88, 1979.

**Neville AM.** Properties of concrete. Fourth edition, Longman, England, pp.844. 1995.

**Neville Adam M.** Propriétés des bétons. Edition Eyrolles; p. 824, 2000.

**NF EN 206-1 Béton - Partie 1: Spécification, performances, production et conformité,** AFNOR, French standard, from European standard EN 206 Concrete-Performance, production and conformity, 2004.

**NF P18-405 Bétons- Essais d'information Confection et conservation des éprouvettes,** Décembre 1981.

**NF EN 12390-2.** Essais pour béton durci - Partie 2: confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance, Octobre 2001.

**NF EN 12390-3.** Essai pour béton durci – Partie 3: résistance à la compression des éprouvettes, Fév. 2003.

**NF EN 12390-5.** Essai pour béton durci – Partie 5: résistance à la flexion sur éprouvettes, Octobre 2001.

**Nguyen Thanh Sang and Pham Duy Huu.** “An Experimental Research on Sand concrete in Mekong Delta”, 3<sup>rd</sup> ACF International Conference- ACF/VCA, pp. 455-461, 2008.

- Nisnevich, M., Sirotin, G. and Eshel, Y.** “Light weight concrete containing thermal power station and stone quarry waste”, Magazine of Concrete Research, Vol. 55, No. 4, pp. 313-320, 2003.
- Odler, I.** Hydration, setting and hardening of portland cement, in Lea’s Chemistry of Cement and Concrete, 4th Ed. (Ed. P.C. Hewlett), Elsevier, London. pp. 241-289, 1988.
- Odler, I.** Cements containing ground granulated blast furnace slag, in Special Inorganic Cements, E.&F.N. Spon, London, 2000.
- Osbaeck, B., Jons, E.S.** The influence of the content and distribution of Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub> on the hydration properties of portland cement, *Proceedings of 7<sup>th</sup> International Congress on Chemistry of Cement*, Vol. IV, 514-519, Paris, 1980.
- P18-325.** Bétons- Performances, production, mise en œuvre et critères de conformité (ENV 206), 1991.
- Palani Raj, S.** “Manufactured sand”, Proceedings of the INCONTEST 2003, Kumaraguru College of Technology, Coimbatore, 2003.
- Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J.P. and Lopes, S.M.R.** “Experimental Study of Concrete Durability Parameters produced with Different Types of Aggregates” XXX IAHS World Congress on Housing Construction – An Interdisciplinary Task, 2002.
- Pacheco-Torgal, F. et al.** Eco-Efficient Concrete. Woodhead Publishing. DOI: 10.1533/9780857098993.3.311, 2013.
- Parrott L.J.** A review of carbonation in reinforced concrete, British Cement Association, , 126 p, 1987.
- Pauling, L.,** The Nature of Chemical Bond, 3d. Cornell University Press. 1960.
- P.B. Bamforth, W.F. Price and M. Emerson.** An international review of chloride ingress into structural concrete, Taywood Engineering Limited, 1-162, 1997.
- Pedro Quiroga, N. Namshik Ahn and David Fowler, W.** “Concrete Mixtures with High Microfines”, ACI Materials Journal, pp. 103-108, 2006.
- Persson, A.L.** “Image analysis of shape and size of fine aggregates”, Engineering Geology, Vol. 50, pp. 177-186, 1998.
- Peschard A., Govin A., Grosseau P., Guilhot B., Guyonnet R.** Effect of polysaccharides on the hydration of cement paste at early ages, Cement and Concrete Research, 34, pp 2153-2158, 2004.
- Petavratzi, E.** “An assessment of dust generation from ores”, PhD Thesis, University of Nottingham. Nottingham, 2006.
- P. Hawkins.** Personal Communication to R. E. Gebhardt, 10 October 1986.

- P. Hawkins, Tennis, R. Detwiler**, The Use of Limestone in Portland Cement: A State-of-the-Art Review (Portland Cement Association, EB227), 2005.
- P.K. Mehta**. Cem. Concr. Res., Vol. 13, No. 3, pp. 401–406, 1983.
- P. Kumar Mehta, Paulo J. M. Monteiro**. Concrete Microstructure, Properties, and Materials, Third Edition, DOI: 10.1036/0071462899. McGraw-Hill, New York, 2006.
- Plowman, C., Cabrera, J.G.** Mechanism and kinetics of hydration of C3A and C4AF extracted from cement, Cement and Concrete Research, 14(2), 238-248, 1984.
- Pole, A.D. and Kulkarni, S.S.** “Comparative Study of strength properties of concrete mixes with natural sand replaced fully or partially by crushed stone powder from aggregate crushing plant wastfae.” Indian Concrete Institute, Bangalore, pp. 227-240, 1998.
- Pommersheim, J., Chang, J.** Kinetics of hydration of tricalcium aluminate, Cement and Concrete Research, 16(3), 440-450, 1986.
- Prachoom Khamput**. “A Study of Compressive Strength of Concrete used Quarry Dust to Replace Sand”, Technology and Innovation for Sustainable Development Conference (TISD2006), Faculty of Engineering, Khon Kaen University, Thailand, 2006.
- Prakash Rao DS, Giridhar Kumar V.** Investigations on concrete with stone crusher dust as fine aggregate. Indian concrete journal; 78(7):45-50. Logan AT. Short-term material properties of high-strength concrete, 2004.
- Priyanka AJ, Dilip KK.** Effect of replacement of natural sand by manufactured sand on the properties of cement mortar. International Journal Of Civil And Structural Engineering, 2013; V 3, pp: 621-628.
- Puneeth G T., Mamatha A.** An experimental investigation on the strength of concrete by partial replacement of cement with micro silica and naturel sand with manufactured sand. International Journal of Civil and Structural Engineering Research ISSN 2348-7607 (Online) Vol. 3, Issue 2, pp: (52-57). Available at: www.researchpublish.com .Month: October 2015 - March 2016.
- Quiroga, P.N.** “The effect of the aggregate characteristics on the performance of portland cement concrete”, Ph.D. Dissertation, University of Texas at Austin, 2003.
- Ramachandran V.S, Paroli R.M, Beaudoin J.J, Delgado A.H.**. Handbook of thermal analysis of construction materials, Noyes Publications, 2002.
- Raman, S.N., Zain, M.F.M. and Mahmud, H.B.** “Influence of quarry dust and mineral admixtures on the 28<sup>th</sup> day initial surface absorption of concrete in Sustainable Development in Concrete Technology”, Proceedings of the Seventh International Conference on Concrete Technology in Developing Countries, Kualalumpur, Malaysia, pp. 33-42, 2004.
- Rao SV, Rao MVS, Ramaseshu D et al.** Durability performance of self compacting concrete. Magazine of Concrete Research 64(11): pp.1005–1013. ISSN 0024-9831 | E-ISSN 1751-763X, November 2012



**Reading, T.E.**, ACI-SP-47, pp. 343–366, 1975; and **Mehta, P.K.**, J. ACI, Proc., Vol. 73, No. 4, pp. 237–238, 1976.

**Revathi, V., Narasimha, V.L. and Jayanthi, S.** “Studies on the Performance of Quarry Waste in Flowable Fly Ash-Gypsum Slurry”, Modern Applied Science, Vol. 3, No. 2, pp. 102-106, 2009.

**R.K. Dhir, M.C. Limbachiya, M.J. McCarthy, A. Chaipanich.** Evaluation of portland limestone cements for use in concrete construction. Mater. Struct. 40, 459–473, 2007.

**Roger, Z.** “Investigation of the segregation behavior of different mortar constituents with TGA/SDTA”USERCOM : 1/2001 Information for users of Mettler Toledo thermal analysis systems, 2001.

**R. Vedalakshmit, A. Sundara Raj, S. Srinivasan, K. Ganesh Babu.** Quantification of hydrated cement products of blended cements in low and medium strength concrete using TG and DTA technique. Thermochemica Acta 407, 49–60, 2003.

**Safiuddin Md, Raman, S.N. and Zain, M.F.M.** “Utilization of Quarry Waste Fine Aggregate in Concrete Mixtures”, Journal of Applied Sciences Research, Vol. 3, No. 3, pp. 202-208, 2007.

**Safiuddin, M., Zain, M.F.M., Mahmud, M.F. and Naidu, R.S.** “Effect of quarry dust and mineral admixtures on the strength and elasticity of concrete”, Proceedings of the Conference on Construction Technology, Kota Kinabalu, Sabah, Malaysia, pp. 68-80, 2001.

**Sahmaran M and Li VC.** Influence of microcracking on water absorption and sorptivity of ECC. Materials and Structures 42(5): 593–603, 2009.

**Sahmaran, M., Kasap, O. ., Duru, K. and Yaman, I .O” .** Effects of mix composition and water-cement ratio on the sulfate resistance of blended cements. Cement and Concrete Composites, 29, 159-167, 2007.

**Sahu A.K., Sunil Kumar and Sachan A.K.** “Quarry Stone Waste as Fine aggregate for concrete”, The Indian Concrete Journal, pp. 845-848, 2003.

**Salvador Villalobos, Lange, D.A. and Roesler, J.R.** “Evaluation, testing and comparison between the crushed manufactured sand and natural sand”, Technical Note, Dept of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois, pp. 1-6, 2005.

**Sarbjeet Singh, Shahrukh Khan, Ravindra Khandelwal , Arun Chugh , Ravindra Nagar.** Performance of Sustainable Concrete Containing Granite Cutting Waste, Journal of Cleaner Production, doi: 10.1016/j.jclepro.2016.02.008, 2016.

**Sawich, Z. and Heng, S.S.** “Durability of concrete with addition of lime stone powder”, Magazine of Concrete Research, Vol. 48, No. 175, pp. 131-137, 1996.

**Shanmugapriya T, Uma RN.** Optimization of partial replacement of M-S and by natural sand in high performance concrete with silica fume. Int J Eng Sci Emerg Technol 2(2):73-80, 2012.

**Shahul Hameed, M. and Sekar, A.S.S.** “Properties of green concrete containing quarry rock dust and marble sludge powder as fine aggregate”, ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences, ISSN 1819-6608, Vol. 4, No. 4, pp. 83 -89, 2009.

**Shewaferaw Dinku Belay.** “The use of manufactured sand in concrete production”, M.S. Thesis, Addis Ababa University, July 2006.

**Shodhganga.inflibnet.ac.in/bitstream/10603/.../7/07\_ chapter2.pdf.**

**Shukla, A.K. and Sachan, A.K.** “Performance of stone dust as fine aggregate replacing sand in concrete and mortar”, National Seminar on Advances in Special Concretes, Indian Concrete Institute, Bangalore, pp. 241-248, 1998.

**Shukla, M., Sahu, A.K., Srivastava, A.K. and Sachan, A.K.** “Studies on Strength and Behaviour of Concrete by Using Stone Dust as Fine aggregate”, Proceedings of National Seminar on Advances in Cement and Concrete, pp. 38-43, 2000.

**Smith, J. O. and Slaughter, P.** “Uses of by-product fines”, ICAR 4<sup>th</sup> Annual Symposium, 1996.

**Søren L. Poulsen.** Chloride Threshold Values – State of the art. Danish Expert Centre for Infrastructure Constructions, Version:1, December 13, 2012.

**St John, D.A., Poole, A.B. and Sims, I.** “Concrete Petrography: A Handbook of Investigative Techniques”, London, Arnold, 1998.

**Status of the Nations Highways and Bridges:** Conditions, Performance, and Capital Investment Requirements, Federal Highway Administration, July 2, 1991.

**Strydom, C. A., D. L. Hudson-Lamb, J. H. Potgieter and E. Dagg.** ‘The thermal dehydration of synthetic gypsum’ . *Thermochimica Acta* **269–270**: 631- 638, 1995.

**Suryavanshi, A.K., Scantlebury, J.D. & Lyon, S.B.** Mechanism of Friedel’s salt formation in cements rich in tri-calcium aluminate. *Cement and Concrete Research*, 26(5), pp.717–727, 1996.

**Sven-Henrik Norman.** “Sand solutions: Replacing natural sand in concrete”, Special Report, pp. 24-26, 2008.

**Swapnil S. Fate.** Concrete with Smart Material (Manufactured Crushed Sand)-A Review. International Conference on Advances in Engineering & Technology (ICAET-2014). *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)* e-ISSN: 2278-1684, p-ISSN: 2320-334X, PP 27-29, 2014.

**Tan, K.S., Zain, M.F.M., Yusof, K.M., Safiuddin, M., Chang, T.Y. and Lee, K.S.** “Influence of quarry dust and silica fume on the properties of high performance concrete”, Proceedings of the Second International Conference on Advances in Strategic Technologies, Bangi, Selangor, Malaysia, pp. 1563-1572, 2000.

**Taylor, H.F.W., C. Famy,; K.L. Scrivener.** Delayed ettringite formation. *Cem. Concr. Res.*, Vol. 31, No. 5, pp. 683–693, 2001.

**TCMB** (Turkish Manufacturers Association) R&D Institute. Chemical Analysis Report, 2014.

**T. DJEDID.** Etude de l'effet de la corrosion des armatures sur la durabilité des ouvrages en béton armé. Thèse de Magister en Génie Civil. Université Mohammed khider, Biskra, Avril 2012.

**T. Djedid, A. Guettala, M. Mani.** Study of the workability and mechanical strength of concrete in the face of upwelling (Case of the El Oued region of Algeria. *J Fundam Appl Sci.* 11(1), 368-384. doi: <http://dx.doi.org/10.4314/jfas.v11i1.24>. ISSN 1112-9867, 2019.

**Terzaghi, R.D.,** *J. ACI, Proc.*, Vol. 44, p. 977, 1948.

**The science of concrete. Northwestern University.** <http://northwestern.edu/cement/index.html>, (May 28, 2015).

**Thierry M.** Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires – Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques, Thèse de Doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées de Paris, 2005.

**Thomas, M.D.A. et al.** The effect of supplementary cementitious materials on chloride binding in hardened cement paste. *Cement and Concrete Research*, 42(1), pp.1–7, 2012.

**Tong, Y., Du, H., Fei, L.** Comparison between the hydration processes of tricalcium silicate and beta-dicalcium silicate, *Cement and Concrete Research*, 21(4), 509-514. 1991.

**Tony Thomas.** manufactured sand-a sustainable solution, boral ACM, PP.1-21,2009.

**Topçu, B. and Uurlu, A.** “Effect of the use of mineral filler on the properties of concrete”, *Cement and concrete research*, Vol. 33, pp. 1071-1075, 2003.

**Tumidaski, P.J., Thomson, M.L.** Influence of cadmium on hydration of C3A, *Cement and Concrete Research*, 24(7), 1359-1372, 1994.

**Ueda, H., Takata, J. and Tatematsu, H.** “Deterioration mechanism of hardened cement paste by various acids”, *Proceedings of the Japan Concrete Institute*, Vol. 18, No. 1, pp. 879-884, 1996.

**University of Leeds (2007c).** Production goodpractice, URL < <http://www.goodquarry.com/article.aspx?id=155&navid=19>>. Access date: [13-09-2007].

**Vasumathi, A.M.** “A study on the strength of the concrete by partial replacement of cement with fly ash and sand with quarry dust”, *Proceedings of National Seminar on Futuristics in Concrete and Construction Engineering,(NSFCCE), S.R.M Engineering College, Chennai*, pp. 8-14, 2003.

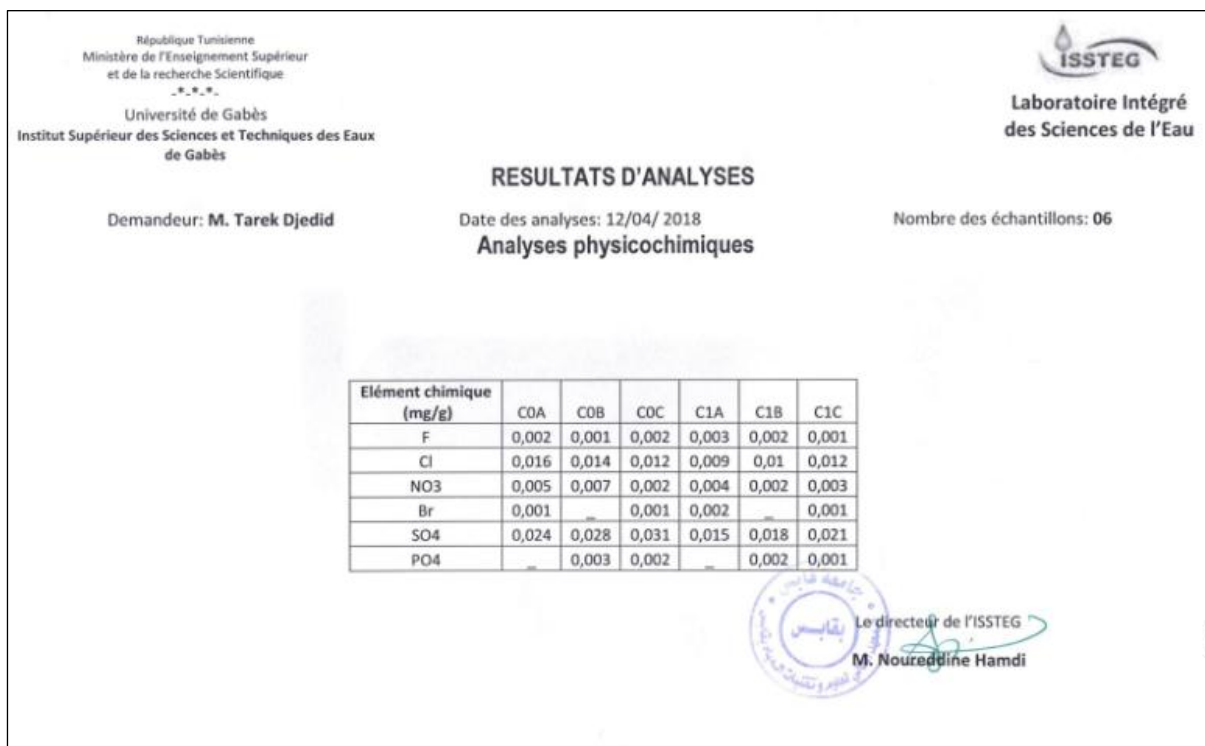
**Verbeck, G.J.,** in *Performance of Concrete*, Swenson, E.G., ed., University of Toronto Press, Toronto, 1968.

- Vinay Chandwania, Sanjay Mundraa, P.R. Sindhib, Ravindra Nagara, Vinay Agrawalaa.** Crushed rock sand-An economical and ecological alternative to natural sand to optimize concrete mix .Engineering and Material Sciences, 345-347, 2016.
- V. S. Ramachandran et al.** "Calcium Aluminate Cements" in Handbook of Thermal Analysis of Construction Materials (Noyes Publications/ William Andrew Publishing, New York), pp. 362–369, 2002.
- V. S. Ramachandran and James J. Beaudoin.** HANDBOOK OF ANALYTICAL TECHNIQUES IN CONCRETE SCIENCE AND TECHNOLOGY Principles, Techniques, and Applications. Institute for Research in Construction National Research Council Canada Ottawa, Ontario, Canada, 2000.
- V. Syam Prakash, Dhanya Krishnan, G. Jeenu.** Influence of fine stone dust on high strength concrete. 32ndConference on OUR WORLD IN CONCRETE & STRUCTURES: 28 - 29, Singapore, August 2007.
- Watson, D.** “Georgia's experience with increasing the use of fines in concrete”, ICAR 7<sup>th</sup> annual symposium, 1999.
- Wierig H.** Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, RILEM Seminar, Hannover, 1984.
- Wilson, M.A., Taylor, S.C. and Hoff, W.D.** “The initial surface absorption test (ISAT): an analytical approach”, Magazine of Concrete Research, Vol. 50, No. 2, pp. 179-185, 1998.
- Winkler, E.M.,** Stone: Properties, Durability in Man’s Environment, Springer-Verlag, New York, 1973.
- Wissam Elias Touma, B.S.** “The Alkali – Silica reaction in Portland cement Concrete: Testing Methods and Mitigation Alternatives”, Dissertation, Presented to the Faculty of the Graduate School of The University of Texas at Austin, August 2000.
- X. Gu et al.** Basic Principles of Concrete Structures, Chapter 12 Durability of Concrete Structures, © Springer-Verlag Berlin Heidelberg and Tongji University Press. DOI 10.1007/978-3-662-48565-1\_12, 2016.
- Yilmaz Akkaya.** “Effect of Sand Addition on Properties of Fibre - Reinforced Cement Composites”, ACI Material Journal, pp. 393-397, 2000.
- Younsi A.** Carbonatation de bétons à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales, Thèse de l’Université de la Rochelle, novembre, 2011.
- Y. Tezuka, D. Gomes, J.M. Martins, J.G. Djanikian.** in Durability Aspects of Cements with High Limestone Filler Content. 9th International Congress of the Chemistry of Cement, New Delhi, India, vol. V, pp. 53–59, 1992.
- Zain, M.F.M., Raman, S.N. and Safiuddin, M.** “Influence of partial replacement of sand with quarry dust on the properties of fresh high performance concrete (in Malay)”, Journal Kejuruteraan, Vol. 12, pp. 21- 30, 2000.

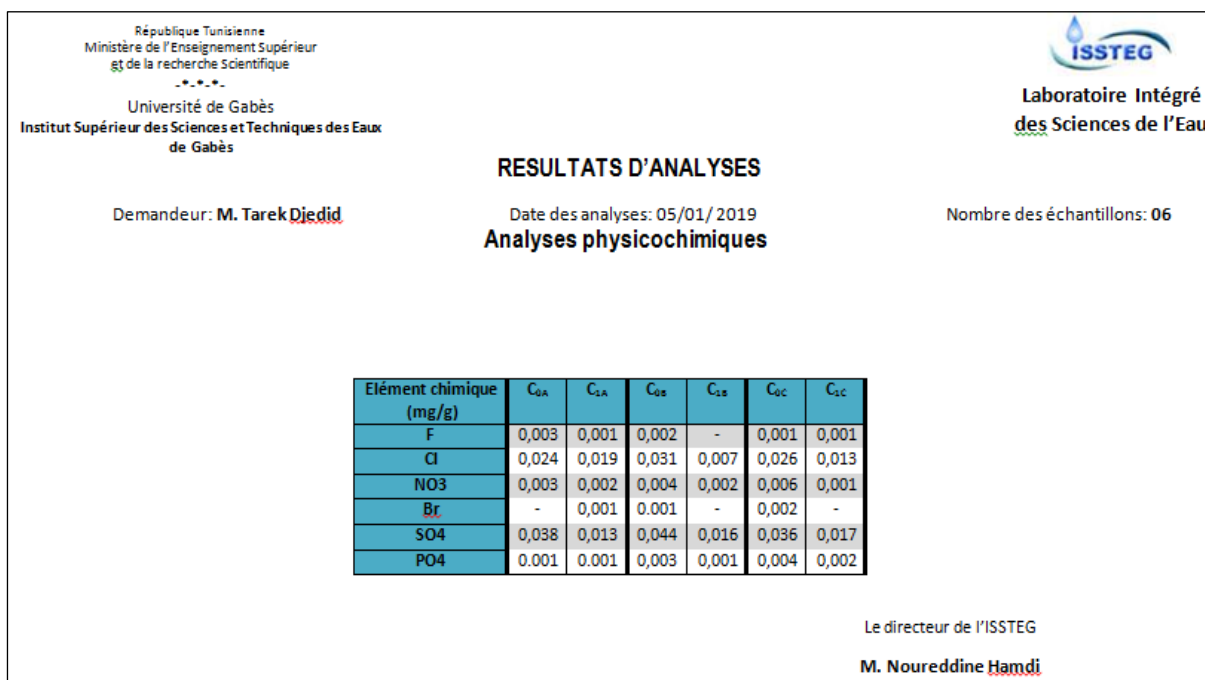
**Zhou Mingkai, Wang Jiliang, Zhu Lide and He Tusheng.** “Effects of Manufactured-sand on Dry Shrinkage and Creep of High-strength Concrete”, Journal of Wuhan University of Technology-Material Science, Ed., pp. 323-328, 2008.

**ZINE Brahim.** La remontée des eaux souterraines en surface: mécanisme et l'impact sur l'environnement (cas de Oued Souf).Thèse de magister en Hydraulique. Université El Hadj Lakhdar –Batna, 2009.

# Annexes



**Fig.A.1** : Résultats d'analyses physico-chimiques du béton d'étude à l'âge de 28 jours



**Fig.A.2** : Résultats d'analyses physico-chimiques du béton d'étude à l'âge de 360 jours

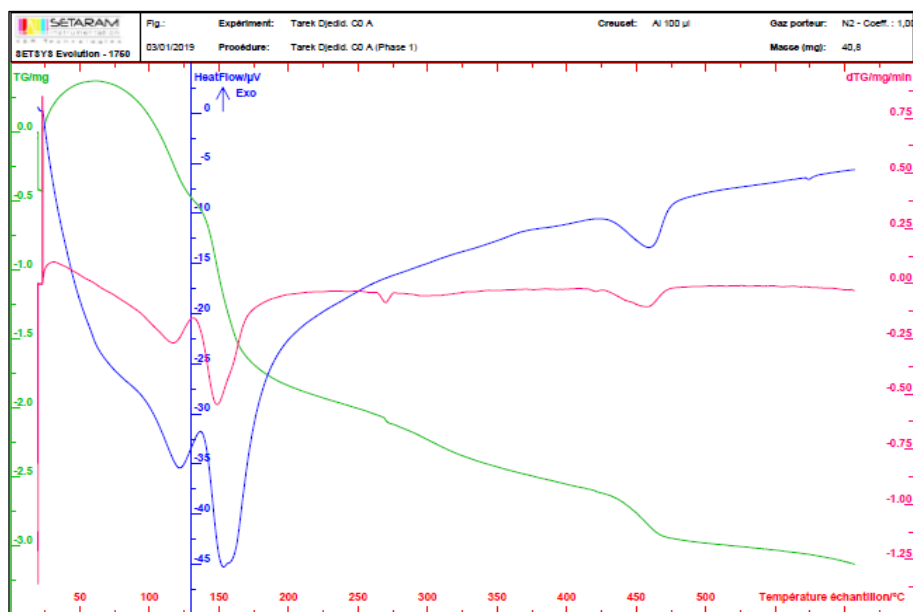


Fig A.3 : courbes ATG/ATD/DSC du béton C<sub>0A</sub> à l'âge de 360 jours.

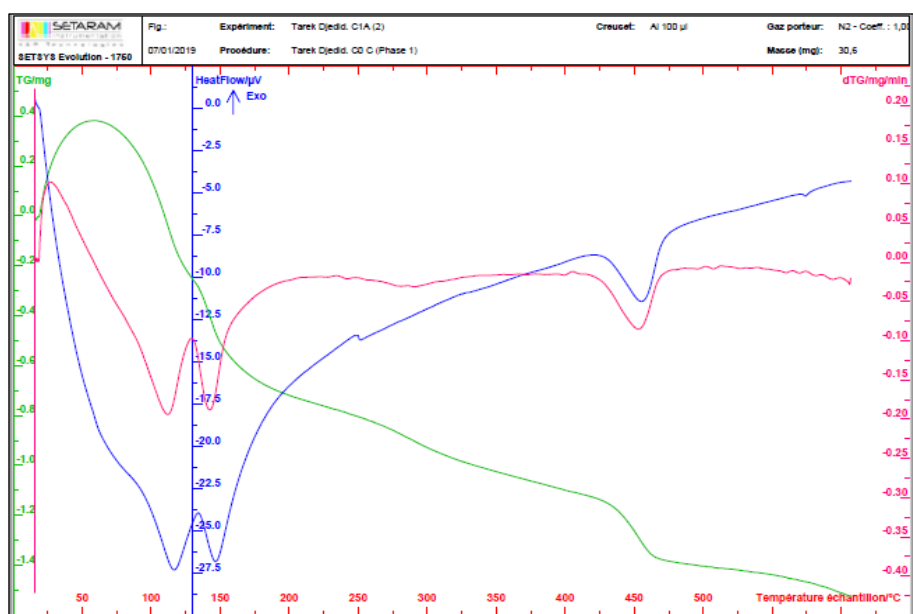


Fig A.4: courbes ATG/ATD/DSC du béton C<sub>1A</sub> à l'âge de 360 jours .



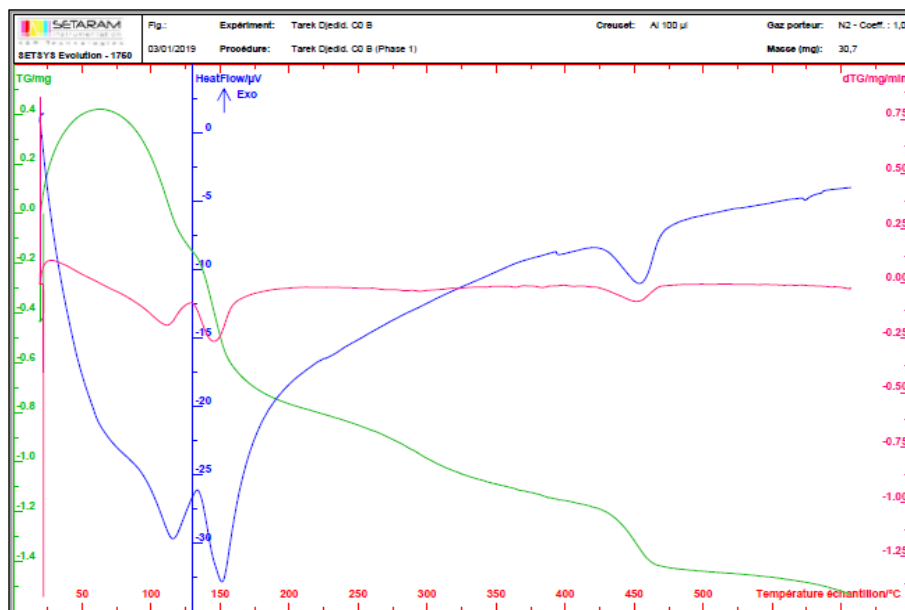


Fig A.5 : courbes ATG/ATD/DSC du béton C<sub>0B</sub> à l'âge de 360 jours.

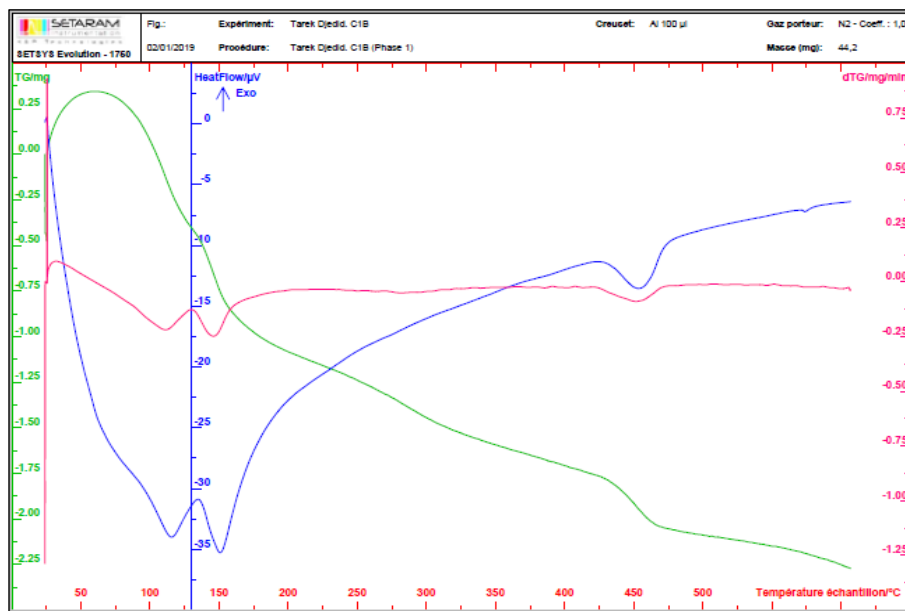


Fig A.6 : courbes ATG/ATD/DSC du béton C<sub>1B</sub> à l'âge de 360 jours.

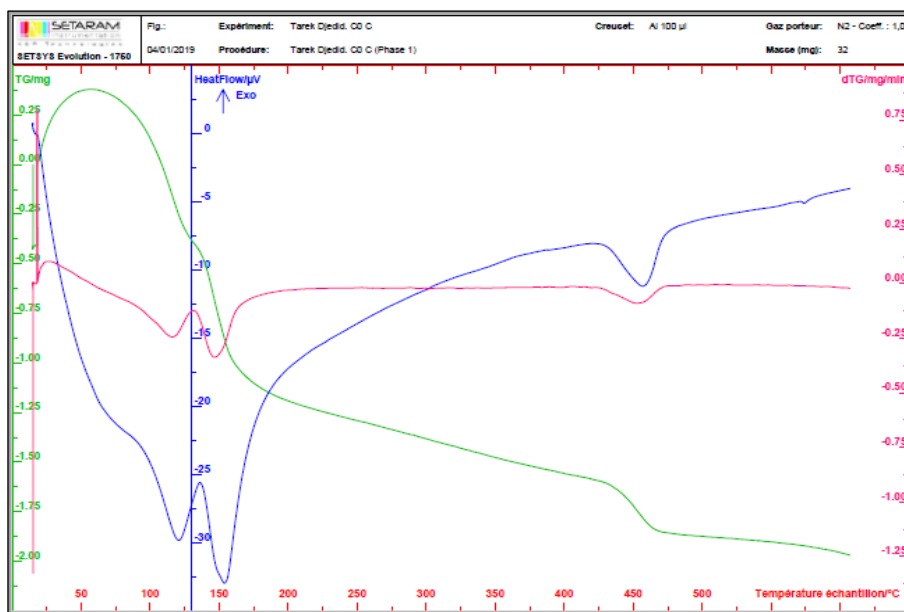


Fig A.7 : courbes ATG/ATD/DSC du béton C<sub>0C</sub> à l'âge de 360 jours.

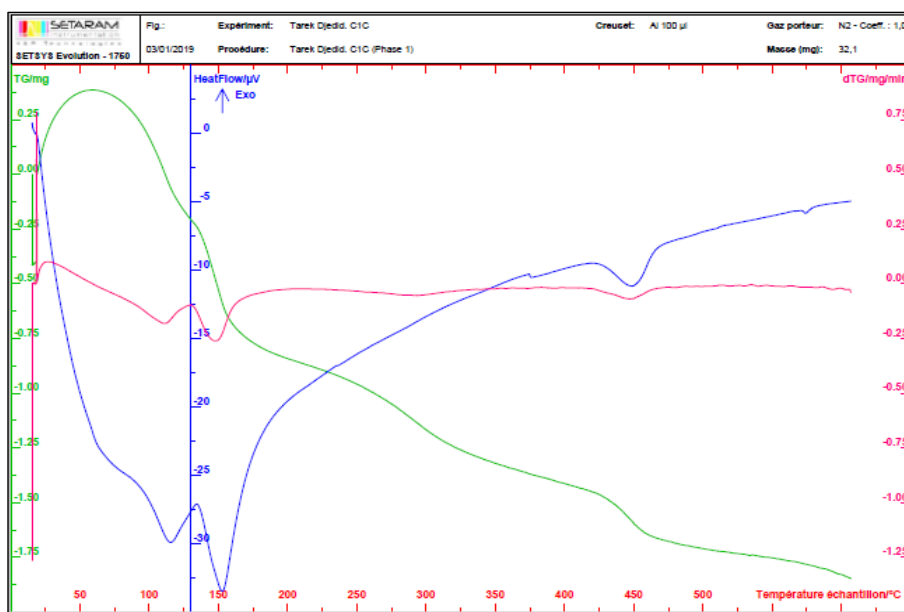
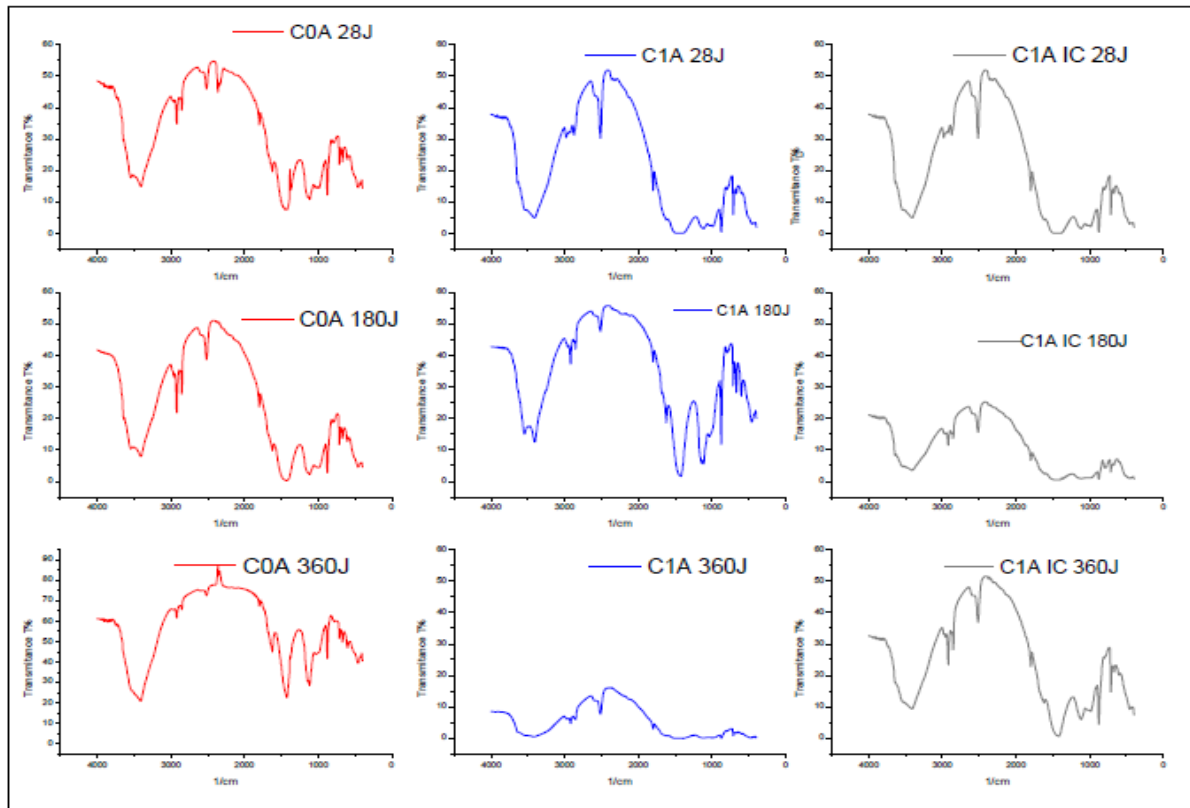
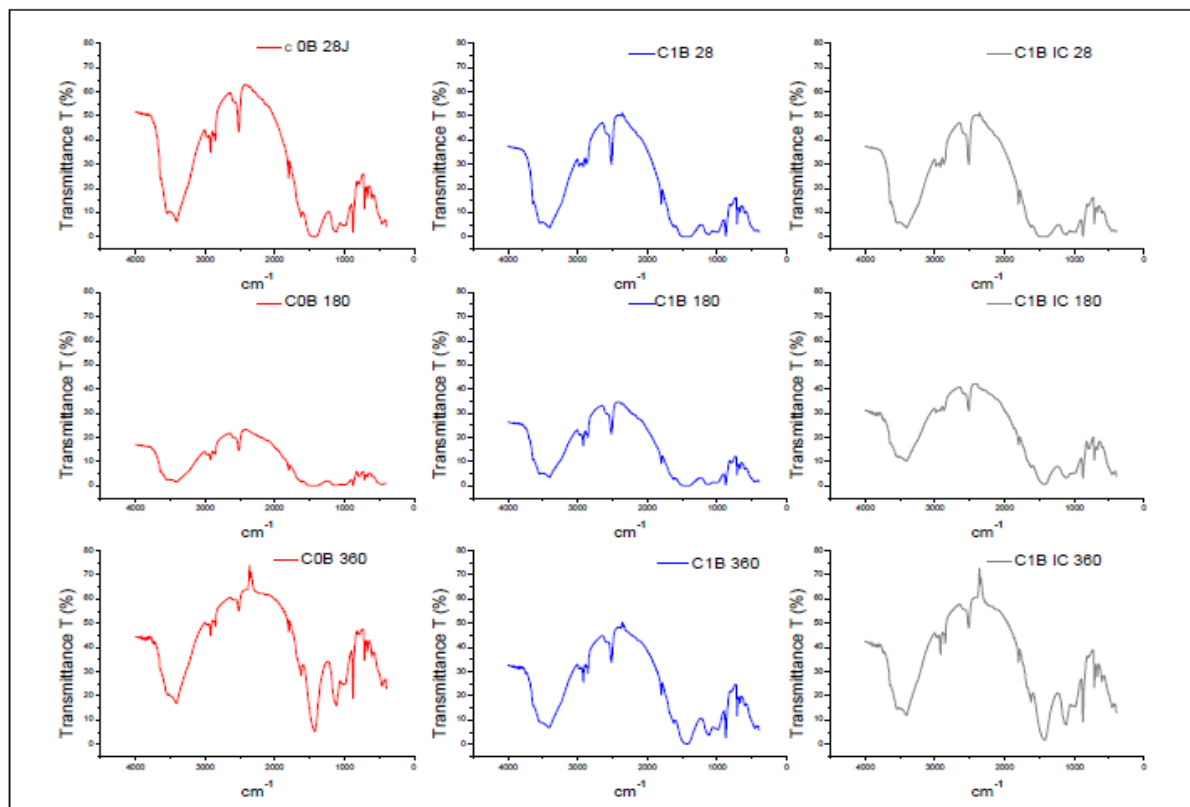


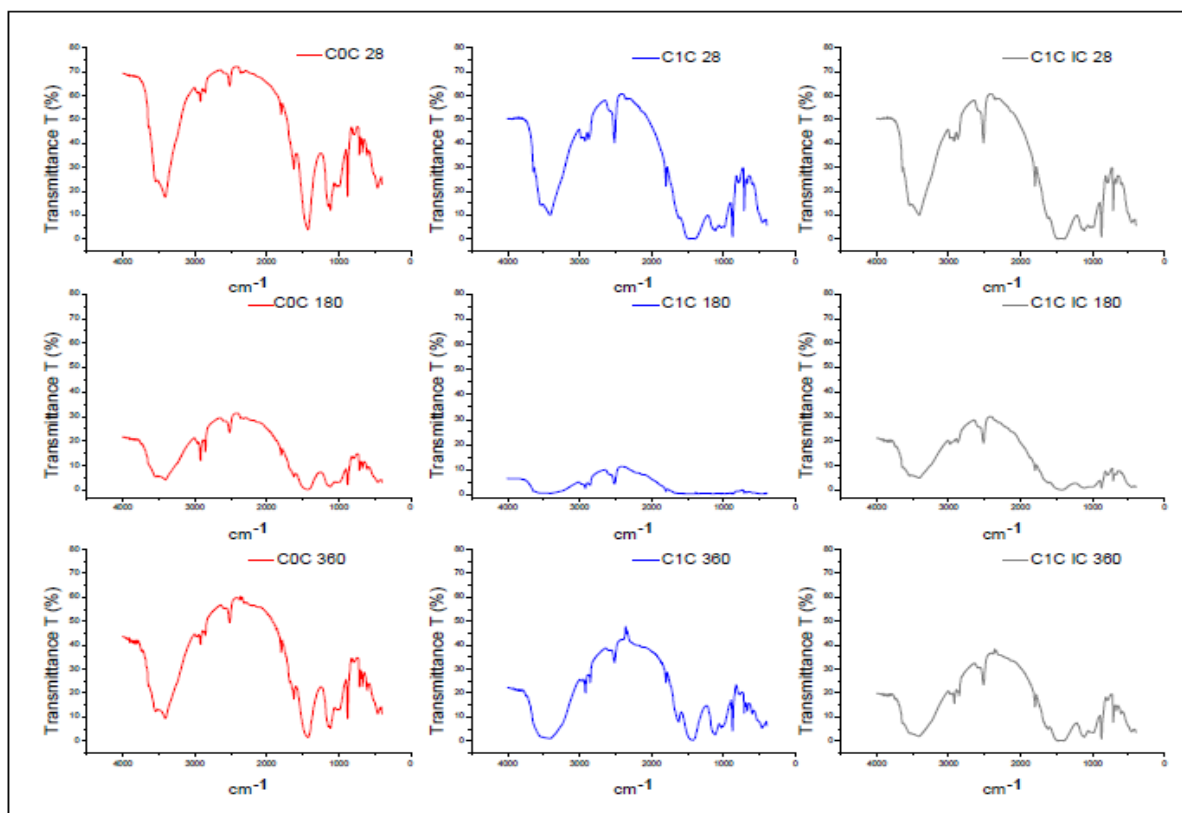
Fig A.8 : courbes ATG/ATD/DSC du béton C<sub>1C</sub> à l'âge de 360 jours.



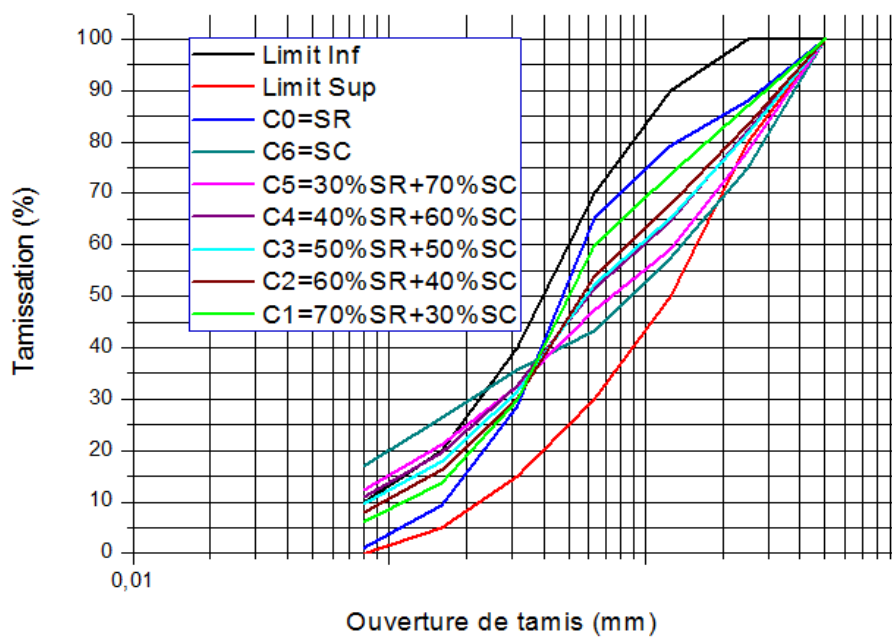
**Fig.A.9 :** Spectroscopies infrarouge des bétons  $C_{0A}$ ,  $C_{1A}$  et  $C_{1A}$  IC à l'âge de 28,180 et 360j.



**Fig.A.10 :** Spectroscopies infrarouge des bétons  $C_{0B}$ ,  $C_{1B}$  et  $C_{1B}$  IC à l'âge de 28,180 et 360j.



**Fig.A.11** : Spectroscopies infrarouge des bétons  $C_{0C}$ ,  $C_{1C}$  et  $C_{1C}$  IC à l'âge de 28,180, 360j.



**Fig.A.12** : Analyses granulométriques des sables SR,SC,  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$ ,  $C_4$ ,  $C_5$  et  $C_6$ .

## المخلص

للحصول على ترمين جدي ومريح للرمال الناتجة عن مناجم تكسير الصخور، ولحماية حقيقية للبيئة. يجب أن تكون رمال الحجر الجيري المكسورة الموجودة بكميات كافية حول الأراضي الوطنية الجزائرية، اليوم احدى حلول ندرة الرمال الطبيعية في قطاع البناء.

الغرض الرئيسي من هذا البحث في الوهلة الاولى هو اختيار نسبة مناسبة من استبدال رمل الوديان برمل الحجر الجيري المكسر في الخرسانة المحفوظة في المياه الصاعدة للطبقة السطحية. نسب الاستبدال التي تم اختبارها أثناء هذا العمل هي على النحو التالي (0 % ، 30 % ، 40 % ، 50 % ، 60 % ، 70 % و 100 %)، وتم فحصنا ثانياة لتأثير هذا الاستبدال على خصائص الخرسانة الطازجة والمصلدة.

أظهرت النتائج بوضوح أن الخرسانة المستبدلة بنسبة 50% من الرمال أعطت أفضل كتلة حجمية و التي بدورها تتوافق مع تشغيلية بلاستيكية عند  $E/C=0.5$ . فكرة تخفيض نسبة  $E/C$  جسدت باستعمال ملدن فائق الجودة للوصول الى نسبة  $E/C = 0.42$  مع الاحتفاظ بنفس حالة قابلية التشغيل.

بمجرد صنع الخليط الخرساني بالنسبة السالفة الذكر، شهدت مختلف المقامات الميكانيكية للخرسانة المستبدلة بنسبة 50% من رمل الحجر الجيري تطورا مقارنة بمثيلاتها في خرسانة الشاهد مع مرور الوقت. على الرغم من ظروف الحفظ العدوانية كما تم انجاز معايير الديمومة مما أعطى نتائج مفضلة للخرسانة المستبدلة برمل الحجر الجيري المكسر.

تحقيقاتنا لمست ايضا الخصائص المجهرية للخرسانة المستبدلة برمل الحجر الجيري المكسر وكذا خرسانة الشاهد. أعطت النتائج شدات منخفضة لنواتج الاماهة الضارة للخليط المستبدل بواسطة رمل الحجر الجيري مقارنة بخرسانة الشاهد. هذا التحليل يضمن بقوة الاستعمال المفيد لرمال الحجر الجيري اثناء صنع الخرسانة العادية من اجل الاحتفاظ بمقاومات جيدة، استقرار في الابعاد والديمومة الكافية.

**الكلمات المفتاحية:** رمال المحاجر، رمال الوديان، الديمومة، الخرسانة، البيئة العدوانية

## Abstract

To obtain a serious and profitable valorization of sand resulting from rocks crushing deposits, and for real environmental protection, The crushed limestone sands that exist in sufficient quantities around the Algerian national territory must today one of solutions of the rarity of the natural sands in sector of construction.

The main purpose of this research is to first choose an adequate percentage of substitution of a river sand by a quarry sand in the concrete conserved in the rising waters of the water table. The substitution percentages that were tested during this work are: (0%, 30%, 40%, 50%, 60%, 70% and 100% ). and we looked at the effect of this substitution on the properties of fresh and hardened concrete.

The results clearly show that the 50% substitution concrete gains the best specific weight, which corresponds to plastic workability for a ratio of  $E / C = 0.5$ . The idea of lowering this ratio was embodied by incorporating a high quality super plasticizer to achieve a ratio of  $E / C = 0.42$  with the same workability condition.

Once the mixing was carried out with the last report, the different mechanical resistances of the concrete of 50% quarry sand were evoked by an addition to those of the control concrete, despite the aggressive storage conditions. The sustainability criteria are also executed in order to give preferential results from the concrete modified with quarry sand.

Our investigations also touch on the microstructural properties of concrete modified by crushed limestone sand, as well as control concrete.

The results reported lower intensities of harmful hydration products from the modified mixture with quarry sand compared to control concrete. This analysis strongly ensures the profitability of use of crushed limestone in the making of ordinary concrete to keep good mechanical strengths, dimensional stability and adequate durability.

**Key words:** quarry sand, river sand, durability, concrete, aggressive environment.