

**UNIVERSITE SAAD DAHLAB DE BLIDA**

**Faculté des Sciences de l'Ingénieur**

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géomatériaux et Génie Civil

**THESE DE DOCTORAT D'ETAT**

en Génie Civil

**PERFORMANCE DU MORTIER ET BETON**

**A BASE DE FILLER CALCAIRE**

Par

**Belkacem MENADI**

Devant le jury composé de:

N. BOURAHLA	Professeur, Université de Blida	Président
M. BOUHICHA	Professeur, Université de Laghouat	Examineur
A. BALI	Professeur, E.N.P Alger	Examineur
L. AZZOUZ	Professeur, Université de Laghouat	Examineur
A. ATTAR	Maitre de conférences, Université de Blida	Examineur
S. KENAI	Professeur, Université de Blida	Rapporteur

Blida, Juin 2008

## ملخص

يعطي استعمال الحجر الكلسي الناعم كإضافة للإسمنت مزايا اقتصادية وبيئية مهمة (تخفيض كلفة تصنيع الإسمنت والتقليل من إنبعاث غاز (CO<sub>2</sub>). لهذا تسمح المواصفات الأوروبية بإضافة تصل إلى 35 % من وزن الإسمنت. الكلس الناعم المتوفر في رمل المحاجر مقبول أيضا من عدة مواصفات تتراوح النسبة المسموح بها بين 4 و 8 %. هناك تأثير إيجابي للحجر الكلسي الناعم إلى الخواص الفيزيائية و الميكانيكية للمونة و الخرسانة. لكن، الدراسات لتي إهتتم بتأثير الحجر الكلسي الناعم في الإسمنت و الرمل معا على خواص ديمومة الخرسانة قليلة أو منعدمة.

تهدف هذه الدراسة إلى تحليل تأثير الحجر الكلسي الناعم في الإسمنت و/ أو في رمل المحاجر على الخواص الميكانيكية للمونة و على ديمومة الخرسانة. درسنا في البداية، تأثير الحجر الكلسي بإضافته إلى الإسمنت على الخواص الميكانيكية و إنكماش المونة. ثم درسنا مخبريا التأثير المشترك للحجر الكلسي في الإسمنت و الرمل معا الخواص الميكانيكية للمونة. بناءا على النسبة المثلى للحجر الكلسي في الرمل و في الإسمنت تم دراسة تأثيرها على ديمومة الخرسانة باستعمال تجارب النفوذية للماء و النفوذية للغاز و النفوذية لأيونات الكلور و درجة إمتصاص الماء. إضافة إلى ذلك تم دراسة إنتشار التشققات في المونة و الخرسانة المحتوية على الكلس الناعم. بينت النتائج المخبرية أن إضافة 15% من الحجر الكلسي الناعم في الإسمنت أو رمل المحاجر لا تؤثر سلبيا على الخواص الفيزيائية و الميكانيكية للمونة. لكن بينت النتائج التأثير السليبي على نفوذية الغاز و أيونات الكلور و بالتالي نقص ديمومة الخرسانة المحتوية على الحجر الكلسي الناعم.

**مفتاح:** إسمنت، الكلس الناعم، الحجر الكلسي، مقاومة الضغط، ديمومة، نفوذية الماء، نفوذية الغاز، نفوذية أيونات الكلور، درجة إمتصاص الماء.

## RESUME

L'utilisation des fines calcaires comme substitution au ciment Portland offre des avantages économiques et écologiques indéniables (diminution du coût de fabrication du ciment et réduction des émissions de CO<sub>2</sub>). A cet effet, les normes Européennes autorisent l'utilisation de ces fines jusqu'à 35% par poids de ciment. Les fines calcaires obtenues du sable de concassage sont aussi acceptées par plusieurs normes dont le taux de fines varie de 4% à 18% comme substitution du sable. Il est généralement connu qu'il y a un effet positif de ces fines sur les propriétés physiques et mécaniques des mortiers et bétons. Cependant, peu d'études ont été faites sur l'effet combiné des fines calcaires dans le ciment et le sable sur les propriétés de durabilité du béton. Cette thèse a pour objectif d'analyser l'effet des fines calcaires dans le ciment et ou dans le sable de concassage sur les propriétés mécaniques des mortiers et de durabilité des bétons. Nous avons étudié tout d'abord l'effet des fines calcaires substituées au ciment sur les propriétés mécaniques et le retrait des mortiers. Ensuite, nous avons effectué une étude expérimentale sur l'effet combiné des fines calcaires substituées au ciment et au sable de concassage sur les propriétés mécaniques des mortiers. Sur la base de l'optimum des fines calcaires dans le ciment et dans le sable de concassage, nous étudions l'effet de ces fines sur les propriétés de durabilité du béton à base de sable de concassage, tels que, la perméabilité aux ions chlorés, la perméabilité au gaz, la perméabilité à l'eau et l'absorption capillaire. En outre, une étude expérimentale sur la propagation des fissures sous charges de flexion monotones est aussi réalisée afin d'analyser l'effet des fines calcaires sur les paramètres de rupture. Les résultats expérimentaux obtenus ont montré que l'incorporation jusqu'à 15% de fines calcaires dans le ciment et dans le sable pourrait être utilisée sans affecter les propriétés physiques et mécaniques des mortiers à base de sable de concassage. Cependant, les résultats de la perméabilité au gaz et aux ions chlorés ont montré que la présence des fines calcaires affecte négativement la durabilité du béton.

**Mots clés :** Ciment, filler calcaire, sable de concassage, résistance à la compression, durabilité, perméabilité à l'eau, perméabilité au gaz, perméabilité aux ions chlorés, absorption capillaire.

## SUMMARY

The use of limestone fines as cement substitution offer economic and ecological advantages (reduction of cost production of cement and CO<sub>2</sub> emissions). The European Standards accept the addition of limestone fines up to 35% by weight of cement. Limestone fines issued from crushed sand are also tolerated by many International standards. The content level of these fines varies from 4% to 18% by weight of sand. It is generally accepted that there is a positive effect of limestone fines on the physical and mechanical properties of mortars and concretes. However, little work has been done so far on the combined effect of limestone fines in cement and in crushed sand on the durability of concrete.

The main objective of this work consists of studying the effect of limestone fines in cement and or in crushed sand on the mechanical properties of mortars and durability of concrete. First of all we analyzed the effect of limestone fines as cement substitution on the mechanical properties and shrinkage of mortars. Then, an experimental study was carried out on the combined effect of limestone fines in cement and in crushed sand on the mechanical properties of mortars. On the basis of the optimum fines in cement and in crushed sand of mortars, we studied the effect of these fines on concrete properties. The studied properties included strength, water penetration, gas permeability and chloride-ion resistance and capillary water absorption. Moreover, an experimental study on the effect of limestone fines on fracture parameters was carried out. The experimental results obtained in the present study showed that the incorporation up to 15% of limestone fines in cement and sand could be used without adversely affecting the physical and mechanical properties of mortars containing crushed sand. However, the results of the gas and chloride-ion permeability showed that the presence of limestone fines affects the durability of concrete.

**Keywords:** Cement, limestone fines, crushed sand, compressive strength, durability, water permeability, gas permeability, chloride-ion permeability, capillary absorption.

## REMERCIEMENTS

Ce travail a été mené au sein du laboratoire Géomatériaux et Génie Civil de l'Université de Blida.

Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur Said KENAI, Professeur à l'université de Blida, Directeur de cette thèse pour m'avoir dirigé dans ces travaux de recherche. Je le remercie pour ses remarques pertinentes et constructives et pour le temps passé à corriger ce mémoire. Ses grandes qualités scientifiques et pédagogiques demeureront des références tout le long de ma carrière au cours de laquelle j'espère avoir encore multiples occasions de travailler avec lui.

Je souhaite ensuite remercier mes rapporteurs de thèses qui m'ont fait honneur d'accepter d'être membres du jury:

- ✓ Monsieur BOURAHLA N., Professeur à l'Université de Blida, président du jury de thèse;
- ✓ Monsieur BOUHICHA M., Professeur à l'Université de Laghouat, examinateur de thèse;
- ✓ Monsieur BALI A., Professeur à E.N.P Alger, examinateur de thèse;
- ✓ Monsieur AZZOUZ L., Professeur à l'Université de Laghouat, examinateur de thèse;
- ✓ Monsieur ATTAR A., Maître de Conférences à l'Université de Blida, examinateur de thèse.

Je tiens à remercier Ait Mokhtar Karim, Professeur à l'Université de la Rochelle (France) de m'avoir accueilli au sein de son laboratoire (L.E.P.T.A.B); son soutien et sa collaboration m'ont été extrêmement précieux.

J'associe également à mes remerciements, Monsieur Fortas Abdelkader laborantin du LGM de l'université de Blida, le directeur de la cimenterie de Meftah et Monsieur

Djaadoune Abdelkader directeur du laboratoire de la cimenterie, Le directeur de l'entreprise de l'ENG du centre, le directeur du laboratoire de l'université de laghouat, le responsable du M.E.B de l'université de Princeton et le directeur du laboratoire de l'université de Witsweterstrand (Johansbourg), sans leurs collaborations ce travail n'a pu être possible.

Je ne saurais oublier de saluer tous mes collègues du département de génie civil de l'université de Blida; en particulier le chef de département de génie civil, Monsieur Chemlal nouredinne, le directeur de P.G Monsieur Bouafia Ali et Monsieur Sethi Abdelaziz.

Mes vifs remerciements à mes parents, à ma femme et mes enfants (Leila, Zineddine, Mohamed Amine) pour leurs patiences tout au long de cette thèse, pour m'avoir supportés et soutenus jusqu'à aujourd'hui.

## TABLE DES MATIERES

RESUME	2
REMERCIEMENTS	5
TABLE DES MATIERES	7
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	10
LISTES DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS	18
INTRODUCTION	20
I. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES MATERIAUX CIMENTAIRES	
1. Fabrication, Hydratation et microstructure de la pâte du ciment et béton	24
1.1 Introduction	24
1.2 Fabrication du ciment	24
1.3 Hydratation du ciment Portland	27
1.3.1 Hydratation des silicates	28
1.3.2 Hydratation du C <sub>3</sub> A et C <sub>4</sub> AF	29
1.3.3 Hydratation du ciment Portland	30
1.4 Structure et propriétés de la pâte du ciment hydraté et béton.	32
1.4.1 Description des hydrates formés	33
1.4.1.1 Structure du gel C-S-H	33
1.4.1.2 Portlandite, Ca(OH) <sub>2</sub>	33
1.4.1.3 Calcium sulfoaluminates	34
1.4.2 Béton et interface pâte/granulats	34
1.4.3 Eau interstitielle	34
1.4.4 Caractéristiques de la structure poreuse	35
1.4.4.1 Porosité et distribution des pores	35
1.4.4.2 Connectivité et tortuosité	36
1.5 Mécanisme de transport dans le béton	38
1.5.1 Perméabilité	38
1.5.2 Diffusion-migration	41
1.6 Conclusion	42
2. Matériaux cimentaires à base d'additions minérales	43
2.1.1 Ciments aux calcaires	43
2.1.2 Introduction	43
2.1.3 Ajouts cimentaires	43
2.1.3.1 Additions pouzzolaniques	43
2.1.3.2 Additions inertes	45
2.1.4 Utilisation des ajouts en Algérie	45
2.1.5 Le calcaire	46
2.1.5.1 Effet du filler calcaire sur l'hydratation du ciment	47
2.1.5.2 Effet du filler calcaire sur béton frais	50

2.1.5.3	Effet du filler calcaire sur les propriétés du béton durci	50
2.1.5.4	Effet du filler calcaire sur le retrait	53
2.1.5.5	Influence des fillers calcaires sur la durabilité	54
2.2	Effet des fines calcaires du sable de concassage sur les propriétés du béton	60
2.2.1	Introduction	60
2.2.2	Propriétés du béton frais	61
2.2.3	Propriétés mécaniques	64
2.2.4	Retrait	66
2.2.5	Effet des fines calcaires sur la durabilité	66
2.3	Conclusion	67
II	ETUDE EXPERIMENTALE	68
3.	Programme expérimentale	68
3.1	Introduction	68
3.2	Matériaux et Procédés de fabrication	68
3.2.1	Ciment	68
3.2.2	Calcaire	72
3.2.3	Eau de gâchage	73
3.2.4	Granulats	73
3.2.4.1	Sable	73
3.2.4.2	Graviers	75
3.2.5	Formulation et confection des mortiers et bétons	75
3.2.5.1	Mortiers	75
3.2.5.2	Bétons	75
3.3	Essais	79
3.3.1	Mortiers	79
3.3.1.1	Analyse par diffraction aux rayons X	79
3.3.1.2	Essai d'ouvrabilité	82
3.3.1.3	Essai de résistance à la traction par flexion	83
3.3.1.4	Essai de résistance à la compression	84
3.3.1.5	Mesure du retrait	84
3.3.1.6	Essai de propagation des fissures	85
3.3.2	Bétons	87
3.3.2.1	Essai d'ouvrabilité	87
3.3.2.2	Essai de résistance à la compression	87
3.3.2.3	Essai de porosité totale à l'eau	87
3.3.2.4	Essai d'absorption capillaire	88
3.3.2.5	Essai de perméabilité à l'eau	89
3.3.2.6	Essai de perméabilité aux ions chlore	90
3.3.2.7	Essai de perméabilité au gaz	92
3.3.2.8	Résistance aux sulfates	95
3.4	Variables étudiées	96
III	RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DISCUSSIONS	
4.	Résultats de caractérisation physico-mécaniques des matériaux	101
4.1	Introduction	101
4.2	Ciments aux ajouts calcaires	101



## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

Figure 1.1	Evolution de l'hydratation des phases pures	28
Figure 1.2	Processus d'hydratation d'une pâte de ciment Portland hydraté.	30
Figure 1.3	Chaleur d'hydratation de la pâte de ciment déterminée par conduction calorimétrie.	31
Figure 1.4	Représentation schématique de la pâte de ciment hydraté	32
Figure 1.5	Vue au microscope électronique à balayage du gel C-S-H et de la portlandite dans une pâte de ciment hydratée.	33
Figure 1.6	Schéma illustrant la répartition de l'eau dans l'unité structurale et la microstructure du C-S-H d'après le modèle Feldman et Sereda.	35
Figure 1.7	Porosité capillaire.	35
Figure 1.8	Répartition des différents ordres de grandeur dans la structure de la pâte de ciment.	36
Figure 1.9	Connectivité et tortuosité des pores.	37
Figure 1.10	Relation entre la perméabilité et le rapport eau/ciment des pâtes de ciment à maturité (ciment hydraté :93%).	40
Figure 2.1	Développement de la résistance après 28 jours de cure des mortiers contenant des cendres volantes.	44
Figure 2.2	Données isothermes de calorimétrie : $C_3S$ and $C_3S+CaCO_3$	48
Figure 2.3	Evolution de l'hydratation des pâtes de ciment au calcaire à différents âges.	49
Figure 2.4	Répartition des particules du calcaire.	50
Figure 2.5	Evolution de la résistance à la compression du ciment à base de filler calcaire.	51
Figure 2.6	Effet de l'addition calcaire au ciment sur le retrait dessiccation.	54
Figure 2.7	Effet de l'ajout calcaire sur la durabilité du béton.	55
Figure 2.8	Perméabilité aux ions chlores des bétons dans des cures à l'air et humide après 45 jours d'immersion dans 3% de solution NaCl.	56
Figure 2.9	Effet de l'ajout calcaire sur la corrosion.	57
Figure 2.10	Effet de fines de sable de concassage sur la demande en eau.	62

Figure 2.11	Relation E/C – Granulométrie Grosse. Argile/sable = (i). Ciment/sable=1/ 3.	63
Figure 2.12	Variation du rapport E/C avec le pourcentage de fines calcaires.	63
Figure 2.13	Résistance relative à la compression des mortiers.	64
Figure 2.14	Résistance relative à la traction par flexion en fonction de l'âge pour différents pourcentages de fines.	65
Figure 2.15	Retrait des mortiers avec fines en fonction de l'âge.	66
Figure 3.1	(a) Diffractogramme de rayons X du clinker; (b) Vue générale du clinker montrant la taille des grains.	69
Figure 3.2	(a)Diffractogramme de rayons X du gypse; b)Vue générale du MEB du gypse utilisé.	70
Figure 3.3	Vue générale du MEB du filler calcaire	72
Figure 3.4	Texture de la surface du sable normalisé et concassé	73
Figure 3.5	Diffractogramme de rayons X du calcaire.	74
Figure 3.6	Courbes granulométriques du sable de concassage avec et sans filler.	74
Figure 3.7	Courbes granulométriques des gravillons.	75
Figure 3.8	Table vibrante pour mortier.	77
Figure 3.9	Disque utilisé pour la perméabilité du gaz et au ion chlore.	79
Figure 3.10	Schéma d'un diffractomètre à compteur	81
Figure 3.11	Le Diffractomètre à Rayons X	82
Figure 3.12	Essai d'étalement pour mortier.	83
Figure 3.13	Machine de compression et flexion trois points pour éprouvettes prismatiques de mortiers 40 x 40 x 160 mm.	83
Figure 3.14	Dispositif d'essai de compression simple.	84
Figure 3.15	Appareil de mesure de retrait (rétractomètre).	85
Figure 3.16	Illustration schématique de l'essai de flexion trois points pour mortier et béton.	86
Figure 3.17	Presse universelle pour mortier et béton.	86
Figure 3.18	Essai de compression simple.	87
Figure 3.19	Essai d'absorption d'eau.	89
Figure 3.20	Essai de perméabilité à l'eau.	90
Figure 3.21	Dispositif de saturation des éprouvettes.	91

Figure 3.22	Dispositif d'essai des ions chlores.	92
Figure 3.23	Une vue d'ensemble du perméamètre Cembureau.	93
Figure 3.24	Etapes de la procédure de préconditionnement.	94
Figure 3.25	Immersion des éprouvettes de béton dans la solution de sulfate de magnésium	95
Figure 3.26	Immersion des éprouvettes dans la solution de sulfate de sodium	96
Figure 3.27	Programme expérimental pour l'optimisation des fines calcaire dans le ciment.	97
Figure 3.28	Programme expérimental pour l'optimisation des fines calcaires dans le sable de concassage.	98
Figure 3.29	Programme expérimental pour l'étude de durabilité du béton	99
Figure 3.30	à base de sable de concassage	100
	Programme expérimental pour l'étude de la propagation des fissures	
Figure 4.1	Evolution du temps de prise en fonction du pourcentage de l'ajouts calcaire.	102
Figure 4.2	Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire. Cas de la durée 1 jour, et E/C=0.5.	105
Figure 4.3	Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 3 jours, et E/C=0.5.	106
Figure 4.4	Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 7 jours, et E/C=0.5.	107
Figure 4.5	Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 14 jours, et E/C=0.5.	108
Figure 4.6	Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 28 jours, et E/C=0.5.	109
Figure 4.7	Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 90 jours, et E/C=0.5.	110
Figure 4.8	Evolution des spectres de diffraction des mortiers avec 15% calcaire	111
Figure 4.9	Vues au MEB de l'hydratation de la pate de ciment au calcaire à l'âge de 7 jours	112

Figure 4.10	Vues au MEB des mortiers à base de ciment au calcaire à l'âge de 4 mois	113
Figure 4.11	Evolution de la résistance à la compression du mortier au calcaire avec l'âge.	116
Figure 4.12	Effet du pourcentage d'ajout calcaire sur la résistance relative à la compression.	117
Figure 4.13	Evolution de la résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge.	120
Figure 4.14	Evolution de la résistance relative à la flexion en fonction de la teneur en calcaire.	120
Figure 4.15	Corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion.	121
Figure 4.16	Comparaison entre les résultats expérimentaux et les différentes relations proposées.	122
Figure 4.17	Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 2 jours de cure	123
Figure 4.18	Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 7 jours de cure	124
Figure 4.19	Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 28 jours de cure.	124
Figure 4.20	Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 90 jours de cure.	125
Figure 4.21	Variation de la pente (a) avec l'âge de cure	126
Figure 4.22	Variation de l'interception(b) avec l'âge de cure	126
Figure 4.23	Evolution du retrait en fonction de l'age. Début de mesure à 24 heures (RH>50% et T=24°C)	128
Figure 4.24	Porosité totale à l'eau des mortiers au calcaire à 90 jours.	129
Figure 4.25	Développement de la résistance à la compression des mortiers à base des fines du sable de concassage pour différents types de ciments.	132
Figure 4.26	Développement de la résistance à la compression des mortiers à base des fines du sable de concassage pour différents types de ciments.	133

Figure 4.27	Evolution de la résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge ( ciment A et B).	136
Figure 4.28	Evolution de la résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge ( ciment C et D).	137
Figure 4.29	Corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion du mortier A.	138
Figure 4.30	Evolution du retrait en fonction de l'âge pour les mortiers A et B avec 0% et 15% de fines.	140
Figure 4.31	Evolution du retrait en fonction de l'âge pour les mortiers C et D avec 0% et 15% de fines.	141
Figure 4.32	Evolution du retrait en fonction de l'âge pour les mortiers A, B, C et D avec 0% et 15% de fines	142
Figure 5.1	Résistance à la compression des mélanges des bétons étudiés.	145
Figure 5.2	Porosité totale à l'eau des mélanges de bétons à 90 jours.	146
Figure 5.3	Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité accessible à l'eau à 90 jours	147
Figure 5.4	Absorption d'eau capillaire par unité de surface des bétons avec et sans fines	148
Figure 5.5	Absorption capillaire d'eau par unité de surface des bétons à base de sable de concassage à 90 jours	149
Figure 5.6	Corrélation entre la quantité d'eau absorbée par unité de surface et la résistance à la compression	150
Figure 5.7	Profondeur de pénétration d'eau des bétons étudiés (Pression appliquée 3 bars pendant 24 heures)	152
Figure 5.8	Allure de la profondeur de pénétration d'eau pour les différents bétons	153
Figure 5.9	Relation entre la résistance à la compression et la profondeur de pénétration d'eau pour les bétons	154
Figure 5.10	Charge totale (Q) des bétons étudiés	155
Figure 5.11	Corrélation entre la résistance à la compression et la charge totale (Q) des bétons étudiés à 90 jours	156
Figure 5.12	Valeurs du coefficient de perméabilité au gaz pour les différents bétons étudiés à 90 jours	157

Figure 5.13	Relation entre la charge totale (Q) et le coefficient de perméabilité au gaz des bétons étudiés à 90 jours	158
Figure 5.14	Relation entre la résistance à la compression et le coefficient de perméabilité au gaz des bétons étudiés à 90 jours	158
Figure 5.15	Eprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5% MgSO <sub>4</sub> (Ciment C)	159
Figure 5.16	Eprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5% MgSO <sub>4</sub> (Ciment D)	160
Figure 5.17	Eprouvette de béton après 360 jours d'immersion dans 5% Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (Ciment D)	161
Figure 5.18	Eprouvette de béton après 360 jours d'immersion dans 5% Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> (Ciment C)	161
Figure 5.19	Perte de masse relative des éprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5% MgSO <sub>4</sub>	162
Figure 5.20	Perte de masse relative des éprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5% Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	162
Figure 6.1	Courbe charge-déflexion typique de l'essai de flexion trois points	165
Figure 6.2	Géométrie des poutres entaillées en flexion trois points	166
Figure 6.3	Résultats d'essais de flexion trois points, a) D <sub>1</sub> , b) D <sub>2</sub> , c) D <sub>3</sub>	167
Figure 6.4	Effet d'entaille sur l'énergie de rupture	168
Figure 6.5	Variations of G <sub>f</sub> en fonction du rapport $\alpha$	169
Figure 6.6	Variation de l'énergie de rupture avec la résistance du béton	170
Figure 6.7	Influence des diamètres des granulats sur l'énergie de rupture G <sub>F</sub>	172
Figure 6.8	Variation de l'énergie de rupture avec le rapport E/C (o granulat roulée, x granulat concassé)	174
Figure 6.9	Courbes Force-CMOD ( L sable calcaire concassé, G granite concassé, R sable de rivière)	175
Figure 6.10	Courbes force-déflexion pour différentes conditions de cure	176
Figure 6.11	Variation du K <sub>IC</sub> en fonction de la température	178
Figure 6.12	Courbes typiques charge-déformation de l'essai de flexion trois points pour éprouvette de béton entaillée (a = 0.4 d)	181
Figure 6.13	Courbe typique charge-déformation de l'essai de flexion trois points pour éprouvette de béton sans entaille.	181
Figure 6.14	Vue typique de la surface de rupture de l'éprouvette de béton entaillée	182

Figure 6.15	Effet de l'ajout calcaire sur l'énergie de rupture du mortier	182
Figure 6.16	Effet du calcaire sur la résistance relative à la compression et les paramètres relatifs de rupture ( $K_{IC}$ , $G_F$ et $l_{ch}$ ) des éprouvettes de mortier entaillées avec $a/d = 0.2$ (a) et $a/d=0.4$ (b)	183
Figure 6.17	Effet de la profondeur des fissures (a) sur l'énergie de rupture du mortier à base de ciment au calcaire.	184
Figure 6.18	Effet du calcaire sur la résistance relative à la compression et les paramètres relatifs de rupture ( $K_{IC}$ , $G_F$ et $l_{ch}$ ) des éprouvettes de béton entaillées( $a/d = 0.2$ ).	185
Figure 6.19	Variation de l'énergie de rupture avec la résistance à la compression du béton à base de ciment au calcaire.	186
Figure 6.20	Variation de la longueur caractéristique ( $l_{ch}$ ) avec la résistance à la compression du béton à base de ciment au calcaire.	186
Figure 6.21	Effet des fines calcaires sur les paramètres relatifs de rupture des mortiers à base de sable de concassage.	187
Figure 6.22	Energie de rupture ( $G_F$ ) en fonction du rapport ( $a/d$ ) du béton avec sable normal et sable de concassage.	188
Tableau 1.1	Composition chimique du clinker	24
Tableau 1.2	Composition minéralogique du clinker	25
Tableau 1.3	Energie consommée par la production d'une tonne de ciment	25
Tableau 1.4	Types de ciments et leur composition	27
Tableau 1.5	Perméabilité de la pâte de ciment ( $E/C = 0.70$ )	39
Tableau 2.1	Utilisation des ajouts minéraux dans les cimenteries Algériennes.	46
Tableau 2.2	Effet de la cure sur le module d'élasticité du béton au calcaire	53
Tableau 2.3	Réserves et capacité de production des granulats de l'E.N.G	61
Tableau 3.1	Compositions chimiques, minéralogiques et physiques des ciments utilisés	71
Tableau 3.2	Composition chimique du calcaire	72
Tableau 3.3	Analyse chimique du sable de concassage d'El Hachimia	76

Tableau 3.4	Proportions du mélange des mortiers	76
Tableau 3.5	Proportions du mélange des mortiers à base de sable de concassage	78
Tableau 3.6	Formulations des bétons mis à l'essai	78
Tableau 4.1	Consistance et prise du ciment A avec ajout calcaire	102
Tableau 4.2	Résistance à la compression des mortiers à base de ciment au calcaire.	115
Tableau 4.3	Variations des rapports $R_{2j}/R_{28j}$ et $R_{7j}/R_{28j}$ en fonction de l'ajout calcaire.	117
Tableau 4.4	Résultats de la résistance à la traction par flexion	119
Tableau 4.5	Valeurs de l'étalement en fonction du pourcentage des fines de sable de concassage des mortiers à base des différents ciments.	130
Tableau 5.1	Résistance à la compression des différents bétons étudiés.	145
Tableau 5.2	Profondeur de pénétration et coefficient de perméabilité d'eau des bétons utilisés.	151
Tableau 5.3	Echelle pour l'essai de perméabilité à l'eau	151
Tableau 6.1	Propriétés de la mécanique de la rupture de la pâte, mortier et béton	169
Tableau 6.2	Variation de $G_F$ et $c_f$ avec le volume des agrégats	171
Tableau 6.3	Variation du $K_{IC}$ et $CMOD_C$ en fonction du volume des fibres de basalte	175
Tableau 6.4	Résultats sommaires des essais de rupture	177

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

a	Longueur d'entaille de la fissure
A.C.I	American Concrete Institute
b	Nombre de branches
B.A.E.L	Béton aux états limites
B.S	British Standard
C <sub>3</sub> S	Silicate tricalcique (alite)
C <sub>2</sub> S	Silicate bicalcique (belite)
C <sub>4</sub> AF	Aluminate-ferrite tetracalcique
CaCO <sub>3</sub>	Carbonate de calcium
CaSO <sub>4</sub>	Gypse
C <sub>3</sub> A	Aluminate tricalcique
C-S-H	Silicate de calcium hydraté
Ca(OH) <sub>2</sub>	Portlandite
C	Connectivité
C.A	Coefficient d'activité
Ca	Coefficient d'absorption capillaire
CMOD	Ouverture critique de la fissure
C	Dosage en ciment
d	Distance de deux plans réticulaires
Df	Flux des constituants
D.R.X	Diffraction aux rayons X
E.N.G	Entreprise nationale des granulats
E/C	Rapport eau sur ciment
ft	Résistance à la traction par flexion
fc	Résistance à compression
G <sub>F</sub>	Energie de rupture
G/S	Rapport gravier sur sable
I	Intensité du courant
J <sub>x</sub>	Coefficient de diffusion
K <sub>w</sub>	Coefficient de perméabilité de l'eau
K <sub>g</sub>	Coefficient de perméabilité du gaz
K <sub>IC</sub>	Facteur d'intensité de contrainte critique
LSF	Fines calcaires
l <sub>ch</sub>	Longueur caractéristique de la fissure
L <sub>e</sub>	Longueur effective du déplacement de fluide
n	Nombres de nœuds
P	Porosité totale à l'eau
PLC	Ciment Portland au calcaire
PC	Ciment Portland
P <sub>out</sub>	Pression atmosphérique
P <sub>m</sub>	Pression du gaz appliquée
Q	Charge électrique totale
RH	Humidité relative

Rc	Résistance à la compression
S	Sorptivité
S <sub>28</sub>	Résistance à la compression à 28 jours
S	Sable
V <sub>éch</sub>	Volume de l'échantillon
$\tau$	Tortuosité
$\delta C/\delta x$	Gradient de concentration
$\mu$	Viscosité de l'azote
$\varnothing$	Diamètre de l'échantillon
$\lambda$	Longueur d'onde du faisceau des rayons X
$\theta$	Angle d'incidence des rayons X
$\varepsilon$ (%)	Porosité accessible à l'eau
$\rho_{sol}$	Masse volumique de la solution

## INTRODUCTION

La production du ciment Portland est un processus très intensif qui requiert énormément d'énergie et contribue d'une manière significative à l'émission du dioxyde de carbone CO<sub>2</sub> dans l'atmosphère [1]. Elle dégage près d'une tonne de CO<sub>2</sub> pour chaque tonne de ciment produite. La production annuelle mondiale de CO<sub>2</sub> par l'industrie de ciment représente 7% des émissions mondiales [2]. Ces émissions sont dues principalement à la consommation des combustibles lors de la cuisson du calcaire et de l'argile. Afin de réduire la consommation d'énergie et l'émission du CO<sub>2</sub>, il est donc impératif de réduire la production du ciment Portland au clinker dans les fours rotatifs en maintenant la demande de l'industrie de construction, par l'utilisation des ajouts minéraux tels que la fumée de silice, les cendres volantes, le laitier de hauts fourneaux, et le calcaire après la phase de calcination du clinker. Le remplacement partiel du ciment par ces additifs permet de réduire aussi le coût de fabrication, et d'obtenir des microstructures différentes qui permettent dans certains cas d'améliorer la durabilité des bétons.

Depuis 1980, l'ajout calcaire dans le ciment est de plus en plus utilisé dans plusieurs pays pour des considérations d'ordre écologiques et économiques. En Europe par exemple, le pourcentage toléré du calcaire est de 35% par poids du ciment. Cette pratique n'est pas autorisée par la réglementation en vigueur aux USA, cependant, un pourcentage de 7% d'ajout calcaire est toléré actuellement par L'ASTM C 150. En Algérie, l'utilisation d'ajouts cimentaires dans la fabrication du béton est utilisée depuis 1990 et en particulier le calcaire (10% à 15%) et la pouzzolane (10% à 20%).

En plus du problème de l'émission du CO<sub>2</sub> émis par l'industrie cimentaire, l'industrie de construction est face à un problème de l'accroissement de la demande en sable, suite au développement important du secteur de l'habitat qui a induit une exploitation effrénée des sables d'oueds et de mer. Cette surexploitation, a engendré une menace aux nappes alluviales et une dégradation inquiétante de l'environnement. Face à cette situation, le gouvernement Algérien a décrété la loi n° 05-12 du 4 aout 2005 qui interdit l'extraction des matériaux alluvionnaires par tous les moyens et en particulier par

l'installation des sablières dans les lits d'oueds et ce à partir du 04 septembre 2007 (ce délai a été prolongé jusqu'au en 2007), particulièrement dans la région du centre en encourageant le secteur de construction d'utiliser le sable de concassage.

Le sable de concassage est un sous-produit issu du processus des carrières, caractérisé par un pourcentage élevé de fines (inférieur à 80 $\mu$ m) variant de 10% à 25% selon les différentes sources. Ce pourcentage de fines dépasse les exigences des normes en vigueur qui le limite à 7% selon la norme ASTM C33, 4% selon la norme Allemande DIN 4226, 5% selon la norme CSA A231 (Canada), la norme Uni 163 (Italie) et la norme NB 589-102 (Belgique), 16% selon la norme BS 822 (Angleterre) et à 12-18% selon la norme Française, NF P 18 541, 301, X 540.

En Algérie, il existe 1010 unités de production de granulats. La production de chaque carrière est de 10 à 400 tonnes/heures, avec une production annuelle totale de 68 millions de tonnes, 33% de cette production est destinée pour les routes, 47% pour les constructions et 20% (soit 13.5 millions de tonnes) sont des sables rejetés à cause de leur forte teneur en fines (15 à 25%). Ils sont non-conformes aux règlements en vigueur. Sachant que la demande annuelle en sable est de l'ordre de 25.1 millions de tonnes, les 13.5 millions de tonnes de sable rejetés constituent environ 54% de la demande en sable. Ces sables sont généralement mis en dépôt afin qu'ils soient éventuellement vendus à très bas prix. Ce stockage agit négativement, car il y a des risques de contamination de l'air et des ressources d'eau [3, 4].

A cet effet, l'utilisation du sable de concassage pour la fabrication du béton hydraulique s'avère de plus en plus une nécessité pour préserver l'environnement et de satisfaire la forte demande du secteur de la construction et surtout qu'ils existent des millions de tonnes de sable de concassage inexploités.

L'effet des ajouts calcaires au ciment ou au sable de concassage sur les propriétés mécaniques des ciments aux calcaires a été analysé par plusieurs chercheurs [3-7]. Cependant, peu d'études ont été réalisées sur la durabilité des bétons à base de ces matériaux. En plus, l'effet de la combinaison d'ajout calcaire dans le ciment et dans le sable sur les propriétés mécaniques et la durabilité n'a pas été étudié à ce jour.

L'objectif principal de notre travail est dans un premier temps d'étudier l'effet des fines calcaires dans le ciment et dans le sable de concassage sur les propriétés physico-mécaniques des mortiers. En deuxième lieu, une étude plus poussée a été menée sur l'impact de l'ajout des fines calcaires issus du sable de concassage sur la durabilité à long terme des bétons fabriqués par différents ciments composés.

Ce mémoire est divisé en trois parties. Une introduction générale est donnée au début. La partie I présente, premièrement une synthèse bibliographique sur les matériaux cimentaires ; notamment la fabrication, l'hydratation et la microstructure de la pâte de ciment Portland et béton. Un aperçu général sur les mécanismes de transport proposé. Deuxièmement, nous explicitons les ajouts cimentaires à base d'additions minérales qui peuvent être utilisés dans la fabrication du ciment. En particulier, nous présentons les fines calcaires dans le ciment Portland et leurs effets sur l'aspect physico-mécaniques et chimiques des mortiers et ou bétons. Et enfin, nous exposons l'effet des fines calcaires substituées au sable de concassage sur les propriétés du béton frais et durci. Sur la base de ce chapitre nous avons établi les bases de notre présente étude expérimentale en ciblant les points dépourvus de résultats.

Dans la partie II nous exposons les protocoles expérimentaux qui nous ont permis de mesurer toutes les grandeurs physico-mécaniques des mortiers avec ajouts calcaire substitués au ciment et au sable de concassage (consistance, résistance mécanique en compression et en flexion, retrait de séchage) et physico-chimiques des bétons à base de sable de concassage (perméabilité à l'eau, perméabilité au gaz (azote), charge totale électrique effectif des ions chlore, porosité totale à l'eau, absorption d'eau par capillarité et résistance aux sulfates et aux acides).

La partie III commence par la présentation des propriétés mécaniques instantanés des mortiers à base d'ajouts calcaires dans le ciment et dans le sable de concassage, tels que la résistance en compression, la résistance en flexion et le retrait de dessiccation. Cette première partie expérimentale est réalisée dans le but d'optimiser le pourcentage de calcaire dans le ciment et dans le sable de concassage en utilisant différents types de ciment; un ciment préparé au laboratoire et trois autres commercialisées. Ensuite, nous exposons les résultats d'essais de la deuxième phase expérimentale qui sont liés à des caractéristiques relevant du domaine physico-chimique. Ces essais de durabilité du béton

de sable de concassage ont été réalisés sur la base de la première phase expérimentale en fixant le pourcentage optimal de fines calcaires dans le ciment et dans le sable de concassage.

Le dernier chapitre de la partie III est consacré à l'étude de la propagation de fissures dans les mortiers et bétons à base de fines calcaires.

Enfin, nous terminons ce mémoire par une conclusion, qui rappelle les objectifs et le cadre de cette étude, ainsi les principaux résultats obtenus.

# CHAPITRE 1

## FABRICATION, HYDRATATION ET MICROSTRUCTURE DU CIMENT HYDRATE

### 1.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons le principe de fabrication du ciment Portland, les principaux mécanismes d'hydratation des différentes phases minérales du clinker et la microstructure de la pâte de ciment et béton durci. Nous présentons ensuite un aperçu général sur la perméabilité et la diffusion du béton.

### 1.2 Fabrication du ciment Portland

Le ciment Portland artificiel est obtenu à partir du broyage d'un mélange de clinker et de gypse. Le clinker provient de la cuisson à haute température (1250° à 1450 °C) d'un mélange d'argile et de calcaire dans un four rotatif. Il est ainsi constitué de différents oxydes tels que montre le tableau 1.1.

Tableau 1.1 : Composition chimique du clinker [8]

Oxyde	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O
<b>Proportion</b>	19-25%	2-9%	62-67%	1-15%	0-3%	1-3%	0,6%	0,2%
<b>Notation chimique</b>	S	A	C	F	M	S	-	-

Ces oxydes combinés forment les quatre principaux composants majeurs du ciment Portland artificiel qui sont donnés dans le tableau 1.2. Les proportions de chacun de ces quatre composés peuvent être approximativement déterminées à partir des teneurs initiales du ciment en oxyde, en utilisant la procédure développée par Bogue [9].

La fabrication du ciment est l'une des industries les plus consommatrices d'énergie. La consommation standard d'une usine de ciment par voie sèche est de l'ordre de 850,000 kcal de combustible et de 120 kWh d'électricité par tonne de ciment. Dans le processus

humide, la consommation d'énergie est de l'ordre de 1,500,000 kcal de combustible et 80 kWh d'électricité par tonne de ciment. Cela veut dire, une moyenne de 0,1 tonne de pétrole ou de 0,21 tonne de charbon est nécessaire pour produire 1 tonne de clinker [11, 13]. Le Tableau 1.3, montre la distribution de la consommation d'énergie dans une usine de production du ciment Portland artificiel selon différents processus de production. La consommation d'énergie dans la production industrielle du ciment est approximativement de 3.45 GJ/tonne dont 2.65 GJ/tonne est consommée pendant l'étape de cuisson.

Tableau 1.2: Composition minéralogique du clinker [10].

Notation cimentière	Notation chimique	Notation minérale	Pourcentage (en masse)
<b>C<sub>3</sub>S</b>	3CaO.SiO <sub>2</sub>	Alite	45-65 %
<b>C<sub>2</sub>S</b>	2CaO.SiO <sub>2</sub>	Belite	10-30 %
<b>C<sub>3</sub>A</b>	3CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Aluminate	5-12 %
<b>C<sub>4</sub>AF</b>	4CaO.Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> .Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Ferrite	6-12 %

Tableau 1.3: Energie consommée par la production d'une tonne de ciment [14].

Type d'Energie	Processus de production		
	Sèche	Semi-sèche	Humide
Energie thermique nécessaire en GJ			
<i>Préparation des matières premières</i>	0.59	0.46	-
<i>Cuisson du clinker</i>	2.57	2.77	4.46
Energie Electrique nécessaire en GJ			
<i>Préparation des matières premières et cuisson du clinker</i>	0.12	0.09	0.07
<i>Broyage du ciment</i>	0.25	0.25	0.25
Energie totale nécessaire en GJ	3.53	3.57	4.78

Généralement, la production du ciment Portland est très coûteuse et affecte l'environnement par l'émission du CO<sub>2</sub> et d'autres produits en volumes relativement élevés. La production mondiale du ciment, actuellement de 1.9 billions de tonnes par an, est en progression exponentielle et peut atteindre les 3.5 billions de tonnes par an en 2015. Elle contribue ainsi à 7% des émissions de CO<sub>2</sub>. Pour des raisons d'économie d'énergie, d'augmentation de la production et de réduction des émissions du CO<sub>2</sub>, les ajouts cimentaires provenant des déchets industriels ou autres sont de plus en plus utilisés dans l'industrie du ciment et du béton. Ces ajouts cimentaires offrent des avantages économiques et écologiques indéniables.

L'industrie cimentaire actuellement utilise plusieurs ajouts dans la production de nombreux types de ciment, leur dénomination tient compte de leur teneur en clinker et de la nature des ajouts (CEMI, CEMII, ....). Le tableau 1.4 donne les principaux types de ciments Portland utilisés selon La norme NF EN197-1 [15]. Dans cette norme quatre classes de ciment au calcaire sont définies, notamment les ciments CEM II / A - L et CEM II / A - LL dont le pourcentage de calcaire varie de 6-20 % et les ciments CEM II / B - L et CEM II / B - LL si le pourcentage varie de 21 à 35 %.

### 1.3 Hydratation du ciment Portland

L'hydratation du ciment portland est l'ensemble des réactions chimiques des phases anhydres du silicate et de l'aluminate de calcium avec de l'eau pour former les phases solides hydratées. Ces composants occupent plus d'espace que les particules anhydres. Le processus d'hydratation a été examiné par de nombreux chercheurs [16, 17]. L'hydratation du ciment est un phénomène très complexe. A cet effet, il est approprié de considérer les réactions des phases des silicates (C<sub>3</sub>S et C<sub>2</sub>S) et des aluminates (C<sub>3</sub>A et C<sub>4</sub>AF) séparément :

Tableau 1.4: Types de ciments et leur composition [15].

Principaux types	Notation des 27 produits (types de ciment courant)		Composition (pourcentage en masse) <sup>a)</sup>										Constituants secondaires	
			Constituants principaux											
			Clinker K	Laitier de haut fourneau S	Fumée de silice D <sup>b)</sup>	Pouzzolanes		Cendres volantes		Schiste calciné T	Calcaire			
Naturelle P	Naturelle calcinée Q	Siliceuse V				Calciqie W	L	LL						
CEM I	Ciment Portland	CEM I	95-100	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au laitier	CEM II/A-S	80-94	6-20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-S	65-79	21-35	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la fumée de silice	CEM II/A-D	90-94	—	6-10	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland à la pouzzolane	CEM II/A-P	80-94	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-P	65-79	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-Q	80-94	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-Q	65-79	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM II	Ciment Portland aux cendres volantes	CEM II/A-V	80-94	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-V	65-79	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	—	0-5
		CEM II/A-W	80-94	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	—	0-5
		CEM II/B-W	65-79	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au schiste calciné	CEM II/A-T	80-94	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	—	0-5
		CEM II/B-T	65-79	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	—	0-5
	Ciment Portland au calcaire	CEM II/A-L	80-94	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	—	0-5
		CEM II/B-L	65-79	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	—	0-5
		CEM II/A-LL	80-94	—	—	—	—	—	—	—	—	6-20	—	0-5
		CEM II/B-LL	65-79	—	—	—	—	—	—	—	—	21-35	—	0-5
	Ciment Portland composé <sup>c)</sup>	CEM II/A-M	80-94	← 6-20 →									0-5	
		CEM II/B-M	65-79	← 21-35 →									0-5	
CEM III	Ciment de haut fourneau	CEM III/A	35-64	36-65	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/B	20-34	66-80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
		CEM III/C	5-19	81-95	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0-5
CEM IV	Ciment pouzzolanique <sup>c)</sup>	CEM IV/A	65-89	—	← 11-35 →					—	—	—	0-5	
		CEM IV/B	45-84	—	← 36-55 →					—	—	—	0-5	
CEM V	Ciment composé <sup>c)</sup>	CEM V/A	40-64	18-30	—	← 18-30 →		—	—	—	—	—	0-5	
		CEM V/B	20-38	31-50	—	← 31-50 →		—	—	—	—	—	0-5	

a) Les valeurs indiquées se réfèrent à la somme des constituants principaux et secondaires.

b) La proportion de fumées de silice est limitée à 10 %.

c) Dans le cas des ciments Portland composés CEM II/A-M et CEM II/B-M, des ciments pouzzolaniques CEM IV/A et CEM IV/B et des ciments composés CEM V/A et CEM V/B, les constituants principaux, autres que le clinker, doivent être déclarés dans la désignation du ciment (voir un exemple à l'article 8).

### 1.3.1 Hydratation des silicates :

Les deux principales réactions d'hydratation du clinker se produisent avec les constituants  $C_3S$  et  $C_2S$  qui conduisent à la formation de la portlandite,  $Ca(OH)_2$  et des silicates de calcium hydratés C-S-H qui résultent des réactions chimiques suivantes :



Le  $C_3S$  s'hydrate beaucoup plus rapidement et il est largement responsable de la prise et du durcissement de la pâte du ciment, généralement il assure la résistance initiale. Le  $C_2S$  s'hydrate lentement et contribue au gain de résistance à long terme (une semaine et plus). L'hydratation du  $C_2S$  résulte aussi en quelque formation du CH. Le taux d'hydratation des phases pures du  $C_3S$  et du  $C_2S$  diffèrent considérablement comme l'indique la figure 1.1.

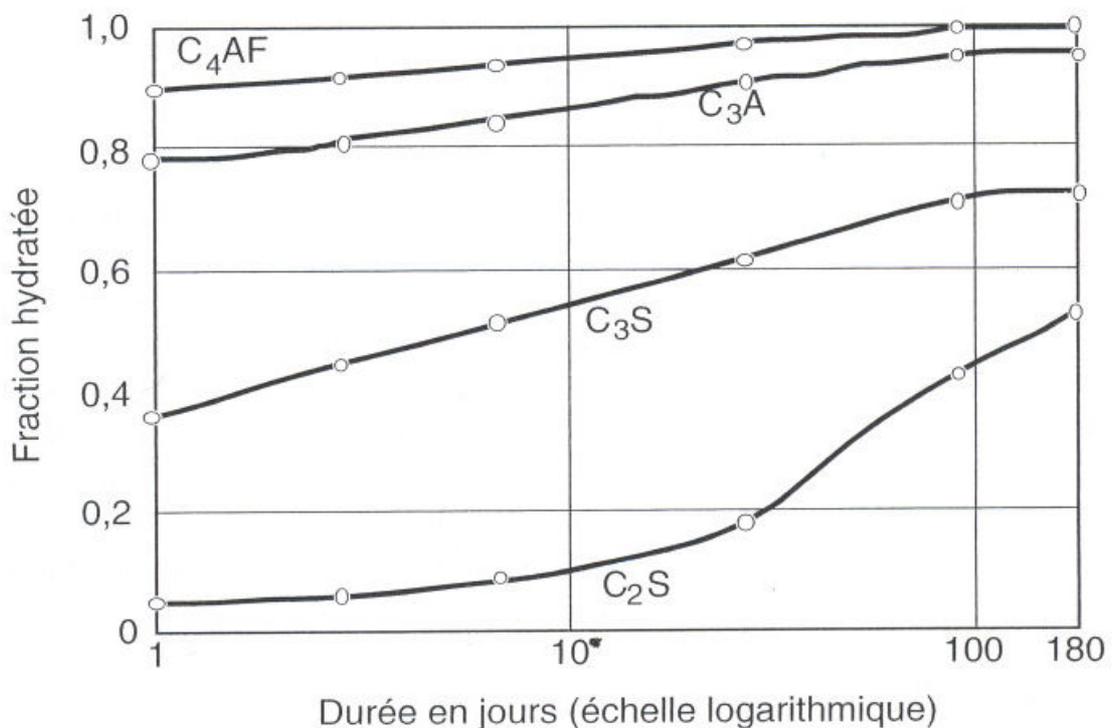
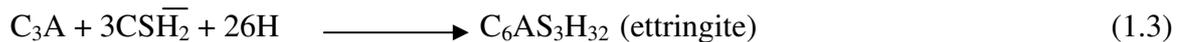


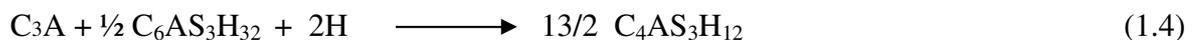
Figure 1.1: Evolution de l'hydratation des phases pures [17].

### 1.3.2 Hydratation du C<sub>3</sub>A et C<sub>4</sub>AF

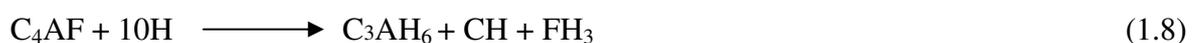
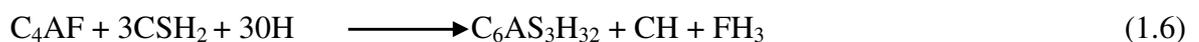
Les réactions d'hydratation du C<sub>3</sub>A et du C<sub>4</sub>AF avec l'eau seule et en présence du sulfate de calcium et de l'hydroxyde de calcium ont été l'objet d'études par plusieurs auteurs [18]. Le C<sub>3</sub>A s'hydrate très rapidement; il libère beaucoup de chaleur dans les premiers jours et contribue légèrement à la résistance initiale, environ 50% de la quantité initiale de C<sub>3</sub>A est hydratée après vingt minutes seulement en l'absence de sulfate de calcium. En l'absence de sulfate de calcium soluble, le C<sub>3</sub>A réagit rapidement pour former les phases aluminates hydratés le C<sub>2</sub>AH<sub>8</sub> et le C<sub>4</sub>AH<sub>19</sub>, qui par la suite se transforment rapidement en C<sub>2</sub>AH<sub>6</sub>. Cette réaction étant très rapide et exothermiquement élevée, d'où une prise presque instantanée. Par ailleurs, en présence du gypse finement broyé (CaSO<sub>4</sub>.2H<sub>2</sub>O ou CaSO<sub>4</sub>.0.5 H<sub>2</sub>O) et de l'eau, le C<sub>3</sub>A s'hydrate lentement par la formation d'une couche protectrice d'ettringite sur la surface des cristaux de C<sub>3</sub>A. L'équation suivante résume la réaction d'hydratation du C<sub>3</sub>A sans sulfate de calcium :



La dissolution la plus rapide des formes déshydratées de gypse assure une provision adéquate de dissolution du calcium et d'ions de sulfate et sera plus efficace dans le contrôle de la réaction des formes très réactives ou finement divisées de C<sub>3</sub>A. Lorsque le sulfate de calcium (gypse ou hémidrate) disponible est entièrement consommé, l'ettringite réagit avec le C<sub>3</sub>A pour former le monosulfoaluminate de calcium. Puis, lorsque la réserve d'ettringite est épuisée, le C<sub>3</sub>A est directement hydraté par l'eau. Ces équations résument les réactions chimiques:



L'hydratation de C<sub>4</sub>AF est analogue à celle du C<sub>3</sub>A mais les réactions procèdent d'une manière plus lentement selon des études antérieures [19]. L'hydratation du C<sub>4</sub>AF est représentée approximativement par le système de réactions chimiques suivant :



### 1.3.3 Hydratation du ciment Portland

L'hydratation du ciment portland est plutôt plus complexe que celle des constituants minéraux individuels décrits précédemment. La figure 1.2 récapitule de façon simplifiée le développement de la réaction d'hydratation de la structure de la pâte du ciment.

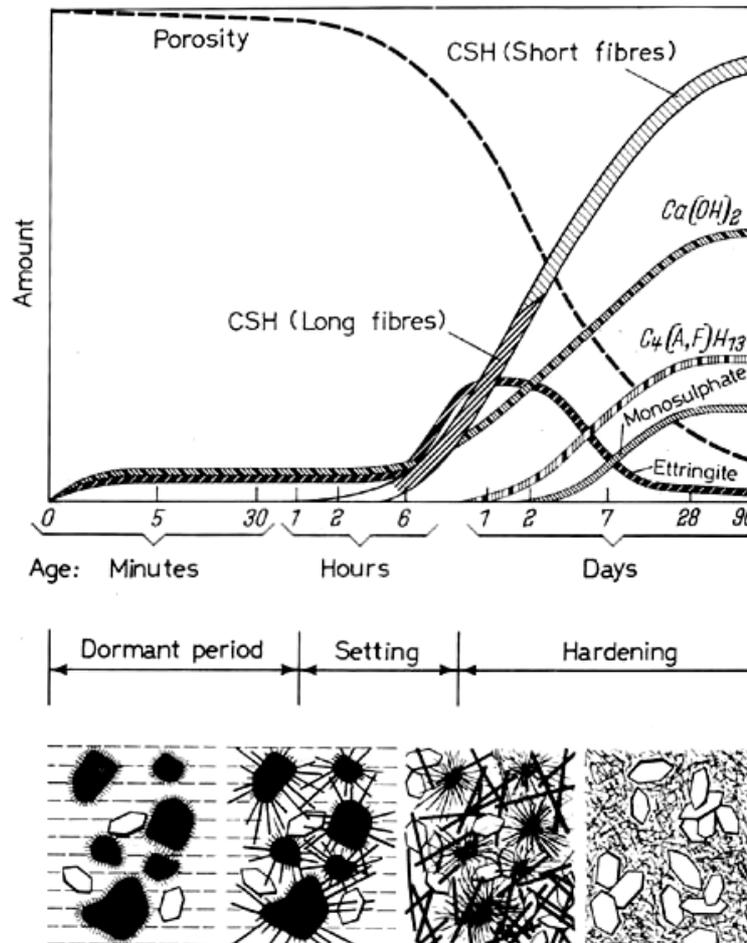


Figure 1.2: Processus d'hydratation d'une pâte de ciment Portland hydraté [20].

Lors de l'hydratation du ciment portland, les réactions chimiques des composants du ciment avec de l'eau sont exothermiques, c'est-à-dire il y'a dégagement de chaleur. La quantité de chaleur dégagée varie en fonction du temps qui peut être suivi en utilisant les méthodes usuelles de calorimétrie et de conductimétrie qui mettent en évidence les différentes étapes de l'hydratation du ciment (Fig. 1.3).

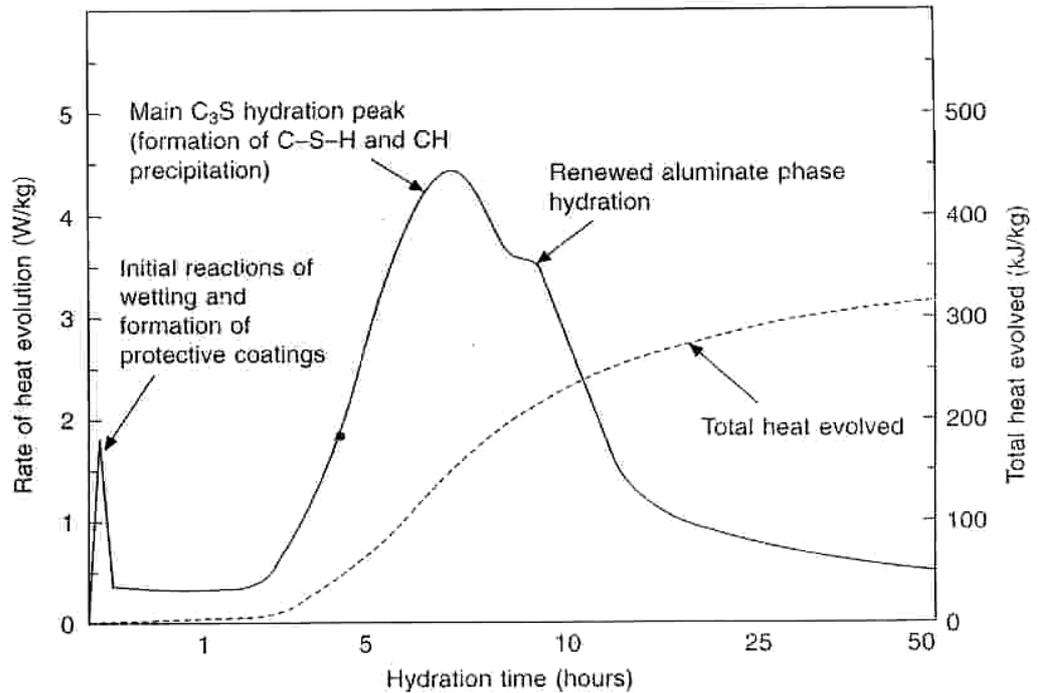


Figure 1.3: Chaleur d'hydratation de la pâte de ciment déterminée par conduction calorimétrie [10].

Dès les premières minutes de l'hydratation, les réactions initiales se produisent et il y'a la formation du C-S-H et d'ettringite. On peut observer une augmentation rapide de la conductivité électrique et du pic du flux thermique. Après quelques minutes, on remarque la période dormante dite d'induction, qui est en fait une période de faible flux thermique dont l'ettringite continue à se former lentement. Ce ralentissement des réactions d'hydratation peut être attribué à la formation d'une couche protectrice d'ettringite à la surface des grains de ciment. Au bout de quelques heures survient la précipitation en masse des hydrates, période de prise (ou d'accélération). Le dégagement de chaleur associé à la formation des hydrates augmente en conséquence. Le sommet principal de l'hydratation montrée sur la figure 1.3 est souvent observé à 16 heures après le début du malaxage et présente un pic de flux thermique; il est associé à la formation de l'ettringite renouvelée et à la précipitation de la portlandite CH. Ce pic est très marqué pour les ciments riches en C<sub>3</sub>A. Enfin les grains de ciments se couvrent d'une couche d'hydrate de plus en plus épaisse. Cette couche ralentit la diffusion de l'eau vers l'interface réactionnelle. C'est la période de décélération ou ralentissement. Les réactions chimiques se poursuivent néanmoins mais de façon beaucoup plus lente, le flux thermique diminue considérablement.

#### 1.4 Structure et propriétés de la pâte de ciment hydratée et béton

La microstructure de la pâte de ciment a une très grande influence sur les propriétés mécaniques et physico-chimiques du béton durci. Le processus d'hydratation de la pâte de ciment conduit à l'obtention d'un matériau durci composé de plusieurs phases [17]:

- ✓ Des particules de ciment non hydraté ou partiellement hydraté
- ✓ Des hydrates (C-S-H,  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , sulfoaluminates, .....)
- ✓ Des pores capillaires
- ✓ Des bulles d'air

La figure 1.4 montre une représentation schématique d'une pâte de ciment partiellement hydraté.

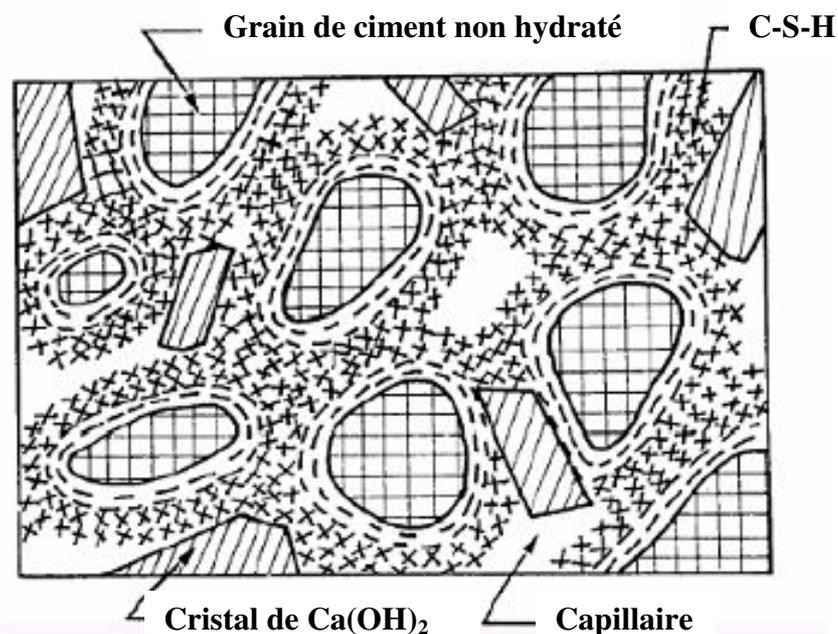


Figure 1.4: Représentation schématique de la pâte de ciment hydratée [21].

Dans ce qui suit nous présentons les différents composants de la phase solide de la pâte du ciment hydratée, notamment les hydrates C-S-H, la portlandite  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , les sulfoaluminates et la porosité.

### 1.4.1 Description des hydrates formés

#### 1.4.1.1 Structure du gel C-S-H

Ce matériau complexe représente 50 à 60% du volume de la pâte de ciment hydraté. Il est formé d'une variété de silicates de calcium hydratés, mal cristallisés, ce qui le distingue dans la pâte de ciment par rapport aux autres hydrates cristallins, tels que la portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$  (Fig. 1.5). L'une des caractéristiques importantes qui différencie ces espèces est le rapport molaire entre la quantité de calcium et le silicium (rapport C/S). Dans une pâte de ciment hydraté ce rapport est approximativement compris entre 1.5 et 1.9 [22]. La surface spécifique des C-S-H est très élevée (100 à 700  $\text{m}^2/\text{g}$ ) et la cohésion des C-S-H est due, en partie, aux forces de Van der Waals entre les particules colloïdales des C-S-H. Le gel de C-S-H est le principal responsable des propriétés mécaniques du béton durci et contribue très peu à la perméabilité de la pâte de ciment et du béton.

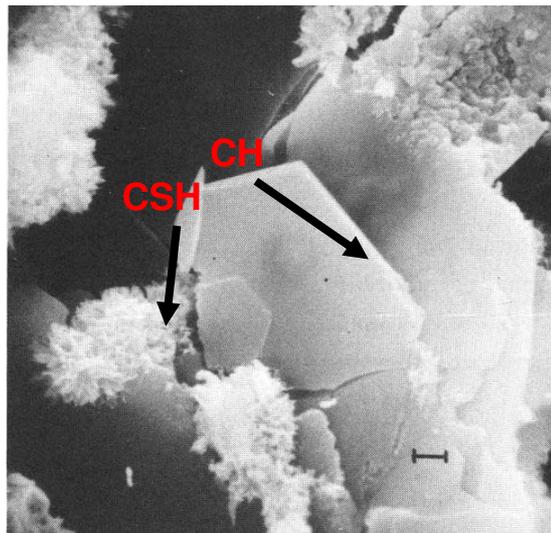


Figure 1.5: Vue au microscope électronique à balayage du gel C-S-H et de la portlandite dans une pâte de ciment hydratée [23].

#### 1.4.1.2 Portlandite, $\text{Ca(OH)}_2$

La portlandite est produite à la suite de l'hydratation du  $\text{C}_3\text{S}$  et  $\text{C}_2\text{S}$ . Elle est la seule phase solide dans la pâte de ciment durci, qui soit présente sous une forme relativement pure, avec juste de petites quantités d'ions étrangers (Fig. 1.5). Elle occupe 20 à 25% du volume des solides de la pâte de ciment complètement hydraté. Dans la pâte de ciment, elle devient instable (lixiviation) lorsque le PH devient inférieur à environ 12.5. Elle participe peu au développement de la résistance du béton et sa teneur initiale est un

indicateur performantiel de la durabilité des structures en béton armé vis-à-vis de la carbonatation.

#### 1.4.1.3 Calcium sulfoaluminates

Ils occupent de 15 à 20 % du volume solide de la pâte de ciment hydraté, on les retrouve généralement sous deux formes :

- Ettringite (trisulfoaluminates) aiguilles prismatiques.
- Monosulfoaluminates (plaquettes hexagonales).

#### 1.4.2 Béton et interface pâte-granulats

La présence des granulats dans la pâte de ciment hydratée modifie la microstructure de la pâte autour de ces granulats. Cette région appelée auréole de transition, qui existe entre la pâte de ciment hydratée et les granulats, d'épaisseur 10 à 15  $\mu\text{m}$ , a été mise en évidence par plusieurs chercheurs [24]. La zone de transition est très importante puisqu'elle représente la zone la plus faible dans le béton et par conséquent affecte sa résistance et sa durabilité. A jeunes ages, la zone de transition est composée de l'hydroxyde de calcium ( $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ) et d'ettringite, les deux produits contiennent de larges cristaux qui ont pour effet d'augmenter les vides dans cette zone. En raison de la grande taille des cristaux et le grand nombre des vides, les forces de Van der Waals d'attraction avec les granulats s'affaiblit par rapport au reste de la pâte de ciment hydratée (concentration du ciment anhydre à la surface de l'agrégat est égale à zéro), ce qui diminue la résistance. Les propriétés affectant la résistance de l'auréole de transition sont la porosité, la quantité du  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , le rapport eau/ciment (E/C) et la présence de microfissures. La zone de transition affecte aussi la durabilité du béton, les microfissures présentes dans cette zone augmentent la perméabilité du béton ce qui favorise le risque de la corrosion des armatures et les attaques chimiques sur le béton.

#### 1.4.3 Eau interstitielle

Les vides présents dans la matrice solide de la pâte de ciment durci sont habituellement plus au moins remplis d'eau (Fig. 1.6). L'eau, présente dans la pâte de ciment durci et le béton est un constituant à part entière de la microstructure. Il joue un rôle essentiel dans le comportement des matériaux durcis, non seulement sur le plan mécanique (résistance, retrait de dessiccation et fissuration induite dus à l'évaporation de l'eau des pores, fluage.....), mais sur celui de la durabilité, en régissant les transports

d'ions au sein des matériaux, et en contrôlant les pénétrations de fluides ou d'ions de l'extérieur. Selon POWERS ET BROWNYARD [25], l'eau se trouve dans la pâte de ciment durci sous trois formes :

- ✓ *L'eau de capillarité* : remplit le volume poreux au-delà de la couche adsorbée et elle est séparée de la phase gazeuse par des ménisques.
- ✓ *L'eau adsorbée* : liée à la surface des hydrates notamment sur le gel C-S-H (l'eau interlamellaire et inter-feuillet)
- ✓ *L'eau adsorbée chimiquement liée* représente l'eau consommée au cours des réactions d'hydratation du ciment ou combinée avec d'autres composants dans les hydrates.

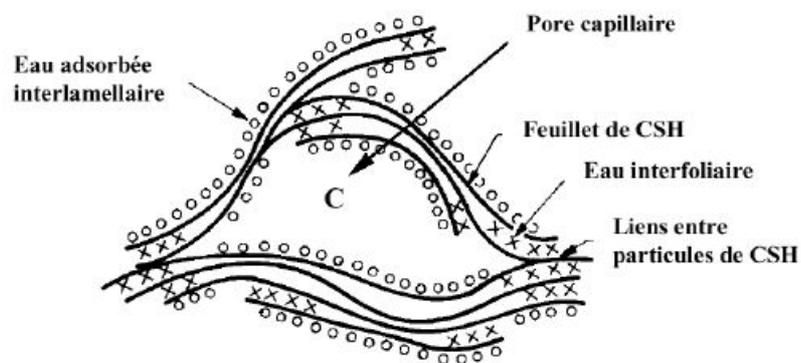


Figure 1.6 : Schéma illustrant la répartition de l'eau dans l'unité structurale et la microstructure du C-S-H d'après le modèle Feldman et Sereda [26].

#### 1.4.4 Caractéristiques de la structure poreuse

##### 1.4.4.1 Porosité et distribution des pores

La structure de la pâte de ciment durci est un matériau poreux, composé de deux types de pores, notamment, les pores capillaires (Fig. 1.7) et les pores du gel C-S-H.

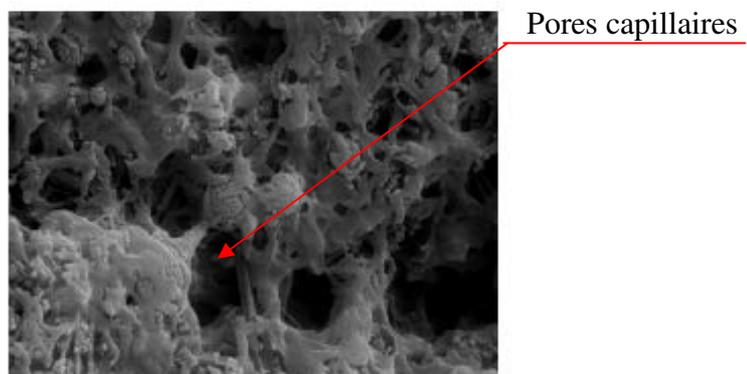


Figure 1.7: Porosité capillaire [27].

Les pores capillaires ont un diamètre de l'ordre de  $1.3 \mu\text{m}$ . Ils représentent la partie du volume brut qui n'a pas été remplis par les produits de l'hydratation [17]. Ces produits occupent plus du double du volume de la phase solide initiale. Les dimensions des pores capillaires interconnectés sont principalement responsables de la perméabilité de la pâte durci et de sa vulnérabilité face aux cycles de gel et dégel. Le volume des pores du gel C-S-H est plus petit que le volume des pores capillaires et sont classés dans la région de  $0.0015$  et  $0.0020 \mu\text{m}$  de diamètre (Fig. 1.8). La porosité du gel occupe environ 20% du volume total du gel, et, au fur et à mesure que l'hydratation progresse, la porosité du gel augmente par contre la porosité capillaire diminue. Les quantités et les dimensions de ces pores dans la matrice cimentaire dépendent de plusieurs facteurs, tels que : le degré d'hydratation, le rapport E/C, le type de ciment utilisé, l'âge et le taux d'hydratation. En plus, les premiers sept jours, sont considérés comme la période critique où le système des pores de la pâte du ciment se forme et se structure [17].

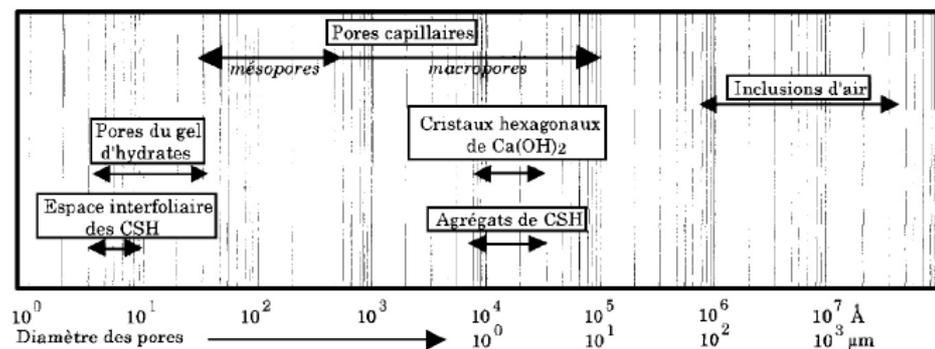


Figure 1.8 : Répartition des différents ordres de grandeur dans la structure de la pâte de ciment [28].

#### 1.4.4.2 Connectivité et tortuosité

La structure poreuse de la pâte de ciment hydraté et du béton durci peut être aussi caractérisée à travers des paramètres tels la connectivité ou la tortuosité des pores. Ces paramètres influencent aussi bien les propriétés mécaniques que la durabilité du béton par l'intermédiaire des propriétés de transfert.

La connectivité est un paramètre microscopique qui caractérise le degré avec lequel une structure est connectée. Figure 1.9 montre les différents niveaux de connectivité des

pores dans une pâte de ciment hydraté et la différence entre porosité et perméabilité. Elle est définie par la relation suivante :

$$C = b - n + 1 \quad (1.9)$$

Où :

b: nombre de branches (pores, bras, cavités)

n: nombre de nœuds connectés aux différents branches.

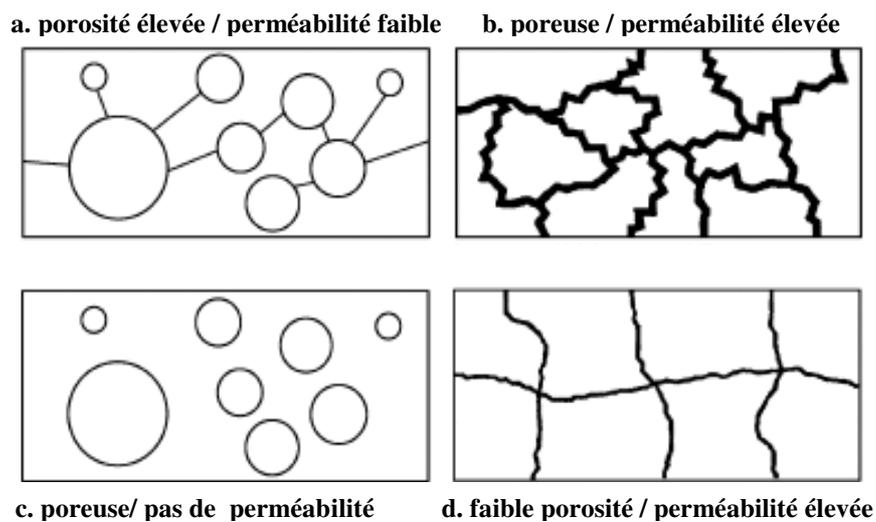


Figure 1.9: Connectivité et tortuosité des pores [28].

La tortuosité du milieu caractérise les obstacles au cheminement de fluides dans les structures poreuses, elle est définie comme un rapport de la distance parcourue par le fluide  $L_e$  sur la surface effective du déplacement  $L$ , ou bien par le carré de ce rapport donnée par la relation suivante:

$$\tau = (L_e/L)^2 \quad (1.10)$$

Où :

$L_e$  : Longueur effective du déplacement du fluide, c'est à dire la longueur moyenne des lignes de courant du fluide traversant l'échantillon.

$L$  : Longueur de l'échantillon poreux ou distance parcourue par le fluide, dans la direction de l'écoulement.

## 1.5 Mécanisme de transport dans le béton

Le béton est un matériau poreux, composé d'une phase solide et d'un espace poreux ou d'espace des vides. Deux grandeurs physiques caractérisant l'aptitude des bétons à résister à l'intrusion d'agents extérieurs plus ou moins aggrégés sont la perméabilité et la diffusion.

### 1.5.1 Perméabilité

La perméabilité représente la capacité d'un béton à résister au passage de fluides sous l'effet d'une pression motrice; elle dépend de la taille des espaces poreux dans lesquels s'écoule le fluide aussi que de leurs interconnexions. L'inconvénient majeur dans sa détermination réside dans le grand nombre d'infiltrats possibles. En effet, selon la composition du fluide interstitiel (pluies, acides, eau de mer, gaz) et le mode de préparation, nous obtiendrons des valeurs très différentes.

La durabilité du béton dépend de sa perméabilité; Neville [17] a suggéré que, l'importance d'éliminer les capillaires continus pourrait être considérée comme une condition nécessaire pour que le béton soit classé de bonne qualité. La facilité avec laquelle la discontinuité capillaire peut être achevée par la cure, dépend, parmi d'autres critères, du degré de porosité dans le béton. La perméabilité a un important effet sur la vulnérabilité du béton à se givrer. En plus, dans le cas du béton armé, l'infiltration de l'humidité et de l'air aura comme conséquence la corrosion de l'acier qui induit la fissuration et la détérioration de la surface du béton. La durabilité à long terme peut être obtenue par l'utilisation des mélanges assez riches, un faible rapport eau/ciment, une vibration adéquate pendant la mise en place du béton et une bonne cure humide. La perméabilité du béton n'est pas une simple fonction de sa porosité mais, dépend également de la distribution et de la continuité des pores. Avec la progression de l'hydratation, le volume du gel augmente et l'espace des pores diminue. Par conséquent, tout facteur contribuant à une hydratation maximale du ciment et au blocage des capillaires continus aidera à diminuer le passage de l'humidité et des solutions agressives dans le béton.

#### 1.5.1.1 Facteurs influençant la perméabilité

La perméabilité est affectée par plusieurs facteurs, tels que, le degré d'hydratation, le rapport eau/ciment, le type d'agrégat, la finesse du ciment et le taux d'humidité lors de l'essai.

✓ *Degré of hydratation*

Étant donné que le volume occupé par les produits d'hydratation est environ deux fois le volume du ciment non hydraté, la perméabilité diminue brusquement avec la progression de l'hydratation. Dans une pâte de ciment fraîche, la perméabilité est contrôlée par la discontinuité des capillaires due à l'hydratation comme le montre le tableau 1.5.

Tableau 1.5: Perméabilité de la pâte de ciment (E/C = 0.70) [17].

Age (jours)	Coefficient de perméabilité (m/s)
Pâte fraîche	$2 \times 10^{-6}$
5	$4 \times 10^{-10}$
6	$1 \times 10^{-10}$
8	$4 \times 10^{-11}$
13	$5 \times 10^{-12}$
24	$1 \times 10^{-12}$
Ultime	$6 \times 10^{-13}$ (calculé)

✓ *Rapport E/C*

Selon POWERS [28], la perméabilité de la pâte de ciment hydraté est considérablement influencée par le rapport eau/ciment, elle augmente considérablement avec des rapports eau/ciment au-dessus de 0.6 (Fig.1.10). La perméabilité des pâtes de ciment augmente d'environ 100 fois lorsque le rapport eau/ciment passe de 0.3 à 0.7. KASAI et al [27] ont trouvé que la perméabilité de la pâte de ciment avec un rapport eau/ciment = 0.5 était approximativement 1/5 de celle d'une pâte de ciment similaire avec un rapport E/C de 0.65.

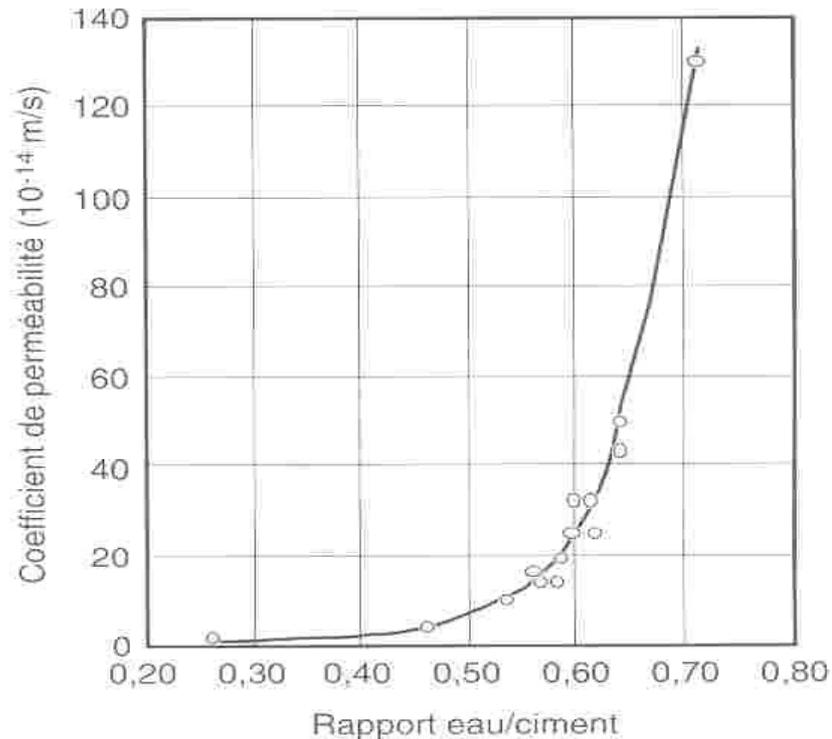


Figure 1.10 : Relation entre la perméabilité et le rapport eau/ciment des pâtes de ciment à maturité (ciment hydraté :93%) [17].

✓ *Influence des agrégats*

La perméabilité des agrégats a une influence sur la perméabilité du béton [17]. La présence des agrégats de faible perméabilité réduit la surface sur laquelle l'écoulement se produit et par conséquent réduit la perméabilité. La perméabilité peut être influencée par la taille maximale des agrégats utilisés. PIHLAJAVAARA et al [30] ont comparé les résultats de perméabilité de deux différents mélanges de même résistance à la compression et de même rapport eau/ciment. Ils ont conclu que les bétons fabriqués avec des agrégats de dimensions maximale 32 mm sont plus perméable que les bétons fabriqués avec des agrégats de dimensions maximale 8 mm.

✓ *Influence des propriétés du ciment*

La perméabilité du béton dépend aussi des dimensions des particules de ciment. Des ciments avec une granulométrie grossière produisent une matrice avec une porosité et une perméabilité élevée avec le même rapport eau/ciment [28]. Cependant, pour des pâtes de ciment avec une porosité égale, les résultats montrent que la perméabilité à une hydratation quasi-complète n'est pas nécessairement différente. Un ciment plus fin aura

tendance, à un même rapport eau/ciment, à s'hydrater plus rapidement qu'un ciment plus grossier. On retrouvera donc une perméabilité moins élevée pour un ciment d'une plus grande finesse ayant subi le même traitement. La composition chimique du ciment affecte aussi la perméabilité à jeune âge parce qu'elle influence le taux d'hydratation. Cependant, la perméabilité et la porosité finale sont inchangées [28].

### 1.5.2 Diffusion-migration

Tout comme la perméabilité, la diffusion est liée à la structure poreuse des bétons. En fait, les transferts par diffusion et par perméabilité sont très différents. Selon BUIL et OLIVIER [31], la diffusion représente un transport d'une espèce chimique à l'échelle moléculaire sous l'effet d'un gradient de concentration. Elle ne dépend que de l'interconnexion des pores et non de leurs tailles. A l'échelle des pores la diffusivité est caractérisée par la loi de Fick, équation 1.11 :

$$J_x = - D_f \frac{\delta C}{\delta x} \quad (1.11)$$

Où:

$J_x$  : flux du constituant dans la direction x

$D_f$ : Coefficient de diffusion

$\delta C / \delta x$  : gradient de concentration dans la direction x

La dimension des capillaires ne semble avoir aucune influence sur la vitesse de diffusion contrairement à l'influence qu'elle a lors d'écoulements visqueux. Cependant si les pores sont de petites tailles, l'adsorption sur les parois des pores risque de ralentir la cinétique de la diffusion.

## 1.6 Conclusion

La synthèse bibliographique présentée sur l'hydratation et la microstructure du ciment hydraté a montré que:

- ✓ L'hydratation du ciment est un phénomène très complexe, elle dépend de la composition chimique des ciments et des ajouts.
- ✓ Les propriétés mécaniques et la durabilité dépendent de l'évolution de l'hydratation et du volume des pores, leur distribution et leur connectivité.

## CHAPITRE 2

### MATERIAUX CIMENTAIRES A BASE D'ADDITIONS MINERALES

#### 2.1 Ciments aux calcaires

##### 2.1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons en premier lieu, un aperçu général sur les ajouts cimentaires, en particulier, les fines calcaires substitués au ciment Portland et leurs effets sur les propriétés du béton à l'état frais et durci. Ensuite, on présentera l'effet des fines calcaires substituées au sable de concassage sur les propriétés physico-mécaniques et chimiques du béton.

##### 2.1.2 Les ajouts cimentaires

Les ajouts cimentaires sont des matériaux minéraux finement broyés qui, combinés au ciment Portland, influencent les propriétés du béton durci par action hydraulique, pouzzolanique ou combinées [32]. L'utilisation des ajouts minéraux dans l'industrie du ciment offre des avantages économiques et écologiques indéniables (réduction du coût du m<sup>3</sup> du béton et réduction des émissions du CO<sub>2</sub>) et permettent d'améliorer les propriétés du béton ou lui conférer des propriétés particulières. Parmi ces ajouts on distingue deux types d'additions selon la norme ENV 206 [33]:

##### 2.1.2.1 Additions pouzzolaniques

Ce sont des matériaux finement broyés à caractère inorganiques, pouzzolaniques ou hydraulique latent. Ils sont riches en silice (SiO<sub>2</sub>) et en alumine (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>) capable de réagir avec la chaux en présence de l'eau et de former à l'issue de cette réaction le gel C-S-H qui contribue aux résistances mécaniques de la pâte de ciment. Cette réaction s'appelle réaction pouzzolanique et se schématise de la façon suivante :



Les matériaux pouzzolaniques sont d'origine naturelle ou artificielle. les pouzzolanes artificielles sont les types les plus utilisés comme ajouts dans le ciment, tels que, les cendres volantes, la fumée de silice et le laitier granulé du haut fourneau.

Les cendres volantes sont des résidus finement divisés résultant de la combustion du charbon pulvérisé. Elles sont composées de  $\text{SiO}_2$ ,  $\text{Al}_2\text{O}_3$  et de  $\text{Fe}_2\text{O}_3$  en proportion variant selon les sources. Le diamètre moyen des cendres volantes varie de 1 à 200  $\mu\text{m}$  et la majorité des particules possèdent un diamètre inférieur à 45  $\mu\text{m}$ . La pouzzolanité des cendres est faible. La réaction pouzzolanique se manifeste, pour l'essentiel, après 28 jours [34] comme l'illustre la figure 2.1. On utilise généralement les cendres volantes comme substitution au ciment dans des proportions de l'ordre de 20 à 25% et plus pour certains types de béton. L'incorporation des cendres volantes augmente la porosité de la pâte de ciment durci à jeunes âges, mais réduit les dimensions des pores et ceci résulte souvent à des pâtes de ciment moins perméable. L'utilisation appropriée des cendres volantes dans le béton permet de diminuer l'expansion engendrée par la réaction alcali-silicate, réduit la chaleur d'hydratation et améliore les propriétés physico-chimiques. Une amélioration de la rhéologie des bétons à l'état frais est aussi observée lors de l'utilisation des cendres volantes.

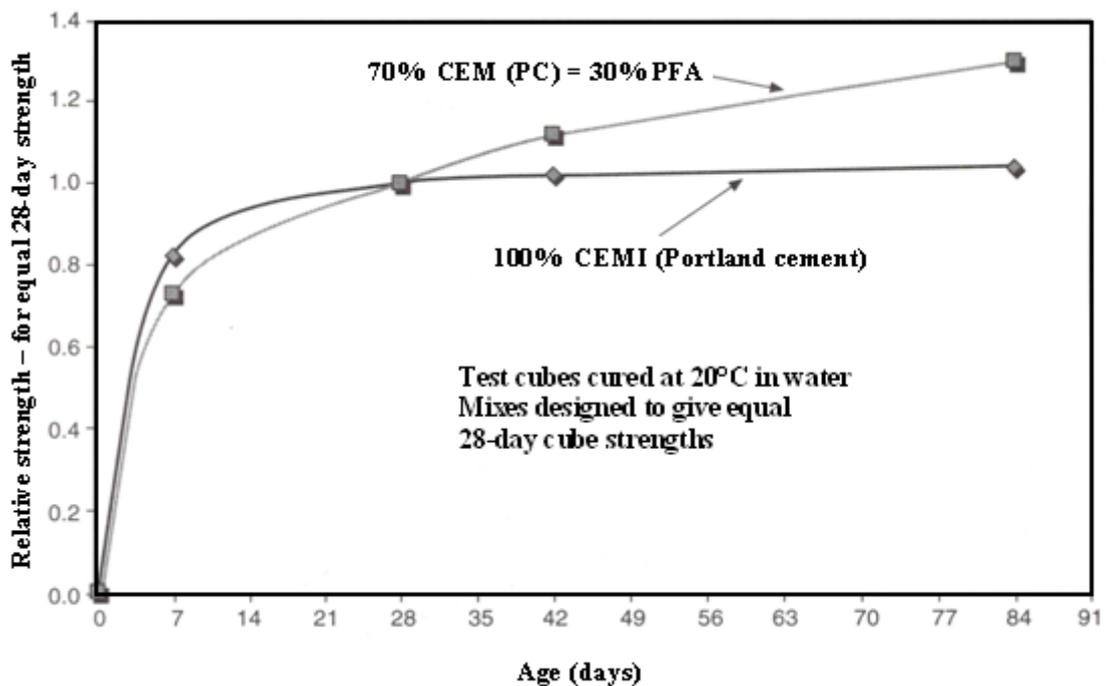


Figure 2.1: Développement de la résistance après 28 jours de cure des mortiers contenant des cendres volantes [10].

La fumée de silice est constituée de 90 à 98% de  $\text{SiO}_2$  amorphe. La taille d'un grain individuel est de l'ordre de 0,1  $\mu\text{m}$  mais les agglomérats (dus au stockage et au transport)

sont de la taille du grain de ciment soit de l'ordre de 15  $\mu\text{m}$ . La fumée de silice est très réactive. Elle permet d'augmenter la compacité granulaire du mélange et de créer des points de nucléation pour augmenter la vitesse d'hydratation. Ainsi après 7 jours on observe une augmentation plus rapide de la résistance. A 28 jours, près des trois-quarts de la fumée de silice réagissent et on obtient une résistance plus importante [17]. Lorsqu'elle est ajoutée lors du broyage du ciment, la proportion de fumée de silice est de l'ordre de 6 à 8%.

Le laitier granulé de haut fourneau est un produit non métallique composé essentiellement de silicates, d'aluminosilicates de calcium et d'autres bases, qui provient de la fusion du minerai de fer dans un haut fourneau, et qui est ensuite refroidi rapidement à l'eau pour former des particules vitreuses granuleuses, puis broyé à une finesse égale ou inférieure à celle du ciment. Le laitier présente des propriétés pouzzolaniques et de cimentation. La teneur en CaO dans le laitier est de l'ordre de 40% et peut être activé par les alcalis, tels que, la portlandite formée de l'hydratation de l'alite. Le principal produit de la réaction est le gel C-S-H, mais sa composition peut se modifier avec les produits C-S-H et la phase de l'hydrotalcite de composition approximative  $\text{Mg}_6 \text{Al}_2(\text{OH})_{16}(\text{CO}_3) \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ , formé de la teneur MgO contenu dans le laitier.

#### 2.1.2.2 Les additions inertes

Ce sont des matériaux quasiment inertes, organiques naturelles ou synthétiques spécialement sélectionnées qui, par leur composition granulométrique, améliorent les propriétés physiques du ciment portland (accroissement de la maniabilité, réduction du ressuage,...). Parmi ces additifs on distingue le calcaire, la poussière et le tuf.

#### 2.1.3 Utilisation des ajouts en Algérie

Actuellement, l'Algérie dispose de plus de 14 cimenteries à travers tout le territoire [35]. Leur capacité de production reste insuffisante par rapport à la forte demande en ciment au cours de ces dernières années par le secteur de construction. Pour des raisons d'économie d'énergie et de réduction du coût de fabrication, certains ajouts minéraux sont utilisés par les cimenteries algériennes depuis 1984, tels que, la pouzzolane naturelle, le laitier, le calcaire, le tuf et la poussière (Tableau 2.1). Le pourcentage maximal des ajouts utilisé par ces cimenteries est de l'ordre de 10 à 20% pour la pouzzolane naturelle et le laitier et de 10 à 15% pour le calcaire. L'utilisation des fines calcaires comme

remplacement du ciment reste très limitée et son potentiel n'est pas entièrement exploité, malgré que jusqu'à 35% d'ajouts calcaires est toléré par les normes européennes.

Tableau 2.1: Utilisation des ajouts minéraux dans les cimenteries Algériennes.

Unité de production	Localisation	Capacité annuelle de production (t)	Ajouts
ERCE	Ain El Kébira (Sétif)	4 400 000	Pouzzolane/laitier
	Hamma Bouziane (Constantine)		
	Ain Touta (Batna)		
	Skikda (Hadjr Essaoud)		
	Elmaa Labiadth (Tebessa)		
ERCC	Rais Hamidou (Alger)	1 400 000	Poussière Tuf Tuf/calcaire
	Meftah (Blida)		
	Sour El Ghozlane (Bouira)		
ERCO	Beni Saf (Ain Témouchent)	2 700 000	Pouzzolane
	Zahana (Mascara)		
	Hassaana (Saida)		
ECDE	Oued Sly (Chlef)	2 000 000	Calcaire
ACC	Hammam Edhalaa (M'sila)	2 000 000	Calcaire
ACC	Sig	5 000 000	Calcaire
<b>Ensemble</b>		17 500 000	

#### 2.1.4 Le calcaire

Par définition les fillers calcaires sont des produits secs finement divisés, obtenus par broyage et/ou sélection, provenant de gisements de roches calcaires pouvant être dolomitiques, massives ou meubles. Le calcaire doit respecter les exigences suivantes [36] :

- ✓ la teneur en carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ) doit être supérieure ou égale à 75 % en masse ;
- ✓ la teneur en argile déterminée par l'essai au bleu de méthylène ne doit pas être supérieure à 1,20 g/100 g.
- ✓ la teneur totale en carbone organique doit être supérieure à 0,50 % en masse.

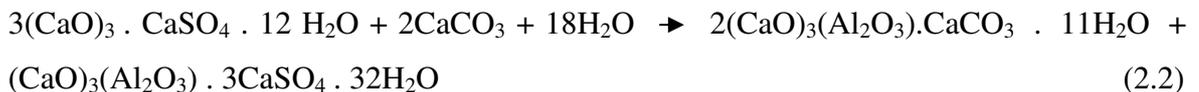
Le calcaire est un important matériau pour la production du ciment; son utilisation comme addition au ciment Portland améliore certaines propriétés du béton frais et durci et permet aussi de réduire le coût de production et l'émission du  $\text{CO}_2$ . Ces raisons ont incité certains pays dans le monde d'encourager l'utilisation des ajouts calcaires dans la matrice cimentaire. Dans la norme Européenne ENV 197-1, trois différents dosages sont autorisés :

le ciment CEMI contenant 5% de fillers calcaires, les CPJ-CEMII-A et CPJ-CEMII-B contenant 6 à 20% et 21 à 35% de calcaires respectivement.

Dans le cas du présent travail, seul les fillers calcaires sont utilisés et nous présentons dans ce paragraphe l'impact des fillers calcaires comme substitution au ciment Portland sur les propriétés physico-mécaniques et chimiques des mortiers et bétons.

#### 2.1.4.1 Influence des fillers calcaires sur l'hydratation du ciment

Dans la littérature, le filler calcaire est connu pour modifier la cinétique des réactions d'hydratation du ciment [37, 38]. L'influence de l'ajout calcaire  $\text{CaCO}_3$  sur l'hydratation du ciment Portland a été étudiée par de nombreux chercheurs [39-42]. Ils ont montré que le calcium de carbonate finement broyé est capable de contribuer à l'influence de l'hydratation de la phase aluminatée du ciment  $\text{C}_3\text{A}$  et augmente le taux d'hydratation du ciment Portland, surtout celle de  $\text{C}_3\text{S}$  à jeunes âges. Ceci est expliqué par le fait que l'ajout calcaire est un filler non inert. La participation directe du carbonate de calcium (introduit par le biais de l'addition de fillers calcaires) à la réaction avec l'aluminatée tricalcique se traduit par la formation d'un carboaluminatée de calcium hydraté de formule  $\text{C}_3\text{A} \cdot \text{CaCO}_3 \cdot 11\text{H}_2\text{O}$ . Généralement ces hydrates se forment dans les ciments riches en  $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$  [14]. Cette réaction chimique peut être résumée comme suit :



Selon RAMACHANDRAN, BONAVETTI and RAHHAL [40, 42, 43] l'addition du  $\text{CaCO}_3$  accélère l'hydratation du ciment. Cet effet d'accélération est plus prononcé avec l'augmentation du taux et la finesse du filler calcaire et l'incorporation du  $\text{CaCO}_3$  dans la phase du gel C-S-H a été mise en évidence. Le  $\text{CaCO}_3$ , supprime la formation de l'hydrate d'aluminatée de sa structure cubique dans l'hydratation du  $\text{C}_3\text{A}$ .

PERA et al [38] ont étudié l'effet du carbonate de calcium finement broyé sur l'hydratation du ciment Portland. Les mesures ont été effectuées sur des mélanges de  $\text{C}_3\text{S}$  et de  $\text{CaCO}_3$ . La masse totale de l'échantillon est de 300 mg. Le rapport E/S est égal à l'unité. Les courbes calorimétriques de l'hydratation des différents mélanges sont comparées sur la figure 2.2. La quantité de chaleur dégagée par le mélange de la pâte de référence  $\text{C}_3\text{S}$  est de 145 joules. D'autre part, celle du mélange 50 %  $\text{C}_3\text{S}$  + 50 %  $\text{CaCO}_3$

atteint 260 joules. L'ajout calcaire entraîne une augmentation marquée des quantités de chaleur dégagées. Les quantités de chaleur dégagées pour 150 mg de  $C_3S$  + 150 mg de  $CaCO_3$  sont supérieures à celles dégagées par 300 mg de  $C_3S$ .

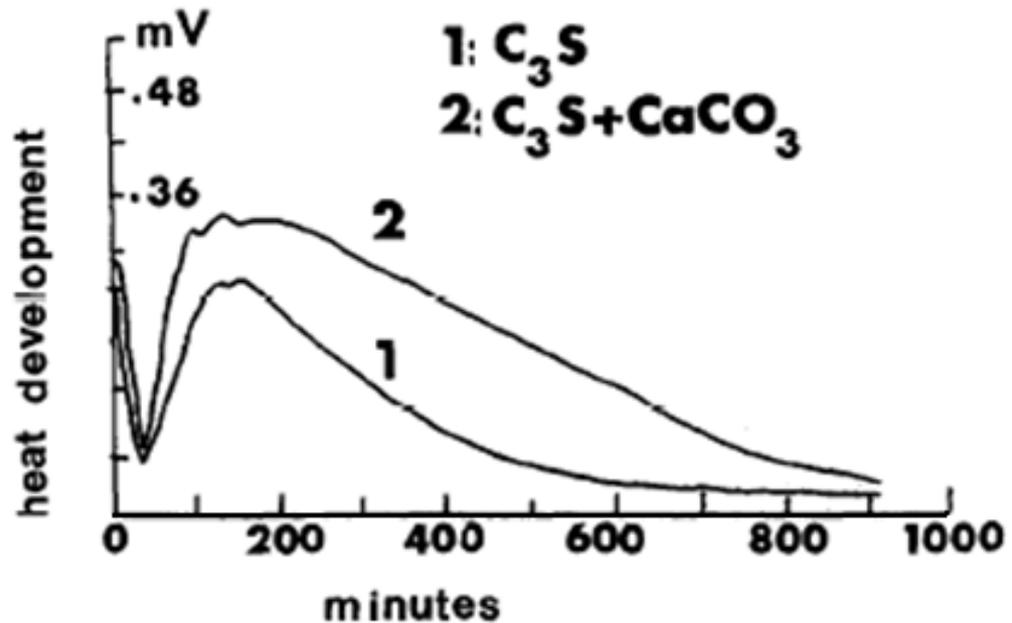


Figure 2.2: Données isothermes de calorimétrie :  $C_3S$  and  $C_3S+CaCO_3$  [38].

KALKALI et al [39] ont étudié l'effet du  $CaCO_3$  sur l'hydratation des produits  $C_3A$  et  $C_2S$  et du ciment Portland. Dans cette investigation, ils ont utilisés des pâtes composées de  $C_3A$ ,  $C_2S$  et des pâtes de ciment portland avec différents pourcentages d'ajouts calcaires (0% - 35% en masse). L'analyse par diffraction (DRX) de ces pâtes analysées, a révélé les points suivants :

- ✓ La présence du  $CaCO_3$  retarde la transformation ou la conversion de l'ettringite en monosulfoaluminate. Cet effet est du à la formation du carboaluminate. La formation de l'aluminate de calcium monocarbonate en préférence du monosulfate (même à jeunes âges).
- ✓ L'hydratation du  $C_3S$  a été accélérée et la formation de quelques carbo-silicates ont été détecté.

VOGLIS et al [44] ont étudié l'effet des ajouts cimentaires, notamment le calcaire sur l'hydratation des pâtes de  $C_3S$  et la pâte de ciment au calcaire. Ils ont montré que dans la pâte du ciment au calcaire, les ions de carbonate de calcium incorporés dans les aluminates de calcium s'hydratent pour former du carboaluminate de calcium. Les résultats de l'analyse quantitative des pics d'ettringite, monocarboaluminate, Ca-Al-Si des pâtes de ciment au calcaire à différents âges sont représentés sur la figure 2.3. Ils ont constaté que l'ettringite  $3Ca \cdot Al_2O_3 \cdot CaCO_3 \cdot 11H_2O$  s'est formé après 24 heures d'hydratation et reste présent jusqu'au 28 jours (pic 1). Ils ont également remarqué que le carboaluminate de calcium (pic 2) est associé avec les hydrates Ca-Al-Si probablement dans la forme du gismondine  $CaS_2H_4$ .

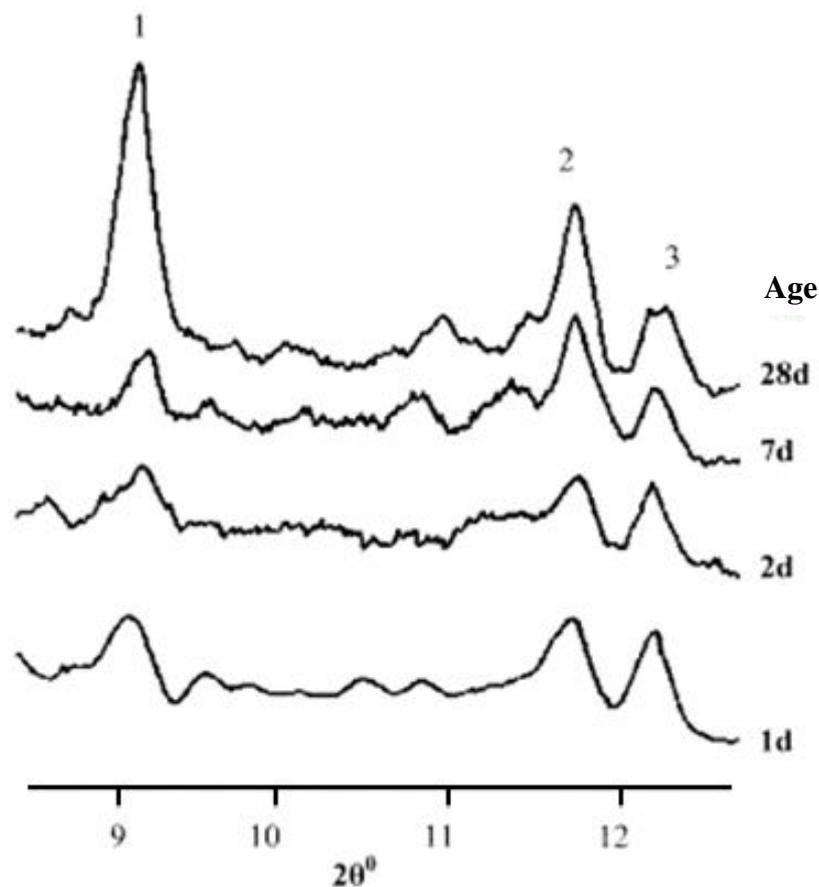


Figure 2.3: Evolution de l'hydratation des pâtes de ciment au calcaire à différents âges [44].

Une étude de suivi de l'hydratation par l'analyse thermogravimétrie (ATG) et par DRX, menée par TSIVILIS et al [45], a montré que la présence du filler calcaire dans une pâte de ciment augmente le degré d'hydratation à très jeune âge par rapport à une pâte

sans filler. Dans cette étude le ciment utilisé est produit par un broyage concomitant du clinker, calcaire et gypse avec des pourcentages de calcaire de 10% à 35% en poids de ciment. Ils ont également trouvé que la quantité de l'hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  dans le ciment au calcaire hydraté était élevé par rapport au ciment pure.

#### 2.1.4.2 Influence des fillers calcaires sur le béton frais

La demande en eau d'un mortier ou béton contenant des ajouts minéraux dépend de leur forme et de la distribution granulométrie des particules. Selon plusieurs études [45, 46, 47], la présence des fillers calcaires a un effet positif sur la demande en eau et la maniabilité du béton. Généralement les ciments à base d'ajouts calcaires demandent moins d'eau que les ciments sans ajouts, malgré leur très grande surface spécifique. Cet effet peut être attribué à la répartition très large des particules du calcaire (Fig. 2.4) par rapport au clinker qui permettent aux particules de calcaire de combler les vides entre les particules des ciments et par conséquent diminue le besoin en eau du béton pour obtenir une certaine consistance.

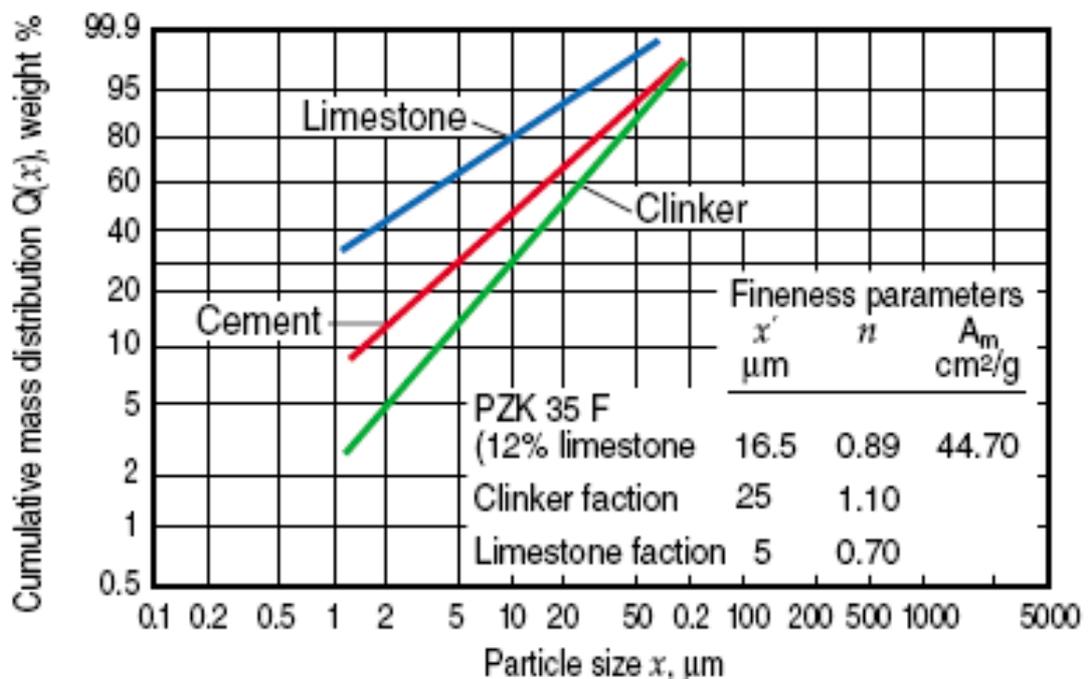


Figure 2.4: Répartition des particules du calcaire [48].

### 2.1.4.3 Influence des fillers calcaire sur les propriétés du béton durci

#### ✓ Résistance à la compression

De nombreux travaux ont montré que la présence des fillers calcaires dans le ciment Portland génère une accélération de la résistance mécanique à jeunes ages [38, 49, 50]. SOROKA et SETTER [3], expliquent cette amélioration des propriétés mécaniques par une densification de la matrice cimentaire obtenue. Cependant l'ajout du filler calcaire diminue la proportion de clinker dans le mélange et de ce fait diminue la résistance mécanique à long terme. Un broyage plus fin pourrait être réalisé pour obtenir des résistances équivalentes à un celles d'un mélange sans ajout. Pour des ajouts compris entre 5 et 10% les résistances ne sont pas significativement réduites [47], et un broyage plus intense n'est pas particulièrement indiqué [51].

TSIVILLIS et al [52] ont trouvé que la résistance à la compression est élevée à jeune âge et diminue légèrement à 28 jours pour 5 % à 15 % d'ajout calcaire et elle est faible à jeune âge et à 28 jours pour les pourcentages de 20 % à 35 % par rapport au ciment de référence (Fig. 2.5). Cela est dû à la présence de  $\text{CaCO}_3$  qui accélère l'hydratation du  $\text{C}_3\text{A}$  et  $\text{C}_3\text{S}$ , éléments responsables des résistances à court terme, et d'autant mieux que les particules sont fines et la quantité de  $\text{CaCO}_3$  est grande.

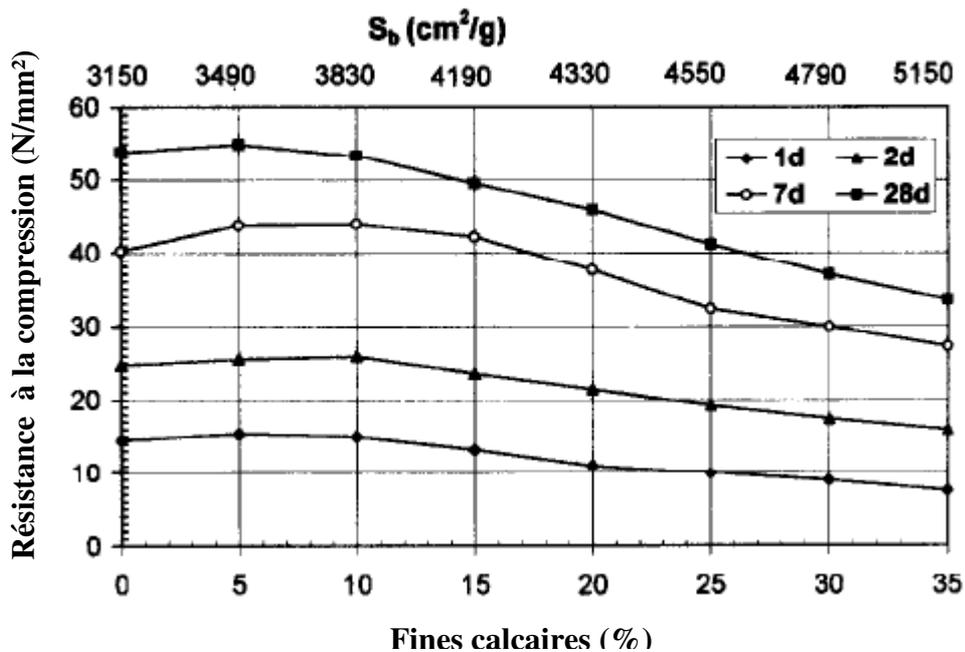


Figure 2.5 : Evolution de la résistance à la compression du ciment à base de filler calcaire [52].

KENAI et al [14] ont étudié la résistance à la compression des éprouvettes de mortiers avec et sans ajout calcaire conservées dans l'eau à l'intérieur du laboratoire (100 % H.R, 20°C). Ils ont constaté que la résistance à la compression augmente avec le temps. Cette augmentation est due au développement de l'hydratation en fonction du temps. Cependant, la résistance à la compression est plus faible pour les éprouvettes ayant plus de calcaire et le rapport de la résistance de ces échantillons par rapport au ciment de référence augmente avec l'augmentation de l'âge. La diminution de la résistance à long terme avec l'augmentation de l'ajout a été attribué à la diminution de la quantité du clinker dans le ciment et à un effet négatif de dilution, du à la présence du calcaire. Cependant, leur étude expérimentale a montrée que les pertes de résistances dues à la dilution peuvent être compensées par un broyage plus fin du ciment.

Des travaux de VOGLIS et al [44] ont montré que la présence du  $\text{CaCO}_3$  augmente la résistance à la compression à jeunes ages et n'avait que peu d'influence sur le développement de la résistance à long terme.

#### ✓ *Résistance à la traction par flexion*

Les relations entre la résistance à la traction par flexion et la compression des bétons à base de filler calcaire sont similaires à ceux des bétons ordinaires sans ajouts. Une augmentation de la résistance à la compression en utilisant les ajouts calcaires, donnera une augmentation similaire dans la résistance à la traction par flexion.

D'après les travaux de BONAVETTI et al [55], la résistance à la traction semble être peu affectée par l'ajout calcaire. Ils ont observé une augmentation de la résistance de traction des bétons avec ajout calcaire aux premiers jours et une légère diminution de l'ordre de 3 à 5 % à 28 jours.

#### ✓ *Autres propriétés mécaniques*

Généralement le module d'élasticité du béton dépend des modules d'élasticité des granulats, de la pâte de ciment et également de la qualité de la zone de transition entre le granulat et la pâte. Dans le cas des bétons à base de fillers calcaires, BONAVETTI et al [53] ont étudié l'effet de cure initiale de ces bétons sur les propriétés mécaniques, notamment le module d'élasticité. Trois types de cure ont été considérés dans cette étude (cure humide complète et cure dans l'air) pour les bétons avec 0%, 20% et 25% d'ajout

calcaire. Les résultats trouvés par ces auteurs montrent que les bétons à base d'ajouts calcaires présentent un module d'élasticité légèrement faible par rapport au béton de référence dans le cas d'une cure humide complète à l'âge de 28 jours. Par ailleurs, une augmentation du module d'élasticité des bétons au calcaire est observée à tous les âges dans le cas d'une cure à l'air libre. La différence entre les valeurs du module d'élasticité des bétons au calcaire et du béton témoin des différentes cures considérées est insignifiante (Tableau 2.2).

Tableau 2.2 : Effet de la cure sur le module d'élasticité du béton au calcaire [53].

Fines calcaire (%)	Cure complète			Cure dans l'air		
	0	20	25	0	20	25
<b>3 jours</b>	1.00	1.11	1.14	0.95	1.08	1.09
<b>7 jours</b>	1.00	1.07	1.09	0.88	0.94	0.97
<b>28 jours</b>	1.00	0.97	0.93	0.75	0.80	0.84

#### 2.1.4.4 Retrait

Plusieurs études ont montré que le retrait de dessiccation du ciment Portland peut être affecté par la présence du carbonate de calcium. ADAMS et al [54] ont constaté que l'addition de seulement 2% à 5% de calcaire au ciment de type II peut d'une manière significative augmenter le retrait de dessiccation à 4 jours. D'autres part, KANTRO [55] n'a trouvé aucune augmentation du retrait de dessiccation à 4 jours pour 5.3% d'ajout calcaire. Néanmoins, une légère augmentation du retrait a été observée à 11, 18 et 25 jours. Ceci peut être attribuée à la finesse du ciment. D'autres chercheurs comme FELDMAN, BARON, RAMACHANDRAN [56, 57, 58] ont observé que le retrait de ciment croît avec l'augmentation de la surface spécifique.

RAMACHANDRAN and ZHANG [58], ont montré que le retrait de la pâte de  $C_3S$  est affectée par la présence du  $CaCO_3$ . Figure 2.5 illustre l'évolution du retrait des pâtes de  $C_3S$  en fonction de la durée de cure avec le pourcentage de fillers calcaires. Ils ont conclu que l'augmentation du retrait peut être attribuée à :

- ✓ La porosité élevée dans les pâtes de ciment à base de carbonate de calcium
- ✓ La possibilité d'une déshydratation rapide du  $CaCO_3$ , modifiant la phase du C-S-H.
- ✓ Aux particules très fines incorporées dans le  $CaCO_3$ .

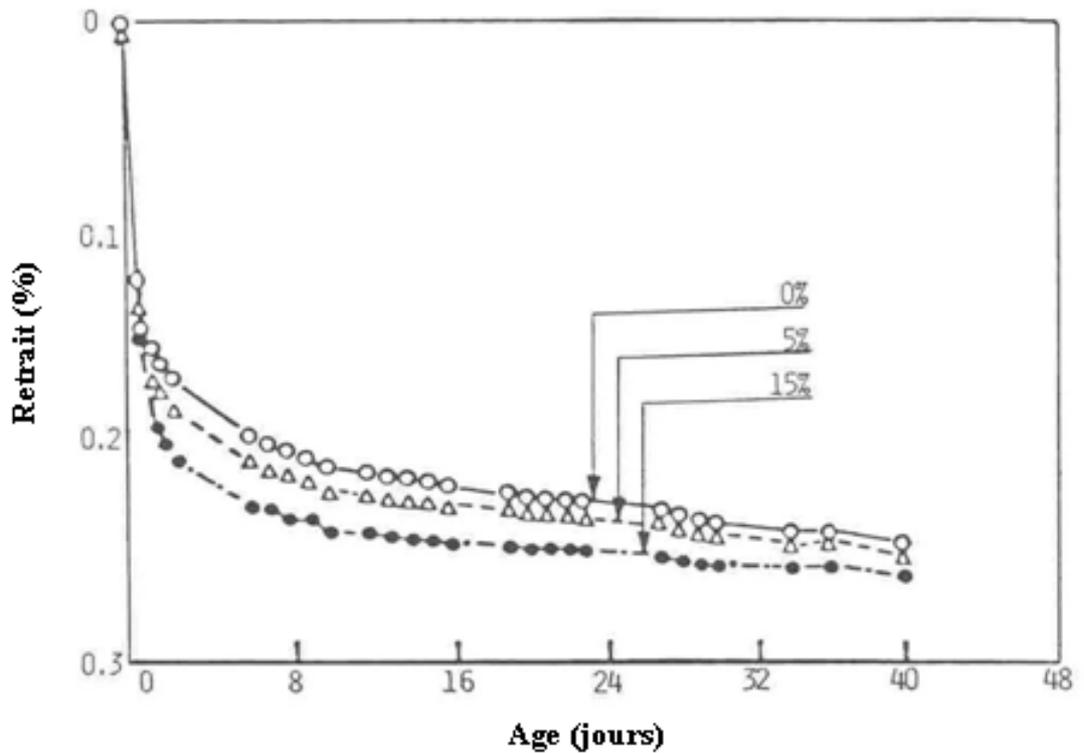


Figure 2.6: Effet de l'addition calcaire au ciment sur le retrait de dessiccation [58].

#### 2.1.4.5 Influence des fillers calcaires sur la durabilité

La durabilité des matériaux cimentaires dépend largement de sa résistance à l'intrusion d'espèces agressives dans ces pores. Ces agents agressifs peuvent être présents sous forme liquide ou gazeuse, leurs transports dans le béton se fait par l'intermédiaire du réseau des pores dans la matrice du ciment ou par les microfissures. La perméabilité de ces agents dans le béton est fortement influencée par le volume, dimensions et la continuité des pores. Le mouvement des gaz, liquides et les ions chlorures dans le béton est très important parce que leurs interactions avec les constituants du béton et les pores d'eau peuvent modifier directement et indirectement l'intégrité du béton et provoquent la détérioration des structures.

Dans cette section, nous présentons un aperçu général sur la performance des ciments aux calcaires sur les propriétés de durabilité du béton, tels que, la perméabilité à l'eau, la perméabilité au gaz, la perméabilité aux ions chlorures, la résistance aux sulfates, la carbonatation et la résistance au gel-dégel.

### ✓ Perméabilité

La pénétration d'eau, chlorure et autres ions agressifs dans le béton est le facteur le plus important du processus physique et chimique de détérioration, et c'est la microstructure du béton qui contrôle principalement les phénomènes physiques et chimiques associés avec les mouvements de l'eau et le transport d'ions dans béton [59]. La microstructure du béton est fortement affecté par plusieurs facteurs, notamment la composition chimique du ciment, le rapport Eau/ Ciment, la répartition et les dimensions des pores dans la matrice cimentaire

TSIVILLIS et al [60] ont étudié l'effet d'ajout calcaire sur la perméabilité à l'eau ( $K_w$ ), à l'air ( $K_g$ ), l'absorption (S), la porosité (P), et la résistance à la compression du béton ( $S_{28}$ ). La figure 2.7, montre la variation des propriétés de durabilité du béton en fonction du pourcentage d'ajouts calcaire. Ils ont conclut que l'addition de l'ajout calcaire a un effet positif sur la perméabilité à l'eau et la sorptivité du béton. Toutefois, des valeurs élevées du coefficient de perméabilité au gaz sont obtenus pour les bétons au calcaire par rapport au béton sans ajout.

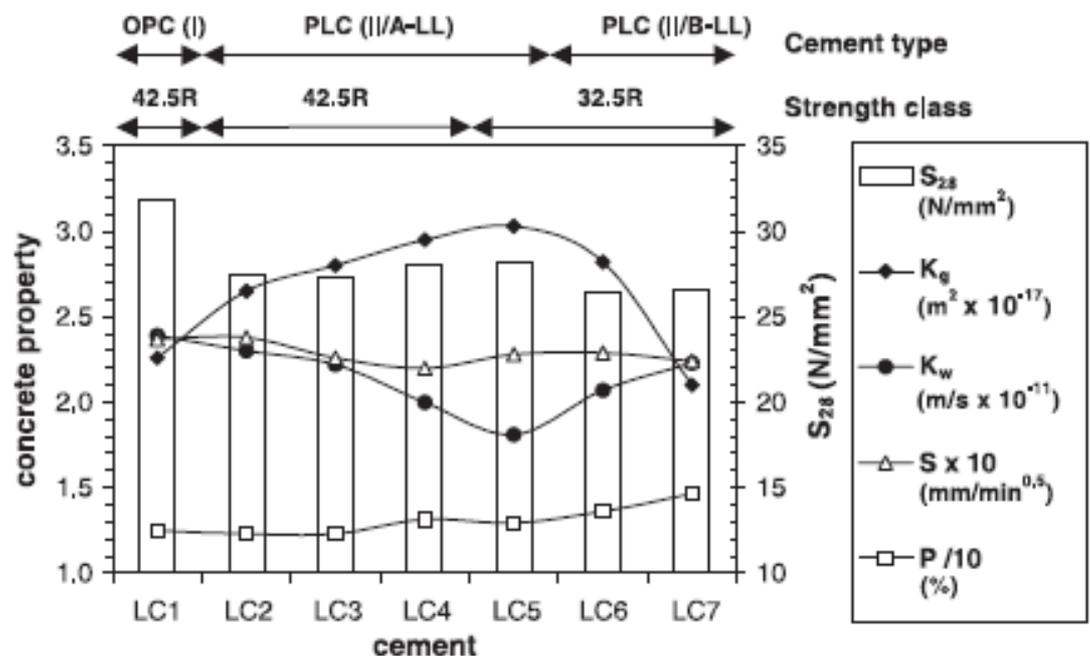


Figure 2.7 : Effet de l'ajout calcaire sur la durabilité du béton ( $S_{28}$  : Résistance à la compression à 28 jours,  $K_g$  : Coefficient de perméabilité au gaz,  $K_w$  : coefficient de perméabilité à l'eau, S : Sorptivité, P : Porosité totale) [60].

✓ *Migration et diffusion des ions chlores*

Des études limitées ont été réalisées sur l'effet des additions calcaires sur la diffusion ou la migration des ions chlores. Ces travaux ont montré que la diffusion des ions chlores dans la matrice cimentaire dépend directement de la microstructure de la pâte de ciment hydraté.

BONAVETTI et al [53] ont étudié l'effet de cure initiale sur la pénétration des ions chlores des mortiers à base de filler calcaire. Les résultats de cette étude ont montré que la pénétration aux ions chlores dans le béton au calcaire dans le cas d'une cure humide augmente avec l'augmentation du pourcentage du filler calcaire (0-10-20%) tels que l'illustre la figure 2.8. Par ailleurs, les bétons sans cure, la profondeur de pénétration des ions chlores est supérieure de 7 à 30 mm pour les bétons sans ajout et de 10 à 15 mm et de 17 à 20 mm pour 10% et 20% respectivement. Ces résultats montrent que la pénétration des ions chlores est affectée par le mode de cure.

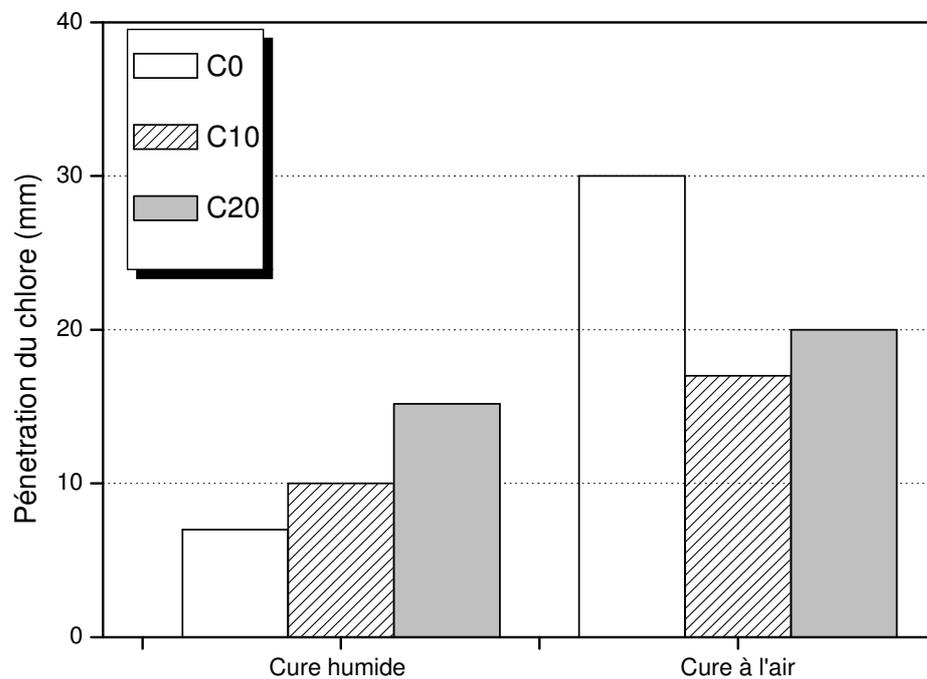


Figure 2.8: Perméabilité aux ions chlores des bétons dans des cures à l'air et humide après 45 jours d'immersion dans 3% de solution NaCl [53].

Selon les travaux de HORNAIN [61], la présence du filler calcaire dans la matrice cimentaire réduit le coefficient de diffusion des ions chlorures. Le raffinement de la porosité due à l'effet des particules fines du  $\text{CaCO}_3$  sur la tortuosité du système est probablement la cause d'une telle réduction de diffusion des ions chlorures.

TERZUKA et al [62] ont déterminé le coefficient de diffusion pour des ions de chlorure pour une série d'échantillons de mortier contenant différents taux de fines calcaires broyées à une finesse de  $450\text{m}^2/\text{kg}$ . Ils ont constaté que les coefficients de diffusion pour les mortiers de référence et les mortiers avec 10% de calcaire étaient comparables ( $51.2 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$  et  $53.1 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$ , respectivement), et pour les mortiers de calcaire avec 5% de calcaire était inférieur ( $14.3 \times 10^{-9} \text{ cm}^2/\text{s}$ ).

#### ✓ Carbonatation et corrosion

La carbonatation est un phénomène très complexe qui dépend de la perméabilité et de la chaux disponible. Plusieurs recherches [64, 65] ont montré que les mortiers contenant des ajouts calcaires ne présentent aucun signe de carbonatation. TSIVILLIS et al [65] ont étudié cet effet sur des mortiers avec différents pourcentages de calcaires (0, 10, 15, 20 et 35%) ayant un rapport E/C = 0.50. Ils ont observé que la profondeur de carbonatation des mortiers au calcaire est nulle pendant la durée d'exposition de 9 et 12 mois dans une solution de 3% de NaCl. Par ailleurs, les mortiers sans ajout calcaire ont une profondeur de carbonatation de 3 à 5 mm. Selon la même étude, le ciment Portland avec 20% de calcaire améliore la résistance à la corrosion (Fig. 2.9).

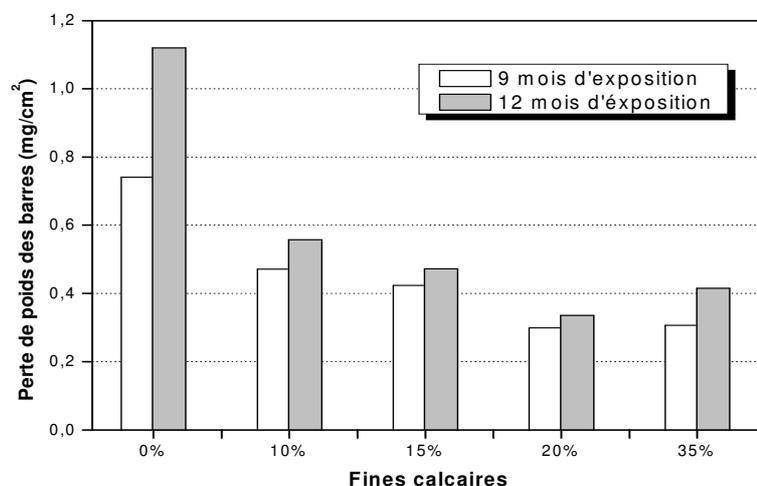


Figure 2.9: Effet de l'ajout calcaire sur la corrosion [65].

✓ *Résistance aux sulfates*

L'attaque aux sulfates de la matrice cimentaire se produit généralement dans les structures exposés à des environnements riches en solution de sulfates (eau de mer, eau de rivière, et eaux souterraines). Ces ions de sulfates pénètrent dans le béton et réagissent avec certains produits hydratés du ciment. Le cristal de calcium monosulfoaluminate présent dans la pâte de ciment se converti en gypse ou étringite. Ces changements volumétriques provoquent l'expansion et des contraintes internes, qui affaiblissent et détruisent les liens ou la cohésion de la pâte de ciment et par conséquent abîment le béton. Les couches des surfaces sont affectées en particulier et sont soumises à un niveau d'effritement important qui augmente les conditions d'exposition du béton intérieur.

La réaction des sulfates est généralement connue sous deux formes : (i) les ions de sulfate réagissent avec l'hydroxyde de calcium  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  pour former le gypse; (ii) les ions de sulfate réagit avec le  $\text{C}_3\text{A}$  pour former le calcium sulfoaluminate (étringite).

Les résultats de la littérature sur la performance des sulfates des ciments Portland contenant des fillers calcaires montrent différentes tendances. Plusieurs chercheurs [66, 67, 68] ont conclut que l'ajout calcaire semble augmenter la résistance aux sulfates du ciment. Cependant, d'autres chercheurs [69, 70] ont trouvé une baisse de la résistance aux sulfates de ces ciments selon le taux de substitution du clinker par les fillers calcaires. Dans ces études, les conditions expérimentales varient largement. Les solutions utilisées ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ,  $\text{MgSO}_4$ ), la concentration des solutions, la température d'exposition et les dimensions des éprouvettes sont différentes. Toutes ces conditions influencent les résultats obtenus (expansion, résistance, perte de poids), parceque l'attaque aux sulfates est externe et elle progresse lentement de la surface vers le milieu des éprouvettes.

HOOTON et al [71] ont étudié la résistance aux sulfates des ciments à faible taux de remplacement de calcaire (5%) et avec des taux élevés ou modérés de  $\text{C}_3\text{A}$  en utilisant l'essai ASTM C 1012. Ils ont conclut que la performance des sulfates est seulement modifiée par l'effet de dilution. Par ailleurs, IRASSAR et al [72] ont trouvé que l'addition des fillers calcaires réduit la résistance aux sulfates des ciments avec un taux modéré et faible de  $\text{C}_3\text{A}$  en utilisant le même essai. Dans tous les cas étudiés aucune trace de thaumasite n'a été révélée pendant une année d'exposition. Selon l'étude de TEZUKA et al [73] des éprouvettes de mortier (40 x 40 x 160 mm) contenant 5-35% d'ajouts calcaires

d'origines différentes (calcaire, dolomite et quartz) ont été exposé dans une solution  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . Après 6 mois d'immersion, les éprouvettes n'ont montré aucune perte de poids.

HARTSHORN et al [74] ont rapporté que la performance des pâtes de ciment contenant 0%, 5%, 15% et 30% d'ajouts calcaires immergés dans des solutions de  $\text{MgSO}_4$  à des températures basses (5°C) devient médiocre avec l'augmentation du pourcentage de calcaire et la concentration de la solution. Ils ont attribué cet effet à la formation de la thaumasite.

BAKER and HOBBS [75] ont aussi étudié la performance des ciments Portland (PC) et des ciments Portland avec 15% d'ajouts calcaire (PLC) immergés dans une solution de 0.42% de  $\text{MgSO}_4$  et une solution de 0.42% de  $\text{Na}_2\text{SO}_4$ . Les éprouvettes de mortiers testés sont de dimensions 40 x 40 x 160 mm. Après une année d'immersion dans ces solutions, ils ont conclut que la vulnérabilité à l'attaque sulfatique des mortiers de PC et PLC faites avec un  $\text{C}_3\text{A}$  élevé était similaire.

BROSOI et al [76] ont réalisé une étude expérimentale pour évaluer la performance des pâtes de ciment et mortiers avec différents pourcentages d'ajouts calcaires immergés dans des solutions de  $\text{MgSO}_4$  à basse température (5°C) avec différentes concentrations (350, 750, et 3000 mg/l). Après 5 ans, ils ont montré que les pâtes de ciment et mortiers avec ajouts calcaires présentent une détérioration de la surface dans le cas de la solution avec une concentration élevée. Cet effet a été attribué à la formation de la thaumasite et de l'étringite. Le dégât est atténué quand le ciment résistant aux sulfates (SRPC) a été utilisé. Cependant, ces chercheurs n'ont montré aucune perte de résistance ou de module d'élasticité.

#### ✓ *Gel et Dégel*

TSIVILLIS et al [65] ont étudié l'effet des fines calcaires sur la résistance au gel-dégel des bétons. Le taux de calcaire substitué au ciment dans cette étude était de 0%, 10%, 15%, 20% et 35% avec un rapport eau/ciment de 0.65. Ils ont conclut que les bétons au calcaire ont une résistance faible au gel-dégel en comparaison avec le béton de référence. Cet effet a été attribué au rapport élevé de E/C. L'utilisation d'un entraîneur d'air dans les bétons à base de ciment au calcaire peut améliorer la résistance au gel-dégel.

## 2.2 Effet des fines calcaires du sable de concassage sur les propriétés du béton

### 2.2.1 Introduction

Par définition le sable de concassage calcaire est le produit d'un processus industriel contrôlé de concassage, du criblage appliqué à des roches calcaires exploitées en carrières. Ses propriétés dépendent des propriétés de la roche mère (composition chimique, minéralogique, classification pétrographique, dureté, ect ...). La forme, la taille et la texture des particules du sable de concassage ont une très grande influence sur la qualité du béton frais et durci [79]. Dans le béton traditionnel, l'utilisation du sable de concassage est généralement limitée à cause de la présence d'un pourcentage très élevé de fines (inférieure à 80 $\mu$ m) qui peut atteindre 25%. La norme ASTM C33 limite le pourcentage des fines à 7% alors que la norme française et la norme anglaise BS 882, le limite à 18% et à 15%, respectivement.

En Algérie, il existe 1010 unités de production de granulats. La production de chaque carrière est de 10 à 400 tonnes/heures, avec une production annuelle totale de 68 millions de tonnes [79], 33% de cette production est destinée pour les routes, 47% pour les constructions et 20% (soit 13.5 millions de tonnes) sont des sables rejetés à cause de leur forte teneur en fines (15 à 25%). Ils sont non-conformes aux règlements en vigueur. Sachant que la demande annuelle en sable est de l'ordre de 25.1 millions de tonnes, les 13.5 millions de tonnes de sable rejetés constituent environ 54% de la demande en sable. Ces sables sont généralement mis en dépôt afin qu'ils soient éventuellement vendus à très bas prix. Les réserves de production de granulats des différentes carrières de L'E.N.G sont données dans le tableau 2.3.

Dans cette section on présentera l'effet de fines calcaires issues du sable de concassage sur les propriétés du béton frais et durci.

Tableau 2.3 : Réserves et capacité de production des granulats de l'E.N.G [79].

<b>Unité</b>	<b>Réserve total (tonnes)</b>	<b>Capacité nominale de production (tonnes/an)</b>	<b>Capacité réelle de production (tonnes/an)</b>
<b>EL Khroub</b>	72 000 000	1 000 000	800 000
<b>Ben Azzouz</b>	87 000 000	1 000 000	800 000
<b>Ain Touta</b>	68 000 000	1 000 000	800 000
<b>El Ma Labiod</b>	74 500 000	600 000	500 000
<b>Si Mustapha</b>	43 000 000	1 000 000	800 000
<b>El Hachimia</b>	38 100 000	600 000	500 000
<b>Si Ali Ben Youb</b>	68 700 000	1 000 000	800 000

### 2.2.2 Propriétés du béton frais

#### ✓ *Ouvrabilité*

L'augmentation de la demande d'eau des mélanges des bétons à base de sable de concassage est l'un des problèmes qui se posent pour l'obtention d'une ouvrabilité adéquate. Cet effet nuisible est du principalement à la présence du pourcentage élevé de fines, à la forme et à la texture du sable de concassage. Cette augmentation de la demande en eau des mélanges des bétons de sable de concassage peut être atténuée par l'utilisation des superplastifiants [81, 5]. Cependant, de nombreux auteurs [5, 82, 83, 84 et 85] ont montré que l'incorporation de 5% à 10% de fines calcaires améliore l'ouvrabilité.

BONAVETTI et al [86] ont étudié l'influence des fines dans le sable sur les propriétés physiques et mécaniques des mortiers. Trois types de fines de nature quartz, granite et calcaire ont été utilisés lors de cette étude avec des pourcentages allant de 0% à 20%. Ils ont montré que la demande en eau augmente avec l'augmentation du pourcentage de fines calcaires dans les mortiers. Cet effet, semble être attribué à la grande surface spécifique des fines. Une forte demande en eau a été observé avec les fines de calcaires et de granites. Pour les mortiers avec 5% de fines, l'augmentation de la demande en eau est insignifiante (inférieure à 2%). Cependant, elle augmente rapidement lorsque le pourcentage de fines dépasse 10% (Fig. 2.10). Pour les mortiers G20 & L20, la demande en eau augmente de 17%.

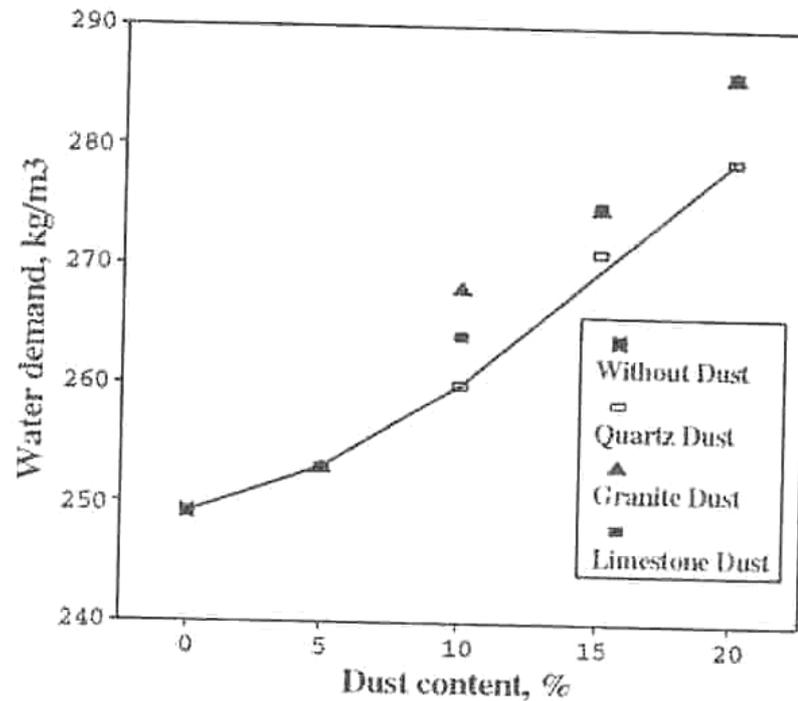


Figure 2.10: Effet de fines de sable de concassage sur la demande en eau [86].

BERTRANDY et al [87], ont aussi réalisé des essais sur trois bétons confectionnés avec trois types de fillers qui ont un coefficient d'activité (CA) allant de 0.5 à 2 et des teneurs en fines calcaires de 0% et 8%. La maniabilité a été mesurée au maniabilimètre LCPC. Une amélioration de l'ouvrabilité a été observée pour les fines avec CA = 0.5 et CA = 1 jusqu'à un taux de fines 8% et 4% respectivement. Par ailleurs, pour les fines avec un coefficient d'activité (CA=2), il a été observé une diminution systématique de l'ouvrabilité avec l'augmentation du pourcentage de fines. Figure 2.11 montre la variation de l'ouvrabilité pour les différents types de fines calcaires.

Selon une étude faite par KENAI et al [5], l'eau de gâchage est proportionnelle à l'augmentation du pourcentage de fines calcaires. Le rapport E/C augmente d'environ de 0.61, 0.62, 0.64 et 0.66 respectivement pour les taux de fines de 0%, 10%, 15% et 20% (Fig. 2.12). Ils ont attribué cet effet à la grande surface spécifique, à la forme et à la texture des fines calcaires.

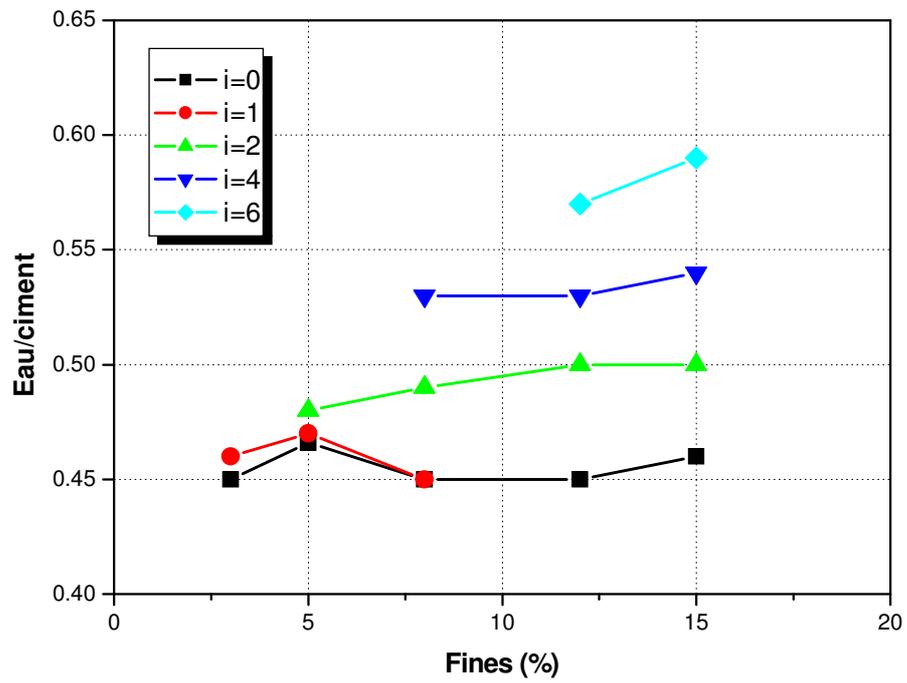


Figure 2.11: Relation E/C – Granulométrie Grosse. Argile/sable = (i) [87].

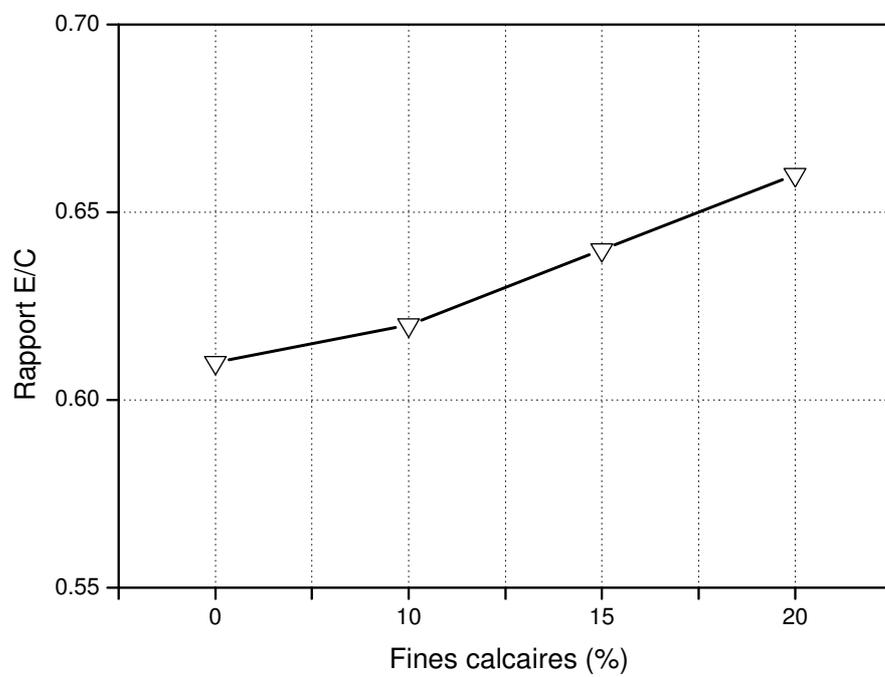


Figure 2.12: Variation du rapport E/C avec le pourcentage de fines calcaires [5].

### 2.2.3 Propriétés mécaniques

#### ✓ Résistance à la compression

Selon BONAVENTI et al [86], la résistance relative à la compression des mortiers avec fines calcaires est toujours élevée par rapport aux mortiers de référence sans fines avec le même rapport E/C (Fig. 2.13). Pour les mortiers contenant des fines calcaires, la résistance relative à la compression montre une augmentation importante (44% à 72% ) à l'âge de 7 jours et des résistances comparables à ceux des mortiers de référence à 28 jours et plus. La résistance à la compression des bétons à base de sable de concassage dépend de la nature des fines, c'est-à-dire de leurs coefficients d'activité [85, 88 et 90].

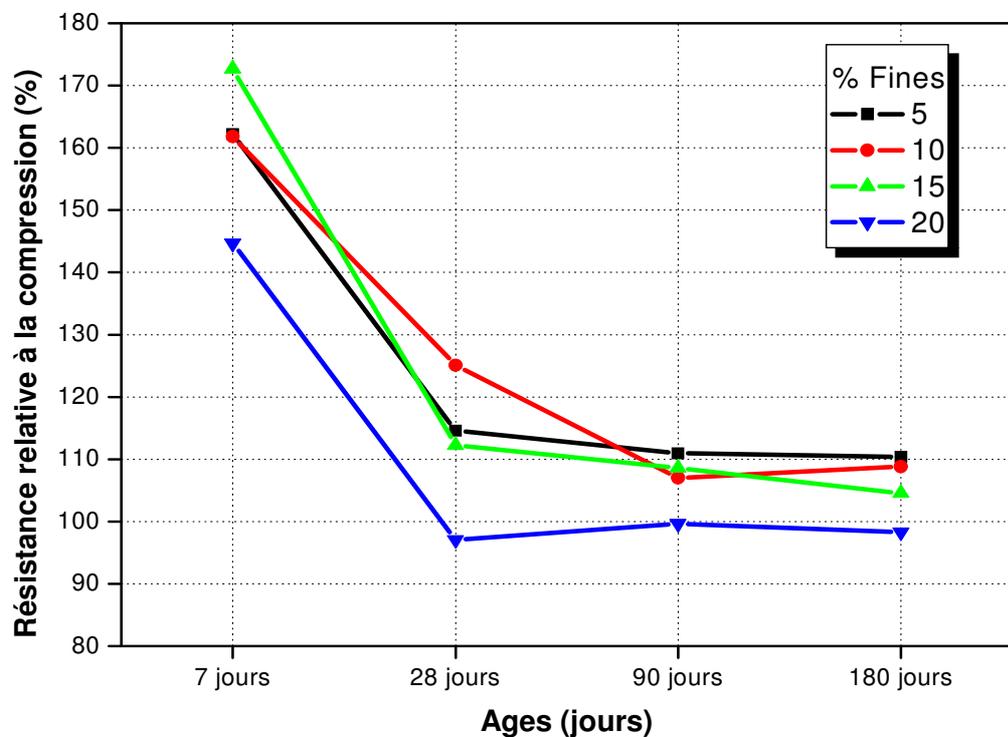


Figure 2.13: Résistance relative à la compression des mortiers [86]

Selon les travaux de KENAI et al [5], l'incorporation des fines calcaires à un taux de 15% semble améliorer la résistance à la compression à jeunes âges et à long terme. Cependant, à 20% de fines, la résistance à la compression est comparable à celle du béton avec sable sans fines. L'augmentation de la résistance à la compression à 7 jours par rapport au béton sans fines était de 11.8%, alors qu'à 28 jours et 90 jours l'accroissement était de 9.4% et 9.1% respectivement.

✓ *Résistance à la traction par flexion*

La variation de la résistance relative à la traction en fonction des fines est montrée sur la Fig.2.14. L'incorporation des fines améliore la résistance à la traction par flexion pour tous les pourcentages et à tous les âges. Les résistances à la traction montrent un développement similaire à ceux observés pour les résistances à la compression des mortiers correspondants; l'augmentation était plus prononcée à jeunes âges [84, 86]

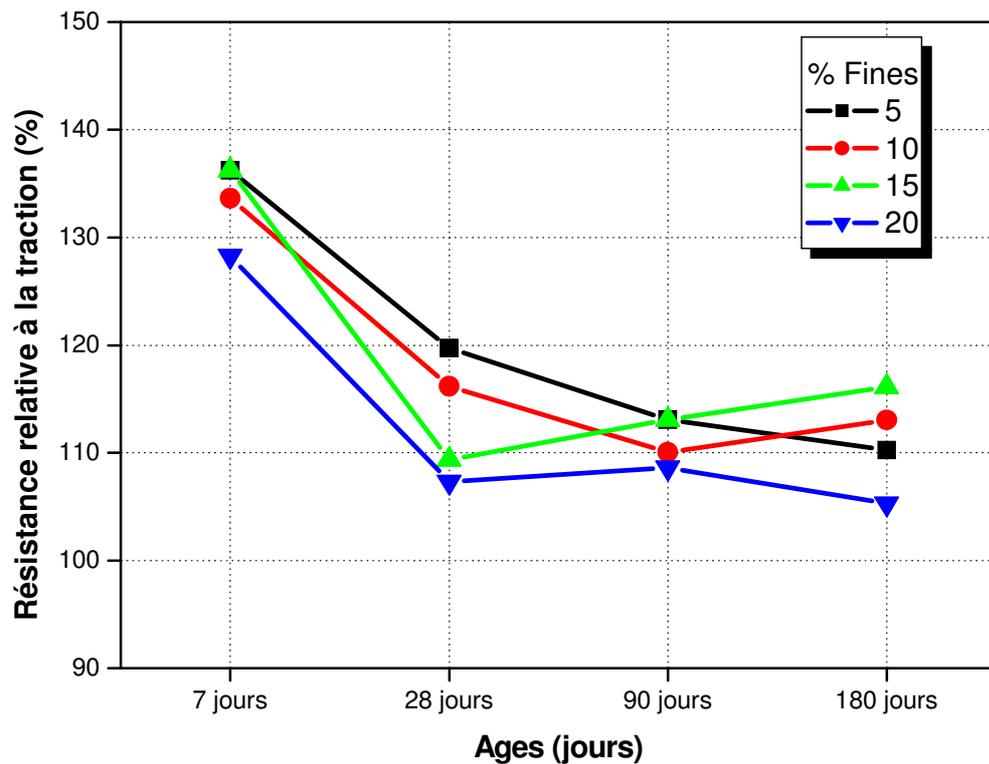


Figure 2.14: Résistance relative à la traction par flexion en fonction de l'âge pour différents pourcentages de fines [86].

✓ *Module d'élasticité*

A jeunes âges le module d'élasticité des bétons à base de sable de concassage diminue quelque soit l'origine des fines. Ce comportement peut être attribué au volume important des vides de sable de concassage et au faible remplissage du squelette granulaire. Cependant, à l'âge de 360 jours, ces différences sont atténuées et les modules d'élasticité atteignent environ 40 GPa. BONAVETTI et al [86] et DONZA et al [88], ont remarqué une faible chute dans le module d'élasticité.

### 2.2.4 Retrait

D'après les travaux de de BONAVENTTI et al [86], l'augmentation des fines dans le sable était probablement la cause principale du retrait élevé qui est du à la forte demande en eau. Ils ont trouvé que les mortiers avec des pourcentages de fines plus de 10% présentent des retraits élevés par rapport aux mortiers sans fines (Fig. 2.15). Ils ont conclut que le retrait des mortiers à base de sable de concassage est directement associé à l'eau présente dans les petits pores de 3 à 30nm. L'augmentation du retrait des mortiers avec plus de 10% de fines peut être aussi attribuée à la formation des carboaluminates ou du retrait élevé de carbonatation [89, 90 et 91].

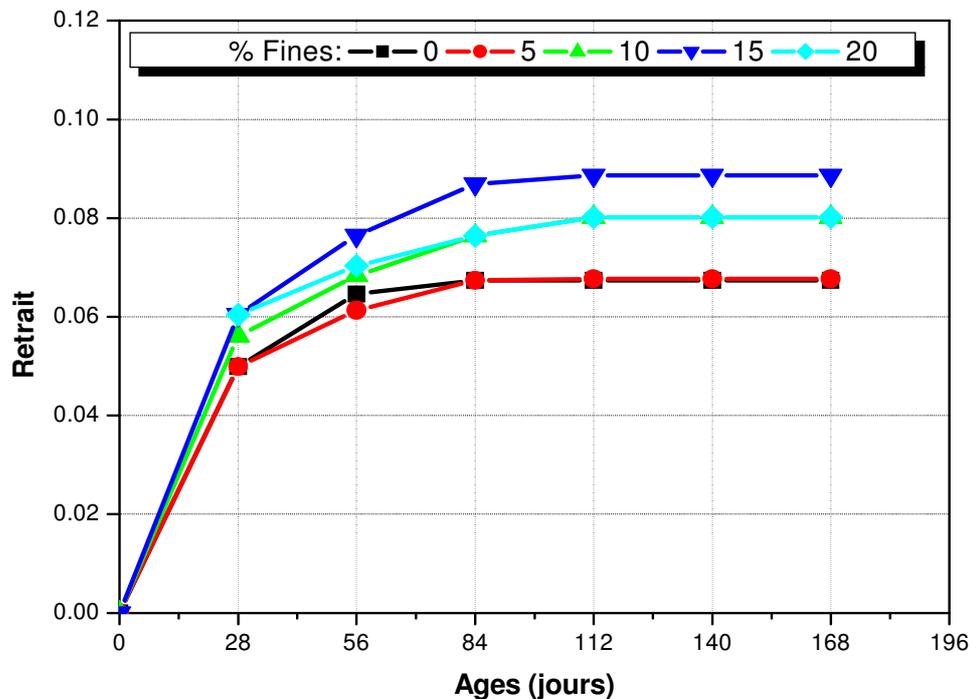


Figure 2.15: Retrait des mortiers avec fines en fonction de l'âge [86].

### 2.2.5 Effet des fines calcaires sur la durabilité

Des études limitées ont été faite sur l'effet des fines calcaires sur la durabilité des bétons à base de sable de concassage [86, 91-93]. La présence des fines calcaires ont une influence sur l'absorption capillaire, et ce en fonction de leur taux de présence. A un taux de fines inférieur à 18% la remontée capillaire est défavorisée. Par ailleurs, elle augmente

au-delà de ce taux. L'étude faite par Bertrandy et al [82], montre que le béton de gravillons et sable roulés a la plus faible absorption capillaire. Mais avec les bétons avec  $CA=0.5$  et  $CA=0.8$ , les valeurs de l'ascension capillaire sont faible et sensiblement du même ordre. Pour des fillers, dont le coefficient d'activité ( $CA=1$  et  $CA=2$ ), l'ascension capillaire s'accroît et devient très élevée.

### 2.3 Conclusion

L'analyse bibliographique de l'effet des fines calcaires substitués au ciment et ou sable a montré ce qui suit :

- ✓ L'ajout de filler calcaire au ciment est toléré par les normes Européennes jusqu'à un taux de substitution de 35%. Plusieurs études ont montré que 15% de substitution n'a pas un effet négatif sur la performance du ciment.
- ✓ L'utilisation du sable de concassage avec 15% de filler calcaire est aussi tolérée par plusieurs normes internationales. L'effet de ces fillers calcaires sur la performance de béton est très variable et dépend de plusieurs facteurs.
- ✓ Plusieurs études antérieures a été faite sur l'effet des fines calcaires du sable de concassage sur les propriétés physico-mécaniques des mortiers et/ou bétons. Cependant aucune étude n'a été réalisée sur l'effet de la combinaison d'un ciment au filler calcaire et un sable de concassage sur la performance des mortiers et bétons.

## CHAPITRE3

### PROGRAMME EXPERIMENTAL

#### 3.1 Introduction

L'objectif principal de cette partie expérimentale est d'étudier l'effet des fillers calcaires dans le ciment et/ou le sable concassé sur les propriétés des mortiers et des bétons à base de sable de concassage, notamment la résistance à la compression, le retrait, la perméabilité à l'eau, au gaz, aux ions chlorures, la porosité totale à l'eau, l'absorption d'eau et l'attaque aux sulfates. Avant de décrire le programme expérimental en détail, nous présentons les matériaux utilisés et la procédure de fabrication des mélanges adoptés.

#### 3.2 Matériaux et procédés de fabrication

##### 3.2.1 Ciment

Nous avons utilisés quatre types de ciments pour confectionner les éprouvettes des mortiers et bétons dans cette présente étude. Ces différents ciments sont: ciment (A) de type CEMI 32.5, ciment (B) de type CEMI 42.5 et ciment (C) et ciment (D) de type CEMII 42.5/ A-L. Le ciment (A) a été fabriqué au laboratoire, est constitué de clinker provenant de la cimenterie de Meftah et mélangé à 4.5% de gypse. Le ciment (B) est un ciment Portland fabriqué à la cimenterie de Meftah, mais durant une différente période que le clinker du ciment A . Les deux autres types de ciment (C) et (D) provenant de la cimenterie de M'sila (ACC) et de Chlef-Oued-sley (ECDE), respectivement. Ils sont couramment employés dans l'industrie du béton en Algérie et qui se caractérisent par une prise rapide à jeunes ages et qui présentent des compositions chimiques différentes. Les compositions chimiques, minéralogiques potentielles (selon la formule de Bogue) sont données dans le tableau 3.1.

L'analyse par diffraction de rayons X du clinker (Fig. 3.1(a)) a mis en évidence les minéraux classiques notamment, le silicate tricalcique ( $C_3S$ ), le silicate bicalcique ( $C_2S$ ), l'aluminate tricalcique ( $C_3A$ ) et le ferro-aluminate tetracalcique ( $C_4AF$ ). La figure 3.1(b) montre une vue générale du MEB sur le clinker utilisé en indiquant clairement la taille et la distribution des grains.

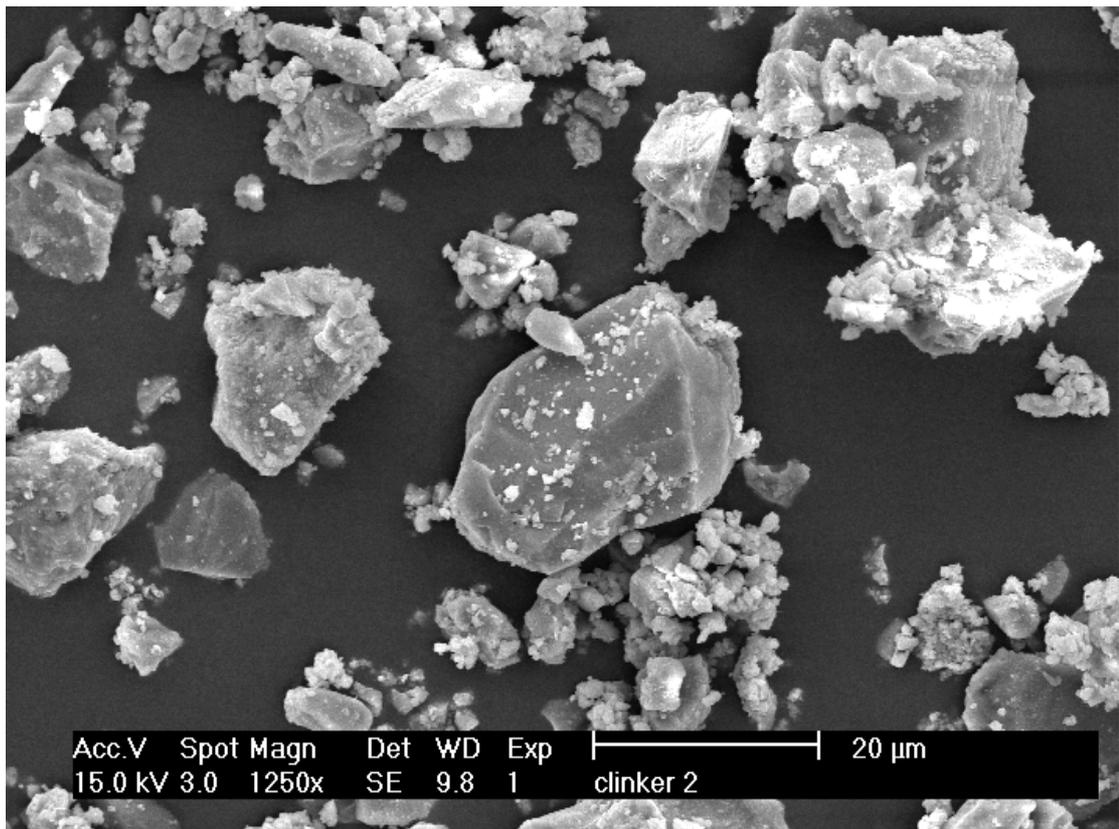
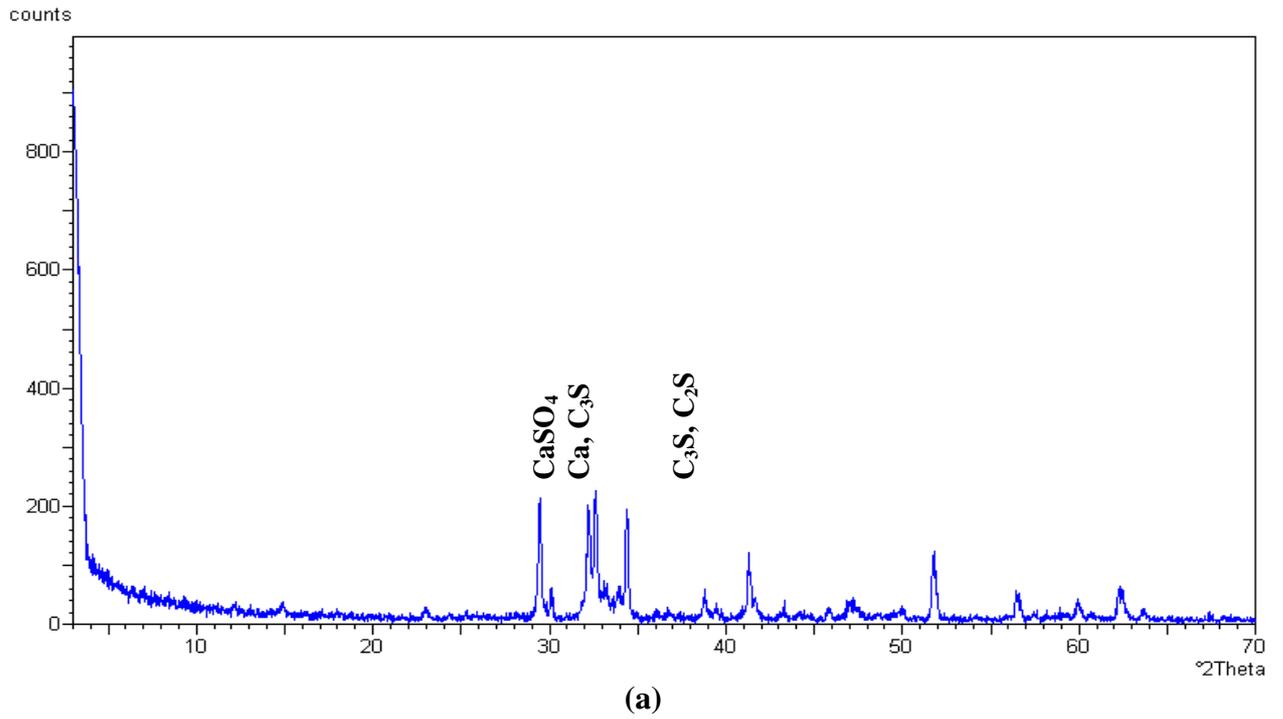
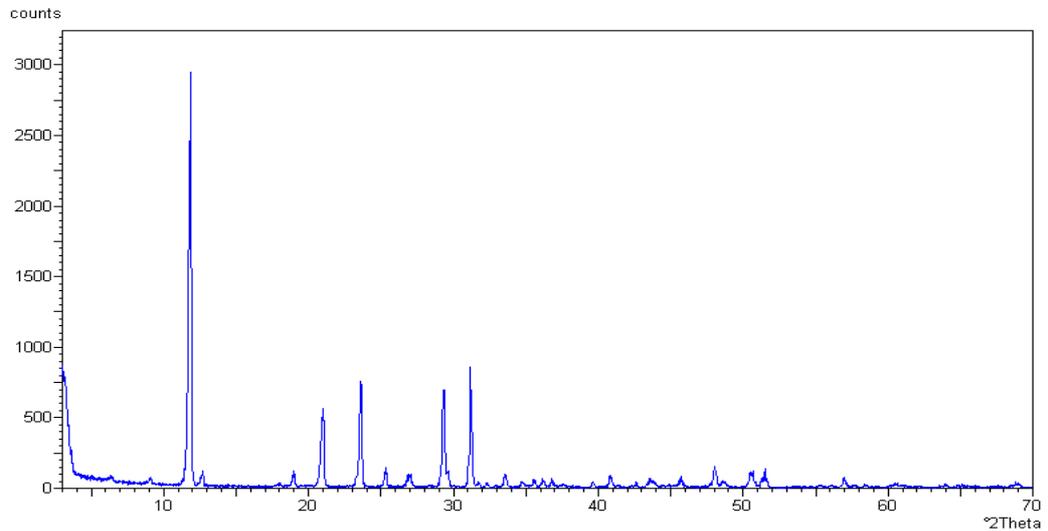
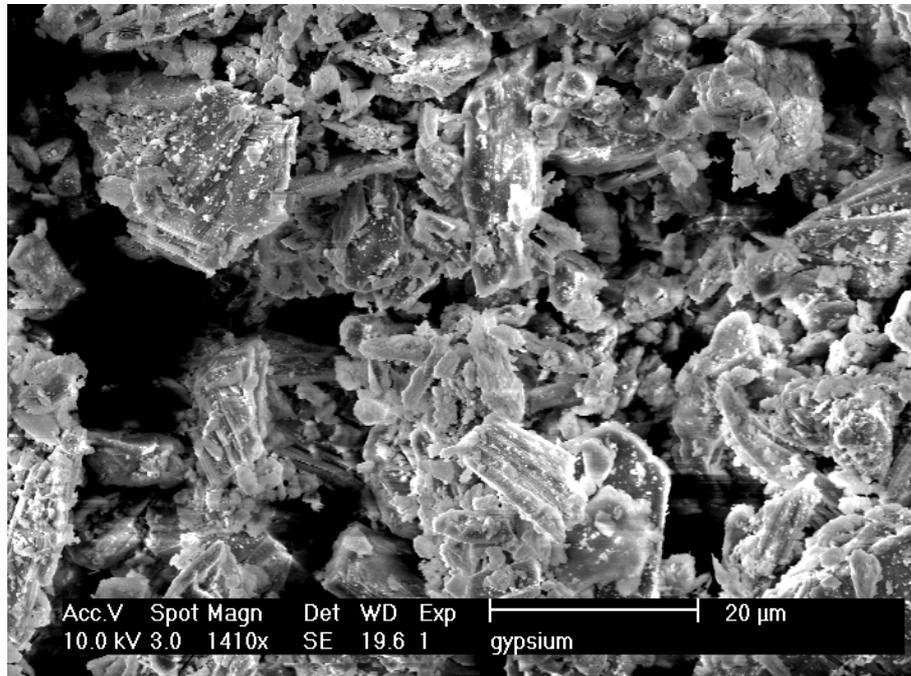


Figure 3.1: (a) Diffractogramme de rayons X du clinker;  
(b) Vue générale du MEB sur le clinker.

L'analyse par diffraction du gypse est illustrée sur la Figure 3.2(a), qui mis en évidence la présence du calcite. Une vue générale du MEB sur le gypse est montrée sur la figure 3.2 (b).



(a)



(b)

Figure 3.2: (a) Diffractogramme de rayons X du gypse  
(b) Photo MEB du gypse utilisé.

Pour l'analyse de l'effet du filler calcaire sur la performance du ciment et mortier, nous avons utilisé le ciment (A) confectionné au laboratoire. Par ailleurs, pour l'analyse de l'effet combiné de l'ajout calcaire dans le ciment et du filler calcaire dans le sable de concassage, les quatre types de ciment ont été utilisés.

Tableau 3.1 : Compositions chimiques, minéralogiques et physiques des ciments utilisés.

Type de ciment (EN 197-1)	CEMI 32.5	CEMI 42.5	CEMII 42.5/ A-L	CEMII 42.5/ A-L
Code experimental	A	B	C	D
<i>Propriétés chimiques</i>				
SiO <sub>2</sub>	21.53	21.50	20.32	20.92
CaO	64.65	65.52	64.34	61.74
MgO	1.21	1.05	0.56	1.53
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3.07	2.84	3.20	3.43
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5.74	5.13	4.71	5.33
Perte au feu	0.21	2.02	4.26	1.65
SO <sub>3</sub>	2.30	1.53	1.26	1.83
Insoluble residue	0.06	1.60	1.14	1.35
Free CaO	0.30	0.39	0.21	2.17
<i>Composition minéralogique</i>				
C <sub>2</sub> S	19.88	15.45	20.30	16
C <sub>3</sub> S	53.44	56.58	50.59	56
C <sub>3</sub> A	9.96	8.79	7.7	5.65
C <sub>4</sub> AF	9.31	8.63	9.55	12
<i>Propriétés physiques</i>				
Finesse SB (cm <sup>2</sup> /g)	2680	2970	3080	3300
<b>Résistance à la compression (Mpa) à :</b>				
2 jours	10,56	11.6	18.2	19.5
7 jours	20,33	31.75	31.30	32.65
28 jours	30.50	42.9	43.85	44.9

### 3.2.2 Calcaire

Le filler utilisé dans la présente étude est d'origine dolomite extrait du gisement de Meftah (Algérie), contenant plus de 90% par poids de carbonate de calcium et moins de 1 et 0.1% d'argile et de matières organiques respectivement. Le calcaire a été broyé séparément dans un broyeur de laboratoire de capacité 5 kg à une finesse de 4200 cm<sup>2</sup>/g. Le ciment A utilisé dans la première phase expérimentale est partiellement remplacé par 0, 5, 10, 15, 20, 25 et 30% de calcaire (par poids de ciment). L'analyse chimique du calcaire obtenu par le laboratoire de la cimenterie de Meftah est donnée dans le tableau 3.2. La figure 3.3 montre une vue générale du filler calcaire montrant une distribution plus étendue et une granulométrie plus fine.

Tableau 3.2: Composition chimique du calcaire.

Oxide	SiO <sub>2</sub>	CaO	MgO	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	H <sub>2</sub> O	Perte au feu
%	1.78	54.3	0.2	0.34	0.79	2.8	42.5

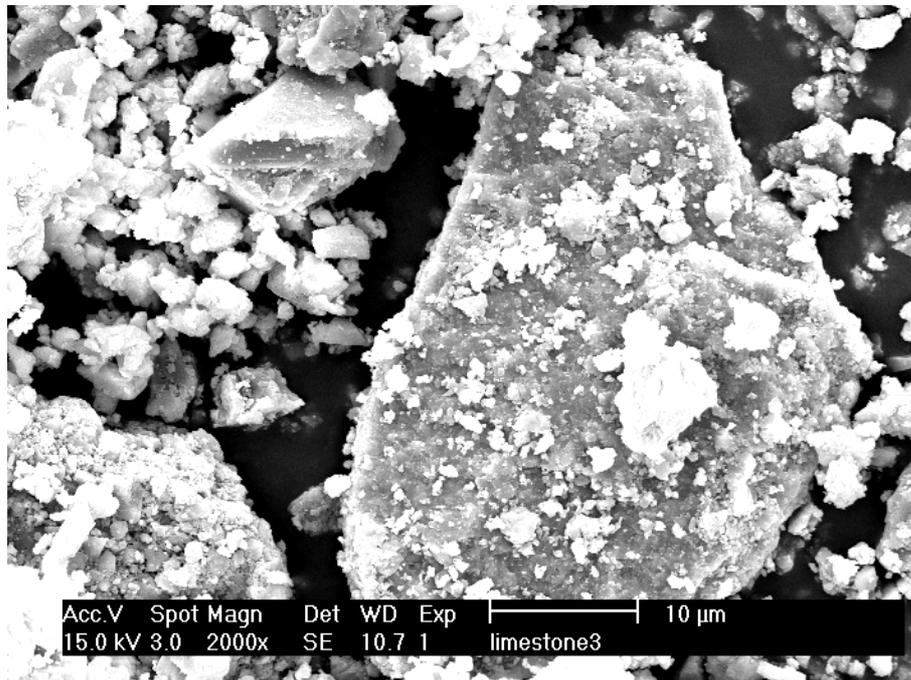


Figure 3.3: Photo MEB du filler calcaire.

### 3.2.3 Eau de Gâchage

Pour la confection des mortiers et bétons, nous avons utilisés de l'eau potable à une température comprise entre 15 et 16° C, pour obtenir la température de la pâte après malaxage constante et comprise entre 20°C et 30°C. Cette eau est exempte d'impuretés.

### 3.2.4 Granulats

#### 3.2.4.1 Sable

Deux types de sable ont été utilisés dans cette étude: un sable siliceux conformément à la norme EN 196.1 [94] et un sable de concassage de nature minéralogique calcaire provenant de la carrière d'El Hachemia-Bouira. Nous avons utilisé le sable normalisé seulement dans la première phase expérimentale pour l'optimisation du pourcentage du filler calcaire en remplacement partiel du ciment Portland fabriqué au sein du laboratoire. Le sable de concassage a été utilisé dans la deuxième phase expérimentale pour la confection des éprouvettes de mortiers et bétons avec les quatre types de ciment afin d'optimiser le pourcentage de fines dans le sable concassé. La texture de la surface et la forme des particules de ces sables sont données sur la figure 3.4. Le sable de concassage a été tamisé afin d'enlever les fines inférieurs à 80µm.



Figure 3.4: Texture de la surface du sable normalisé et concassé.

La composition chimique du sable de concassage est donnée dans le tableau 3.3 et sa composition minéralogique déterminée par diffraction de rayons X est illustrée sur la figure 3.5. Selon cette figure, on constate que le sable est constitué de 98% de calcite.

Tableau 3.3: Analyse chimique du sable de concassage d'El Hachimia.

Oxide	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	SO <sub>3</sub>	Perte au feu
Sable Concassé	4.51	1.09	0.54	50.68	1.01	----	----	traces	41.04

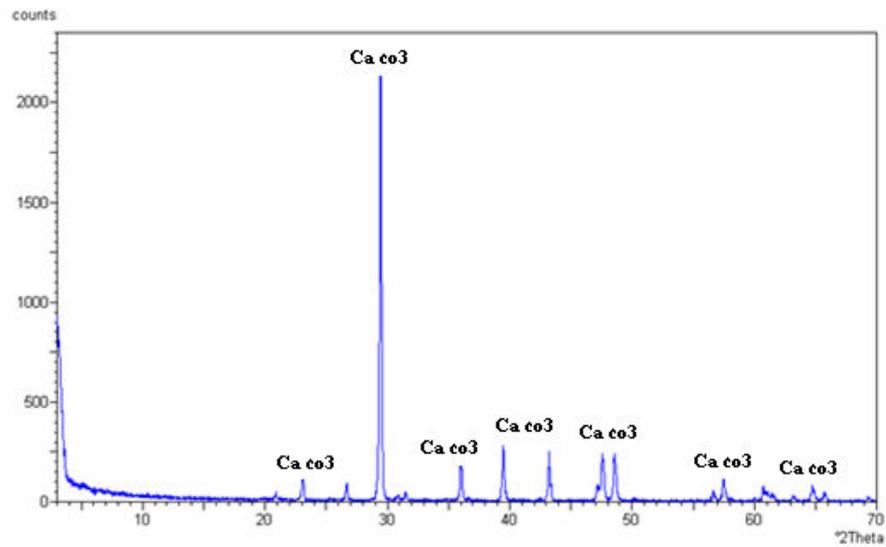


Figure 3.5: Diffractogramme de rayons X des fines calcaires du sable de concassage. L'analyse granulométrique du sable de concassage est présentée dans la figure 3.6.

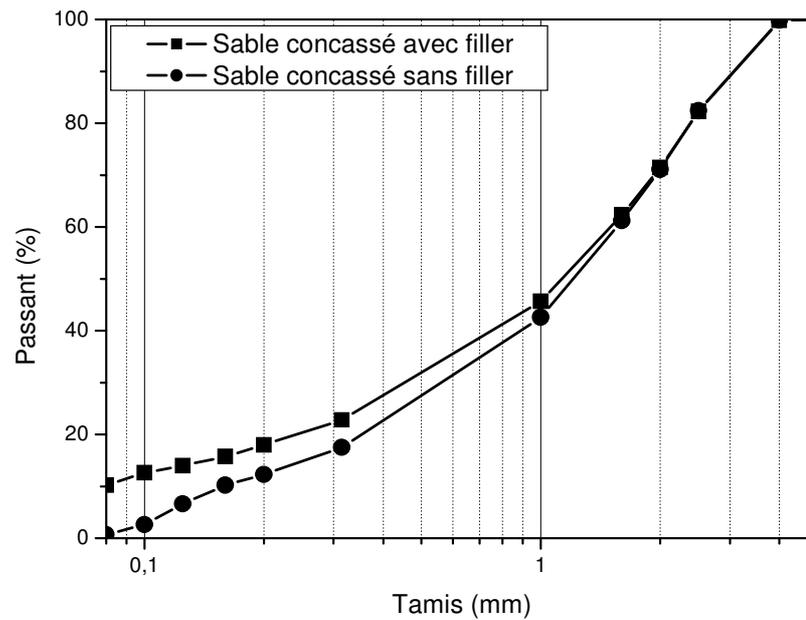


Figure 3.6: Courbes granulométriques du sable de concassage avec et sans filler.

### 3.2.4.2 Graviers

Deux types de graviers d'origines basaltiques ont été utilisés pour la confection des éprouvettes du béton. Les granulats présentent un diamètre maximal de 8 et 15 mm. Les résultats de l'analyse granulométrique sont représentés sur la figure 3.7.

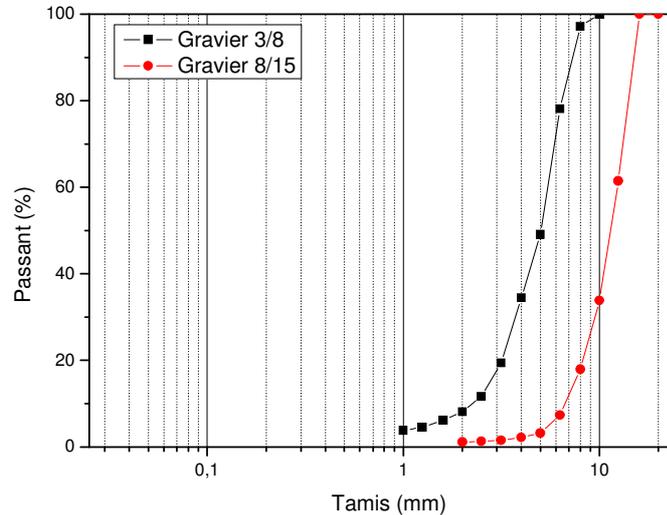


Figure 3.7: Courbes granulométriques des gravillons.

### 3.2.5 Formulation des mortiers et bétons

Quatre programmes d'essais ont été réalisés dans notre étude pour mettre en évidence l'effet des fines calcaires sur:

- ✓ les propriétés physico-mécaniques des mortiers de ciment à base d'ajout calcaire.
- ✓ les propriétés mécaniques des mortiers de ciment à base de sable fillérisé.
- ✓ la durabilité des bétons à base de sable de concassage.
- ✓ la propagation de fissures dans les mortiers et bétons avec ciment au filler calcaire

#### 3.2.5.1 Mortiers

- ✓ Formulation des mortiers à base de ciment au calcaire et à base de sable de concassage fillérisé

L'objectif principal de cette partie était d'évaluer en premier lieu le pourcentage optimal du filler calcaire substitué au ciment (A) fabriqué au sein du laboratoire, et en deuxième lieu le pourcentage optimal des fines calcaires substitués au sable de concassage en utilisant différents types de ciment au calcaire. Dans la première phase expérimentale, nous avons confectionnés des éprouvettes de mortier de ciment à base de calcaire. Le taux de substitution du ciment par les fines calcaire était de 0, 5, 10, 15, 20, 25 et 30% (par

pois du ciment). La formulation retenue pour le mortier d'étude est définie dans le tableau 3.3.

Tableau 3.3 : Proportions du mélange des mortiers

Désignation	Ciment(g)	Filler calcaire (g)	Sable normalisé (g)	Eau efficace (g)	Rapport (E/C)
<b>A0</b>	450.0	0.0	1350	225	0.50
<b>A5</b>	427.5	22.5	1350	225	
<b>A10</b>	405.0	45.0	1350	225	
<b>A15</b>	382.5	67.5	1350	225	
<b>A20</b>	360.0	90.0	1350	225	
<b>A25</b>	337.5	112.5	1350	225	
<b>A30</b>	315.0	135.0	1350	225	

Dans la deuxième phase expérimentale, nous avons étudié l'effet du sable fillerisé sur les caractéristiques mécaniques des mortiers en utilisant quatre types de ciments composés. Le filler calcaire a été substitué par poids au sable de concassage à des pourcentages de 0, 5, 10, 15 et 20%. Les détails des proportions du mélange des différents mortiers utilisés sont donnés dans le tableau 3.4.

Tableau 3.4 : Proportions du mélange des mortiers à base de sable de concassage.

Mélange	Pourcentage de fines de calcaire				
	0%	5%	10%	15%	20%
<b>Ciment A, B, C, et D en (g)</b>	450	450	450	450	450
<b>Sable de concassage (g)</b>	1350.0	1282.5	1215.0	1147.5	1080.0
<b>Filler(g)</b>	0.0	67.5	135.0	202.5	270.0
<b>E / C</b>	0.55				

✓ Confection et conservation des éprouvettes

Les échantillons de mortiers ont été confectionnés suivant la norme EN 196-1. Les mortiers à base de ciment au calcaire sont fabriqués avec du sable normalisé (EN196-1) de rapport Ciment/Sable de 0.33 et avec un rapport E/C=0.50. Par ailleurs, les mortiers à base de sable fillerisé sont fabriqués avec du sable concassé de rapport Ciment/Sable de 0.33 et

avec un rapport  $E/C = 0.55$  pour avoir une consistance comparable à celle avec le sable normal. Les constituants sont introduits du plus gros au plus fin à l'intérieur d'un malaxeur à hélice de capacité 5 litres. Le remplissage des moules prismatiques 40 x 40 x 160 mm a été effectué sur une table vibrante (Fig. 3.8). Des éprouvettes prismatiques de même mélange de dimensions 40 x 40 x 160 mm ont été fabriquées pour les essais du retrait.



Figure 3.8: Table vibrante pour mortier.

Les échantillons fabriqués sont conservés dans une chambre climatique (Humidité relative  $> 95\%$  et  $T = 20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ ) pendant 24 heures jusqu'au démoulage. Après 24 heures, une fois démoulés ils ont été immergés et murés dans l'eau saturée en chaux jusqu'aux échéances de 2, 7, 28 et 90 jours à l'exception des éprouvettes destinés aux essais de retrait qui sont conservés à l'air libre à une température de  $20^{\circ}\text{C}$  à  $30^{\circ}\text{C}$  et une humidité relative de 50 à 60%.

### 3.2.5.2 Bétons

#### ✓ Formulation du béton

Dans le but d'étudier l'effet des fines calcaires sur la durabilité du béton à base de sable de concassage, nous avons confectionné un mélange selon la méthode de Dreux d'utilisation courante et bien adaptée aux résistances choisies [95]. La résistance caractéristique à la compression du béton visée à 28 jours est de 25 MPa, avec une consistance plastique de 40 à 70 mm et sans l'utilisation d'adjuvants. Pour tous les mélanges des bétons avec et sans fines calcaires, la quantité de ciment et le rapport eau/ciment ont été maintenu constant à  $350 \text{ kg/m}^3$  et 0.65 respectivement. Les mélanges de bétons ont des proportions de 1 (ciment) : 1.71 (sable) : 0.75 (agrégat brut 8 mm) : 2.53 (agrégat brut 16 mm). Un total de huit (08) mélanges ont été confectionnés (Tableau 3.5).

Le code expérimental de chaque mélange de béton se compose d'une lettre qui indique le type de ciment utilisé et un nombre indiquant le pourcentage des fines calcaires substituées au sable de concassage. Par exemple B15 représente le mélange du béton contenant le ciment B et 15% de fines calcaires dans le sable.

Tableau 3.5: Formulations des bétons mis à l'essai ( $\text{kg/m}^3$ ).

Mélange du béton	Ciment (C)	Sable (S) 0/4 mm	Gravier 3/8 mm	Gravier 8/ 5 mm	Eau (E)	E/C	G /S	Slump (cm)
<b>A0</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	7.5
<b>A15</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	5.5
<b>B0</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	6
<b>B15</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	5.5
<b>C0</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	6.5
<b>C15</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	5.5
<b>D0</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	6
<b>D15</b>	350	601.06	263.08	887.4	227.5	0.65	1.91	4

✓ Confection et conservation des éprouvettes de béton

Les constituants du béton ont été introduits dans le malaxeur par ordre décroissant de granulométrie et ont été mélangés à sec pendant 30 secondes. L'eau a été ensuite introduite pendant une minute et le malaxage poursuivi durant 3 minutes. La mise en place du béton a été réalisée conformément à la norme NF P 18-404 et NF P 18-405 [96, 97]. Les éprouvettes fabriquées ont été couvertes par un film plastique pendant 24 heures. Après le démoulage, ils ont été conservés dans l'eau saturée de chaux à une température de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  jusqu'aux échéances des essais. Pour chaque mélange de béton avec et sans fines les éprouvettes suivantes ont été confectionnés :

- ✓ Trois (03) éprouvettes cubiques de dimensions 100 mm pour la détermination de la résistance à la compression.
- ✓ Deux (02) éprouvettes cylindriques de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm pour la détermination de la perméabilité aux ions chlorés.
- ✓ Deux (02) éprouvettes cylindriques de diamètre 100 mm et de hauteur 200 mm pour la détermination de porosité totale à l'eau.

- ✓ Deux (02) éprouvettes cylindriques de diamètre 150 mm et de hauteur 200 mm pour la détermination de la perméabilité au gaz.
- ✓ Deux (02) éprouvettes cylindriques de diamètre 150 mm et de hauteur 200 mm pour la détermination de l'absorption capillaire.
- ✓ Deux éprouvettes cubiques de dimensions 150 mm pour la détermination de la perméabilité à l'eau.

Après durcissement, les éprouvettes cylindriques destinés aux essais de perméabilité aux ions chlorés et au gaz ont été découpées en disques à la partie centrale (Voir Fig. 3.9) aux dimensions requises par les appareils de mesure.

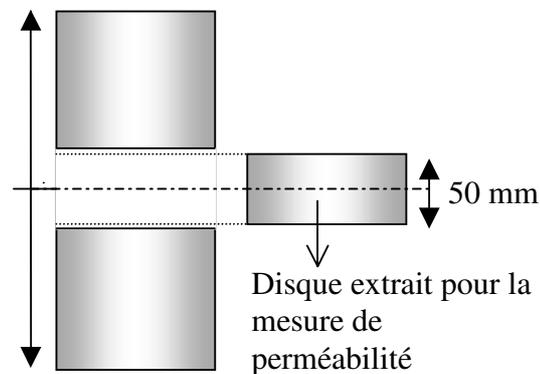


Figure 3.9 : Disque utilisé pour la mesure de la perméabilité aux ions chlorés et au gaz.

### 3.3 Essais

#### 3.3.1 Mortiers

Nous avons utilisés plusieurs essais sur la pâte fraîche et durci afin de mieux caractériser et comprendre les propriétés et le comportement des mortiers. Les méthodes d'analyse sont décrites selon l'ordre dans lequel elles sont utilisées:

##### 3.3.1.1 Analyse par diffraction aux rayons X

La diffraction des rayons X est une méthode universellement utilisée pour identifier la nature et la structure des produits cristallisés. En effet, cette méthode ne s'applique qu'à des milieux cristallins (roches, cristaux, minéraux, pigments, argiles...) présentant les caractéristiques de l'état cristallin, c'est-à-dire un arrangement périodique, ordonné et dans des plans réticulaires tridimensionnels des atomes constitutifs.

✓ Principe de la méthode

Les cristaux constituent des réseaux naturels dont les intervalles caractéristiques (intervalles entre plans réticulaires) sont du même ordre de grandeur que la longueur d'onde des rayons X. En conséquence, les rayons X sont diffractés par les cristaux comme la lumière par les réseaux et donnent des phénomènes d'interférences identiques. L'état cristallin est caractérisé par la répartition tri périodique dans l'espace d'un motif atomique. Cette répartition ordonnée constitue des plans parallèles et équidistants que l'on nomme plans réticulaires h, k, l.

Un faisceau de rayons X monochromatique et parallèle qui frappe un cristal est diffracté dans une direction donnée par chacune des familles des plans réticulaires à chaque fois que la condition ou loi de Bragg est réalisée:

$$n\lambda = 2d \sin \theta_n \quad \text{: ordre de la diffraction} \quad (3.1)$$

Où

$\lambda$  : longueur d'onde du faisceau de rayons X

d : distance de deux plans réticulaires

$\theta$  : angle d'incidence des rayons X

Relation fondamentale, utilisée à la fois en diffractométrie et en spectrométrie .

L'intensité des réflexions d'une même famille de plans réticulaires varie avec la constitution de la maille élémentaire, c'est -à-dire avec le nombre, la disposition et la nature des atomes présents. Chaque espèce cristalline donne donc un diagramme de diffraction caractéristique, c'est-à-dire un ensemble de raies de diffraction.

✓ Méthode des poudres

La technique qu'on a utilisé est celle de Debye-Scherrer, dite méthode des poudres. Le matériau est bombardé par un faisceau de rayons X monochromatiques et parallèles de longueur d'onde connue (Fig. 3.10), produit grâce à une anticathode de cuivre. Le rayonnement émis est défini par un système de fentes (fentes Soller) et de fenêtres situées avant et après l'échantillon. Ce dernier est étalé sous forme de poudre (15 mg) sur une lame de verre qui tourne d'un mouvement uniforme autour d'un axe situé dans son plan (cercle goniométrique), permettant ainsi d'augmenter le nombre d'orientations possibles des plans réticulaires. Les particules étant orientées au hasard, il y aura toujours une famille de plans

donnants lieux à la diffraction, de telle sorte que l'on obtiendra simultanément tous les faisceaux susceptibles de diffracter : ces faisceaux forment des cônes de demi-angle au sommet  $2\theta$ .

Un détecteur ou compteur (Geiger-Müller ou compteur à scintillation) mesure l'intensité du rayonnement X diffracté dans certaines directions. Il tourne autour du même axe mais à une vitesse double de celle de l'échantillon. Pour un angle d'incidence  $\theta$ , l'angle mesuré par le déplacement du compteur sera donc  $2\theta$ . Un diaphragme à couteau permet d'éliminer l'effet parasite du faisceau incident dans les petits angles ( $2\theta < 10^\circ$ ). L'enregistrement réalisé est la courbe de l'intensité des rayons X diffractés en fonction des angles de diffraction.

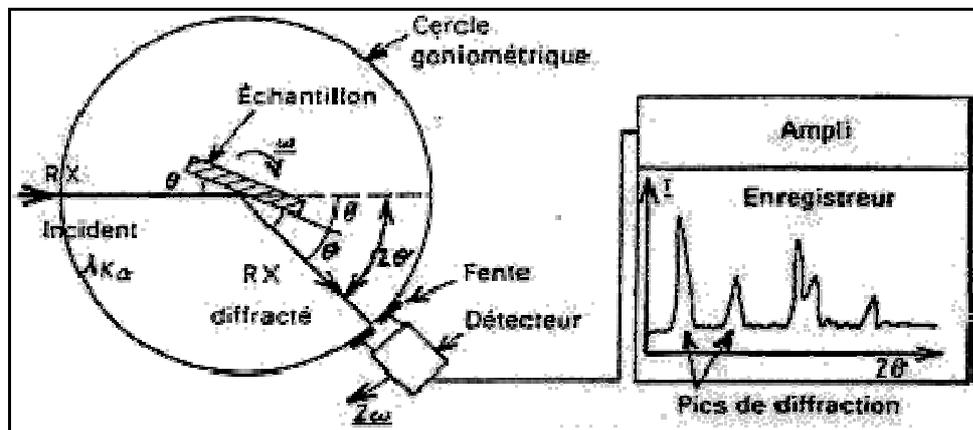


Figure 3.10: Schéma d'un diffractomètre à compteur.

L'acquisition est effectuée par une unité de contrôle et le traitement des diffractogrammes ou spectres s'effectue à l'aide d'un logiciel basé sur les données des fiches ASTM (American Society for Testing and Materials), faisant correspondre les distances interréticulaires  $d$  aux angles  $2\theta$  enregistrés. La position des pics de diffraction permet l'identification des structures ou phases cristallines présentes et donc la détermination de la composition cristallographique de l'échantillon analysé. La position des pics peut également servir à identifier des transformations ordre-désordre tandis que la forme du pic peut permettre d'identifier des micro-déformations.

✓ Appareillage utilisé

Cette méthode permet l'identification de l'espèce cristalline étudiée, voire l'analyse qualitative des espèces cristallines présentes dans les matériaux si celui-ci est multiple.

Les analyses ont été faites au laboratoire de physique de l'université de Laghouat. L'appareil utilisé est un Diffractométrie à rayons X (Figure 3.11) couplé à un système informatique permettant l'exploitation et le tracé des résultats acquis. Les tests ont été effectués sur les tamisats au tamis de 80 microns.



Figure 3.11: Vue d'ensemble du diffractomètre à rayons X.

#### ✓ Analyse par diffraction des rayons X

Le but essentiel de cette analyse est l'identification des différentes phases cristallines présentes dans un échantillon. Pour tous les différents types de ciments et mortiers, on a prélevé des échantillons en poudre de la surface des éprouvettes ayant atteintes des âges différents. Dans le cas du présent travail les mortiers durcis sont broyés après un temps de durcissement variant de un à 90 jours. Nous avons utilisé un rapport Eau/ciment constant de valeur 0.5 pour tous les échantillons. Les essais de diffraction sont effectués sur les échantillons suivants :

- Calcaire
- Gypse
- Clinker
- Mortiers de ciments (ciment (A) + eau) avec  $E/C=0.5$

Les dosages en calcaire utilisés sont 0 %, 15% et 30%. Un grand nombre d'essais est effectué et chaque manipulation est répétée plusieurs fois avec un nombre minimal de 6.

#### 3.3.1.2 Essai d'ouvrabilité

Après le malaxage des différents mortiers, nous avons tout d'abord contrôlé la fluidité par l'essai d'étalement (Fig.3.12). Le déroulement de cet essai a été réalisé selon la

norme ASTM C 230-83 [98]. L'essai consiste à mettre le mortier préparé dans une moule tronconique et après le démoulage sur la table à secousses, le mortier reçoit 15 coups en 15 secondes et on mesure le diamètre de la galette ainsi obtenue. L'étalement en % est donné par la formule suivante:

$$E(\%) = 100 ( D_f - D_i ) / D_i \quad (3.2)$$

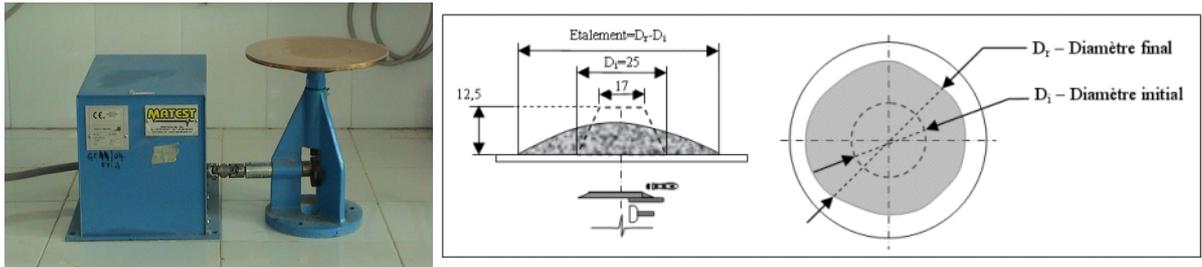


Figure 3.12: Essai d'étalement pour mortier.

### 3.3.1.3 Résistance à la traction par flexion

La résistance à la traction par flexion a été effectuée sur trois éprouvettes prismatiques de mortier 40 x 40 x 160 mm pour chaque variable conformément à la norme NF EN 196-1 [99]. Cet essai est réalisé sur une presse de flexion trois points de capacité 5 kN (Fig. 3.13). La vitesse de chargement durant l'essai est de 50 N/sec.

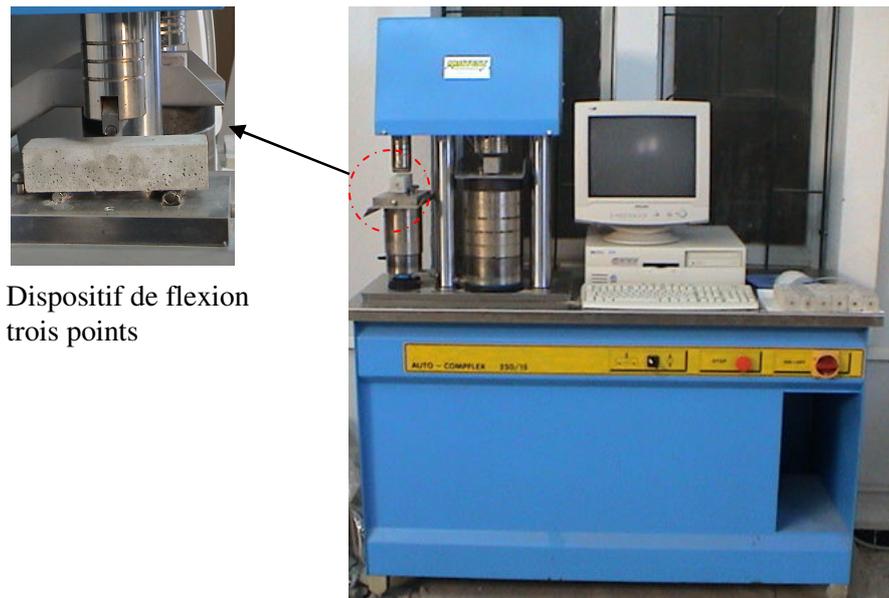


Figure 3.13: Machine de compression et flexion trois points pour éprouvettes prismatiques de mortiers 40 x 40 x 160 mm.

#### 3.3.1.4 Essai de résistance à la compression

La résistance en compression a été évaluée sur les demi-échantillons de mortier obtenus lors de l'essai de flexion trois points (Fig. 3.14) selon la norme NF EN 196-1 [99]. Les essais mécaniques sur mortiers ont été réalisés aux échéances de 2, 7, 28 et 90 jours. La résistance en compression est la moyenne de six mesures.

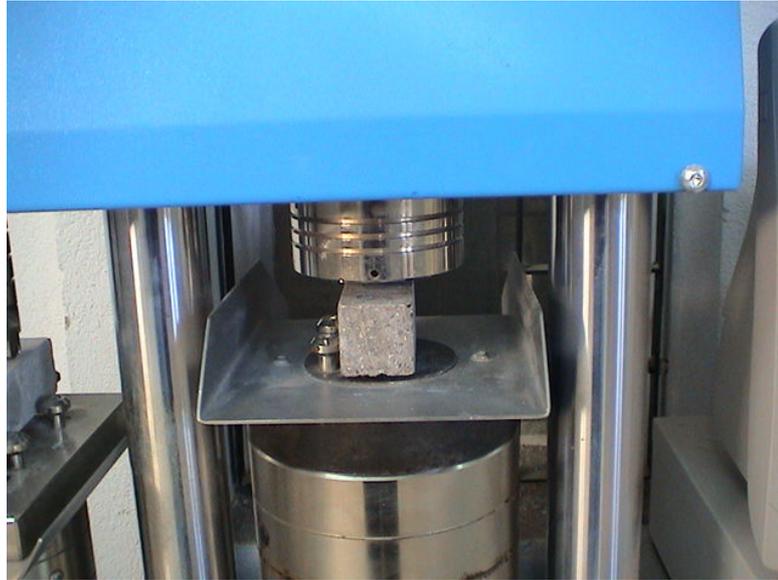


Figure 3.14: Dispositif d'essai de compression simple.

#### 3.3.1.6 Mesure du retrait

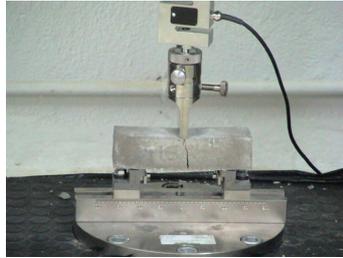
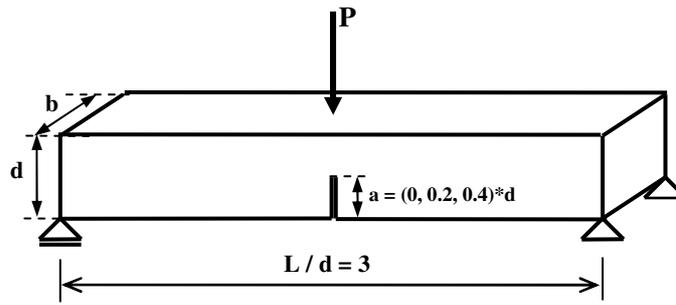
Les mesures du retrait ont été effectuées conformément à la norme NF P15-437 [100], sur des éprouvettes prismatiques de dimensions 40 x 40 x 160 mm, munies à leurs extrémités de plots métalliques. Le retrait de séchage, évalué par mesure des variations dimensionnelles longitudinales, a été déterminé à l'aide d'un appareil muni d'une tige d'étalonnage Invar et d'un comparateur électronique à affichage digital, capable d'apprécier des variations de l'ordre de  $10^{-3}$  mm (Fig.3.15). La prise de valeur s'effectue après 24 heures de démoulage pendant une durée de 360 jours. La valeur du retrait est la moyenne de trois mesures.



Figure 3.15: Appareil de mesure du retrait (rétractomètre).

#### 3.3.1.6 Essai de propagation de fissures

Pour la détermination des paramètres de rupture, notamment l'énergie de rupture ( $G_F$ ); des échantillons de mortier (40 x 40 x 160 mm) et de béton (70 x 70 x 280 mm) ont été utilisés. Pendant le moulage, des tôles mince en acier d'épaisseur 2 mm ont été incorporées à mi-portée dans les moules préparées avec différents longueurs d'entaille comme l'illustre la figure 3.16. Ces tôles métalliques ont été enlevées après démoulage avec prudence après démoulage. Le rapport de la profondeur d'entaille à la hauteur de l'échantillon adopté dans cette présente étude a été de 0.2 et 0.4 pour tous les échantillons de mortier et béton. Après démoulage les échantillons de mortier et béton ont été conservés dans l'eau saturée de chaux à une température de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  pendant 90 jours. Les courbes charge-déformation pour les échantillons de mortier et béton avec et sans entailles ont été déterminés par l'essai de flexion trois points, à l'aide d'une presse universelle (Fig. 3.16) à déplacement contrôlé; équipée d'une cellule de 5kN et 20kN pour mortier et béton respectivement. La vitesse de chargement des éprouvettes été de 0.02 mm/min.



(Epreuve de mortier)

Figure 3.16: Illustration schématique de l'essai de flexion trois points pour mortier et/ou béton.



Figure 3.17: Presse de flexion trois points des épreuves de mortier et béton.

### 3.3.2 Bétons

#### 3.3.2.1 Ouvrabilité

L'ouvrabilité des mélanges de bétons a été mesurée par l'essai d'affaissement conformément à la norme NFP 18-451 [101]. L'ensemble des bétons mis en œuvre à base de sable de concassage avec et sans filler ont été fabriqués à ouvrabilité constante avec un affaissement de 40 à 70 mm au cône d'Abrams et un rapport E/C constant de 0.65.

#### 3.3.2.2 Résistance à la compression

L'essai de résistance à la compression des bétons a été effectué selon la norme NF P 18-406 [102], sur une presse de compression de capacité 3000 kN (Fig. 3.18). La vitesse de chargement est de 0.5 MPa/s. La résistance en compression est la valeur moyenne de trois éprouvettes cubiques de dimensions 100 x 100 mm pour chaque mélange du béton.



Figure 3.18: Essai de compression simple.

#### 3.3.2.3 Porosité totale à l'eau

L'essai consiste à déterminer par pesée les éléments suivants : la masse de l'échantillon sèche ( $M_{\text{éch sec}}$ ), sa masse lorsqu'il est saturé en eau ( $M_{\text{éch sat}}$ ). La saturation de

l'échantillon a été effectuée conformément aux recommandations d'AFREM [103]. La porosité accessible à l'eau de l'échantillon sec  $\varepsilon(\%)$ , est déterminée par :

$$\varepsilon(\%) = \frac{M_{\text{éch sat}} - M_{\text{éch sec}}}{\rho_{\text{solu}} V_{\text{éch}}} \quad (3.3)$$

Où

$M_{\text{éch sec}}$  : masse de l'éprouvette à l'état sec.

$M_{\text{éch sat}}$  : masse de l'éprouvette à l'état saturé.

$V_{\text{éch}}$  : volume de l'échantillon.

$\rho_{\text{solu}}$  : masse volumique de la solution.

#### 3.3.2.4 Absorption d'eau par capillarité

L'essai consiste à mesurer la masse d'eau absorbée par une éprouvette de béton préalablement conditionnée par un étuvage à 80°C (procédure AFREM [AFPC 97]). Les échantillons testés sont des disques 15x5 cm (trois échantillons par composition).

Le préconditionnement des échantillons est le suivant :

- Après démoulage, les échantillons sont conservés dans l'eau saturée en chaux à 20 ± 2°C
- A l'issue de la période de cure, les échantillons sont conservés dans une étuve ventilée à 80 ± 2°C. Durant cette période, le suivi de la masse est réalisé à intervalle de temps régulier, jusqu'à ce que la variation de masse entre deux pesées espacées de 24 heures soit inférieure à 0,05%. Les éprouvettes sont alors placées dans des sacs étanches puis remises dans l'étuve ventilée à 80 ± 2°C pendant 10 jours, afin de favoriser l'équilibre hydrique dans l'échantillon. Le sac est ensuite extrait de l'étuve puis conservé 12 heures à une température de 20 ± 2°C.
- A l'issue de ce retour en température, l'éprouvette est sortie du sac. Sa surface latérale est alors enduite de résine pour éviter l'évaporation latérale de l'eau absorbée durant l'essai, puis conservée environ 12 heures dans un dessiccateur à 20 ± 2°C pour permettre le durcissement complet de la résine.

L'essai d'absorption capillaire est réalisé à la suite de ce préconditionnement. Il consiste à suivre l'évolution de masse des éprouvettes plongées de 3 à 5 mm dans de l'eau (figure 3.19). Les échéances de mesure sont les suivantes : 1, 4, 9, 16, 25, 36, 49 et 64 minutes.

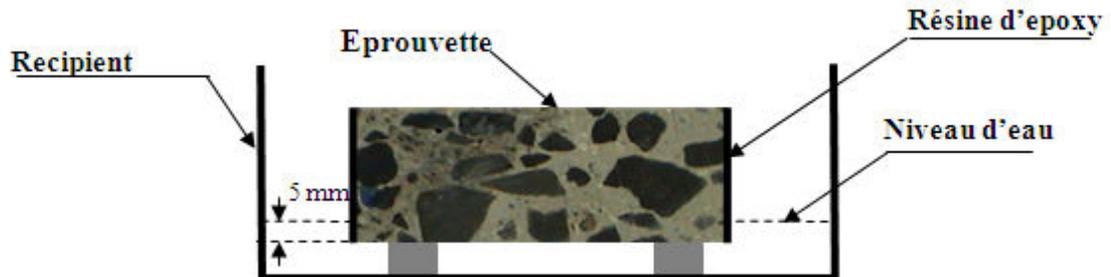


Figure 3.19: Essai d'absorption d'eau

Le coefficient d'absorption capillaire est défini par la relation suivante:

$$Ca = (M_x - M_0) / A \quad (3.4)$$

Où

$M_x$  : masse de l'éprouvette à une échéance donnée (kg),

$M_0$  : masse initiale de l'éprouvette (kg),

$A$  : section de l'éprouvette (m<sup>2</sup>).

### 3.3.2.5 Essai de perméabilité à l'eau

Les essais de perméabilité à l'eau ont été effectués selon la norme DIN 1048 [104], sur les mélanges de béton après un mûrissement à 28 jours et 90 jours. Le mûrissement a été réalisé dans un environnement à 20 °C et 100% d'humidité relative. Cet essai est réalisé sur des éprouvettes cubiques de dimension 150 mm, en mesurant la profondeur de pénétration d'eau sous un gradient de pression de 3 bars (kg/m<sup>2</sup>) pendant une période de 24 heures (Fig.3.20). L'essai est exécuté sur une seule surface du côté des cubes, en s'assurant qu'il n'y a aucune fuite à tout point à travers le joint d'étanchéité. À la fin de l'essai, chaque spécimen est divisé en deux parties grâce à l'essai de traction par fendage (essai Brésilien) pour déterminer la profondeur de la pénétration de l'eau en hauteur. La moyenne de deux valeurs de la mesure de la profondeur de l'eau a été retenue.



Figure 3.20: Essai de perméabilité à l'eau.

### 3.3.2.6 Essai aux ions chlorés

Après 28 jours et 90 jours de cure, les éprouvettes cylindriques de béton  $\Phi 100 \times 200$  mm sont coupés en tranches de  $50 \pm 1$  mm d'épaisseur (Fig. 3.9). Avant l'essai, les surfaces latérales de l'échantillon ont été scellés avec de l'époxy et après durcissement on procède à la saturation de l'échantillon conformément à la norme ASTM C 1202 [105]. Les éprouvettes sont d'abord mise sous vide, conservées 3h dans un vide supérieure à 1mm de mercure (133 MPa), celles-ci sont ensuite, saturées à l'aide d'eau désaérée. Après l'immersion de ces dernières, le fonctionnement de la pompe à vide est maintenu durant une heure supplémentaire avant son arrêt complet. Le béton demeure ensuite sous vide, immergé, durant plus de 18 heures avant le début des essais de perméabilité. La figure 3.21 montre le dispositif servant à la saturation des échantillons.

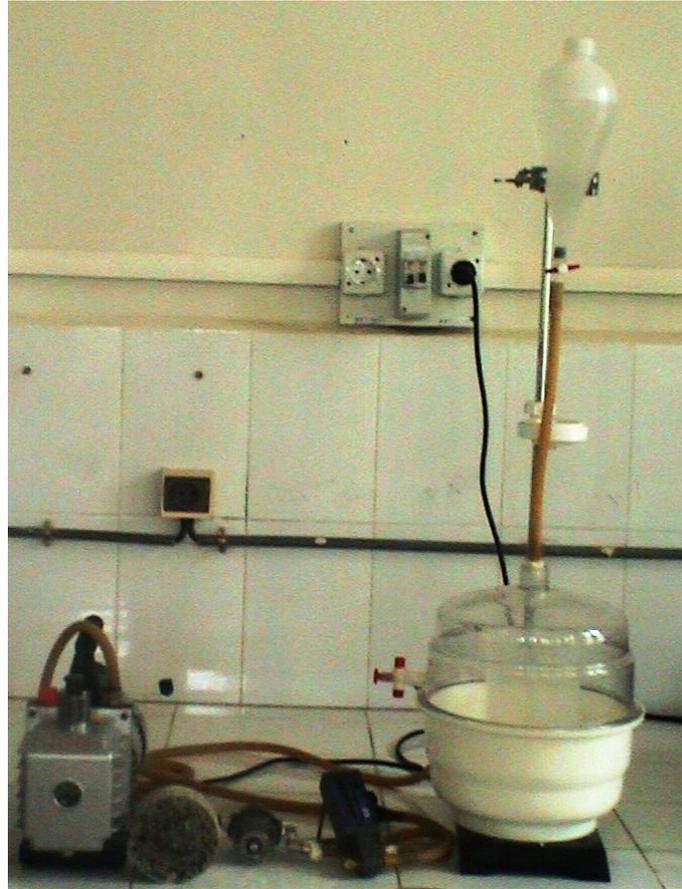


Figure 3.21: Dispositif de saturation des éprouvettes.

Après saturation, l'échantillon de 50 mm d'épaisseur et de 100 mm de diamètre est installé entre les embouts des deux cellules (Fig. 3.22). Une cellule contenant le disque est alors remplie à une extrémité avec une solution de soude à 0.3N et l'autre solution de NaCl à 3%. Les cellules contenant le disque sont ensuite branchés au perméamètre, les deux extrémités servant d'anode et de cathode pour le passage du courant. Un courant de 60 volts parcourt les éprouvettes durant 6 heures. Le perméamètre est relié à un système d'acquisition de données qui note à toutes les 30 minutes le courant (Ampères) et la charge passante (Coulombs) en fonction du temps. La charge totale passante est calculée par la formule suivante:

$$Q = 900 (I_0 + 2I_{30} + 2I_{60} + \dots + 2I_{330} + I_{360})$$

Où : Q est la charge totale traversant la cellule (Coulomb) et  $I_n$  est l'intensité du courant (Ampères) à n minutes après l'application du potentiel du voltage.

Les valeurs limites de la charge en coulombs sont résumées au tableau 3.6.



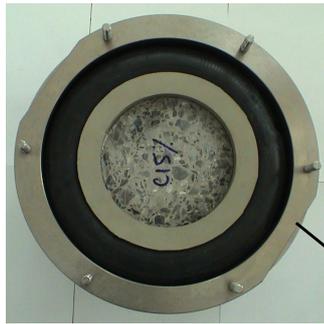
Figure 3.22: Dispositif d'essai aux ions chlorés.

Tableau 3.6: Echelle de Whiting pour l'essai de perméabilité aux ions chlorure tirée de la norme AASHTO T277-831 [106].

<i>Charge en coulombs</i>	<i>Perméabilité aux ions chlorure</i>	<i>Type de béton</i>
<i>&lt; 100</i>	<i>négligeable</i>	<i>Béton polymère</i>
<i>100-1000</i>	<i>très faible</i>	<i>béton au latex</i>
<i>1000-2000</i>	<i>faible</i>	<i>eau/ciment &lt; 0.40</i>
<i>2000-4000</i>	<i>modérée</i>	<i>eau/ciment 0.45 et 0.50</i>
<i>&gt;4000</i>	<i>élevée</i>	<i>eau/ciment &gt;0.60</i>

### 3.3.2.7 Perméabilité au Gaz

L'objectif de cet essai est de mesurer, en fonction de la pression d'essai et de la saturation du matériau, la perméabilité au gaz des matériaux cimentaires. Le dispositif choisi pour déterminer la perméabilité des différents mélanges de bétons est le perméamètre CEMBUREAU qui est l'un des appareils à charge constante les plus utilisés pour les mesures de perméabilité. Cet appareil permet de mesurer la perméabilité aux gaz en régime permanent. Il est capable de mesurer des perméabilités entre  $10^{-19}$  à  $10^{-14} \text{ m}^2$ . Le dispositif expérimental est représenté sur la figure 3.23. Il est principalement composé d'une cellule d'essai de quatre débitmètres à bulles de différents volumes (1.5, 5, 20, 150 ml), d'une bouteille d'azote et d'un compresseur à air avec des régulateurs de pression et des mano-detendeurs.



Cellule du perméamètre

Echantillon  $\Phi 150 \times 50$  mm

Figure 3.23: Une vue d'ensemble du perméamètre Cembureau.

La perméabilité au gaz des différents mélanges de béton a été mesurée sur des échantillons cylindriques ( $\Phi 150$  mm x 50 mm) préalablement préconditionnés selon la procédure d'AFREM [103]. Le détail de préconditionnement de ces éprouvettes peut être schématisé (Fig.3.24) et résumé comme suit :

- ✓ Cure humide à l'eau pendant 90 jours à  $T = 20 \pm 2^\circ\text{C}$  (atteindre une hydratation quasi-complète)
- ✓ Séchage à une température de  $80^\circ\text{C}$  et  $\text{RH} = 10\%$  (désaturation de l'échantillon) pendant 15 jours
- ✓ Isolation de l'échantillon à  $T = 20^\circ\text{C}$  (homogénéisation du degré de saturation  $S_r$ ) pendant 15 jours

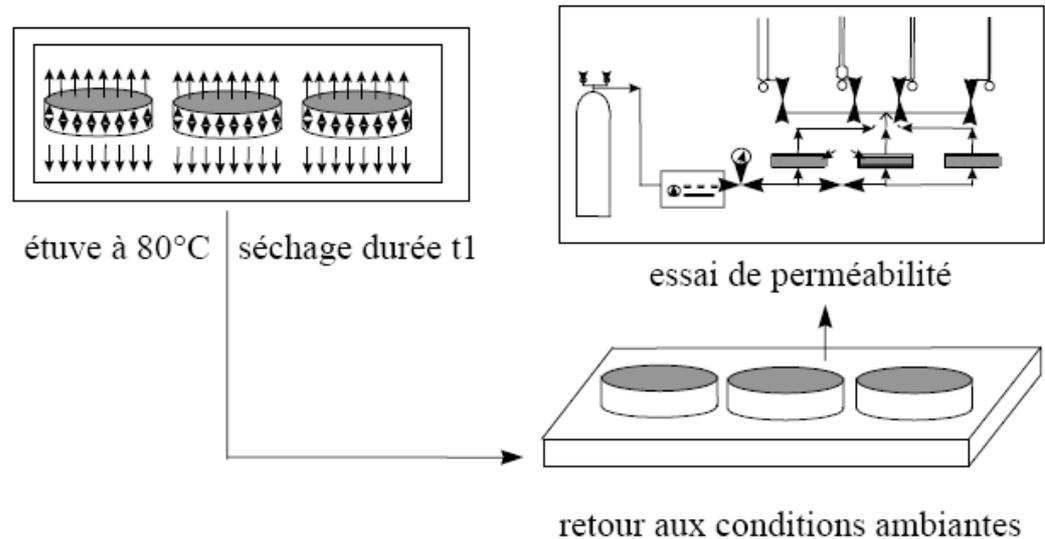


Figure 3.24: Etapes de la procédure de préconditionnement.

Après le préconditionnement des éprouvettes, l'essai peut avoir lieu. Ces éprouvettes sont ensuite soumises à trois valeurs de pression constante (0.5, 1, 1.5, 2 bars absolus) d'azote pour chaque mélange de béton. La perméabilité du béton testé est déterminée à partir de la mesure du flux de gaz qui se dégage en régime permanent du débitmètre à bulles. La relation de Hagen-Poiseuille pour les écoulements laminaires d'un fluide compressible dans des milieux poreux avec des petits vides capillaires et dans des conditions d'équilibre a été employée pour la détermination du coefficient de perméabilité au gaz, qui peut être calculée en utilisant l'équation de Darcy modifié :

$$K \text{ (m}^2\text{)} = (2 \mu P_{\text{out}} Q L) / A (P_{\text{m}}^2 - P_{\text{out}}^2) \quad (3.5)$$

Où

Q : débit volumique mesuré à la pression atmosphérique ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),

$P_{\text{out}}$  : pression atmosphérique (Pa),

L : épaisseur d'échantillon (m),

A : section d'échantillon ( $\text{m}^2$ ),

$P_{\text{m}}$  : pression appliquée à l'amont (Pa),

$\mu$  : viscosité de l'azote ( $1,7510^{-5}$  Pa.s, à 20°C).

### 3.3.2.8 Résistance aux sulfates

La durabilité des échantillons de béton à base de sable de concassage dans l'environnement chimique a été déterminée selon la norme ASTM C-1012 [107]. Deux groupes de mélange de béton pour chaque type de ciment (C&D) et deux solutions différentes ont été préparés. Ces solutions sulfatiques sont 5% de  $MgSO_4$  (Fig. 3.25) et 5% de  $Na_2SO_4$  (Fig. 3.26). Trois échantillons de chaque mélange de béton pour chaque solution, 24 échantillons au total ont été préparés et immergés dans l'eau saturée de chaux à une température de  $20 \pm 2^\circ C$  pendant 60 jours avant leur immersion dans les solutions sulfatiques. Des éprouvettes prismatiques  $70 \times 70 \times 280 \text{ mm}^3$  ont été utilisées. Les solutions ont été renouvelées chaque mois.



Figure 3.25: Immersion des éprouvettes dans la solution de sulfate de magnésium ( $5\%MgSO_4$ ).



Figure 3.26: Immersion des éprouvettes dans la solution de sulfate de sodium ( $5\%Na_2SO_4$ ).

### 3.4 Variables étudiées

Afin d'étudier l'effet des fines calcaires substituées au ciment et/ ou sable sur les propriétés physico-mécaniques des mortiers et sur la durabilité du béton à base de sable de concassage; quatre programmes expérimentaux ont été réalisés dans la présente étude. Dans la première phase expérimentale, nous avons évalué la fluidité, le temps de prise et la stabilité sur la pate de ciment fraiche contenant différents pourcentages de fines calcaires. Sur la pate durcie, nous avons étudié les phases hydratées à l'aide de l'analyse de diffraction des rayons X à 1, 3, 7, 14, 28 et 90 jours. La résistance à la compression et à la traction par flexion a été évaluée sur des éprouvettes  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  à 2, 7, 28 et 90 jours d'hydratation. Dans la deuxième phase expérimentale, nous avons étudié l'effet des fines calcaires substituées au sable de concassage sur les propriétés physiques et mécaniques des mortiers. Après l'optimisation des fines calcaires dans le ciment et le sable, nous avons analysé l'effet de ces fines sur la durabilité du béton à base de sable de concassage. Des essais de perméabilité à l'eau, aux ions chlores, au gaz et des essais de l'absorption d'eau capillaire ont été réalisés. Enfin des essais de flexion trois points sur les mortiers et bétons contenant des fines calcaires dans le ciment ou le sable ont été réalisés. Tous les essais réalisés sont donnés dans les figures 3.27 à 3.30.

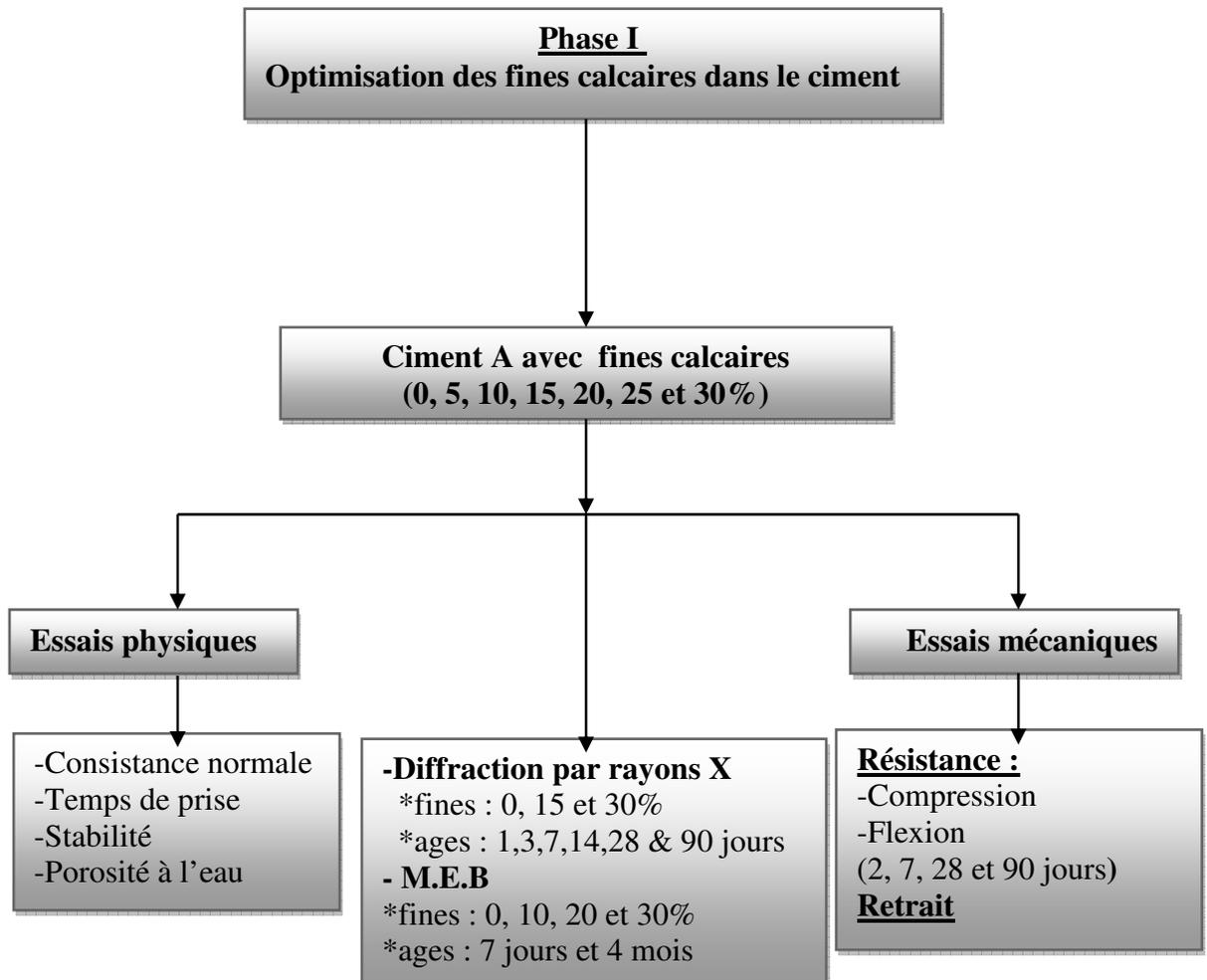


Figure 3.27: Programme expérimental pour l'optimisation des fines calcaires dans le ciment.

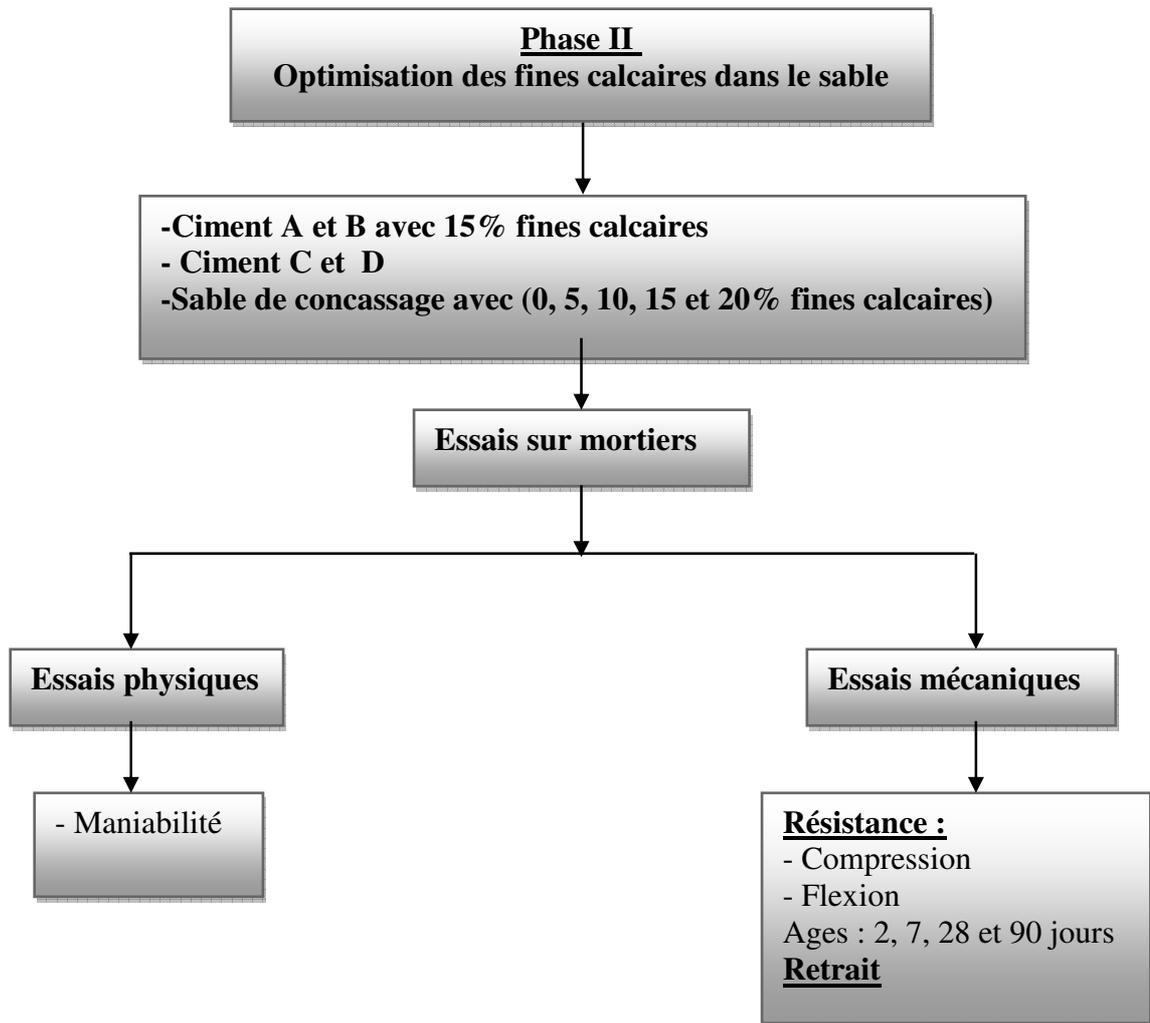


Figure 3.28: Programme expérimental pour l'optimisation des fines calcaires dans le sable de concassage.

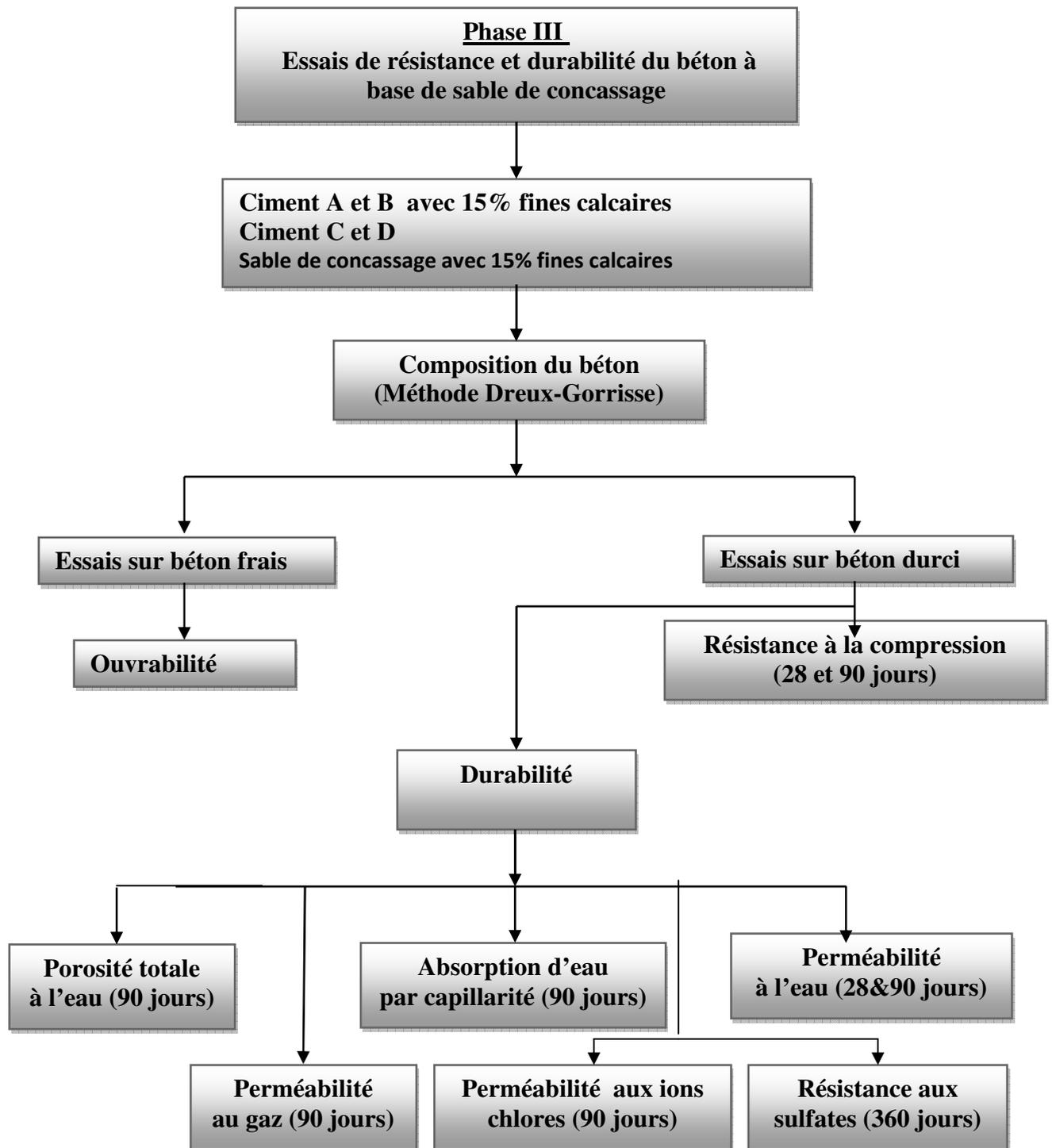


Figure 3.29: Programme expérimental pour l'étude de durabilité du béton à base de sable de concassage.

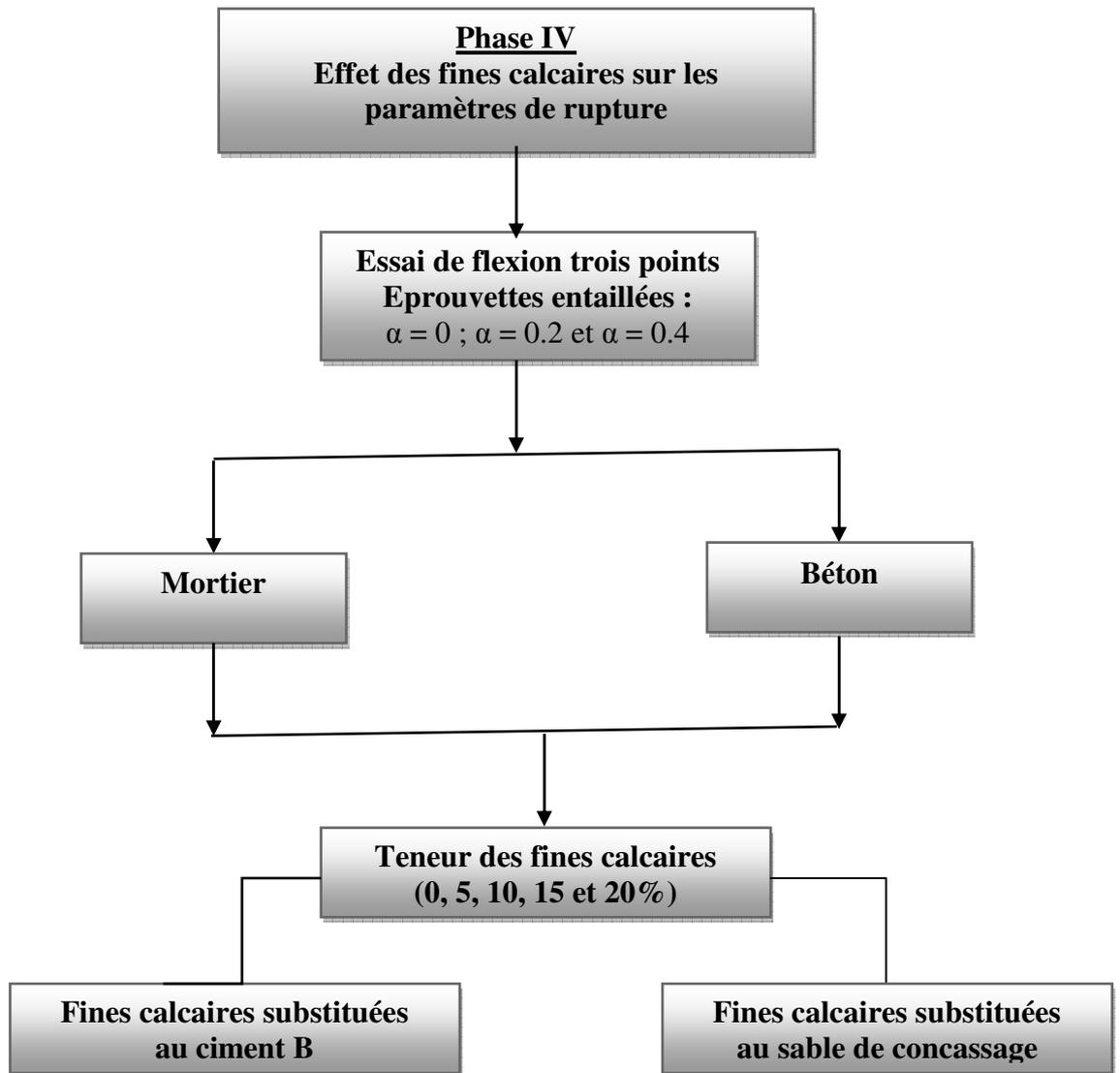


Figure 3.30: Programme expérimental pour l'étude de la propagation des fissures.

## **CHAPITRE 4**

### **RESULTATS DE CARACTERISATION PHYSICO-MECANIQUES DES MATERIAUX**

#### 4.1 Introduction

Dans ce chapitre nous présentons et discutons les résultats de l'étude expérimentale. Dans un premier temps, la discussion portera sur l'effet du ciment fillérisée sur les propriétés physico-mécaniques des mortiers: la maniabilité, la résistance à la traction par flexion, la résistance à la compression et le retrait de séchage. Dans un second temps, l'effet des fines calcaires du sable de concassage sur les propriétés physico-mécaniques sera discuté.

#### 4.2 Ciment aux ajouts calcaires

##### 4.2.1 Propriétés physiques

###### 4.2.1.1 Consistance normale et prise

La demande en eau d'un mélange de fines est généralement définie comme la masse d'eau, exprimée en pourcentage de la masse totale de fines, nécessaire pour atteindre une consistance normale selon la norme EN 196-3 [108]. Le tableau 4.1 donne les demandes en eau des mélanges ciment/addition en fonction des différents pourcentages de filler calcaire. On remarque que le remplacement d'une partie du ciment par du filler calcaire donne un mélange moins demandeur en eau: le filler améliore la compacité de l'empilement. La distribution large des particules des ciments au calcaire semble être la raison la plus significative de la réduction de la consistance normale [45, 47, 48, et 53].

Le remplacement du ciment par du filler calcaire ne provoque pas de retard de prise notable par rapport au ciment sans addition. La figure 4.1 illustre l'effet de filler calcaire sur le temps de prise (début de prise et fin de prise) des ciments avec et sans ajout calcaire. Il est à noter que la prise varie légèrement par rapport au ciment de référence. A partir de 10% d'ajout calcaire, le début de prise des ciments avec ajout est plus ou moins inférieur à

celui du ciment sans ajout. Cette diminution est probablement due à la réaction entre le  $\text{CaCO}_3$  du calcaire et les  $\text{C}_3\text{A}$  du ciment qui accélère la prise. Cette accélération de prise est aussi rapportée par autres chercheurs [62, 14]. La fin de prise du ciment au calcaire varie légèrement par rapport au ciment sans addition ce qui confirme les résultats trouvés par d'autres chercheurs [109, 110]. La stabilité des ciments à base d'ajouts calcaires est satisfaisante. L'expansion mesurée selon le processus du Chatelier, varie de 0.1 mm à 1mm qui est inférieure à la limite préconisée par la norme EN 197-1.

	Fines calcaires (%)						
	0	5	10	15	20	25	30
<b>Consistance</b>	26.6	26.6	26.4	26.4	26.3	26.3	26.0
<b>Début de prise (min)</b>	200	193	182	178	163	160	157
<b>Fin de prise (min)</b>	301	319	326	325	312	309	302
<b>Stabilité (mm)</b>	1.00	0.5	0.10	0.25	0.25	0.00	0.00

Tableau 4.1: Consistance et prise du ciment A avec ajout calcaire.

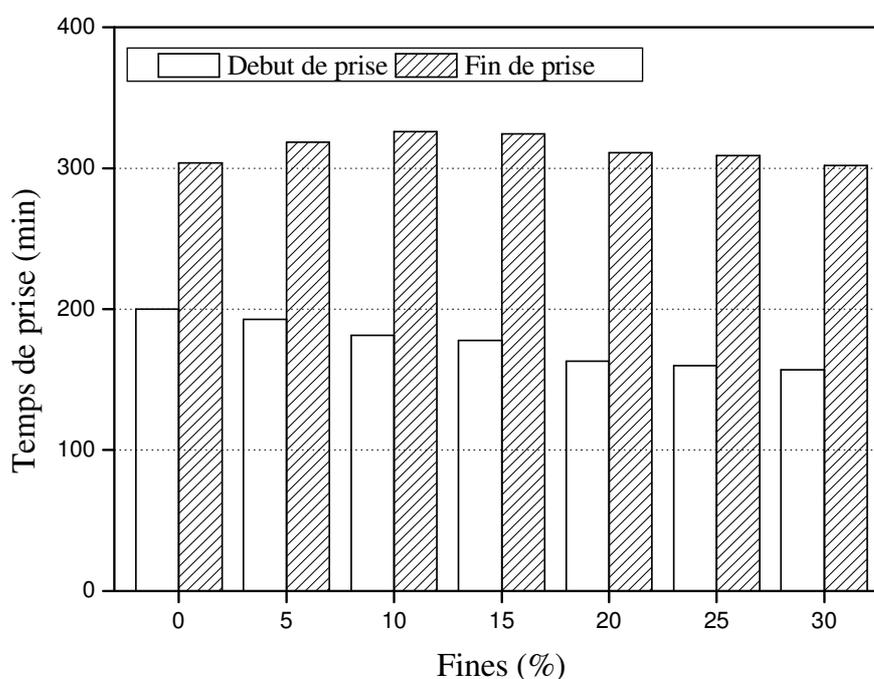


Figure 4.1: Evolution du temps de prise en fonction du pourcentage de l'ajout calcaire.

#### 4.2.2 Suivi de l'évolution de l'hydratation par analyse au DRX

La technique de diffraction des rayons X a été utilisée afin de suivre l'évolution des produits d'hydratation au cours du temps 1, 3, 7, 14, 28 et 90 jours. Les diffractogrammes obtenus pour le ciment fillérisé avec les fines calcaires pour un rapport E/C = 0.50 sont présentés dans les figures 4.2 à 4.6. Les hydrates formés sont principalement de l'hydroxyde de calcium  $\text{Ca(OH)}_2$  et des silicates calciques hydratés. L'analyse des spectres permet de signaler les constatations suivantes :

- ✓ La présence du quartz  $\text{SiO}_2$ , ce qui confirme la présence du sable
- ✓ La présence du calcite  $\text{CaCO}_3$ , obtenue par carbonatation de la chaux
- ✓ La présence des traces de portlandite  $\text{Ca(OH)}_2$

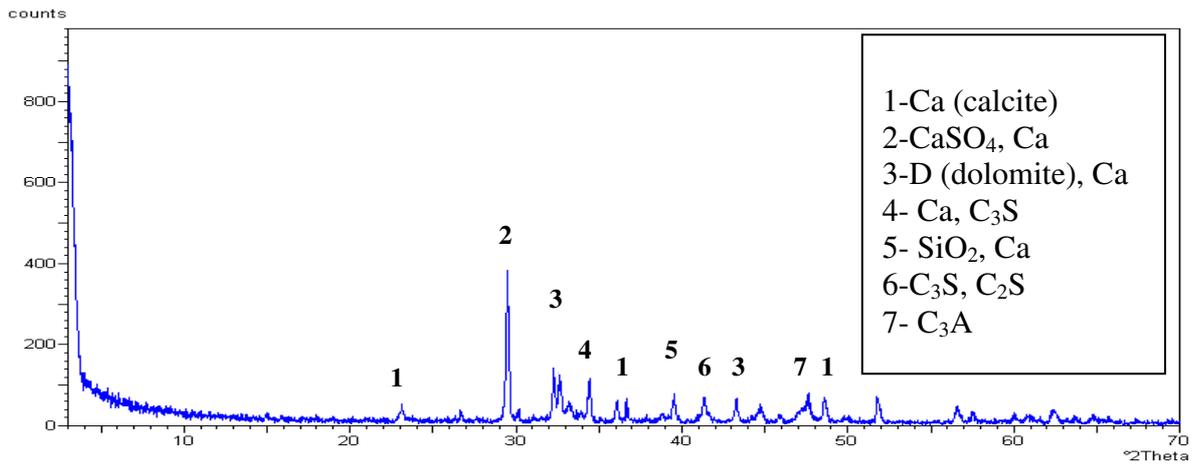
D'une manière générale et quelque soit la teneur en calcaire on remarque que le facteur temps entre 1j et 90j semble ne provoque pas de changements dans les spectres de diffraction des mortiers de ciment. Tous les diffractogrammes paraissent identiques (Figure 4.8).

- ✓ Vers  $2\Theta = 28^\circ$ , traces de quartz  $\text{SiO}_2$
- ✓ Vers  $2\Theta = 30^\circ$ , traces de gypse  $\text{CaSO}_4$  et de calcite  $\text{CaCO}_3$
- ✓ Vers  $2\Theta = 33^\circ$ , traces de dolomite
- ✓ Vers  $2\Theta = 35^\circ$ , présence  $\text{CaCO}_3$  et de gypse  $\text{CaSO}_4$
- ✓ Vers  $2\Theta = 43^\circ$ , présence des silicates bi et tri-calciques C3S et C2S
- ✓ Vers  $2\Theta = 48^\circ$ , traces d'aluminates tri-calciques C3A

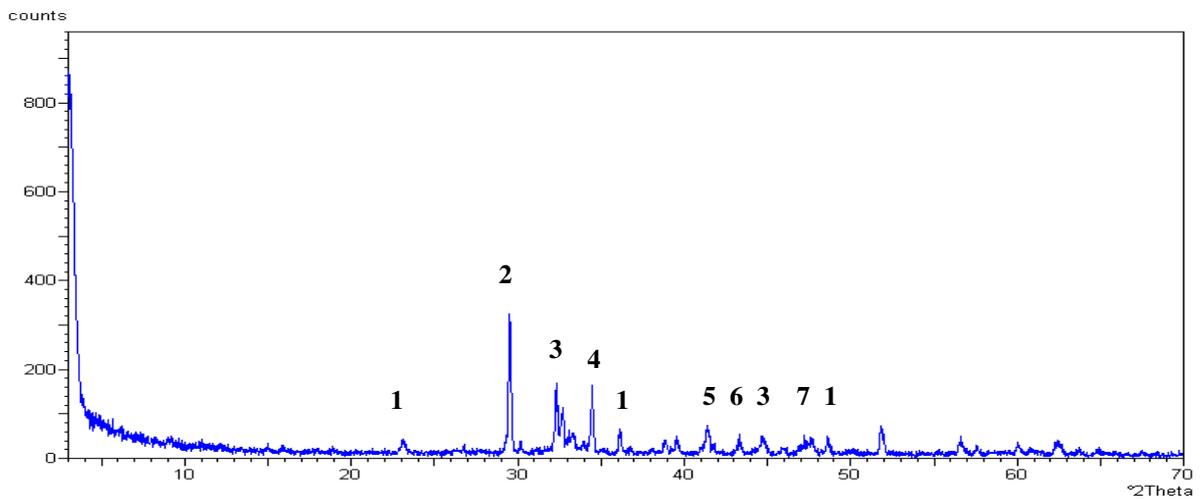
En absence de calcaire ajouté, il semble que dans les périodes entre 1j et 90j il n'ya pas de formation de nouveaux cristaux hydratés et ceci est observable sur la plupart des diffractogrammes correspondant à 0 % de calcaire ajouté (Figures 4.2 a à 4.7 a). Dans le cas du dosage en calcaire de 15% on observe que les spectres de diffraction restent pratiquement inchangés surtout avant la durée de 28 jours de durcissement où l'évolution semble être très lente. Par contre pour les dosages de 30% de calcaire ajouté, on remarque que pour les jeunes âges les raies de diffraction correspondant à la formation des silicates sont pratiquement inexistantes mais leur apparition se fait remarquer nettement vers 28

jours de durcissement et en particulier à 90 jours de durcissement où le spectre de diffraction se rapproche de celui du ciment avec une teneur de 15% et pour le temps de 90 jours. On peut tirer de cette observation que l'ajout du calcaire provoque des modifications structurales à jeune âge avec la formation d'hydratés, mais cette modification diminue par la suite avec l'âge. Suite à ces constatations on peut avancer sans confirmation définitive que le facteur temps agit d'une manière opposée à l'addition du calcaire du point de vue formation de nouveaux composés et que l'effet de l'ajout du calcaire est visible à jeune âge où la formation de silicates  $C_3S$  et  $C_2S$  est constatée. Ces transformations sont des facteurs d'influence sur essentiellement le comportement mécanique et sur celui, à long terme du matériau. Selon ces observations on doit s'attendre suite à l'addition de faible teneur en calcaire à avoir des mortiers de ciment ayant de meilleurs comportements mécaniques surtout à jeune âge. Ces transformations changent avec le temps mais contribuent d'une manière générale à l'amélioration des propriétés physico-mécaniques et la durabilité du mortier de ciment. Ces constatations restent non très significatives et doivent être confirmées par des analyses complémentaires telles que l'analyse calorimétrique différentielle qui peut révéler plus de détails sur les mécanismes de transformations internes provoqués par l'addition du calcaire. Suite à l'observation des diffractogrammes en fonction des différents dosages en calcaire on peut avancer avec des réserves que la teneur en calcaire de 15% correspond à un dosage acceptable et meilleur.

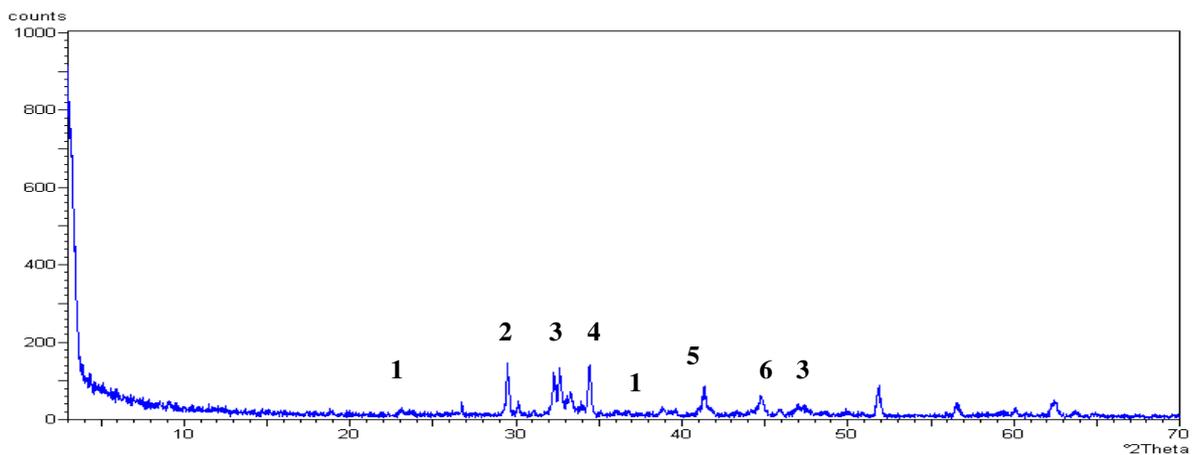
Les figures 4.9 et 4.10 montrent les photos obtenues du MEB des pâtes de ciment au calcaire (0%, 10% et 30%) à l'âge de 7 jours et des pâtes de mortier à base de ciment au calcaire (0% et 20%) à l'âge de 4 mois de cure, respectivement. Selon la figure 4.9, on constate une formation fibreuse du gel C-S-H dans le cas de la pâte de ciment hydraté sans ajout calcaire à l'âge de 7 jours. Pour la pâte de ciment hydratée avec 10% de fines calcaires (âge de 7 jours) on observe des sites de nucléation et la formation des produits d'hydratation sur les grains de calcaire.



c) Ciment 30% calcaire 1j, R=0.5

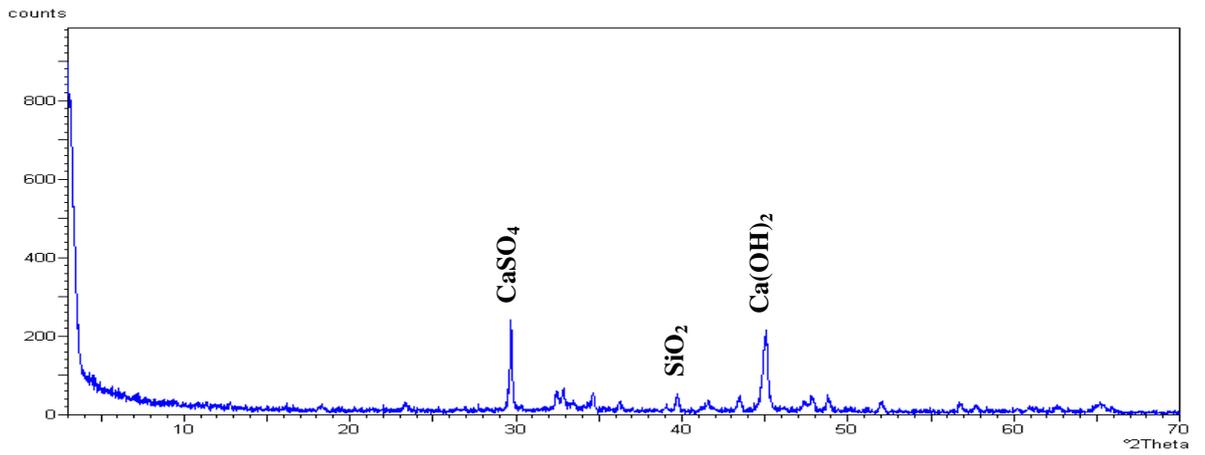


b) Ciment 15% calcaire 1j, R=0.5

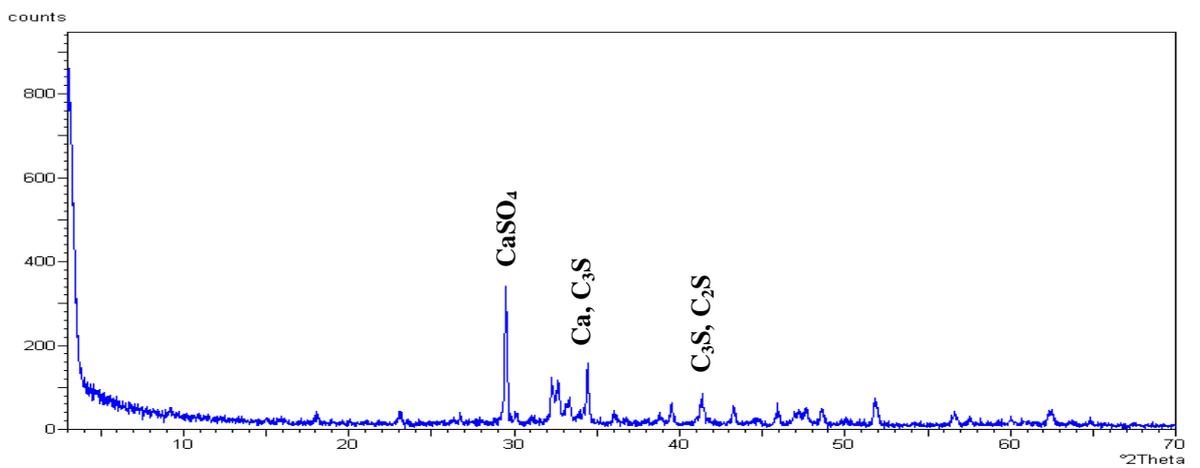


a) ciment 0% calcaire, 1j, R=0.5

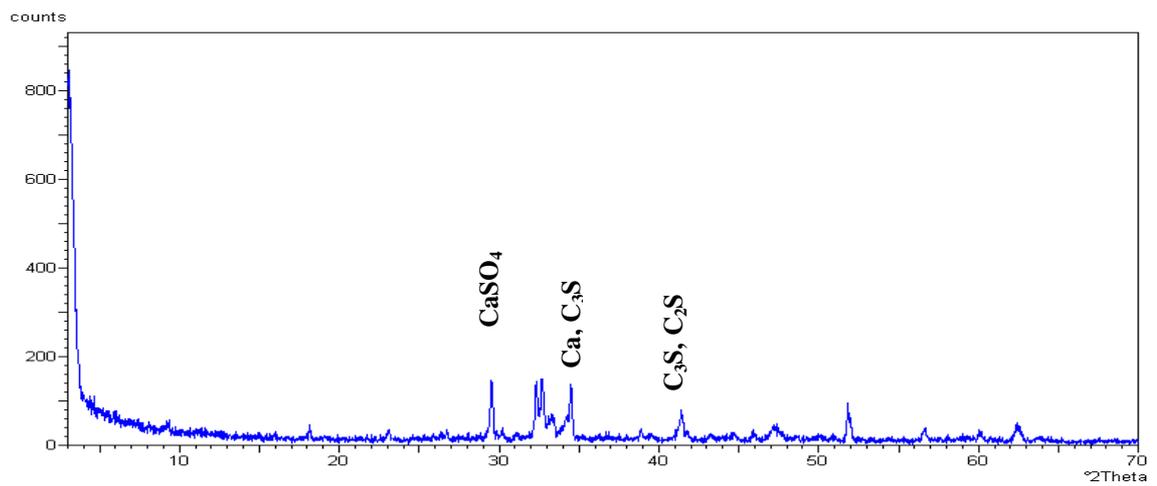
Figure 4.2 : Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire  
Cas de la durée 1 jour, et E/C=0.5.



c) Ciment 30% calcaire, 3j, R=0.5

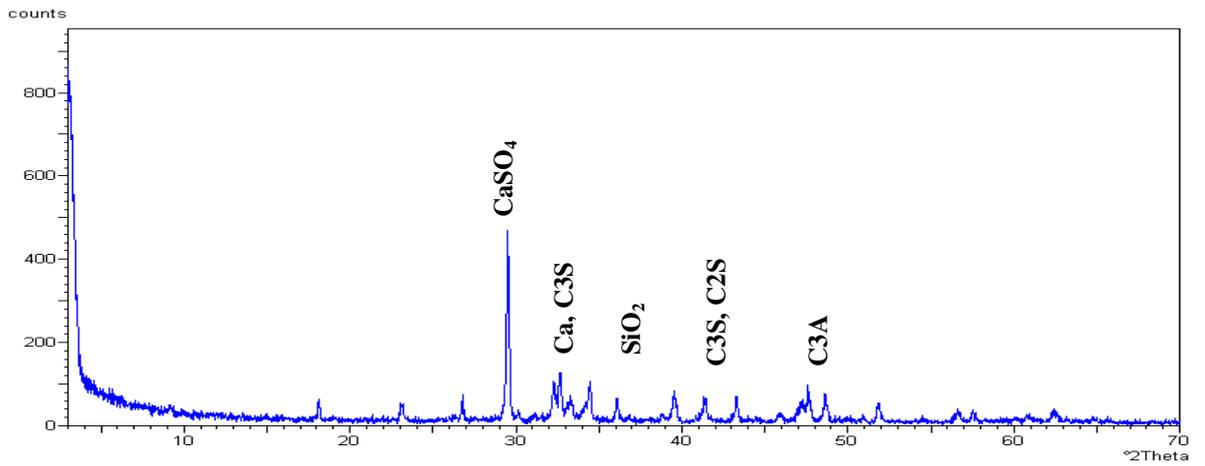


b) Ciment 15% calcaire, 3j, R=0.5

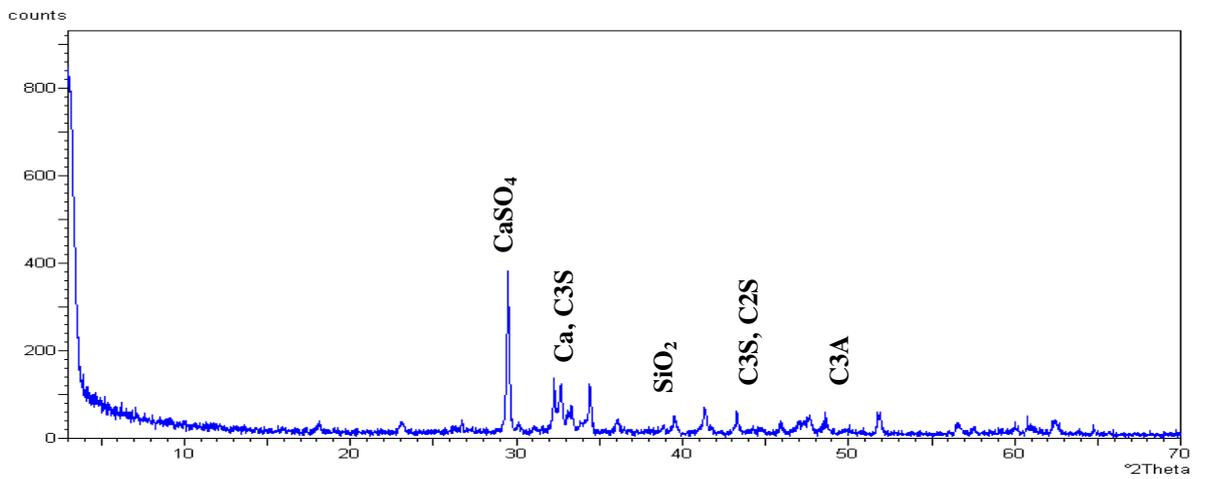


a) Ciment 0% calcaire, 3j, R=0.5

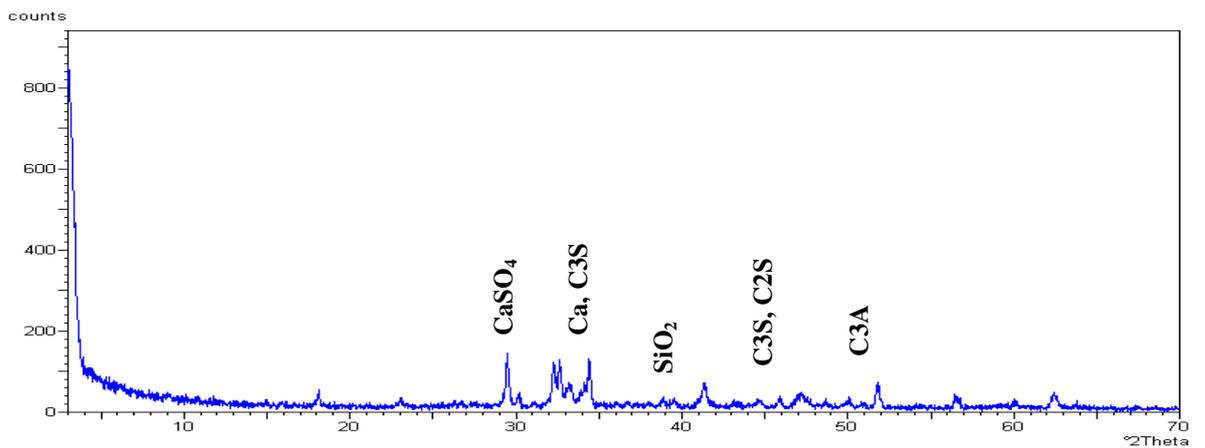
Figure 4.3: Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 3 jours, et E/C=0.5.



c) Ciment 30% calcaire 7j, R=0.5

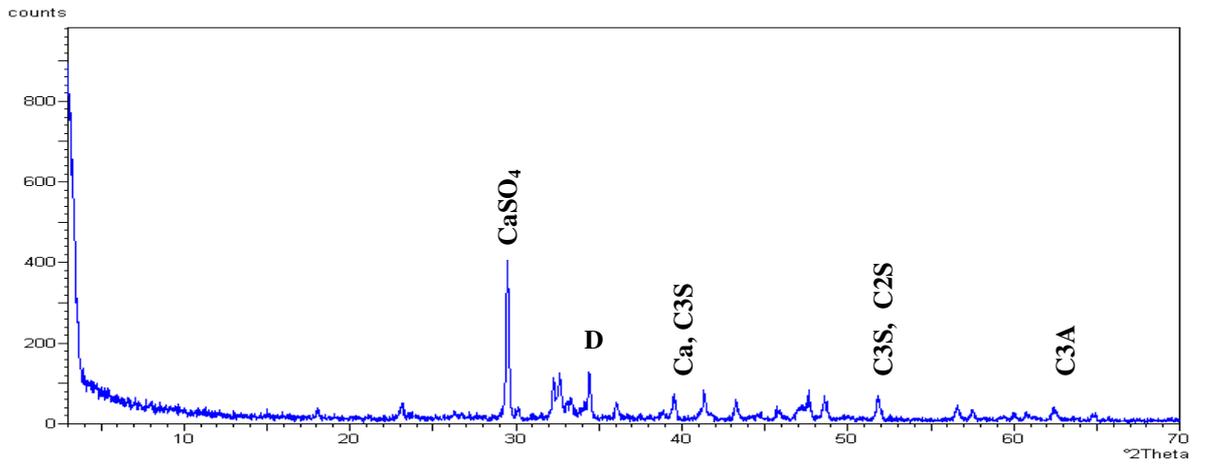


b) Ciment 15% calcaire 7j, R=0.5

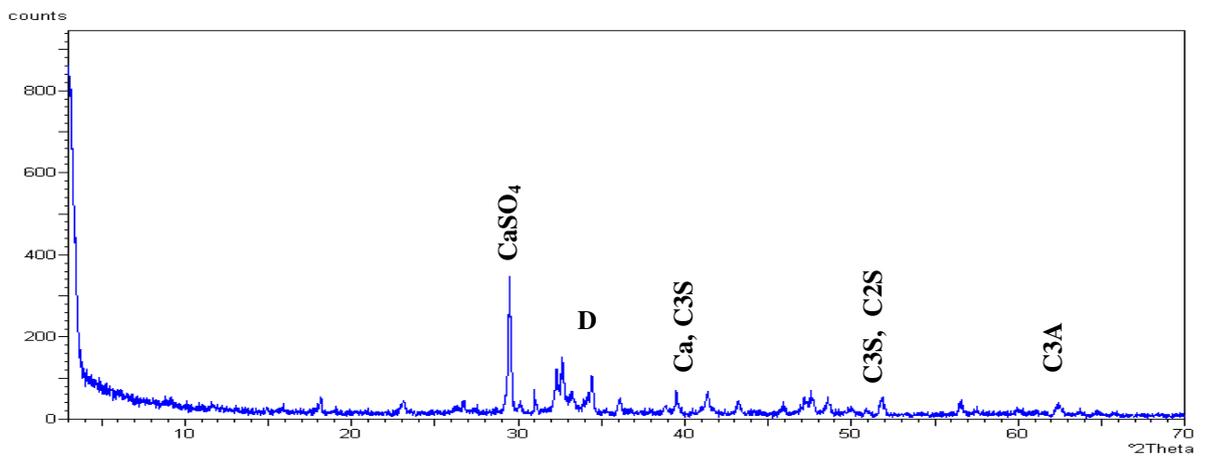


a) Ciment 0% calcaire 7j, R=0.5

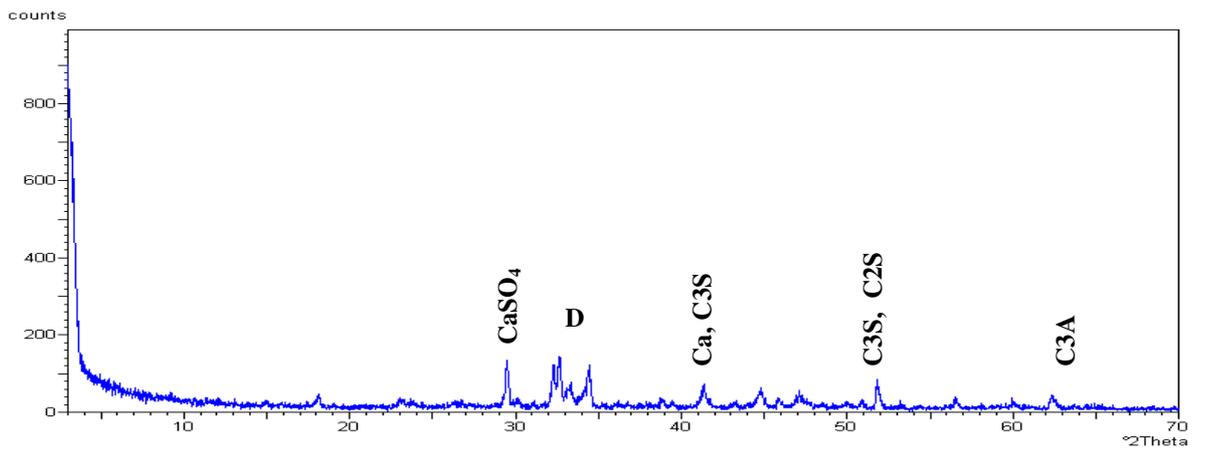
Figure 4.4 : Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 7 jours, et E/C=0.5.



c) Ciment 30% calcaire 14j, R=0.5

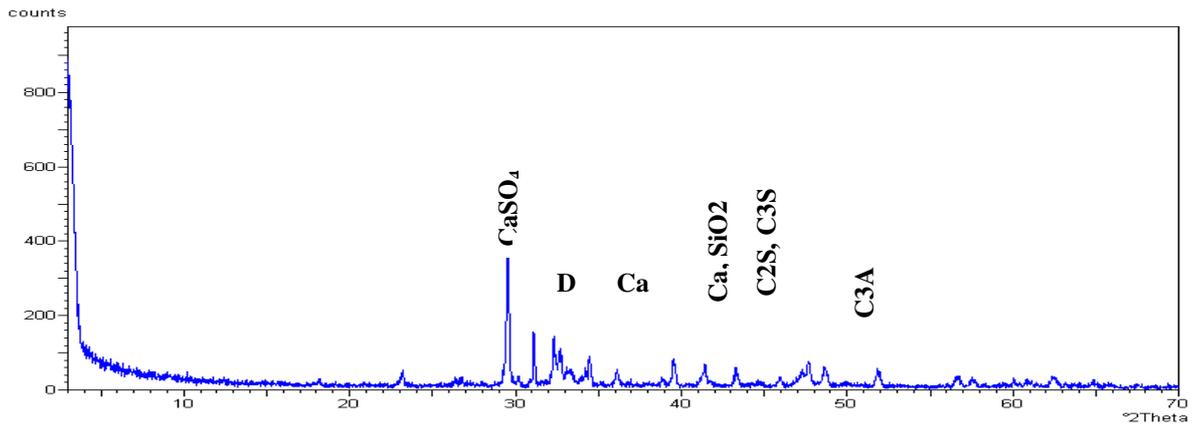


b) Ciment 15% calcaire 14j, R=0.5

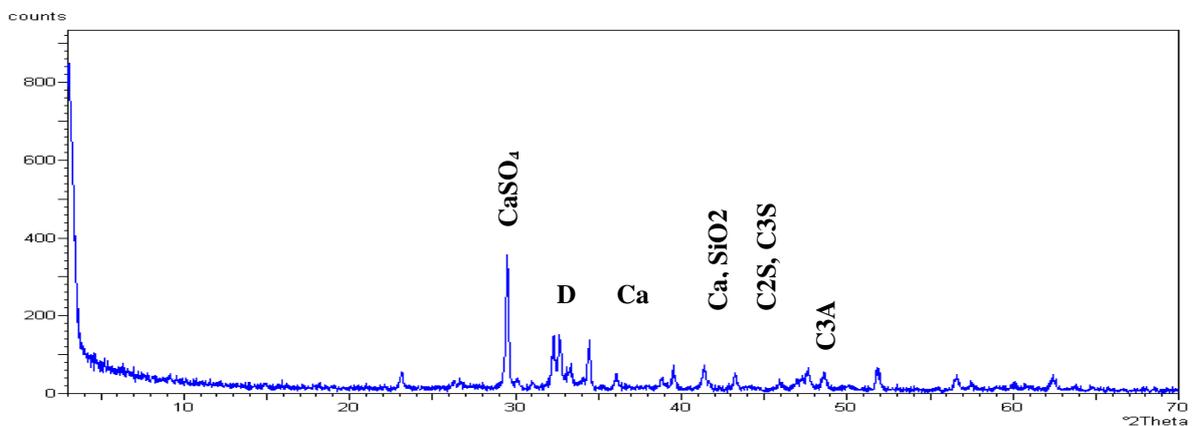


a) Ciment 0% 14j, R=0.5

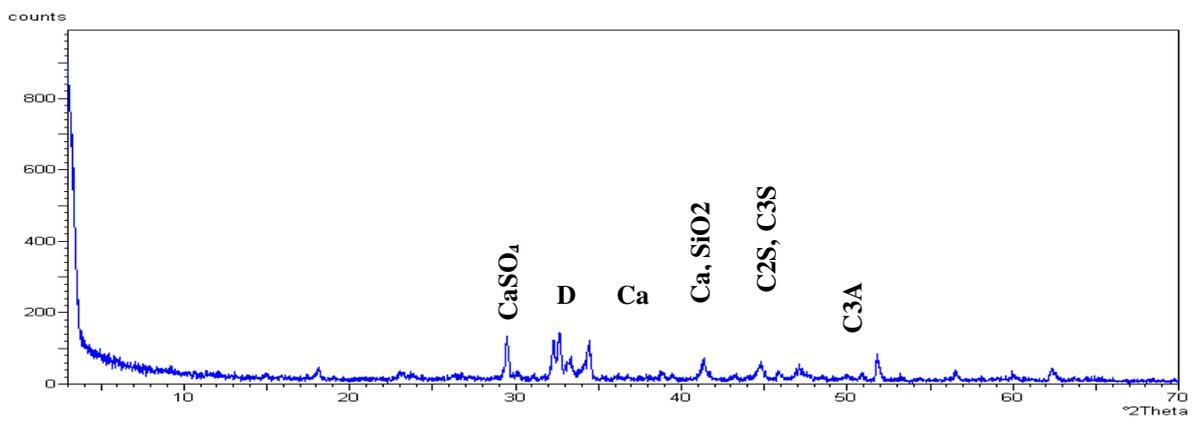
Figure 4.5 : Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire  
Cas de la durée 14 jours, et E/C=0.5.



b) Ciment 30% calcaire 28j, R=0.5

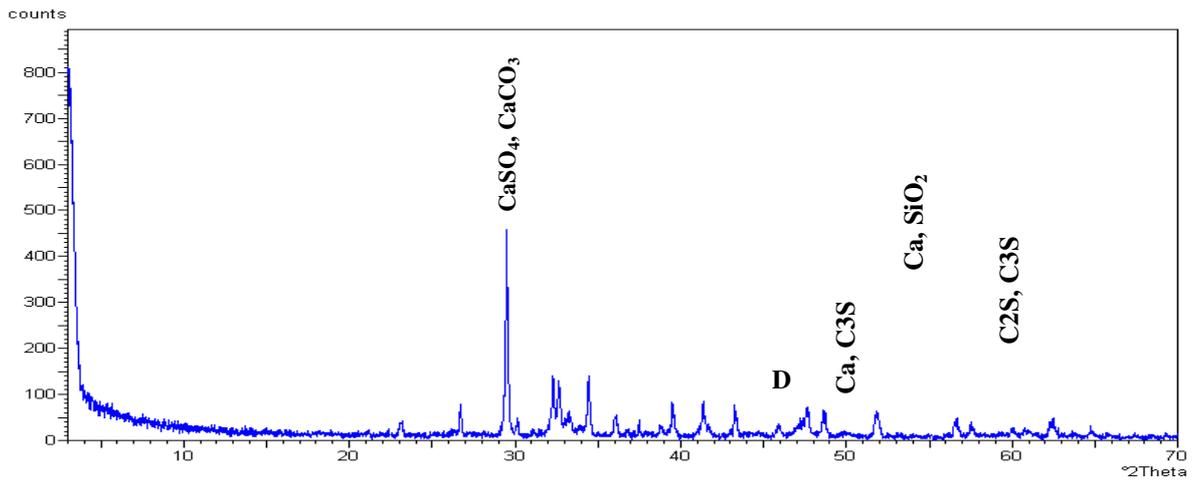


c) Ciment 15% calcaire 28j, R=0.5

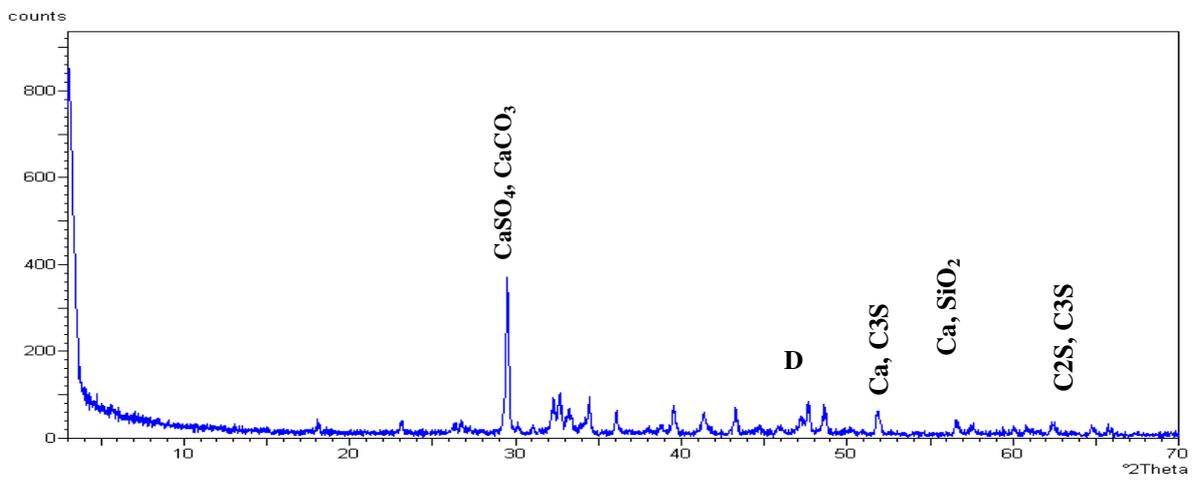


a) ciment 0% 28j, R=0.5

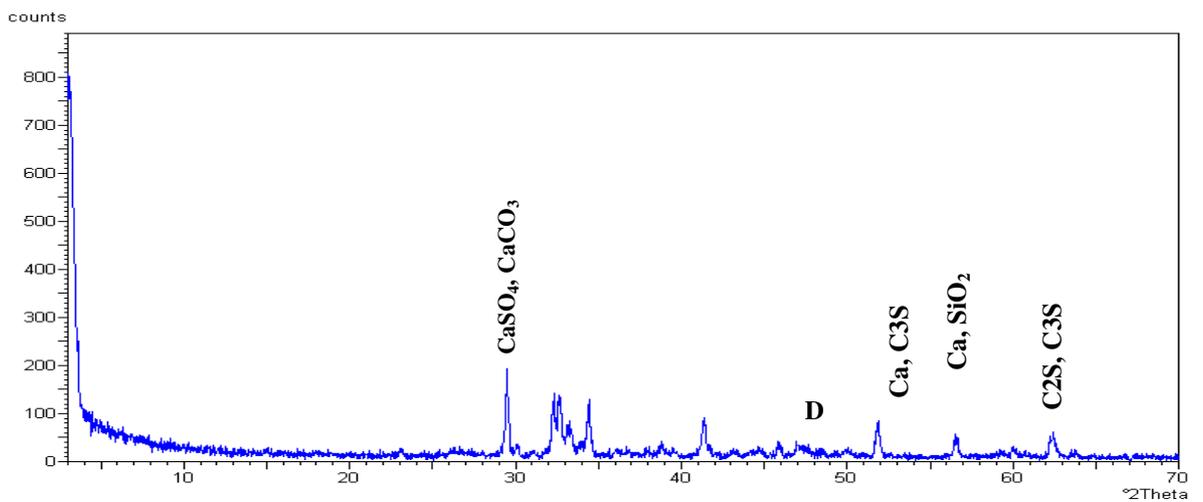
Figure 4.6: Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire Cas de la durée 28 jours, et E/C=0.5.



c) Ciment 30% calcaire 90j, R=0.5



b) Ciment 15% calcaire 90j, R=0.5



a) Ciment 0% plus 90j, R=0.5

Figure 4.7: Evolution des spectres de diffraction en fonction du dosage en calcaire  
Cas de la durée 90 jours, et E/C=0.5.

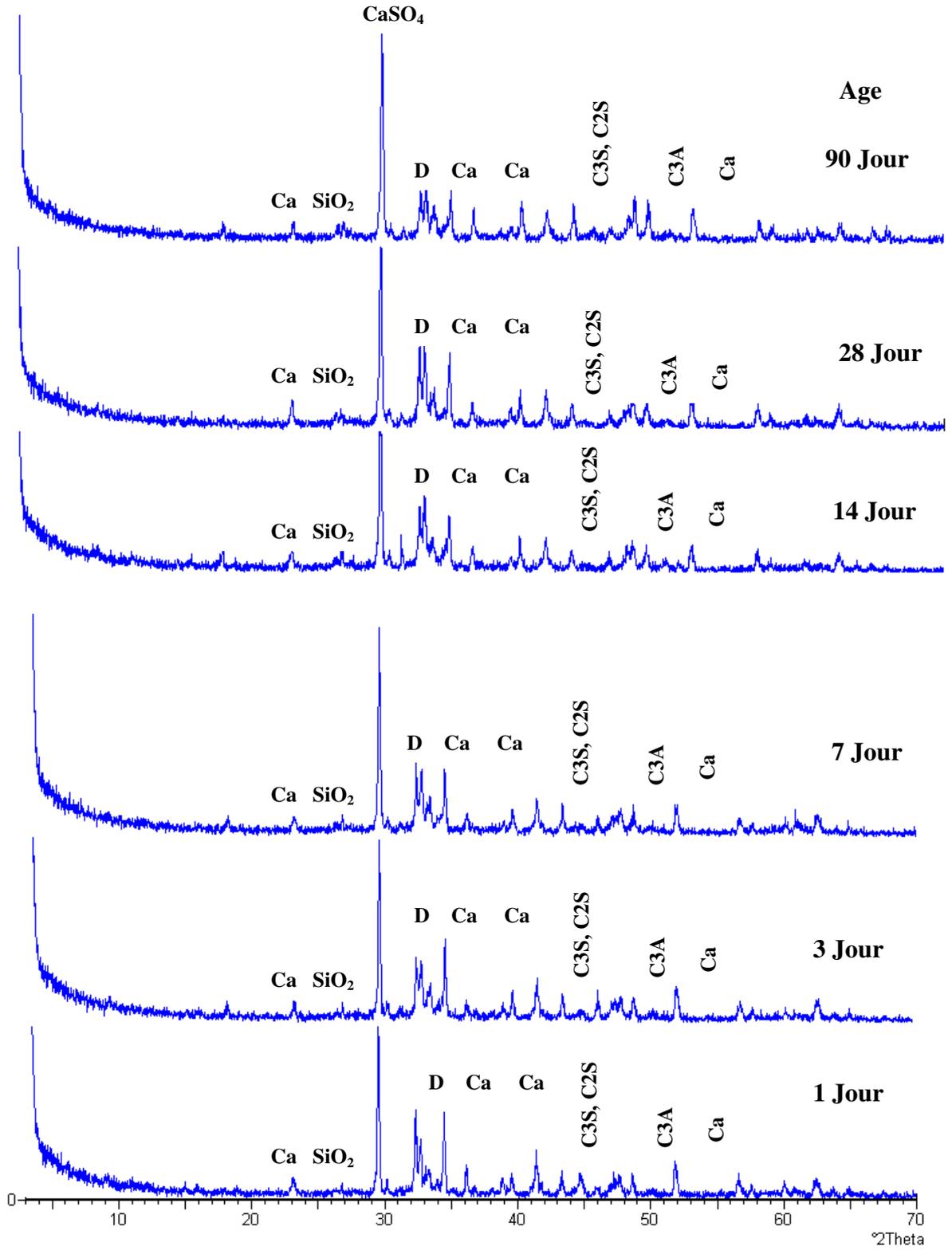
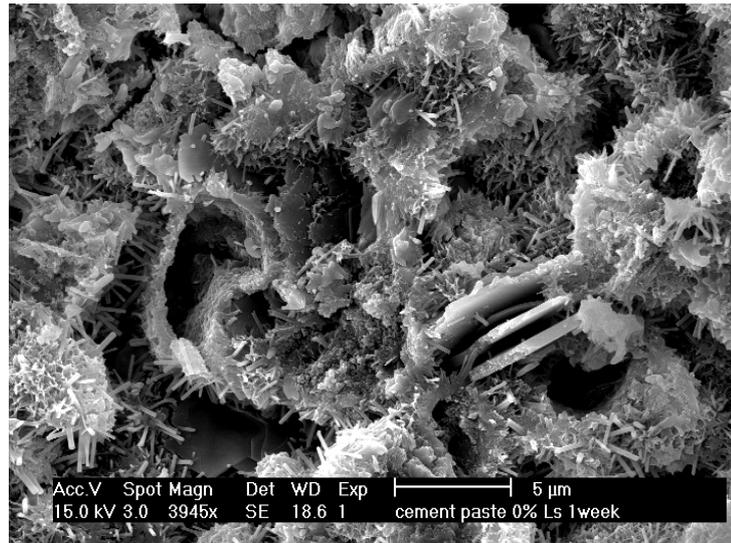
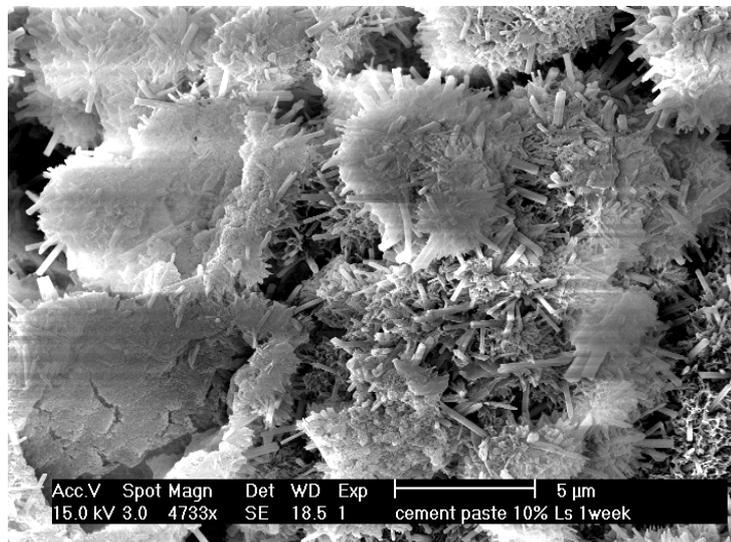


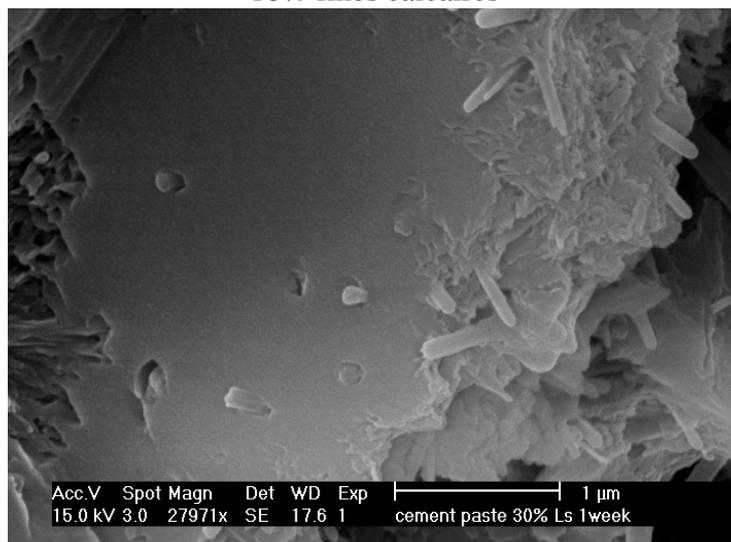
Figure 4.8: Evolution des spectres de diffraction du mortier avec 15% de calcaire.



0% fines calcaires

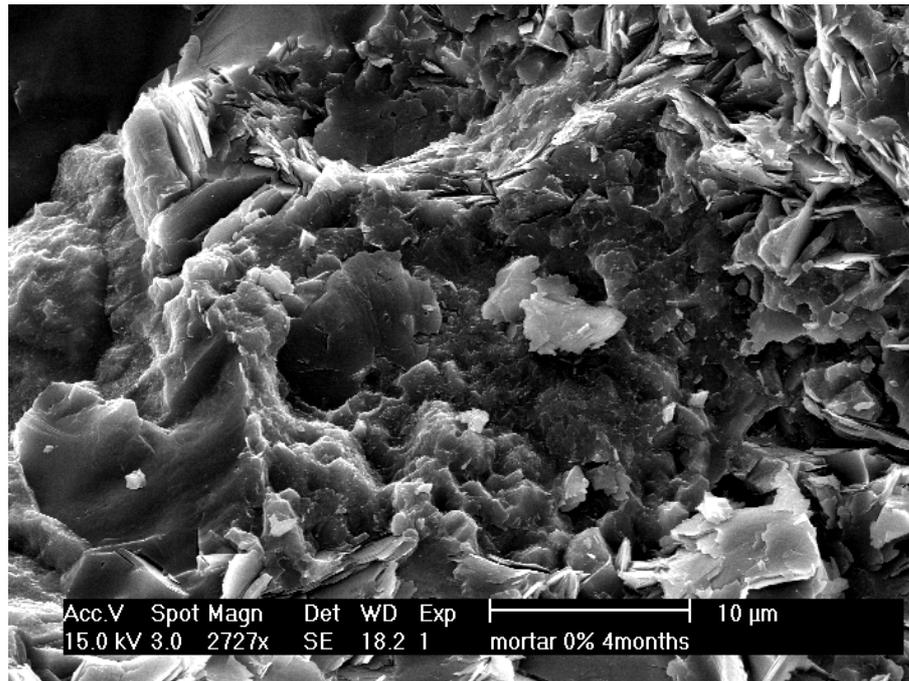


10% fines calcaires

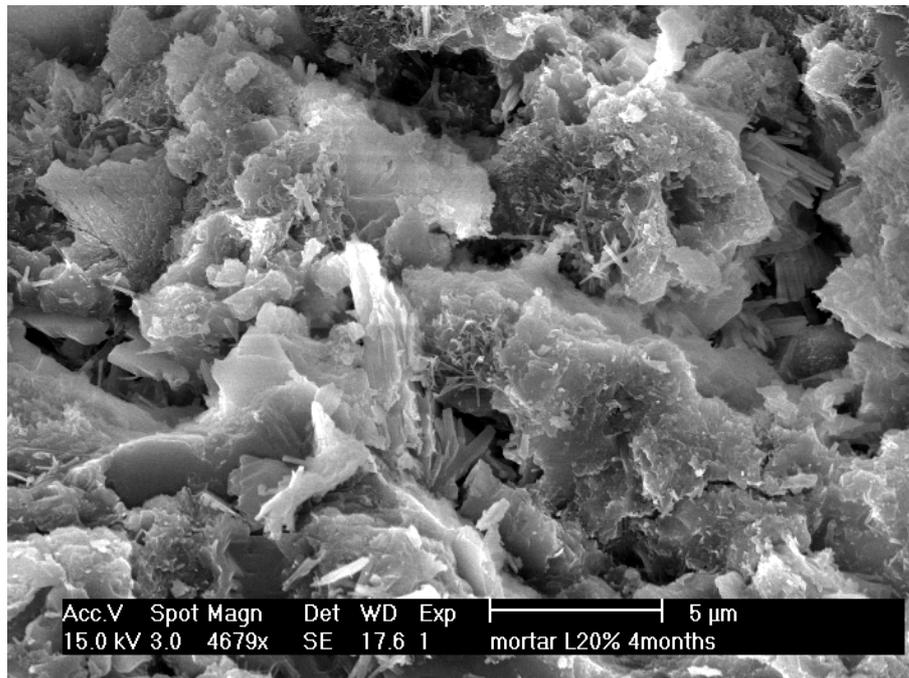


30% fines calcaires

Figure 4.9: Photos MEB de l'hydratation de la pate de ciment au calcaire à l'âge de 7 jours.



Mortier avec 0% de fines calcaire à 4 mois



Mortier avec 20% de filler calcaire

Fig. 4.10: Photos MEB des mortiers à base de ciment au calcaire à l'âge de 4 mois.

### 4.2.3 Propriétés mécaniques

#### 4.2.3.1 Résistance en compression

Les résultats de la résistance à la compression en fonction de la durée de cure des mortiers incorporant différents pourcentages de calcaire (LSF) sont donnés dans le tableau 4.2 et illustrés sur la figure 4.11. Les pourcentages d'ajouts calcaires adoptés dans cette première phase expérimentale sont respectivement 0, 5, 10, 15, 20, 25 et 30%. On constate une augmentation de la résistance à la compression quelque soit le pourcentage d'ajout calcaire à tous les âges. Cette augmentation est due principalement à l'évolution de l'hydratation avec le temps. Les mortiers avec 10% de calcaire montrent une amélioration de la résistance à la compression par rapport au mortier de référence à l'âge de 2 jours de cure. On peut aussi observer des résistances comparables des mortiers avec 5% et 15% de calcaire à ceux du mortier sans ajout. Cette performance peut être expliquée par l'effet physique et chimique des particules du calcaire sur le développement de la résistance des mortiers de ciment. Physiquement, les particules de calcaire peuvent remplir l'espace entre les particules du ciment et aussi bien l'espace entre les particules de sable. Cet effet de remplissage des vides fournit un emballage plus efficace de la phase solide des mortiers de ciment et en résulte une amélioration de la résistance à jeunes âges. L'augmentation de la résistance à la compression à des taux faible de remplacement de ciment par du calcaire peut aussi être attribué aux particules du calcaire qui agissent comme des sites de nucléation dans les cristaux de C-H [111]. L'amélioration de la résistance à jeunes âges peut être aussi attribuée à l'accélération de l'hydratation du  $C_3S$  en particulier lorsque la finesse du calcaire devient plus fine [52, 112], au changement de la morphologie du C-S-H et à la formation du carboaluminates ( $C_3A.CaCO_3.11H_2O$ ) lors de la réaction du  $C_3A$  avec le  $CaCO_3$  en présence de l'eau [38, 42, 43].

A long terme, la résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage de l'ajout calcaire. Le remplacement du ciment par le filler calcaire au-delà de 15% induit une chute remarquable de la résistance à la compression. Cette diminution à l'âge de 2 jours. est de l'ordre de 17%, 22% et de 27% pour 20%, 25% et 30% d'ajouts calcaire respectivement. La diminution de la résistance peut être attribuée à l'augmentation progressive de la fraction volumique du calcaire dans les mélanges ou la diminution de la quantité du clinker dans le ciment qu'on appelle "*effet de dilution*" [113]. Cette perte de résistance à la compression due à la dilution en présence du  $CaCO_3$  peut être compensée par un broyage plus fin du clinker [114].

Tableau 4.2: Résultats des essais de résistance à la compression des mortiers à base de ciment au calcaire.

% Fines calcaires (LSF)	Résistance à la compression (MPa)			
	2 jours	7 jours	28 jours	90 jours
A0	11.2	21.6	24.8	38.4
	10.3	20	29	38.3
	10.5	21.1	28.8	37.4
	11.2	18.9	28.1	37.5
	9.5	18.6	29.5	37.7
	10.7	21.8	29.9	38.3
	$\bar{X} = 10.56$ $\sigma = 0.64$	$\bar{X} = 20.33$ $\sigma = 1.37$	$\bar{X} = 28.35$ $\sigma = 1.84$	$\bar{X} = 37.93$ $\sigma = 0.45$
A5	9.9	18.5	28.7	36.10
	9.8	22.10	30.2	35.80
	10.9	23.1	32	31.8
	11.1	21.1	31.4	36.9
	10.2	16.8	28	37.3
	9.1	19.7	28.8	36.6
	$\bar{X} = 10.16$ $\sigma = 0.74$	$\bar{X} = 20.21$ $\sigma = 2.34$	$\bar{X} = 29.85$ $\sigma = 1.61$	$\bar{X} = 35.75$ $\sigma = 2.00$
A10	11.2	21.40	27.4	32.8
	11.6	20.6	27.1	31.4
	9.4	17.0	28.8	34.2
	9.9	19.10	22.3	34.0
	11.7	15.6	30.7	33.80
	12.1	21.20	27.9	32.7
	$\bar{X} = 10.98$ $\sigma = 1.08$	$\bar{X} = 19.55$ $\sigma = 2.39$	$\bar{X} = 27.36$ $\sigma = 2.79$	$\bar{X} = 33.15$ $\sigma = 1.06$
A15	10.4	17.70	24.3	34.9
	9.7	16.70	26.3	34.3
	9.5	17.50	25.3	33.6
	9.3	19.0	26.7	34.20
	10.1	19.90	28.1	33.40
	10.3	19.40	28.3	30.30
	$\bar{X} = 9.88$ $\sigma = 0.44$	$\bar{X} = 18.36$ $\sigma = 1.25$	$\bar{X} = 26.5$ $\sigma = 1.6$	$\bar{X} = 33.45$ $\sigma = 1.63$
A20	8.3	21.0	26.8	33.20
	8.9	20.5	27.2	25.50
	9.1	20.0	26.2	31.90
	7.5	15.9	27.3	34.20
	9.5	17.4	25.8	33.50
	9.5	19.9	27.9	33.90
	$\bar{X} = 8.80$ $\sigma = 0.77$	$\bar{X} = 19.11$ $\sigma = 2.00$	$\bar{X} = 26.86$ $\sigma = 0.71$	$\bar{X} = 31.86$ $\sigma = 1.00$
A25	8.4	18.2	25.9	30.2
	8.7	17.2	26.1	33.10
	8.6	16.9	24.8	31.60
	8.9	17.7	26.7	32.10
	7.2	15.9	25.4	32.60
	7.5	17.4	25.0	31.60
	$\bar{X} = 8.21$ $\sigma = 0.69$	$\bar{X} = 17.21$ $\sigma = 0.783$	$\bar{X} = 25.65$ $\sigma = 0.71$	$\bar{X} = 31.86$ $\sigma = 1.00$
A30	7.3	17.5	25.6	29.3
	7.3	14.6	25.6	28.7
	7.1	17.7	26.6	29.3
	7.3	14.8	25.9	29.1
	8.5	15.2	23.2	27.95
	8.8	18.4	22.3	28.8
	$\bar{X} = 7.71$ $\sigma = 0.73$	$\bar{X} = 16.36$ $\sigma = 1.68$	$\bar{X} = 24.86$ $\sigma = 1.70$	$\bar{X} = 28.85$ $\sigma = 0.51$

$\bar{X}$  : Moyenne  
 $\sigma$  : Ecart type

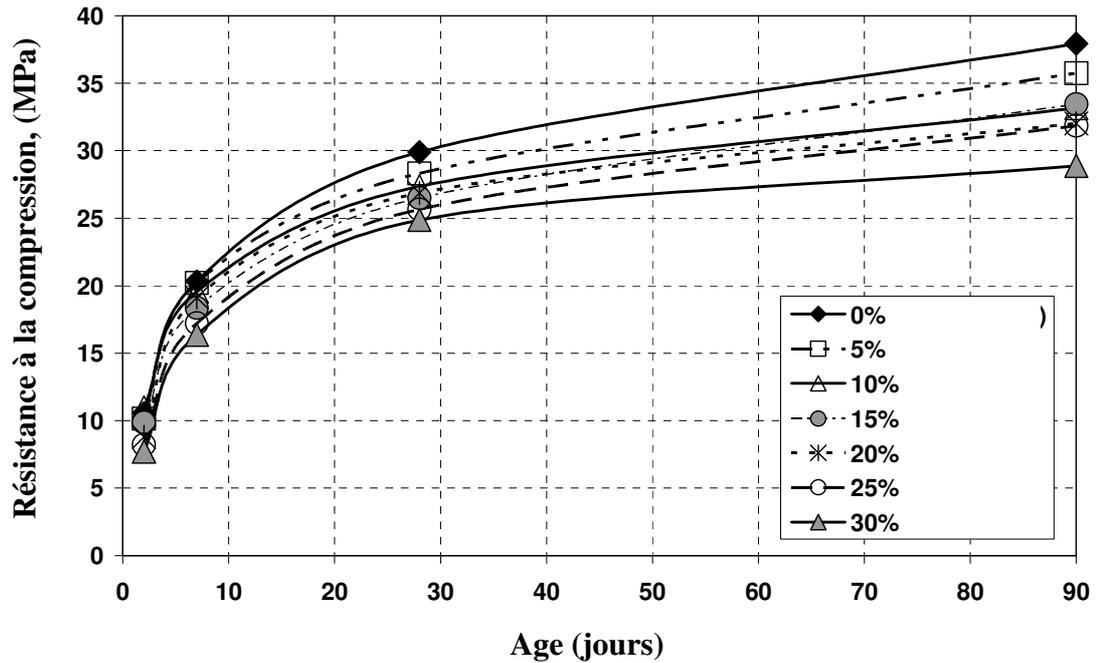


Figure 4.11: Evolution de la résistance à la compression du mortier au calcaire avec l'âge.

Le tableau 4.3, montre la variation des rapports  $R_{2j}/R_{28j}$  et  $R_{7j}/R_{28j}$  avec le pourcentage d'ajout calcaire. On constate que le développement de la résistance à la compression à 7 jours est plus rapide pour les ciments avec ajouts calcaires. Par ailleurs, on note que le développement de la résistance à 2 jours est plus rapide pour les ciments avec 10% et 15% de calcaire. Ces résultats sont en accord avec plusieurs études [115, 116] lesquelles, ont montré un développement rapide de la résistance à la compression des ciments au calcaires, à jeune âge et des diminutions à long terme. Notons que les rapports de résistance en compression  $R_{28j}/R_{7j}$ , sont autour de 1.39 à 1.43. Ils sont comparables aux valeurs rapportés par Neville de 1.3 – 1.7 pour les essais de ciments réguliers [17]. Il faut noter aussi que les ciments modernes sont de plus en plus fins et que les ratios  $R_{28j}/R_{7j}$  tendent à être de plus en plus faibles.

L'effet d'ajout calcaire sur la résistance relative à la compression des mortiers de référence est illustré sur la figure 4.12. A 2 l'âge de jours, la résistance relative à la compression des mortiers de 10% d'ajouts calcaire dépasse celle des mortiers de référence de 4%, néanmoins une chute importante de résistance est notée à partir de 20% d'ajout calcaire à tous les âges. La résistance relative de compression diminue de plus de 10% pour tous les taux de substitution de calcaire et pour tous les âges lorsque le pourcentage d'ajout calcaire dépasse 20%. La résistance relative en compression à l'âge

de 28 jours est de 94% et de 95% pour 15% et 20% d'ajouts calcaires respectivement. Selon ces résultats expérimentaux, on peut dire que le pourcentage optimal de remplacement de ciment par le calcaire se situe entre 15% et 20%. Ceci confirme les résultats trouvés par d'autres chercheurs [117-119].

Tableau 4.3: Variations des rapports  $R_{2j}/R_{28j}$  et  $R_{7j}/R_{28j}$  en fonction de l'ajout calcaire.

	A0	A5	A10	A15	A20	A25	A30
$R_{2j}/R_{28j}$	36.26	35.86	40.12	37.28	32.75	32	31
$R_{7j}/R_{28j}$	69.81	71.35	71.43	69.30	71.15	67.11	65.81

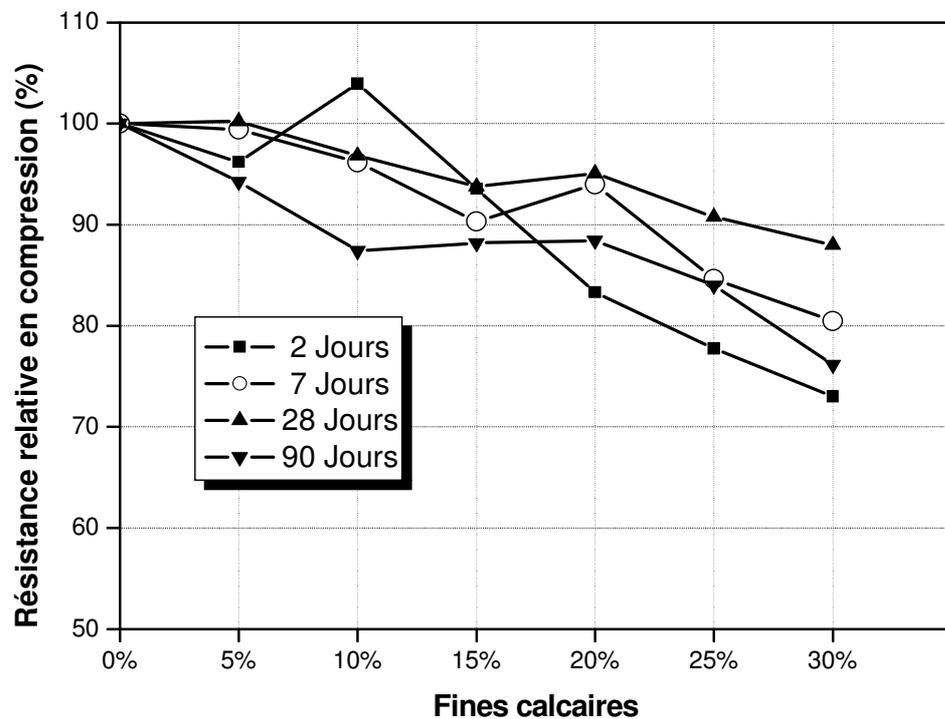


Figure 4.12: Effet du pourcentage d'ajout calcaire sur la résistance relative à la compression.

#### 4.2.3.2 Résistance à la traction par flexion

L'évolution de la résistance à la traction par flexion des mortiers de ciment, en fonction de la teneur en calcaire aux échéances d'âges de 2, 7, 28 et 90 jours, est donnée par le tableau 4.4 et la figure 4.13. Les résistances à la traction évoluent d'une manière semblable à celle de la résistance en compression à 2, 7 et 28 jours. Ces résultats corroborent avec d'autres travaux de recherche [115, 116, 117]. Cependant, on observe une évolution un peu différente de la résistance de flexion par traction par rapport à la résistance en compression à l'âge de 90 jours. A 2 l'âge de jours de cure, les résistances à la traction par flexion pour les mortiers A5 et A10 sont améliorées par rapport au mortier de référence A0. Par ailleurs, une chute de résistance est observée à partir de 15% d'ajout calcaire. Cette réduction de résistance est de l'ordre de 26% pour les mortiers avec 30% d'ajouts calcaires. A l'âge de 7 jours et plus, on observe une augmentation très sensible de la résistance à la flexion pour les mortiers avec 5% d'ajout calcaire. Celle-ci varie de 7 MPa à 8 MPa, soit une augmentation de l'ordre de 9% et 11% à 28 et 90 jours respectivement. Pour des teneurs en calcaire allant de 20% à 30%, la résistance relative à la flexion à court terme diminue plus de 10% par rapport au mortier de référence (voir Fig. 4.14). Ceci est du à la présence du filler calcaire, qui intervient dans la phase de microfissuration.

Tableau 4.4: Résultats de la résistance à la traction par flexion

% ajout calcaire	Résistance à la flexion (MPa)			
	2 jours	7 jours	28 jours	90 jours
A0	2.69	4.42	6.31	7.76
	2.83	4.79	6.24	7.01
	2.66	5.09	6.28	6.81
	$\bar{X} = 2.726$ $\sigma = 0.09$	$\bar{X} = 4.76$ $\sigma = 0.335$	$\bar{X} = 6.276$ $\sigma = 0.035$	$\bar{X} = 7.19$ $\sigma = 0.50$
A5	2.63	5.01	7.05	8.37
	2.76	4.94	7.18	8.08
	3.04	4.39	6.52	7.83
	$\bar{X} = 2.810$ $\sigma = 0.21$	$\bar{X} = 4.78$ $\sigma = 0.34$	$\bar{X} = 6.916$ $\sigma = 0.35$	$\bar{X} = 8.09$ $\sigma = 0.28$
A10	2.85	4.84	5.85	7.0
	2.54	3.98	6.82	6.88
	2.99	5.01	6.31	7.13
	$\bar{X} = 2.793$ $\sigma = 0.23$	$\bar{X} = 4.61$ $\sigma = 0.55$	$\bar{X} = 6.326$ $\sigma = 0.48$	$\bar{X} = 7.00$ $\sigma = 0.12$
A15	2.40	4.82	6.13	7.52
	2.17	4.43	6.16	6.88
	2.34	4.50	5.81	7.38
	$\bar{X} = 2.303$ $\sigma = 0.119$	$\bar{X} = 4.583$ $\sigma = 0.207$	$\bar{X} = 6.033$ $\sigma = 0.193$	$\bar{X} = 7.26$ $\sigma = 0.336$
A20	2.16	4.54	5.86	7.16
	2.44	4.43	6.17	7.39
	2.65	4.19	6.45	7.49
	$\bar{X} = 2.416$ $\sigma = 0.245$	$\bar{X} = 4.386$ $\sigma = 0.179$	$\bar{X} = 6.16$ $\sigma = 0.29$	$\bar{X} = 7.346$ $\sigma = 0.17$
A25	2.08	4.35	6.42	7.23
	2.23	4.11	5.97	7.00
	2.11	4.01	5.76	7.00
	$\bar{X} = 2.14$ $\sigma = 0.08$	$\bar{X} = 4.156$ $\sigma = 0.174$	$\bar{X} = 6.05$ $\sigma = 0.337$	$\bar{X} = 7.76$ $\sigma = 0.133$
A30	1.99	3.95	5.84	5.98
	2.2	4.19	5.71	6.43
	2.01	3.56	5.24	6.09
	$\bar{X} = 2.01$ $\sigma = 0.116$	$\bar{X} = 3.90$ $\sigma = 0.318$	$\bar{X} = 5.596$ $\sigma = 0.31$	$\bar{X} = 6.16$ $\sigma = 0.234$

$\bar{X}$  : Moyenne  
 $\sigma$  : Ecart type

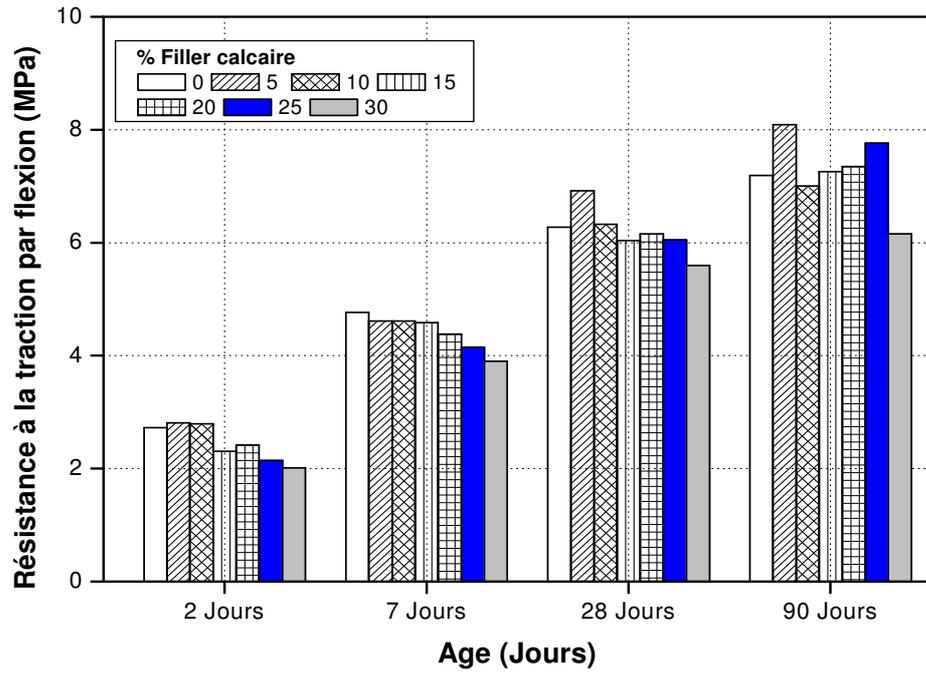


Figure 4.13 : Evolution de la résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge.

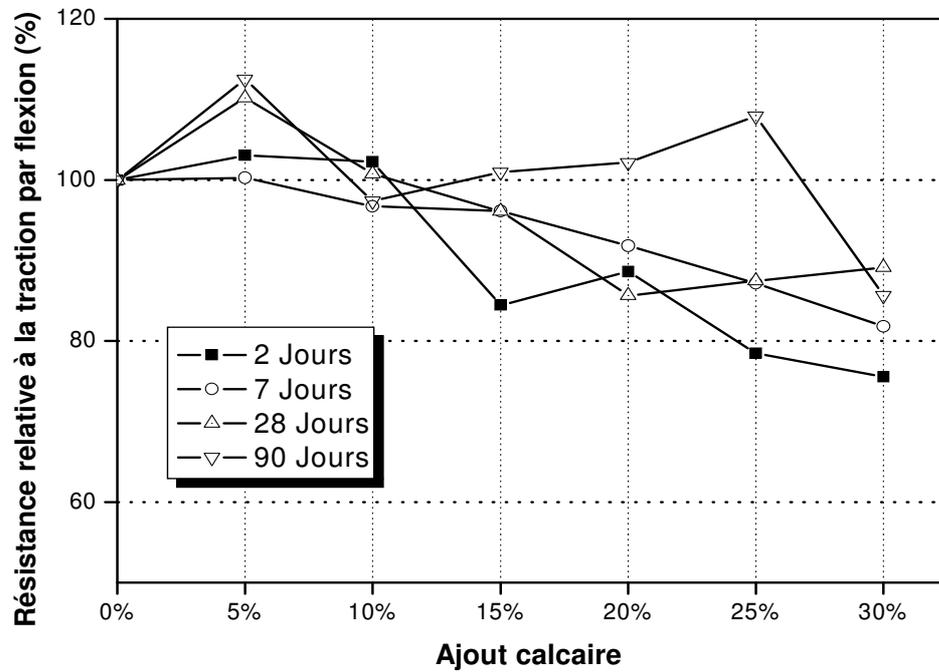


Figure 4.14 : Evolution de la résistance relative à la flexion en fonction de la teneur en calcaire.

#### 4.2.3.3 Corrélation entre les résistances à la compression et à la traction par flexion

Afin de permettre la prédiction de la résistance à la flexion par la résistance à la compression, une corrélation entre les deux résistances de cette étude expérimentale a été proposée. Il semble que la relation suivante est la mieux adaptée :

$$f_t = 0.37 f_c^{0.86} \quad (4.1)$$

Où  $f_t$  est la résistance à la traction par flexion et  $f_c$  est la résistance à la compression en MPa.

Selon la figure 4.15, la relation polynomiale 4.1 représente parfaitement les données expérimentales avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0.96$ .

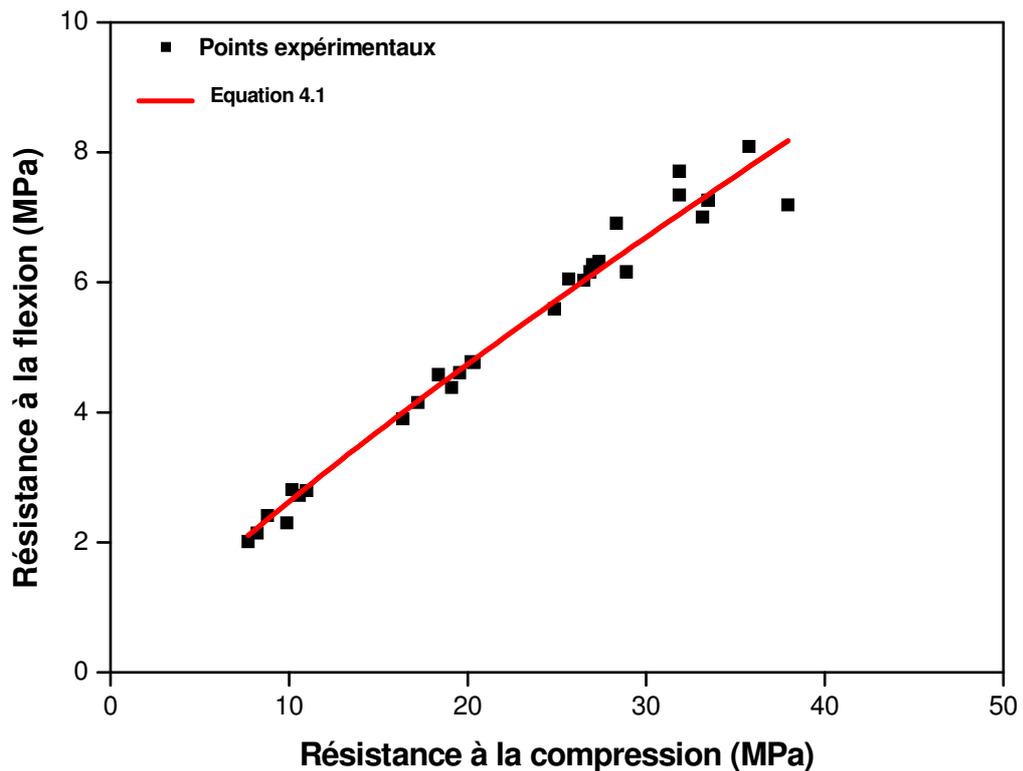


Figure. 4.15 : Corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion.

Un certain nombre de formules reliant la résistance à la traction par flexion et la résistance à la compression ont été proposés dans la littérature, la plupart ayant les formes suivantes :

$$\checkmark f_t = 0.12 f_c^{0.7} \quad (\text{BS 8007/87}) \quad (4.2)$$

$$\checkmark f_t = 0.5 f_c^{0.5} \quad (\text{ACI 318/99}) \quad (4.3)$$

$$\checkmark f_t = 0.6 + 0.06 f_c \quad (\text{BAEL 91}) \quad (4.4)$$

La comparaison des courbes (Figure 4.14) des différentes formules empiriques, nous permet de dire que ces lois proposées par ces codes sont plus conservatrices par rapport à la loi de régression adoptée dans la présente étude. La courbe représentant la relation du code BAEL 91, présente des valeurs généralement très proches à celle de la courbe de corrélation pour des faibles résistances. Néanmoins, un écart entre les valeurs est observé pour des fortes résistances. Il faut noter que les résistances à la flexion sont multipliées par un facteur 0.6 afin d'obtenir la résistance à la traction.

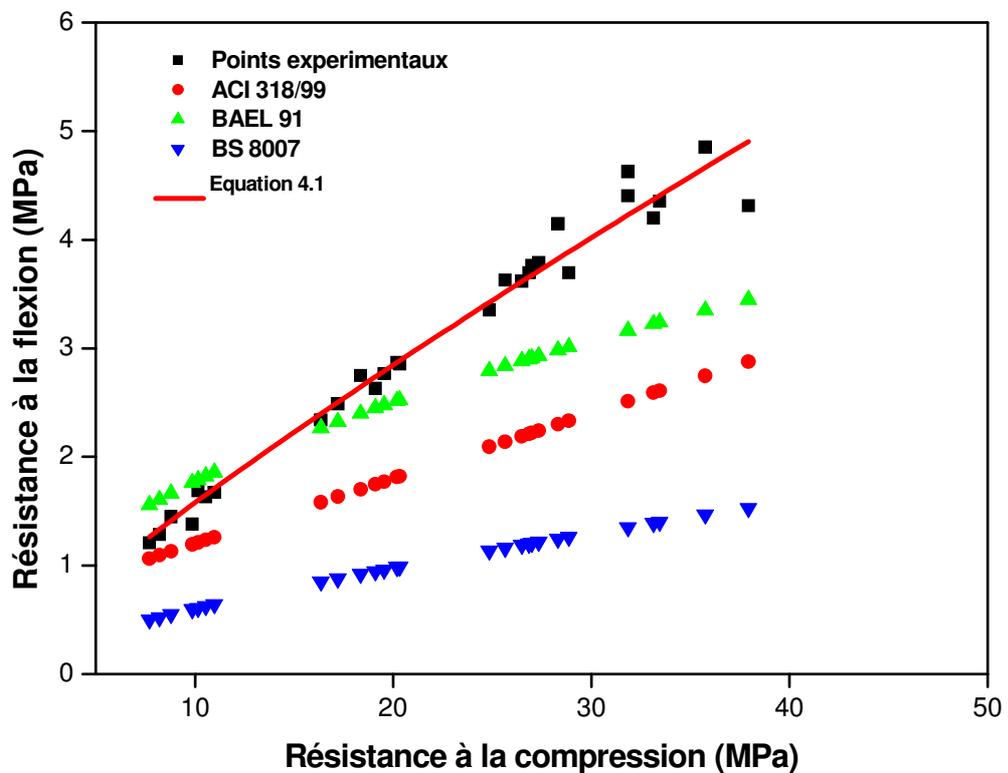


Figure 4.16: Comparaison entre les résultats expérimentaux et les corrélations des différentes normes.

#### 4.2.3.4 Prédiction de la résistance à la compression

Afin d'examiner l'influence des fines calcaires (LSF) sur la résistance à la compression, les résultats expérimentaux de la résistance en compression à 2, 7, 28 et 90 jours de cure sont illustrés sur les figures 4.17 à 4.19 respectivement pour différents pourcentages de fines calcaires. Indépendamment de l'âge de cure, on remarque une diminution linéaire de la résistance à la compression avec l'augmentation des fines calcaires. Des bons coefficients de corrélation de plus de 0.8 ont été obtenus si une régression linéaire est adaptée aux données expérimentales. Selon ces figures, on constate un taux plus élevé de diminution de la résistance en compression avec l'âge de cure. Ceci signifie qu'il y a plus de réduction de résistance à long terme (c-à-d. à 90 jours) pour les mortiers contenant des taux élevés de fines calcaires. La meilleure pente obtenue de la régression linéaire est plus raide avec l'augmentation de l'âge de cure.

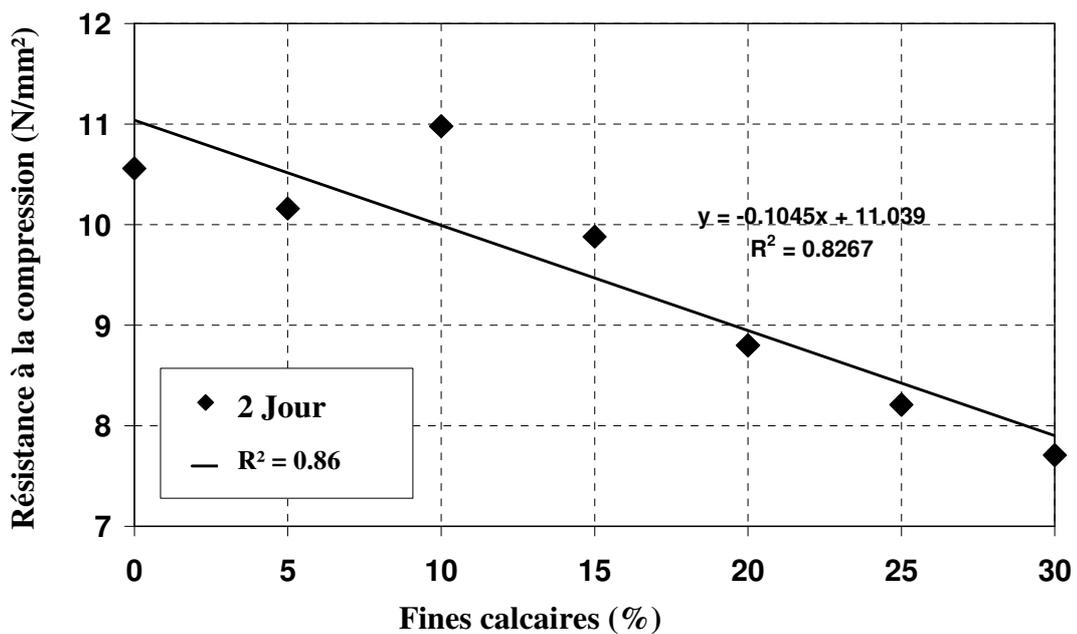


Figure 4.17: Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 2 jours de cure.

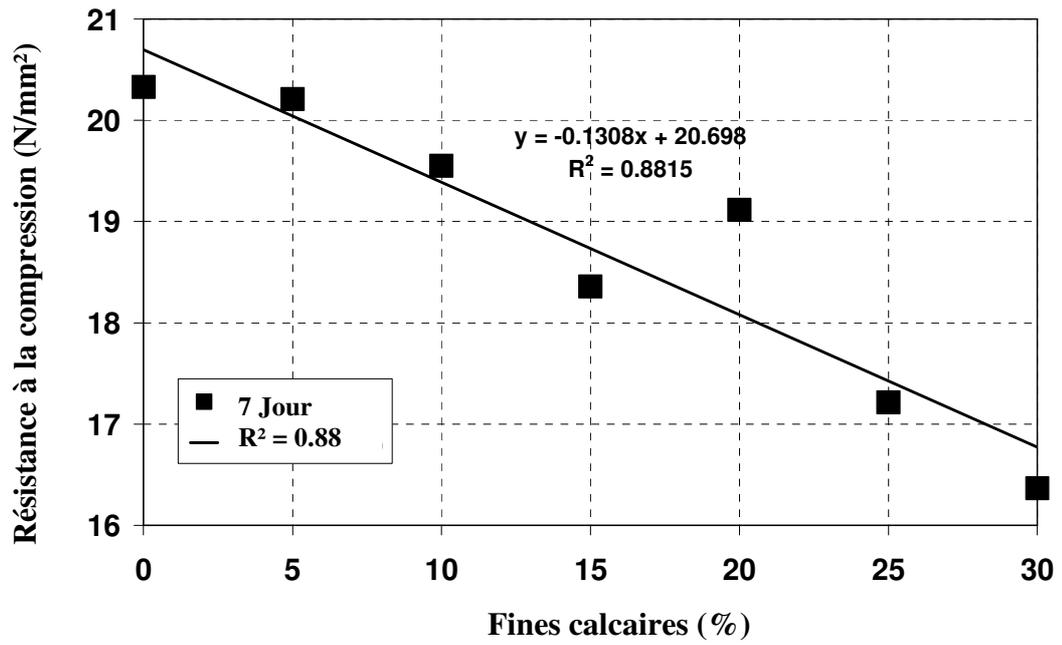


Figure 4.18: Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 7 jours de cure.

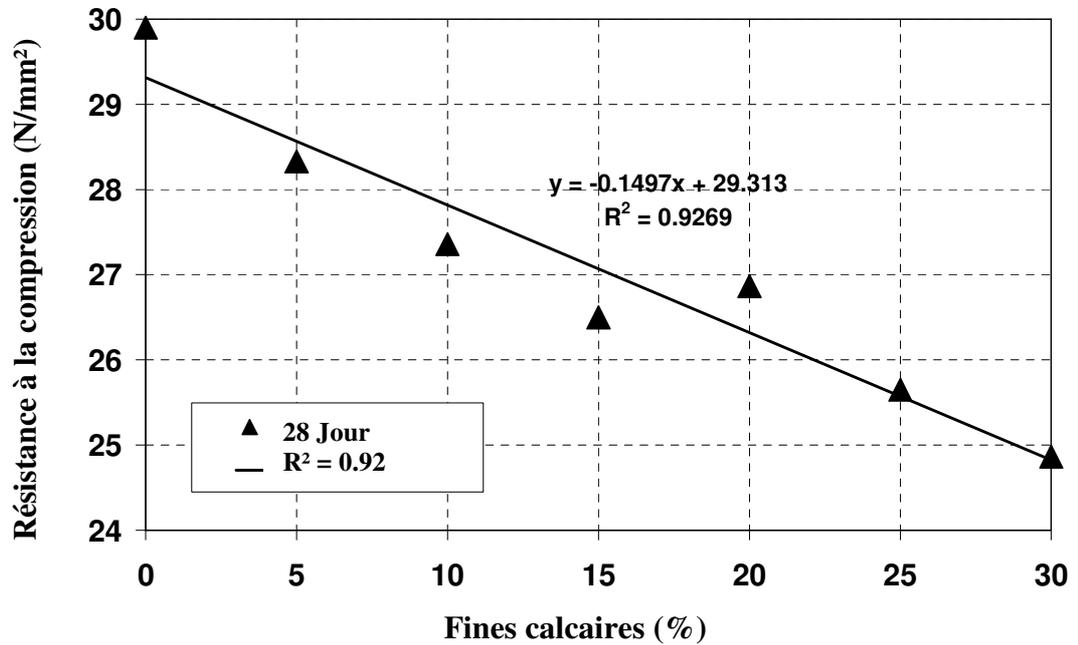


Figure 4.19 : Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 28 jours de cure.

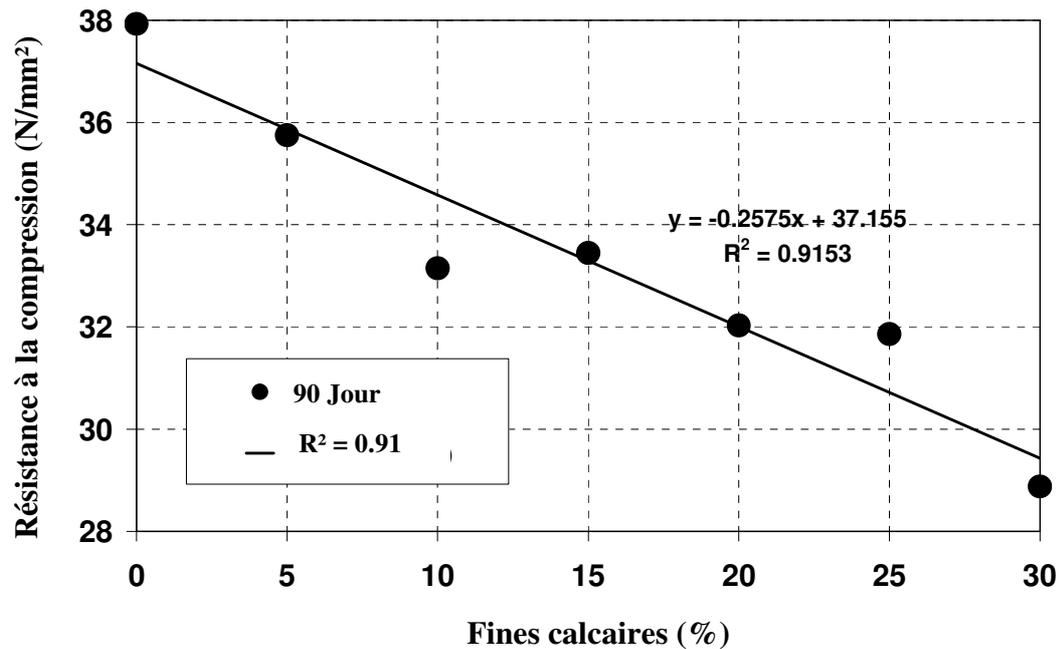


Figure 4.20: Effet des fines calcaires sur la résistance à la compression à 90 jours de cure.

L'équation des lignes droites qui s'adaptent mieux pour les données expérimentales sont montrées sur les figures 4.17 à 4.20. Figure 4.21 montre la variation de la pente (a) de la meilleure ligne droite convenable avec l'âge de cure. La meilleure droite de régression aux valeurs de la pente donne :

$$Pente = -0.0016 \text{ Age} (-0.1082) \quad (4.1)$$

avec un  $R^2$  de 0.986.

En outre l'interception de la ligne droite sur les figures 4.17 à 4.20 est tracée sur la figure 4.22 en ce qui concerne l'âge de cure. Une relation log arithmétique adapte mieux les données et l'équation suivante est obtenue :

$$Interception = 6.7882 \text{Ln} (\text{Age}) + 6.7814 \quad (4.2)$$

avec un coefficient de corrélation,  $R^2$  de 0.998, montant une très bonne corrélation.

Supposant qu'il y'a un relation linéaire entre la résistance à la compression du mortier et le pourcentage des fines calcaires ( LSF) et en utilisant les équations 4.1 et 4.2, la résistance à la compression du mortier avec fines calcaires (LSF) peut être prédit en utilisant l'équation suivante :

$$y = (-0.0016 x - 0.1082) \text{ LSF} + (6.7882 \text{ Ln } x + 6.7814) \quad (4.3)$$

Où :  $y$  is la résistance à la compression en  $\text{N/mm}^2$ ,  $x$  est l'âge de cure en jours et **LSF** est le pourcentage de fines calcaires.

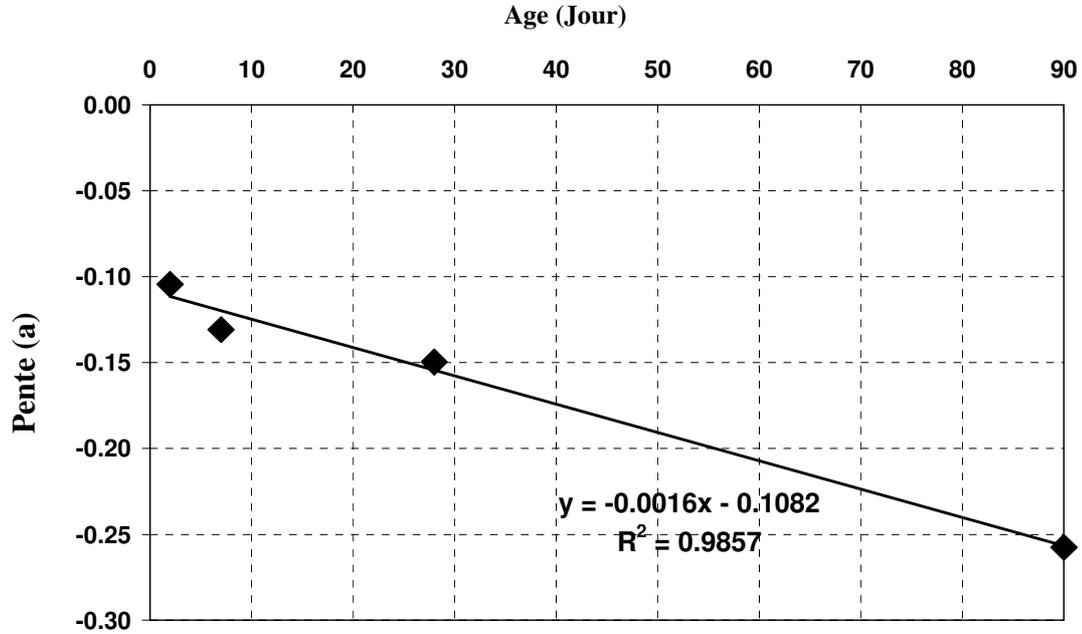


Figure 4.21: Variation de la pente (a) avec l'âge de cure.

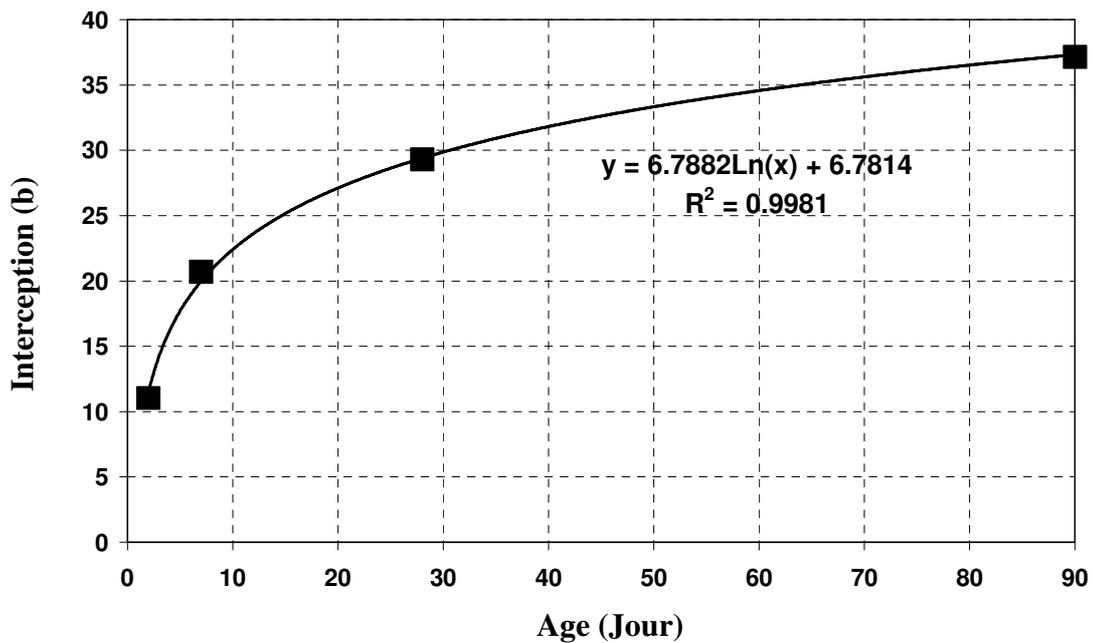


Figure 4.22: Variation de l'interception(b) avec l'âge de cure.

#### 4.2.4 Retrait

L'évolution du retrait en fonction du temps est illustré sur la figure 4.23. On constate que les valeurs du retrait augmentent avec l'ajout des fines calcaires dans la matrice cimentaire. Cependant, ces valeurs sont inférieures aux valeurs maximales tolérées par la norme NFP 15-437 [99]. La part la plus importante du retrait se produit essentiellement aux premiers jours. Au-delà de l'âge de 28 jours, le retrait commence à se stabiliser. Les valeurs du retrait des mortiers avec 0% et 5% de filler calcaire sont comparables à court et à long terme. La même observation peut être notée pour les mortiers A20 et A30. On suppose que ces mortiers ont une microstructure comparable. La valeur du retrait la plus élevée est de l'ordre de 950  $\mu\text{m}/\text{m}$ , et elle est enregistrée pour les mortiers avec 30% de calcaire à 120 jours et la faible valeur du retrait est celle des mortiers sans ajouts, A0 (650  $\mu\text{m}/\text{m}$ ). L'accroissement du retrait des mortiers contenant 5%, 10%, 15%, 20% et 30% de fines calcaires est de l'ordre de 1%, 19%, 12%, 24% et 32% respectivement en comparaison avec le mortier de référence (A0) à l'âge de 120 jours. Cette augmentation semble être attribuée à la formation des carboaluminates [53]. Ces résultats sont en accord avec ceux trouvés par d'autres chercheurs [54, 55, 57, 120 et 121], où des augmentations de l'ordre de 4% à 12% ont été observées pour les mortiers avec 5 et 15% de fines calcaires, respectivement à l'âge de 16 jours.

La limitation du retrait est une caractéristique de grande importance pour la durabilité des matériaux, notamment en présence d'un gradient d'humidité qui génère des contraintes pouvant conduire à des fissurations. Ceci peut avoir des conséquences sur l'impact d'un environnement agressif, puisque la résistance vis-à-vis de la carbonatation, la diffusion des ions et l'action du gel dépend de l'état de structure du matériau et de la fissuration.

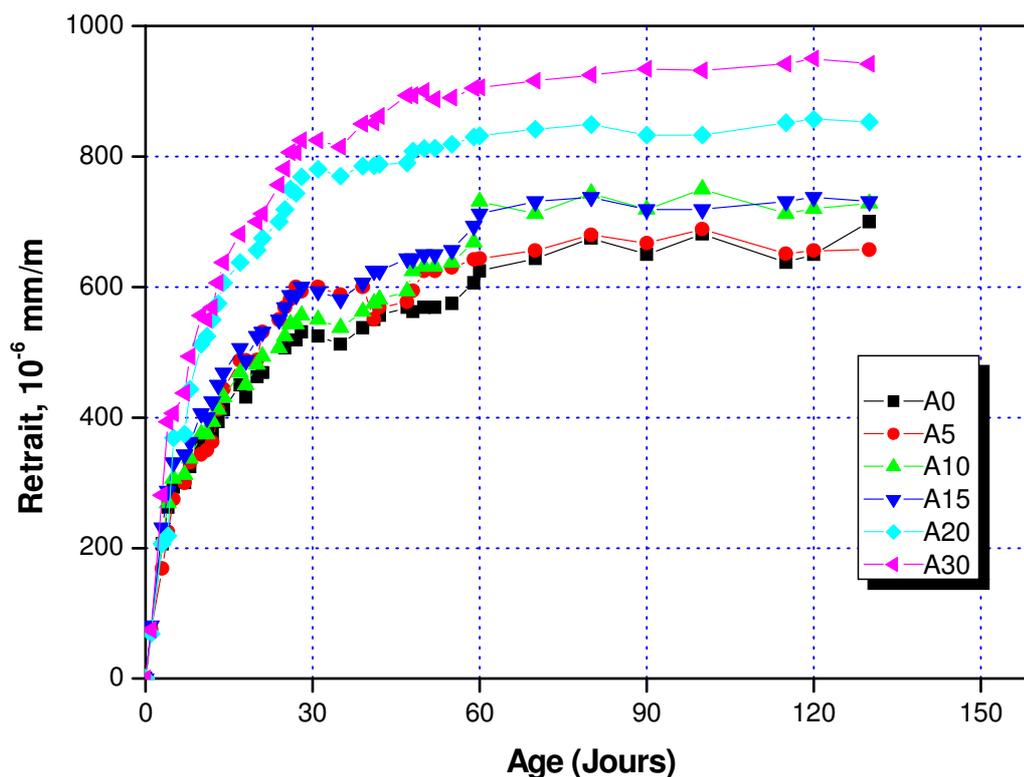


Figure 4.23: Evolution du retrait en fonction de l'âge  
(Début de mesure à 24 heures (RH>50% et T=24°C).

#### 4.2.4 Porosité totale à l'eau des mortiers au calcaire

Les résultats de la porosité totale accessible à l'eau des mortiers confectionnés avec du ciment A en fonction du pourcentage de fines calcaires sont montrés sur la figure 4.24. On constate que l'incorporation des fines calcaires dans le ciment diminue nettement la porosité pour des taux de substitution allant de 5% à 25% par rapport au mortier sans fines. Cette réduction est de l'ordre de 24%, 12%, 10%, 14 %, et 17% pour les mortiers A5, A10, A15, A20 et A25 respectivement. Par ailleurs, la valeur maximale de la porosité à l'eau de 17% est enregistrée pour le mortier avec 30% d'ajout calcaire. Ces résultats sont en concordances avec ceux obtenus par TSIVILLIS et al [122], qui ont trouvé des porosités de l'ordre de 16.5%, 11% et 10% pour les mortiers avec 0%, 10% et 20% respectivement. Les valeurs de la porosité des mortiers avec et sans fines calcaires trouvées dans la présente étude varient entre 13% à 17% et sont légèrement plus élevées aux porosités rapportés par les travaux cités ci-dessus. La différence est probablement du à la procédure expérimentale utilisée dans notre étude.

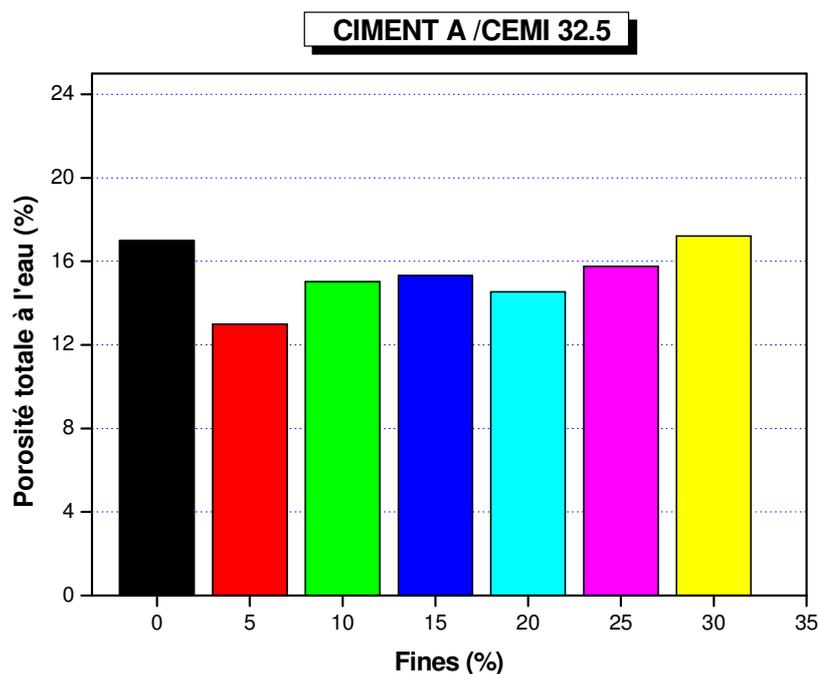


Figure 4.24: Porosité totale à l'eau des mortiers au calcaire à 90 jours de cure.

### 4.3 Fines du sable de concassage

#### 4.3.1 Maniabilité

La maniabilité est une propriété intrinsèque du matériau frais. Elle détermine la facilité de sa mise en œuvre. Cette propriété peut affecter les caractéristiques mécaniques du matériau à l'état durci. Le besoin en eau du matériau frais, pour atteindre une maniabilité convenable, est très influencé par la texture superficielle, la porosité et la forme des granulats. Dans cette étude, la mesure de l'ouvrabilité des mortiers à base de sable concassage a été effectuée à l'aide de l'essai d'étalement (table à secousses) qui est un bon indicateur de l'indice de la maniabilité. Après plusieurs tentatives d'essais préliminaires pour l'obtention d'une maniabilité satisfaisante, le rapport eau/ciment a été maintenu constant à 0.55 pour tous les mortiers. Les résultats de mesure de l'étalement en fonction du pourcentage de fines des mortiers confectionnés avec le ciment A, B, C et D sont donnés dans le tableau 4.5. On constate que les mortiers A avec et sans fines présentent des étalements élevés par rapport aux mortiers B, C et D. En augmentant le pourcentage de fines dans le sable, on constate une diminution progressive de l'étalement et par conséquent la maniabilité. Cette réduction est plus prononcée au-delà de 15% de fines. Par

exemple, des réductions de 41%, 51%, 48% et 56% sont enregistrées pour les mortiers A, B, C et D avec 20% de fines par rapport aux mortiers sans fines.

Tableau 4.5 : Valeurs de l'étalement en fonction du pourcentage des fines de sable de concassage des mortiers à base des différents ciments.

% Fines	Etalement (%)			
	Ciment A	Ciment B	Ciment C	Ciment D
<b>0</b>	47.32	35.14	39.80	34.85
<b>5</b>	46.63	32.07	38.81	31.09
<b>10</b>	44.85	27.22	33.76	28.12
<b>15</b>	40	25.5	33.76	25.84
<b>20</b>	32.17	22.3	25.44	20.89

#### 4.3.2 Résistance à la compression

Le développement de la résistance à la compression en fonction du pourcentage de fines substituées au sable de concassage avec les différents types de ciment utilisés est illustré sur les figures 4.25 à 4.26. D'après ces figures, on constate que la résistance à la compression augmente avec l'âge pour les mortiers avec et sans fines, en raison du développement de l'hydratation du ciment.

Pour les mortiers confectionnés avec le ciment A, on remarque à l'âge de 2 jours, la résistance à la compression des mortiers avec 10%, 15% et 20% de fines augmente par rapport au mortier de référence. Cette augmentation est de l'ordre de 6%, 19% et 25% respectivement. Par ailleurs, avec 5% de fines, la résistance à la compression est comparable à celle du mortier sans addition. A 7 jours, une amélioration de la résistance à la compression de 10% peut être notée pour les mortiers avec 15% de fines calcaires. Cependant, La résistance à la compression à 90 jours des mortiers avec 20% de fines diminue de 7% par rapport au mortier sans fines. Pour ce type de ciment, on constate qu'un taux de fines de 15% semble améliorer la résistance à la compression à jeune âge et à long terme.

Pour les mortiers de ciment B, on remarque que la résistance à la compression à 2 jours augmente de 4%, 17% et 12% pour les mortiers avec 10%, 15% et 20% de fines respectivement. Cependant, une chute de résistance à la compression est observée à long terme à partir de 5% de fines calcaires. Cette diminution est de l'ordre de 20% pour les mortiers avec 15% et 20% de fines. Toutefois, il faut noter que les résistances à la compression à long terme dépassent les 45 MPa pour tous les pourcentages de substitution de fines.

En ce qui concerne les mortiers du ciment C, à 2 jours de cure, la résistance à la compression augmente de 9% et 5% pour les mortiers avec 10% et 15% de fines respectivement. A 7 jours, on remarque une augmentation de la résistance à la compression de 6 % pour le mortier C10 par rapport à C0. Cependant, la résistance à la compression du mortier C15 est comparable au mortier de référence. A 90 jours, le mortier avec 15% de fines présente une meilleure résistance.

Quant aux mortiers de ciment D, on observe à 2 jours de cure humide une augmentation de 12.5%, 7.3% et 11% pour les mortiers D10, D15 et D20 respectivement. Une tendance similaire est remarquée à 7 jours pour un pourcentage de fines allant de 0% à 10%. Cependant, une diminution de l'ordre de 3% est notée pour le mortier D15. A 28 jours, les mortiers avec 10% de fines présentent une meilleure résistance à la compression par rapport au mortier sans filler (augmentation de 6%). Par contre la résistance du mortier D15 est comparable au mortier de référence. On remarque aussi que les résistances des mortiers avec du sable fillérisé à 15% ont des valeurs relativement élevées de l'ordre de 55 MPa. A 90 jours, la résistance à la compression diminue avec le pourcentage de fines. On note une réduction de 13% pour les mortiers avec 20% de fines. Pour Le mortier D10 et D15 la chute de résistasse est de 3.5% et 8% respectivement.

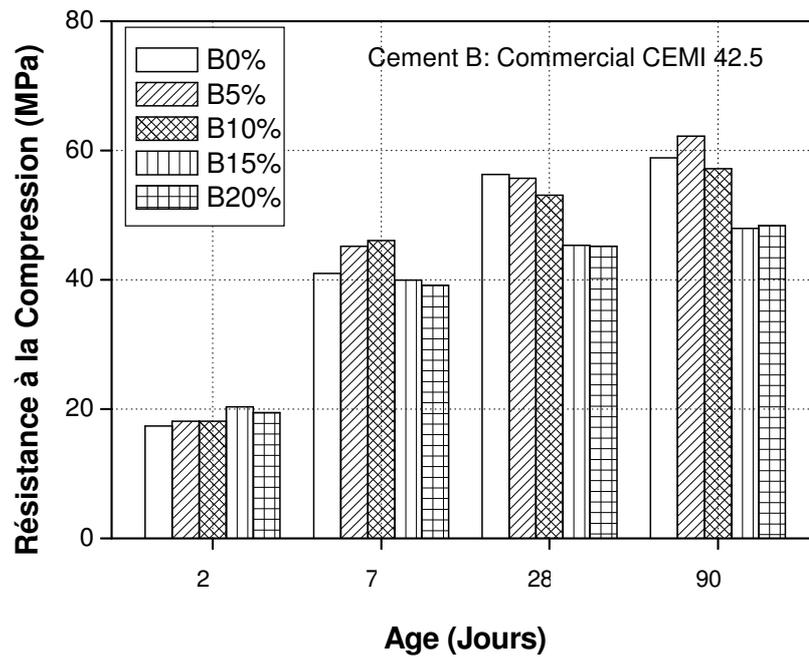
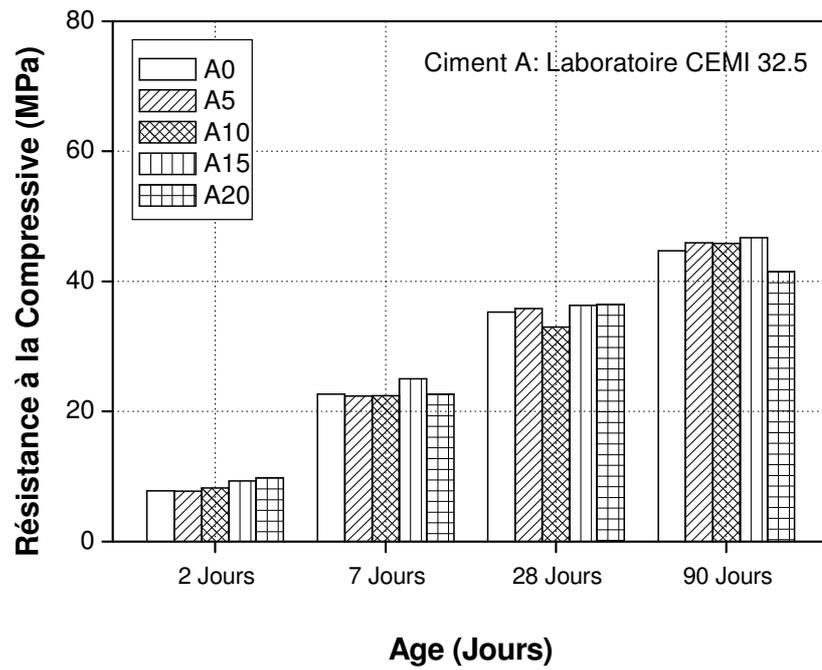


Figure 4.25: Développement de la résistance à la compression des mortiers à base des fines du sable de concassage pour différents types de ciments.

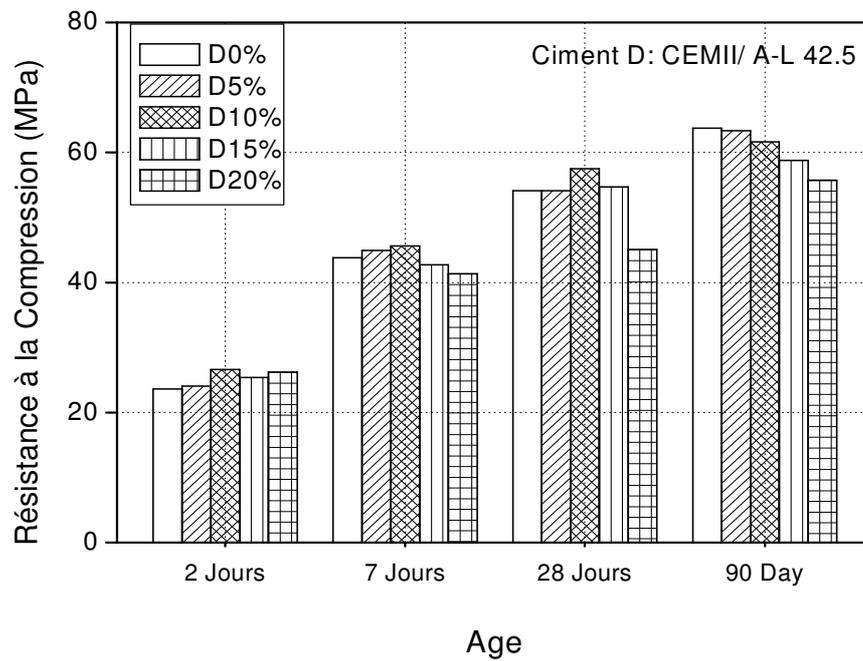
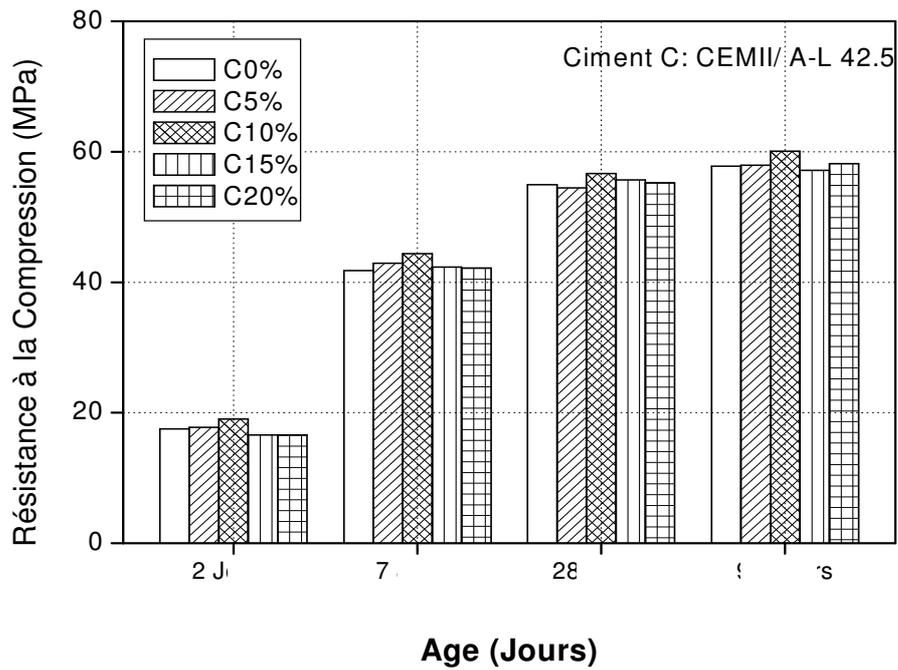


Figure 4.26 : Développement de la résistance à la compression des mortiers à base des fines du sable de concassage pour différents types de ciments.

### 4.3.3 Résistance à la traction par flexion

L'évolution de la résistance à la traction par flexion des mortiers avec les différents types de ciment utilisés est illustrée sur les figures 4.27 et 4.28. Selon ces figures on remarque que la résistance à la traction augmente avec l'âge quelque soit le type de ciment utilisé. Cette augmentation est similaire à celle observée dans le cas de la résistance à la compression, et elle est due à l'évolution de l'hydratation avec le temps. Pour les mortiers avec addition confectionnés avec le ciment A, un accroissement de résistance est observé par rapport aux mortiers sans addition à l'âge de 2 jours. Cette augmentation est de l'ordre de 14%, 18% et 39% pour 10%, 15%, 20% de filler respectivement. A 7 jours, la résistance des mortiers A10 et A15 a été améliorée légèrement de 8% et 5% respectivement par rapport au mortier témoin. Par ailleurs, la résistance des mortiers avec 20% de fines sont comparables au mortier sans fines. A 28 jours, le meilleur gain de résistance est enregistrée pour les mortiers avec 10% de fines. Cependant, la résistance à la traction du mortier avec 15% de fines présente une meilleure performance par rapport aux autres mortiers avec et sans addition à l'âge de 90 jours. Toutefois, cette différence reste comparable au mortier de référence à l'exception des mortiers avec 20% de fines, où la diminution de résistance est de 11% par rapport au mortier sans addition. Ce comportement est comparable à celui observé lorsque les fillers calcaires sont ajoutés comme substitution au ciment. Ceci est prévisible au ciment préparé au laboratoire et ne contient pas d'autres ajouts.

Dans le cas des mortiers confectionnés avec le ciment B, on constate une chute de résistance à la traction à tous les âges et pour tous les pourcentages de fines à l'exception du mortier B5, où on observe une amélioration insignifiante de l'ordre de 3% par rapport au mortier de référence (B0) à l'âge de 2 jours. A 28 jours, la résistance à la traction par flexion diminue légèrement en fonction du taux d'incorporation des fines. Cette diminution est de 2.5%, 2.7%, 5.3% et 5.9% pour les mortiers B5, B10, B15 et B20 respectivement. Par ailleurs, on observe une réduction sensible de la résistance à la traction à l'âge de 90 jours (15.3%, 18.3%, 11.2% et 17.3%). L'effet de dilution résultant de l'ajout simultané des fillers dans le sable et des fillers existants dans le ciment est probablement la cause principale de la diminution de la résistance à la traction par flexion. Un gain de résistance à la traction de 2.5% et 14.5% peut être observé (Fig. 4.25) à l'âge 2 jours et 90 jours respectivement pour le mortier C10 par rapport au mortier de référence

C0. A 7 jours de cure on remarque une réduction de la résistance à la traction en fonction du pourcentage des fines calcaires.

En ce qui concerne les mortiers confectionnés avec le ciment D, la meilleure performance de la résistance à la traction est donnée par le mortier D5 et D10 à jeunes âges et à 28 jours (Fig. 4.25). Ces résultats corroborent avec d'autres travaux [91, 93], qui ont rapporté que l'incorporation des fines calcaires à des taux de 4% à 8% à des échéances de 28 jours améliorent la résistance à la traction par flexion. Pour des taux de substitution allant de 15% à 20%, une réduction de résistance est observée à jeunes âges. En comparant les mortiers avec et sans fines des différents types de ciment utilisés, on remarque que le mortier D10 donne la valeur maximale de la résistance à la traction par flexion à jeunes âges par rapport aux autres mortiers A, B et C avec et sans fines. A 28 jours, le mortier D5 a la valeur résistance la plus élevée (10.68 MPa). Ceci semble être attribué à la finesse élevée du ciment D par rapport aux autres ciments.

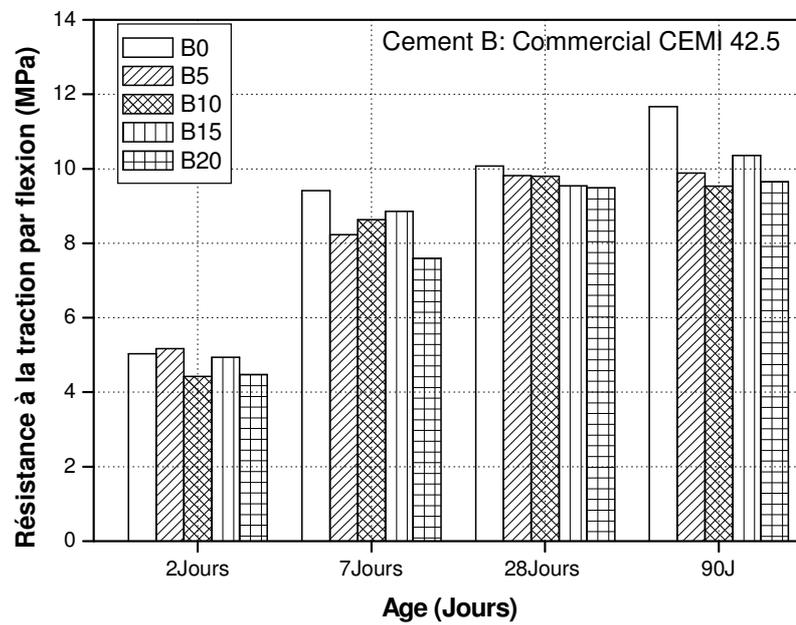
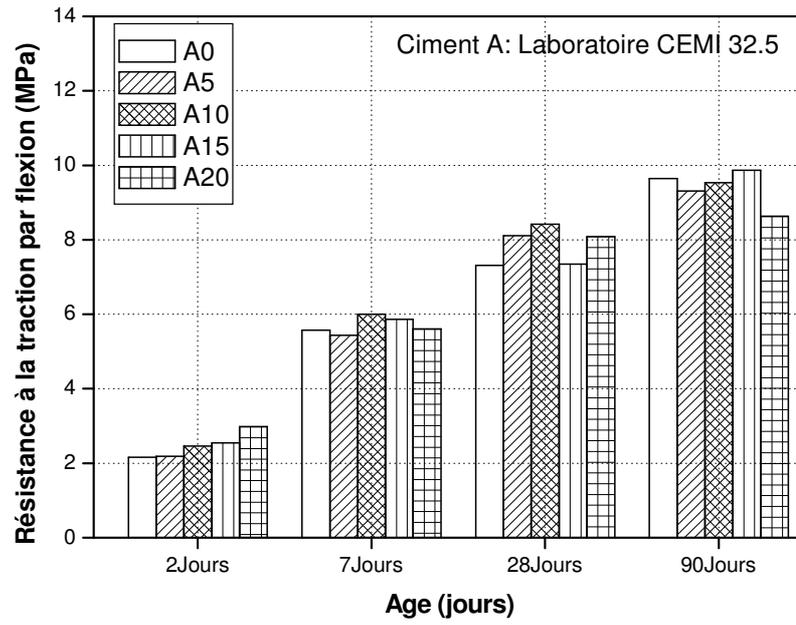


Figure 4.27 : Evolution de la résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge (ciment A et B).

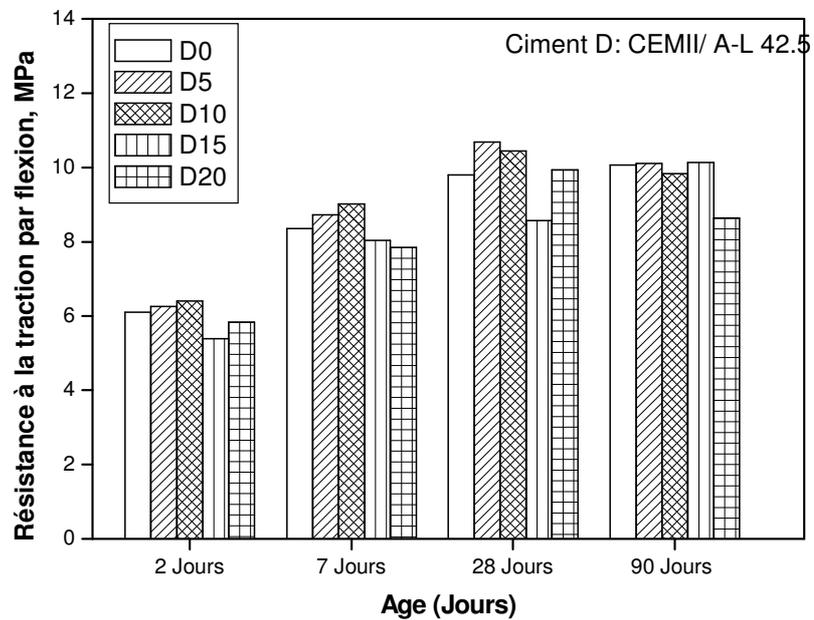
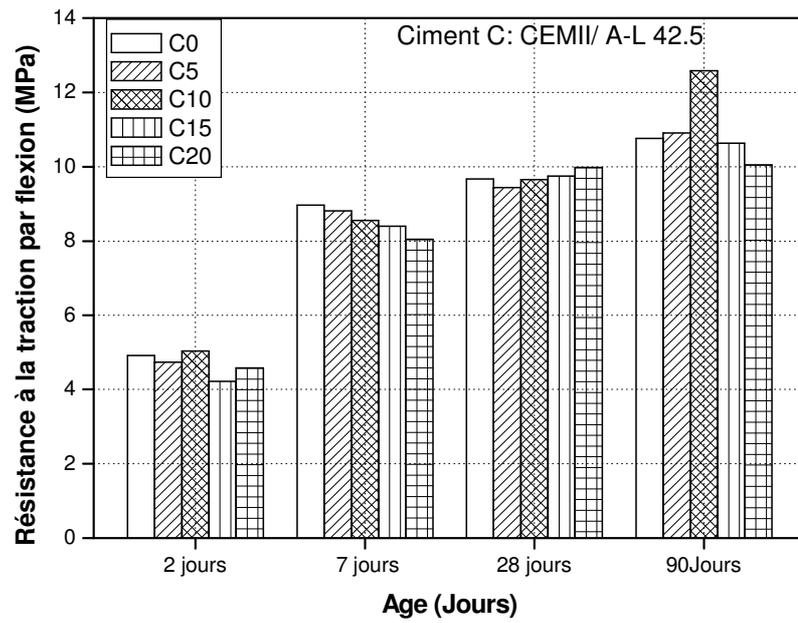


Figure 4.28: Evolution de la résistance à la traction par flexion en fonction de l'âge ( Ciment C et D).

#### 4.3.4 Corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion

Dans notre présente étude, l'expression polynomiale suivante semble donner une meilleure corrélation ( $R^2 = 0.98$ ) entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression des mortiers à base de ciment au calcaire (Fig. 4.29):

$$f_t = 0.5 f_c^{0.76} \quad (4.2)$$

Ou  $f_t$  est la résistance à la traction par flexion et  $f_c$  est la résistance à la compression.

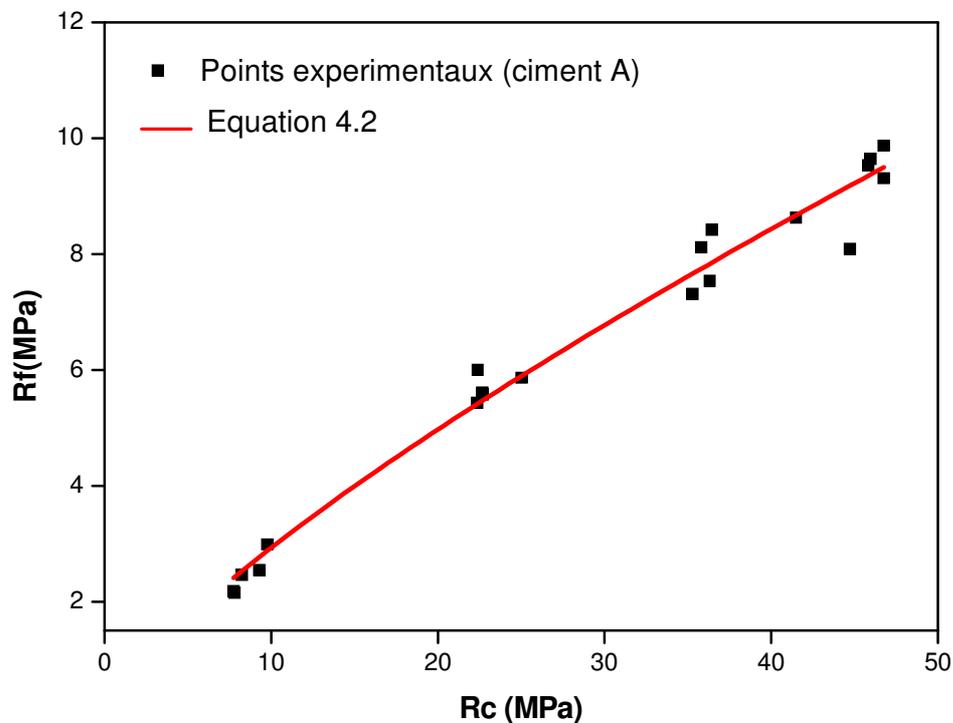


Figure 4.29: Corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion du mortier A.

#### 4.3.5 Retrait

Les résultats du retrait des mortiers à base de sable de concassage contenant 0% et 15% de fines calcaires sont données dans les figures 4.30 à 4.31. D'après ces figures, on constate que tous les mortiers contenant 15% de fines calcaires comme substitution au sable de concassage ont un retrait de séchage plus élevé à tous les âges et pour tous les types des ciments utilisés. Cet accroissement est de l'ordre de 8%, 11%, 23% et 9% pour les mortiers A, B, C et D respectivement à l'âge de 180 jours. Le mortier C avec 15% de

fines calcaires montre le retrait le plus élevé (Fig. 4.32) en comparaison aux autres mortiers. Par ailleurs, les valeurs du retrait les plus faibles sont ceux des mortiers D0 et D15. L'augmentation du retrait des mortiers avec les fines calcaires peut être attribuée à la formation des carboaluminates, lors de l'hydratation des particules de calcaires  $\text{CaCO}_3$  avec le  $\text{C}_3\text{A}$  en présence de l'eau. Il faut noter que l'incorporation des fines comme remplacement du sable augmente la demande en eau pour l'obtention d'une consistance donnée et ceci devrait contribuer à une augmentation du retrait de séchage. Ces déformations, mesurées pour les mortiers, sont en accord avec ceux obtenus par BONAVENTTI et al [86].

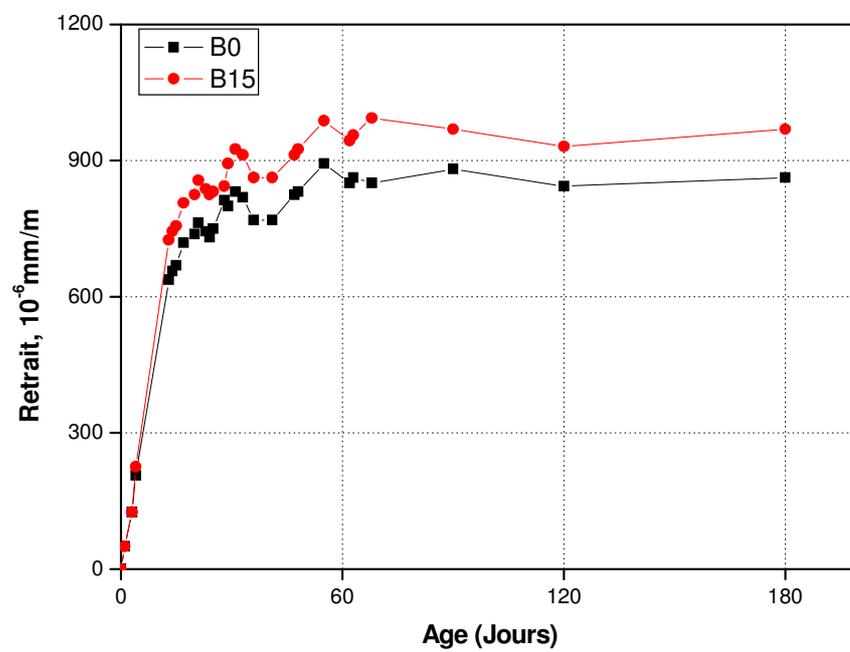
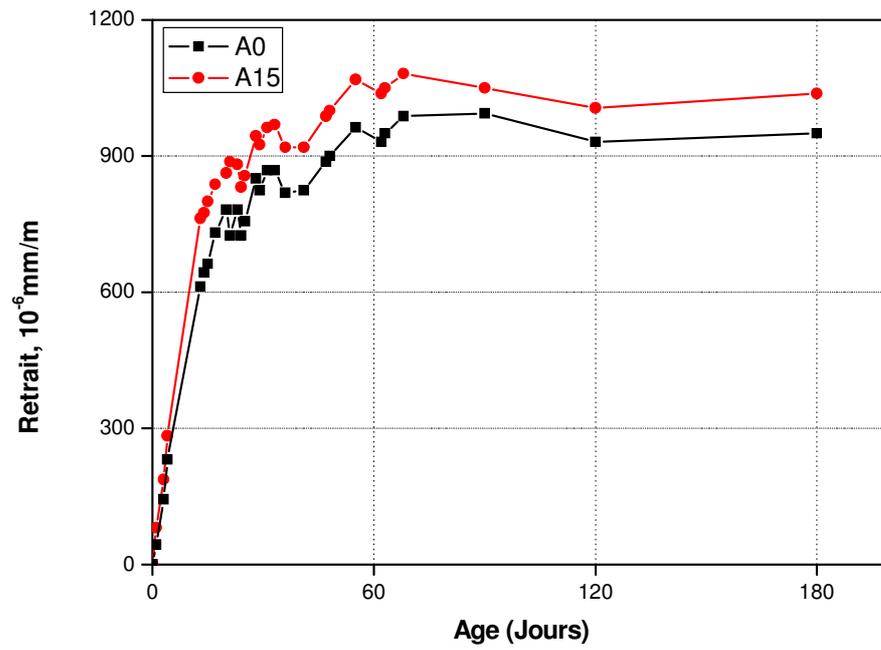


Figure 4.30 : Evolution du retrait en fonction de l'âge pour les mortiers A et B avec 0% et 15% de fines.

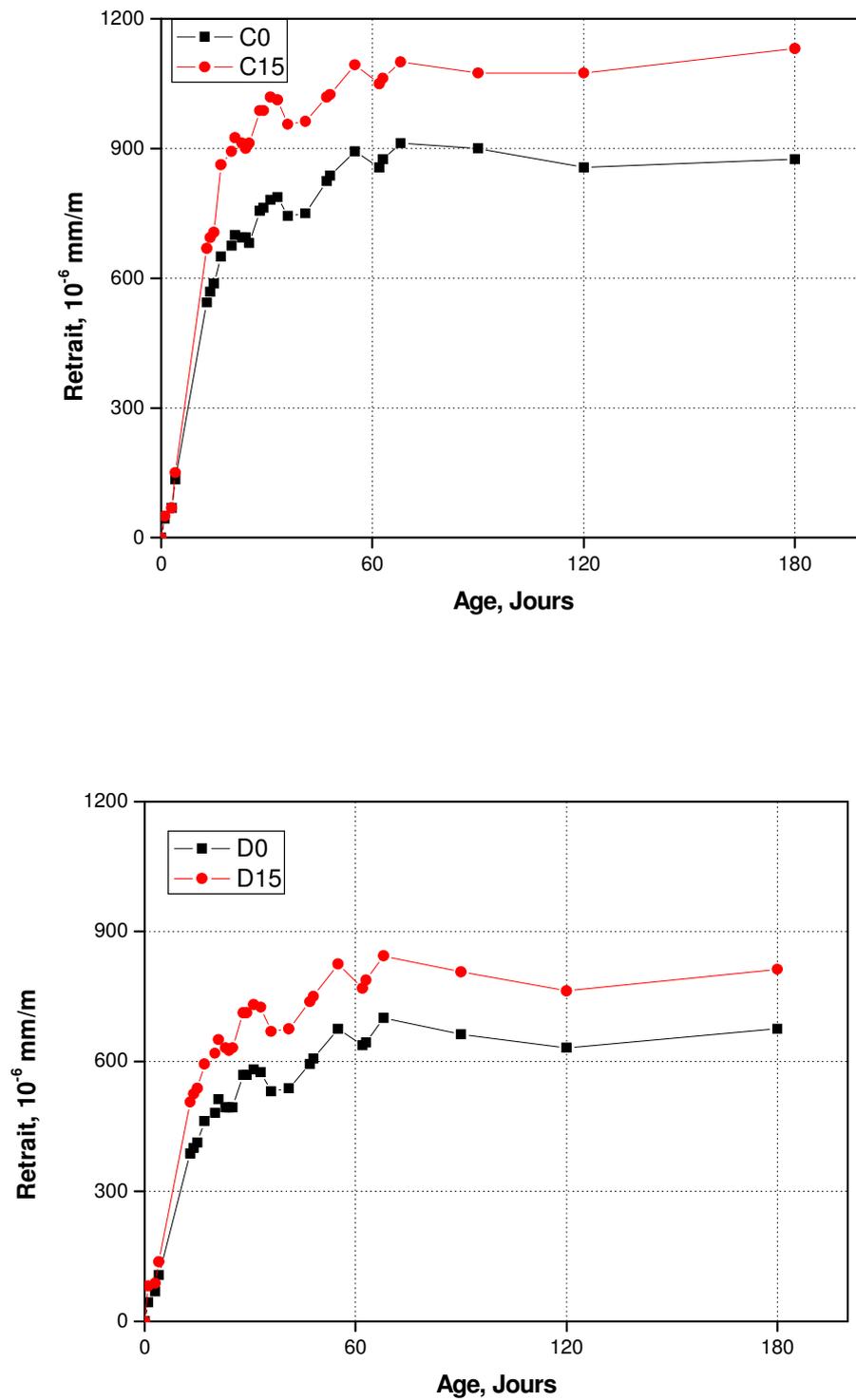


Figure 4.31 : Evolution du retrait en fonction de l'âge pour les mortiers C et D avec 0% et 15% de fines.

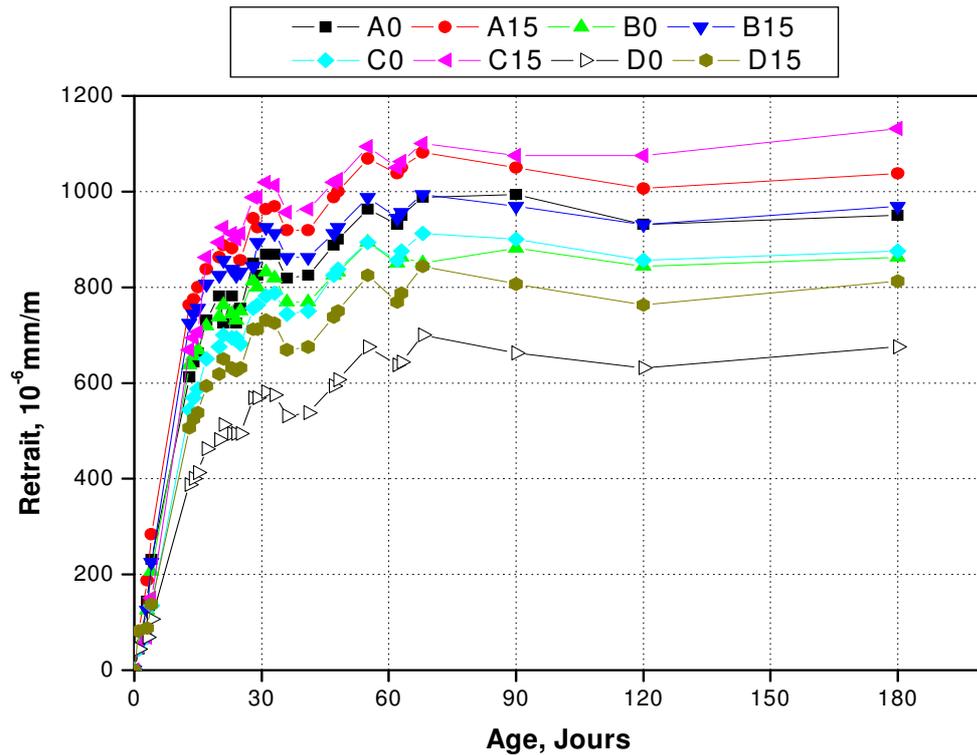


Figure 4.32: Evolution du retrait en fonction de l'âge pour les mortiers A, B, C et D avec 0% et 15% de fines.

#### 4.4 Conclusion

Les résultats de cette phase expérimentale sur l'effet des fines calcaires sur les propriétés physico-mécaniques des mortiers avec fines calcaires substituées au ciment et ou au sable de concassage ont permis de montrer que :

- ✓ Les résistances à la compression des ciments à base de calcaire sont comparables à ceux des ciments sans ajouts à jeunes ages. Une amélioration de la résistance à la compression est notée avec 10% d'ajouts calcaires.
- ✓ La résistance à la compression diminue avec l'augmentation du pourcentage d'ajouts calcaire dans le ciment à long terme.
- ✓ Le retrait de séchage augmente avec l'augmentation des fines calcaires. Les valeurs du retrait des mortiers avec 0, 5, 10 et 15% sont comparables et restent conformes aux normes en vigueur.
- ✓ Le pourcentage optimal de remplacement de ciment par le calcaire semble être situé entre 15% et 20%.

- ✓ Sur la base de cette investigation, la résistance à la compression des mortiers contenant des fines calcaires (**LSF**) peut être prédite raisonnablement par l'utilisation de l'équation suivante :

$$y = (-0.0016 x - 0.1082)\mathbf{LSF} + (6.7882 \ln x + 6.7814)$$

Où :  $y$  est la résistance à la compression en  $\text{N/mm}^2$ ,  $x$  est l'âge de cure en jours et **LSF** est le taux pourcentage de fines calcaires.

## **CHAPITRE 5**

### **RESULTATS DE LA CARACTERISATION DE RESISTANCE ET DE DURABILITE DU BETON A BASE DE SABLE DE CONCASSAGE**

#### 5.1 Introduction

Sur la base de la caractérisation mécanique des mortiers à base de ciment et de sable fillerisé présentée dans le chapitre précédent, les propriétés caractérisant la durabilité des bétons à base de sable de concassage sont abordés dans ce chapitre. Le pourcentage de fines substituées au ciment et au sable a été fixé à 15% pour tous les mélanges des bétons étudiés.

Dans ce chapitre nous présentons les résultats de l'étude expérimentale qui a pour but d'évaluer l'effet des fines calcaires substitués au ciment et au sable sur la durabilité des bétons confectionnés avec les quatre types de ciments utilisés dans la présente étude. Les principaux paramètres de durabilité étudiés sont la porosité à l'eau, l'absorption d'eau par capillarité, la perméabilité à l'eau, au gaz et aux ions chlorures. Une analyse sommaire et des tentatives de discussion et d'exploitation de ces résultats sont données.

#### 5.2 Résistance à la compression

Le Tableau 5.1 résume les résistances à la compression des différents bétons obtenues en compression à l'âge de 28 jours et de 90 jours (après cure humide). Ce sont les propriétés moyennes de la résistance en compression, calculées sur trois éprouvettes. Le béton utilisé dans cette campagne expérimentale est un béton ordinaire de rapport eau / ciment = 0,65. Selon la figure 5.1, on remarque que les bétons confectionnés avec les ciments C et D présentent des résistances à la compression élevées par rapport aux bétons confectionnés avec les ciments A et B. La résistance à la compression de tous les mélanges des bétons varient entre 25 MPa et 34 MPa. A 28 jours, les mélanges du béton contenant ciment A et B montrent des résistances comparables, mais faible que ceux des ciments C et D. Le béton avec 15% de fines a montré une réduction de résistance de 6 à 15% à 90 jours par rapport au béton sans fines. Cette diminution de résistance est

comparable à la réduction observée avec les échantillons de mortiers et pourrait être considérée comme acceptable pour tous les types de ciments utilisés dans la présente étude.

Tableau 5.1: Résistance à la compression des différents bétons étudiés.

Mélange du béton	A0	A15	B0	B15	C0	C15	D0	D15
<b>R<sub>c28</sub> (MPa)</b>	25.42	26.32	25.24	28.32	32.45	31.10	32.08	32.85
	26.17	24.57	26.17	24.57	32.73	32.8	29.54	31.62
	25.81	28.44	25.7	26.44	33.7	31.17	30.78	32.08
	$\bar{X} = 25.8$ $\sigma = 0.37$	$\bar{X} = 26.4$ $\sigma = 1.93$	$\bar{X} = 25.1$ $\sigma = 0.46$	$\bar{X} = 26.4$ $\sigma = 1.87$	$\bar{X} = 32.9$ $\sigma = 0.65$	$\bar{X} = 31.7$ $\sigma = 0.96$	$\bar{X} = 30.8$ $\sigma = 1.27$	$\bar{X} = 32.1$ $\sigma = 0.62$
<b>R<sub>c90</sub> (MPa)</b>	27.42	32.6	30.18	30.1	34.16	32.7	34.10	29.7
	28.5	33.6	31.8	29.8	34.90	31.5	34.7	29.2
	28.2	34.69	31.99	27.49	33.75	32.54	34.04	28.55
	$\bar{X} = 28.0$ $\sigma = 0.56$	$\bar{X} = 33.6$ $\sigma = 1.04$	$\bar{X} = 31.5$ $\sigma = 0.99$	$\bar{X} = 29.1$ $\sigma = 1.42$	$\bar{X} = 34.3$ $\sigma = 0.58$	$\bar{X} = 32.4$ $\sigma = 0.65$	$\bar{X} = 34.3$ $\sigma = 0.36$	$\bar{X} = 29.2$ $\sigma = 0.57$

A15 : mélange du béton à base de ciment A avec 15% LSF substitué au sable

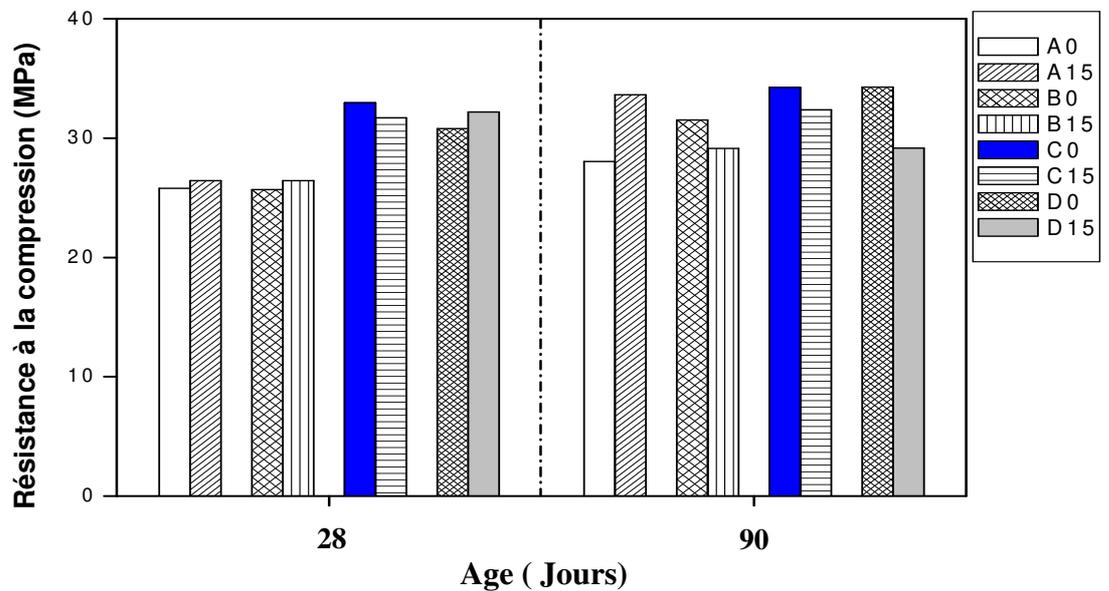


Figure 5.1 : Résistance à la compression des mélanges des bétons étudiés.

### 5.3 Porosité totale accessible à l'eau

Les résultats de porosité totale à l'eau pour les différents mélanges des bétons étudiés à 90 jours sont illustrés sur la figure 5.2. Les fines calcaires augmentent la porosité accessible à l'eau des bétons confectionnés avec les ciments B et D comparés à ceux sans fine. Cependant, une légère diminution est notée pour les mélanges de bétons avec les ciments A et C. La porosité totale à l'eau des mélanges de bétons avec 15% de fines calcaires varie de 15% à 17.5%. Ces valeurs sont légèrement supérieures à ceux obtenues par TSIVILLIS et al [122], Pour un béton à base de ciment au calcaire et qui étaient de l'ordre 13,5%. Ceci pourrait être attribué à la méthode d'essai utilisée dans ce présent travail, où les spécimens ont été saturés sous vide à une pression inférieure à 1mm Hg (133 MPa) et par conséquent tous les pores ont été mis en évidence.

La figure 5.3 représente le rapport entre la résistance à la compression et la porosité totale à l'eau de tous les mélanges des bétons étudiés à l'âge de 90 jours. D'après cette figure, on constate que la porosité totale à l'eau augmente avec la diminution de la résistance à la compression. Une bonne corrélation ( $R^2 = 0.85$ ) peut être observée entre la porosité totale à l'eau ( $p$ ) et les résultats de la résistance à la compression ( $f_c$ ) qui peut être représentée par l'équation suivante :

$$f_c = 96e^{-0.065P} \quad (5.1)$$

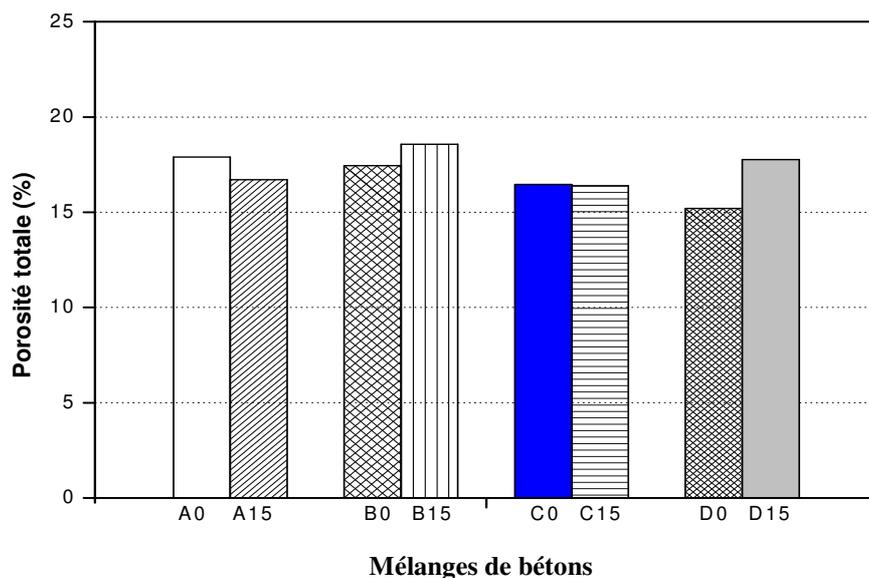


Figure 5.2: Porosité totale à l'eau des mélanges de bétons à 90 jours.

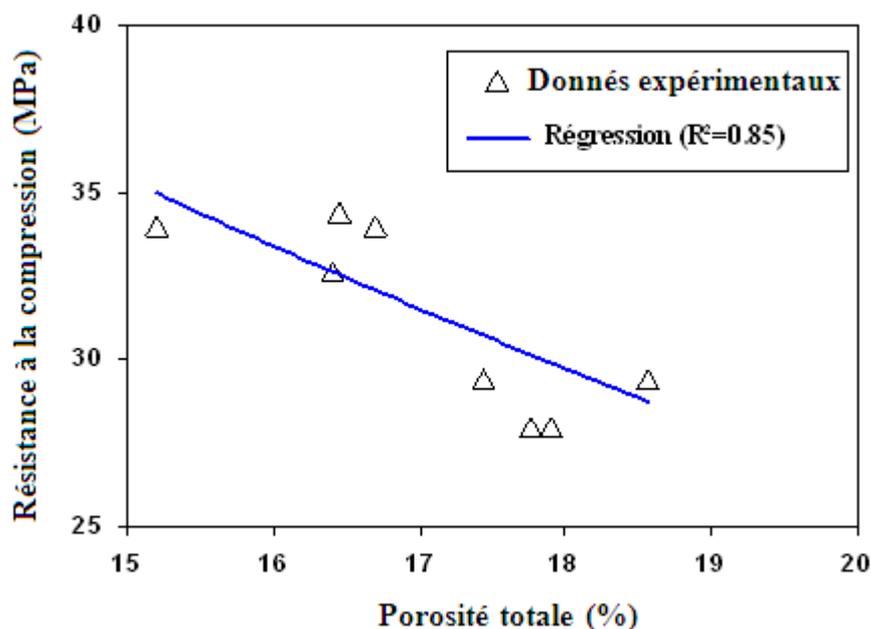


Figure 5.3: Corrélation entre la résistance à la compression et la porosité accessible à l'eau à 90 jours.

#### 5.4 Absorption d'eau par capillarité

La figure 5.4 montre la quantité d'eau absorbée par unité de surface en fonction de la racine carrée du temps pour tous les mélanges de bétons (avec et sans fines). Les résultats montrent clairement que 15% de fines calcaires comme substitution du sable de concassage a un effet négligeable sur l'absorption capillaire de l'eau. TSIVILLIS et al [65] ont rapporté que la substitution de 15% de fines par poids de ciment, réduit légèrement l'absorption du béton. Une réduction de 5% du coefficient d'absorption capillaire a été trouvée pour les bétons avec 15% de fines et un rapport eau/ciment = 0.70 en comparaison avec ceux sans fines calcaires. Ces résultats sont comparables à ceux trouvés par KHATIB et MANGAT [123], qui ont reportés que l'incorporation de 22% des cendres volantes comme remplacement de ciment n'affecte pas d'une manière significative le coefficient d'absorption de l'eau. Cependant, YUKSEL et al [124], en utilisant les cendres, le laitier de haut fourneau et une combinaison de ces deux matériaux en tant que granulats fins dans le béton, ont rapporté que les coefficients de capillarité étaient plus élevés pour tous les taux de substitution à l'exception pour 10% de remplacement. L'effet du type de ciment sur l'absorption de l'eau par l'action capillaire pour les mélanges de bétons avec et sans des fines calcaires est montrée sur la figure 5.5. Le mélange de béton contenant le ciment A avec et sans fines a des valeurs plus élevées de l'absorption capillaire d'eau que ceux de tous les autres mélanges. Des valeurs plus faibles

ont été obtenues pour les bétons contenant les ciments C et D. Ceci peut être attribué au fait que ces mélanges de bétons contiennent peu de pores connectés entre eux en comparaison au mélange de béton contenant le ciment A.

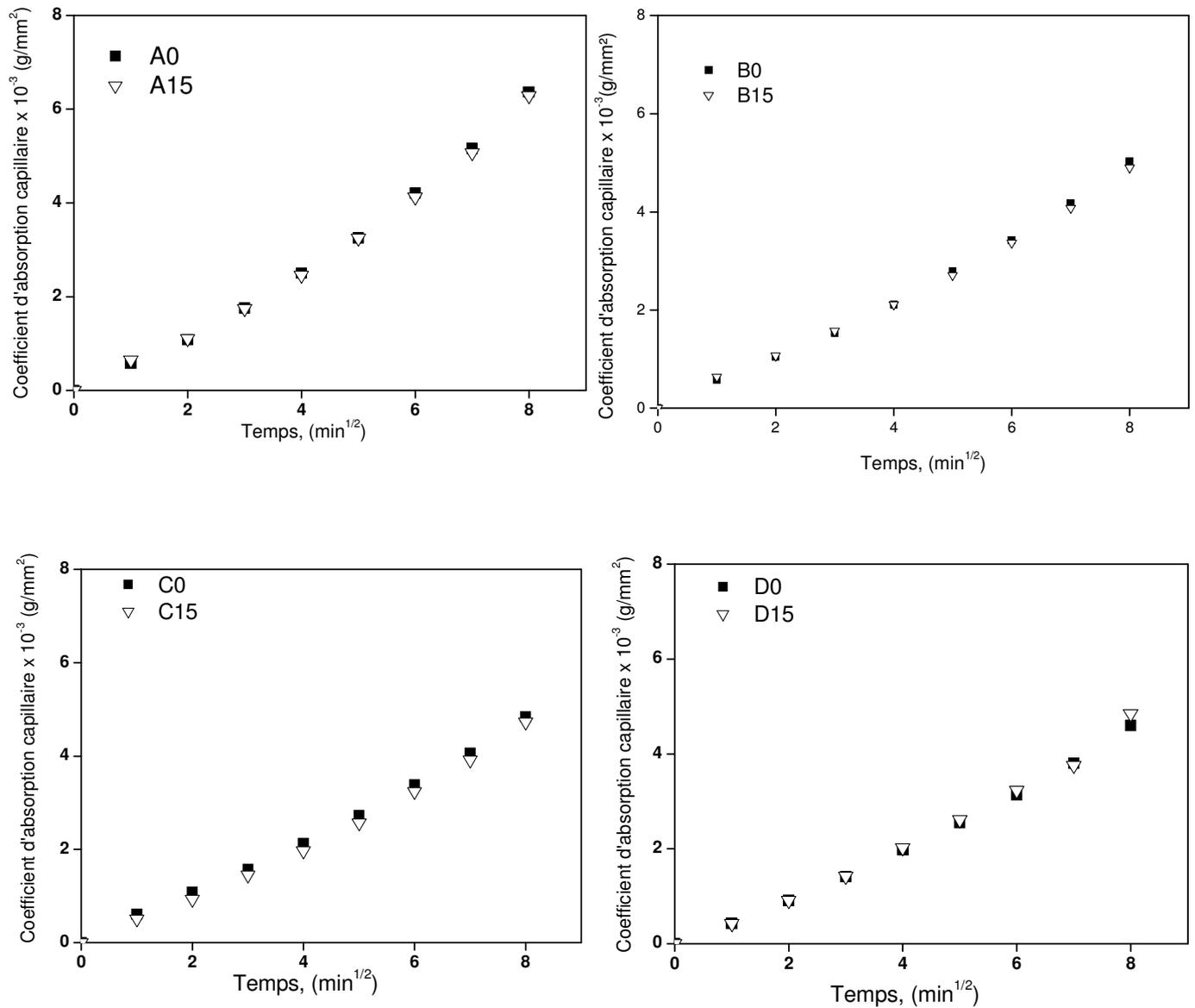


Figure 5.4: Absorption d'eau capillaire par unité de surface des bétons avec et sans fines

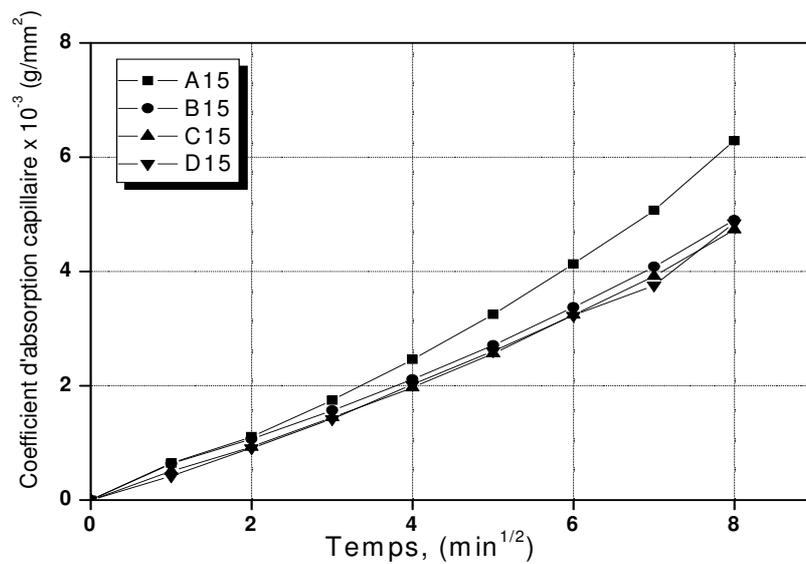
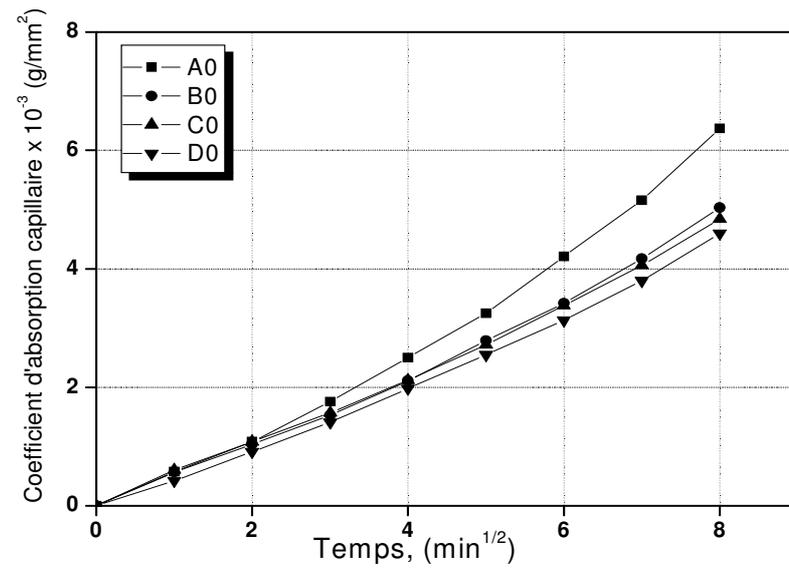


Figure 5.5: Absorption capillaire d'eau par unité de surface des bétons à base de sable de concassage à 90 jours.

Les résultats tracés sur la figure 5.6 représentent les valeurs mesurées du coefficient de l'absorption capillaire d'eau à 64 minutes en fonction de la résistance à la compression des mélanges des bétons étudiés avec et sans fines calcaires. La courbe de régression linéaire semble représenter les données expérimentales avec un

coefficient de corrélation,  $R^2$  de 0.26, qui ne montre aucune dépendance entre l'absorption de l'eau et la résistance à la compression.

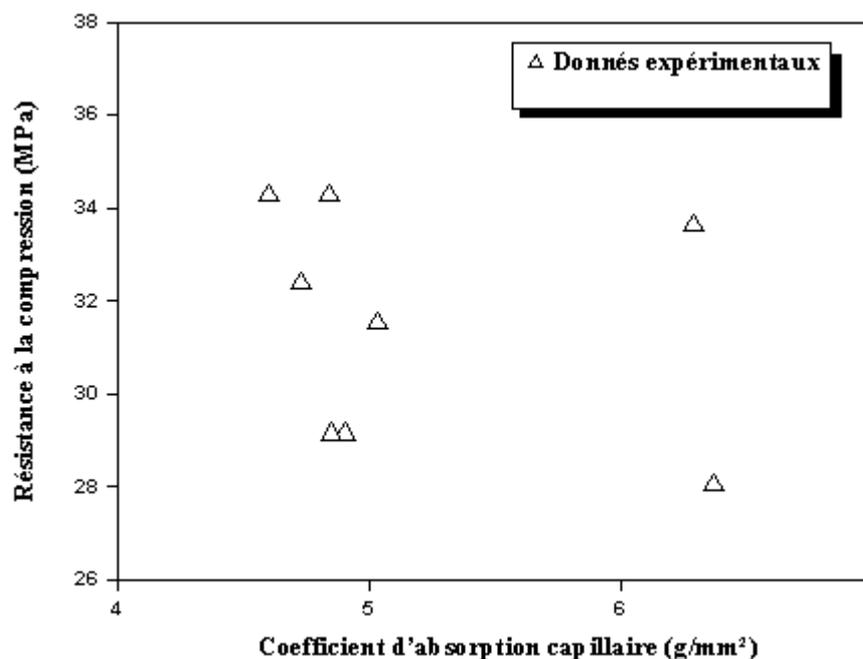


Figure 5.6: Corrélation entre la quantité d'eau absorbée par unité de surface et la résistance à la compression.

### 5.5 Perméabilité à l'eau

Les résultats de perméabilité à l'eau des différents mélanges à 28 jours et 90 jours sont résumés dans le tableau 5.2. La figure 5.7 montre la profondeur de pénétration de l'eau pour tous ces mélanges. On peut noter qu'il y a une réduction de la profondeur de pénétration de l'eau pour tous les bétons en présence de 15% de fines calcaires. Selon le tableau 5.3 les bétons B, C et D avec et sans fines calcaires présentent une perméabilité moyenne à l'âge de 28 jours de cure; excepte pour le béton A qui a une perméabilité élevée. A l'âge de 90 jours le béton C15 et D15 présentent une perméabilité moyenne. La profondeur de pénétration d'eau la plus élevée est enregistrée dans les mélanges de bétons contenant le ciment A avec et sans fines (A0, A15). Par ailleurs, la plus basse profondeur de pénétration d'eau est observée dans les bétons contenant les ciments C et D. En outre, la présence des fines de 15% dans ces derniers ciments donne des profondeurs de pénétration d'eau comparable. L'incorporation des fines calcaires jusqu'à 15% comme substitution du sable de concassage peut améliorer la structure des pores dans la zone de transition, et réduire de ce fait la perméabilité à l'eau. Les résultats de cette recherche sont

en accord avec ceux obtenus par KENAI et al [14] qui ont rapporté une réduction de la profondeur de pénétration d'eau lorsque 15% de fines calcaires dans le ciment ont été utilisés. La réduction de pénétration d'eau est une indication d'une meilleure durabilité du béton contenant du sable fillérisé. Il est à noter que l'allure de la profondeur de pénétration d'eau dans les éprouvettes testées pour tous les bétons est variable et non uniforme comme le montre la figure 5.8. Ce phénomène semble être attribué à l'effet de paroi.

Tableau 5.2: Profondeur de pénétration et coefficient de perméabilité d'eau des bétons utilisés.

Mélange du béton	Profondeur de pénétration d'eau (mm)	
	28 jours	90 jours
<b>A0</b>	81	90,7
<b>A15</b>	77	79,2
<b>B0</b>	58	84
<b>B15</b>	52	74
<b>C0</b>	52	63.75
<b>C15</b>	42	53.5
<b>D0</b>	51	64.5
<b>D15</b>	46	52.3

Tableau 5.3: Echelle pour l'essai de perméabilité à l'eau.

Perméabilité à l'eau	Profondeur de pénétration de l'eau
Faible	< 30 mm
Moyen	30 – 60 mm
Elevée	> 60 mm

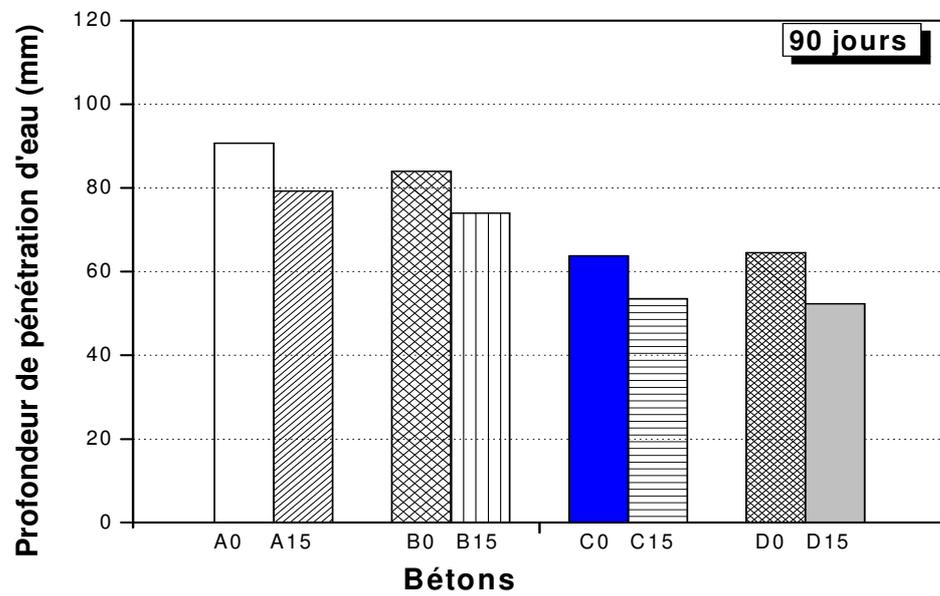
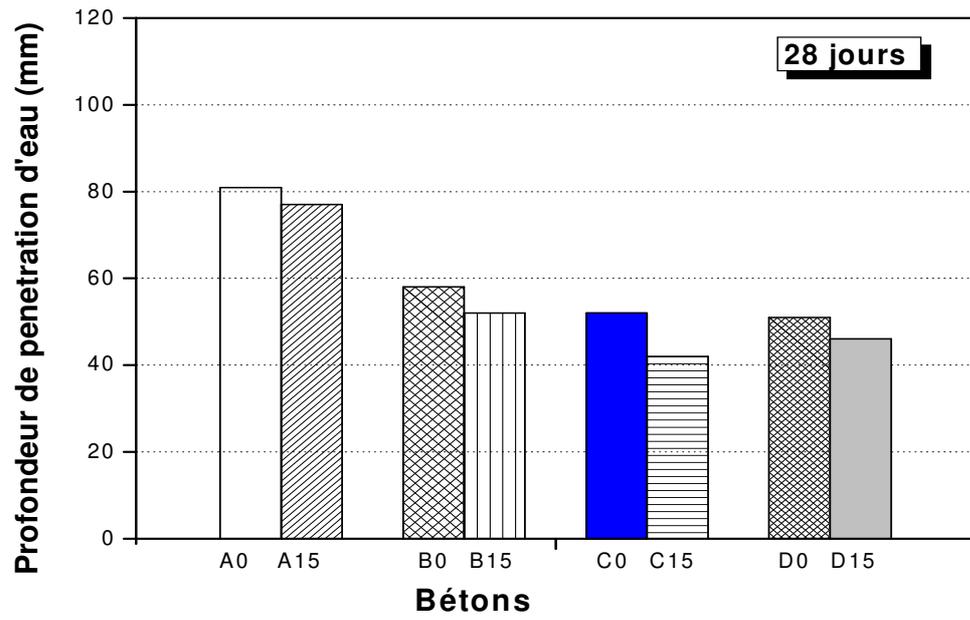


Figure 5.7 : Profondeur de pénétration d'eau des bétons étudiés.  
(Pression appliquée 3 bars pendant 24 heures)

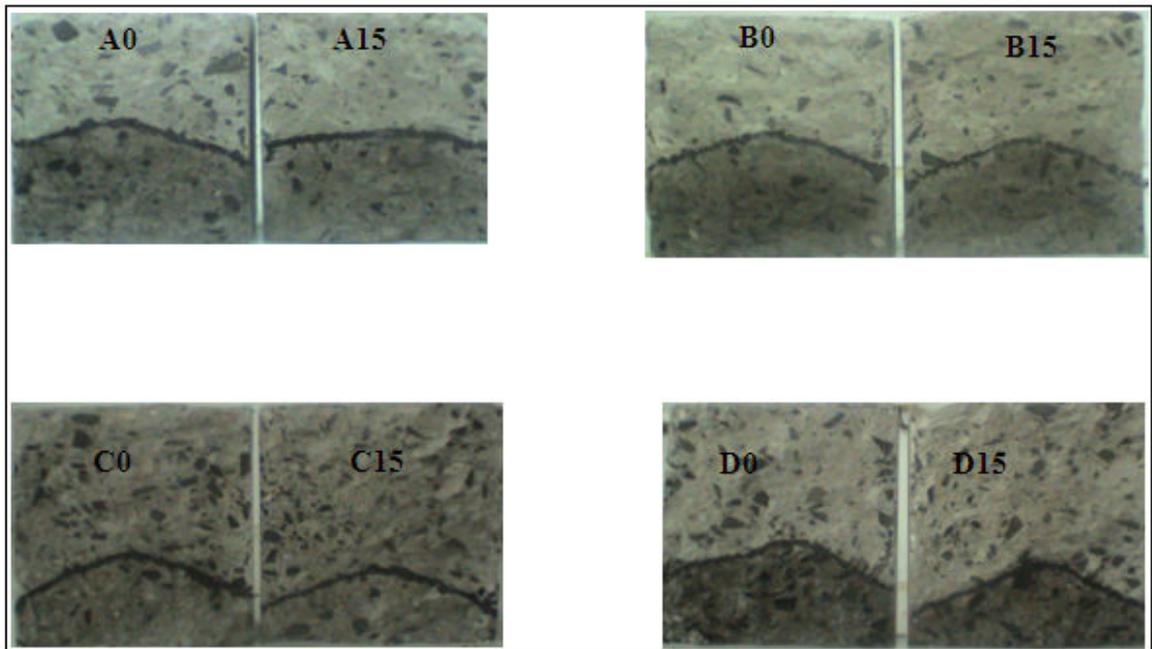


Figure 5.8 : Allure de la profondeur de pénétration d'eau pour les différents bétons étudiés.

La relation entre la résistance à la compression et la profondeur de pénétration d'eau à 90 jours est illustrée sur la figure 5.9. Bien qu'il y ait une tendance de diminution de la résistance à la compression avec l'augmentation de la profondeur de pénétration d'eau, cette corrélation est faible ( $R^2 = 0.26$  pour une régression linéaire). Ceci pourrait être expliqué par le fait que la perméabilité à l'eau dépend non seulement de la résistance à la compression mais également de la tortuosité, de la surface spécifique, de la distribution de dimensions des pores et de la connectivité des pores.

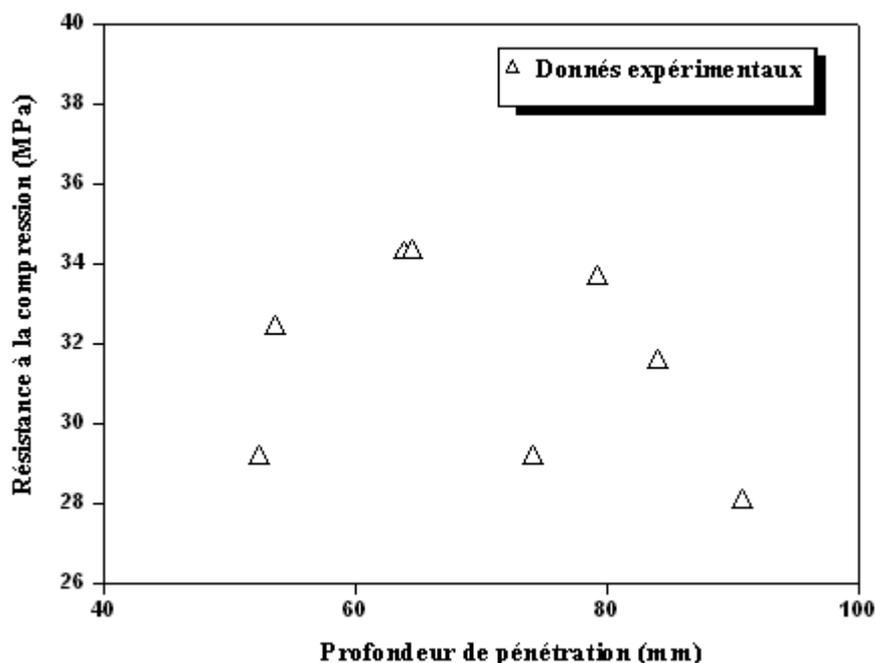


Figure 5.9: Relation entre la résistance à la compression et la profondeur de pénétration d'eau pour les bétons.

### 5.6 Perméabilité aux ions chlores

L'essai accéléré de perméabilité aux ions chlore a été réalisé sur les bétons à base de sable de concassage avec 0% et 15% de fines en utilisant quatre types de ciments composés. Les résultats de la charge électrique totale (Q) à 28 jours et 90 jours de cure qui passe en 6h comme une mesure de la perméabilité aux ions chlores sont illustrés sur la figure 5.10. Selon cette figure, on remarque que tous les bétons confectionnés avec les différents types de ciments sont classés à perméabilité élevée aux ions chlores selon l'échelle proposée par WHITING [105] et ce fait est principalement attribué à la valeur élevée du rapport E/C (0.65) utilisé dans le présent travail.

A 90 jours, la pénétration des ions chlores des bétons incorporant 15% de fines de calcaires est avérée plus importante que celle du béton sans fines. Le mélange du béton A15 présente une valeur plus élevée de la charge (Q) en comparaison avec tous les autres bétons. Les résultats montrent que l'addition de 15% de fines dans le sable de concassage n'a pas eu un effet significatif sur la pénétration des ions aux chlores des bétons contenant les ciments C ou D. Les charges (Q) des bétons incorporant le ciment C sont semblables à ceux du type du ciment D. Ces résultats sont en accord avec ceux obtenus par BONAVETTI et al [42], qui ont rapporté une augmentation de la pénétration des ions aux

chlores pour les bétons mûris dans l'eau, contenant 10% et 20% de fines calcaires comme remplacement du ciment. En outre, TSIVILLIS et al [60] ont rapporté une augmentation de charge pour les mélanges des bétons avec des fines de calcaires de 0, 20 et 30% comme substitution du ciment. Cette perméabilité élevée du béton avec des fines de sable de concassage, nous permet de penser à limiter l'utilisation de ces fines dans les structures exposées à des environnements agressifs, tels que l'environnement marin.

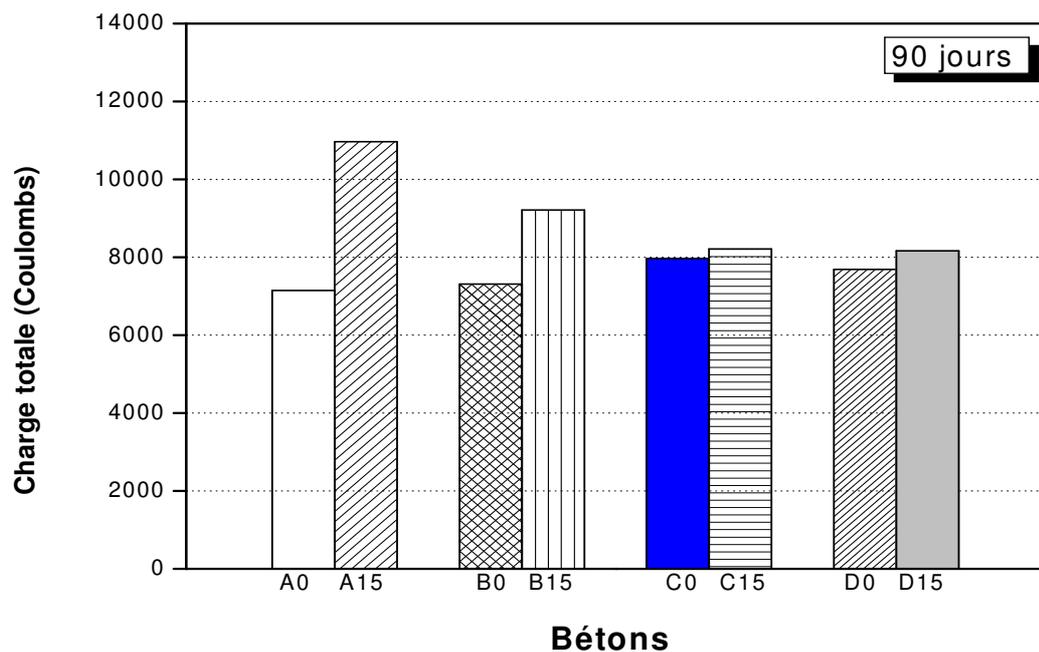


Figure 5.10: Charge totale (Q) des bétons étudiés

La figure 5.11 montre la relation entre la résistance à la compression et la charge totale passée (Q) des différents mélanges des bétons étudiés. Selon cette figure, on constate qu'il n'existe aucune corrélation entre la charge totale (Q) et la résistance à la compression.

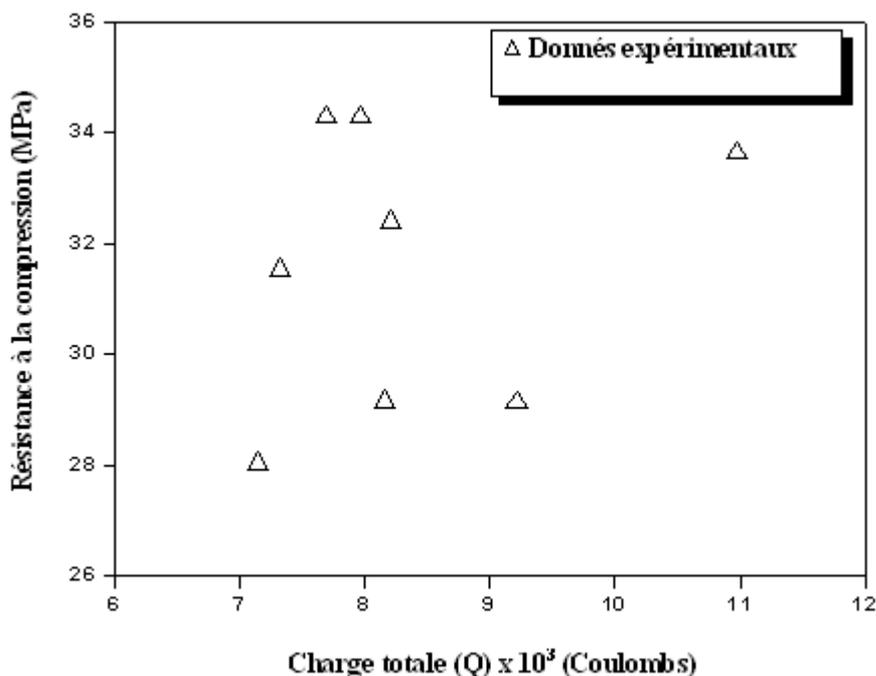


Figure 5.11: Corrélation entre la résistance à la compression et la charge totale (Q) des bétons étudiés à 90 jours.

### 5.7 Perméabilité au gaz

La figure 5.12 illustre les résultats de la perméabilité au gaz de tous les mélanges des bétons avec et sans fines calcaires. La présence des fines calcaires augmente la perméabilité au gaz du béton indépendamment du type de ciment. Les valeurs de la perméabilité mesurées varient de  $5.08 \times 10^{-17} \text{ m}^2$  à  $9.06 \times 10^{-17} \text{ m}^2$  pour les bétons sans fines. Pour des mélanges incorporant des fines, la perméabilité varie de  $6.03 \times 10^{-17} \text{ m}^2$  à  $9.72 \times 10^{-17} \text{ m}^2$  qui est légèrement supérieure à celle des bétons sans fines. En général, l'utilisation des ciments A ou B dans le béton donne des perméabilités au gaz élevées en comparaison à ceux qui contiennent les ciments C et D avec et des fines. La raison probable de ceci pourrait être les faibles finesses des ciments A et B. Les finesses des ciments A et B sont respectivement de l'ordre de  $2680 \text{ cm}^2/\text{g}$  et  $2970 \text{ cm}^2/\text{g}$  en comparaison à  $3080 \text{ cm}^2/\text{g}$  et  $3300 \text{ cm}^2/\text{g}$  des ciments C et D respectivement. L'augmentation de la perméabilité au gaz due à l'incorporation de 15% de fines de calcaires de tous les mélanges des bétons peut être attribuée à l'effet de dilution du filler calcaire. Ces résultats sont similaires à ceux obtenus dans le cas de la perméabilité aux ions chlorures pour tous les bétons étudiés à l'âge de 90 jours (Fig. 5.12).

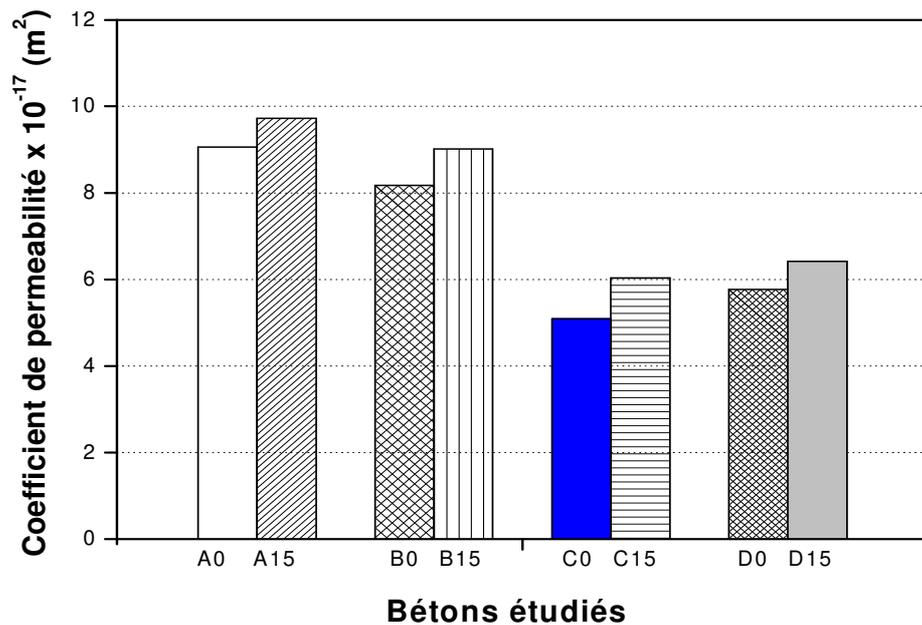


Figure 5.12: Valeurs du coefficient de perméabilité au gaz pour les différents bétons étudiés à 90 jours.

La charge totale ( $Q$ ) des mélanges de béton est représentée en fonction de la perméabilité au gaz sur la Fig. 5.13. On remarque qu'il y a une tendance d'augmentation de la charge ( $Q$ ) avec le coefficient de perméabilité au gaz. Une valeur faible du coefficient de détermination a été obtenue ( $R^2 = 0.45$ ) par une régression linéaire, ce qui indique une faible corrélation. Ce résultat semble être logique parce que la perméabilité au gaz est liée à la pénétration du gaz en béton, tandis que la pénétration des ions aux chlorures concerne l'intrusion du liquide dans le béton. En plus, ce gaz (azote) est inerte vis-à-vis de la matrice cimentaire contrairement au liquide utilisé dans l'essai de pénétration aux ions chlorures qui peut réagir avec les produits d'hydratation du ciment. La figure 5.14 représente la relation entre la résistance à la compression et le coefficient de perméabilité au gaz. On constate d'après cette figure qu'il y'a une tendance d'augmentation du coefficient de perméabilité au gaz avec la diminution de la résistance à la compression.

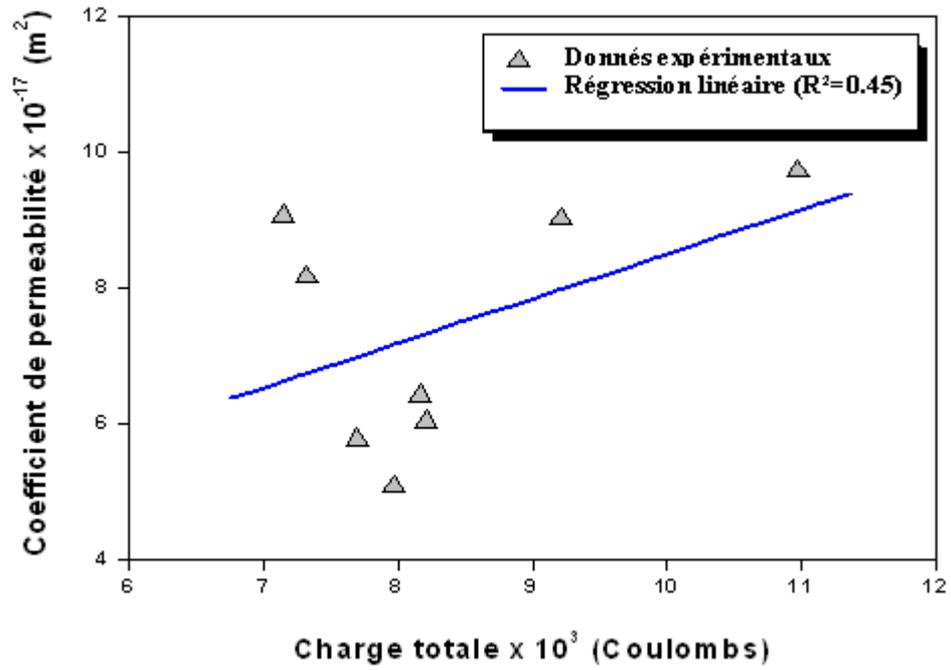


Figure 5.13: Relation entre la charge totale (Q) et le coefficient de perméabilité au gaz des bétons étudiés à 90 jours

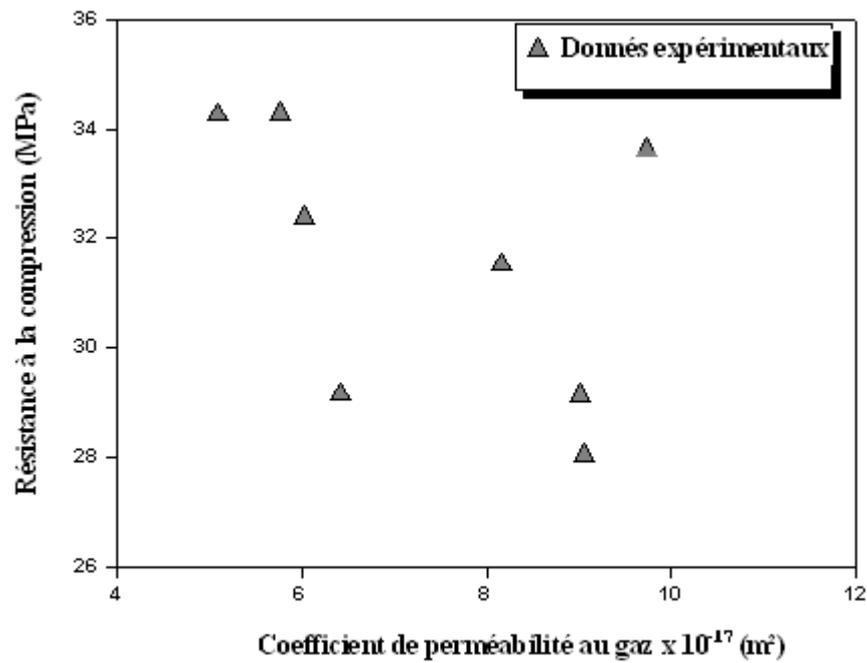


Figure 5.14: Relation entre la résistance à la compression et le coefficient de perméabilité au gaz des bétons étudiés à 90 jours

## 5.8 Résistance aux sulfates

### ✓ Aspect Visuel

Les figures 5.15 et 5.16 montrent l'état et l'aspect visuel des éprouvettes de béton C et D contenant 0, 5, 15 et 25% de fines calcaires issues du sable de concassage après 360 jours d'immersion dans la solution de sulfate de magnésium (5%  $\text{MgSO}_4$ ). D'après la figure 5.15, on constate que les éprouvettes de béton C avec et sans fines calcaires ont subi des dégradations importantes. Ces détériorations types observées correspondent à des éffrittements et éclatement du béton sur toute la partie extérieure, commençant au niveau des coins et des arêtes des éprouvettes. Visuellement, l'attaque par les sulfates de magnésium est plus sévère pour les éprouvettes de béton C avec 25% de fines calcaires par rapport au béton C0, C5 et C15. Cet effet est dû à la détérioration du lien de l'hydrate de silicate de calcium (C-S-H) dans la matrice cimentaire. Cependant, les éprouvettes du béton D avec et sans fines calcaires immergées dans la solution de sulfate de magnésium (Fig. 5.16) ne montrent aucun signe de détérioration à l'exception de légères fissures aux coins des éprouvettes du béton D5 et D15. L'incorporation de 25% de fines calcaires dans le béton D semble améliorer la résistance à l'attaque aux sulfates de magnésium.



0 %



5 %



15 %



25 %

Figure 5.15: Eprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5%  $\text{MgSO}_4$  (Ciment C)

D'après les figure 5.15 et 5.16, on remarque que le béton avec est sans fines calcaires, confectionné avec le ciment C est plus vulnérable à l'attaque des sulfates de magnésium par rapport au béton confectionné avec le ciment D. Cet effet semble être dû à la valeur faible du taux du C3A dans le ciment D (ACC de M'sila) par rapport au ciment C (ECDE de Chlef).

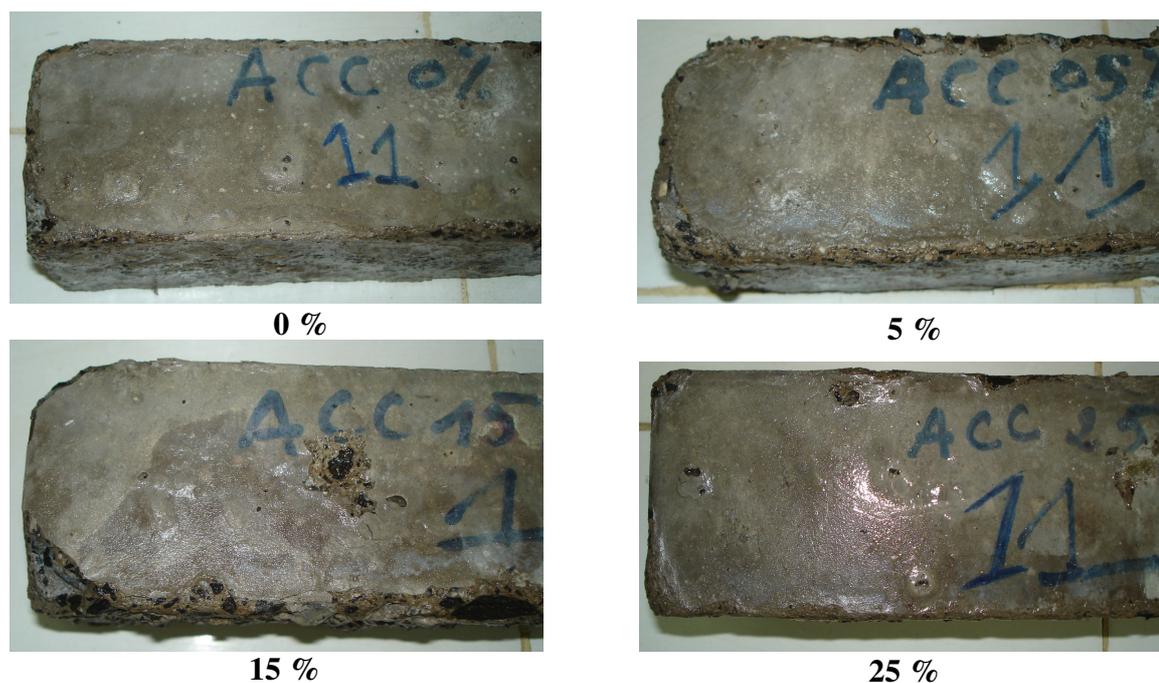


Fig. 5.16: Eprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5% MgSO<sub>4</sub> (Ciment D)

Les figures 5.17 et 5.18 montrent l'état et l'aspect visuel des échantillons de béton avec et sans fines calcaires après 360 jours d'immersion dans la solution de sulfate de sodium (5% Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>). On remarque d'après la figure 5.17 que les bétons avec ou sans fines calcaires fabriqués avec ciment D sont restés intacts et n'ont subi aucune dégradation. Par contre tous les bétons fabriqués avec le ciment C avec et sans fines calcaires (Fig. 3.19) ont subi pratiquement les mêmes dégradations que celles immergés dans les sulfates de magnésium mais avec un degré plus faible, qui se traduisent par décollement des morceaux de béton et l'apparition de fissures longitudinales et un gonflement et éclatement du béton sur toute la surface des échantillons. L'immersion dans une solution de MgSO<sub>4</sub> est plus dommageable que l'immersion dans une solution de sulfate de sodium (Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>). Cette tendance a été reportée par d'autres travaux [71-72,74].



Figure 5.17: Epreuve de béton après 360 jours d'immersion dans 5% Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> (Ciment D).

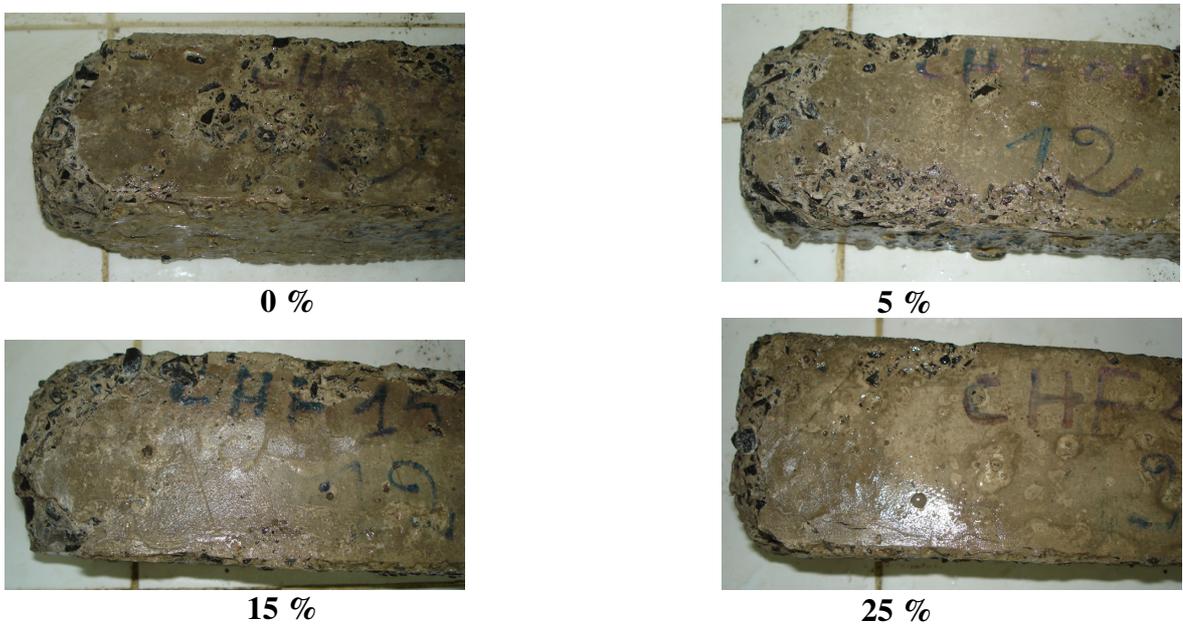


Figure 5.18: Epreuve de béton après 360 jours d'immersion dans 5% Na<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> (Ciment C).

✓ Perte de masse

Les pertes de masse relative des mélanges des bétons D et C contenant 0, 5, 15 et 25% de fines calcaires après 360 jours d'immersion dans les solutions sulfatiques de magnésium et de sodium sont montrées sur les figures 5.19 et 5.20. D'après ces figures on remarque que la perte de masse relative est importante pour les bétons confectionnés avec le ciment C en comparaison avec le béton confectionné avec le ciment D dans le cas des deux solutions sulfatiques. Dans le cas des éprouvettes du béton C avec et sans fines calcaires, immergées dans la solution de sulfate de magnésium et de sulfate de sodium, la perte de masse relative varie de 3 % à 6.5% et de 3% à 4%, respectivement. En ce qui concerne les éprouvettes du béton D avec et sans fines calcaires immergées dans les deux solutions sulfatiques, on note aucune perte de masse ce qui a été confirmé visuellement (Fig. 5.16 & Fig. 5.17).

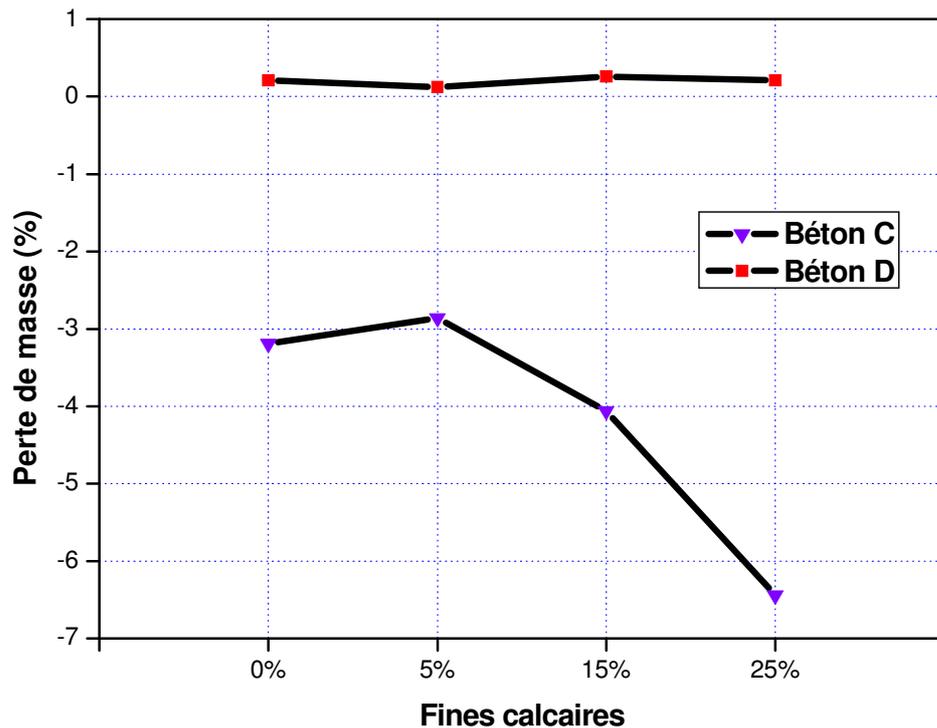


Figure 5.19: Perte de masse relative des éprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5%  $MgSO_4$

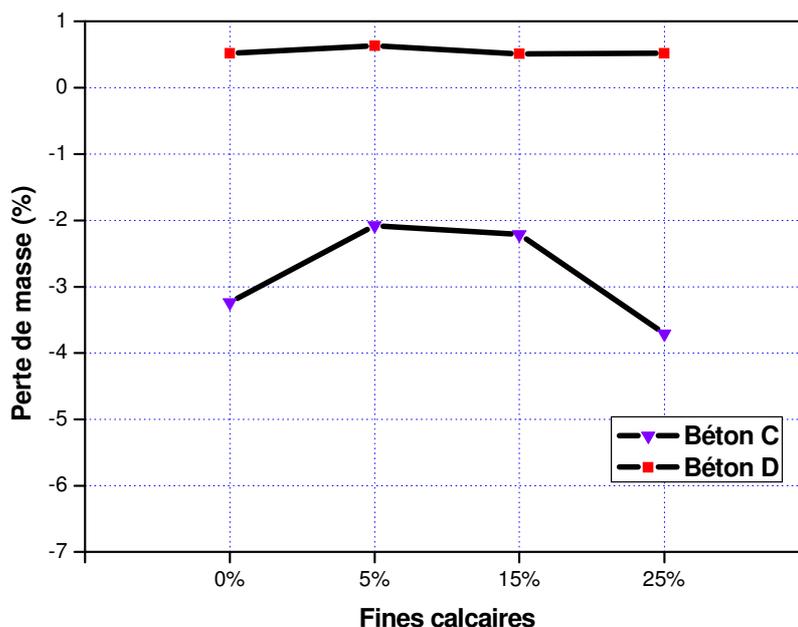


Figure 5.20: Perte de masse relative des éprouvettes de béton après 360 jours d'immersion dans 5%  $\text{Na}_2\text{SO}_4$

### 5.9 Conclusion

Les résultats expérimentaux de ce chapitre sur l'effet des fines calcaires combinés dans le ciment et le sable sur la durabilité des bétons à base de sable de concassage avec les quatre types de ciments utilisés montrent que :

- ✓ L'incorporation de 15% de fines calcaires dans le ciment et le sable a un effet négligeable sur l'absorption d'eau capillaire pour tous les mélanges de bétons étudiés.
- ✓ La présence de 15% de fines calcaires diminue la perméabilité à l'eau des bétons étudiés.
- ✓ La pénétration des ions chlorés et la perméabilité au gaz de tous les mélanges des bétons étudiés augmentent avec la présence de 15% de fines calcaires.
- ✓ Faible corrélation a été trouvée entre la résistance à la compression et les paramètres de durabilité.
- ✓ L'augmentation de la pénétration des ions chlorés et la perméabilité au gaz du béton à base de fines calcaires, montre une durabilité faible dans le cas d'un environnement agressif.
- ✓ L'incorporation de 25% de fines calcaires comme substitution du sable diminue la résistance à l'attaque des sulfates dans le cas du béton confectionné avec le ciment C.

## CHAPITRE 6

### FISSURABILITE DES MORTIERS ET BETONS

#### 6.1 Introduction

La rupture du matériau béton se fait par fissuration et, pour cette raison beaucoup de recherches ont été faites pour la caractérisation de la rupture du béton en termes des paramètres de la mécanique de rupture. En général, la fissuration est précédée par la formation des microfissures et de leur coalescence dans les macro-fissures. L'énergie stockée dans le béton pendant ce processus est libérée au moment de la rupture. L'énergie libérée est l'énergie de rupture ( $G_F$ ), qui est considérée comme un paramètre fondamentale du matériau. Elle est définie comme la quantité d'énergie absorbée dans la zone endommagée pendant le processus de rupture ou l'énergie requise pour créer une unité d'aire d'une fissure continue.

L'application de la mécanique de rupture linéaire élastique aux matériaux cimentaires est difficile puisqu'ils sont discontinus, anisotropes, hétérogènes et comportent plusieurs phases. De tels matériaux contiennent des interfaces microfissurées qui constituent un lieu préférentiel pour la propagation des fissures et aussi pour la rupture. L'évolution progressive de cette microfissuration conduit à un comportement non linéaire. Un mode semi-ductile décrit très bien la réalité du comportement de ces matériaux. Le béton a un comportement non linéaire, contrairement à celui de ses composants [17]. A cet effet, plusieurs modèles ont été développés pour la détermination des paramètres de rupture du matériau béton. Parmi ces modèles; le modèle de la fissure fictive (fictitious crack model) de HILLERBORG et al [125], le modèle de la bande de fissure de BAZANT et al [126] et le modèle de deux paramètres de JENG et SHAH [127]. Un tel exemple est l'essai de flexion trois points qui permet d'obtenir l'énergie de rupture  $G_F$ , déduite à partir de l'aire sous la courbe charge-déflexion (Fig. 6.1).

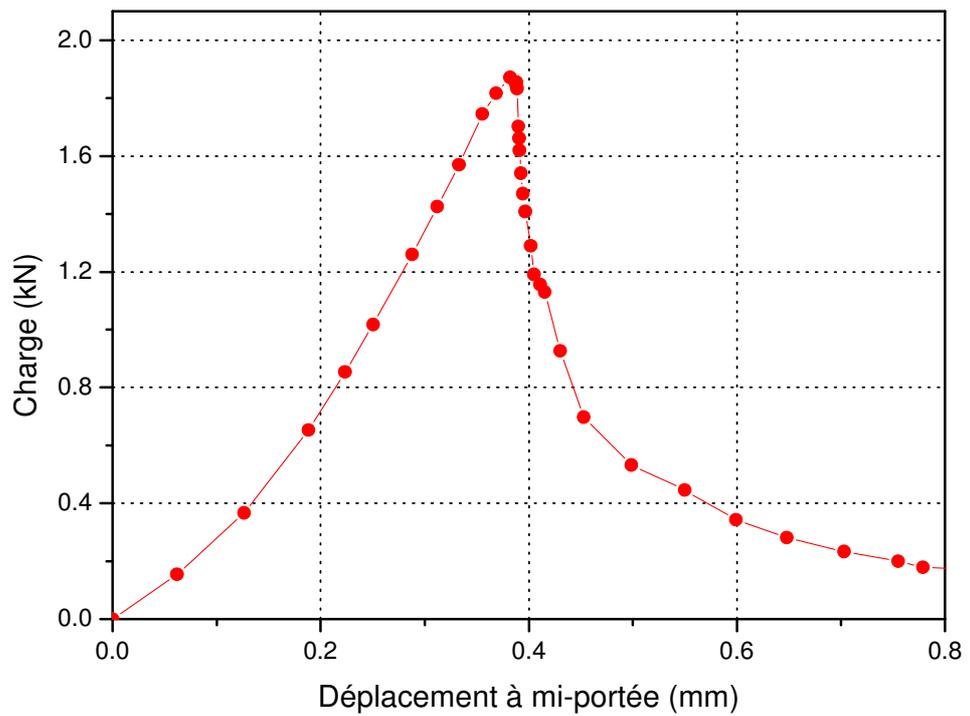


Figure 6.1: Courbe typique charge- déformation de l'essai de flexion trois points.

## 6.2 Facteurs influençant la résistance à la propagation de fissures dans le matériau béton

La propagation des fissures dans le béton est influencée par plusieurs facteurs, tels que; les dimensions de l'éprouvette, la profondeur de l'entaille, le type du ciment, la

nature et les dimensions des granulats, la composition du béton, l'ajout des fibres dans la matrice cimentaire et la température.

### 6.2.1 Influence des dimensions des éprouvettes (effet d'échelle)

Plusieurs chercheurs ont constaté que l'énergie de rupture  $G_F$ , calculé sous la courbe force- flèche, augmente avec l'augmentation des dimensions des éprouvettes. Ils ont trouvé que la réponse dépend de la taille de l'échantillon et l'effet d'échelle doit être pris en considération.

LE BELLEGO et al [128], ont étudié la propagation des fissures sur des poutres entaillées en flexion trois points de différentes hauteurs (Figure 6.2). La figure 6.3 montre les différentes courbes forces- flèches pour les trois tailles testées. Ils ont constaté que la charge et la flèche augmentent avec l'augmentation des dimensions de la poutre et par conséquent l'énergie de rupture augmente avec la taille des éprouvettes. Cela est dû probablement à l'augmentation de la distance entre le point d'application de la charge et la pointe de la fissure (ou  $D-a$ ) et par conséquent la rigidité à la flexion de la poutre augmente. Cependant, la rupture des matériaux semi fragiles, testé par l'essai trois points, passe du comportement ductile au comportement fragile dû à l'augmentation des tailles des éprouvettes [128].

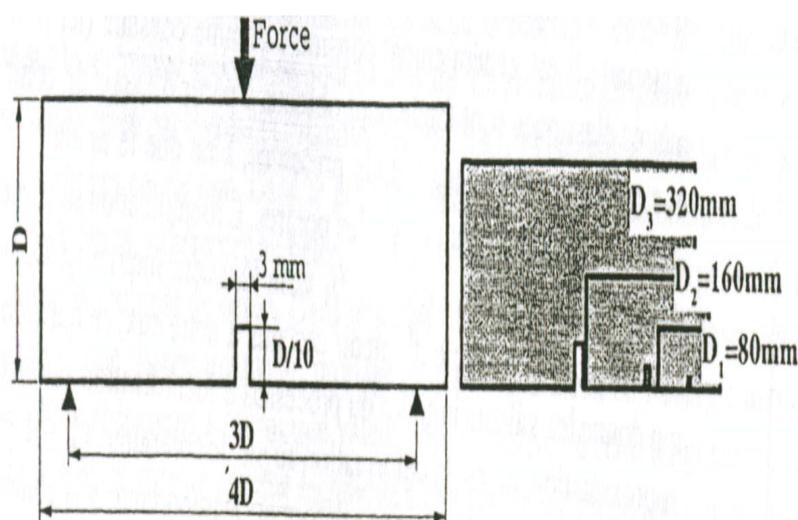


Figure 6.2: Géométries des poutres entaillées en flexion trois points [128]

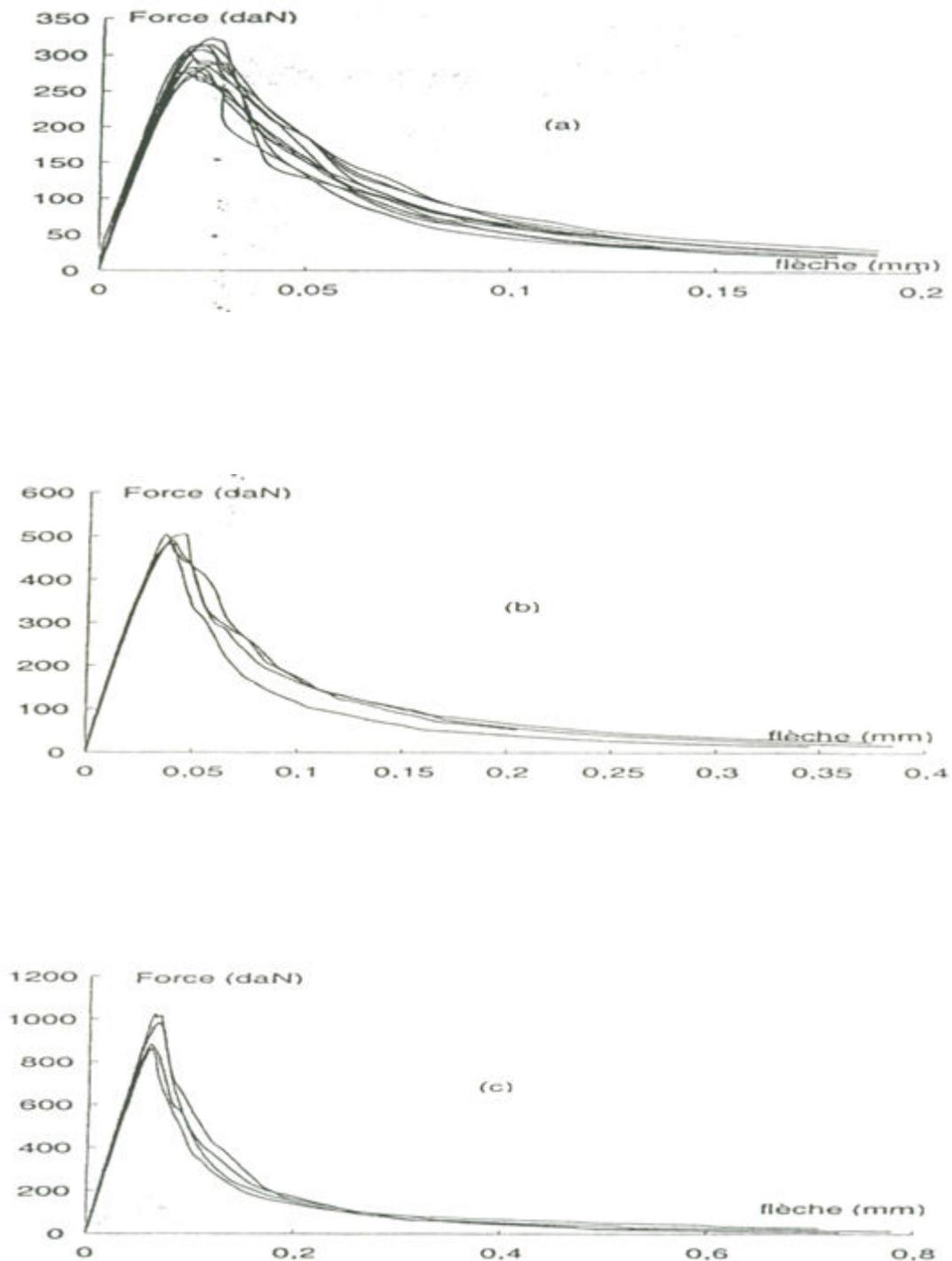


Figure 6.3: Résultats d'essais de flexion trois points a)  $D_1$  b)  $D_2$  c)  $D_3$  [128]

### 6.2.2 Influence de l'entaille

L'effet de la taille initiale de la fissure (entaille) a été étudié par SAMEER et al [129]. Les auteurs ont utilisés l'essai de flexion trois points et la figure 6.4 est une synthèse

des résultats trouvés. On remarque que la poutre de faible longueur initiale supporte plus de charge et par conséquent résiste mieux à la rupture que la poutre ayant une entaille plus profonde.

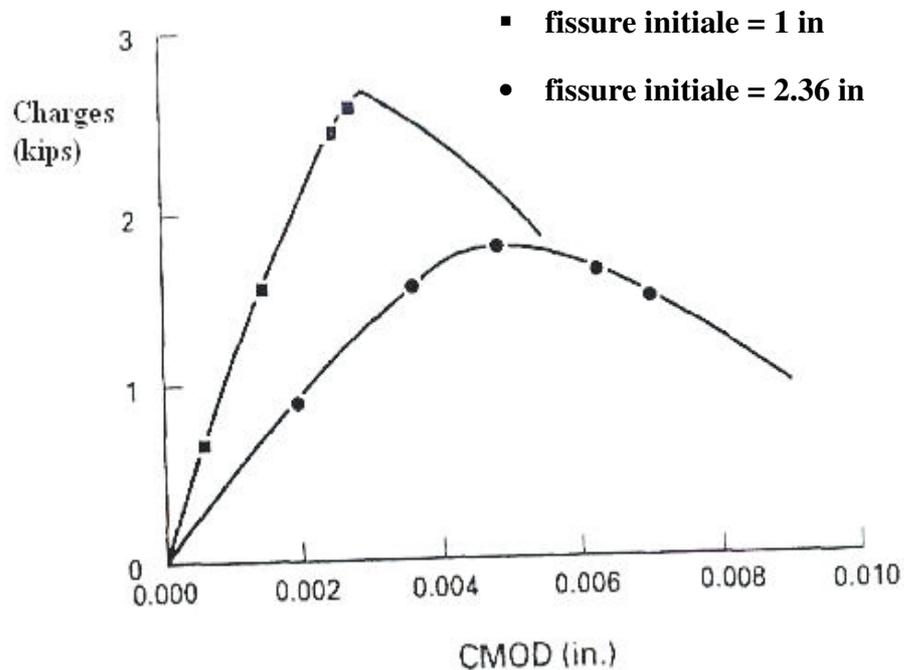


Figure 6.4: Effet d'entaille sur l'énergie de rupture [129].

KARIHALOO et al [130], ont étudié l'effet de l'entaille en variant le rapport  $\alpha$  ( $\alpha = \frac{a}{d}$ ). Ils ont constaté que l'énergie de rupture diminue avec l'augmentation du rapport  $\alpha$  dont la variation de  $G_f$  n'est pas unique. La figure 6.5 donne une variation maximale, moyenne et minimale de l'énergie de rupture  $G_f$  en fonction de rapport  $\alpha$  déterminé sur un nombre des échantillons (26) de différentes compositions.

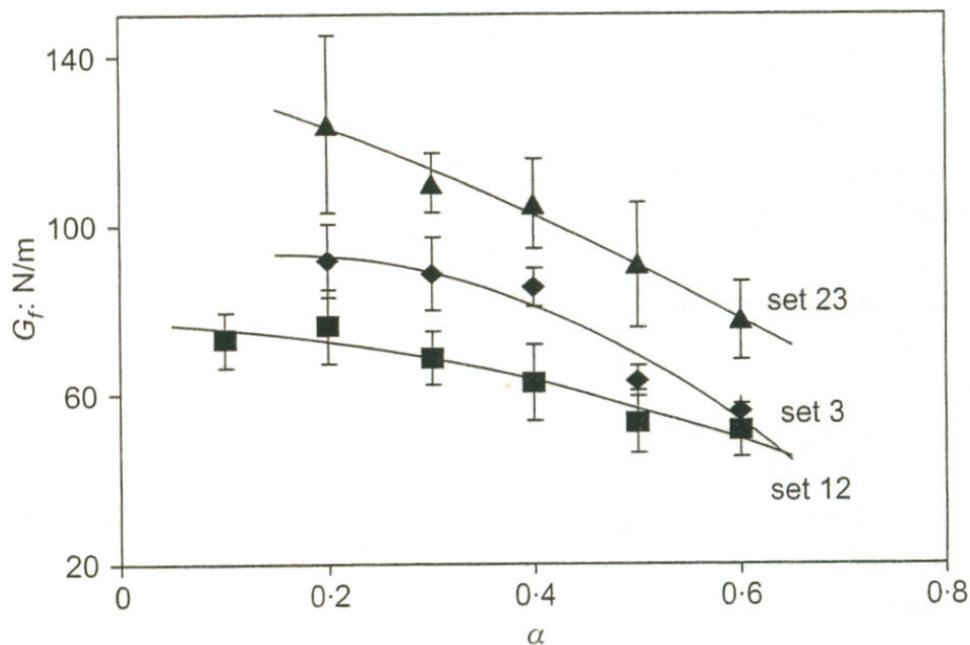


Figure 6.5: Variation de  $G_F$  en fonction du rapport  $\alpha$  [130].

### 6.2.3 Influence des granulats

Pour apprécier globalement le rôle des granulats vis-à-vis de la propagation de fissure, le mieux est de comparer les résistances à la propagation de fissure de la pâte de ciment, du mortier et du béton (Tableau 6.1). L'énergie de rupture a été déterminé par les courbes effort- déformation et la valeur de  $K_{IC}$  est calculée par :

$$K_{IC}^2 = E \cdot G_C \quad (6.1)$$

Tableau 6.1: Propriétés de la mécanique de la rupture de la pâte, mortier et béton [131]

Matériaux	$R_t$ (MPa)	E (MPa)	$K_{IC}$ (MPa $\sqrt{m}$ )	$G_C$ (N/m)	$L_{ch}$ (cm)
Pâte	5.5	21600	0.45	9.3	10
Mortier	3.5	29200	1.3	59.5	14
béton	3.5	29200	1.8	108	26

Le facteur intensité de contrainte critique  $K_{IC}$  du béton est 3 à 4 fois plus grand que celui de la pâte de ciment. L'énergie de rupture du béton est 2 fois plus grande que celle du mortier, laquelle est 6 fois supérieure à celle de la pâte de ciment. Ces différences sont attribuées à la présence des granulats. Le facteur intensité de contrainte (ou énergie de rupture) donne une mesure de la fragilité du béton.

KIM et al [132], ont étudié l'effet de la nature du sable sur la rupture du béton par l'essai W S T. Les résultats montrent que la longueur caractéristique  $l_{ch}$  n'est pas affecté par la nature du sable. Cependant l'énergie de rupture est variable ; elle est plus grande dans les bétons avec le sable concassé (calcaire ou granite) que celui du béton avec sable de rivière (Figure 6.6). Cela est dû probablement aux éléments très fins inclus dans le sable concassé et qui tend à créer une cohésion entre la pâte de ciment et les agrégats.

FELIX et al [133] ont étudié l'effet de volume des agrégats dans le béton sur la propagation des fissures par l'essai de flexion trois points. Les résultats trouvés montrent une diminution la longueur de la zone du processus de rupture ( $cf$ ) avec l'augmentation du volume des agrégats, une diminution de l'énergie de rupture  $G_F$  pour 55 % et 65 % des agrégats et une augmentation pour 75 % (Tableau 6.2).

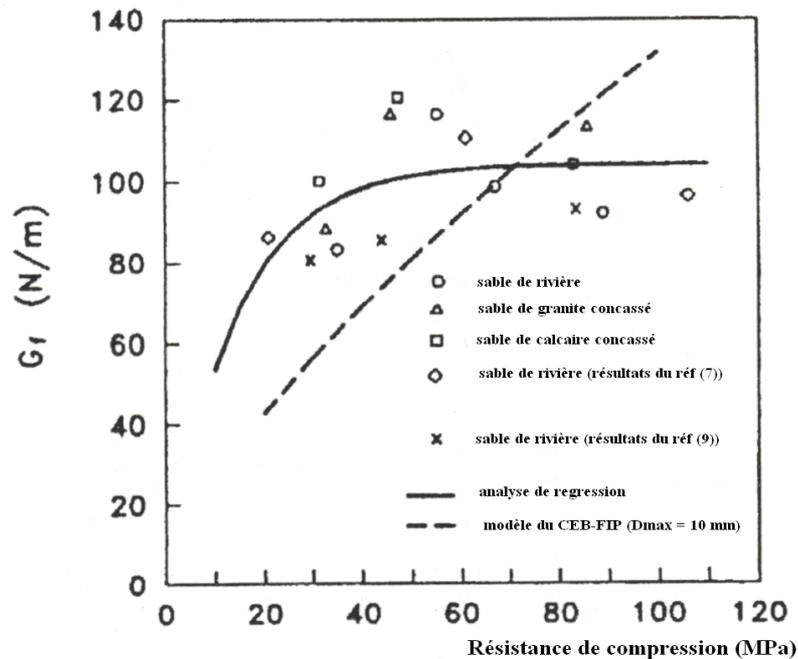


Figure 6.6: Variation de l'énergie de rupture avec la résistance du béton [133].

Tableau 6.2: Variation de  $G_F$  et  $c_f$  avec le volume des agrégats [134].

V (%)	$G_F$ (N/m)	$c_f$ (mm)
45	21.59	26.09
55	18.00	11.04
65	18.83	14.65
75	25.39	10.88

KARIHALOO et al [130], ont étudié l'influence des diamètres des granulats sur l'énergie de la rupture. Ils ont constaté que l'énergie  $G_F$  augmente avec l'augmentation du diamètre maximal des granulats et diminue avec l'augmentation du rapport longueur-hauteur de l'éprouvette ( $s/w$ ). La figure 6.7 montre que  $G_F$  est de l'ordre de 80 N/m pour les deux cas suivant ;  $d_{\max}$  des granulats de 10 mm avec  $s/w=4$  et  $d_{\max}$  20 mm avec  $s/w=8$ .

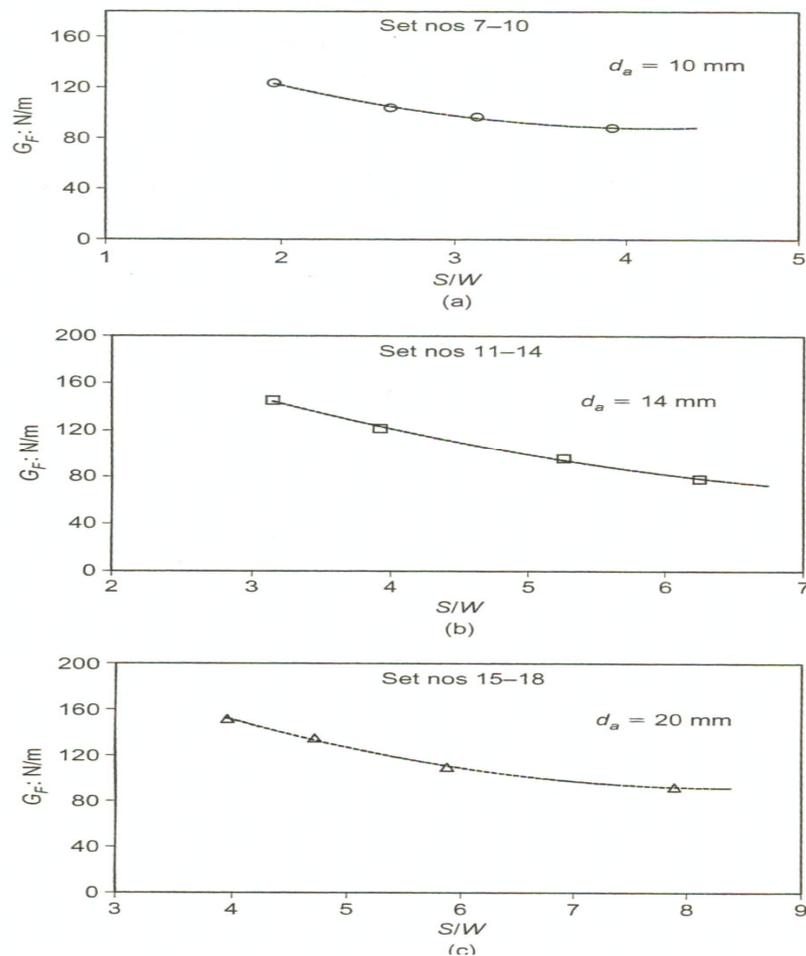


Figure 6.7: Influence des diamètres des granulats sur l'énergie de rupture.

#### 6.2.4 Influence de l'interface pâte-agrégats

Le béton est réellement un matériau fortement hétérogène puisqu'il est composé d'une matrice (pâte de ciment durcie) et d'inclusions (granulats). L'interface agrégats-matrice (mortier et particules fines) joue un rôle important dans le mécanisme de rupture du béton. Selon la résistance de l'interface agrégats-matrice, la fissure se propage autour des agrégats ou traverse l'agrégat en le cassant en deux [134].

PROKOPSKI et al [135], ont étudié l'influence de l'interface agrégats-pâte de ciment sur la ténacité (valeurs du facteur d'intensité de contrainte et l'ouverture de fissure critiques) du béton. Ils ont montré que cette zone a un effet important sur la propagation des fissures dans le béton. Ils ont constaté que la diminution du  $K_{IC}$  et de  $CTOD_C$  est de 40 à 60 % si l'adhérence granulats-pâte du ciment est nulle (avec l'utilisation des granulats paraffinés). Ils ont montré aussi que les granulats dolomites adhèrent bien avec la matrice avec ou sans ajout de fumée de silice et donnent une meilleure résistance à la propagation des fissures.

GUINEA et al [136], ont étudié l'influence des agrégats concassée et roulées sans et avec dosage du bitume ou paraffine de 5 % en masse totale des grands agrégats. Ils ont montré que l'interface affecte l'énergie de rupture  $G_F$  ; le béton avec agrégats concassés possède une grande énergie par rapport à celles des agrégats roulés et l'ouverture critique de fissure diminue avec la rigidité de l'interface.

#### 6.2.5 Influence de la résistance du béton

La résistance à la compression du béton et du mortier est le facteur le plus important pour déterminer la qualité de ces derniers. KIM [132] et KARIHALOO [130], ont constaté que l'énergie de rupture et la force de rupture augmente avec la diminution du rapport E/C. La Figure 6.8 montre la variation de l'énergie de rupture avec le rapport eau – ciment pour des agrégats concassées et roulées. La figure 6.9 montre l'effet de rapport E/C (20 %, 40 % et 60 %) sur les courbes force de rupture- ouverture de fissure de béton de différents sable (calcaire concassé, granite concassé et sable de rivière) obtenues par l'essai W.S.T. Ces résultats montrent que l'énergie de rupture et la force de rupture sont liées à la résistance mécanique de béton et de mortier et l'importance de ce rapport dans la composition.

ZHANG et al [137], on fait une étude comparative entre le béton à haute performance (BHP) et le béton ordinaire (BO). Ils ont observé que l'extension de la majorité des fissures se fait autour des agrégats dans le BO, et dans le BHP, les fissures traversent les agrégats. Ainsi la longueur caractéristique dépend de la résistance de compression ; elle est de l'ordre de 20 cm dans le BHP et de 30 cm dans le béton ordinaire. Cela montre que le BHP est plus fragile que le béton ordinaire.

GERT et al [138], ont étudié l'effet de la cure sur l'énergie de rupture dans le béton à haut résistance BHR. Les courbes Forces –Flèche obtenues expérimentalement par l'essai de flexion trois points des éprouvettes entaillées de profondeur  $a = d/3$  de cure sèche et humide sont présentées da la figure 6.10. Ils ont constaté que les forces de rupture des éprouvettes avec cure humide sont plus importantes que celle des éprouvettes avec cure sèche. Cependant, l'énergie produite par les éprouvettes avec cure sèche est plus grande de 50 N/m en moyenne.

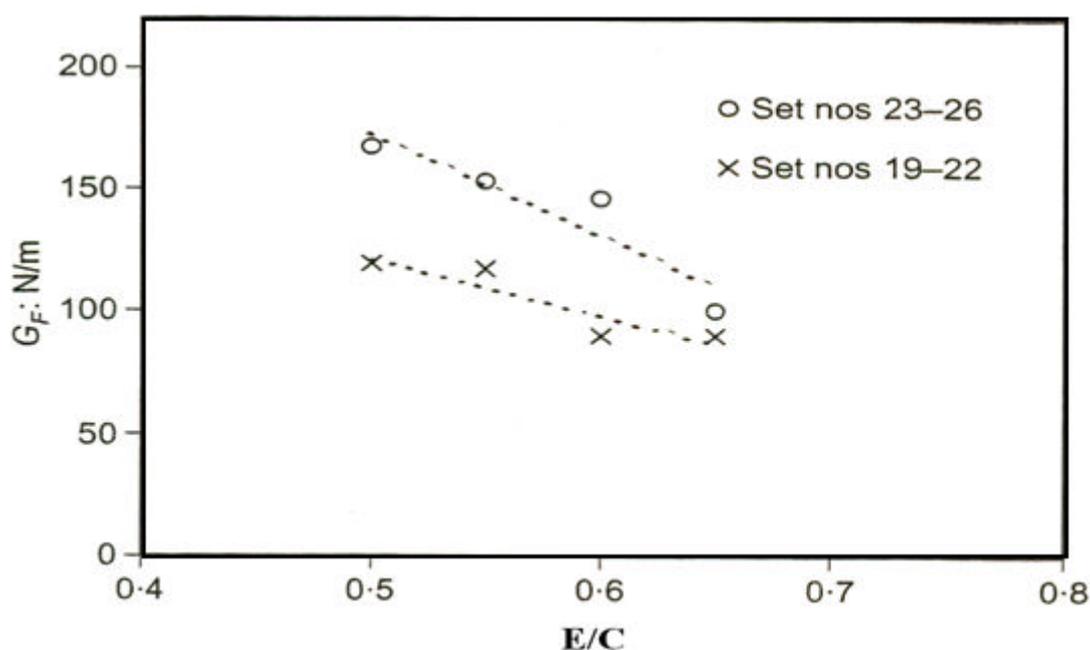


Figure 6.8: Variation de l'énergie de rupture avec le rapport  $E/C$  (o granulats roulés, x granulats concassés) [138].

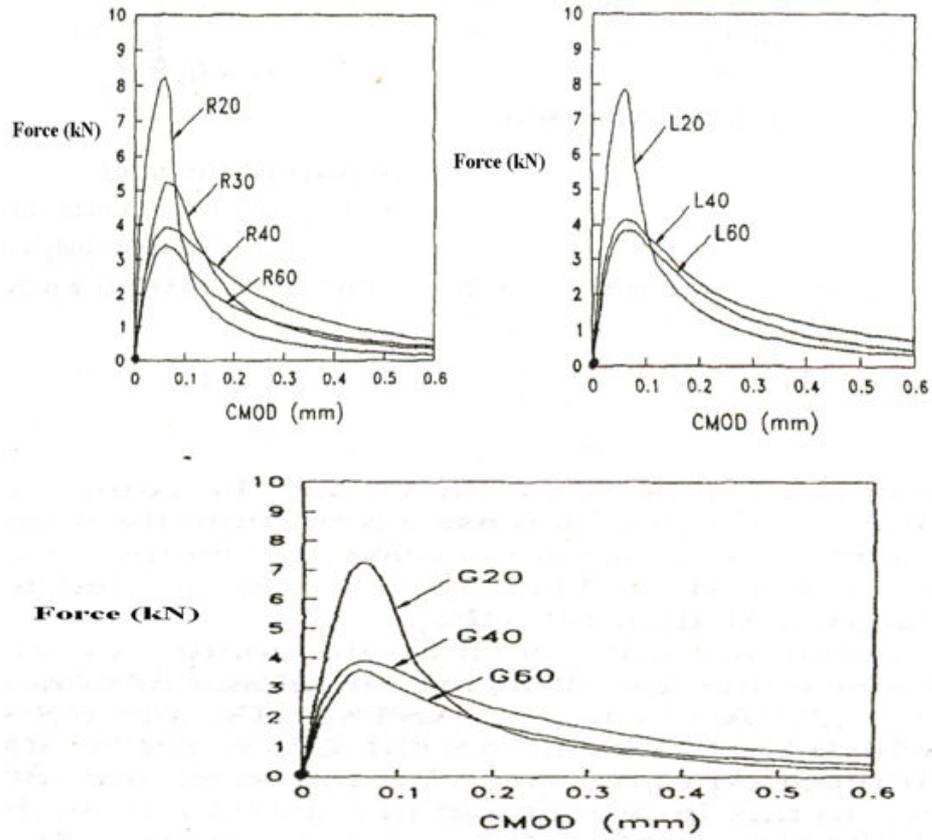


Figure 6.9: Courbes Force –CMOD (L: sable calcaire concassé, G: granite concassé, R: sable de rivière) [138].

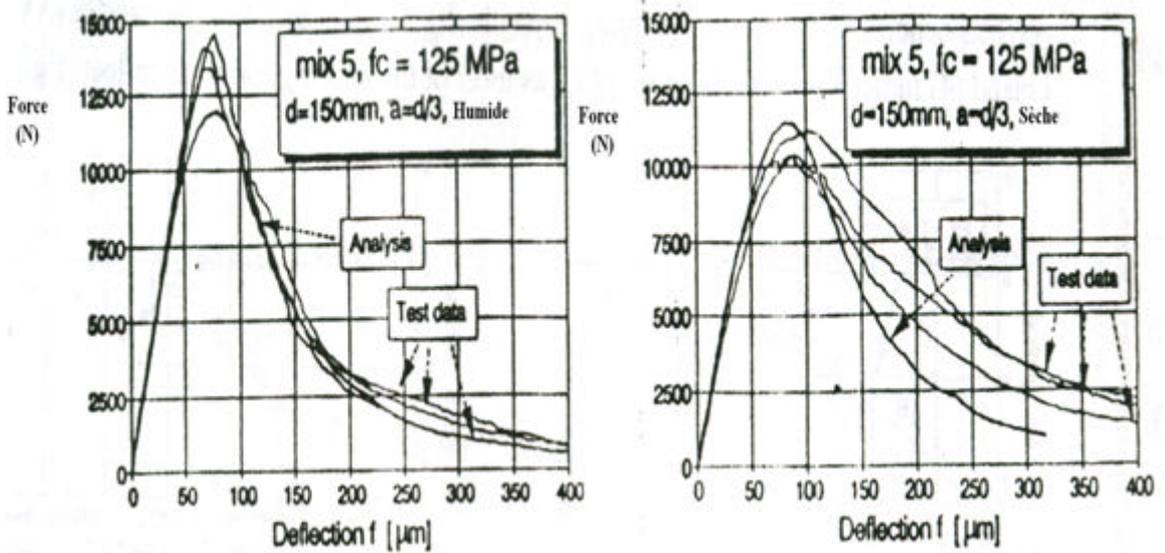


Figure 6.10: Courbes force –déflexion pour différentes conditions de cure [138].

### 6.2.6 Influence de l'ajout des fibres

DIAS et al [139] ont étudié la propagation des fissures de béton à base de géopolymère et de béton ordinaire renforcé par des fibres de basalte de différents volumes (Tableau 6.3). Ils ont déterminé le facteur d'intensité de contrainte critique  $K_{IC}$  et l'ouverture critique de la fissure  $CMOD_C$  par l'essai de flexion trois points. Ils ont constaté que  $K_{IC}$  et  $CMOD_C$  augmentent avec l'augmentation des volumes des fibres. Pour les échantillons sans fibre, la rupture est très rapide et elle est plus ductile pour les échantillons avec 0.5% et 1% de fibre. Avec l'augmentation des fibres, le béton avec ciment composé de géopolymère supportent une contrainte plus importante, admettent une flèche plus large, présentent des valeurs plus large de  $CMOD_C$  et présentent des plus grandes valeurs de  $K_{IC}$  par rapport au ciment portland. Par conséquent, ces bétons sont moins sensibles à la présence des fissures.

SENER et al [140] et ROSSI et al [141], ont trouvé des résultats similaires avec le béton de fibres métalliques. Ils ont trouvé que l'énergie de rupture augmente avec l'augmentation de volume des fibres. Wu et al [142], ont étudié la résistance à la rupture du béton renforcé par fibres plastiques. Ils ont montré que l'augmentation du pourcentage de fibres plastiques induit un chargement maximal et une longueur caractéristique faible. Ceci peut être expliqué par l'augmentation de la rigidité de la matrice avec l'addition des fibres plastique par rapport au béton de référence.

Tableau 6.3- Variation du  $K_{IC}$  et  $CMOD_C$  en fonction du volume des fibres de basalte [142].

MATERIAUX	$V_f$ (%)	$K_{IC}$ (MPa. mm <sup>1/2</sup> )	$CMOD_C$ (mm)
Ciment Portland (PC)	0	9.19	0.013
	0.5	11.96	0.014
	1	11.67	0.020
Ciment Composé de Geopolymère (PSS)	0	15.31	0.016
	0.5	16.27	0.019
	1	19.14	0.024

### 6.2.7 Influence de la température

Dans les structures comme les centrales nucléaires et l'industrie chimique (fabrication du ciment par exemple), le béton est exposé à des températures très élevées pendant les heures de travail. ABDEL-FATTAH et al [143], ont étudié la variation de ténacité d'un béton ordinaire avec la température par l'essai de flexion trois points. L'étude a montré que la ténacité diminue avec l'augmentation de la température et avec l'augmentation du nombre de cycles. Pour le premier cycle (24h d'échauffement et 24h de refroidissement), la diminution de la ténacité a été plus importante pour les températures supérieures à 50°C ((Figures 6.11), (équation (1) :  $K_{IC}=1.3 (f_c)^{0.75}$ )). Cependant le facteur d'intensité de contrainte est plus important pour les échantillons avec une entaille plus grande.

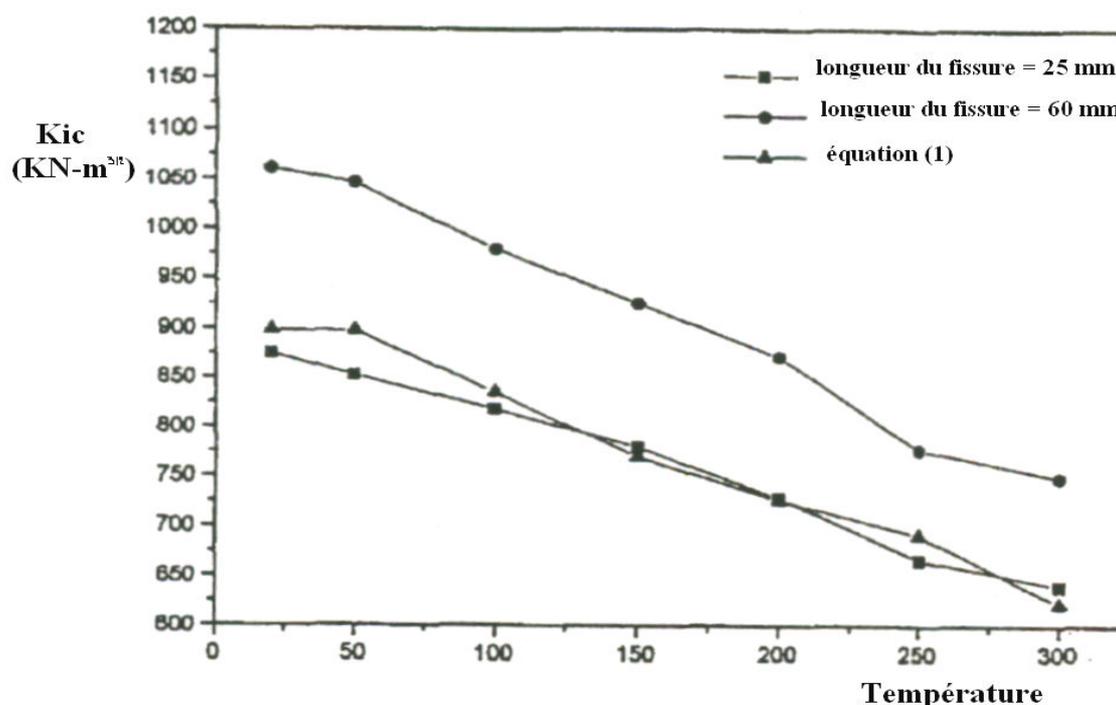


Figure 6.11: Variation du  $K_{IC}$  en fonction de la température [143].

### 6.2.8. Influence de la nature du ciment et des ajouts cimentaires

L'addition des ajouts dans le ciment modifie l'hydratation, la microstructure et le comportement macro mécanique du mortier et du béton. Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet de ces ajouts sur les paramètres de rupture [132, 144 et 145]. LAM et al [144], ont étudié la propagation des fissures dans béton à base de ciment au laitier et fumé de silice

par l'essai de flexion trois points des éprouvettes 350x75x50 mm<sup>3</sup> avec un profondeur initiale de fissure de 25 mm. Le tableau 6.4 résume les résultats de la force maximale de rupture, de l'énergie de ruptures, de la longueur critique des fissures et la flèche finale du mi portée obtenues à 28 jours et 56 jours avec un rapport eau- ciment égale 0.3. Ils ont observé que l'addition de 5 % de laitier augmente légèrement l'énergie et la flèche et diminue légèrement la force et la longueur critique de fissure à 28 jours. Cependant, à 56 jours une amélioration de la force de rupture a été constaté une diminution des autres caractéristiques. Pour les éprouvettes confectionnées avec 45 % et 55 % de laitier, les forces de rupture obtenues sont plus faibles à 28 jours puis deviennent plus importantes à 56 jours. Mais, les résultats de l'énergie de rupture sont améliorées à 28 jours et sont comparables à 56 jours. Ceci a été attribué à l'effet des particules de laitier non hydraté dans la pâte de ciment qui agissent comme micro- agrégats augmentant ainsi la résistance à la propagation des fissures. Par contre, les éprouvettes contenant 5 % de fumée de silice ont des forces de rupture plus importante et des énergies plus faibles par rapport au ciment de référence.

Tableau 6.4: Résultats sommaires des essais de rupture [144].

âge (jour)	Ajout (%)	F <sub>max</sub> (kN)	G <sub>F</sub> (N/ m)	A <sub>c</sub>	Flèche (mm)
28	0*	1.80	114.8	35.0	0.54
	25*	1.78	120.5	33.8	0.68
	45*	1.71	123.5	34.2	0.79
	55*	1.48	122.2	38.3	1.34
	5**	2.08	111.6	30.9	0.64
56	0	1.93	123.3	32.8	0.67
	25*	1.97	121.3	28.0	0.65
	45*	2.12	126.4	32.9	0.72
	55*	1.60	120.6	37.1	0.90
	5**	2.16	100.4	28.3	0.46

\*Laitier

\*\* Fumée de silice

### 6.2.9 Conclusion

L'effet du filler calcaire comme ajout au ciment ou au sable de concassage n'a pas été étudié. Comme l'ajout calcaire affecte la résistance à la compression, l'interface pâte-granulats ainsi que l'hydratation à jeune âge, une étude expérimentale de la propagation de fissure sera réalisée dans notre étude expérimentale.

La fissurabilité des mortiers et béton dépend principalement de la résistance à la compression, des granulats, de la température, de la présence des fines, et de la nature de ciment et de l'ajout, des dimensions de l'éprouvette, de la profondeur d'entaille, et du type de l'essai. Des études ont été rapportés sur l'effet d'ajout cimentaire comme le laitier et la fumée de silice mais aucune sur l'ajout calcaire.

## 6.3 Résultats expérimentaux

### 6.3.1 Introduction

Dans cette partie on présentera les résultats de l'étude expérimentale sur l'effet des fines calcaires substituées au ciment et ou sable sur les paramètres statiques de rupture des mortiers et bétons, notamment l'énergie de rupture ( $G_F$ ), la longueur caractéristique ( $l_{ch}$ ) et le facteur d'intensité ( $K_{IC}$ ). Les essais effectués sont principalement les essais de flexion trois points à déplacement contrôlé sur des éprouvettes de mortier et de béton avec et sans entailles.

### 6.3.2 Détermination des paramètres de rupture par l'essai de flexion trois points

L'essai de flexion trois points a été effectué sur des éprouvettes de mortier à déplacement contrôlé. La vitesse imposée est constante de 0.2 mm/min. Ces essais permettent de déterminer l'énergie de rupture  $G_F$  du matériau à partir de l'aire sous la courbe complète charge-déformation (ou ouverture de fissure).

La figure 6.12 représente les courbes typiques charges – déformations des éprouvettes entaillées de mortiers ou bétons à base de fines calcaires. Toutes ces courbes de déformations obtenues à partir des essais sur des éprouvettes sans entailles de mortier et béton, présentent un changement brusque de la charge du post-peak (Fig. 6.13). Cependant, les courbes des échantillons des mortiers et bétons avec entaille diminuent doucement après la charge ultime (post-peak) avec l'augmentation de la longueur

d'entaille. La branche descendante de la courbe charge-déformation devient plus raide, la rigidité de la poutre de béton diminue avec de larges déformations qui augmentent avec l'augmentation du rapport de l'entaille ( $a/d$ ). Une vue typique de la surface de rupture d'un échantillon de béton est montrée sur la figure 6.14.

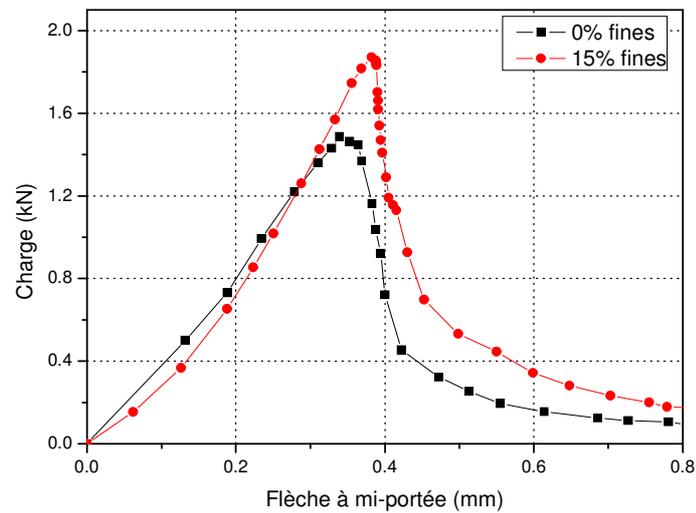


Figure 6.12: Courbe typique charge-déformation de l'essai de flexion trois points pour éprouvette de béton entaillée ( $a = 0.4 d$ ).

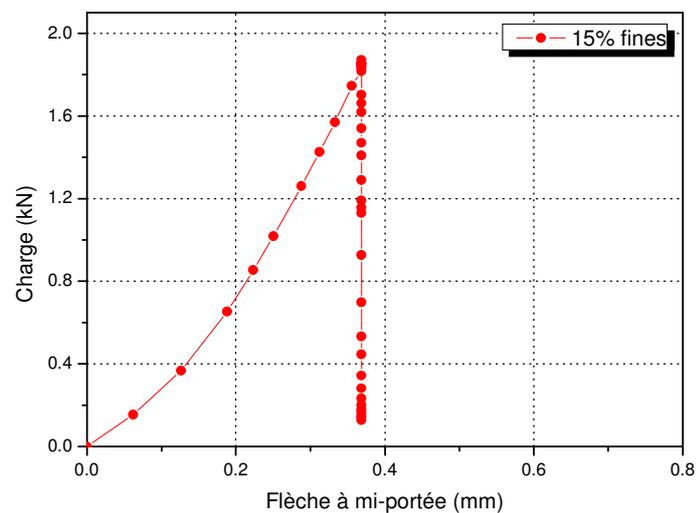


Figure 6.13: Courbe typique charge-déformation de l'essai de flexion trois points pour éprouvette de béton sans entaille.



Figure 6.14: Vue typique de la surface de rupture de l'éprouvette de béton entaillée

L'énergie de rupture  $G_F$  du matériau testé est obtenue en calculant l'aire sous la courbe force- déplacement ( $W$ ) divisé par l'aire à fissurer  $b*(d-a)$  selon la formule suivante :

$$G_F \approx \frac{W + mg \delta_{\max}}{b (d - a)} \quad (6.2)$$

Où :

$W$  : est l'aire sous la courbe Force – Flèche en N.mm ;

$b$  : est la largeur de l'éprouvette en mm ;

$d$  : est la hauteur de l'éprouvette en mm ;

$a$  : est la longueur initiale de la fissure en mm.

$mg \delta_{\max}$  : est le travail développé par le poids de l'éprouvette. Il est de l'ordre de 2 % et de ce fait il est négligé dans les calculs de l'énergie de rupture comme le montre les résultats suivants :

$$G_F \approx \frac{W}{b (d - a)} \quad (6.3)$$

Le facteur d'intensité de contrainte ( $K_{IC}$ ) résultant du mode I de rupture est calculé par la formule  $K_I = \sqrt{E * G_F}$ . A défaut d'essais pour déterminer le module d'élasticité E, celui-ci est obtenu par la formule semi empirique du BAEL comme suit :  $E = 11000\sqrt[3]{R_c}$ . La longueur caractéristique ( $L_{ch}$ ) est calculée par la formule :

$$L_{ch} = \frac{E \cdot G_F}{f_t^2} = \left( \frac{K_{IC}}{f_t} \right)^2 \quad (6.4)$$

Elle est utilisée pour caractériser physiquement la fragilité du matériau; plus la longueur caractéristique ( $L_{ch}$ ) est petite, plus le matériau est plus fragile. La résistance à la traction ( $f_t$ ) est calculée dans notre étude par la formule suivante :

$$f_t = f_c / 10 \quad (6.5)$$

Où :

$f_c$  : est la résistance à la compression.

### 6.3.3 Influence des fines calcaires substituées au ciment sur les paramètres de rupture des mortiers

La figure 6.15 montre la variation de l'énergie ( $G_F$ ) en fonction du pourcentage des fines calcaires pour les différents rapports d'entaille ( $a/d$ ). Nous constatons d'après cette figure que lorsque le taux de fines augmente, l'énergie  $G_F$  obtenue des courbes expérimentales charge-déformation diminue pour les échantillons avec et sans entailles. Cette tendance semble être plus prononcée pour les éprouvettes de mortier sans entailles. Pour les éprouvettes de mortier avec 20% de fines calcaires, une réduction d'énergie de 52 à 70% est enregistrée pour les profondeurs d'entailles 0.2d et 0.4d, respectivement.

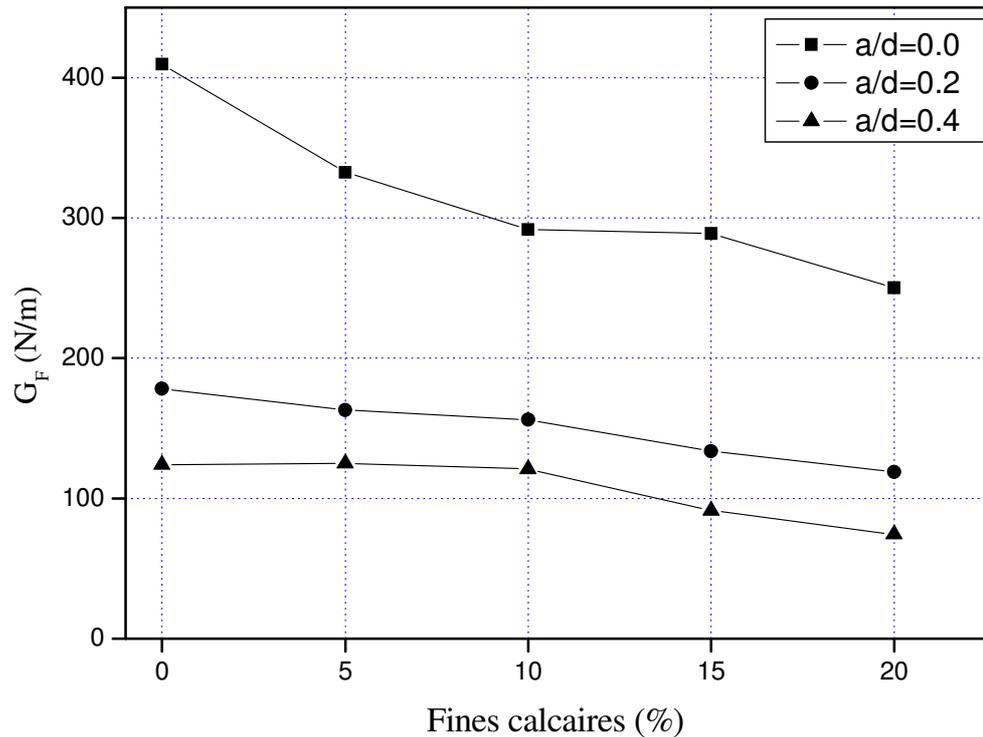
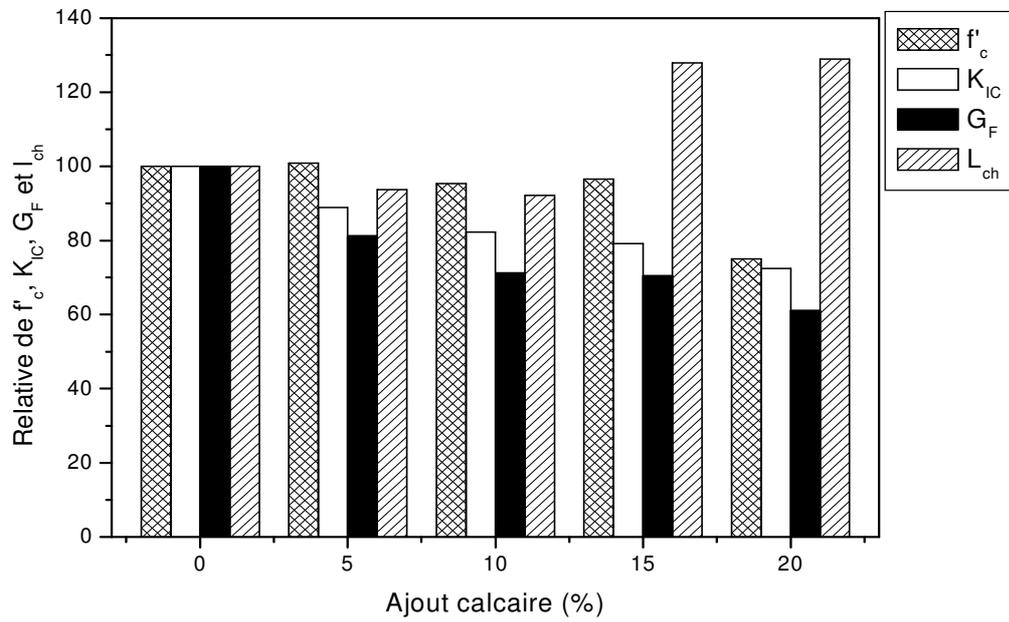
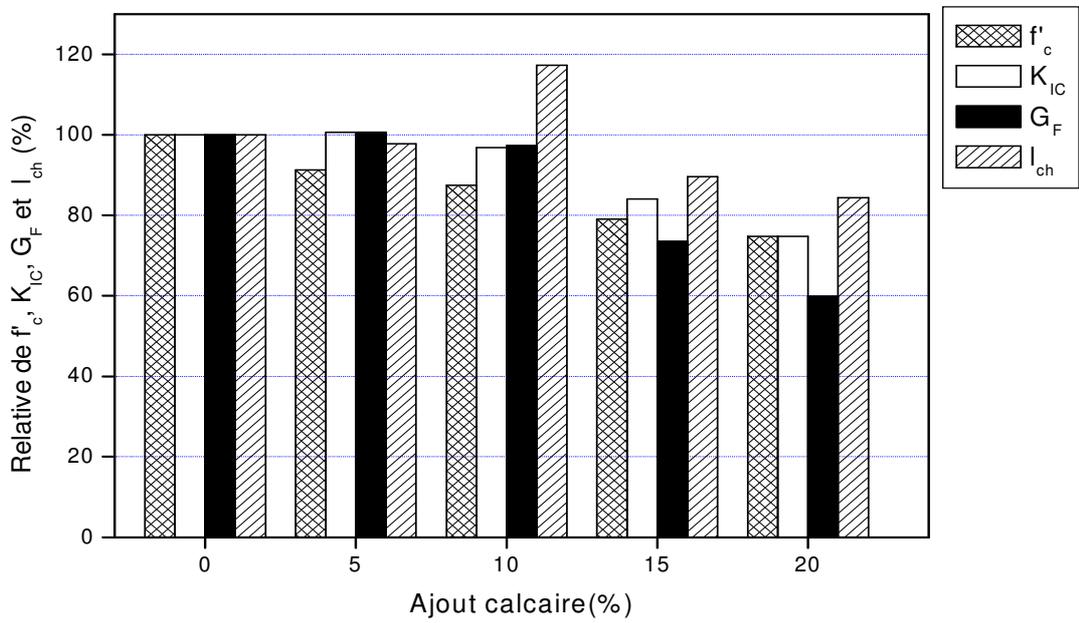


Figure 6.15: Effet de l'ajout calcaire sur l'énergie de rupture du mortier.

La résistance relative à la compression ( $f_c$ ), l'énergie relative de rupture ( $G_F$ ), le facteur d'intensité de contrainte relatif de rupture ( $K_{IC}$ ) et la longueur caractéristique relative ( $l_{ch}$ ) pour les mortiers avec fines calcaires en comparaison à celle des mortiers de référence sont illustrés sur la figure 6.16. Les paramètres relatifs de rupture n'excèdent pas ceux du mortier de référence pour tous les taux de fines calcaires, indiquant que l'énergie de rupture et le facteur d'intensité ( $K_{IC}$ ) sont réduits quand les fines de calcaires sont incorporées. D'autre part, une augmentation est observée pour les valeurs caractéristiques relatives de la longueur ( $l_{ch}$ ) avec 15% et 20% de fines calcaires pour une profondeur d'entaille  $a = 0.20 d$  et avec 10% pour  $a/d = 0.4$ . La réduction des paramètres de rupture avec l'augmentation des fines calcaires dans le ciment signifie que les fines calcaires ont un comportement fragile qui favorise la propagation des fissures.



(a)



(b)

Figure 6.16: Effet du calcaire sur la résistance relative à la compression et les paramètres relatifs de rupture ( $K_{IC}$ ,  $G_F$  et  $I_{ch}$ ) des éprouvettes de mortier entaillées avec  $a/d = 0.2$  (a) et  $a/d=0.4$  (b).

### 6.3.2 Influence de la profondeur des entailles sur la fissuration du mortier

L'influence de la profondeur d'entaille sur l'énergie de rupture ( $G_F$ ) des échantillons de mortier à base de ciment au calcaire est illustrée sur la figure 6.17. On peut observer, que l'énergie de rupture diminue avec l'augmentation du rapport ( $a/d$ ) pour tous les taux de fines calcaires. Ces résultats sont conformes avec plusieurs études [143, 144]. La variation de l'énergie de rupture a été réduite avec l'augmentation de la longueur d'entaille pour tous les taux de fines calcaires. Les mortiers avec un pourcentage plus élevé de fines ont des énergies faibles par rapport aux mortiers sans fines calcaires.

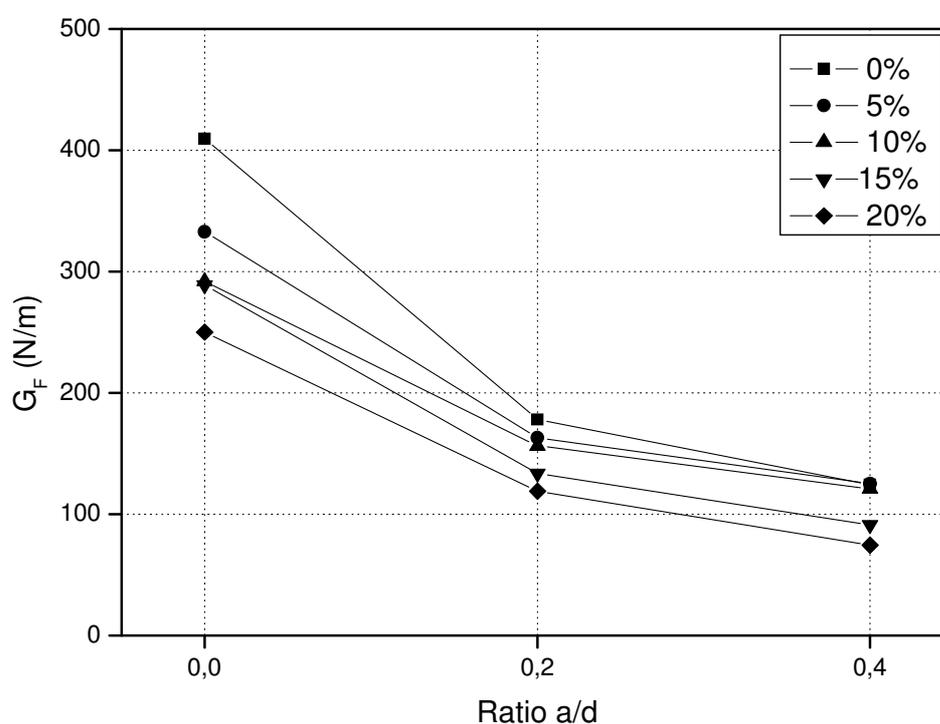


Figure 6.17: Effet de la profondeur des fissures ( $a$ ) sur l'énergie de rupture du mortier à base de ciment au calcaire.

### 6.3.3 Influence des fines calcaires substituées au ciment sur les paramètres de rupture du béton

La figure 6.18 présente la relation entre les paramètres relatifs de rupture et le pourcentage de fines pour les éprouvettes de béton à base de ciment au calcaire. On peut noter que le remplacement du ciment par un taux élevé de fines calcaires (20%), a un effet positif sur l'énergie de rupture ( $G_F$ ), le facteur d'intensité ( $K_{IC}$ ) et la longueur caractéristique ( $l_{ch}$ ) des éprouvettes de bétons entaillées ( $a/d = 0.2$ ). Par ailleurs, une

diminution de ces paramètres de rupture ( $G_F$  et  $K_{IC}$ ) est notée pour les éprouvettes de mortier avec 10% et 15% de fines.

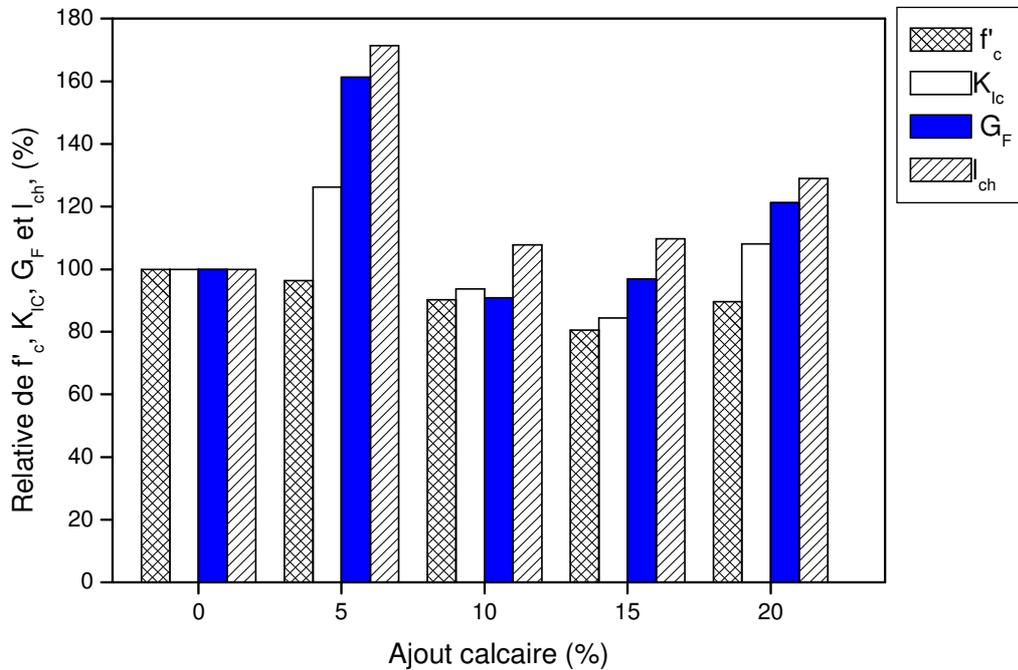


Fig. 6.18: Effet du calcaire sur la résistance relative à la compression et les paramètres relatifs de rupture ( $K_{IC}$ ,  $G_F$  et  $l_{ch}$ ) des éprouvettes de béton entaillées ( $a/d = 0.2$ ).

Les figures 6.19 et 6.20 montrent la relation entre l'énergie de rupture ( $G_F$ ) et la résistance à la compression et la relation entre la longueur caractéristique ( $l_{ch}$ ) et la résistance à la compression, respectivement des éprouvettes en béton avec entailles ( $a/d=0.2$  et  $a/d=0.4$ ). D'après ces figures, on constate que les relations entre l'énergie de rupture ( $G_F$ ) et la résistance à la compression ainsi que la relation entre la longueur caractéristique  $l_{ch}$  et la résistance à la compression obtenues à partir des essais expérimentaux ne sont pas conformes aux tendances suggérées par le modèle du code CEB [146] tracé dans ces figures. Ceci, sous-estime les résultats expérimentaux et il est considéré comme limite inférieure pour la plupart des bétons.

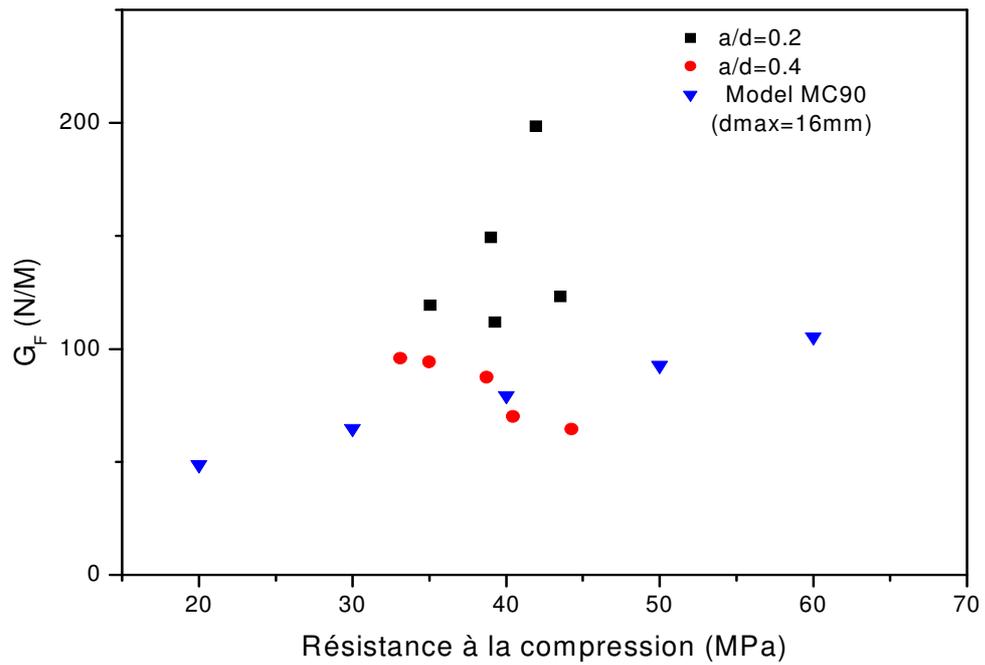


Figure 6.19: Variation de l'énergie de rupture avec la résistance à la compression du béton à base de ciment au calcaire.

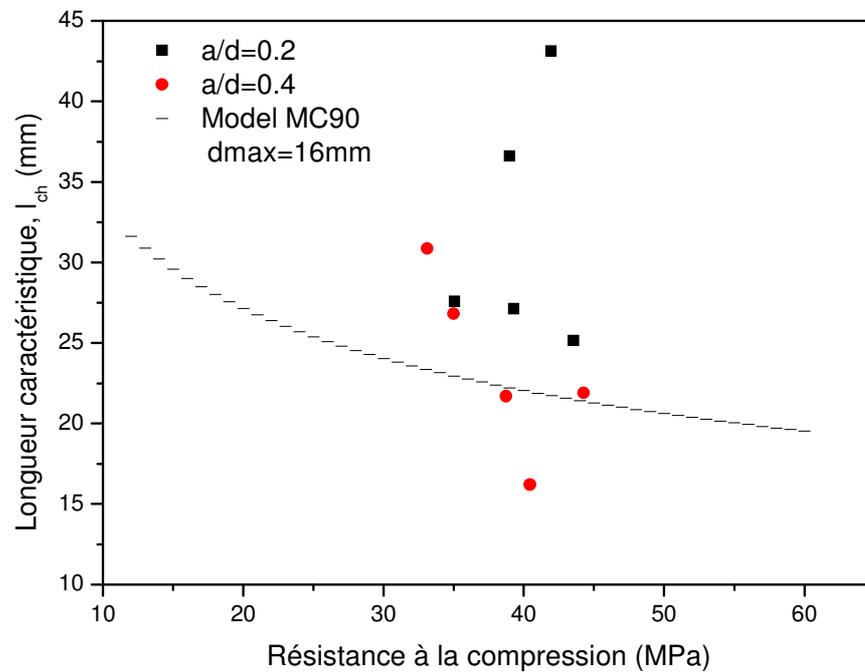


Figure 6.20: Variation de la longueur caractéristique ( $l_{ch}$ ) avec la résistance à la compression du béton à base de ciment au calcaire.

### 6.3.4 Influence des fines calcaires substituées au sable de concassage sur la propagation des fissures des mortiers

La figure 6.21, illustre les résultats des paramètres relatifs de rupture des mortiers entaillés de sable de concassage en fonction du pourcentage des fines calcaires. Selon la figure 6.21, on constate que les paramètres relatifs de rupture avec 10% et 20% de fines pour les mortiers entaillés avec un rapport  $a/d = 0.2$  sont plus élevés que ceux des mortiers sans fines. Par ailleurs, les paramètres relatifs de rupture pour les échantillons entaillés avec un rapport  $a/d = 0.4$ , sont relativement inférieurs à ceux du mortier de référence à l'exception du mortier avec 15% de fines, où une légère augmentation est observée.

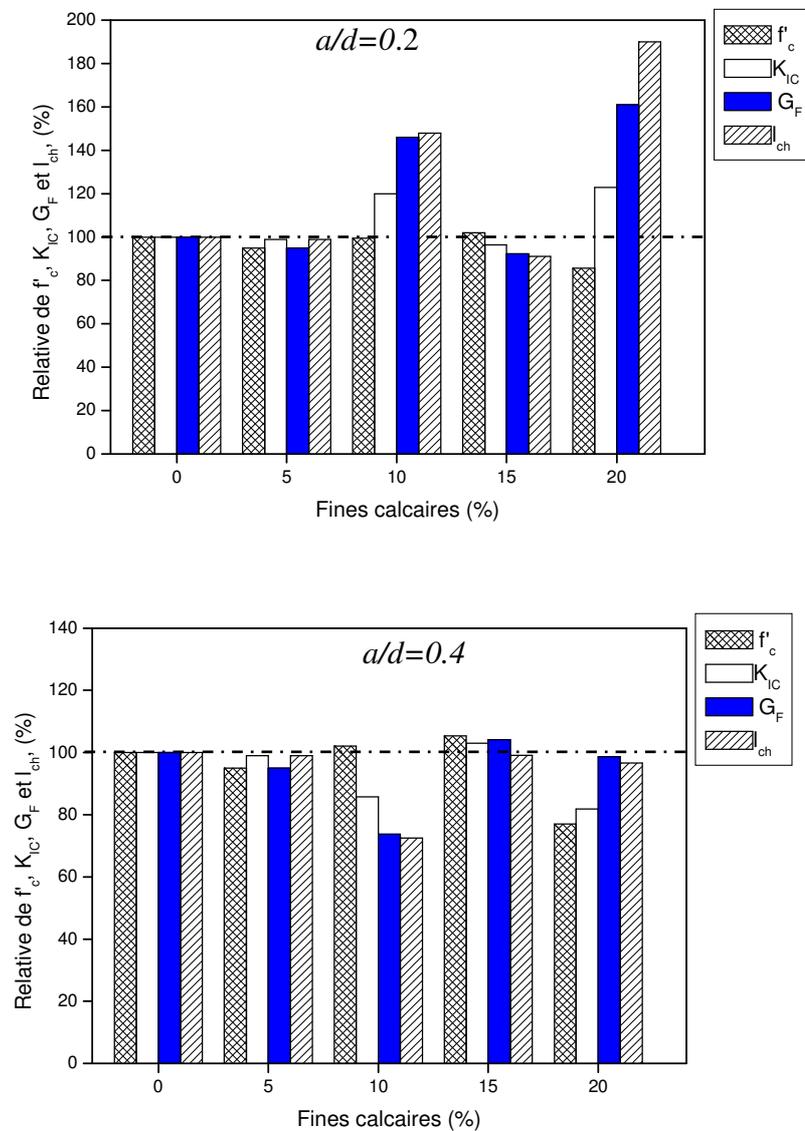


Figure 6.21: Effet des fines calcaires sur les paramètres relatifs de rupture des mortiers à base de sable de concassage.

Une comparaison de l'énergie de rupture ( $G_F$ ) des bétons à base de sable de concassage avec et sans entaille à celle des bétons à base de sable normal a été faite. Selon la figure 6.22, on remarque que lorsqu'on augmente le taux de fines calcaires à 15%, l'énergie de rupture ( $G_F$ ) du béton à base de sable de concassage est améliorée par rapport au béton sans fines et au béton avec sable normal (dans le cas des éprouvettes sans et avec entaille ( $a/d=0.2$ )). La raison peut être attribuée au rôle des fines dans l'amélioration du lien ou la cohésion entre la pâte de ciment et les agrégats. Ces résultats sont en accord avec ceux reportés par KIM et al sur le béton de sable de concassage [132].

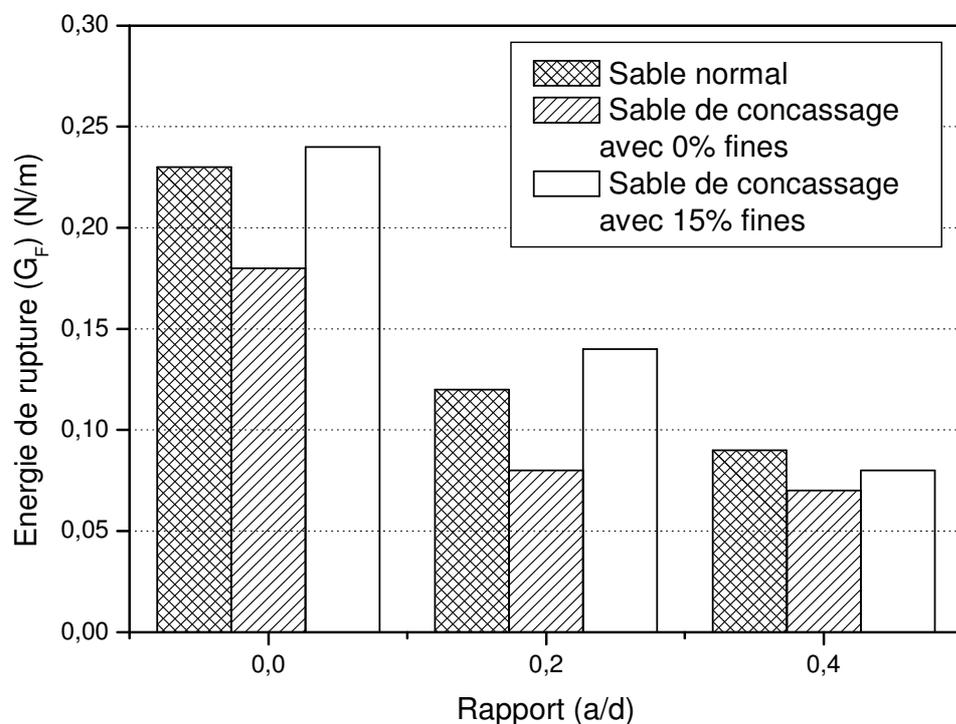


Figure 6.22: Energie de rupture ( $G_F$ ) en fonction du rapport ( $a/d$ ) du béton avec sable normal et sable de concassage.

#### 6.4 Conclusion

La détermination et l'analyse des paramètres intrinsèques de la mécanique de la rupture du mortier et béton fissurées et non fissurés avec et sans ajout calcaire ont permis de montrer l'effet des entailles et l'effet d'addition calcaire sur la propagation des fissures et d'aboutir aux conclusions suivantes :

- ✓ L'énergie de rupture ( $G_F$ ), le facteur d'intensité de contrainte ( $K_I$ ) du mortier diminuent avec l'augmentation de calcaire dans le ciment et avec l'augmentation de la profondeur des fissures.
  
- ✓ La réduction des paramètres de rupture avec l'augmentation des fines calcaires dans le ciment ou dans le sable signifie que les fines calcaires ont un comportement fragile qui favorise la propagation des fissures.
  
- ✓ L'incorporation des fines calcaires dans le ciment ou dans le sable améliore la charge ultime (post-peak) du béton avec un gradient faible de la branche descendante de la courbe charge-déformation. L'ajout calcaire permet aussi d'augmenter la déformation à la charge ultime.

## CONCLUSIONS et PERSPECTIVES

L'objectif de cette étude est l'analyse de l'effet combiné des fines calcaires dans le ciment et dans le sable de concassage sur les propriétés mécaniques et de durabilité des mortiers et bétons. Le programme de recherche a été divisé en quatre parties distinctes; la première consistait à étudier l'effet des fines calcaires substituées au ciment sur les propriétés des mortiers à l'état frais et durci. Le ciment a été substitué par du calcaire à des teneurs allant de 0 à 30%. Cette étude visait également à évaluer le pourcentage optimal des fines calcaires dans le ciment. Dans la seconde partie, nous nous sommes intéressés à l'effet combiné des fines calcaires dans le ciment et dans le sable sur les propriétés mécaniques des mortiers à base de sable de concassage. Le pourcentage des fines de sable de concassage était de 0, 5, 10, 15 et 20%. Sur la base de l'optimum des fines de calcaire dans le ciment et dans le sable obtenu des deux phases expérimentales précédentes, la troisième partie a porté sur l'analyse de l'effet des fines calcaires sur la durabilité du béton à base de sable de concassage. Et enfin, la dernière partie de ce programme de recherche a été consacrée à l'analyse de l'effet des fines calcaires sur la propagation des fissures dans les mortiers et bétons.

Les résultats de la première partie du programme de recherche ont d'abord montré que les résistances des ciments à base d'ajouts et sans ajouts sont comparables à jeunes âges. Par ailleurs, les résistances à la compression diminuent avec l'augmentation de l'ajout calcaire à long terme. Le remplacement du ciment par le filler calcaire au-delà de 15 à 20% induit une chute remarquable de la résistance à la compression. Les résultats de l'étude des variations dimensionnelles des mortiers ont montré que l'ajout des particules de calcaire dans la matrice cimentaire, engendrant une augmentation du retrait de séchage. Cette campagne expérimentale a aussi révélé que les mortiers à base de ciment aux calcaires présentent des retraits élevés par rapport au mortier sans ajouts. A des taux de fines calcaires allant jusqu'à 15%, les valeurs du retrait restent inférieures aux limites imposées par les normes en vigueur. Il est également montré que le fait d'incorporer de fines calcaires dans le ciment, cela a pour effet de diminuer la porosité pour des taux de

substitution allant de 5 à 25% par rapport au mortier sans fines. Au-delà de 25% de fines calcaires, on a constaté une augmentation de la porosité.

Les résultats de l'étude de l'effet combiné des fines calcaires dans le ciment et dans le sable sur les propriétés des mortiers à base de sable de concassage, ont montré que l'incorporation jusqu'à 15% de fines calcaires n'a pas d'effet négatif sur les propriétés mécaniques. L'étude a aussi montrée que la présence des fines calcaires augmente le retrait de séchage pour tous les types de ciments utilisés. Les mortiers à base de sable de concassage confectionnés avec le ciment D présente le retrait le plus faible par rapport aux autres ciments, mais qui reste conforme aux normes en vigueur.

L'étude de l'effet des fines calcaires sur les propriétés de durabilité des bétons à base de sable de concassage amènent aux conclusions suivantes :

- ✓ L'absorption capillaire des bétons avec 15% de fines calcaires est comparable à ceux des bétons sans fines pour tous les types de ciments utilisés. Des valeurs élevées ont été observées pour les bétons à base du ciment A par rapport aux autres ciments.
- ✓ L'incorporation des fines calcaires à un taux de 15%, diminue la résistance à la pénétration des ions chlores et augmente la perméabilité au gaz de tous les mélange de bétons étudiés. La présence des fines de calcaire de 15% en tant que remplacement partiel de ciment et de sable, augmente la pénétration des ions chlores et la perméabilité au gaz, tandis que la perméabilité à l'eau est réduite.
- ✓ La pénétration élevée des ions chlores et de la perméabilité au gaz du béton à base de sable de concassage avec 15% de fines calcaire signifie que son utilisation en structures exposées à l'environnement marin devrait être limitée.
- ✓ Une faible corrélation entre les mesures de perméabilité au gaz, aux ions chlores, à l'eau et les mesures de la résistance à la compression a été trouvée.
- ✓ L'incorporation de 25% de fines calcaires comme substitution au sable de concassage diminue la résistance à l'attaque des sulfates de magnésium et de

sodium dans le cas du béton confectionné avec le ciment C. Par ailleurs, meilleure résistance à l'attaque des sulfates est observée dans le cas du béton D avec et sans fines calcaires.

La détermination et l'analyse des paramètres intrinsèques de la mécanique de la rupture du mortier et béton fissurés et non fissurés avec et sans ajout calcaire ont permis de montrer l'effet des entailles et l'effet d'addition calcaire sur la propagation des fissures et d'aboutir aux conclusions suivantes :

- ✓ L'énergie de rupture ( $G_F$ ), le facteur d'intensité de contrainte ( $K_{IC}$ ) du mortier diminuent avec l'augmentation du taux de fines de calcaire dans le ciment et dans le sable avec l'augmentation des profondeurs des fissures.
- ✓ La réduction de l'énergie de rupture ( $G_F$ ) avec l'augmentation des fines calcaires dans le ciment ou dans le sable signifie que les fines calcaires ont un comportement fragile qui favorise la propagation des fissures.

## Perspectives

Cette étude expérimentale reste limitée et peut être complétée par l'investigation de :

- ✓ Analyse de la durabilité des ciments ternaires (calcaire + pouzzolanes + laitier).
- ✓ Étude de l'effet de la cure du climat chaud et des milieux agressifs sur la durabilité des bétons à base de ciment au calcaire.
- ✓ Suivi de l'hydratation des ciments à base de fillers calcaires issus du sable de concassage par des moyens d'expérimentations appropriés (DRX, MEB, ATG, ATD et MIP).

## REFERENCES

- [1] Mehta, P.K., Concrete technology for sustainable Development, Concrete International, vol. 21, n° 11, pp. 47-53, 2001.
- [2] Malhotra, V.M, Role of Supplementary Cementing Materials in Reducing Greenhouse Gas Emissions, Supplementary Cementing Materials for Concrete, CANMET, Ottawa, Ontario, Canadian Government Publishing Center, MTL Division Report MTL 98-03 (OP&J), Natural Resources Canada, Ottawa, 1986, pp. 17.
- [3] Soroka, N., Calcareous fillers and the compressive strength of Portland cement, Cem. Concr. Res. 6 (1976) 367-376.
- [4] Kenai, S., Menadi, B., and Ghrici, M., Performance of limestone cement mortar, Eight CANMET/ACI Internatioanl Conference on Recent Advances in Concrete Technology, 2006, Montréal-Canada.
- [5] Kenai, S., Benna, Y., Menadi, B., The effect of fines in crushed calcareous sand on properties of mortar and concrete, International Conference on Infrastructure regeneration and rehabilitation, Sheffield, Editor R.N Swamy, 1999:253-261
- [6] Ramirez, J.L., Barcena, J.M., and Urreta, J.I., Sables calcaires à fines calcaires et argileuses : influence et nocivité dans les mortiers de ciment, Matériaux et Construction, 1987, 20, 202-213.
- [7] Bonavetti, V.L., Irassar, E.F., The effect of stone dust content in sand, Cem. Conc. Com. 24 (3)(1999) 580-590.
- [8] Taylor, F.H.W, Cement chemistry, 2<sup>nd</sup> ed., Telfort, T. 1997, London.
- [9] Bogue, R.H., The chemistry of Portland cement, 2<sup>nd</sup> ed, Reinhold, New York.
- [10] Newman, J., and Choo, Advanced concrete technolgy-Constituent materials, Edition 2003, Butterworth-Heinemann, ISBN 0750651032.
- [11] Tagnit-hamou, A., Microstructure et Physico-chimie des ciments et des bétons, notes de cours, Département de Génie Civil, Faculté des sciences appliquées, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, (1996), pp.287.
- [12] Marei, R., Energy and its impacts on cement industry with special reference to conversion and modernisation of cement plants in Arab and developing countries, Cement Industry in OIC Member countries, Technical paper 1, Saudi Arabia, 1990.
- [13] Pliskin, L., La Fabrication du Ciment: Ciments Français, Eyrolles: Paris, 1993.

- [14] Kenai, S., Soboyejo, W., and Soboyejo, A., Some engineering properties of limestone concrete, *Materials and Manufacturing Process*, 2004, 19(5):949-61.
- [15] NF EN197-1, Ciment : Composition Spécifications et critères de conformité-Partie 1: Ciments courants, AFNOR, Paris, 2000, pp. 27.
- [16] Gartner, E.M, and Gaidis, J.M, Hydration mechanisms, In *Materials Sciences of concrete*, pp. 95-125, 1995.
- [17] Neville, A., *Propriétés des bétons (version française de Properties of concrete)*, Eyrolles, 2000.
- [18] Odler, I., Schuppstuhl, J., Combined hydration of tricalcium silicate and beta-dicalcium silicate, *Cement and Concrete Research*, vol. 112, pp. 13-20, 1982.
- [19] Lea, F.M., *The Chemistry of cement and concrete*, Edward Arnold, 1970.
- [20] Locher, F.W., Die festgeit des zements, *Beton*, 7 : pp. 247–249, 1976.
- [21] Pigeon, M., Composition et hydratation du ciment Portland, Séminaire progrès dans le domaine du béton, Québec, Septembre 1981, pp.36-72.
- [22] Beaudoin, J.J., Alizadeh, R., Detection of nanostructural anomalies in hydrated cement systems, *Cement & Concrete Composites*, Vol. 29, pp. 63–69, 2007
- [23] Regourd, M., and Hornain, H., Applications de la microscopie électronique à balayage, *Revue des matériaux de construction*, 693 : 73–87, 1975.
- [24] Scrivener, K., The microstructure of concrete, In *Materials science of concrete*, 1989, pp.127–161.
- [25] Powers, T .C., Brownyard, T. L. (1947) Syudies of the physical properties of the hardened Portland cement paste, (Bull. 22), 992 pp., Portland Cement Association, Chicago, IL.
- [26] Feldman, R.F, and, Sereda, P.J., A model for hydrated Portland paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties, *Materials and Structures*, 6 : 509–519, 1968.
- [27] Baroghel-Bouny, V., *Caractérisation des pâtes de ciment et bétons, méthodes, analyse et interprétations*, Thèse de doctorat, ENPC, Paris, 467 pages, 1994.
- [28] Powers, T.C, Copeland, L.E, Haves, J.C., and Mann, H.M, Permeability of Portland cement paste, *Journal American of Concrete Institute*, vol. 51, pp. 285-98, 1994.
- [29] Seishi, G., and Roy, D., The effect of w/c ratio and curing temperature on the permeability of hardened cement pastes, *Cement and Concrete Research*, vol. 11, pp.575-579, 1981.

- [30] Pihlajavaara, S.E., and Paroll, H., On the correlation between permeability properties and strength of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol.5, pp. 321-328.
- [31] Buil, M., and Ollivier, J.P., *Conception des bétons : la structure poreuse. La durabilité des bétons*, Presses de l'ENPC, Paris, 1992, pp. 57-106.
- [32] Baron, J., et Ollivier, J. P., *Les bétons – bases et données pour leur formulation*, Editions Eyrolles, Paris, 1996.
- [33] ENV 206, *Concrete-Performance, Production, Placing and Compliance Criteria*, 1989.
- [34] Fraay, A.L., Bijen, J.M., and de Haan, Y.M., The reaction of fly ash in concrete : A critical examination, *Cement and Concrete Research*, Vol. 19, 1989, pp. 235-246.
- [35] Kenai, S., Menadi, B., Attar, A., and Khatib, J. *Cement Industry and concrete technology in Algeria: Current Practices and Future Challenges*, 11 DBMC International Conference on Durability of Building Materials and Components, Istanbul-Turkey, May 11-14<sup>th</sup>, 2008.
- [36] NF P15-301, *Ciment courant : Composition, spécification, et critère de conformité*, AFNOR, Paris, pp.25, 1994.
- [37] Poppe, A.M., and De Schutter, G., Effect of limestone filler on the cement hydration in self compacting concrete, In *Proceedings of the Third International RILEM Symposium on Self- Compacting Concrete*. RILEM, 2003.
- [38] Péra, J., Husson, S., and Guilhot, B., Influence of finely ground limestone on cement hydration, *Cement and Concrete Composites*, Vol.21, pp.105, 1999.
- [39] Kakali, G., Tsvilis, S., Aggeli, E., and Bati, M., Hydration products of C<sub>3</sub>A, C<sub>3</sub>S and Portland cement in the presence of CaCO<sub>3</sub>, In: *Cement and Concrete Research*, vol. 30, no. 7, pp.1073 –1077, 2000.
- [40] Ramachandran, V.S., Thermal analysis of cement components hydrated in the presence of calcium carbonate, *Thermochimica Acta* 1988;127: pp.385-394.
- [41] Ingram, K.D., and Daugherty, K.E., A review of limestone additions to Portland cement and concrete, *Cement and concrete composites*, vol. 13, no. 3, 1991, pp. 165-170.
- [42] Bonavetti, V.L., Rahhal, V., Viviana, F., and Irassar, E.F., Studies on the carboaluminate formation in limestone filler blended cements, In: *Cement and Concrete Research*, vol.31, no. 6, pp. 853 – 859, 2001.
- [43] Rahhal, V., and Talero, R., *Cement and Concrete Research*, 2005, 35, pp. 1285-1291.

- [44] Voglis, N., Kalkali, G., Chaniotakis, E., and Tsivillis, S., Portland-limestone cements. Their properties and hydration compared to those of other composite cements, *Cement and Concrete Composites*, vol. 27, pp. 191-196, 2005.
- [45] Tsivilis, S, Kakali, G., Chaniotakis, E., and Souvaridou, S., A study on the hydration of Portland limestone cement by means of TGA, *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, vol.52, no. 3, pp. 863-870, 1998.
- [46] Livesey, P., Strength characteristics of Portland limestone cements, *Construction and Building Materials*, vol. 5, no. 3, 147-150, 1991.
- [47] Schmidt, M., Cement with interground materials capabilities and environmental relief, Part 1, *Zem-Kalk-Gips* 45 (4) (1992) E87- E92.
- [48] Schiller, B., and Ellerbrock, H.G., The grinding and properties of cements with several main constituents., *Zement-Kalk-Gips* 1992;45:E223-E231.
- [49] De Larrard, F., *Structure granulaire et formulation des bétons*, LCPC, 2000.
- [50] Menadi, B., Kenai, S., Khatib, J., Strength development and prediction of mortars containing limestone fines, *GREEN 5 International Conference*, Vilnius, Lithuania, July 1-4<sup>th</sup>, 2008.
- [51] Detwiller, R.J, Tennis, P.D., The use of limestone addition in Portland cement : a state of the art review, *Portland Cement Association report RP118*, 1998.
- [52] Tsivilis, S., Chaniotakis, E., Kakali, G., and Batis, G., An analysis of the properties of Portland limestone cements and concrete, *Cement and Concrete Composites*, vol. 24, no. 3-4, pp. 371-378, 2002.
- [53] Bonavetti, V., Donza, H., Rahhal, V., and Irassar, E., Influence of initial curing on the properties of concrete containing limestone blended cement, *Cement Concrete Research*, vol.30, no. 5, pp. 703-708, 2000.
- [54] Adams, L.D., and Race, R.M., Effect of Limestone Additions Upon Drying Shrinkage of Portland Cement Mortar, *Carbonate Additions to Cement*, ASTM STP 1064, P. Klieger and R.D. Hooton, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 990, pp. 41 to 50.
- [55] Kantro, D.L., Calcium Carbonate Additions, Paper presented at the Portland Cement association Cement Chemistry, Seminar, 1978.
- [56] Feldman, R.F., Ramachandran, V.S., and Sereda, P.J., Influence of CaCO<sub>3</sub> on the Hydration of 3CaO.Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>,” *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 48, no. 1, pp.25-30, January 1965,
- [57] Baron, J., The Durability of Limestone Composite Cements in the Context of the French specifications, *Durability of Concrete: Aspects of admixtures and industrial by products*, International Seminar, April 1986, Lars-Olof Nilsson, Ed., Swedish Council for Building Research, 1988, p.115-122.

- [58] Ramachandran, V.S., and Zhang, C., Influence of  $\text{CaCO}_3$  on Hydration and Microstructural Characteristics of Tricalcium Silicate, II Cemento, vol. 3, pp. 129-152, 1986.
- [59] Mehta, P.K., Aitcin, P.C., 1990, Micro-structural basis of selection of materials and mix proportions for high strength concrete, In: Seminaire International Symposium, vol. ACI SP 121, American Concrete Institute, pp. 265-286, 1990.
- [60] Tsivilis, S., Tsantilas, G., Kalkali, G., Chaniotakis, E., and Sakellariou, A., The permeability of Portland limestone cement concrete, Cement Concrete Research, vol. 33, pp. 1465-1471, 2003.
- [61] Hornain, H., Marchand, J., Moranville-Regourd, M., Diffusion of chloride ions in limestone filler blended cement pastes and mortars, Cement Concrete Research, vol. 125, no. 8, pp. 1667-1678, 1995.
- [62] Tezuka, Y., Gomes, D., Martins, J.M., and Djanikian, J.G., Durability Aspects of Cements with High Limestone Filler Content, 9<sup>th</sup> International Congress of the Chemistry of Cement, New Delhi, India, vol. V, pages 53-59, 1992.
- [63] Alunno-Rosetti, V., and Curcio, F., A Contribution to the Knowledge of the Properties of Portland-Limestone Cement Concretes, with Respect to the Requirements of European and Italian Design Code, Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Congress on the Chemistry of Cement, Gothenburg, Sweden, June 2-6, 1997, Ed. H. Justnes, p. 3v026, 6 pages.
- [64] Baron, J., and Douvre, C., Technical and Economical Aspects of the Use of Limestone Filler Additions in Cement, World Cement, vol. 18, no. 3, April 1987.
- [65] Tsivilis, S., Batisa, G., Chaniotakis, E., Grigoriadis, G., and Theodossis, D., Properties and behavior of limestone cement concrete and mortar, Cement and Concrete Research, vol. 30, pp. 1679-1683, 2003.
- [66] Soroka, I., and Stern, N., Effect of calcareous fillers on sulphate resistance of Portland cement, Bull. Am. Ceram. Soc., vol. 55, no. 6, pp. 594-595, 1976.
- [67] Piasta, G., Sawicz, Z., Koprowski, G., Owsiak, Z., Influence of limestone powder filler on microstructure and mechanical properties of concrete under sulphate attack, Proc. 10th Int. Congr. Chem. Cem., Sweden (1988).
- [68] Zelic, J., Krstulovic, R., Tkalcec, E., and Krolo, P., Durability of the hydrated limestone-silica fume portland cement mortars under sulphate attack, Cem. Concr. Res. 29 (6) (1999) 819-826.
- [69] Gonzalez, M.A., Irassar, E.F., Effect of limestone filler on the sulfate resistance of low  $\text{C}_3\text{A}$  Portland cement, Cem. Concr. Res. 28 (11) (1998) 1655-1667.
- [70] Hartshorn, S.A., Sharp, J.H., Swamy, R.N., Thaumassite formation in Portland-limestone cement pastes, Cem. Concr. Res. 29 (8) (1999) 1331-1340.

- [71] Hooton, R.D., Effects of carbonate additions on heat of hydration and sulfate resistance of portland cements, In: P. Klieger, R.D. Hooton (Eds), Carbonate Additions to Cement, ASTM Spec. Tech. Publ., vol. 1064, 1990, pp. 73-81.
- [72] Irassar, E.F., Gonzalez, M., Rahhal, V., Sulphate resistance of Type V cements with limestone filler and natural pozzolan, *Cem. Concr. Compos.* 22 (55) (2000) 361-368.
- [73] Tezuka, Y., Gomes, D., Martins, J., Djanikian, J.G., Durability aspect of cements with high limestone filler content, *Proc. 9th Int. Congr. Chem. Cem., New Delhi, India V* (1992) 53-59.
- [74] Hartshorn, S.A., Sharp, J.H., Swamy, R.N., The thaumasite form of sulfate attack in Portland-limestone cement mortars stored in magnesium sulfate solution, *Cem. Concr. Compos.* 24 (2002°) 351-359.
- [75] Barker, A.P., Hobbs, D.W., Performance of Portland limestone cements in mortar prisms immersed in sulfate solutions at 5 °C, *Cem. Concr. Compos.* 21 (1999) 129-137.
- [76] Brosioi, A., Collepari, S., Copolle, L., Troli, R., Collepari, M., Sulfate attack on blended portland cement, 12 : V.M. Malhotra (Ed.), *Proceedings of the fifth CANMET/ACI, International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spain, Am. Concr. Inst. SP-192, Vol. I, 2000, pp. 417-432.*
- [77] Neville, A., Brooks, J., *Concrete Technology*, Longman, England, 1993.
- [78] Chef de Gouvernement, *Instruction N° 003 / S.P / C.G, " Exploitation de sable de plage et de sable d'alluvions"*, Alger, Mars 1999.
- [79] Habbouche. A « Propriété mécaniques et durabilité du béton a base de sable de concassage » *Mémoire de magistère, sous la direction de Pr. KENAI. S, Département de Génie Civil, Université de SAAD DAHLEB Blida, 2002.*
- [80] Cabrera, O., Donza, H., High strength concrete with crushed fine aggregate, *XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, San Carlos, Brazil, vol. 5, 1997, pp. 2099–2107.*
- [81] Chi, C., Wu, Y., and Riefler, C., The use of crushed dust production of self-consolidating concrete (SCC), *Recycling Concrete and other materials for sustainable development. Editors Tony C. Liu Christian Meyer; ACI International SP-219.*
- [82] Bertrand, R., and Chaberna, J. L., *Etude de l'influence des fillers calcaires dans les bétons hydrauliques, CEMEREX, France, 1970, pp. 1-15.*
- [83] Benna., Y., "Etude des bétons à base de sable de concassage", *Rapport interne CNERIB, Alger, Septembre 1999.*

- [84] Ramirez, J.L., Barcena, J.M., and Urreta, J.I., Proposal for limitation and control of fines in calcareous sands based upon their influences in some concrete properties. *Mater. Structures* 1990; 23: pp.277-288.
- [85] Donza, H., Gonzalez, M., and Cabrera, O., Influence of fine aggregate mineralogy on mechanical properties in high strength concrete. Second international conference on high performance concrete. Gramado (Brazil); 1999, pp. 4-6.
- [86] Bonavetti, V.L., and Irassar, E.F., The effect of stone dust content in sand, *Cem. Concr. Comp.* 1994;24 (3):580-590.
- [87] Bertrand, R., Influence des fillers calcaires sur la maniabilité des bétons, *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics, Série : béton, N° 147*, France, 1975, pp. 33-11.
- [88] Donza, H., Cabrera, O., Irassar, E.F., High-strength concrete with different fine aggregate, *Cem. Concr. Res.* 2002; 32: pp.1719-1729.
- [89] Ramirez, J.L., Barcena, J. M., and Urreta, J.I., Sables calcaires à fines calcaires et argileuses: influence et nocivité dans les mortiers de ciment. *Matériaux et Construction* 1987;20: 202-213.
- [90] Yamani, N., El Azdi, K., et , Zaim., K., Utilisation des sable de mer et de concassage dans le mortier de ciment, *Revue Marocaine du génie civil, N° 2*, Maroc, 1992, pp. 43-63.
- [91] Menadi, B., Kenai, S., Performance of Concrete with Crushed Limestone Sand, 8 International Conference on Concrete technology in Developing Countries, 8- 9 November 2007, Tunis.
- [92] Menadi, B., Kenai, S., Khatib, J., & Ait mokhtar, K., Strength and durability of concrete incorporating crushed limestone sand. Article in Press in *Construction and Building Materials*; Elsevier, 2008.
- [93] Kenai, S., Menadi, B., Attar, A., Khatib, J., Effect of crushed limestone fines on strength of mortar and durability of concrete, ICCBT 2008, Malaysia,
- [94] NF P 18-403, Sable normal et mortier normal, AFNOR, Paris, 1996.
- [95] Dreux, G., Nouveau guide de béton, éd. Eyrolles, 1982.
- [96] NF P 18-404, Bétons-Essais d'étude, de convenance et de contrôle-confection des éprouvettes, AFNOR, Paris, 1981.
- [97] NF P 18-405, Bétons-Essais d'Informations-Confection et conservation des éprouvettes, AFNOR, Paris, 1981.
- [98] ASTM C 230-83, Flow table for use in tests of hydraulic cement.

- [99] NF EN 196-3, Méthodes d'essais des ciments : Détermination des résistances mécaniques T277-831
- [100] NFP 15-437, Méthodes d'essais du retrait.
- [101] NFP 15-451, Bétons-Essais d’Affaissement, AFNOR, Paris 1981.
- [102] NF P 18-406, Bétons-essais de compression, AFNOR, Paris, 1981.
- [103] AFREM, Durabilité des bétons, Méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité,1997.
- [104] DIN 1048, Testing method for concrete – Determination of the depth of penetration of water under pressure,2000.
- [105] ASTM C 1202-94, Standard method for electrical indication of concretes ability to resist chloride-ion penetration, Annual book of ASTM Standards,1995, 4.02:624-9.
- [106] Whiting, D, Rapid Determination of the chloride Permeability of Concrete, Report No. FHWA/RD-81/119, August 1981.
- [107] ASTM C-1012-95, Test method for length change of hydraulic cement mortars exposed to sulphate solution, ASTM.
- [108] NF P 15 – 471, Méthode d'essais des ciments – Détermination du temps de prise et de la stabilité, AFNOR, Paris, 1993.
- [109] Rachel J. Detwiler and Paul C.Tennis « The Use of Limestone in Portland cement » A State-of-the-Art Review, Portland Cement Association, 1996.
- [110] Kenai, S, Elkfeul, O, Ouldrabah, O « Propriétés physiques et mécaniques d’un ciment Portland avec ajout calcaire » National symposium of civil engineering, University of Annaba, 25-27 Mai 1993.
- [111] Ramachandran, V.S, and Zhang, C.M., Cement with calcium carbonate additions, 8<sup>th</sup> International Congress on the Chemistry of Cement, Rio, Brazil, Sepetember, 1986; 178-182
- [112] Kelham, S., Portland limestone cements, Concrete (London) 1998 32(may): 30-1
- [113] Felkoglu, B., Baradan, B., Utilisation of limestone powder in self-levelling binders, In: Proceedings of International Symposium on Advances in Waste Management and Recycling, Dundee: Thomas Telford Publishing; 2003, pp. 475-84.
- [114] Tsivilis. S, Chaniotakis. E, Kakali. G, Batis. G « An analysis of the properties of Portland limestone cements and concrete » Cement & Concrete Composites Vol. 24, 2002, pp.371–378.

- [115] Hadj Sadok. A, Durabilité des mortiers à base de ciment au calcaire; Mémoire de magistère, Département de Génie Civil, Université de SAAD DAHLEB Blida, Juin 2004.
- [116] Merghoub. M, Etude physico-mécanique et durabilité du mortier de ciment au calcaire. Mémoire de magistère, Département de Génie Civil, Université de Laghouat, 2004.
- [117] Guemmadi. Z, Contribution à l'étude de l'influence des additions calcaires (fillers) sur le comportement des matrices cimentaires. Thèse Doctorat, Université Mentouri de Constantine, 2002.
- [118] Husson, S., Etude physico-Chimique et Mécanique des interactions Ciment-Fillers. Application aux mortiers. Thèse Doctorat I.N.P de Grenoble. 1991.
- [119] Escadeillas, G. (1988), Les ciments aux fillers calcaires: contribution à leur optimisation par l'étude des propriétés mécaniques et physiques des bétons fillérisés, Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier de Toulouse, pp. 143.
- [120] Baron, J., The Durability of Limestone Composite Cements in the Context of the French specifications, Durability of Concrete: Aspects of admixtures and industrial by products, International Seminar, April 1986, Lars-Olof Nilsson, Ed., Swedish Council for Building Research, 1988, p.115-122.
- [121] Tsivilis, S., Chaniotakis, E., Badogiannis, E., Pahoulasa, G., Ilias, A., A study on the parameters affecting the properties of Portland limestone cements, Cement and Concrete Composites 21 (1999) 107-116
- [122] Tsivilis, S., Chaniotakis, E., Batis, G., Meletiou, C., Kasselouria, V., Kakali, G., Sakellariou, A., Pavlakis, G., Psimadas, C., The effect of clinker and limestone quality on the gas permeability, water absorption and pore structure of limestone cement concrete, Cement and Concrete Composites 21 (1999) 139-146.
- [123] Khatib JM, Mangat PS. Absorption characteristics of concrete as a function of location relative to the casting position. Cem Concrete Res 1995;25:999-1010.
- [124] Yuhksel I, Bilir T, Ozkan O. Durability of concrete incorporating non-ground blast furnace slag and bottom ash as fine aggregate. Build Environ 2007;42:2651-9.
- [125] Hillerborg, A., The theoretical basis of a method to determine the fracture energy  $G_f$  of concrete, Materials and Structures, RILEM, vol. 18, no.106, pp. 291-296, 1985.
- [126] Bazant, Z.P., Kim, J., and Pfeiffer, P.A., Determination of fracture properties from size effect tests, Journal of Structural Engineering, ASCE, vol. 112, no. 2, pp. 289-307, February 1986.
- [127] Jeng, Y.S., and Shah, S.P., Two parameter fracture mode I for concrete, Journal of Engineering Mechanics, ASCE, vol. 111, no. 10, pp. 1227-1241, October 1985.

- [128] Le Bellégo C., Dubé j-F., Pijaudier-Cabot G., Gérard B., “Identification d’Un Modèle Non Local en Utilisant les Effets d’Echelle”, *Revue français de génie civil*, vol. 7, n° 6 (2003), pp. 745-760.
- [129] Sameer A. Hamoush, Hisham Abdel-Fattah, “The Fracture Toughness of Concrete”, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 35, n°, 3 (1996), pp. 425-432.
- [130] Karihaloo, B.L., Nattathambi, P., *Magazin of Concretes Research*, vol. 38, pp. 67-76, 1986.
- [131] Baron J., “La Résistance à la Propagation de Fissure, Le béton hydraulique”, Paris, *Presse de l’école nationale des ponts et chaussées* (1982), pp. 317-333.
- [132] Kim, J.K., Lee, C.S., and Park, C.K., The fracture characteristics of crushed sand limestone sand concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 27, no. 11, pp. 1719-1729, December 1997.
- [133] Felix, E.A., Yunping, X., Yung-Sook, R., Experimental study on the effect of aggregate content on fracture behaviour of concrete, *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 67, pp. 65-84, 2000.
- [134] An Yan, Ke-Ru Wu, D. Zhang, Wu Yao, “Influence of Concrete Composition on The Characterization of Fracture Surface”, *Cement and Concrete composites* (2003), pp. 153-157
- [135] Prokopski, G., Halbiniak, J., Interfacial transition in cementitious materials, *Cement and Concrete Research*, vol. 30, no. 200, pp. 579-583.
- [136] Guinea, G.V., El-Seyeb, K., Rocco, C.G., Elices, M., and Planas, J., The effect of the bond between the matrix and the aggregates on the cracking mechanism and fracture parameters of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 32, pp. 1961-1970, 2002.
- [137] Zhang, D., Liu, J., and Wu, K., The experimental research and analysis of the fracture properties of high strength concrete, *China Concrete and Cement Products*, vol. 5, pp. 5-9.
- [138] Gert K., Gerd R., “Tensile Behaviour of Hight Strenght Concrete (HSC)”, Germany, pp. 470-475.
- [139] Dias D. P., Carneiro L. A. V., Thaumaturgo C., “Fracture Toughness ( $k_{IC}$ ) in Geopolymer Concretes Reinforced by Basalt Fibers”, *Sustainable Construction Into The Next Millennium: Environmentally Friendly and Innovative Cement Based Material*, pp. 539-551.
- [140] Sener S., Begimgil M., Belgin C., “Size Effect on Failure of Concrete With and Without Steel Fibers”, *Journal of Materials in Civil Engineering* (2002), pp. 436-440.

- [141] Pierre Rossi, "Les bétons de fibre métalliques". Presses de l'école nationale des ponts et chaussées (1998), pp. 168-172.
- [142] Wu, Z.J., Ye, J.Q., Strength and fracture resistance of FRP reinforced concrete flexural members, *Cement and Concrete Composites*, vol. 25, pp. 253-261, 2003.
- [143] Abdel-fattah , H., Hamoush, S.A., Variation of the fracture toughness of concrete with temperature, *Construction and Building Materials*, vol. 11, no. 2, pp. 103-108, 1997.
- [144] Lam, L., Wong, Y.L., and Poon, C.S., Effect of fly ash and silica fume on compressive strength and fracture behaviour of concrete, *Cement and Concrete Research*, vol. 28, no. 2, pp. 271-283, 1998.
- [145] Menadi, B., Kenai, S., Bensaid, M. and Soboyejo, W. Effect of limestone on the mechanical and fracture behavior of mortar and concrete. Submitted for publication to *Cem. Concr. Comp*; 2008.
- [146] CEB-FIP Model Code 1990-Final draft; Comité Euro-International du béton; Bulletin d'Information 2003, 1993.

