

République Algérienne Démocratique et populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la recherche Scientifique



ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département de Génie Civil

Laboratoire Construction & Environnement



Thèse

En vue de l'obtention du diplôme de

DOCTORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

Option : Matériaux

Présentée par

Rabah CHAID

Ingénieur d'état en Génie Civil de l'université de Annaba

Magister en Matériaux de l'université de Annaba

Thème

**FORMULATION, CARACTÉRISATION ET DURABILITÉ
DES BHP AUX AJOUTS CIMENTAIRES LOCAUX**

Soutenue publiquement le : **26 décembre 2006**

Devant le jury composé de :

Président : N.E. Hannachi

Professeur Université de Tizi-ouzou

Directeurs de thèse : A. Bali
M^d.T. Abadlia
R. Jauberthie

Professeur ENP

Professeur Université de Boumerdès

Maître de Conférence (HDR) INSA de

Rennes

Examineurs : S. Kenaï
M^d. Bouhicha
L. Azzouz

Professeur Université de Blida

Professeur Université de Laghouat

Professeur Université de Laghouat

Membres invités : A. Boubekour
M. Meddahi

PDG - ACC

PDG - Granitex

Ecole Nationale Polytechnique
10 Avenue Hassan Badi, El-Harrach, Alger, ALGERIE
Tél : 52.14.94 Fax : 52.29.73 E-MAIL : ENP@IST.CERIST.DZ

Remerciements

*Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements et ma reconnaissance, à Monsieur **A. BALI**, Professeur à l'ENP, directeur de thèse et à Monsieur **M^d.T. ABADLIA**, Professeur à l'université de Boumerdès, co-directeur de thèse, pour leurs participations et fructueux conseils. J'ai trouvé en eux les interlocuteurs très attentifs et disponibles.*

*Ce travail a été finalisé au Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique de l'Institut National des Sciences Appliquées de Rennes, sous la direction de Monsieur **R. JAUBERTHIE**, Maître de Conférences (HDR) à l'INSA de Rennes, auquel j'exprime ma profonde gratitude pour son soutien matériel et moral qu'il a su m'apporter pendant l'exécution de ce travail.*

*Je remercie vivement Monsieur **N.E. HANNACHI**, Professeur à l'université de Tizi-ouzou, qui m'a fait l'honneur de juger ce travail et d'accepter la présidence du jury d'examen.*

*Mes remerciements s'adressent également aux membres du jury, Monsieur **S. KENAI**, Professeur à l'université de Blida, Monsieur **M^d. BOUHICHA**, Professeur à l'université de Laghouat et Monsieur **L. AZZOUZ**, Professeur à l'université de Laghouat. Qu'ils trouvent ici l'expression de mon profond respect.*

*En cette occasion, je remercie également, Monsieur **A. BOUKAKEUR** PDG de l'Algerian Cement Company et Monsieur **M. MEDDAHI** PDG de la société Granitex, d'avoir bien voulu répondre favorablement à notre invitation.*

J'adresse ma profonde gratitude aux laboratoires nationaux qui ont bien voulu mettre à notre disposition les moyens et les matériaux nécessaires et nous permettre de réaliser la première partie de ce travail, notamment les Laboratoire du Métro d'Alger, Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction, Laboratoire Central des Travaux Publics et CETIM ex URFG.

*J'ai trouvé un accueil chaleureux et une ambiance conviviale au Laboratoire des Matériaux de l'INSA de Rennes. En effet, le personnel n'a ménagé aucun effort pour me mettre dans les conditions matérielles idéales de travail. Je remercie très sincèrement M^{me} **MURY**, M^r **A. BOURSCOT**, M^r **G. BRIGAND** et enfin M^r **P. GAUTIER**.*

*Je témoigne toute ma reconnaissance à M^r **M. LELANIC** de l'université de Rennes 1, pour toutes les analyses au MEB, M^r **A. JIGOREL** pour les analyses granulométriques, M^{me} **S. GARNIER** pour les essais au diffractomètre et toute l'équipe du Laboratoire Structures et Matériaux Métalliques en particulier M^r **C. GARAND**.*

*J'exprime ma profonde reconnaissance à M^r **C. LANOS**, Professeur à l'IUT- Rennes1, pour sa disponibilité et ses conseils scientifiques remarquables qui m'ont permis d'élever considérablement le niveau de mon travail.*

Je ne dois pas oublier de mentionner l'impact fructueux de tous mes étudiants qui ont eux aussi participé à l'élaboration de la partie préliminaire de ce travail.

Cette étude a été réalisée dans le cadre d'un projet de recherche et développement J 3503/04/03/98 "incorporation des poudres à fortes SSB pour le développement de matériaux à hautes performances" et d'un accord Programme Boursier Intergouvernemental entre l'Algérie et la France (Laboratoire des Matériaux Minéraux & Composites, Université de Boumerdès et Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, INSA-Rennes).

ملخص:

هذا البحث يخص صياغة و وصف خرسانة تحتوي على مواد أولية محلية تستجيب لنفس الخصائص التي يوفرها دخان الصنوان أو الرماد الطائر. في دراسة الصياغة نقطتين أساسيتين تم التطرق لهما: ضرورة استعمال الإضافات الإسمنتية المطحونة وتأثير قطر الركام العريض. تجارب الضغط الحر، الإتلاف و دراسة وحدة قياس يونغ أدوا إلى تحديد الخصائص الميكانيكية و ليونة الخرسانة ذات المميزات السامية (خ م س). كما تمت دراسة ثبات خ م س المحفوظة في الماء بالجبس، ماء البحر والسلسلة الأخيرة من العينات أخضعت إلى دورات (ماء - هواء) غطس - تجفيف. تبع التفتقر الملحوظ في مختلف الأطوار ما بين سبعة أيام و سنة.

كلمات مفتاحية: خ م س، خرسانة، خبث القرن العالي، بوزلان، جير، خصائص ميكانيكية و ثبات.

Résumé :

La recherche concerne la formulation et la caractérisation d'un béton à hautes performances (BHP) à partir des ressources disponibles localement et pouvant répondre aux mêmes propriétés que celles des fumées de silice ou des cendres volantes. A cet effet, nous avons procédé à la substitution d'une partie de ciment par du calcaire, de la pouzzolane et du laitier de haut fourneau (qui est un déchet industriel très abondant, donc relativement peu coûteux) dans la perspective de réduire le prix de revient du béton et contribuer à la préservation de la ressource naturelle. Dans l'étude de la formulation, deux points ont été principalement abordés : la nécessité des ajouts cimentaires finement broyés et l'influence de la dimension des gros granulats. Les essais de compression pure, d'endommagement et l'étude du module de Young obtenu par un essai non destructif (module dynamique) et graphiquement en exploitant la courbe contrainte-déformation (module statique), ont permis de caractériser les propriétés mécaniques et élastiques des BHP. La durabilité des BHP a été étudiée dans différents milieux de conservation : eau séléniteuse, eau de mer et des cycles air/eau. Les dégradations ont été observées à différentes échéances entre sept (07) jours et un (01) an.

Mots clés : BHP, béton, laitier, pouzzolane, calcaire, propriétés mécaniques et durabilité.

Abstract :

The aim of the research is the mix and the characterization of a concrete with high performances (HPC) using the resources available locally and being able to undergo the same performances that those of the silica fumes or the fly ash. For this purpose, we introduced limestone, pozzolana and blast furnace slag. When studying concrete mix, two points were mainly highlighted: the need for the finely crushed cementing additions and the influence of the diameter of the coarse aggregates. Compression and fatigue tests and the study of Young's modulus using a non-destructive test (dynamic modulus) and graphically by exploiting the stress-strain curve (static modulus), allowed the characterization, the mechanical and elastic properties of HPC. The durability of HPC was studied in various of media of conservation: gypsum water, sea water and air/water cycles.

Keys words : HPC, concrete, slag, pozzolana, limestone, mechanical properties and durability.

SOMMAIRE

Introduction générale	1
------------------------------------	---

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

Introduction	3
---------------------------	---

Chapitre I : Les constituants

1. Le ciment	5
2. Les granulats	6
2.1 Forme et état de surface	6
2.2 Porosité	7
2.3 Nature minéralogique	7
2.4 Granularité	7
3. Les superplastifiants	8
3.1 Intérêt de leur utilisation	8
3.2 Mécanisme de dispersion	8
3.3 Mécanisme de réduction d'eau	9
3.4 Conséquences sur l'hydratation du ciment	10

Chapitre II : Les ajouts cimentaires

1. Généralités	12
1.1 Rôle granulaire des ajouts cimentaires	13
1.2 Rôle pouzzolanique des ajouts cimentaires	13
1.3 Rôle mécanique des ajouts cimentaires	14
2. La fumée de silice	15
3. Le laitier	16
3.1 Différents types de laitiers	17
3.1.1 <i>le laitier vitrifié</i>	17
3.1.2 <i>le laitier cristallisé</i>	17
3.2 Hydratation du laitier	17
3.2.1 <i>Activation par le clinker</i>	18
3.2.2 <i>Activation alcaline</i>	18
3.2.3 <i>Activation sulfatique</i>	18
3.3 Rôle du laitier dans le béton	19
4. La pouzzolane	20
4.1 Différents types de pouzzolanes	20
4.1.1 <i>Les pouzzolanes naturelles</i>	20
4.1.2 <i>Les pouzzolanes artificielles</i>	20
4.2 Activation et hydratation des pouzzolanes	20
4.2.1 <i>Capacité de fixation de la chaux</i>	20
4.2.2 <i>Cinétique d'hydratation</i>	21
5. Le calcaire	22
5.1 Différents types de calcaires	22
5.2 Réactivité des calcaires	23

5.3 Rôle du calcaire dans le béton	24
Chapitre III : Formulation des BHP	
1. Généralités	26
2. Méthodes de composition	27
3. Le dosage en ciment et en fines	27
4. Effets de la porosité sur la résistance mécanique	27
5. Effets du rapport E/C sur les caractéristiques du béton	28
5.1 La porosité	29
5.2 La résistance mécanique du béton	29
5.3 Le module d'élasticité	30
Chapitre IV : Caractéristiques des BHP	
1. Caractéristiques physiques	31
1.1 Ouvrabilité	31
1.2 Porosité et porométrie	32
1.3 Perméabilité	33
2. Caractéristiques mécaniques	35
2.1 Résistance en compression	35
2.2 Résistance en traction	36
2.3 Résistance à la fatigue	37
2.4 Comportement des BHP	38
2.4.1 <i>Fissuration</i>	38
2.4.2 <i>Contrainte – déformation</i>	39
2.4.3 <i>Modèles de comportement</i>	40
2.4.4 <i>Les BHP et la mécanique de rupture</i>	41
2.4.5 <i>Les BHP et la théorie de l'endommagement</i>	41
3. Caractéristiques élastiques	44
3.1 Module d'élasticité ou module de Young (E)	44
3.2 Coefficient de poisson (ν)	45
3.3 Fluage	46
3.4 Retrait	48
4. Facteurs influant sur les caractéristiques mécaniques et élastiques	49
Chapitre V : Durabilité des BHP	
1. Introduction	51
2. Mécanismes d'altération du béton	52
2.1 Dissolution et érosion	52
2.2 Gonflements et éclatements	54
2.2.1 <i>Action des sulfates</i>	54
2.2.2 <i>Action de l'eau de mer</i>	56
2.2.3 <i>Réactions alcalis-granulats ou « alcalis-réactions »</i>	58
3. Facteurs influant sur la durabilité	59
3.1 Facteurs propres au matériau béton	59
3.1.1 <i>Porosité du béton</i>	59
3.1.2 <i>Fissuration</i>	60
3.1.3 <i>Corrosion des armatures</i>	60
3.2 Facteurs externes	61
3.2.1 <i>Ambiances chimiquement agressives</i>	61
3.2.2 <i>Ambiances hivernales</i>	62

3.2.3 Vieillessement du béton	62
Chapitre VI : Microstructure des BHP	
1. Introduction	64
2. Constitution	64
3. Peau du béton	65
4. Microstructure interne	66
5. Auréole de transition	66
Conclusion	67

PARTIE EXPÉRIMENTALE

Introduction	69
Chapitre VII : Analyse des matériaux utilisés	
1. Le ciment	72
1.1 propriétés chimiques	72
1.2 propriétés physiques	73
1.3 Propriétés mécaniques	76
2. Les granulats	76
21. Le sable	76
22. Les graviers	77
3. Les ajouts cimentaires	80
3.1 Le laitier	80
3.2 La pouzzolane	84
3.3 Le calcaire	86
4. L'adjuvant	89
5. Conclusion	90
Chapitre VIII : Formulation des BHP avec ajouts cimentaires locaux	
1. Généralités	92
2. Formulation de la composition de base	93
3. Formulation du béton de référence	95
4. Formulation des bétons avec ajouts cimentaires	98
5. Conclusion	99
Chapitre IX : Caractérisation des BHP avec ajouts cimentaires locaux	
1. Généralités	101
2. Béton frais	102
3. Caractéristiques physiques des bétons durcis	103
3.1 Masse volumique	104
3.2 Vitesse de propagation d'onde sonore	106
4. Caractéristiques mécaniques des bétons durcis	108
4.1 Résistance à la compression	108
4.2 Résistance à la flexion	109
4.3 Résistance à la fatigue	111
4.4 Endommagement	112
5. Caractéristiques élastiques des bétons durcis	116

5.1	Contrainte – déformation	116
5.2	Coefficient de poisson	119
5.3	Module d'élasticité dynamique	121
5.4	Retrait	122
5.5	Fluage	124
6.	Conclusion	126
Chapitre X : Durabilité des BHP avec ajouts cimentaires locaux		
1.	Généralités	127
2.	Évolution des résistance chimique	129
3.	Formations superficielles	131
4.	Microstructure interne	140
5.	Auréole de transition	152
6.	Conclusion	154
Conclusion générale		156
 Recommandations		161
 Références bibliographiques		162
 Communications et publications		174

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les Bétons à Hautes Performances (BHP) sont apparus il y a environ une vingtaine d'années. De résistance caractéristique à 28 jours supérieure à 100 MPa, ils présentent un squelette granulaire conventionnel noyé dans une matrice de compacité accrue grâce à l'utilisation de superplastifiants (réducteurs d'eau) et des produits ultrafins amorphes ou cristallisés jouant à la fois un rôle de complément granulaire et pouzzolanique. En plus de la fumée de silice jusqu'alors reconnue comme jouant le mieux ce rôle, d'autres ultrafins (laitier, métakaolin, cendres volantes ...) peuvent être utilisés.

Avant 1980, les (BHP) Bétons à Hautes Performances ou BHR (Bétons à Hautes Résistances) étaient uniquement produits en laboratoire. Cette situation a beaucoup évolué vers les années quatre vingt, avec l'arrivée des superplastifiants et des fumées de silice. En effet, vers 1970, les restrictions environnementales ont contraint les industries de ferrosilicium à collecter la poussière de leurs cheminées. Comme conséquence, ces fumées se sont retrouvées dans l'industrie du béton [1].

De résistance en compression de l'ordre de 50 MPa, les BHP ont été utilisés pour la première fois en 1984 dans la construction d'un petit pont [2].

De nos jours, la production de bétons de résistance caractéristique à 28 jours supérieure à 100 MPa est très fréquente dans bons nombres de laboratoires dans le monde et, leur utilisation sur les chantiers commence à se développer.

L'emploi des BHP permet d'envisager la réalisation d'ouvrages ou d'éléments en béton de sections réduites ou de plus grandes portées et donc des gains en poids et en matières intéressants. Elle permet aussi d'envisager dans certains cas, le remplacement d'autres matériaux tels que le bitume, l'acier ou le bois par le béton et d'ouvrir de nouveaux marchés à ce dernier (constructions multiétagées en Amérique du Nord, viaducs sophistiqués en France, revêtements routiers aux États Unis).

D'autres aspects non liés à la résistance et la durabilité (propriétés très connues des BHP) ont été soulignés par Aïtcin [3] pour l'utilisation bénéfique de BHP dans le futur. En effet, les BHP offrent des propriétés recherchées, avec peu de matériaux. Ils sont donc plus économiques en matériaux naturels que les bétons classiques.

Notre étude se divise en quatre parties :

La première partie, présente l'état de l'art. Elle constitue une base pour la suite de notre travail.

Dans **la deuxième partie**, nous entamons la phase expérimentale de notre travail. D'une part nous formulons des bétons avec une résistance en compression (projetée) à 28 jours supérieure à 50 MPa et avec des ajouts locaux : laitier de haut fourneau (granulé), filler calcaire et pouzzolane finement broyés. D'autres séries sont préparées sans ajout, et serviront de référence. D'autre part, ces échantillons sont soumis à différents milieux de conservation : l'eau de mer, une eau séléniteuse, une série est soumise à des cycles (air - eau) séchage-immersion dans l'eau du robinet et servant de comparaison.

La troisième partie fait l'objet, d'une part de l'étude du comportement phénoménologique des différentes séries, en compression uni-axiale, endommagement et de fatigue sous charges répétées. D'autre par le fluage, le retrait et le module d'élasticité dynamique (par essais d'ultrason associés aux mesures du coefficient de Poisson) sont étudiés et complètent le comportement mécanique.

La quatrième partie est consacrée à l'étude de la durabilité des bétons, conservés dans les différents milieux déjà cités vue sous l'angle de l'évolution des phases cristallines. Cette évolution est suivie par diffraction X et les minéraux sont observés au MEB, la micro analyse qui lui est associée permet de confirmer leur composition chimique. Ces déterminations concernent aussi bien les formations superficielles dues aux bains de conservation que les formations internes initiales et leurs évolutions dans le temps.

SYNTHESE

BIBLIOGRAPHIQUE

INTRODUCTION

La tendance actuelle dans le monde est de trouver des matériaux de différentes origines et des compositions pouvant répondre à des performances bien déterminées en minimisant le prix de revient.

Pour ce qui concerne le domaine des bétons, des investigations sont entamées dans divers axes de recherche. L'un de ces axes est le développement des bétons dits à haute performance « BHP ». L'objectif de notre travail s'insère donc dans cet axe afin d'essayer de combler le vide observé dans la recherche sur les BHP en Algérie.

A cet effet, il est judicieux d'ajouter des matières premières locales pouvant répondre aux mêmes performances que celles présentées par la fumée de silice. Nous avons donc procédé à l'introduction du calcaire, de la pouzzolane et du laitier de haut fourneau (déchet industriel très abondant, donc relativement peu coûteux) dans la perspective de minimiser le prix de revient de ces BHP mais aussi de contribuer à la préservation de la ressource naturelle.

Les ajouts minéraux actifs ou inertes jouent un double rôle :

Il y a d'abord l'effet filler (ou de remplissage) caractérisé par une mouture poussée qui facilite leur pénétration entre les grains de ciment et la diminution du rapport eau/ciment (E/C), ensuite l'effet pouzzolanique correspondant à l'association partielle ou totale des fines avec l'eau et la chaux libérée par l'hydratation du ciment.

Une meilleure compréhension du comportement physico-chimique de ce complexe constitué par l'association des constituants de béton (ciment, granulats, ajouts, eau et adjuvants) conjugués à des améliorations technologiques en particulier dans le domaine des adjuvants et des ajouts fins et ultrafins, a depuis lors, permis la fabrication industrielle

d'un béton à porosité très réduite. Un saut qualitatif et quantitatif de ses propriétés a été ainsi obtenu.

Cependant, il n'existe pas une "méthode recette" disponible pour la composition des BHP aussi simple que celle développée pour les bétons classiques [4]. Cette situation nécessite une consultation de la bibliographie traitant de ce sujet [5], et doit être complétée par les travaux de laboratoire pour ajuster la composition finale.

Comme l'ont bien montré des études antérieures, nous verrons dans notre étude que l'ajout des ultrafines et l'utilisation des superplastifiants permettent d'obtenir un béton ayant des caractéristiques relativement améliorées :

- bonne ouvrabilité permettant d'assurer une mise en œuvre correcte.
- compacité élevée se traduisant par une diminution de la porosité et de la perméabilité.
- résistance chimique élevée, notamment vis-à-vis des sels et des sulfates.
- plus faibles déformations élastiques et déformations différées (fluage et retrait).

LES CONSTITUANTS

1. LE CIMENT

La compatibilité entre le superplastifiant et le ciment est un facteur très important pour le choix du ciment. La finesse du ciment et sa composition chimique peuvent affecter le comportement du superplastifiant. Il est nécessaire de faire des essais sur coulis ou sur mortier pour le choix du superplastifiant. Les ciments à temps de prise très long sont à éviter, des dosages élevés en superplastifiant ne permettent pas le démoulage même après 24 heures [6].

L'obtention de bonnes résistances mécaniques dépend de la finesse de mouture du clinker. On augmente ainsi la proportion d'hydrates dans le ciment durci.

La finesse du ciment confère au béton une résistance précoce. La surface spécifique Blaine doit être de l'ordre de 3 500 à 4 000 cm²/g.

Cependant, l'augmentation de cette surface conduit à l'obtention d'un ciment à très forte teneur en fines donc à forte chaleur d'hydratation et par suite il y a risque de prise instantanée.

Ce phénomène induit des contraintes d'origine thermique et donc des fissurations de peau dans des pièces massives. En outre, du point de vue de l'obtention d'une forte compacité dans les BHP, les particules les plus fines du ciment ont des interactions granulaires néfastes avec les grains d'ultrafines. En règle générale, il est recommandé de limiter la taille inférieure des grains de ciment à 1 µm [7].

Certaines études avaient préconisé l'utilisation des laitiers ultrafins [8] et des ciments au laitier [9] pour diminuer la chaleur d'hydratation, maintenir la maniabilité et améliorer la durabilité.

Les dosages préconisés pour les BHP sont compris entre 350 et 600 kg/m³ suivant la résistance projetée et le coût comparé de l'ultrafine [7].

Le dosage en eau conduit à des rapports eau/(ciment + ultrafine) compris entre 0,2 et 0,3. Si on veut atteindre des résistances élevées, il est important de réduire au plus bas rapport tout en gardant une maniabilité convenable.

Un rapport E/C de 0,35 représente à peu près la quantité d'eau nécessaire pour l'hydratation du ciment. Ce qui signifie qu'un volume assez important de grains de ciment reste anhydre dans un BHP et ceci même à long terme. Le ciment en plus de sa fonction liante joue aussi le rôle d'un granulat inerte de petite dimension [7].

2. LES GRANULATS

Les granulats occupent environ 70 % du volume du matériau et, à ce titre interviennent directement sur les propriétés du béton à l'état frais comme à l'état durci. Ils semblent même plus sollicités dans les BHP que dans les bétons classiques [7]. D'une manière générale, les qualités demandées aux granulats pour l'obtention des BHP concernent essentiellement la forme et l'état de surface, la porosité, la granularité, les propriétés mécaniques et la nature minéralogique.

2.1 FORME ET ÉTAT DE SURFACE

La forme intervient directement sur la compacité propre du béton. La rugosité de la surface favorise l'imbrication de la pâte de ciment. Les granulats concassés à coefficient de forme élevé sont préférés aux granulats roulés lisses (adhérence plus élevée).

Le coefficient de forme est le rapport du volume effectif du granulat sur le volume de la sphère circonscrite. Plus il sera élevé, meilleure sera la compacité. En outre, les formes très anguleuses sont très néfastes quant à l'obtention des bonnes résistances, elles poinçonnent la matrice lors d'une sollicitation.

En effet, lorsque le béton est soumis à une sollicitation de compression, on peut assimiler les granulats à des plateaux de compression d'une presse et, la matrice se trouve donc poinçonnée [10].

Les granulats lisses favorisent la détérioration rapide de la liaison granulat – pâte très haute performance [12].

2.2 POROSITÉ

Les granulats poreux (avec une porosité communicante) modifient la consistance du matériau par absorption d'eau dans le malaxeur. Il est recommandé d'utiliser des granulats de coefficient d'absorption inférieur à 1 % [11].

2.3 NATURE MINÉRALOGIQUE

Elle est caractérisée par la résistance mécanique des grains, la texture (la rugosité de surface) et la possibilité des réactions à l'interface granulat – pâte de ciment.

Les granulats présentant des risques de réactions alcali – granulat sont à proscrire car ces réactions détruisent l'étanchéité des enceintes et la stabilité à long terme des ouvrages [12].

La présence des poussières ou d'argile sur les granulats réduit l'adhérence et exige une augmentation de la teneur en eau entraînant une chute des résistances.

2.4 GRANULARITÉ

C'est elle qui régit la compacité du mélange et sa maniabilité. Les dosages en ciment dans les BHP étant élevés, il n'y a pas intérêt à utiliser des sables fins, Alaejos Gutierrez et al. [7] recommandent le sable de rivière qui réduirait la demande en eau.

Dutruel [13] recommande de limiter la dimension maximale du gros granulat à 12 mm pour avoir des résistances élevées. Metha et al. [14] sans s'y opposer, recommandent les granulats de dimension maximale comprise entre 20 et 25 mm ; Addis et al. [15] avaient trouvé que la résistance du béton augmentait avec la dimension du gros granulat entre 13,5

et 26,5 mm ; Alaejos Gutierrez et al. [11] ont affirmé qu'on obtient les meilleurs résultats avec des granulats de dimension maximale comprise entre 13 et 14 mm et un coefficient Los Angeles inférieur à 15.

De Larrard a recommandé un rapport gravier/sable (G/S) compris entre 1,5 et 2 [7].

3. LES SUPERPLASTIFIANTS

3.1 INTÉRÊT DE LEUR UTILISATION

La maniabilité des bétons classiques dépend essentiellement du dosage en eau. Malheureusement, l'augmentation de la teneur en eau conduit à la modification des propriétés du béton : à long terme, chute des résistances mécaniques, porosité accrue et donc durabilité réduite ; à court terme, ségrégation accrue et perte d'homogénéité du matériau.

Les BHP sont définis par trois critères : résistance, durabilité et ouvrabilité. Tanaka et al. [16] ont pensé que les aspects les plus importants à développer sont la fluidité et la capacité de mise en œuvre. Ces suggestions nécessitent l'utilisation des superplastifiants qui peuvent procurer au béton d'excellentes fluidité et résistance à la ségrégation grâce à leur propriété dispersante. Ils permettent de défloculer les grains de ciment ayant tendance à se regrouper en grappes une fois introduits dans l'eau. Leur rôle est donc essentiellement de modifier l'équilibre des forces existant entre les particules de ciment [17].

Les trois propriétés des BHP citées ci-dessus sont encore améliorées lorsque les superplastifiants sont associés à d'autres produits tels que la fumée de silice, le métakaolin, les cendres volantes, le laitier...[18].

3.2 MÉCANISME DE DISPERSION

La floculation est un phénomène lié à la présence des charges électriques à la surface des grains et qui piège un certain volume d'eau, en l'empêchant de compléter l'hydratation du ciment (représentation schématique sur la figure I-1).

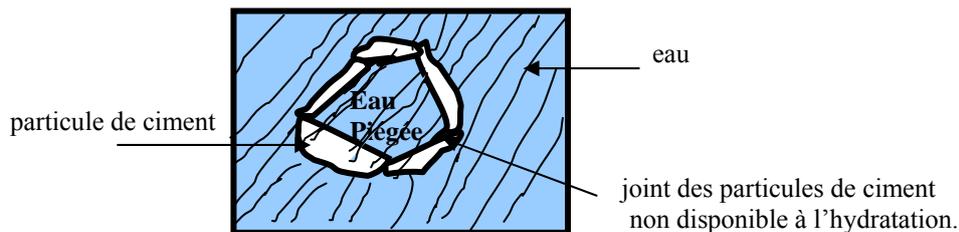
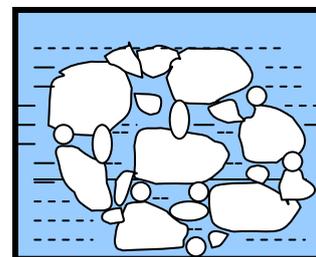


Fig. I-1 – Floculat de ciment en l'absence de superplastifiant.

La figure I-2 montre l'influence d'un superplastifiant sur les amas de ciment. Suite à la défloculation, une dispersion des bulles d'air et en parallèle une lubrification par adsorption sur les parois des grains sont observées.

Les superplastifiants de deuxième génération sont les plus efficaces. Ils améliorent la dispersabilité, permettent une stabilité de dispersion à long terme, une excellente ouvrabilité et une résistance à la ségrégation [16]. Leur action dispersive est essentiellement due à la répulsion électrique [17].

a) Sans superplastifiant :
Colonies de grains de ciment non défloculés,
cohésion capillaire par rétention de bulles d'air.



b) avec superplastifiant :
Les molécules, sont adsorbées par les grains
de ciment basique, l'air s'élimine, d'où
la défloculation capillaire, facilitée par
abaissement de la tension aux interfaces.

Bulles d'air éliminées

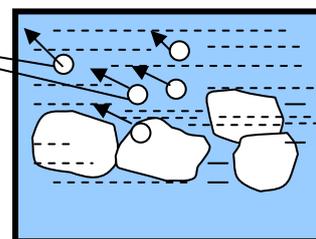


Fig. I-2 – Mécanisme de floculation avec et sans superplastifiants.

3.3 MÉCANISME DE RÉDUCTION D'EAU

La figure I-3 montre le mécanisme de réduction d'eau avec et sans superplastifiant.

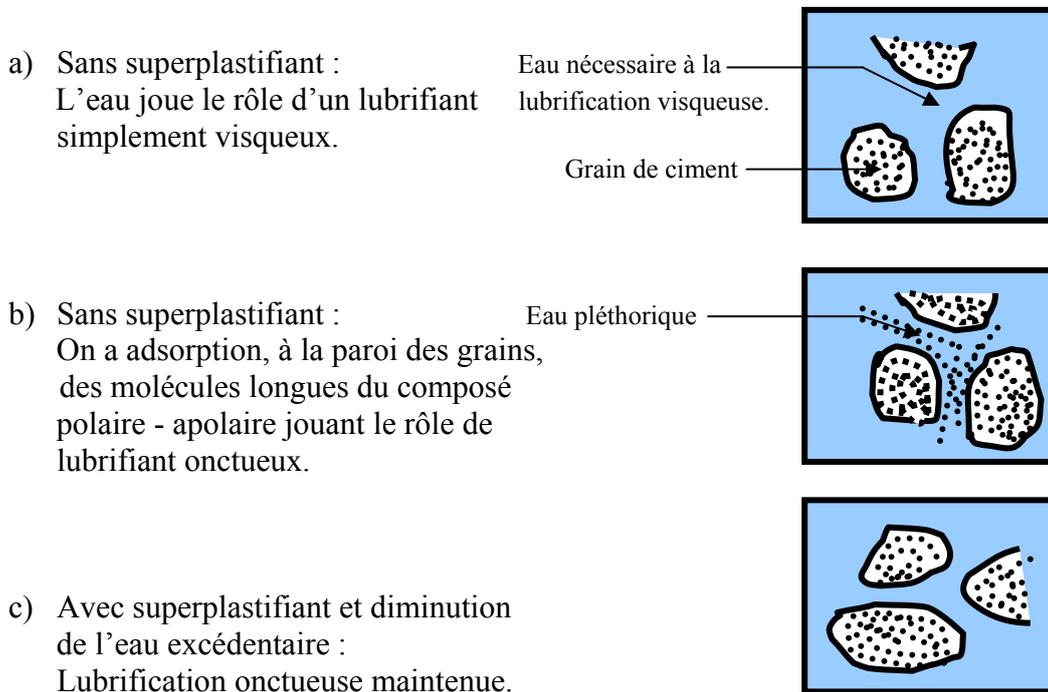


Fig. I-3 – Mécanisme de réduction d'eau avec et sans superplastifiant.

3.4 CONSÉQUENCES SUR L'HYDRATATION DU CIMENT

En étudiant les polycarboxylates, Ohta et al. [19] ont montré que l'adsorption des agents dispersants dépend du type de fines liantes. Pour un matériau donné, l'adsorption par unité de masse croit avec la finesse mais demeure constante par unité de surface.

Les études récentes confirment le caractère (retardateur de prise) des superplastifiants, ils influencent le processus d'hydratation en interférant en général avec la germination et le développement des hydrates aluminates, ettringite et C-S-H [17, 19 à 21].

Older et al. [22] avaient déjà pensé que les superplastifiants pouvaient retarder l'hydratation des C_3S . Ces interactions ont des conséquences pratiques parce qu'elles peuvent retarder la prise du ciment et ainsi réduire de façon significative les propriétés mécaniques des bétons au jeune âge [23, 24].

Uchikawa et al. [23], Jolicoeur et al. [25] ont montré que les superplastifiants à base de naphthalène pouvaient réagir avec les particules de ciment à forte réactivité, en particulier avec le C_3A , et réduire la vitesse d'hydratation de la surface. D'après Uchikawa et al. [23], les superplastifiants à base de naphthalène sont plus adsorbés par les phases interstitielles et la chaux que par les silicates de calcium.

Simard et al. [24] ont montré que l'effet retardateur du superplastifiant est proportionnel à son dosage et généralement accentué par une faible concentration en C_3A . Ils ont suggéré que des temps de prise prolongés et des faibles résistances initiales apparaissent pour de faibles concentrations en C_3A , puisque de faibles quantités de superplastifiant peuvent réagir avec le C_3A laissant ainsi une grande quantité de cet adjuvant être absorbée par d'autres phases minérales (C_3S) et réduisant ainsi leurs vitesses de réaction de surface [20].

Pour les ciments contenant une concentration normale en C_3A , un effet retardateur peut apparaître si de grandes quantités de superplastifiants sont utilisées [20]

On constate alors que pour un dosage de superplastifiant donné, les concentrations élevées en C_3A réduisent le temps de prise, et sont préjudiciables pour la résistance des BHP face aux sulfates.

Baalbaki et al. [26] ont montré que le dosage optimal en superplastifiant dépend de (son) type, de la finesse du ciment, de la proportion de C_3A , du type et de la proportion des sulfates et des caractéristiques du malaxeur (vitesse, effet tranchant des pales).

LES AJOUTS CIMENTAIRES

1. GÉNÉRALITÉS

On peut fabriquer des BHP en utilisant seulement du ciment Portland. Cependant, la substitution partielle d'une certaine quantité de ciment par un ou plusieurs ajouts cimentaires lorsqu'ils sont disponibles à des prix compétitifs peut être avantageuse, non seulement du point de vue économique, mais aussi du point de vue rhéologique et parfois du point de vue résistance [27 à 31].

Il est possible de modifier la microstructure du béton en incorporant des produits minéraux. Ces ajouts modifient la microstructure du béton en terme de caractéristiques physiques et chimiques. Il a été prouvé que l'introduction des minéraux dans la pâte de ciment conduit à la segmentation des larges pores capillaires (fig. II-1) et offrent un grand nombre de sites de germination pour la précipitation des produits d'hydratation qui accélèrent l'hydratation du ciment et permettent de réduire les dimensions des cristaux de chaux (fig. II-2).

De plus, les dimensions des pores capillaires sont réduites grâce à la réaction pouzzolanique de l'ajout minéral avec la chaux en présence de l'eau en donnant des C-H-S [32].

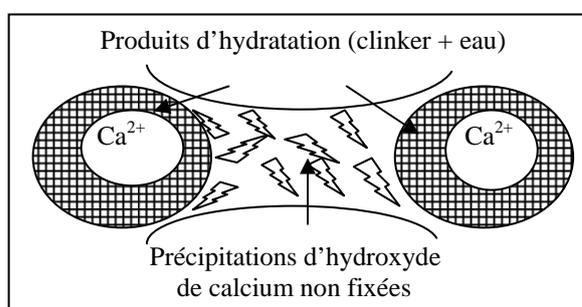


Fig. II-1 – Hydratation d'un ciment sans ajout cimentaire.

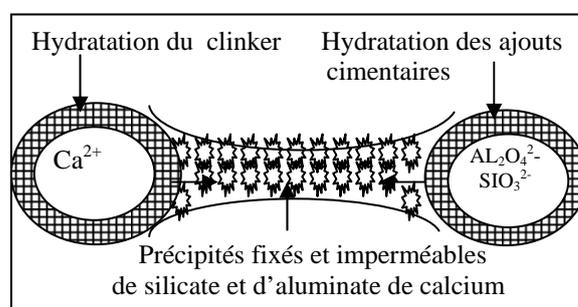


Fig. II-2 – Hydratation d'un ciment avec ajout cimentaire.

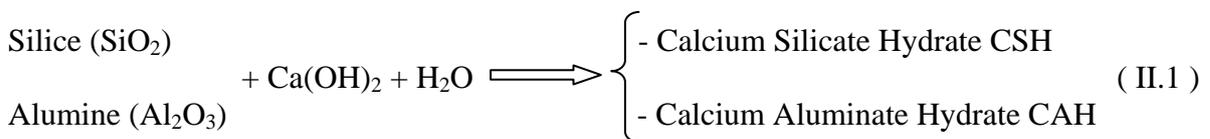
1.1 RÔLE GRANULAIRE DES AJOUTS CIMENTAIRES (lié à leur finesse)

Les ajouts cimentaires comblent les interstices granulaires inaccessibles aux grains de ciment et rendent le mélange plus fluide en permettant la diminution de la quantité d'eau.

1.2 RÔLE POUZZOLANIQUE DES AJOUTS CIMENTAIRES

Les ajouts cimentaires (actifs) réagissent avec la chaux libérée par l'hydratation du ciment pour donner des C-H-S, véritable liant contribuant à l'augmentation des résistances mécaniques du matériau. L'idéal est d'avoir une ultrafine à grande cinétique de réaction, avec des grains lisses (à défloculation facile) et à très forte activité pouzzolanique.

De façon générale, les pouzzolanes sont définies comme des matériaux ne possédant pas en eux des propriétés liantes, mais dont les constituants peuvent se combiner avec la chaux à température ordinaire en présence de l'eau pour donner des produits insolubles possédant des propriétés liantes [33, 34].



Les études cinétiques de l'hydratation du ciment indiquent que la présence de pouzzolane ou de microsilice accélère l'hydratation du C₃S et le phénomène de prise. Les gels de silice C-S-H formés ont un rapport Ca/Si moyen de 1,1, ils piègent ou absorbent plus facilement les alcalins que les C-S-H classiques. La quantité de portlandite au bout de 14 jours est moindre que dans la pâte témoin quel que soit le rapport eau/ciment. La portlandite est visiblement modifiée en présence de microsilice [35].

Taylor et al. [36] ont fait remarquer que la chimie des réactions silico-alcalines est la même que celle des ajouts pouzzolaniques.

Les réactions dites pouzzolaniques sont plus rapides en raison de la très faible dimension des particules réactives. Les produits néo-formés sont d'une part plus facilement dispersés ou mieux repartis dans les matériaux, d'autre part leur composition est plus favorable à

l'incorporation des alcalins dans leur structure cristalline. Les propriétés pouzzolaniques ont une cinétique plus rapide par augmentation de température [37].

La chaux se présentant sous forme de cristaux fragiles, sa consommation par réaction pouzzolanique en présence des ajouts minéraux actifs et la disparition de l'auréole de transition induisent une très grande influence sur la résistance du béton [38].

1.3 RÔLE MÉCANIQUE DES AJOUTS CIMENTAIRES

La réflexion s'oriente vers une ou plusieurs activités d'origine physique d'une poudre chimiquement inerte. Il a été montré par calorimétrie que l'hydratation du silicate tricalcique (C_3S) est plus rapide en présence de fines calcaires [39]. Dans un tel cas, le calcaire n'entre dans aucune réaction chimique, l'accélération de l'hydratation du silicate tricalcique est due à un effet physique dit de «nucléation hétérogène» : les germinations du silicate de calcium hydraté se produisent plus facilement au contact des cristaux de calcite.

Cette germination entraîne une précipitation des C-S-H et donc, une précipitation plus rapide de la portlandite $Ca(OH)_2$. Une explication semblable a été avancée pour l'accélération de l'activité des cendres volantes avant vingt huit jours en présence de fines calcaires.

Les réactions entre le ciment et l'eau sont plus rapides en présence de poudre calcaire et donc à chaque instant, il y a davantage d'hydrates formés. Cet effet ne peut expliquer directement une «activité» significative de l'addition.

Néanmoins, il est possible, de l'expliquer d'une façon indirecte. Il faut, en effet, distinguer entre l'avancement des réactions d'hydratation du ciment (phénomène d'ordre chimique), et le développement de résistances (phénomène d'ordre physique). Ce dernier dépend évidemment de la qualité d'hydrates fournis par l'hydratation, mais aussi de la façon dont ces hydrates s'assemblent, de leur arrangement dans l'espace et de leurs liaisons.

En conséquence, la germination au contact de la surface des additions a deux conséquences :

- l'accélération de l'hydratation présentée ci-dessus,

- et la modification de l'assemblage des hydrates favorables à la résistance.

Ce deuxième effet expliquerait l'activité des additions même si, par ailleurs, elles peuvent être considérées comme chimiquement inertes.

Contrairement à ce qui se passe avec les silicates tricalciques (C_3S), les additions calcaires peuvent, ne pas être chimiquement inertes quand elles sont en présence du ciment. Il peut y avoir en effet, une réaction chimique entre le carbonate de calcium et l'aluminate tricalcique, donnant un carbo-aluminate de calcium, cette réaction est facile à reproduire au laboratoire où l'on peut synthétiser le carbo-aluminate à partir de ses composants.

Une analyse détaillée, par diffraction des rayons X, de ciment hydraté en présence d'une poudre calcaire, permet souvent d'observer ce produit parmi les hydrates formés. Toutefois, on peut penser que cette réaction contribue peu, en général, à l'activité des additions calcaires.

En effet, quand elle se produit dans les ciments Portland, elle est toujours en concurrence avec une autre réaction très rapide, entre le gypse et le C_3A qui a toujours lieu pour former de l'ettringite. Or le dosage en gypse est soigneusement optimisé pour réguler la prise tout en conservant la résistance normale du ciment.

2. LA FUMÉE DE SILICE

Également appelées « fumées de silice » ou « poussières de silice » ou encore « microsilice », les fumées de silice sont un sous-produit de l'électrometallurgie du silicium et de ses alliages.

On charge un four avec du quartz, de la houille et parfois des copeaux de métal. L'ensemble est porté à une très haute température (1500-2000°C) par des arcs électriques. On obtient d'une part le silicium liquide et d'autre part des gaz chargés de poussières dont certains s'oxydent à l'air libre pour donner des fumées de silice.

En tant que sous-produits industriels, leur nature ne fait l'objet d'aucun contrôle lors de sa

fabrication. Leurs caractéristiques physico-chimiques peuvent être assez dispersées, non seulement d'une usine à l'autre mais encore à l'intérieur même d'une unité de fabrication : la fumée de silice est un matériau très variable [7].

Le mécanisme de réaction pouzzolanique de la fumée de silice peut être brièvement décrit comme la réaction de la silice avec la chaux libérée par l'hydratation du ciment, en présence de l'eau. Il en résulte des C-S-H à pauvre rapport Ca/Si. Bien que cette réaction soit prompte et précoce, elle est limitée par la quantité d'eau dans les BHP.

A 7 jours, les performances atteintes sont très significatives par rapport à 28 jours. Il a été montré que 10% de fumée de silice par rapport à la masse de ciment permettent d'obtenir un béton à haute résistance mécanique et une bonne durabilité aux agressions chimiques lorsque des dosages en superplastifiant sont optimisés [32].

Wild et al. [40] précisent que les résistances encore beaucoup plus élevées sont atteintes à partir de 28% de fumée de silice (par rapport à la masse de ciment). Cependant, ce dosage conduit à des dépenses excessives et ce genre de béton est difficile à mettre en œuvre.

Les performances offertes par la fumée [41, 42] constituent un atout pour son utilisation dans les BHP avec pour but l'obtention d'un matériau de bonne ouvrabilité, de résistance mécanique élevée et une bonne durabilité grâce à une réduction du dosage en eau.

Cependant, l'aspect négatif de la fumée de silice dans les BHP est que la réduction de la chaux réduit le pH dans les pores et par conséquent peut réduire la faculté de dépossivation des armatures.

3. LE LAITIER

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de la fabrication de la fonte dans le haut fourneau à partir de minerai de fer (les oxydes FeO , Fe_2O_3 , Fe_3O_4 en proportions variables), de coke et éventuellement d'un fondant. On le recueille liquide vers 1550°C au-dessus de la fonte (gravitation de la fonte en fusion).

3.1 DIFFÉRENTS TYPES DE LAITIERS

3.1.1 le laitier vitrifié

Obtenu par refroidissement brutal (trempe).

- le refroidissement brutal par l'eau sous pression (granulation) donne *le laitier granulé*, qui est un sable de granulométrie 0/5 mm.
- le refroidissement brutal à l'eau et dans l'air (bouletage) donne *le laitier bouleté*, de granulométrie 0/20 mm environ.

Le laitier vitrifié, granulé ou bouleté est un produit hydraulique, c'est à dire susceptible de donner par activation basique, des produits d'hydratation stables. Il a des propriétés hydrauliques dites latentes. Le laitier expansé éventuellement obtenu par refroidissement dans l'eau ou la vapeur d'eau sous pression, peut être utilisé comme granulat léger. Il présente un aspect alvéolaire rappelant la ponce. Par refroidissement rapide à l'air comprimé, on peut effiler le laitier sous forme de fibres très fines. *La laine de laitier* ainsi obtenue est utilisée comme isolant thermique.

3.1.2 le laitier cristallisé

Obtenu par refroidissement lent à l'air.

C'est une roche dure anguleuse et frottante qui, après concassage et criblage, est utilisé comme granulat dans le béton, les matériaux d'assises de chaussées, les enrobés bitumineux, les remblais...etc.

3.2 HYDRATATION DU LAITIER

Contrairement au ciment qui est soluble dans l'eau et s'hydrate par simple addition d'eau, le laitier vitrifié n'est soluble que dans une eau alcalinisée et a donc besoin, pour faire prise, d'un agent d'addition appelé activant. L'hydratation intervient d'abord par dissolution du laitier dans l'eau de gâchage basique. Cette dissolution aboutit à une solution concentrée, d'où résulte une précipitation de composés hydratés qui fait à son tour chuter la concentration des éléments dans la solution.

Ce qui permet la solubilisation d'une nouvelle quantité de produits jusqu'à une concentration entraînant une nouvelle précipitation de composés hydratés. C'est cette répétition du cycle dissolution – concentration – précipitation (plusieurs années), qui

constitue la prise et le durcissement du laitier vitrifié [34, 43].

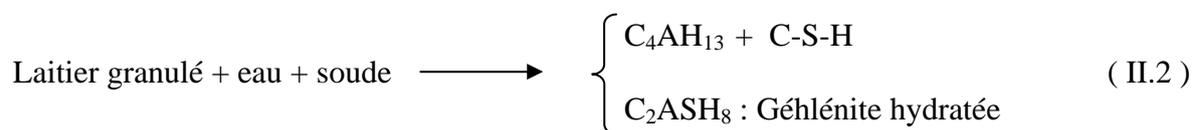
3.2.1 Activation par le clinker

Dans les ciments au laitier, le clinker est l'activant principal du laitier ; cependant les premiers hydrates produits seront ceux du clinker ; C-S-H et $\text{Ca}(\text{OH})_2$ qui recouvrent uniformément les grains du laitier et du clinker ; par la suite l'excès de chaux active l'hydratation du laitier avec une texture C-S-H semblable à celle des ciments ; il en résulte alors des silicates de calcium hydratés et des aluminates tétracalciques hydratés [44, 45].

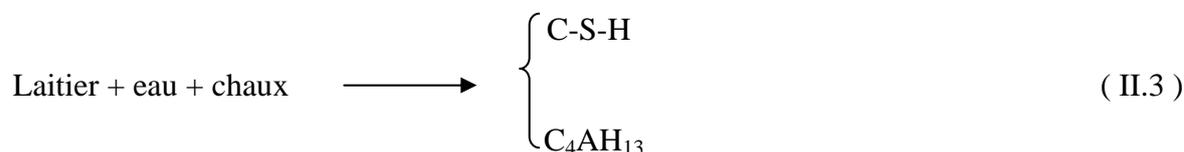
Dans une pâte de ciment contenant du laitier, ce dernier suit la réaction d'hydratation de telle sorte qu'il consomme la chaux à tous les stades de l'hydratation. Du fait de sa forte proportion en chaux ($\text{CaO}/\text{SiO}_2 > 1$), le laitier est souvent utilisé dans les proportions relativement élevées (25-50 % de la masse de ciment) comme ajout dans l'industrie cimentaire.

3.2.2 Activation alcaline

L'hydratation du laitier activé par une base autre que la chaux telle que la soude, donnera du silicate de calcium hydraté (C-S-H), de l'aluminate tétracalcique hydraté (C_4AH_{13}) et la géhlénite hydraté (C_2ASH_8) [45] ; selon l'équation simplificatrice suivante :



Si le laitier est activé par la chaux on obtiendra des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des aluminates tétracalciques hydratés (C_4AH_{13}) [45], soit alors :



3.2.3 Activation sulfatique

Si le laitier est activé par le gypse il donnera des C-S-H, de l'ettringite et de l'hydroxyde d'aluminium selon l'équation suivante :



3.3 RÔLE DU LAITIER DANS LE BÉTON

Les précipitations résultantes sont normalement destinées à obturer les grands pores ; cependant les précipitations des ciments au laitier sont fixes et imperméables alors que celles des ciments Portland ne le sont pas. Par conséquent le béton ordinaire est plus poreux que le béton au laitier [46, 47].

Sarkar et al. [33] avaient montré qu'avec un laitier broyé à une finesse de 800 m²/kg, on obtient une réduction significative de la chaleur d'hydratation du ciment, un béton à haute résistance et à structure plus compacte. Péra et al. [48] ont montré que plus la finesse de mouture du laitier est élevée, meilleures sont ses performances.

La réduction des contraintes thermiques causées par la chaleur d'hydratation est un facteur important pour la production des BHP. En utilisant 75% de laitier finement broyé, Iway et al. [32] ont montré que les contraintes thermiques étaient réduites de 60%.

Ohama [32] qui a utilisé 40% de laitier finement broyé a obtenu un béton à ouvrabilité améliorée, une augmentation des résistances même dans le cas de cure sous température élevée, et une bonne résistance à la diffusion de l'ion chlore [49].

La microstructure du ciment avec ajout de laitier est caractérisée par une matrice dense avec une croissance des C-H-S sur la surface des particules du laitier. Comparé au ciment, les produits d'hydratations du mélange ciment-laitier ont également un faible rapport Ca/Si mais riche en magnésie et en alumine. Cependant, le laitier ne réagit pas promptement que la fumée de silice. Son hydraulité latente s'étend sur plusieurs mois voire des années. Plusieurs grains restent donc anhydres même à long terme [32].

De nos jours, l'utilisation du laitier devient de plus en plus fréquente [18, 41, 42, 46]. Les résultats sont très peu différents sinon similaires : une chute importante de dégagement de chaleur d'hydratation ; une prise lente ; une bonne ouvrabilité avec réduction du dosage en eau ; une faible résistance au jeune âge ; un accroissement des résistances au-delà de 28 jour.

4. LA POUZZOLANE

Les pouzzolanes peuvent être définies comme des matériaux ayant une aptitude à réagir avec la chaux en présence d'eau et à former des composés possédant des propriétés liantes. Elles sont formées d'éléments surtout vitreux (peu d'éléments cristallisés comme la zéolite). Mais elles peuvent contenir des constituants nocifs tels que : les substances organiques et les argiles gonflantes [50 à 52].

4.1 DIFFÉRENTS TYPES DE POUZZOLANES

Selon leur origine, les pouzzolanes sont classées en deux catégories :

4.1.1 Les pouzzolanes naturelles

Produits essentiellement composés de silice, d'alumine et d'oxyde de fer et ayant naturellement des propriétés pouzzolaniques.

- soit d'origine volcanique : verre volcanique, pierre ponce, trasse, tuf, vitrophyres.
- soit d'origine sédimentaire : diatomite, tripolis, gaize.

4.1.2 Les pouzzolanes artificielles

Toute matière essentiellement composée de silice, d'alumine et d'oxyde de fer [34, 52] :

- roches traitées thermiquement : argile et schiste expansés.
- cendres volantes, laitier métallurgique.

4.2 ACTIVATION ET HYDRATATION DES POUZZOLANES

Par définition, une pouzzolane est un matériau ayant une aptitude à réagir avec la chaux en présence d'eau et à former des composés possédant des propriétés liantes [34, 53].

Si on se base sur cette définition simple et précise, on peut déduire que le meilleur activant des pouzzolanes c'est la chaux.

4.2.1 Capacité de fixation de la chaux

Il est difficile d'évaluer l'activité pouzzolanique (le pouvoir pouzzolanique d'une pouzzolane) par une méthode purement chimique. Cette activité est liée à la rapidité de durcissement des liants pouzzolaniques, mais il est bien évident que le problème est complexe, du fait que toutes les pouzzolanes ne fixent pas la même proportion de chaux dans le même temps, et que leur capacité de fixation totale de chaux (CaO) n'est pas la

même suivant leur composition.

Avec l'addition de la chaux aux pouzzolanes, on obtiendra des aluminates tétracalciques et des silicates de calcium hydraté (Feret (1933), Guillaume (1963) Sersal et al. (1968)) [43], cette réaction est schématisée comme suit :



Dans le ciment Portland pouzzolanique, deux processus ont lieu pendant son durcissement :

1. hydratation des minéraux faisant partie du clinker.
2. interaction de l'adjuvant minéral actif (la pouzzolane) avec l'hydroxyde de calcium qui se dégage lors de la prise du clinker.

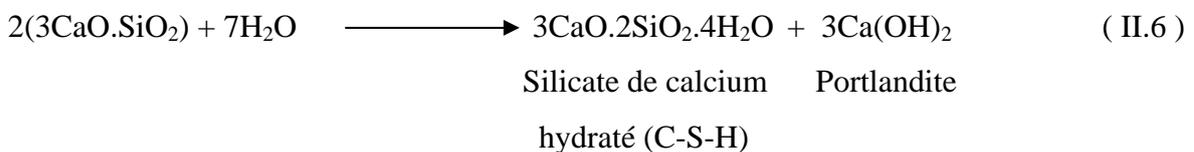
4.2.2 Cinétique d'hydratation

L'étude cinétique d'hydratation des laitiers et pouzzolanes, ou *l'étude de l'évolution physico-chimique* du système initial hors équilibre, vers le système final stable. Nous permet de connaître l'évolution mécanique ; parce que l'augmentation des résistances est liée directement au développement des phases hydratées [34, 50].

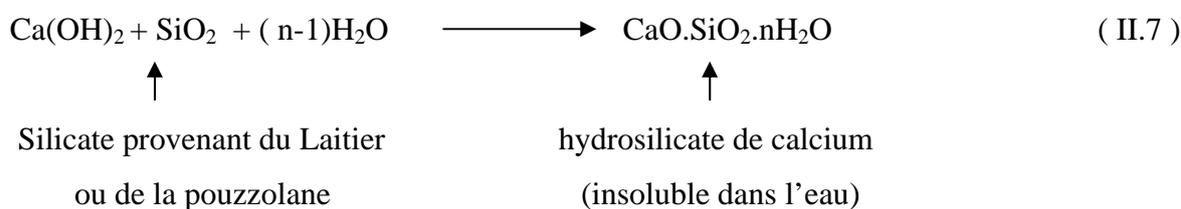
La cinétique d'hydratation est liée à la vitesse de solubilisation des ajouts (laitier et pouzzolane) qui dépend de :

- la composition chimique de ces derniers ;
- la finesse de broyage (surface spécifique BLAINE) ;
- la température, car toutes les transformations chimiques ont une cinétique qui croit avec la température [34].

Le silicate tricalcique (C₃S) s'hydrate au cours des premiers jours qui suivent la mise en œuvre selon le schéma suivant :



L'hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2) provenant de l'hydratation primaire du (C_3S), joue le rôle de l'activant principal des ajouts pouzzolaniques, ou du laitier, selon la réaction suivante :



L'hydratation du laitier ou de la pouzzolane, ne peut donc débiter que lorsque le (C_3S) a déjà partiellement réagi. Comme leur cinétique est plus lente que celle du (C_3S), il va se constituer "une réserve" de portlandite qui sera ensuite progressivement absorbée [34, 50].

La contribution à l'augmentation de la résistance mécanique est notable dès les premières semaines pour le laitier, elle peut être encore plus tardive pour les produits pouzzolaniques. Le laitier et la pouzzolane ont des cinétiques d'hydratation plus lentes que celle du ciment Portland (clinker) [34, 50].

5. LE CALCAIRE

Dreux G. [53] a défini les fillers comme étant des produits obtenus par *broyage fin* ou par *pulvérisation* de certaines roches (calcaire, basalte...) naturelles, agissant principalement, grâce à une granularité appropriée, par leurs propriétés physiques sur certaines qualités du ciment (accroissement de maniabilité, diminution de perméabilité et de capillarité, réduction de la fissurabilité...). Les fillers sont dits inertes, s'ils n'ont aucune action chimique sur les ciments en présence d'eau.

Les normes s'accordent pour définir comme "fines" les éléments passant à travers un tamis de $80\mu\text{m}$. On adopte aussi le terme « *filler* » pour désigner les éléments bruts de concassage inférieurs à $80\mu\text{m}$. Il s'agit donc de produits fins obtenus par fragmentation pouvant d'ailleurs contenir des éléments de pollution [52, 54, 55].

5.1 DIFFÉRENTS TYPES DE CALCAIRES

Les fillers calcaires sont [56] :

- soit récupérés lors du concassage des granulats calcaires et contiennent alors des résidus argileux et des matières organiques ;
- soit obtenus par broyage du matériau cru.

Les calcaires peuvent avoir des origines géologiques différentes :

- origine métamorphique, il s'agit des marbres ;
- origine sédimentaire.

Le calcaire se compose principalement de carbonate de calcium CaCO_3 (56,03 % de CaO et 43,97 % de CO_2). Le carbonate de calcium existe sous plusieurs formes polymorphiques : calcite, aragonite et vaterite, [50]. Le calcaire peut contenir aussi SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 ou le minéral accessoire qui est la dolomite $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ [54,27% CaCO_3 et 45,73% MgCO_3 ou 30,41% MgO et 47,72% CaO]. Le calcaire dolomitique contient un mélange de dolomite et de calcite, tandis que la dolomie ne contient que de la dolomite.

5.2 RÉACTIVITÉ DES CALCAIRES

Au sujet de la réactivité des fillers calcaires, toutes les études s'accordent sur les points suivants :

- la précipitation de carbonate lors de l'hydratation mise en évidence par de nombreux auteurs [57 à 60].
- la substitution partielle de l'ion sulfate par l'ion carbonate lors de la formation d'ettringite. Un nouvel hydrate peut se former et les séquences réactionnelles de l'hydratation ne sont pas modifiées [61 à 64].
- l'interaction entre les silicates calciques et le filler : les principaux résultats ont été obtenus par Ramachandran. Le carbonate de calcium accélère l'hydratation du silicate tricalcique et modifie le rapport Ca/Si des silicates de chaux hydratés (C-S-H) [65, 66].

Récemment, Péra et al. [67] ont utilisé un filler métamorphique (marbre) contenant 98,6% de CaCO_3 et broyé à une surface spécifique Blaine de $680 \text{ m}^2/\text{kg}$. En étudiant son influence sur le C_3S et le ciment Portland, ils ont obtenu les résultats ci dessous :

- la calorimétrie isothermique a montré que dans un C_3S ou un ciment Portland contenant plus de 50% de carbonate de calcium, la quantité de chaleur est plus élevée qu'en absence de CaCO_3 mettant en évidence l'effet accélérateur du CaCO_3 . L'hydratation du C_3S en présence du CaCO_3 produit des hydrates de carbosilicate de calcium et des bonnes performances mécaniques sont obtenues lorsque les proportions de CaCO_3 sont supérieures à 30%.
- dans la pâte de ciment, le carbonate de calcium modifie les phases aluminoferrites et produit des hydrates de carbosilicate et de carboaluminate de calcium mais les résistances ne sont pas aussi élevées que dans la pâte de C_3S .

5.3 RÔLE DU CALCAIRE DANS LE BÉTON

Ces actions conjuguées avec l'effet des adjuvants organiques, rendent le béton maniable tout en maintenant la cohésion intergranulaire. Grâce à une meilleure ouvrabilité du béton et à la présence des particules fines qui comblent les vides, l'empilement granulaire est plus compact. Le béton possède de ce fait de meilleures performances mécaniques, sa porosité est diminuée et sa durabilité s'en trouve améliorée.

Aïtcin P-C [68] estime qu'en plus de ce rôle principal, qui est de densifier la matrice de mortier, le filler calcaire aurait une certaine réactivité chimique qui contribuerait à augmenter les résistances en compression par la formation de carboaluminates.

Ramachandran et Chun-mei [65], ont observé que l'ajout de (CaCO_3) au (C_3S) accélère l'hydratation du ciment. Les fillers fins comme le calcaire, accélèrent les premières réactions d'hydratation. Ces dernières études confirment l'effet non négligeable des fillers calcaires sur l'hydratation du ciment au jeune âge [54, 69, 70].

Damtoft et al. [71] ont montré que l'effet synergétique entre le clinker minéralisé (par CaF_2 et SO_3) et le filler très fin, conduit à l'obtention des résistances précoces au jeune âge plus élevées que dans le clinker normal. Ce qui permet leur utilisation par exemple dans l'industrie de précontrainte où les résistances précoces sont requises, sans avoir besoin

d'augmenter le dosage en ciment.

FORMULATION DES BHP

1. GÉNÉRALITÉS

L'étude d'une composition de béton consiste à rechercher conjointement deux qualités essentielles : *résistance et ouvrabilité* ; or ces deux qualités sont étroitement liées l'une à l'autre mais elles varient en sens inverse. Ce problème ne peut être réglé que par des solutions de *compromis*.

Dreux G. et L'hermite R. rapportent [53] : « qu'il est difficile d'élaborer une théorie au sens propre et scientifique afin d'aboutir à la meilleure composition donnant, elle seule le béton présentant toutes les qualités souhaitées » et ils ajoutent : « les méthodes basées sur la recherche de la compacité maximale considèrent essentiellement le grain du ciment sous son aspect physique de grain fin venant prendre sa place dans le remplissage optimal recherché pour le mélange de l'ensemble des granulats et du ciment ».

Le béton est un matériau non homogène composé de trois phases distinctes :

- la pâte de ciment hydraté. Regourd [72, 73] ;
- la zone de transition entre le granulat et la pâte de ciment hydraté. Maso [74] ;
- les granulats (qui eux-mêmes peuvent être poly cristallins comme dans le cas du granite).

En conclusion, lorsqu'on mesure la résistance du béton en compression uniaxiale on s'aperçoit que la rupture du béton peut se produire à trois niveaux différents :

- 1 - soit dans le mortier ;
- 2 - soit au niveau de l'interface granulat/mortier ;
- 3 - soit dans le granulat.

Tout en sachant très bien que c'est le maillon le plus faible qui limitera la valeur de la résistance en compression [75].

2. MÉTHODES DE COMPOSITION

Il existe plusieurs méthodes de composition : Faury (1958), Joisel (1952), Vallette (1963) Dreux (1970) et Baron-Lesage (1976), toutes se réfèrent aux travaux de Feret (1892 – 1896) et, sous des formulations diverses, le but visé paraît être le même : chercher des compositions de matériaux inertes telles que, pour un dosage donné en ciment, la quantité des vides soit minimale Caquot (1936).

La théorie de la granulation optimale due à Caquot permet de généraliser les résultats trouvés sur les mélanges binaires ; elle montre l'importance d'un dosage optimal en éléments fin (ciment + fines inertes). Cette théorie est probablement la seule à tirer, d'une façon cohérente, les conséquences d'une interaction entre les grains [76].

3. LE DOSAGE EN CIMENT ET EN FINES

Toutes les méthodes ne distinguent pas clairement les deux rôles du ciment : fines de remplissage, et liant hydraulique. En tant que liant hydraulique, son dosage dépend de sa classe et de la résistance mécanique recherchée ; en tant que fine de remplissage, il existe un dosage optimal pour lequel la porosité du béton est minimale.

Caquot, Joisel et Faury accordent beaucoup d'importance à ce dosage optimal en éléments fin. Dreux, s'appuyant d'ailleurs sur les résultats des précédents auteurs, remarque cependant, que le dosage en ciment optimal pour le remplissage est, dans la plus part des cas, beaucoup plus faible que celui nécessaire pour la résistance désirée ou imposée par le contrat [76].

4. EFFETS DE LA POROSITÉ SUR LA RÉSISTANCE MÉCANIQUE

La résistance à la compression à long terme de la pâte de ciment est simplement fonction de l'indice des vides de la pâte après mise en place. Elle augmente lorsque l'indice des vides diminue [77].

En pratique le dosage du béton en ciment est généralement égal à la valeur minimale imposée par le règlement, elle est donc fixée ; il ne reste alors, plus qu'un seul moyen pour diminuer l'indice des vides de la pâte, *réduire la porosité* :

- soit réduire le dosage en eau et compenser la perte de maniabilité par un apport d'adjuvant ;
- soit incorporer des ajouts plus fins que le ciment, qui s'insérant entre les grains de ce dernier, réduisent sa porosité.

Expérimentalement, on montre qu'il existe un dosage en eau, pour lequel la porosité est minimale, et que ce dosage dépend fortement des conditions de mise en œuvre [77].

La quantité d'eau qu'il est nécessaire d'ajouter pour le gâchage correct du ciment est supérieure à la quantité strictement nécessaire aux seules réactions chimiques ; on doit en effet distinguer :

- l'eau de cristallisation ou d'hydratation fixée chimiquement dans les nouveaux constituants hydratés et nécessaire à leur structure cristalline, elle est en général de l'ordre de 25 à 30 % de la masse de ciment ;
- l'eau absorbée qui pénètre plus ou moins à l'intérieur des granulats, selon leur degré de porosité ;
- l'eau libre (dans de fins réseaux capillaires), et qui s'élimine plus ou moins par séchage. Elle n'est nécessaire que pour obtenir la viscosité. La plasticité et l'onctuosité indispensables au gâchage et à la mise en place correcte, du béton dans les coffrages et l'embaras plus ou moins important des armatures [51, 53].

5. EFFETS DU RAPPORT E/C SUR LES CARACTÉRISTIQUES DU BÉTON

Le rapport eau sur liant représente avec le degré d'hydratation de liant, les deux facteurs principaux influant sur la porosité de la pâte de liant, après durcissement et par conséquent, la porosité et la résistance du béton, ainsi que sur d'autres caractéristiques :

5.1 LA POROSITÉ

Le rapport (E/C) détermine la distance initiale entre les grains anhydres de ciment dans le mélange eau – ciment ; ce qui influe directement sur la porosité initiale et finale de ce mélange. La figure III-1 représente cette relation croissante entre la porosité, et le rapport (E/C).

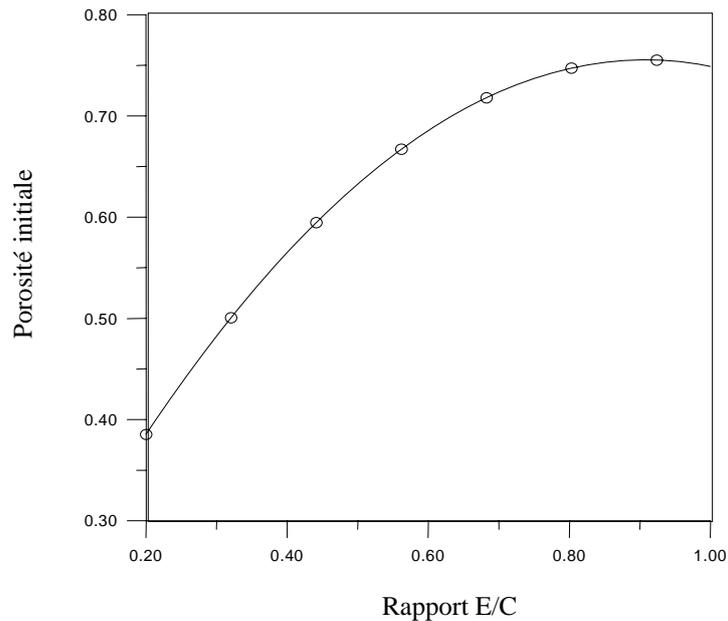


Fig. III-1 – Forme de la relation entre le rapport E/C et la porosité [51].

Puisque la compacité est le complément de la porosité, alors il faut diminuer au maximum le rapport (E/C) pour avoir une structure plus compacte [51].

5.2 LA RÉSISTANCE MÉCANIQUE DU BÉTON

De nombreuses études expérimentales, telles que celles de Soroka I., Sereda J-P., Sponer D-C., Feldman R-F. et Beaudoin J-J. [51], confirment que la résistance du béton qui est liée directement à la compacité du squelette rigide, est une fonction décroissante du rapport (E/C), au-delà de 0,30.

La figure III-2 représente cette relation décroissante entre la porosité, et le rapport (E/C).

L'effet de (E/C) sur l'adhérence granulat – pâte de ciment est similaire à son effet sur la pâte seul. C'est à dire, la résistance de l'adhérence augmente avec la diminution de (E/C) , et réciproquement [51].

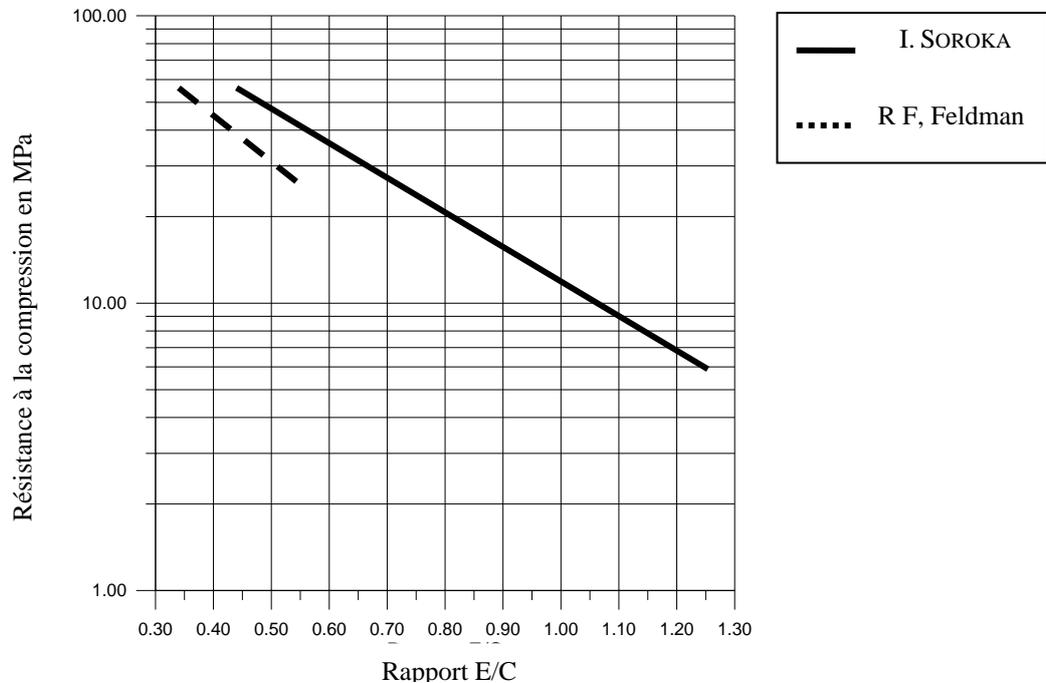


Fig. III-2 – Effet du rapport E/C sur la résistance mécanique du béton [51].

5.3 LE MODULE D'ÉLASTICITÉ

Le module d'élasticité du béton durci n'est à priori, pas fonction de sa résistance mécanique. On peut remarquer que, les facteurs agissant sur le module d'élasticité, sont les mêmes que ceux agissant sur la résistance. Le rapport (E/C) sera, alors, le facteur le plus important influant sur le module d'élasticité et par conséquent ce dernier augmente avec la diminution de (E/C) [53].

CARACTÉRISTIQUES DES BHP

1. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES

1.1 OUVRABILITÉ

Elle peut se définir par la facilité offerte à la mise en œuvre du béton pour le remplissage parfait du coffrage et l'enrobage du ferrailage.

Ce facteur primordial peut varier comme pour les bétons classiques et l'on obtient facilement des affaissements au cône d'Abrams appelés slumps de 15 à 18 cm, mais il faut impérativement étudier :

- les granulats (module de finesse du sable) ;
- le choix du ciment et du superplastifiant ;
- les dosages de ces différents matériaux, de la fumée de silice et de l'eau pour la plasticité désirée, en fonction des plus ou moins grandes difficultés de mise en œuvre dans les coffrages et l'embarras des armatures ;
- la plasticité désirée qui doit être garantie au moins une heure après le malaxage pour tenir compte des délais inévitables de transport et de mise en œuvre [53].

L'ouvrabilité du béton dépend de plusieurs facteurs :

- type et quantité de ciment ;
- type et quantité de sable ;
- teneur en eau ;
- aspect et grosseur des agrégats.

La fluidité du mélange de béton croît avec l'augmentation de la quantité d'eau.

Le mortier de ciment, non seulement remplit les vides et enrobe les grains des agrégats, mais les écarte également les uns des autres, en créant entre eux des couches abondantes qui diminuent le frottement entre les grains : ceci augmente la fluidité.

Si les agrégats sont plus gros, la surface spécifique est en général moindre, par conséquent, pour une même quantité de mortier de ciment, les couches intermédiaires entre les grains des agrégats se trouvent plus épaisses ce qui rend le mélange de béton plus fluide.

L'augmentation de la quantité de sable au-dessus de la quantité optimale, diminue la fluidité de la pâte par suite de l'accroissement de la surface totale des agrégats.

La forme des grains influe sur la fluidité, si la surface des grains est arrondie et lisse, la surface de contact et le frottement entre eux seront plus petits donc le mélange plus fluide que le mélange formé avec des granulats concassés.

1.2 POROSITÉ ET POROMÉTRIE

Quand les silicates anhydres des grains de ciment entrent en contact avec l'eau, leur hydratation commence toujours par une mise en solution. En d'autres termes, la phase liquide se sature avec différents ions qui se combinent ensuite pour former les différents produits d'hydratation qui occupent progressivement une partie de l'espace initialement rempli d'eau.

Au fur et à mesure que l'hydratation se développe et que la taille des pores capillaires diminue, les mouvements de l'eau dans le système deviennent de plus en plus difficiles, si bien que l'hydratation des grosses particules de ciment se fait plutôt par diffusion.

Quel que soit l'instant durant la réaction d'hydratation, les espaces non remplis par des produits solides (hydrates et particules de ciment anhydre) pourront être considérés comme des vides ou des pores capillaires [78].

Les dimensions et le volume des pores capillaires sont les principaux paramètres qui régissent les propriétés physiques et mécaniques du béton.

La porosité est essentiellement fonction du rapport E/C du béton. Il a été démontré que pour un béton donné, la seule réduction du rapport E/C de 0,5 à 0,22, réduit d'un facteur 3 le volume total des pores capillaires.

L'ajout de laitier ou de cendres volantes ne modifie pas la porosité totale mais conduit à une diminution générale de la dimension des pores [79].

L'adjonction d'ultrafins et en particulier de fumée de silice se traduit par une réduction de la porosité et par une diminution caractéristique des pores.

On note que la porosité totale des BHP est inférieure à celle des bétons ordinaires. La distribution des dimensions des pores, observée sur la courbe porosimétrique des BHP se situe sous celle des bétons ordinaires (fig. IV-1).

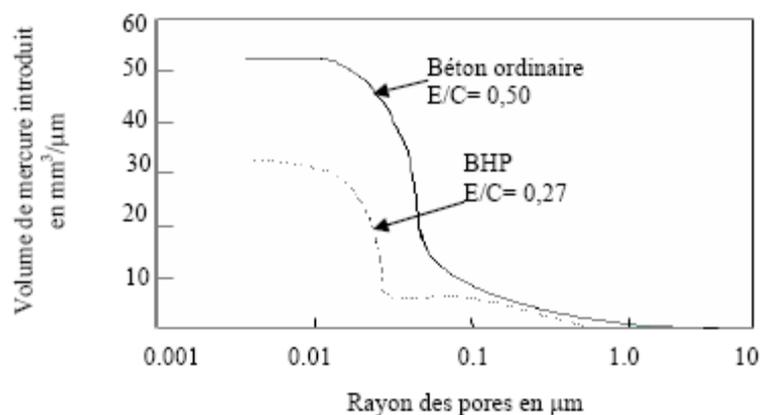


Fig. IV-1 – Porosité des bétons ordinaires et des BHP [60].

Tant que les granulats et particulièrement les plus gros, sont suffisamment résistants, au fur et à mesure que la porosité de la pâte de ciment décroît, la résistance du béton augmente. Ainsi, la sélection et la composition des ingrédients d'un BHP sont beaucoup plus critiques que dans le cas des bétons usuels.

1.3 PERMÉABILITÉ

La perméabilité est caractérisée par la valeur de débit de transport des fluides et des gaz (eau, chlorure, sulfates, oxygène...) à travers des pores capillaires et des fissures du béton.

A cause de leur très grande compacité, les BHP ne sont que très peu perméables. On peut s'en rendre compte lorsqu'on brise des échantillons de béton conservés pendant un an dans l'eau, on constate que le cœur de l'éprouvette est absolument sec.

Cette imperméabilité peut s'expliquer aussi par la présence de très nombreuses particules de ciment non hydratées qui arrivent à stopper la progression de l'eau vers l'intérieur du béton tout en le rendant encore plus imperméable.

Des mesures allemandes de perméabilité de mortier conduisent à des valeurs comprises entre $0,64 \cdot 10^{-12}$ m/s pour $E/C = 0,40$ et à $440 \cdot 10^{-12}$ m/s pour $E/C = 0,75$. Ces résultats confirment des essais américains anciens qui montraient que la perméabilité d'un béton était réduite d'un facteur égal à 1000 lorsque le rapport E/C passait de 0,80 à 0,40 [80].

La perméabilité d'un béton à faible rapport E/C est donc appréciée par la mesure du débit d'air ou d'autre gaz (oxygène, oxyde de carbone) et par celui des ions chlore transitant dans le béton sous l'effet d'un gradient de pression ou de courant.

La microstructure de la pâte de ciment hydraté du béton de 20 MPa est très ouverte et l'on peut y voir des pores, de grands cristaux d'ettringite et de portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ avec de plus petites aiguilles de silicate de calcium hydraté.

Il est possible de voir que la zone de transition entre la pâte de ciment et les granulats est très poreuse dans le cas du béton usuel. A l'inverse, il est impossible de discerner les moindres cristaux dans la microstructure du BHP qui a un rapport eau/liant de 0,25 ; la pâte de ciment hydraté a un aspect amorphe et est très compacte.

Cette différence de microstructure des BHP a deux conséquences très importantes du point de vue résistance à la compression et du point de vue perméabilité : la résistance à la compression d'un BHP augmente au fur et à mesure que le rapport eau/liant diminue et la perméabilité d'un BHP est considérablement plus faible, pratiquement impossible à mesurer selon Torrent et Jornet [81], sauf si l'on recourt à la mesure de la « perméabilité » dite aux ions chlore selon la norme ASTM C [82].

Un béton qui a un rapport eau/liant de 0,45 a une « perméabilité aux ions chlore » qui varie entre 3 000 et 5 000 coulombs, alors qu'elle n'est que de 100 à 500 coulombs pour un BHP qui contient de la fumée de silice et qui a un rapport eau/liant inférieur à 0,25.

Cette très faible « perméabilité aux ions chlore » des BHP indique qu'il existe encore un

réseau de capillaires très fins interconnectés, mais que ces capillaires sont suffisamment fins pour que l'eau ne s'y écoule pas d'elle-même.

2. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES

On sait très bien que la formation des silicates de calcium hydratés créés durant l'hydratation des silicates di et tricalciques soit essentiellement responsable des gains de résistance de béton.

Toutefois, il faut admettre que, à l'heure actuelle [83, 84], la composition exacte et la structure des silicates de calcium ne sont pas très connues, ce qui explique d'ailleurs pourquoi, de façon très prudente, on représente le silicate de calcium hydraté par l'expression volontairement vague de C-H-S. Il est bon cependant de rappeler les efforts réalisés en France par les équipes du CNRS pour essayer de percer les mystères de l'hydratation et les progrès déjà obtenus par Nonat, Goudonnet et Van Damme [85 - 88].

Les phénomènes complexes liés à l'hydratation du ciment (mouvements thermiques ou retrait) provoquent la création des défauts. Dans le cas des bétons classiques, ces défauts sont particulièrement localisés dans l'auréole de transition.

Dans les BHP cette zone est inexistante [89] et, les défauts prennent naissance dans la matrice, siège des phénomènes d'hydratation. C'est à partir de ces défauts (microfissures, microcavités ...) que vont se développer les microruptures lors des sollicitations mécaniques.

2.1 RÉSISTANCE EN COMPRESSION

C'est la propriété d'usage la plus importante, c'est aussi celle dont l'amélioration est plus spectaculaire : on a pu réaliser en laboratoire [5, 90] des bétons dont la résistance à la compression dépassait 200 MPa. Cependant, si l'on cherche à fabriquer des bétons maniables avec des granulats ordinaires, on devra se limiter, dans l'état actuel de la technologie à des valeurs comprises entre 100 et 120 MPa en résistance moyenne à 28

jours.

Une explication de cette augmentation de la résistance est due au rôle accélérateur de la fumée de silice, selon la nouvelle loi de Féret [91] exprimée par :

$$f_{c28} = \frac{K_g}{\left[1 + \frac{3,1E / C}{1,4 - 0,4 \exp(-11 S / C)} \right]^2} \quad (IV.1)$$

- Où :
- f_{c28} est la résistance moyenne en compression du béton à 28 jours.
 - E, C et S sont le poids respectif d'eau, du ciment et de fumée de silice par mètre cube de béton.
 - k_g est un paramètre qui dépend de la qualité des granulats (pour des granulats courants $K_g = 4,91$).

Le tableau 4-1 présente quelques résultats d'essais de compression.

Tableau 4-1
Résistances à la compression simple et module d'élasticité des bétons
(Confectionnés avec différents types de granulats)
et des mortiers, en fonction du rapport E/L [92].

Rapport E/L		Résistance à la compression (MPa)			Module d'élasticité (GPa)		
		0,50	0,27	0,22	0,50	0,27	0,22
Béton de calcaire	28j	56,2	92,1	117,2	33	42	48
	90j	69,4	111,2	126,5	36	44	52
Béton de granite	28j	59,5	100,3	127,4	32	42	45
	90j	64,1	118,3	134,5	34	43	47
Béton de quartz	28j	53,4	93,4	103,3	33	45	42
	90j	58,5	113,4	118,6	34	47	52
Béton de grès	28j	57,2	113,3	118,6	21	30	31
	90j	64,7	127,6	121,2	22	31	35
Mortier	28j	45,1	88,6	104,6	30	39	42

2.2 RÉSISTANCE EN TRACTION

Comme dans le cas de la résistance à la compression, il a été établi et vérifié que la résistance en traction des BHP progressait linéairement en fonction de la compacité de la pâte de ciment durcie [5].

Pedeches [93] a montré que la résistance en traction par flexion à 28 jours avec un BHP à la fumée de silice varie entre 5 et 9 MPa. Il a montré dans la même étude que l'ensemble des points (R_c et R_t) se situait au-dessus de la courbe représentant la relation adoptée par les règlements de béton armé [94] et de béton précontraint [95] :

$$R_t = 0,6 + 0,06 R_c \quad (IV.2)$$

Il a proposé la relation suivante pour des résistances en compression comprises entre 30 et 130 MPa :

$$R_t = 5,5 + 0,027 R_c \quad (IV.3)$$

Ahmad et al. [96] avaient déjà proposé une relation pour des résistances en compression supérieures à 84 MPa :

$$R_t = 0,44 R_c^{2/3} \quad (IV.4)$$

2.3 RÉSISTANCE A LA FATIGUE

La résistance à la fatigue peut être représentée par le diagramme de Goodman (fig. IV-2) où l'on reporte les valeurs de S_{min} et S_{max} respectivement, sur l'axe des X et des Y. Dans ce diagramme, S_{min} et S_{max} sont exprimés sous forme d'une fraction de la charge statique à laquelle se produit la rupture.

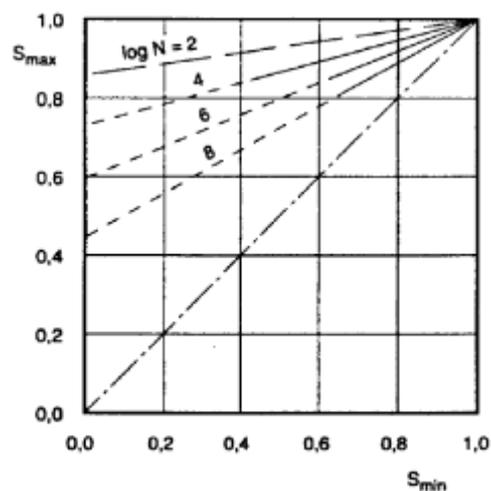


Fig. IV-2 – Diagramme de Goodman Rilem [97].

Dans leurs études sur certains aspects de la résistance à la fatigue des BHP conduites à l'université de Sherbrooke et au laboratoire central des ponts et chaussées à Paris, Do et coll. [98 - 100] ont trouvé que la résistance à la fatigue des BHP est comparable à celle d'un béton usuel. Les résultats suggèrent que l'évolution des déformations des BHP est semblable à celle des trois phases de déformation qui sont bien connues dans le cas des bétons usuels :

- phase I – initiation ;
- phase II – stabilisation ;
- phase III – instabilité.

Cependant, la durée de chacune de ces phases et l'amplitude des déformations dépendent du type de BHP. Ces études ont aussi montré que la déformation des BHP contenant de la fumée de silice ne semble pas évoluer et que la rupture à la fatigue de certains BHP peut être brutale.

En général, les BHP perdent moins de rigidité lors des essais de fatigue que les bétons usuels : plus le module élastique est élevé, plus la perte de rigidité est faible. Sous des cycles de compression où S_{\max} est supérieure à 0,75, des BHP ont pu résister à un plus grand nombre de cycles qu'un béton usuel. Cependant, quand S_{\max} est inférieur à 0,75, l'inverse est vrai [78].

2.4 COMPORTEMENT DES BHP

2.4.1 Fissuration

Bien que d'autres microfissures puissent apparaître sous l'effet des contraintes engendrées par des sollicitations, à partir de ce qui précède, on peut dire que le comportement mécanique et la rupture des BHP sont surtout le résultat de la présence et du développement d'une microfissuration au sein du matériau.

Par ailleurs, la plupart des auteurs [5, 7, 62, 93] sont unanimes sur le mode de propagation des fissures dans les BHP : celles-ci naissent dans la pâte et se propagent dans le matériau en traversant indifféremment pâte et granulats.

Elles progressent rapidement sauf si elles rencontrent des granulats particulièrement résistants. Dans un essai à effort imposé, la rupture s'accompagne d'une émission

acoustique importante traduisant une libération d'énergie emmagasinée pendant le chargement et non consommée. Les faciès de rupture sont lisses et l'état de l'éprouvette dépend aussi de la vitesse de chargement (fig. IV-3).



Fig. IV-3 – Rupture des BHP testés

2.4.2 Contrainte - déformation :

De Larrard et Malier Y. [5] ont pu contrôler l'essai de compression du BHP dans sa partie "post pic" et ont obtenu la courbe complète expérimentale contrainte – déformation, en utilisant un dispositif empêchant la rotation des plateaux de la presse et en asservissant l'essai sur une combinaison linéaire de l'effort et du déplacement entre plateaux, choisie pour être toujours croissante pendant l'essai (fig. IV-4).

La relation contrainte – déformation est pratiquement linéaire et caractéristique d'un comportement fragile parfait. Les déformations plastiques ne représentent que 15 % de la déformation totale pour les BHP, contre 29 % pour les bétons ordinaires (fig. IV-4).

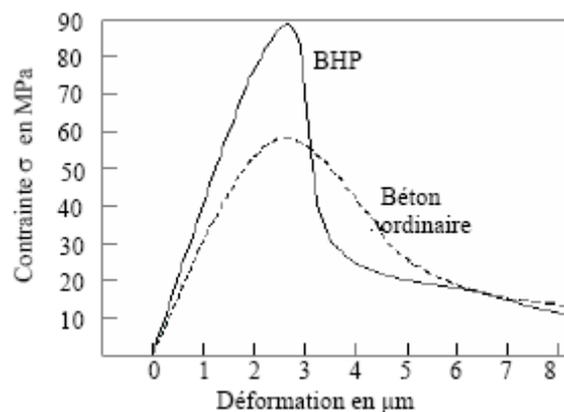


Fig. IV-4 – Comparaison de la courbe contrainte - déformation d'un béton ordinaire avec un BHP [5].

Selon la définition de Rossi [5, 102], le BHP serait donc plus fragile en tant que matériau, l'allongement au pic de contrainte est un peu plus important que pour un béton ordinaire.

Plusieurs chercheurs ont examiné le comportement de béton en post – rupture. Ainsi Xie J. et al [103] ; ont démontré que les courbes contrainte – déformation d'un béton normal et d'un béton à hautes performances sont identiques, seulement la partie descendante de la courbe pour les BHP a une pente plus prononcée. Cette dernière constatation pénalise les BHP par une faible ductilité, ce qui veut dire qu'ils sont des matériaux fragiles.

Les différences de comportement entre le BHP et le béton ordinaire s'expliquent par la meilleure adhérence entre matrice cimentaire et granulats. Plus fondamentalement ces différences sont essentiellement dues au renforcement des liaisons qui se créent dans les auréoles de transition entre granulats et pâte de ciment.

2.4.3 Modèles de comportement

De Larrard F. et Malier Y. [5] ont expliqué le comportement post – pic des BHP de deux façons :

- *selon une approche globale énergétique* : L'énergie de rupture du matériau croît peu avec la résistance en compression, il s'ensuit que l'aire de la courbe ne peut être proportionnelle à la contrainte maximale. La partie “post – pic ” est donc forcément de plus en plus réduite.
- *selon une approche locale* : ils se sont référés au modèle de flambement à deux blocs [103] dans lequel on distingue trois phases :
 - 1- fissuration longitudinale : formation des colonnettes ;
 - 2- apparition des instabilités locales : flambement des colonnettes ;
 - 3- écoulement.

Le pic des contraintes correspondrait au seuil de flambement des colonnettes formées à la suite de la fissuration longitudinale du matériau. Après cette bifurcation, survient la phase d'écoulement pendant laquelle des glissements se produisent sur les fissures obliques des colonnettes, analogues à des fissures d'effort tranchant.

2.4.4 Les BHP et la mécanique de rupture

L'étude de la propagation d'une fissure dans un milieu de géométrie quelconque, basée sur la thermodynamique des milieux continus, aboutit à la caractérisation d'un matériau vis à vis de sa résistance à la fissuration à partir de la détermination de la ténacité.

Le béton est un matériau hétérogène (composite, matériau multiphasique), la fissuration elle-même est un processus hétérogène (initiation des fissures, croissance lente de la fissure, propagation instable de la fissure), l'aire de la surface formée est plusieurs fois plus grande que l'aire effective de la fracture (formation de plusieurs fissures) et comme conséquence, le mécanisme de dissipation d'énergie dans le béton n'est pas simplement réduit (confiné) à l'énergie de surface [105, 106].

A l'issue de l'application de la mécanique de rupture au BHP Giaccio, Rocco et Karr [105] ; Zhou, Brr et Lydon [107], ont pu tirer les enseignements suivants :

- l'énergie de rupture connaît une augmentation par rapport au béton ordinaire ;
- elle croît avec la dimension du gros granulat et, le matériau devient de moins en moins fragile. Par contre cette fragilité croît avec la résistance en compression du matériau. Plus le matériau est fragile, plus il est probable d'appliquer la mécanique de rupture ;
- la ténacité K_{cl} ou facteur d'intensité de contrainte critique croît avec la résistance en compression, ce qui est l'inverse dans les métaux, notamment dans les aciers où la ténacité se traduit par une diminution de la fragilité ;
- lorsque la dimension du gros granulat augmente ou diminue considérablement, non seulement la résistance en compression du matériau baisse, mais sa fragilité diminue par conséquent, " la mécanique de rupture ne s'applique plus ". Le compromis semble être obtenu avec des granulats de dimension maximale 16 mm.

2.4.5 Les BHP et la théorie de l'endommagement

La théorie de l'endommagement permet de modéliser le comportement mécanique d'un matériau, elle est intermédiaire entre la mécanique des milieux continus et la mécanique de la rupture.

a) Notion de contrainte effective [105] :

L'introduction d'une variable d'endommagement représentant une densité surfacique de discontinuité de la matière conduit directement à la notion de contrainte effective, c'est à dire à la contrainte rapportée à la section qui résiste effectivement aux efforts.

Dans le cas unidimensionnel, si F est la force appliquée sur une section S de l'élément de volume représentatif, $\sigma = F/S$ est la contrainte usuelle qui satisfait les conditions d'équilibre. En présence d'un endommagement isotrope de mesure D, la section résistante effective est :

$$S' = S - S_D = S (1-D) \quad (IV.5)$$

et l'on pose par définition la contrainte effective σ' :

$$\sigma' = \sigma \frac{S}{S'} = \frac{\sigma}{1-D} \quad (\sigma' \text{ est bien évidemment supérieure à } \sigma)$$

- $\sigma' = \sigma$ pour un matériau vierge ;
- σ tend vers l'infini au moment de la rupture.

De ce qui précède, on déduit que la valeur de la variable scalaire D est bornée entre 0 et 1 :

- $D = 0$ pour un élément de structure intacte ;
- $D = 1$ pour un élément de structure rompu.

Cependant, dans la réalité, la rupture survient pour des valeurs de D plus petites que 1, due à des phénomènes d'instabilité.

b) Application de la théorie de l'endommagement :

L'endommagement est une détérioration progressive du matériau jusqu'à sa rupture. Il diminue sa résistance mécanique. Pour un état de contrainte donné, les déformations sont d'autant plus grandes que l'endommagement est élevé, d'où l'importance des calculs "couplés" où l'on calcule simultanément contraintes, déformations et endommagement.

Le cas "élasticité couplée à l'endommagement" est important pour les matériaux dans lesquels les effets de plasticité sont peu importants. L'exemple type est du béton dans

lequel les déformations non linéaires, quelques fois irréversibles, sont produites par des décohésions que l'on peut considérer au travers d'une théorie de l'endommagement.

L'étude théorique de ce cas découle directement du choix effectué précédemment pour la contrainte effective. Dans le cas de l'élasticité isotrope, dans des conditions initiales, la loi d'élasticité du matériau endommagé est :

$$\varepsilon = \frac{A}{\sigma'} \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{ou : } \varepsilon = \left[\frac{1+\nu}{E} \right] \left[\frac{\sigma}{1-D} \right] - \left[\frac{\nu}{E} \right] \left[\frac{\text{Tr}(\sigma)}{1-D} \right] \quad (\text{IV.7})$$

Relation qui doit être associée à la loi d'endommagement choisie [108].

Lorsqu'on sollicite un échantillon de béton classique en compression (le cas de la traction étant évident), les fissures qui peuvent naître dans la pâte ou l'auréole de transition vont s'y développer ou bifurquer (contour des granulats). Ces fissures peuvent être considérées comme des fissures obliques.

Leur projection sur le plan normal à la direction de chargement permet de trouver la section résistante. Le nombre de fissures augmentent avec la charge, la section résistante va diminuer, le matériau s'affaiblit : c'est l'endommagement.

Quant au BHP, si la théorie peut s'appliquer à la traction, il n'en est plus vrai pour la compression. Nous l'avons déjà dit, les phénomènes conduisant à la rupture des structures en BHP sont complexes. Les fissures qui naissent dans la pâte sous l'effet d'une sollicitation vont se développer parallèlement à la charge. Ici l'auréole a disparu, la fragilité et la presque – homogénéité mécanique du matériau l'emporte sur une éventuelle bifurcation des fissures.

La rupture survient brutalement sans qu'on ait une diminution permanente observée sur la courbe contrainte-déformation pouvant s'expliquer par la non-fermeture complète des fissures. Il s'agit là d'un matériau fissurable, fragile et à rupture brutale : un comportement

à notre avis que ne nous pouvons pas expliquer par la théorie de l'endommagement du type "Kachanov" comme l'avaient déjà signalé De Larrard et al. [92].

3. CARACTÉRISTIQUES ÉLASTIQUES

3.1 MODULE DE D'ÉLASTICITÉ OU MODULE DE YOUNG (E)

Il est très important de connaître avec précision le module d'élasticité des BHP si on veut étudier la déformabilité de la structure.

La figure IV-6 présente la contrainte en fonction de la déformation pour un BHP. Le module d'élasticité se définit de deux façons :

- soit en utilisant la tangente à l'origine de la courbe contrainte-déformation : c'est le module tangent. Sa détermination semble être relativement plus complexe, il correspond à une très petite déformation du matériau ;
- soit en utilisant la ligne sécante de la courbe contrainte-déformation : c'est le module sécant [109].

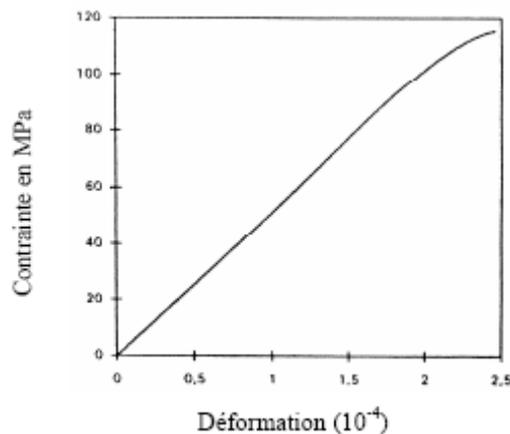


Fig. IV-5 – Évolution de la courbe contrainte – déformation d'un BHP de résistance moyenne 117,5 et de module 57,5 GPa [54].

Toutefois, dans le cas des BHP, les deux modules semblent être confondus du fait de la linéarité de la courbe σ - ϵ depuis l'origine jusqu'à une certaine valeur σ_0 de σ proche de la contrainte de rupture σ_r comme le montre la figure IV-5.

Le module de Young E des BHP est, selon la raideur des granulats, de l'ordre de 45 GPa.

3.1 COEFFICIENT DE POISSON (ν)

S'il n'est pas facile de mesurer le module élastique d'un béton, il est encore plus délicat de déterminer le coefficient de Poisson qui exige l'enregistrement simultané de la charge axiale, de la déformation axiale, de la déformation transversale, le tout à une vitesse de chargement constante ! La documentation scientifique propose très peu de données sur le coefficient de Poisson des bétons usuels en général et des BHP en particulier. Ahmad et Shah [96] rapportent des valeurs comprises entre 0,18 et 0,24 tandis que Kaplan [110] rapporte des valeurs comprises entre 0,23 et 0,32.

a) Coefficient de Poisson à l'état initial :

L'introduction de la fumée de silice ne conduit pas à l'augmentation du Coefficient de Poisson malgré la densité de ces bétons. Ce phénomène n'est observé que pour les bétons contenant le moins de liant, c'est à dire ceux présentant la structure initiale la moins dense. Pedeches [93] a mis en évidence deux comportements sur l'influence de la fumée de silice.

- pour les dosages en liant de 350-600 kg/m³, une diminution quasi-uniforme de ν lorsque le rapport fumée de silice/ciment augmente. Les valeurs passent de 0,23 à 0,24 sans fumée de silice à 0,19 à 0,21 avec 40% de fumée de silice. Le matériau devient donc plus compressible.
- pour les dosages en liant de 250 kg/m³ et une teneur de 10-20% de fumée de silice. Le coefficient (ν) étant passé de 0,18 à 0,21.

Par ailleurs, Pedeches [111] a fait remarquer que les évolutions de ν lorsque les dosages en eau et liant changent sont très faibles et qu'il n'était pas possible d'en tirer des conclusions valables. D'autres auteurs Brooke et al. [112] ont montré que ν décroît lorsque le rapport E/L augmente.

b) Évolution de ν instantané au cours du chargement :

Deux phases ont été distinguées [93] :

- 1- à partir de l'état initial, augmentation lente et quasi linéaire jusqu'à un seuil situé entre 30-80% de la déformation de rupture, suivant le béton : cette phase traduit le comportement linéaire du matériau et sa consolidation interne.
- 2- accélération rapide de la progression au-delà de 0,5. Cette phase traduit l'apparition de modifications internes irréversibles (microglissements, microfissuration), l'endommagement du matériau est tel que le volume apparent du béton augmente.

Lorsque le rapport fumée de silice/liant passe de 0 à 10%, V est fortement réduit juste avant la rupture. Plus le rapport E/L est élevé, plus les valeurs de V augmentent rapidement.

Au voisinage de la rupture, les valeurs les plus faibles ne sont pas nécessairement obtenues pour les plus petits dosages en eau.

3.2 FLUAGE

L'application de contraintes extérieures à un élément en béton lui fait subir des déformations différées et spontanées. Il est généralement admis de diviser les déformations différées en deux parties pour permettre l'exploitation des résultats [89] :

- la première, appelée *fluage propre*, représente les déformations dues au chargement du matériau, lorsque celui-ci est protégé vis-à-vis de l'absorption ou de la désorption d'eau ;
- la deuxième, appelée *fluage de dessiccation* est le complément par rapport au fluage propre de la part de déformation due au chargement, lorsque le matériau est exposé aux variations hydriques du milieu extérieur.

Les études relatives au fluage des BHP ont permis à Le Roy [89] de dresser un tableau cohérent avec l'état des connaissances sur les mécanismes physico-chimiques qui contrôlent le fluage, notamment :

- une très forte diminution du fluage de dessiccation – et en suppression avec l'emploi de la fumée de silice – une indépendance vis à vis des effets de l'humidité et de la géométrie des structures ;
- une modification de la cinétique de fluage propre qui se stabilise beaucoup plus vite que celle du béton ordinaire (à 7 jours de chargement, une proportion de 67% de la déformation à un an est déjà obtenue contre 41% seulement pour le béton témoin) [5] ;

- une amplitude de fluage très faible par rapport au béton ordinaire [5] ;
- il faut toutefois noter un effet de vieillissement beaucoup plus marqué qui se traduit au jeune âge (1-3 jours) de chargement par des déformations totales du même ordre que celles d'un béton ordinaire dans des conditions de séchage extrêmes. Ce qui est un inconvénient pour le BHP si on veut faire de la précontrainte au jeune âge ;
- le fluage à différents volumes granulaires augmente lorsque le volume de la pâte augmente. Cette tendance est observée pour la plupart des essais. Lorsque les variations de température sont faibles et que les variations de contraintes sont positives (augmentation) ou faiblement décroissante, la *Viscoélasticité Linéaire* (VEL) est bien adaptée pour prendre en compte les effets du fluage dans les structures [89].

Le Roy [89] a supposé que la pâte de ciment suit un comportement viscoélastique linéaire non vieillissant, ce qui limite l'exploitation des résultats sur pâtes pures et bétons au moins à 28 jours. A partir de cette durée de chargement, bien que le vieillissement ne soit pas achevé, les propriétés du matériau (résistance, module ...) évoluent lentement, ce qui permet de négliger les effets de leurs variations.

Il existe une limite des sollicitations au-dessus de laquelle la viscoélasticité linéaire n'est plus applicable. Cette limite varie selon les auteurs et les expériences entre 30 et 75% de la résistance du béton et dépend d'un grand nombre de facteurs, comme la maturité du béton au moment du chargement, le degré hygrométrique ambiant (fissures de retrait) et l'homogénéité du matériau.

Auperin et al. [113] après avoir fait des essais sur des bétons industriels à hautes performances, ont montré que ces derniers avaient des déformations de fluage ne ressemblant en rien de ce qu'on peut calculer avec les règlements (BAEL) ou avec les recommandations CEB-FIP. Ils ont proposé des lois totalement empiriques mais qui ne correspondaient qu'à une gamme bien précise de béton.

3.3 RETRAIT

Le retrait est à la fois un phénomène simple dans sa manifestation – une diminution du volume apparent du béton – mais aussi assez complexe quand on veut bien comprendre les phénomènes sous-jacents et les mécanismes mis en jeu (Baron [114]). Il vaudrait mieux

parler des retraits du béton plutôt du retrait du béton parce que le retrait global que l'on mesure correspond à la combinaison de plusieurs retraits élémentaires (Aïtcin et coll. [115]) :

- le retrait plastique qui se développe à la surface d'un béton frais exposé au séchage Wittmann [116] ;
- le retrait endogène (aussi appelé retrait d'auto dessiccation ou retrait chimique) qui peut se développer quand le ciment s'hydrate (Lynam [117] ; Davis [118] ; Buil [119] ; Tazawa et coll. [120] ; Aïtcin [121]) ;
- le retrait de séchage qui se développe quand l'eau s'évapore d'un béton en atmosphère sèche ;
- le retrait thermique induit par la diminution de la température du béton (contraction thermique) ;
- le retrait de carbonatation.

Tous les bétons, quel que soit leur rapport eau/liant, peuvent développer du retrait endogène, mais, dans le cas des bétons usuels, ce retrait est négligeable (Davis [122]), ce qui n'est pas le cas dans les BHP où, plus le rapport eau/liant est faible, plus le retrait endogène peut être élevé.

Comme toute contraction chimique de la pâte de ciment entraîne une réduction du volume absolu de 10 % et comme un BHP a une teneur en ciment plus élevée que celle d'un béton usuel, on pourrait penser qu'un BHP peut développer plus de retrait endogène.

Cependant, s'il est continuellement conservé sous l'eau dès que son hydratation commence, on le verra même augmenter de volume apparent.

Par conséquent, le retrait endogène se développe de façon rapide et intense dans les BHP si l'on n'y prend pas garde (Tazawa et Miyazawa [120]). Jensen et Hansen [123, 124] ont mesuré des retraits endogènes de l'ordre de $3\ 000$ et $1\ 500 \times 10^{-6}$ dans des pâtes de ciment ayant des rapports eau/ciment de 0,25, tandis que Tazawa et Miyazawa [125] ont mesuré des retraits endogènes dans des bétons de très faible rapport eau/liant aussi élevés que $4\ 000 \times 10^{-6}$ et un retrait endogène sur un BHP aussi élevé que 600×10^{-6} .

4. FACTEURS INFLUANT SUR LES CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ET ÉLASTIQUES

Il a été montré, que trois groupes de paramètres influent sur les propriétés mécaniques et élastiques des BHP [126]:

- **Type et proportion des composants :**

- ciment ;
- ajouts minéraux ;
- adjuvants chimiques ;
- granulats.

- **Rapport eau/liant :**

Il influe sur la microstructure du matériau et notamment sur la porosité : plus il est élevé, plus la porosité le sera, entraînant une modification des caractéristiques du matériau.

- **Conditions d'essai :**

- la durée de l'essai ;
- le type de moule ;
- les dimensions des échantillons ;
- les surfaces extrêmes des cylindres ;
- la vitesse de chargement ;
- le type de machine ;
- l'ambiance.

De tous ces facteurs, si les autres conditions sont remplies, l'influence du gros granulat semble être la plus importante.

Cependant, cette influence sur les propriétés des BHP demeure un problème très compliqué. L'expérience a montré que les bétons ayant une même résistance ont donné des modules d'élasticité très différents du fait de la complexité des granulats utilisés [6, 126].

Chaque famille de roches a ses caractéristiques et son origine mais, à l'intérieur d'une même famille de roches, les propriétés mécaniques peuvent varier considérablement à cause de la porosité des roches, leur densité, la taille des cristaux ...[109].

Ces variations vont donc influencer sur les caractéristiques des bétons conçus à base de ce type de granulats. En particulier, la résistance en compression diminue lorsqu'on réduit ou augmente considérablement la dimension du gros granulat [107].

La prise en compte de tous ces paramètres s'avère nécessaire lorsqu'on veut étudier le comportement mécanique du matériau.

DURABILITÉ DES BHP

1. INTRODUCTION

La durabilité du béton est un fait reconnu et attesté par la pérennité des ouvrages exposés à des conditions climatiques ou d'environnement les plus variées, aussi bien que ceux conçus en milieu marin.

Il est essentiel que le béton puisse satisfaire aux conditions pour lesquelles il a été conçu sans détérioration sur longue période.

Il arrive que des défauts de conception ou de mise en œuvre, que des causes accidentelles soient à l'origine des désordres. La notion de durabilité est donc indissociable de celle de qualité à tous les niveaux et en particulier de celle du matériau béton.

L'exigence de qualité est devenue aujourd'hui une nécessité, car elle est garante d'avantages techniques et en particulier de durabilité. Elle est aussi un facteur d'économie par sa contribution à la limitation des coûts de maintenance [127].

Lorsqu'il est compact et fortement dosé en ciment, le béton résiste bien aux agressions. Pourtant ses constituants, qu'ils s'agissent, du ciment, du sable ou des agrégats peuvent tous subir des dégradations à plus ou moins brève échéance. Quand elles se produisent, certaines de ces altérations peuvent mettre en péril la stabilité des ouvrages.

Les altérations observées sont d'ordre chimique ou physique. Les altérations chimiques sont dues essentiellement aux acides, aux bases et aux solutions salines, elles entraînent presque toujours la dissolution de la chaux et le plus souvent, en association avec cette dissolution la formation des composés nouveaux [128].

Les altérations physiques sont dues à des surcharges, à des sollicitations excessives aux frottements, aux chocs thermiques, aux gonflements ou aux retraits, elles entraînent l'érosion et la fissuration du béton [129].

2. MÉCANISMES D'ALTÉRATION DU BÉTON

Les altérations du béton peuvent être dues à des agents extérieurs (solutions acides, sols gypseux, agressifs vis à vis de la pâte de ciment) ou à des agents internes (hydratation de CaO et de MgO libres dans le ciment, alcali-réaction, solidification de l'eau sous l'action du gel).

Les altérations sont de deux types : soit érosion, qui entraîne une partie du liant, soit gonflement et éventuellement fissuration, par formation de composés expansifs.

2.1 DISSOLUTIONS ET ÉROSIONS

De tous les constituants hydratés du ciment, la chaux est la plus soluble (Biczok [130]), sa dissolution peut s'accompagner de la formation de composés nouveaux. S'ils sont solubles, les sels formés diminuent la résistance du béton. S'ils sont insolubles, ils peuvent, au contraire, se substituer à la chaux et former une couche protectrice (tableaux 5-1 et 5-2).

Tout le CO₂ libre n'est donc pas agressif :

- CO₂ équilibrant la réaction (A)
- CO₂ libre
- CO₂ en excès par rapport au CO₂ équilibrant : CO₂ agressif.

Tableau 5-1
Action de l'acide carbonique

L'acide carbonique H_2CO_3 peut être considéré comme la solution aqueuse de CO_2 (BICZOK, 1972).	
CO ₂ , dans l'eau, existe sous différents états :	
CO ₂ total	{ CO ₂ libre (gaz)
	{ CO ₂ semi-lié chimiquement : Ca (H CO ₃) ₂ soluble
	{ CO ₂ lié chimiquement : Ca CO ₃ insoluble, suivant la réaction d'équilibre :
$CO_2 + H_2O + Ca CO_3 \xrightleftharpoons[2]{1} Ca(H CO_3)_2 \quad (A)$	
1 Si CO₂ libre est en défaut par rapport à CaCO₃ :	2 Si CO₂ libre est en excès par rapport à CaCO₃ :
déplacement de l'équilibre dans le sens 2 → précipitation de Ca CO ₃ insoluble.	I. déplacement de l'équilibre dans le sens 1 → formation de Ca (H CO ₃) ₂ soluble.
	II. attaque de Ca (OH) ₂ du ciment :
	$CO_2 + H_2O + Ca (OH)_2 \longrightarrow Ca CO_3 + 2 H_2O$
	III. Transformation Ca CO ₃ (cas I).
<i>Eau incrustante</i>	<i>Eau agressive</i> ÉROSION

Comme l'a démontré Lévy [131] les BHP offrent une meilleure résistance à la carbonatation que les bétons usuels en raison de leur très grande compacité et de leur microstructure. Lévy a comparé la profondeur de pénétration et la vitesse de carbonatation du béton de 60 MPa, dans un essai accéléré d'une durée prévue de 36 jours qui devait correspondre théoriquement à une exposition naturelle à la carbonatation de 300 ans.

Selon les conclusions de cette étude, même après 72 jours de corrosion accélérée, la carbonatation n'avait fait aucun progrès dans le BHP alors que, après seulement 18 jours de traitement accéléré, le béton usuel de 40 MPa était déjà carbonaté sur plusieurs millimètres (Malier et coll. [132]).

Tableau 5-2
Action des sels

<p>Dissolution De \longrightarrow la chaux</p>	<p>Formation d'un composé nouveau Par réaction d'échange ionique</p>	<p>Soit produit cohérent dans Ca (OH)₂ Ex : action de Mg Cl₂ : substitution $Mg^{+} \longrightarrow Ca^{2+}$ $Ca (OH)_2 + Mg Cl_2 \longrightarrow Mg (OH)_2 + Ca Cl_2$ soluble Précipité Colmatant</p>
		<p>Soit produit non cohérent dans Ca (OH)₂ Ex : action de NH₄ Cl : substitution $2 NH_4^{+} \longrightarrow Ca^{2+}$ $NH_4 Cl + Ca (OH)_2 \longrightarrow NH_4 OH + Ca Cl_2$ soluble NH₃ + H₂O Gaz volatil</p>
		ÉROSION

Ce schéma s'applique aux chlorures, sulfates et nitrates. Le sel formé par la substitution ionique peut réagir avec certains constituants du ciment comme les aluminates (formation de chloroaluminate par action de Ca Cl₂, de sulfoaluminate par action de Ca SO₄).

2.2 GONFLEMENTS ET ÉCLATEMENTS

2.2.1 Action des sulfates

La dégradation des bétons par des sulfates est due principalement à des phénomènes d'expansion en relation avec la cristallisation de l'ettringite dite « secondaire ». La formation de cette ettringite est à distinguer de celle de l'ettringite dite « primaire » obtenue aux premiers stades de l'hydratation du ciment Portland par réaction du gypse car, cette ettringite primaire n'est jamais expansive [133].

L'action des eaux souterraines sulfatées offre le cas le plus simple d'une agression donnant naissance à des composés nouveaux expansifs à partir des constituants du ciment. La réaction de base est la formation d'ettringite ou sel de Candlot C₃A.3CaSO₄.32H₂O.

Il est à noter qu'il se forme normalement de l'ettringite lors de la prise du ciment Portland, mais elle se transforme rapidement, dans les conditions habituelles de conservation, en monosulfoaluminate. En outre, le gypse ajouté au clinker n'est plus à l'état libre dans le béton durci.

Comme les différents sulfates de calcium (gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, hémihydrate $\text{CaSO}_4 \cdot 0,5\text{H}_2\text{O}$, anhydrite CaSO_4), les sulfates de potassium, sodium, magnésium, ammonium sont agressifs et peuvent donner naissance à un gypse secondaire.

Tableau 5-3
Action des sulfates

Dissolution de la chaux	→	Formation d'un composé nouveau Par réaction d'échange ionique	Ex : Na_2SO_4 Substitution $2\text{Na}^+ \longrightarrow \text{Ca}^{2+}$ $\text{Ca}(\text{OH})_2 + \text{Na}_2\text{SO}_4 \longrightarrow \text{CaSO}_4 + 2\text{NaOH}$ soluble Soluble 1.2 g/l	EROSION
			Solide : $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ Gypse secondaire	GONFLEMENT
			$3\text{CaSO}_4 + \text{C}_3\text{A} \cdot n\text{H}_2\text{O} \longrightarrow \text{C}_3\text{A} \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$	GONFLEMENT

La chaux et l'aluminat tricalcique sont donc dans le ciment, les phases les plus vulnérables aux eaux sulfatées. Elles le sont également au contact de l'eau de mer mais ici l'action est plus complexe.

Les différentes réactions qui accompagnent la dissolution et l'attaque par les sulfates, produisant ainsi des gonflements et des éclatements par la suite, sont schématisées dans le tableau 5-3.

2.2.2 Action de l'eau de mer

Les sels dissous sont principalement des chlorures et des sulfates. L'attaque du béton est le résultat de réactions séparées mais plus ou moins simultanées entre les sulfates et chlorures et les constituants du ciment.

Aucun des composants hydratés du ciment Portland n'est stable en milieu marin. Vicat [134] dès 1857, avait établi un lien entre l'attaque chimique du ciment et la présence de MgSO_4 . Les sels de magnésium MgSO_4 et MgCl_2 sont les plus agressifs.

La substitution ($\text{Mg}^{2+} \longrightarrow \text{Ca}^{2+}$) s'effectue également dans les silicates hydratés C-S-H qui se transforment progressivement en M-S-H, silicate de magnésium sans propriétés liantes.

Lorsque les ions chlore pénètrent dans la solution interstitielle, ils réagissent dans un premier temps avec le C_3A non hydraté pour former des monochloroaluminates ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$), ce qui représente une modification positive de la microstructure du béton (Aïtcin [78]).

Le chlore peut s'insérer dans le réseau cristallin de C-S-H. Il fait disparaître les fibres et crée une structure alvéolaire : il se forme un treillis dont les mailles deviennent de plus en plus lâches quand la quantité de chaux dissoute augmente.

Les différentes réactions chimiques illustrant l'attaque de l'eau de mer sont présentées dans le tableau 5-4.

Tableau 5-4
Action de l'eau de mer

1 Action des sulfates	
a) Substitution $Mg^{2+} \longrightarrow Ca^{2+}$:	$Mg SO_4 + Ca (OH)_2 \longrightarrow Ca SO_4 + Mg (OH)_2$ (précipité)
	Soluble Solide 1,2 g/l (gypse secondaire)
b) $Ca SO_4 + C_3A + 32 H_2O \longrightarrow C_3A.3CaSO_4.32H_2O$	ettringite
GONFLEMENT	
2 Action des chlorures	
c) Substitution $Mg^{2+} \longrightarrow Ca^{2+}$:	$Mg Cl_2 + Ca (OH)_2 \longrightarrow Ca Cl_2 + Mg (OH)_2$
	Soluble Précipité
d) $Ca Cl_2 + C_3A + 10 H_2O \longrightarrow C_3A.CaCl_2.10 H_2O$ (sel de Friedel)	Monochloroaluminate, instable, donne en présence de sulfates : $C_3A.3CaSO_4.32H_2O$
GONFLEMENT	
3 Action de CO_2	
e) $Ca (OH)_2 + CO_2 + H_2O \longrightarrow Ca CO_3 + 2H_2O$	Précipité

Tout récemment on a entrepris d'étudier plus en détail, les mécanismes de pénétration des ions chlore, dans des pâtes de ciment de rapport E/L faible (inférieur à 0,30).

Récemment, Gagné et coll. [135] ont étudié l'importance du pH de la solution interstitielle sur la pénétration des ions chlore. Ils ont trouvé que cette pénétration augmentait de façon significative avec la diminution du pH.

Les essais ont clairement montré que, lorsque le pH de la solution contenant les ions chlore en solution est plus faible (11,5), la pénétration des ions chlore est significativement plus importante (tab. 5-5).

On détecte alors plus souvent la présence de chloroaluminates et la concentration en ions chlore atteint très souvent 3% après 12 mois d'exposition, particulièrement dans les pâtes où le rapport E/L est de 0,30. A un pH de 11,5, c'est la lixiviation des ions calcium qui est prépondérante. La Portlandite et le C-S-H peuvent devenir instables à des pH < 13 et qui provoquent l'apparition d'une très fine porosité qui facilite la pénétration des ions chlore [136].

Tableau 5-5
Concentration en ions chlore dans les pâtes exposées
à une solution contenant 3% de NaCl [136].

Exposition (mois)	Concentration en ions chlore (+1%)							
	E/L = 0,30				E/L = 0,25			
	Type 30		Type 30 + FS		Type 30		Type 30 + FS	
	pH		pH		pH		pH	
	13,0	11,5	13,0	11,5	13,0	11,5	13,0	11,5
1	1	3	< 1	3	< 1	2	< 1	1
3	1	3	< 1	3	1	2	1	2
12	-	3	-	3	-	3	-	2

2.2.3 Réactions alcalis-granulats ou « alcalis-réactions »

La réaction alcali-granulat a été découverte aux Etats-Unis par Stanton (1940), dans des bétons préparés avec des sables contenant des silices réactives [137].

Le sodium et le potassium peuvent réagir, en présence d'ions OH⁻ soit avec la silice amorphe (opale, calcédoine), soit avec les silicates (feldspaths, micas) contenus dans les roches (granites, schistes, basaltes).

Mais les silicates peuvent aussi provenir des argiles contenues dans les roches sédimentaires (calcaires, dolomies, calcaires dolomitiques). La réaction de la silice avec les alcalins donne naissance à des gels expansifs Na₂O-SiO₂-nH₂O et K₂O-SiO₂-nH₂O.

Le problème posé par les granulats est complexe. Très souvent polyphasiques, ils réagissent plus ou moins rapidement. Il suffit d'un très faible pourcentage de cristaux réactifs (3 à 5%) pour entraîner une expansion du béton mais la texture de la roche intervient elle-même d'une manière prépondérante. D'autre par tous les gels ne sont pas gonflants. Ceux qui contiennent CaO sont plus stables que les gels alcalins et restent localisés à la surface des granulats [138 - 140].

3. FACTEURS INFLUANT SUR LA DURABILITÉ

3.1 FACTEURS PROPRES AU MATÉRIAU BÉTON

3.1.1 Porosité du béton

Le béton est un mélange composé d'un ensemble de constituants : ciment, granulats, eau et adjuvants, mais renfermant aussi des vides dus, entre autres, à l'eau excédentaire. Il présente une porosité de 10 à 12 % due à la texture même des hydrates mais aussi à la structure des grains. Ces derniers présentent des capillaires de dimensions plus importants, mais ne dépassent pas un diamètre de quelques microns. Les pores des hydrates sont 10 à 100 fois plus petits.

Le béton comme beaucoup de roches naturelles, est traversé d'une multitude de canaux très fins et de canaux capillaires, par lesquels se font les échanges avec le milieu extérieur. La première condition de durabilité, est donc que le volume de ces capillaires soit le plus réduit possible.

La première condition pour obtenir un béton haute performance est la diminution de la porosité. Mais, si le premier effet est une augmentation de la résistance mécanique, une autre conséquence est l'amélioration de la résistance aux agressions chimiques.

Enfin la réduction de la porosité du béton dépend principalement de sa conception et de sa mise en œuvre.

Une étude correcte de la composition du béton, en jouant sur le ciment et le sable, est généralement suffisante et ne nécessite le recours à des particules ultrafines que pour des bétons des très hautes performances.

Deux facteurs sont prépondérants dans la conception d'un béton de faible porosité :

- une faible teneur en eau.
- une granulométrie comportant des éléments fins, éventuellement actifs en quantité suffisante pour remplir les espaces entre les granulats.

Il faut souligner l'importance de la mise en œuvre du béton sur ses propriétés : un malaxage efficace et une vibration appropriée.

3.1.2 Fissuration

Il faut souligner ici le caractère non préjudiciable de la plus part des fissures qui, correctement maîtrisées par des armatures ou des joints qui en déterminent l'emplacement et en limitent l'ouverture, n'ont que peu d'influence sur la durabilité du béton [127].

La réglementation, notamment en matière de béton armé, prévoit le dimensionnement des ouvrages et les dispositions propices à empêcher ou à contrôler efficacement la fissuration potentielle. Seules, les fissures non contrôlées à caractère fortuit sont susceptibles de jouer un rôle négatif.

Les principales causes de fissuration sont les suivantes :

- Retrait de pâte de ciment.
- Conditions thermiques.
- Causes mécaniques.

3.1.3 Corrosion des armatures

Dans les conditions normales, les armatures enrobées de béton sont protégées de la corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la réaction à la surface du métal, d'une pellicule protectrice de ferrite $\text{CaO.Fe}_2\text{O}_3$.

Cette pellicule est formée par l'action de la chaux libérée par les silicates sur l'oxyde de fer. Tant que la présence de la chaux maintient la basicité du milieu entourant les armatures celles-ci sont protégées.

Plusieurs agents peuvent neutraliser cette protection : le gaz carbonique, les chlorures et les sulfates mais aussi l'eau pure. La plus ou moins grande rapidité d'action de ces divers agents est en relation directe avec la porosité du béton et avec la présence de fissures qui favorisent la diffusion de gaz ou de liquides agressifs.

Parmi les actions susceptibles de modifier le béton d'enrobage, la carbonatation constitue un phénomène qui a fait l'objet de nombreuses recherches et, est maintenant bien connu. En présence du gaz carbonique de l'air, la chaux libre de la pâte cimentaire se carbonate.



Dans les atmosphères industrielles ou même urbaines, l'eau de pluie entraîne des composés chimiques, qui peuvent se diffuser dans le béton et attaquer le métal des armatures. En particulier, le dioxyde de soufre ou les oxydes d'azote provenant des moteurs d'automobiles, peuvent entraîner une acidification des pluies (pH de l'ordre de 3 ou 4) qui deviennent particulièrement agressives pour le béton et pour les armatures [141].

Les eaux chargées en sels tels que les chlorures (milieu marin) ou les sulfates (certaines eaux souterraines) provoquent une corrosion importante des armatures qui peut empêcher un bon enrobage de béton.

L'hydroxyde de fer, lors de sa formation à la surface des armatures, provoque des pressions supérieures à la résistance des bétons : ce qui le fait éclater. Les armatures se retrouvent à l'air et le phénomène s'accélère.

3.1 FACTEURS EXTERNES

3.2.1 Ambiances chimiquement agressives

Les acides, certaines solutions salines ou même des solutions basiques peuvent entraîner la dissolution de la chaux et la formation de composés qui, lorsqu'ils sont solubles, sont à l'origine d'altérations.

Les constituants du béton, ses caractéristiques et les conditions climatiques ambiantes influent sur ses différentes actions et en modifient l'importance.

Les eaux souterraines séléniteuses, constituent un cas d'agression bien connu : le sulfate de calcium se combine avec les aluminates du ciment pour former un sel (l'ettringite), dont la cristallisation accompagnée d'expansion provoque la fissuration du béton. Elle facilite la pénétration des agents agressifs jusqu'aux armatures qui sont, à leur tour attaquées.

Les chlorures réagissent avec les hydroxydes de chaux pour donner des sels solubles. Les chlorures et les sulfates coexistent dans l'eau de mer qui constitue donc pour le béton et plus particulièrement pour le béton armé, un agent agressif dont l'action est cependant, très différente selon que l'ouvrage est totalement immergé ou en immersion semi-alternée.

Ce dernier cas est le plus défavorable, car les actions chimiques se composent des cycles de variations dimensionnelles (retrait et expansion) provoqués par les variations d'ambiance et l'alternance d'absorption et d'évaporation d'eau. A ceci peut s'ajouter un phénomène de cristallisation lors de l'évaporation de l'eau saturée en sels.

L'agression d'origine chimique peut aussi provenir des eaux de lavage ou des effluents en milieu industriel ou agricole. La diversité des composés minéraux ou organiques susceptibles d'agir, rend généralement très délicate l'analyse des phénomènes et nécessite un soin particulier dans le choix des constituants du béton.

3.2.2 Ambiances hivernales

Il existe deux phénomènes qui peuvent être à l'origine des altérations du béton :

- Une succession des phases de gel et dégel.
- L'action des sels.

Le mécanisme d'altération s'explique, dans le premier cas, par l'accroissement des pressions dans les capillaires, dues au mouvement de l'eau vers les fronts de gel d'eau interne, le second cas, par l'action des sels.

3.2.3 Vieillessement du béton

Sans mettre réellement en cause la durabilité, le vieillissement de la surface visible du béton reste un facteur préjudiciable sur le plan esthétique. Les salissures sont souvent dues à la présence de mousses et de lichens aux quels s'ajoutent le dépôt de diverses poussières.

Il convient simplement de souligner que, comme tous les matériaux le béton subit un vieillissement qui doit être considéré comme naturel, l'entretien des ouvrages en béton est donc une opération qui doit être prévue, au même titre qu'elle l'est pour tous les ouvrages dont on souhaite conserver les qualités esthétiques [127].

MICROSTRUCTURE DES BHP

1. INTRODUCTION

Le béton est un matériau composite fortement hétérogène dont les propriétés peuvent être approchées en considérant les échelles 3M (Macro, Meso et Micro). C'est à l'échelle du micron que sont étudiées les dégradations physico-chimiques du béton.

A cette échelle d'observation de la pâte de ciment, on peut distinguer les hydrates (CHS, Ca(OH)_2 , sulfoaluminates), les fillers, les noyaux non hydratés du clinker (silicates et aluminates de calcium), les discontinuités de texture comme les microfissures, les orientations cristallines (Ca(OH)_2 dans l'auréole de transition, interface pâte de ciment-granulat), les transformations d'hydrates dans les environnements agressifs (ettringite secondaire, thaumasite, gel de réaction alcali-granulat) [142].

2. CONSTITUTION

La majorité des auteurs, considère la fumée de silice comme une "super" pouzzolane c'est à dire poudre susceptible de se combiner chimiquement avec la chaux libérée par le ciment, en présence de l'eau (à des vitesses plus grandes que dans le cas des additifs classiques tels que les pouzzolanes naturelles ou les cendres volantes) [143].

La réaction pouzzolanique se produit dans les conditions normales de température (20°C), principalement entre le 7^e et le 14^e jour après le gâchage. On peut suivre la réaction dans le mortier par diffraction des rayons X, on constate alors que la quantité de chaux diminue pendant la période précisée puis se stabilise autour d'une valeur qui dépend linéairement du dosage initial en fumée de silice.

Lorsque le dosage dépasse 24% de la masse de ciment, la totalité de la chaux est

consommée. La chaux formerait dans les premières heures un gel par association des particules de silice sous l'action des alcalis du ciment [7].

Ce gel constituerait progressivement une matrice entourant les grains de ciment et gênant ainsi la formation des cristaux de chaux observés dans les pâtes ordinaires. Cette matrice se transformerait par la suite en C-S-H au contact des silicates anhydres aboutissant à une imbrication des C-S-H de deux origines (silice d'une part et ciment d'autre part).

3. PEAU DU BÉTON

La pâte durcie montre toujours une mince couche poreuse comme lors de la mise en place du béton. Juste quelques cristaux de chaux de plus petite taille que dans le béton classique peuvent être localisés. Quelques fissures (inférieure à 1 μm de largeur) apparaissent, ainsi qu'une grande proportion de gel de C-H-S, caractéristique du BHP.

On remarque aussi une structure alvéolée qui représente probablement les empreintes laissées par les grains de ciment lors de la fracturation de l'échantillon. Ceci indique la présence d'un gradient de rapport E/C dans le matériau.

Celui-ci, élevé à l'interface pâte-granulat, a donné ainsi naissance à différents types de C-H-S dans cette région. La présence de grains de ciment non hydratés est due à un sous dosage en eau nécessaire pour l'hydratation totale du ciment [144].

Une observation à la loupe binoculaire d'échantillon de BHP laisse voir une microfissuration en l'absence de contrainte [145].

Tout récemment, quelques auteurs ont reconnu l'importance de la peau de béton (tout au moins celle des 20 à 30 premiers mm) du point de vue de la durabilité (Parrott [146]). En effet, il est bien connu depuis longtemps que la peau du béton n'a pas exactement la même composition ni la même microstructure que le cœur du béton à cause de l'effet de paroi.

Dans cette partie du béton, l'empilement des granulats est moins dense de telle sorte que le béton de ces régions est plus riche en pâte de ciment hydraté. Pendant longtemps, on a ignoré les conséquences de cet effet de paroi sur la durabilité [78].

4. MICROSTRUCTURE INTERNE

Elle est similaire à celle de la peau sauf que, l'hydratation y est plus avancée. Aucun cristal d'ettringite n'y a été détecté. Même les cristaux de portlandite sont rares. L'analyse des lamelles de bélite ne montre aucune hydratation. La structure alvéolée de C-H-S observée à la peau apparaît également à l'intérieur du béton [144].

5. AURÉOLE DE TRANSITION

Le béton peut être considéré comme un matériau biphasique [147 - 150], constitué d'une phase peu résistante (la pâte) et d'une phase résistante (le squelette granulaire).

La zone de transition (ou auréole de transition) est la partie de la pâte de ciment au voisinage du granulat (quelques μm) [89], de porosité plus importante que la pâte. Cette hétérogénéité est en fait une faiblesse locale qui contribue notamment à réduire la résistance du matériau et à augmenter la perméabilité dans les bétons classiques.

Dans les BHP, la densité est accrue par les ultrafines. Il n'y a également pas de ressuage autour des granulats. Comme par ailleurs, la pâte subit un retrait d'autodessiccation important, elle exerce une puissante étreinte sur les granulats entraînant ainsi une amélioration considérable de l'adhérence [7].

Malgré quelques divergences des avis sur l'existence ou non d'une zone de transition dans les BHP, la plupart des auteurs affirme que cette zone est inexistante [89].

CONCLUSION

Dans ce chapitre, en nous basant sur les résultats antérieurs, nous nous sommes particulièrement intéressés à l'histoire du matériau BHP c'est à dire depuis sa fabrication jusqu'à la réponse de la structure à une sollicitation de compression.

En effet, l'étude des BHP laisse observer une microstructure bien distincte de celle des bétons classiques :

- c'est un matériau à deux phases : la matrice (pâte) et le squelette granulaire ;
- la pâte en proportion relativement plus faible, les grains anhydres seront comptabilisés dans le squelette granulaire du béton durci. En effet, la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation totale du ciment, est de l'ordre de 0,35 (rapport E/L). Ce qui signifie qu'un volume important des grains de ciment reste anhydre dans un BHP, même à long terme. Le ciment en plus de sa fonction liante, joue le rôle d'un granulat inerte de petite dimension ;
- une pâte de faible porosité ;
- une distribution des pores plus fine que celle d'un béton classique ;
- très peu d'eau libre, seuls les pores les plus fins étant saturés ;
- les interfaces pâte-granulats ne se distinguent plus du cœur de la pâte, d'où la disparition d'une zone traditionnelle de faiblesse (auréole de transition) des bétons hydrauliques ;
- un état d'auto contrainte illustré macroscopiquement par le retrait endogène responsable de la présence des microfissures dans la matrice.

Ces paramètres sont responsables de l'amélioration des caractéristiques mécaniques et élastiques et de la durabilité du matériau. Il est donc primordial d'y attacher une attention particulière lors de la phase étude de la composition de ce matériau.

L'augmentation considérable des résistances en compression s'accompagne malheureusement d'une croissance de la fragilité. La courbe contrainte-déformation traduit un comportement presque élastique, fragile parfait, conduisant à une rupture brutale : c'est le résultat d'une propagation plus ou moins stable des fissures naissantes et surtout existantes. Là, se pose le problème de la sécurité des ouvrages et, prédire le comportement mécanique de ce matériau devient chose nécessaire. Il est capital de comprendre les mécanismes physiques conduisant à la rupture est chose capitale. Cependant, la diversité des avis des auteurs montre que ces phénomènes demeurent parfois incompris.

Par ailleurs, l'étude du comportement post-pic des BHP n'est pas sans intérêt bien qu'elle ne soit représentative du comportement intrinsèque du matériau mais celui d'une structure rompue, c'est à dire : le comportement post-pic des BHP dépend de l'état de la structure ou mieux ce qu'il en reste.

Cependant, bien qu'il soit prématuré de conclure pour une bonne durabilité des BHP, leur forte densité induisant une faible perméabilité milite en faveur d'une prédisposition pour une bonne résistance aux attaques chimiques.

PARTIE

EXPERIMENTALE

INTRODUCTION

Nous avons vu dans la synthèse bibliographique qu'il n'existe pas une "méthode recette" pour la composition des BHP. Dans cette partie expérimentale, notre but n'est pas d'en définir une, mais plutôt, sur la base des connaissances théoriques et des matériaux disponibles, de formuler des BHP dont les principaux critères sont :

- un béton de bonne ouvrabilité ;
- une résistance en compression à 28 jours supérieure à 50 MPa ;
- une résistance chimique correcte en milieux agressifs.

Les méthodes proposées sont nombreuses, elles aboutissent toutes à des dosages volumétriques ou de préférence pondéraux, le passage de l'un à l'autre pouvant se faire, si nécessaire par la connaissance de la densité apparente des granulats.

Ces méthodes sont dites à granularité continue lorsque l'analyse des mélanges constituant le béton donne une courbe granulométrique continue entre les plus petits grains de ciment de dimension $d_c \approx 6,3 \mu\text{m}$ aux plus gros grains D des graviers.

Quelle que soit la méthode utilisée, la formule de composition calculée ne peut prétendre correspondre parfaitement au béton désiré car il n'est pas possible d'appréhender avec précision par le calcul seul certaines caractéristiques des constituants influant directement sur la qualité du béton : forme, granulométrie, porosité, adhésivité des granulats, fines de sable, finesse de mouture et classe de résistance vraie du ciment etc.

C'est pourquoi, en accord avec les spécialistes en la matière, nous pensons que le calcul d'un mélange de béton n'est qu'une première approche et nécessite par la suite la préparation des mélanges d'essais, qui eux permettront de corriger expérimentalement la formule calculée, pour aboutir au béton désiré qui répond aux critères définis initialement.

Nous exposons dans le paragraphe 2 du chapitre III la théorie de la porosité minimale de Caquot. Le problème majeur d'une telle composition de béton est de trouver les proportions des différents composants de sorte que la porosité soit minimale.

Les essais de recherche et d'optimisation de la composition des BHP définis par les normes et les tests préliminaires de durabilité ont été exécutés progressivement dans *les laboratoires Algériens* suivants :

- Laboratoire du Métro d'Alger ;
- Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction ;
- Laboratoire Central des Travaux Publics,
- CETIM ex. UREG.

Avant même la formulation d'un tel béton il est primordial d'effectuer l'analyse et le contrôle des propriétés physico-chimiques et mécaniques des différents constituants (ciment, sable et graviers) ainsi que les ajouts cimentaires locaux (ACL) sélectionnés (laitier de haut fourneau, pouzzolane et calcaire). Le liant doit être en particulier d'une classe de résistance supérieure à 45 MPa.

Cette optimisation intègre l'étude de l'influence des propriétés des ajouts cimentaires sur les caractéristiques des BHP dans le but de justifier les performances plus ou moins élevées de tel ou tel autre béton.

Les investigations menées à *l'INSA de Rennes* ont permis de caractériser les différentes compositions et suivre leur résistance chimique dans différents milieux agressifs (eau de mer et eau séléniteuse) ainsi que l'action des cycles d'immersion séchage étendus. Elles ont nécessité :

- a) pour l'analyse de la microstructure : les observations aux MEB associé à la microanalyse et la diffraction X et la mesure de la micro dureté Vickers.
- b) pour le comportement physico-mécanique : les mesures des résistances à la compression et à la flexion, le calcul du coefficient de Poisson, les essais de fatigue, les mesures des déformations dues au retrait et au fluage et le calcul des modules d'élasticité statique et dynamique.

Les performances de ces bétons seront comparées à celles d'un béton témoin (sans ajout), dans le but de qualifier l'apport des ultrafines et de justifier ainsi leur utilisation.

L'étude comparative des performances des bétons élaborés permettra d'effectuer un choix éclairé parmi les différentes formulations. En outre, il est nécessaire de savoir si ces compositions se distinguent par leurs performances, leur comportement ou par les deux à la fois.

ANALYSE DES MATÉRIAUX UTILISÉS

1. LE CIMENT

1.1 PROPRIÉTÉS CHIMIQUES

Le ciment Portland utilisé est un CPA CEM I 52,5 de l'usine Saint Pierre Lacour, dont la composition chimique est reportée sur le tableau 7-1.

Tableau 7-1
Composition chimique du ciment CEM I 52,5.

Éléments	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	RI	PAF	CaO ₁
%	64,50	21,01	4,90	2,80	0,90	3,00	0,90	0,20	0,20	1,10	0,45

La Composition minéralogique de ce ciment calculée par la méthode de Bogue est donnée au tableau 7-2.

Tableau 7-2
Composition minéralogique du ciment CEM I 52,5.

Minéraux	%
C ₃ S	65,94
C ₂ S	10,47
C ₃ A	8,24
C ₄ AF	8,52

Il est à noter que ce ciment est fortement alumineux et n'est pas recommandé pour des résistances aux sulfates.

Le diffractogramme (fig. VII-1) réalisé sur le ciment anhydre montre bien la présence des différentes phases cristallines : les quatre minéraux essentiels (C_3S , βC_2S , C_3A et C_4AF) responsables de la prise et du durcissement du ciment et le gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$) régulateur de prise.

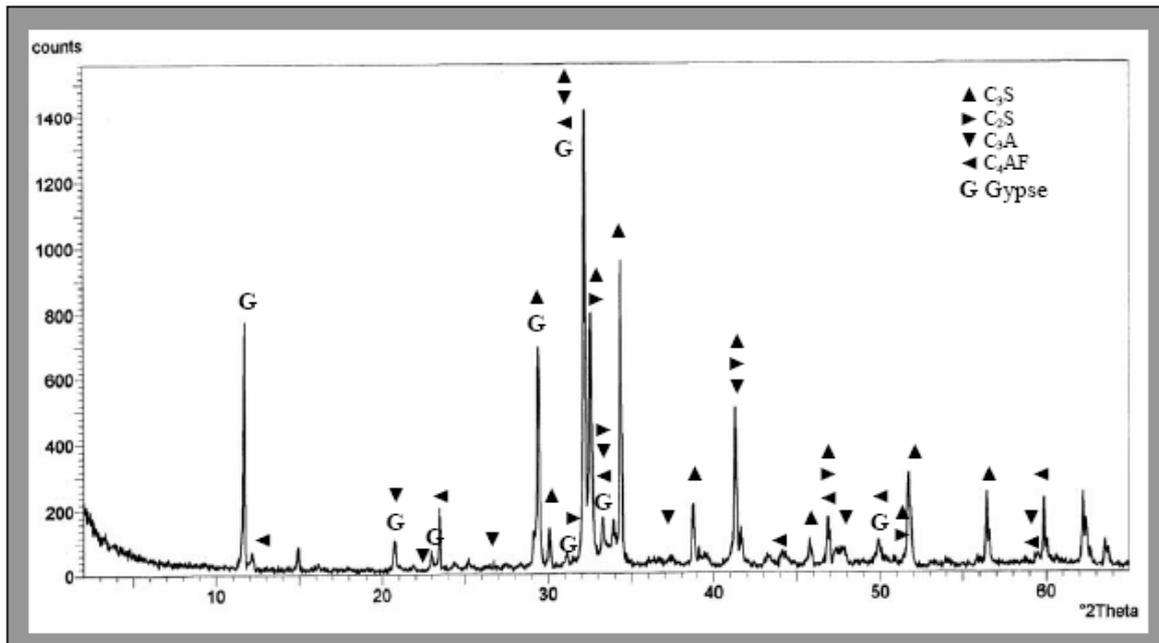


Fig. VII-1 – Diffractogramme du ciment anhydre CEM I 52,5.

On remarque la superposition d'un grand nombre de raies de diffraction des différentes phases. Par conséquent il est nécessaire de compléter cette analyse par des observations au microscope à balayage, couplé à une micro-analyse, pour pouvoir distinguer les différentes phases cristallines qui seront à l'origine de la cristallisation des hydrates.

1.2 PROPRIÉTÉS PHYSIQUES

L'analyse granulométrique est réalisée à l'aide d'un granulomètre laser (CILAS 1 180), fonctionnant en multitâches sous Windows, permettant d'allier puissance de traitement et simplification d'utilisation (fig. VII-2).



Fig. VII-2 – Granulomètre laser (CILAS 1 180).

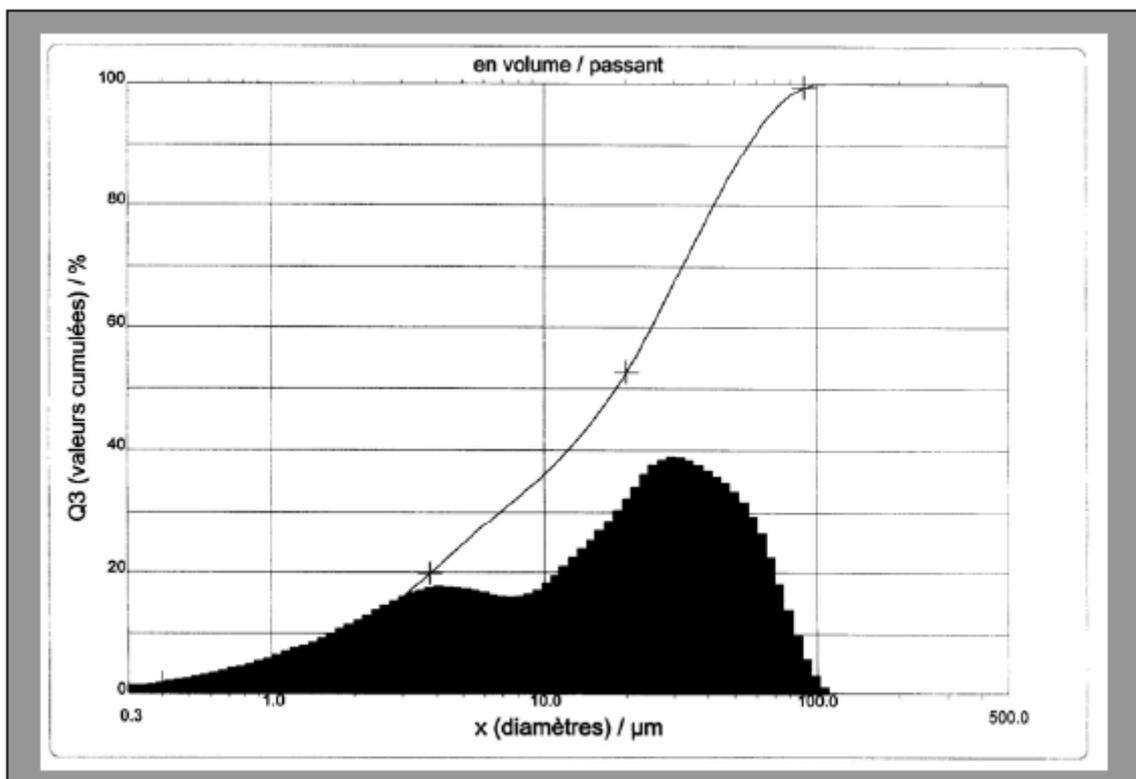


Fig. VII-3 – Distribution granulométrique du ciment anhydre CEM I 52,5.

Sur les courbes granulométriques partielle et cumulée du ciment anhydre (fig. VII-3), on peut observer une granulométrie continue moyenne entre 0,3 et 60 μm avec les classes granulaires suivantes :

- 90% des particules de diamètre inférieur ou égal à 56 μm .
- 50% des particules de diamètre inférieur ou égal à 18 μm .
- 10% des particules de diamètre inférieur ou égal à 2 μm .

Le taux de particules de diamètre inférieur à 56 μm (90%), reflète bien la finesse élevée du ciment, ce qui accroît la cinétique d'hydratation.

La figure VII-4 (a x 5 000 et b x 20 000) représente une vue globale de l'observation au MEB du ciment anhydre, les cristaux prépondérants sont ceux de la phase alitique, dont la forme caractéristique est fortement anguleuse.

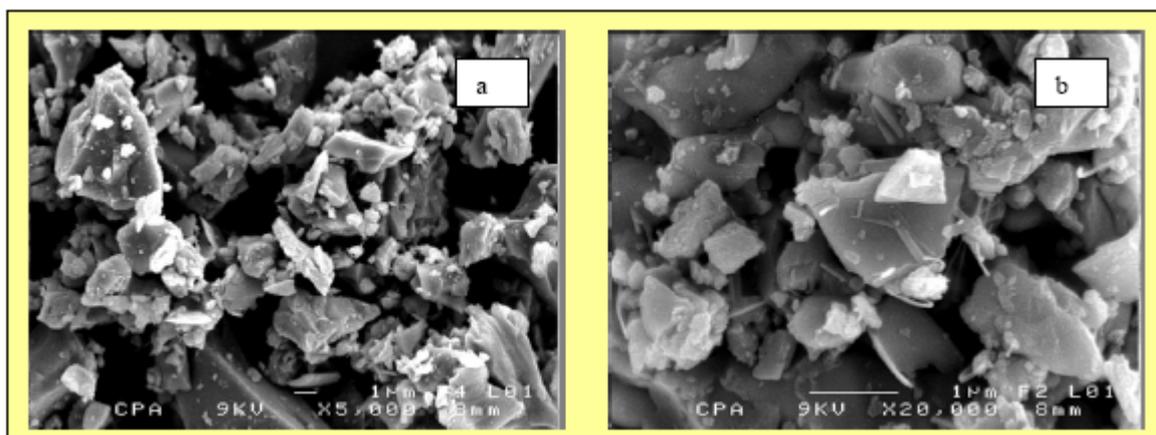


Fig. VII-4 – Observation au MEB du ciment anhydre CEM I 52,5.

Autres propriétés physiques :

Masse volumique absolue	3,20 g/cm ³ .
Surface spécifique	3 600 cm ² /g.
Consistance normale	26 %.
Début de prise	2 h 55 mn.
Chaleur d'hydratation (12h)	189 J/g.
Retrait à 28j	565 $\mu\text{m}/\text{m}$.
Stabilité chimique	0,3 mm.

1.3 PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES

Pour calculer la composition du béton il est nécessaire de déterminer la résistance vraie du ciment utilisé, soit dans notre cas présent le CPA CEM I 52,5. Le mortier normal utilisé est conçu suivant la norme *NF P 15-403* avec un rapport eau/ciment égal à 0,5. Les éprouvettes de mortier (4 x 4 x 16 cm³) sont conservées en salle humide (20°C, 95% HR) pendant 7j, puis stockées en salle climatisée (20°C, 50% HR) jusqu'à la réalisation des essais. Les résultats des essais de ruptures à la flexion et à la compression sont reportés sur le tableau 7-3.

Tableau 7-3
Évolution de la résistance du ciment CEM I 52,5.

Résistance (MPa)	02 j	07 j	28 j
flexion	4,8	6,8	7,7
compression	30	45	61

En conclusion, le ciment CEM I 52,5 correspond parfaitement à la classe de résistance minimale recherchée (45 MPa) qui est indispensable pour l'élaboration des BHP d'une résistance projetée de 50 MPa.

2. LES GRANULATS

21. LE SABLE

Le sable utilisé est un sable de carrière (04) recomposé conformément à la norme *NF P 18-540*, la composition granulométrique représentée sur le tableau 7-4, le module de finesse calculé est 2,47, ce qui correspond à des sables utilisés pour la recherche de résistances élevées, mais en général, il conduit à une moins bonne ouvrabilité et des risques de ségrégation. Cependant, la teneur de la partie supposée argileuse, soit de diamètre inférieur à 0,14 mm est de 7,3 %.

Tableau 7-4
Composition granulométrique du sable.

Modules	Refus cumulés		Tamisât
	Poids (g)	%	
20	2 000	100	0
23	1 855	92,7	7,3
26	1 390	69,4	30,6
29	951	47,5	52,5
32	483	24,1	75,9
35	267	13,3	86,7
38	1	0	100

Autres propriétés physiques :

Masse volumique apparente 1 660 kg/m³.

Masse volumique absolue 2,50 g/cm³.

Équivalent de sable visuel 95.

Équivalent de sable à piston 90.

22. LES GRAVIERS

Les graviers utilisés sont des graviers concassés, les compositions granulométriques des différentes fractions (3/8 et 8/15) représentées sur les tableaux 7-5 et 7-6.

Autres propriétés physiques :

La masse volumique apparente 1 468 kg/m³.

La masse volumique absolue 2,50 g/cm³.

Coefficient Los Angeles 37,6.

Coefficient Micro-Duval 41,6.

Tableau 7-5
Composition granulométrique de la fraction 3/8.

Modules	Refus sur Tamis		Tamisât
	Poids (g)	%	
35	2 000	100	0
38	1 449	72,5	27,5
40	20	1,0	99,0
41	0	0	100

Tableau 7-6
Composition granulométrique de la fraction 8/15.

Modules	Refus sur Tamis		Tamisât
	Poids (g)	%	
38	3 000	100	0
40	2 643	88,1	11,9
41	1 764	58,8	41,2
42	862	28,7	71,3
43	33	1,1	98,9
44	0	0	100

Conformément à la norme *NF P 18-304*, le graphique granulométrique (fig. VII-5) présente les courbes granulométriques du sable et des deux fractions de graviers, sur lequel les coordonnées du point de brisure (A) sont : $x = 7,5$ et $y = 45$ %.

L'obtention des caractéristiques requises pour le béton, passe impérativement par la mise au point de compositions qui consiste à définir le mélange optimal des différents granulats.

La synthèse des courbes granulométriques tracées sur la figure VII-5 présente un squelette granulaire continu, autrement dit s'élevant du plus petit grain de sable (de 80 μm) aux plus gros grains de gravier (de 16 mm), reste à combler les vides avec une matrice cohérente pour élaborer les bétons désirés.

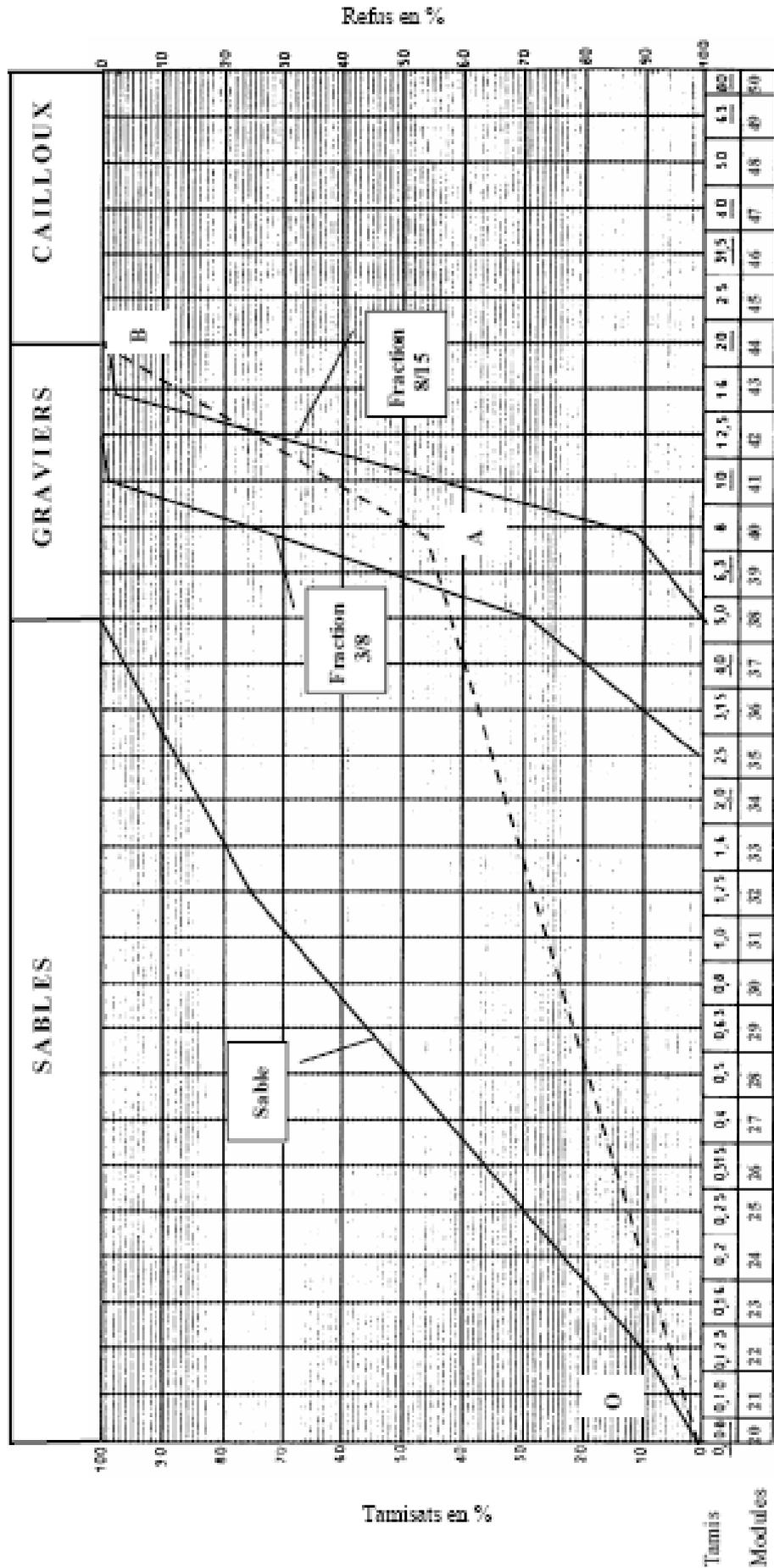


Fig VII.5 - Graphique et courbes granulométriques.

3. LES AJOUTS CIMENTAIRES

Leurs compositions chimiques sont déterminées par microanalyse (EDS) couplée au MEB. L'appareil utilisé, est un microscope électronique à balayage, à effet de champ JSM 6301F, destiné à l'observation d'échantillons secs, conducteurs ou faiblement isolants, avec une excellente résolution, en particulier à basse tension (fig. VII-6).



Fig. VII-6 – Microscope électronique à balayage Jeol (JSM 6301F).

Pour obtenir un dosage global représentatif, les différents échantillons sont réduits en poudre passant entièrement au tamis de 50 μm puis homogénéisés et pastillés sous la presse de façon à obtenir une face plane pour l'exposition sous le faisceau d'électrons. La diode d'analyse a ainsi un angle invariant par rapport à la surface observée. D'autre part, la surface irradiée et analysée est la plus grande possible.

3.1 LE LAITIER

Le laitier utilisé est un sous-produit de la fabrication de la fonte, de l'usine d'El-hadjar 'Annaba', c'est un sable de granulométrie 0/5 mm, le tableau 7-7 donne sa composition chimique.

Tableau 7-7
Composition chimique du laitier.

Éléments	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	RI	PAF
%	39,77	41,69	7,05	1,41	5,49	0,15	0,44	0,10	0,12	0,11

Cependant, le refroidissement brutal (trempe) du laitier sous un jet d'eau, permet l'obtention d'un état vitrifié (amorphe), ce qui explique l'absence de raie de diffraction dans le diffractogramme de rayons X (fig. VII-7).

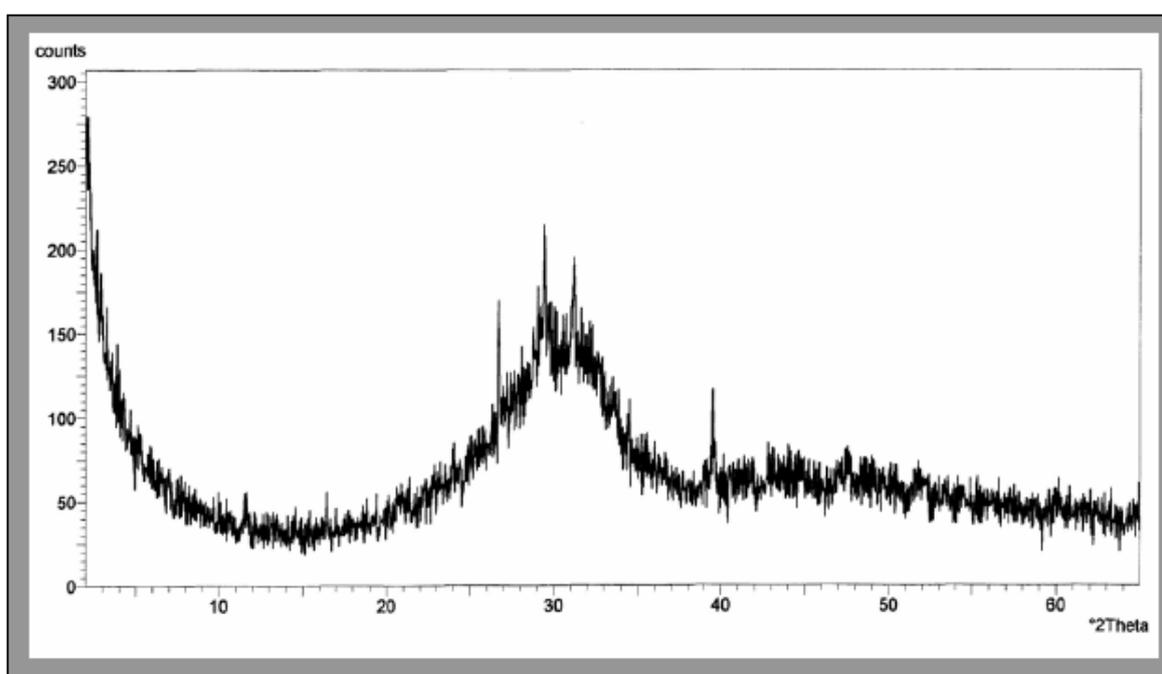


Fig. VII-7 – Diffractogramme du laitier.

Le laitier d'El-hadjar a l'avantage d'être plutôt acide (le rapport CaO/SiO₂ varie dans les limites de 0,95 – 1,04) ; il est relativement stable. Le résultat de la micro-analyse (fig. VII-8) confirme bien l'hypothèse avancée.

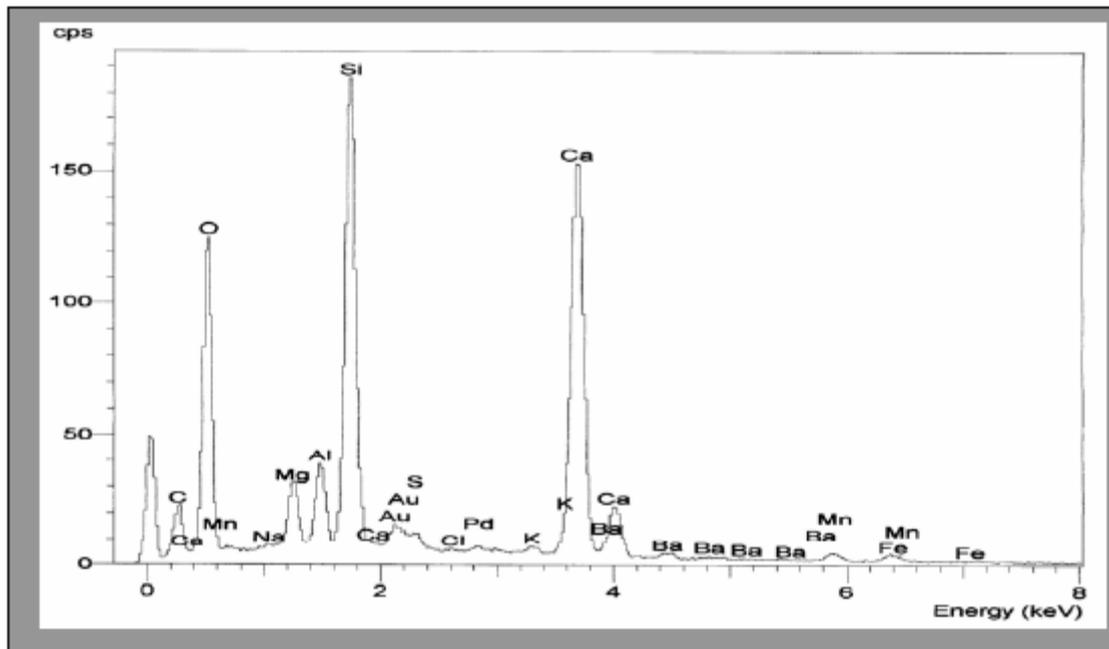


Fig. VII-8 – Micro-analyse (x2000) du laitier.

La figure VII-9 (a x 5 000 et b x 20 000) représente une vue globale de l’observation au MEB du laitier, qui se présente sous forme de nodules d’un aspect poreux du à de la vapeur d’eau piégée lors de la trempe. Il faudra tenir compte de son influence sur la maniabilité et sur le dosage en eau.

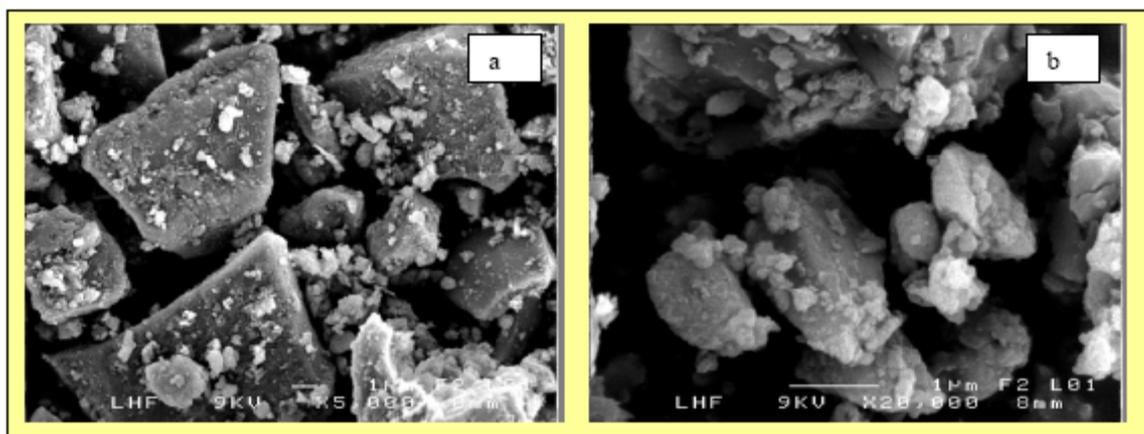


Fig. VII-9 – Observation au MEB du laitier.

L'analyse granulométrique (fig. VII-10) réalisée à l'aide d'un granulomètre laser représente les courbes granulométriques partielle et cumulée du laitier. On peut observer une granulométrie continue moyenne entre 0,3 et 77 μm avec les classes granulaires suivantes :

- 90% des particules de diamètre inférieur ou égal à 77 μm .
- 50% des particules de diamètre inférieur ou égal à 22 μm .
- 10% des particules de diamètre inférieur ou égal à 2 μm .

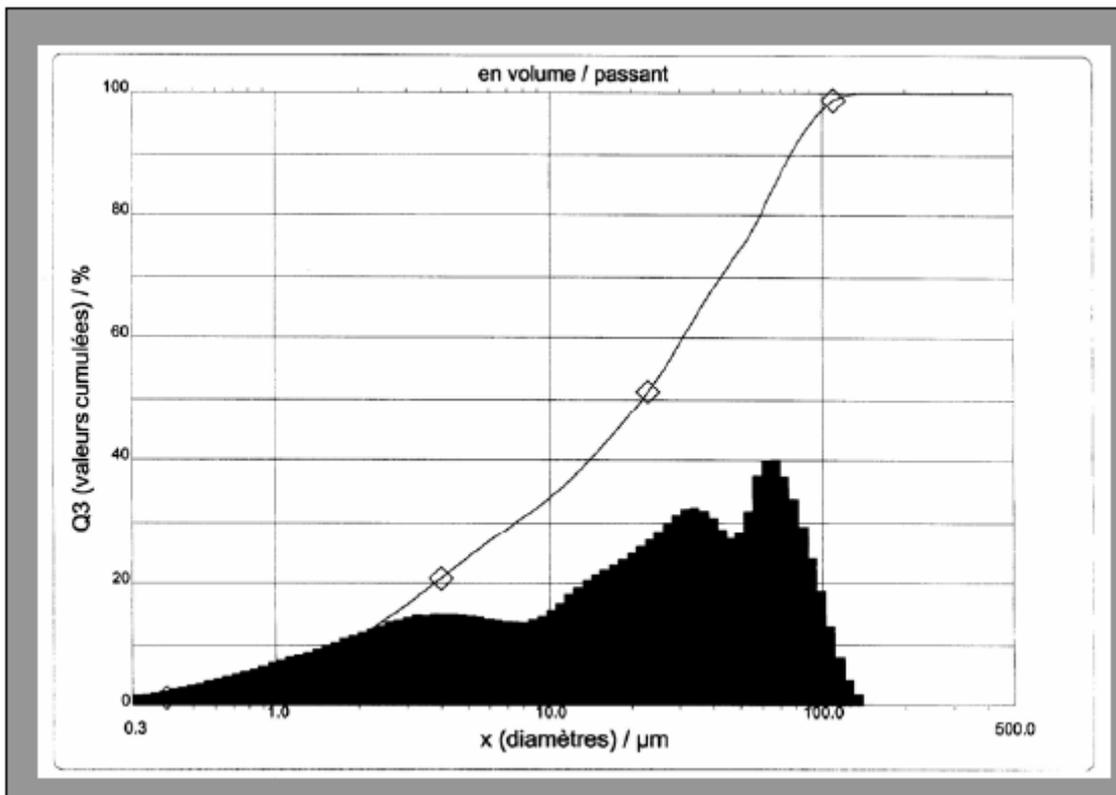


Fig. VII-10 – Distribution granulométrique du laitier.

En plus de son pouvoir pouzzolanique, caractérisé par le taux de chaux combinée, le laitier avec une telle granulométrie, assurera la densification de la matrice, du fait de la taille de ces particules qui peuvent s'insérer en partie entre les grains de ciment.

Autres propriétés physiques :

- Masse volumique absolue 2,99 g/cm^3 .
- Surface spécifique 8 500 cm^2/g .
- Activité 125 $\text{mg}_{\text{CaO}}/\text{g}$.

3.1 LA POUZZOLANE

La pouzzolane utilisée est une pouzzolane naturelle d'origine volcanique, extraite de la carrière de Béni-saf ; le tableau 7-8 présente sa composition chimique.

Tableau 7-8
Composition chimique de la pouzzolane.

Éléments	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	RI	PAF
%	14,59	44,95	16,91	09,47	3,70	0,20	1,35	1,34	0,56	4,30

La pouzzolane observée sur le diffractogramme (fig. VII-11) est constituée essentiellement de quartz (SiO₂), cordiérite (Mg₂Al₃ [AlSi₅O₁₈]), hématite (Fe₂O₃), analcime (Na [AlSiO₆] H₂O) et axinite (Ca₂ (Fe, Mn) Al₂ [SiO₄]₄), dont la partie amorphe est en grande quantité

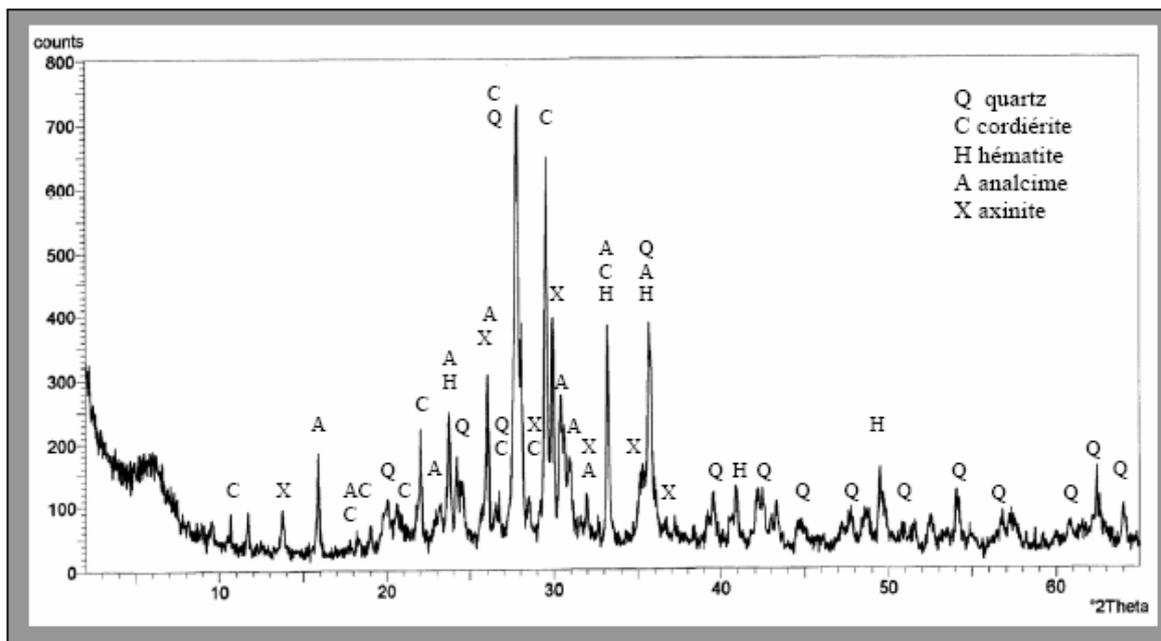


Fig. VII-11 – Diffractogramme de la pouzzolane.

La figure VII-12 (a x 5 000 et b x 20 000) représentant une vue globale de l'observation au MEB de la pouzzolane, la figure VII-12 représente la microanalyse globale. Ces données confirment les constatations précédentes et la composition chimique présentée (tab. 7-8). Les particules de la pouzzolane de néoformation ont un aspect poreux semblable à celui du laitier.

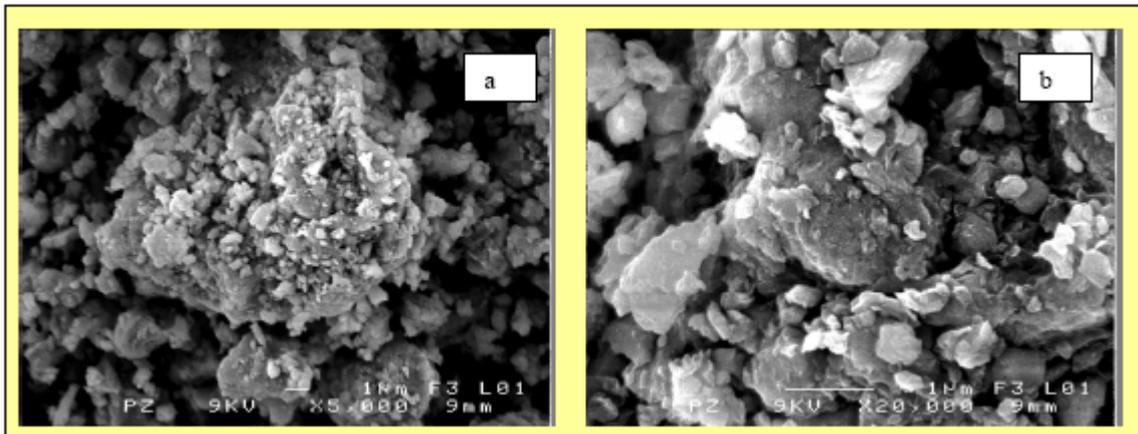


Fig. VII-12 – Observation au MEB de la pouzzolane.

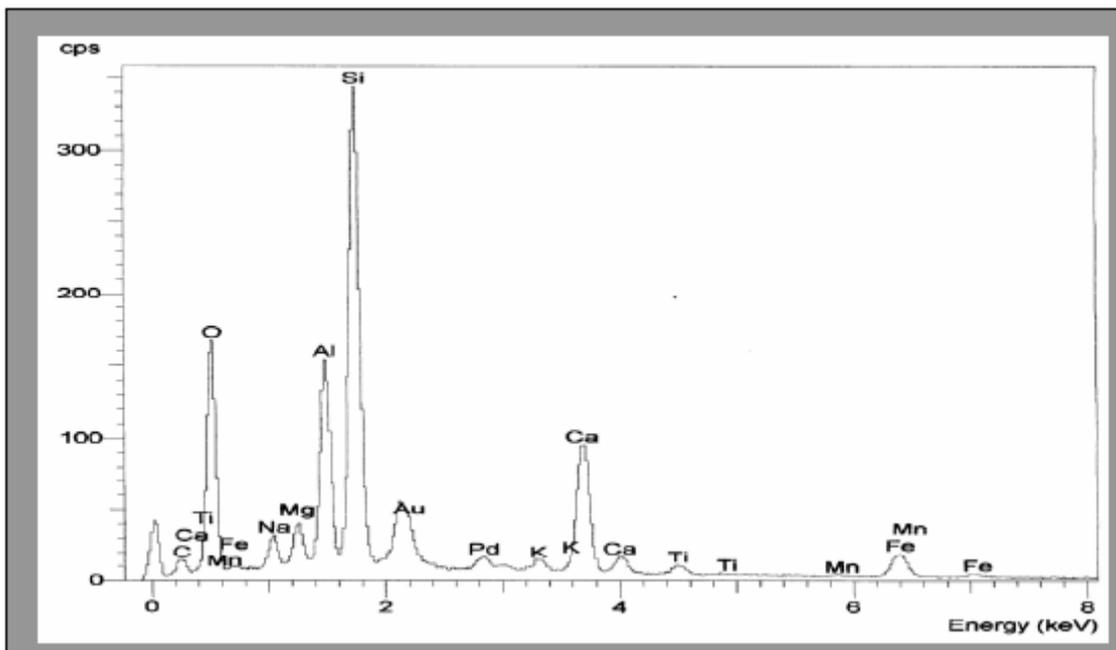


Fig. VII-13 – Micro-analyse (x2000) de la pouzzolane.

La granulométrie de la pouzzolane est plus serrée par rapport à celle du ciment et même celle du laitier utilisé, elle s'étale entre 2 et 15 µm seulement (figure VII-14).

Les classes granulaires sont :

- 75% des particules de diamètre inférieur ou égal à 15 μm .
- 50% des particules de diamètre inférieur ou égal à 6 μm .
- 25% des particules de diamètre inférieur ou égal à 2 μm .

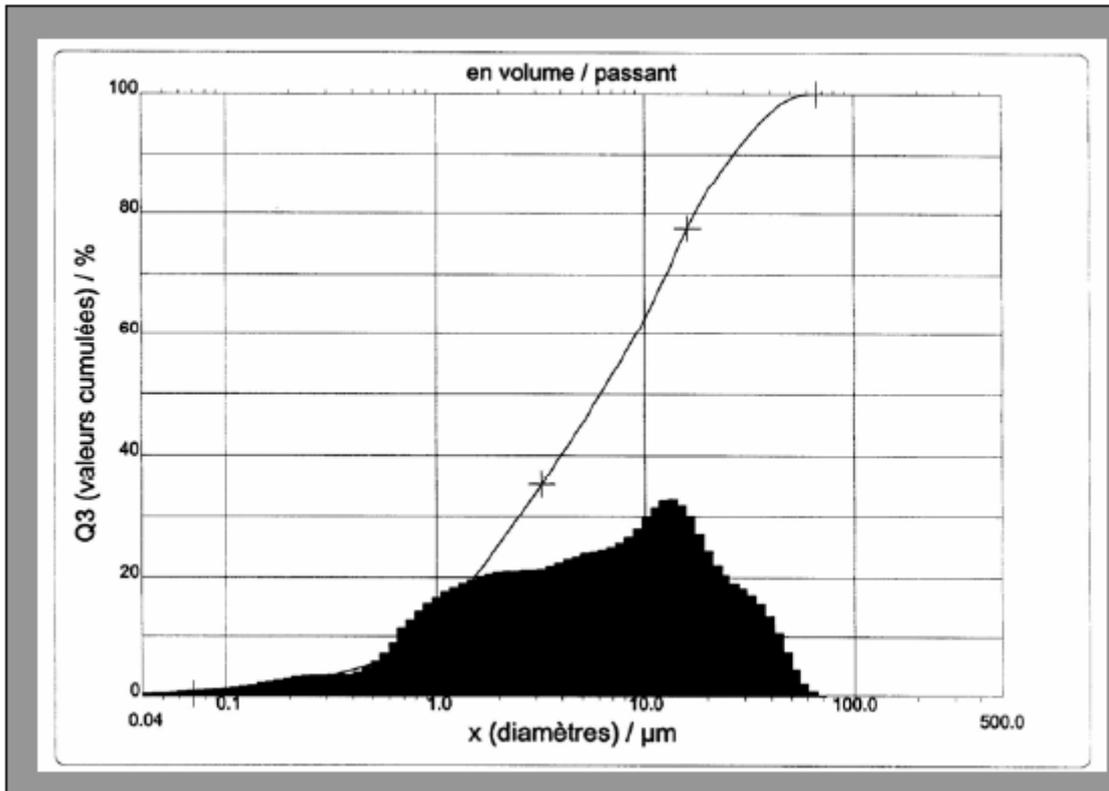


Fig. VII-14 – Distribution granulométrique de la pouzzolane.

Autres propriétés physiques :

Masse volumique absolue	2,66 g/cm ³ .
Surface spécifique	9 565 cm ² /g.
Activité	115 mg _{CaO} /g.

3.3 LE CALCAIRE

Le calcaire utilisé est extrait de la carrière de Meftah, sa composition chimique est reportée sur le tableau 7-9, son titre est de 95,80.

Tableau 7-9
Composition chimique du calcaire.

Éléments	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	RI	PAF
%	53,08	0,85	0,93	0,56	0,23	0,60	0,53	0,08	0,52	42,55

Le calcaire observé sur le diffractogramme (figure VII-15) est constitué essentiellement de calcite (CaCO₃).

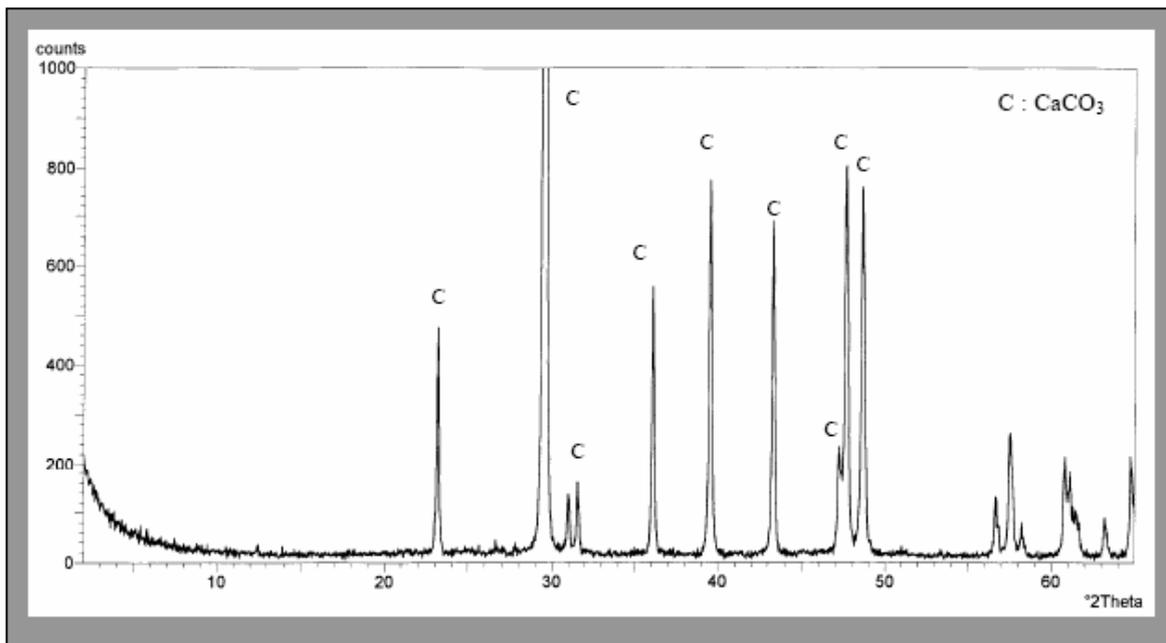


Fig. VII-15 – Diffractogramme du calcaire.

La micro analyse (fig. VII-16) effectuée aussi bien sur une large plage, que sur des points a donné des compositions chimiques identiques.

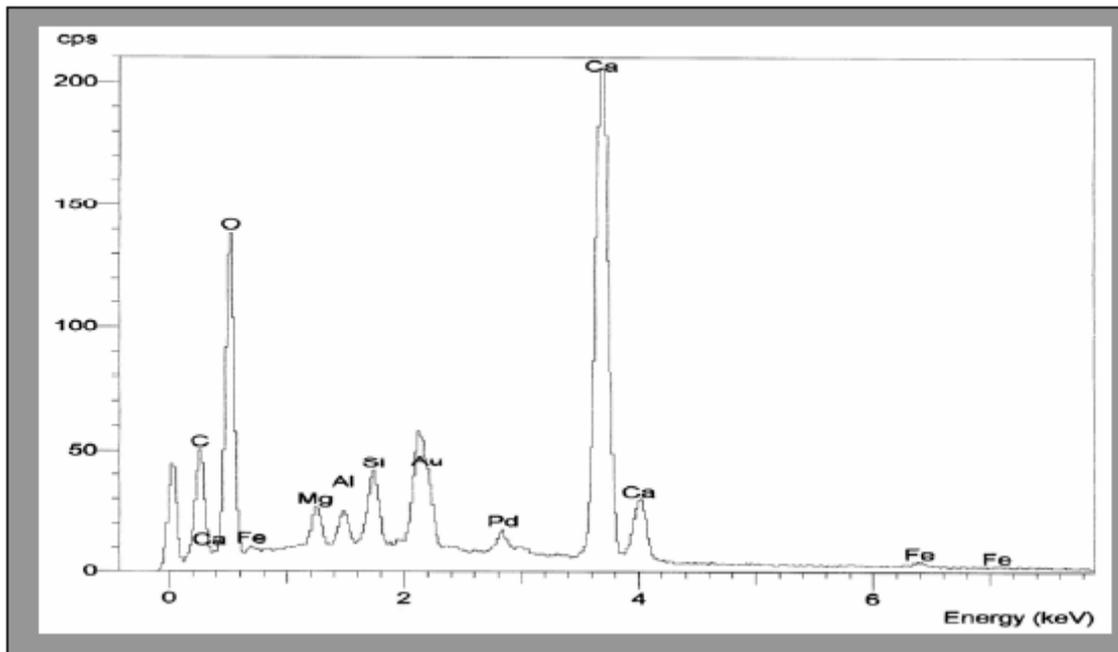


Fig. VII-16 – Micro-analyse (x2000) du calcaire.

Les particules de calcaire se présentent sous forme de rosaces, constituées de plusieurs plaquettes enchevêtrées (fig. VII-17).

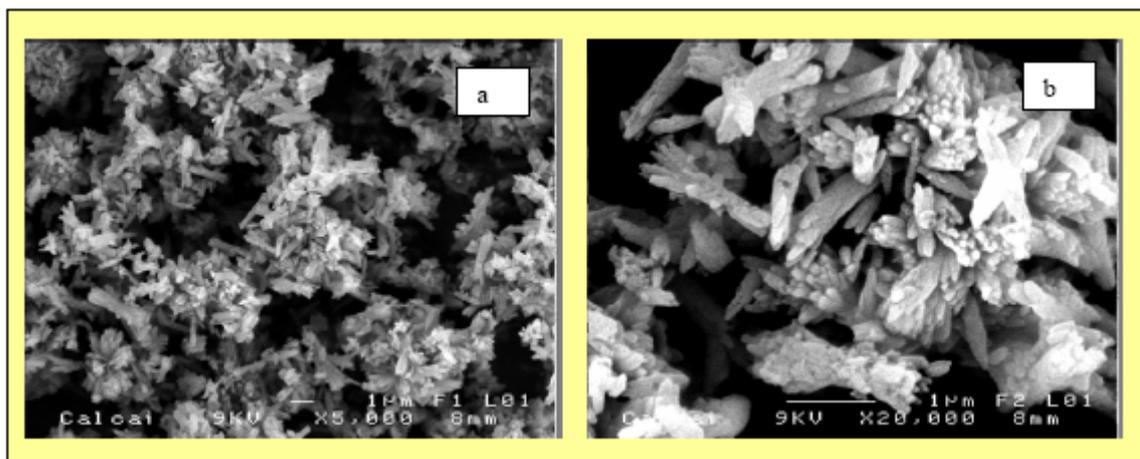


Fig. VII-17 – Observation au MEB du calcaire.

La granulométrie du calcaire utilisé est de plus en plus restreinte, comparée à celle du ciment ou celle du laitier et de la pouzzolane, les dimensions de ses particules ne dépassent guère les 6 μm (fig. VII-18).

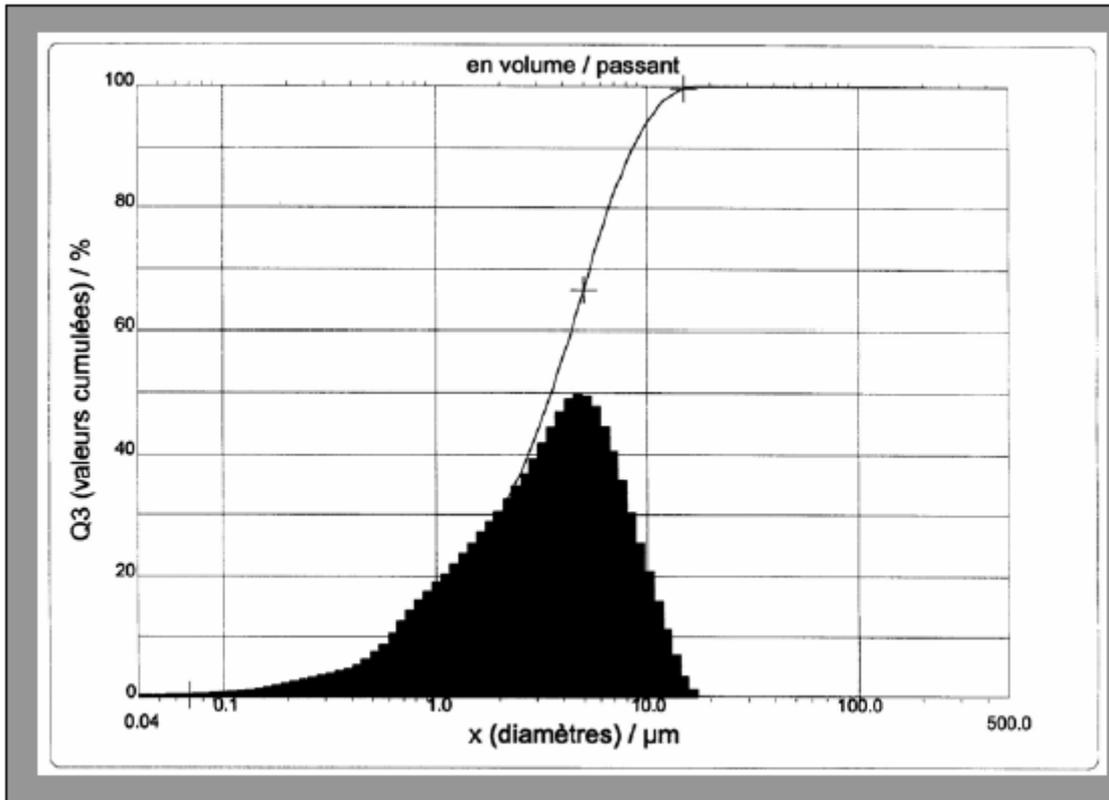


Fig. VII-18 – Distribution granulométrique du calcaire.

Les différentes classes granulaires sont :

- 75% des particules de diamètre inférieur ou égal à 6 μm .
- 50% des particules de diamètre inférieur ou égal à 3,5 μm .
- 25% des particules de diamètre inférieur ou égal à 1,7 μm .

Autres propriétés physiques :

Masse volumique absolue 2,80 g/cm^3 .

Surface spécifique 16 594 cm^2/g .

4. L'ADJUVANT

L'adjuvant utilisé, est un plastifiant réducteur d'eau pour bétons à hautes performances conforme à la norme *NF EN 934-2* fourni par la société SIKA, sa fiche technique est la suivante :

Présentation : Le SIKAMET FF 86 permet la confection de bétons à très faible rapport E/C ayant des résistances mécaniques très élevées à toutes échéances et en particulier aux jeunes âges.

Caractères généraux : Le SIKAMET FF 86 permet la confection de bétons fluides particulièrement adaptés aux :

- bétons à très hautes performances (résistance caractéristique > 50 MPa) ;
- bétons préfabriqués, étuvés ou non ;
- bétons additionnés de silice micronique.

Caractéristiques physiques et chimiques :

- Solution aqueuse.
- Densité : $1,23 \pm 0,02$.
- pH : 7 à 11.
- Teneur en ions Cl^- : $< 0,1$ %.
- Extrait sec : $40 \pm 1,5$ %.
- Teneur en Na_2O équivalent : $6,0$ %.

Dosage : la plage d'utilisation recommandée est 0,4 à 2 % du poids du ciment selon les performances recherchées. Ce dosage pourra être dépassé pour obtenir des réductions d'eau plus importantes notamment lors de la confection des bétons avec silice micronique.

Le SIKAMET FF 86 est ajouté en même temps que l'eau de gâchage. Son effet sera maximum s'il est introduit sur un béton préalablement mouillé avec une fraction de l'eau de gâchage.

5. CONCLUSION

En résumé les matériaux mis à notre disposition ont leurs propriétés conformes aux normes en vigueur et conviennent parfaitement à notre objectif notamment la formulation des bétons à hautes performances.

L'étape suivante sera consacrée à l'optimisation des différentes compositions de béton (celui de référence et ceux avec ajout de laitier, de pouzzolane et de calcaire). En tenant compte des particularités liées à la formulation, la confection des éprouvettes, leur conservation et les essais mécaniques et physiques de ce type de béton (BHP).

Les essais de compression uniaxiale et d'endommagement sur les différents bétons sont réalisés au moyen d'une presse hydraulique asservie (MOHR & FEDERHAFF, Germany) d'une capacité de 60 tonnes. Avant l'exécution des essais, un étalonnage de la presse a été réalisé.

Cette opération a été effectuée pour l'essai de compression, en positionnant entre le plateau fixe de la presse et une éprouvette étalon, un capteur de déplacement. Les résultats obtenus nous permettent de tracer la courbe d'étalonnage (ou d'équilibrage) suivante (fig. VII-19).

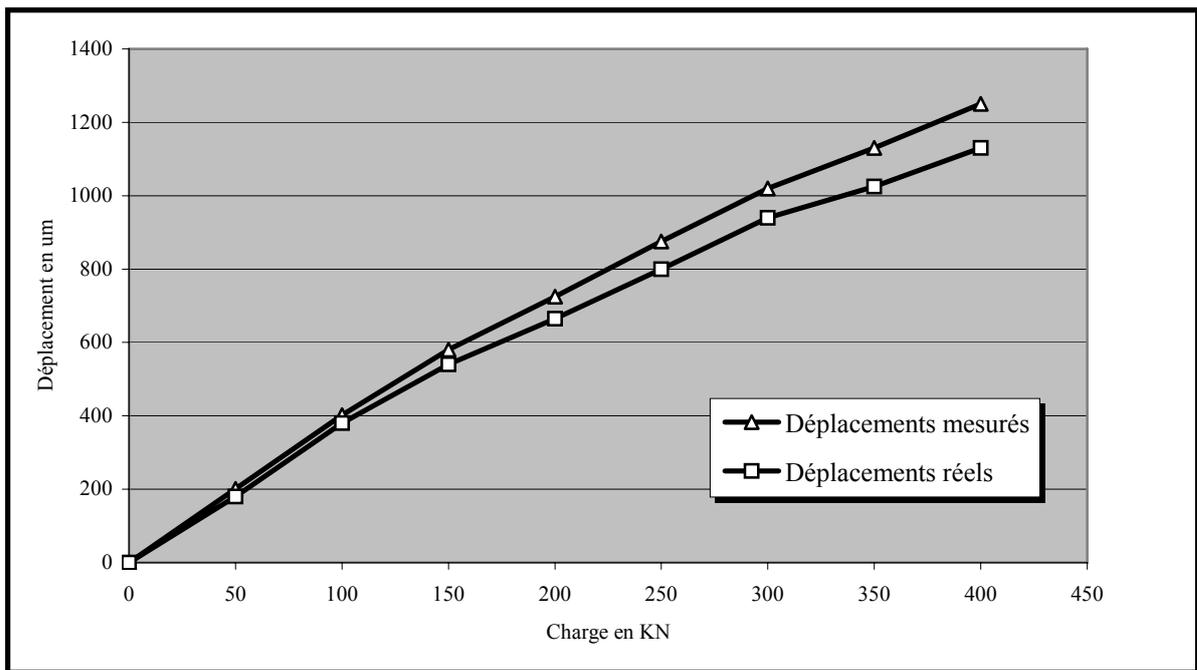


Fig. VII-19 – Courbe d'étalonnage de la presse (MOHR & FEDERHAFF, Germany).

FORMULATION DES BHP AVEC AJOUTS CIMENTAIRES LOCAUX

1. GÉNÉRALITÉS

Les essais que nous entreprenons dans ce chapitre consistent à optimiser les différentes compositions de béton (de référence et ceux avec ajouts).

Des essais antérieurs entamés dans le cadre d'un projet de recherche intitulé : *incorporation des poudres à fortes SSB pour le développement de matériaux à hautes performances*, nous ont orientés vers la confection des bétons en deux phases : un béton se rapprochant, le plus possible, d'une roche massive ayant la plus faible porosité.

La première phase est constituée par le squelette inerte (gravier et sable) déterminé par la méthode Dreux-Gorisse qui est très pratique et inspirée de la théorie de Caquot. Elle représente une synthèse de plusieurs méthodes qui sont toutes basées sur la connaissance préalable d'une courbe granulométrique de référence. Tandis que la deuxième phase présente la pâte liante (ciment, superplastifiant, eau et ajouts cimentaires). Cette dernière a été optimisée par la méthode des coulis.

Afin, d'optimiser les différents bétons, nous avons élaboré 15 compositions de béton de référence (en faisant varier : le rapport eau/liant, la dimension des gros granulats et la teneur en plastifiant) et 87 compositions de béton avec ajouts (en faisant varier : le pourcentage et la finesse des ajouts). Les essais de compression, à 3, 7 et 28 jours, ont nécessité 918 éprouvettes cylindriques (16 x 32 cm).

Cependant, nous tenons à rappeler que cette partie de notre recherche a été réalisée dans les laboratoires nationaux Algériens, par conséquent nous avons utilisé des matériaux locaux.

Il est nécessaire de préciser que le ciment est un CPA 45 produit par l'usine de Meftah, le sable est celui de Baghlia (sable de rivière), les graviers sont extraits de la carrière Jaubert et l'adjuvant est un plastifiant réducteur d'eau (Contact Super F) produit par Granitex.

2. FORMULATION DE LA COMPOSITION DE BASE (CB)

Nous avons projeté une résistance à 28 jours de 30 MPa et une maniabilité vérifiée au cône d'Abrams de 6 à 8 cm d'affaissement.

Après analyse et contrôle des différents matériaux et à partir du graphique granulométrique (fig. VIII-1) du sable et des trois fractions de graviers (3/8, 8/15 et 15/25) à partir duquel, les coordonnées du point de brisure A fixées sont ($x = 12,5$ et $y = 44$ %), nous avons retenu le dosage des granulats formant le squelette de la composition de base :

- sable32 %.
- fraction 3/815 %.
- fraction 8/1518 %.
- fraction 15/2537 %.

Pour un coefficient de compacité $\gamma = 0,840$ relatif à un diamètre maximal du gros granulat ($D_{\max} = 25$ mm), les valeurs absolues des constituants solides sont :

- ciment129 dm³.
- sable227 dm³.
- fraction 3/8106 dm³.
- fraction 8/15128 dm³.
- fraction 15/25248 dm³.

La composition finale, après correction est la suivante :

- ciment400 kg/m³.
- sable540 kg/m³.
- fraction 3/8250 kg/m³.
- fraction 8/15295 kg/m³.
- fraction 15/25575 kg/m³.
- eau200 l/m³.

Les caractéristiques du béton élaboré (CB) répondent bien aux objectifs visés, résistance à 28j : Rc = 30 MPa et un affaissement : Ac = 6 à 8 cm (tableau 8-1).

Tableau 8-1
Caractéristiques de la composition de base (CB).

Compositions	Béton frais		Béton durci		
	Affaissement (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	7j	28j	
			Rc (MPa)		Masse volumique (kg/m ³)
Calculée	7,5	2 260	22	31	2 300
Corrigée	8,0	2 270	23	33	2 310

3. FORMULATION DU BÉTON DE RÉFÉRENCE (BR)

En prenant comme référence la composition précédente (CB), nous avons élaboré un béton supposé de haute performance, en balayant les plages suivantes :

- teneur en adjuvant de 0,6 à 2,0 % avec un rapport E/C constant de 0,30 (tab. 8-2).
- rapport eau/ciment (E/C) de 0,35 à 0,50 avec un dosage en adjuvant optimal (tab. 8-3).
- diamètre maximal (D_{max}) 16 et 25 mm (tab. 8-4).

Tableau 8-2
Influence du dosage en adjuvant sur les caractéristiques de la composition de base.

Dosage en adjuvant (%)	Béton frais		Béton durci		
	Affaissement (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	7j	28j	
			Rc (MPa)		Masse volumique (kg/m ³)
CB	8,0	2270	23	33	2310
0,6	4,0	2365	29	38	2348
1,3	5,5	2371	35	41	2379
2,0	7,0	2376	37	47	2394

On note un accroissement des caractéristiques mécaniques du béton frais et durci lorsque le dosage en adjuvant croit. La résistance mécanique à 28 jours est de 47 MPa pour un dosage en adjuvant de 2 % “valeur que l’on retiendra par la suite”.

Tableau 8-3
Influence du rapport E/C sur les caractéristiques de la composition de base.

Rapport E/C	Béton frais		Béton durci		
	Affaissement (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	7j	28j	
			Rc (MPa)		Masse volumique (kg/m ³)
0,30	7,0	2376	37	47	2394
0,35	7,5	2379	32	42	2363
0,40	8,0	2383	30	39	2348
0,50	13,0	2387	27	36	2332

Le tableau 8-3 montre l'influence du rapport eau/ciment. On peut remarquer que l'augmentation du rapport E/C donne très rapidement des affaissements au cône incompatibles avec une mise en place correcte, mais avec des résistances à la compression fortement affaiblies. Le rapport optimal est donc 0,30.

Tableau 8-4
Influence du diamètre (D_{max}) sur les caractéristiques de la composition de base.

Dmax (mm)	Béton frais		Béton durci		
	Affaissement (cm)	Masse volumique (kg/m ³)	7j	28j	
			Rc (MPa)		Masse volumique (kg/m ³)
25	7,0	2376	37	47	2394
16	8,0	2405	40	52	2427

Une fois le dosage en adjuvant et le rapport eau/ciment optimisés respectivement : 2 % et 0,30, on procède à l'étude de l'influence du diamètre (D_{max}) des gros granulats sur les caractéristiques du béton.

Ces résultats (tableau 8-4) illustrent bien l'influence du diamètre maximal (D_{max}) des granulats, sur les propriétés des bétons, que se soit à l'état frais ou durci.

Par conséquent, ces trois paramètres sont très significatifs, on note un gain de résistance de près de 74 % à 7 jours et de 58 % à 28 jours, avec une densification de la masse, ce qui rend *le béton de référence (BR)* ainsi obtenu moins perméable et par la même plus résistant aux agressions chimiques.

4. FORMULATION DES BÉTONS AVEC AJOUTS CIMENTAIRES

Le but de cette partie consiste à déterminer les compositions optimales des ajouts cimentaires, en explorant les différentes possibilités de leur insertion.

Pour cela, nous avons d'une part broyé les ajouts cimentaires en fonction de la mouture ultime de chacun, à une surface spécifique Blaine : 5 000, 7 000 et 10 000 cm^2/g et d'autre part nous avons fait varier leur teneur par rapport à la masse de ciment : 5, 10, 15 et 20 %.

La figure VIII-2 illustre la synthèse de l'évolution des résistances mécaniques à 28 jours des bétons durcis pour les différentes compositions de béton avec ajouts cimentaires. On note une augmentation des résistances mécaniques, ainsi qu'une densification de la matrice pour tous les bétons avec ajouts cimentaires par rapport à celles du béton de référence dont sa résistance mécanique à 28 jours est de 52 MPa et sa masse volumique au même âge 2 427 kg/m^3 . Ces résultats sont obtenus pour des moutures très poussées :

- laitier : SSB = 8 500 cm^2/g .
- pouzzolane : SSB = 9 565 cm^2/g .
- calcaire : SSB = 16 594 cm^2/g .

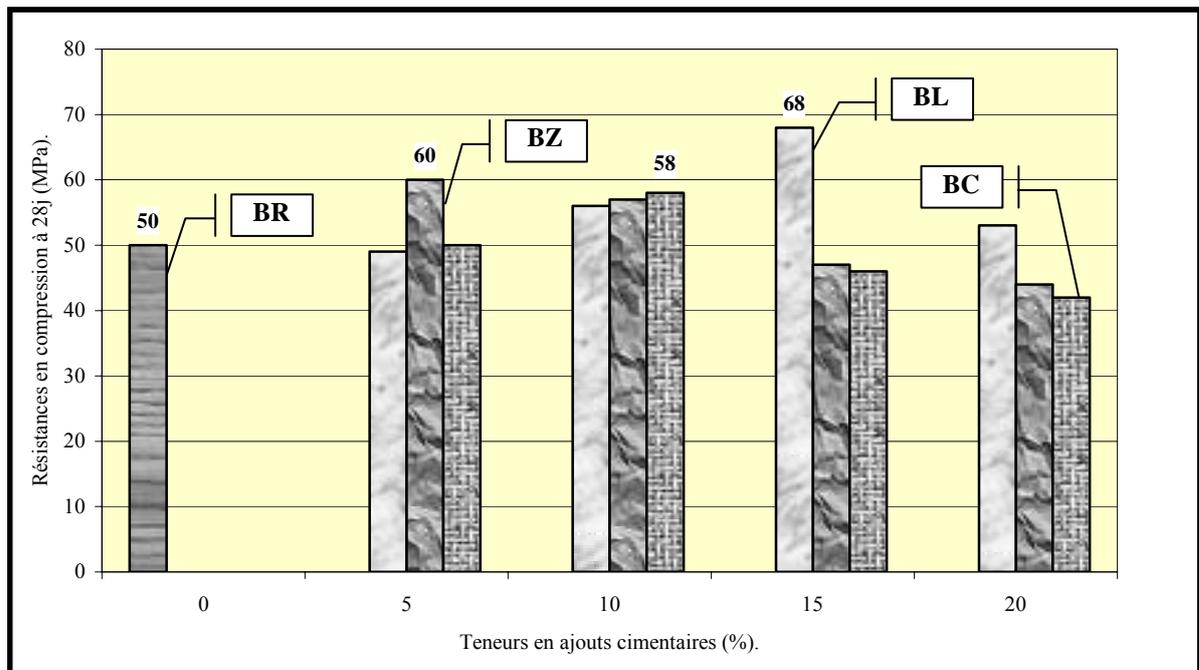


Fig. VIII-2 – Évolution des résistances en compression en fonction de la teneur d'ajout cimentaire.



BR : béton de référence.



BL : béton de laitier.



BZ : béton de pouzzolane.



BC : béton de calcaire.

En conséquence, l'optimum de la teneur de chacun des ajouts cimentaires donnant de meilleures résistances semble se situer :

- 15 % pour le laitier.
- 5 % pour la pouzzolane.
- 10 % pour le calcaire.

Les masses volumiques respectives des bétons durcis sont :

- 2 448 kg/m³ pour le laitier.
- 2 460 kg/m³ pour la pouzzolane.
- 2 439 kg/m³ pour le calcaire.

5. CONCLUSION

La méthode de Dreux Gorisse conjuguée à celle de coulis, nous ont conduis à des compositions de béton satisfaisantes, présentant des gains de résistance mécanique (ex. 36 % pour le béton au laitier), la mouture poussée des ajouts cimentaires a favorisé l'accroissement de la compacité des bétons, ce qui explique l'augmentation de leurs masses volumiques par rapport au béton de référence.

Sur le plan physico-mécanique, ces ajouts réagissent par leur finesse et pour certains par leur activité pouzzolanique, engendrant ainsi un squelette plus cohérent et par conséquent un béton plus résistant et plus durable.

Il paraît intéressant, pour terminer cette présentation, d'insister sur le fait que l'influence de la qualité des granulats et celle du ciment sont d'autant plus significatives, selon que l'on cherche à fabriquer des bétons plus performants.

Le rapport eau/liant et la teneur en adjuvant par rapport à la masse du ciment retenus pour la suite de notre étude sont respectivement 0,30 et 2 %. Le diamètre maximal des gros granulats est 16 mm.

Après des essais de convenances, ces résultats seront exploités pour la formulation finale des bétons de hautes performances avec des constituants français (ciment, granulats et plastifiant). Une étude approfondie sera menée, pour suivre l'incidence des différents ajouts cimentaires algériens (15 % de laitier, 10 % de calcaire et 5 % de pouzzolane) sur les caractéristiques physico-mécaniques et structurale des bétons élaborés.

Nous allons adopter dans tout ce qui suit la légende suivante :

- **BR** : Béton de référence.
- **BL** : Béton avec ajout de laitier.
- **BZ** : Béton avec ajout de Pouzzolane.
- **BC** : Béton avec ajout de calcaire.

CARACTÉRISATION DES BHP AVEC AJOUTS CIMENTAIRE LOCAUX

1. GÉNÉRALITÉS

Les essais que nous présentons dans ce chapitre, consistent à étudier les caractéristiques physiques, mécaniques et élastiques des différentes compositions de béton.

La procédure de malaxage pour confectionner les éprouvettes de béton est la suivante :

- 1 - Les granulats et le liant (ciment + ajout cimentaire) sont mélangés à sec dans le malaxeur pendant une minute.
- 2 - L'eau de gâchage est ajoutée avec un tiers du volume de superplastifiant, et le malaxage se poursuit pendant 2 minutes et 30 secondes.
- 3 - Le superplastifiant restant est ajouté avec un malaxage final d'une minute.

Les éprouvettes de béton sont conservées dans leur moule en salle humide (20°C, 95% HR) pendant 24 heures. Elles subissent ensuite, une cure appropriée selon le type d'essai :

- pour les essais mécaniques et d'ultrason elles sont immergées dans l'eau courante à 20° C jusqu'aux échéances fixées.
- pour les essais de retrait et variation de masse elles sont placées sans moyen de protection dans une salle à hygrométrie (50 ± 10 %) et température (20 ± 1 °C) contrôlées.
- pour les essais de fluage elles sont entreposées dans une chambre humide normalisée (20°C, 95% HR) jusqu'à 7 jours. Après elles sont placées à l'air sec (20°C, 50% HR).

Pour chaque essai, trois éprouvettes sont préparées et nous considérons la moyenne des résultats obtenus.

2. BÉTON FRAIS

Les compositions finales (corrigées) des quatre mélanges de béton analysés sont :

a) Béton de référence (BR) :

-	M_{ciment}	500 kg/m ³
-	M_{sable}	573 kg/m ³
-	$M_{G1(3/8)}$	130 kg/m ³
-	$M_{G2(8/15)}$	915 kg/m ³
-	V_{eau}	150 l/m ³
-	V_{adjuvant}	8 l/m ³

b) Pour les bétons avec ajouts cimentaires, on substitue respectivement une partie de ciment, équivalente à la teneur optimisée de chaque ajout (finement broyé) :

-	Laitier	15 %
-	Pouzzolane	5 %
-	Calcaire	10 %

Le tableau 9-1 illustre l'influence des ajouts cimentaires sur les caractéristiques des bétons frais. Cette influence traduit les effets de la nature, la finesse, la teneur et la forme des ajouts cimentaires. Toutefois, la qualité de l'homogénéité du béton est conditionnée par l'effet du malaxage et celui de la mise en place.

Tableau 9-1
Caractéristiques des bétons frais.

Bétons	Ac (cm)	Mv (kg/m ³)	A ₀ (%)
BR	8,5	2403	2,2
BL	11,5	2467	1,6
BZ	10,0	2443	2,0
BC	9,0	2462	1,9

Du point de vue rhéologique, les ajouts cimentaires modifient la pâte et influent sur :

- * sa cohésion, son paramètre de frottement interne ce dernier est diminué.
- * sa viscosité qui est augmentée (effet lubrifiant).

Il se produit donc un changement dans le comportement rhéologique du béton. Ce comportement évolue selon la nature, l'état de surface, la finesse et la porosité des fillers ajoutés.

On note, dans l'ensemble, une amélioration de la maniabilité (A_c) des bétons frais aux ajouts par rapport au béton de référence. Néanmoins, cet avantage est pénalisé par l'augmentation de la finesse des ajouts cimentaires finement broyés qui absorbent l'eau de gâchage et rendent le béton plus ferme, en absence de plastifiant.

La masse volumique (M_v) des différents bétons avec ajouts cimentaires, est plus élevée que celle du béton de référence, suite à la densification de la matrice, obtenue par l'ajout de particules très fines. Cette amélioration est fonction du pourcentage d'ajout incorporé.

Le taux d'air occlus (A_o) des bétons frais avec ajouts cimentaires, comparé à celui du béton de référence, est plus faible. L'effet de l'introduction des ajouts cimentaires, conjugué à celui du superplastifiant, limite l'air emprisonné dans des pores et le remplissage par les ultrafines est meilleur. Les bétons ainsi élaborés, sont relativement plus maniables par rapport au béton sans ajout.

3. CARACTÉRISTIQUES PHYSIQUES DES BÉTONS DURCIS

Pour chaque type de béton, 09 éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 14 cm) ont été confectionnées pour mesurer au premier temps, la masse volumique et la vitesse de propagation d'onde, puis procéder aux essais de compression.

3.1 MASSE VOLUMIQUE

La mouture élevée des ajouts cimentaires, conjuguée à leur interaction avec la portlandite (dans le cas du laitier et de la pouzzolane) pour former des hydrosilicates de calcium non solubles, favorisent l'accroissement de la compacité des bétons durcis. Ce qui explique l'augmentation de leurs masses volumiques par rapport au béton de référence.

En effet, ces ajouts ayant des finesses plus grandes que celles du ciment utilisé, s'insèrent dans les vides et les pores capillaires, et densifient le squelette du béton. Cependant, cette augmentation reste relative, et dépend entre autre du mode de préparation et de mise en place des différentes compositions de béton.

Dans l'ensemble, on remarque que les masses volumiques des bétons durcis avec ajouts cimentaires varient dans l'intervalle 2 300 à 2 500 kg/m³.

La figure IX-1 montre l'évolution de la masse volumique des différents bétons soumis aux cycles Air/Eau. On note une faible augmentation des masses volumiques des bétons avec ajouts, qui ont atteint rapidement une limite de saturation. Leur forte compacité par rapport au béton de référence explique ce résultat. Le béton de référence continue à capter de l'eau sur toute l'année.

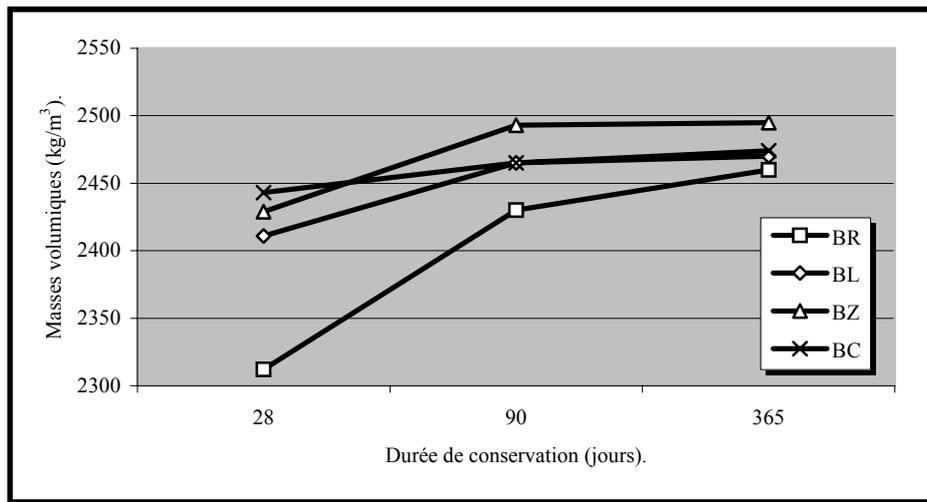


Fig. IX-1 – Évolution des masses volumiques des bétons soumis aux cycles Air/Eau en fonction de la durée de conservation.

La figure IX-2 montre l'évolution de la masse volumique des différents bétons conservés dans l'eau courante. La remarque précédente, concernant le béton de référence se densifie plus que les bétons aux ajouts pendant les trois premiers mois s'applique ici aussi. On note que, quasiment tous les bétons ont atteint leur limite de saturation et que leurs masses volumiques sont assez proches les unes des autres.

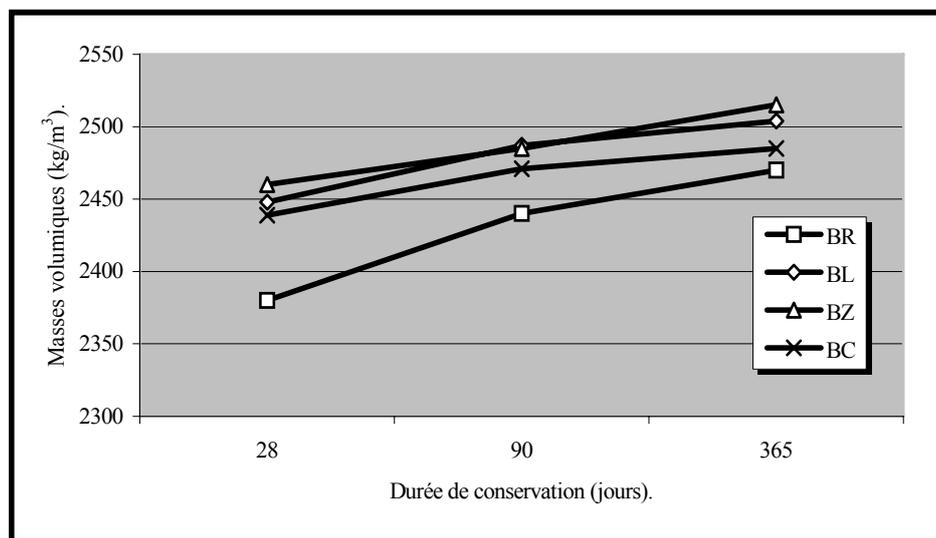


Fig. IX-2 – Évolution des masses volumiques des bétons conservés dans l'eau courante en fonction de la durée de conservation.

La figure IX-3 montre l'évolution de la masse volumique des différents bétons conservés dans l'eau de mer. On note toujours, un écart bien marqué entre la masse volumique des bétons avec ajouts et celui de référence.

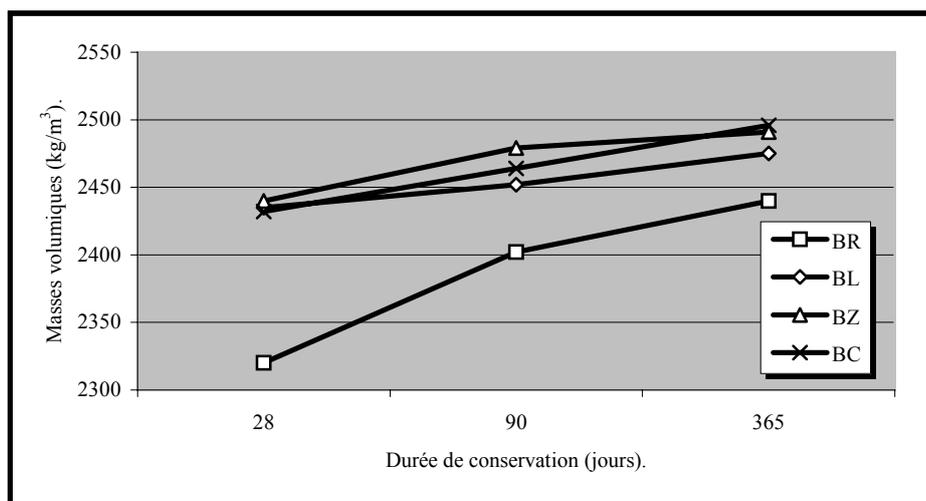


Fig. IX-3 – Évolution des masses volumiques des bétons conservés dans l'eau de mer en fonction de la durée de conservation.

La figure IX-4 montre l'évolution de la masse volumique des différents bétons conservés dans l'eau séléniteuse. On note, les mêmes effets que ceux précédemment évoqués pour l'eau de mer, sauf que l'écart entre les différentes masses volumiques des bétons avec ajouts est un peu plus exprimé.

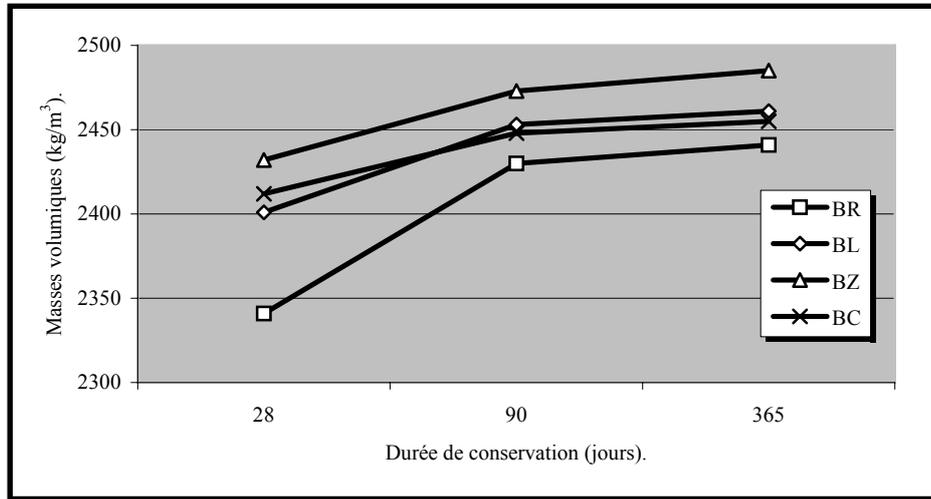


Fig. IX-4 – Évolution des masses volumiques des bétons conservés dans l'eau séléniteuse en fonction de la durée de conservation.

3.2 VITESSE DE PROPAGATION D'ONDE SONORE

C'est un essai non destructif qui consiste à mesurer la vitesse longitudinale du son dans le béton à l'aide d'un appareil comportant une boîte de mesure et deux têtes, une émettrice et l'autre réceptrice (fig. IX-5).

La mesure est faite en transparence, cette méthode consiste à presser les deux têtes sur les faces de l'éprouvette, dont la surface du béton est raisonnablement plane et bien nettoyée, en utilisant une pâte de contact qui facilite la transmission du son.

Une fois l'appareil mis en marche, on peut lire le temps de propagation en micro-seconde. La vitesse de propagation est donnée alors par l'équation suivante :

$$V = \frac{s}{t} 10^6 \quad (\text{IX.1})$$

-V : vitesse de propagation en m /sec.

-s : distance entre les têtes en (mètre).

-t : temps en micro-seconde.

La vitesse dans un béton normal est environ de 4000 à 4800 m/sec.

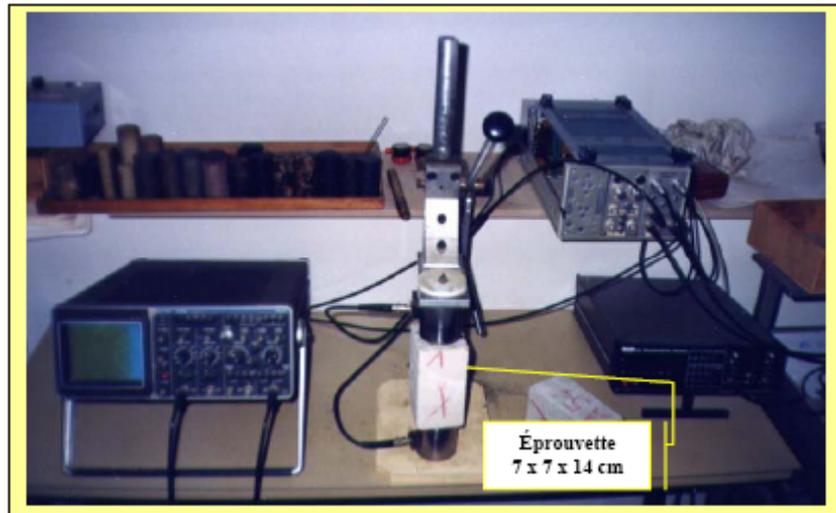


Fig. IX-5 – Appareil de mesure de la vitesse longitudinale du son.

D'après les résultats obtenus (fig. IX-6), nous remarquons que la vitesse de propagation du son dans toutes les compositions de béton est d'autant plus grande que ce dernier est plus âgé, ce qui est en corrélation avec l'évolution de la compacité dans le temps. Un écart non négligeable est observé entre les bétons avec ajouts et de référence.

On note aussi, que les bétons avec ajout de laitier et de pouzzolane, présentent des vitesses un peu plus élevées par rapport à celles du béton avec ajout de calcaire. Cette augmentation peut être liée au fait que les deux premiers ajouts agissent, d'une part par leur grande finesse et d'autre part par leur activité pouzzolanique. Tandis que le calcaire ne se manifeste que comme filler.

Remarque : ces observations sont toutefois les mêmes pour tous les bétons, conservés dans les différents types de milieux : l'eau de mer et l'eau séléniteuse, et ceux soumis aux cycles Air / Eau. L'allure des courbes représentant l'évolution de la vitesse du son dans ces cas est identique.

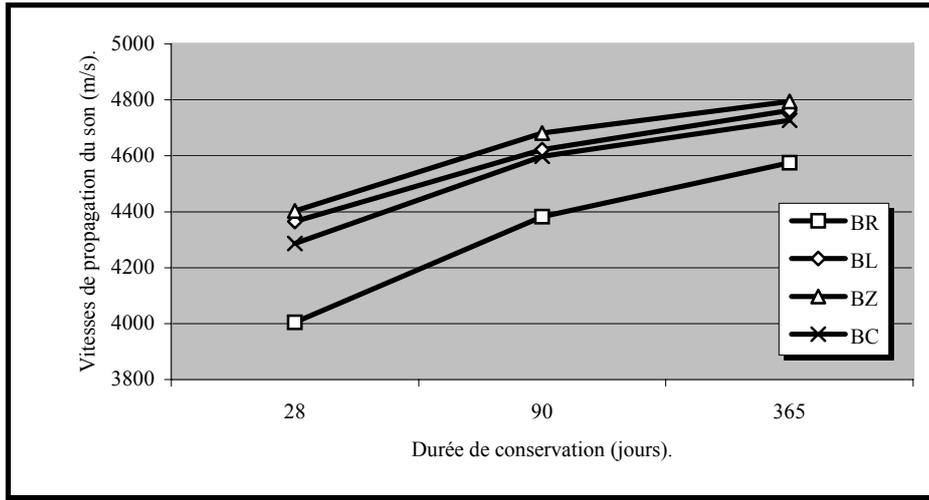


Fig. IX-6 – Évolution des vitesses de propagation du son à travers les bétons conservés dans l'eau courante en fonction de la durée de conservation.

4. CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES DES BÉTONS DURCIS

4.1 RÉSISTANCE A LA COMPRESSION

Les essais de compression uniaxiale sont réalisés au moyen d'une presse hydraulique asservie (MOHR & FEDERHAFF Germany, de capacité 600 kN), avec une vitesse de déplacement de 2 $\mu\text{m/s}$ (fig. IX-7).

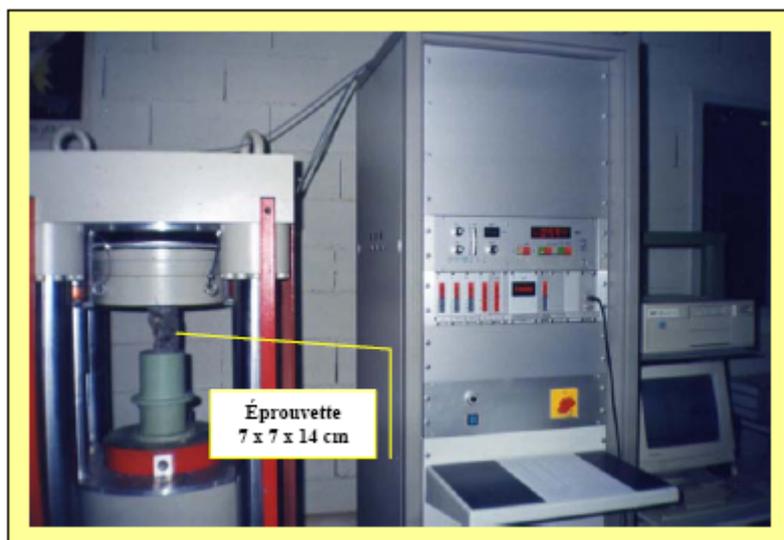


Fig. IX-7 – Presse hydraulique asservie (MOHR & FEDERHAFF Germany).

La compression simple est sans doute de toutes les caractéristiques celle qui est la plus étudiée sur le béton ; la résistance à la compression est la propriété essentielle pour la réalisation des ouvrages et de ce fait, est devenue une caractéristique fondamentale, base du calcul des structures.

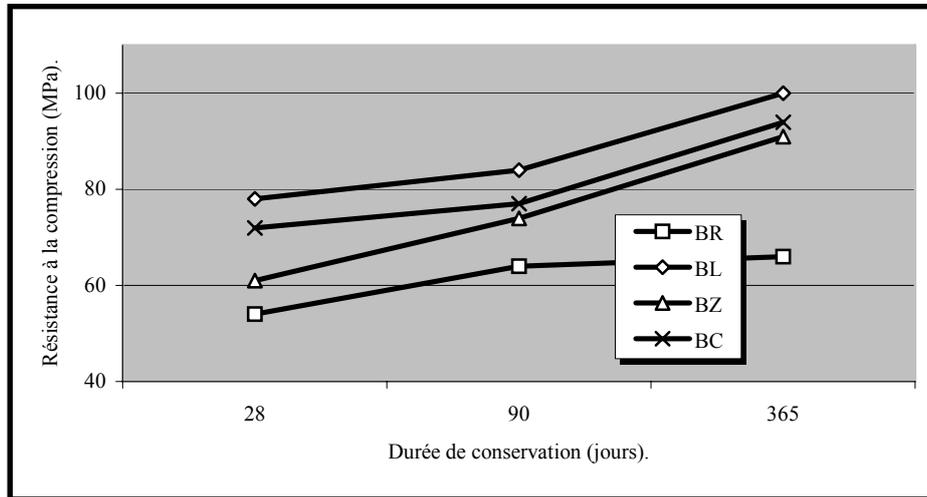


Fig. IX-8 – Évolution des résistances à la compression en fonction de la durée de conservation.

La figure IX-8 montre l'augmentation de la résistance, en fonction de la durée de conservation dans l'eau courante qui est notablement plus rapide pour les bétons avec ajouts que celle du béton de référence, dont la courbe représentative tend vers une allure logarithmique. Les contraintes atteintes pour les bétons avec ajouts sont comprises entre 90 et 100 MPa.

4.2 RÉSISTANCE A LA FLEXION

Les essais de flexion sont réalisés à l'âge de 90 jours, sur des éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 28 cm), au moyen d'une machine universelle asservie (Instron 4507, de capacité 300 kN), sa mise en marche s'effectue avec une vitesse de chargement constante de 0,5 MPa par seconde (fig. IX-9).

La résistance à la traction (par flexion) en MPa, correspond à la contrainte maximale calculée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{3P}{a^2} \quad (\text{IX.2})$$

- P : charge appliquée (kN).
- a : coté de l'éprouvette (cm).
-

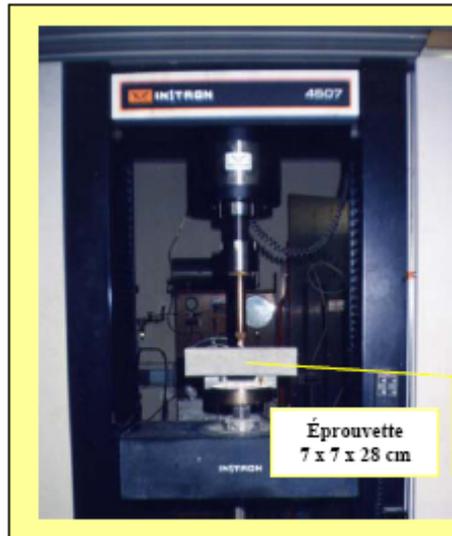


Fig. IX-9 – Machine universelle asservie (Instron 4507).

Le développement des résistances en flexion est encore plus rapide que celui des résistances en compression. La densification de la matrice et l'évolution de l'interface pâte- granulat sont à l'origine de l'amélioration de la résistance en flexion.

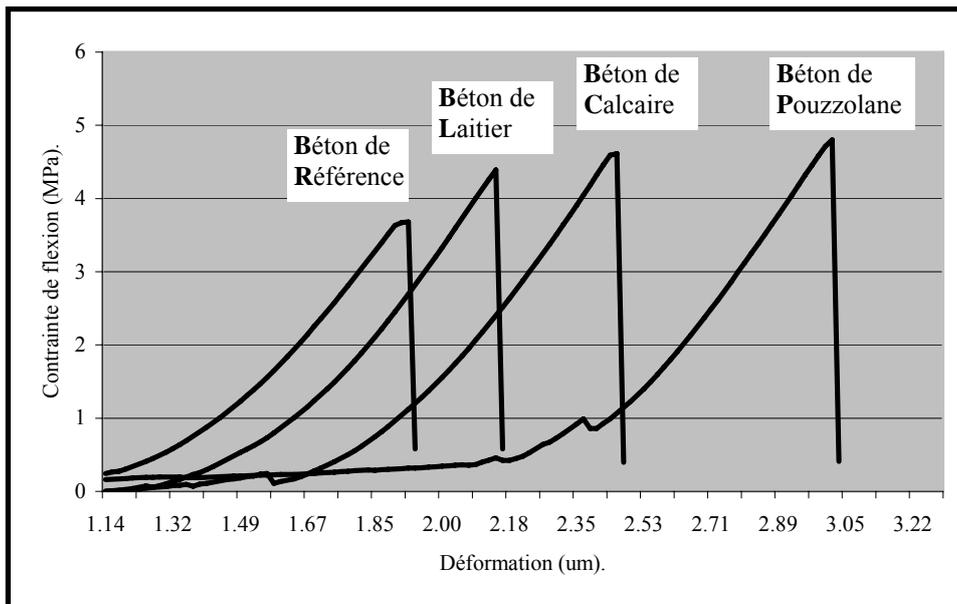


Fig. IX-10 – Évolution des courbes contrainte- déformation (en flexion) après 3 mois de durcissement.

La résistance à la flexion est réputée être la sollicitation dépendant le plus des variations de l'adhérence pâte-granulats. Nous pouvons donc par un essai de traction indirecte par flexion nous rendre compte des différences d'adhérence qu'entraînent les ajouts cimentaires.

La figure IX-10 montre les contraintes de flexion des différents bétons après 3 mois de durcissement, pour des éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 28 cm) conservées dans l'eau courante. On note des contraintes de flexion plus développées pour les bétons avec ajouts (4,3 à 4,8 MPa) que pour le béton de référence (3,6 MPa).

4.3 RÉSISTANCE A LA FATIGUE

Lors de l'altération mécanique des éprouvettes de béton sous l'action de sollicitations répétées, et contrairement à ce que l'on pourrait croire, la répétition des charges de compression a un effet favorable sur le béton (consolidation) et le processus entraînant la ruine survient assez tardivement.

Les essais sont effectués sur des éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 14 cm) à une fréquence de chargement de 4 Hz, au moyen d'une machine (Dartec, Testwell), équipée d'un actionneur (servo-hydraulique) et un microprocesseur fonctionnant à l'aide de panneaux d'affichage intégrés, sous Workshop 96 exécuté sur un PC IBM (fig.IX.11).

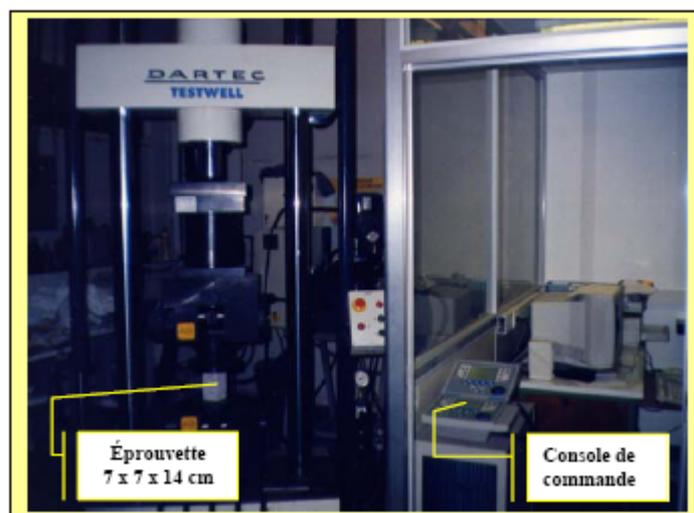


Fig. IX-11 – Machine (Dartec, Testwell).

On soumet l'éprouvette à un chargement ondulé, caractérisé par les valeurs de la charge minimale et maximale respectives de 0,40 et 0,75 de la charge ultime. Les chargements sont maintenus constants pendant toute la durée de l'essai et sans palier.

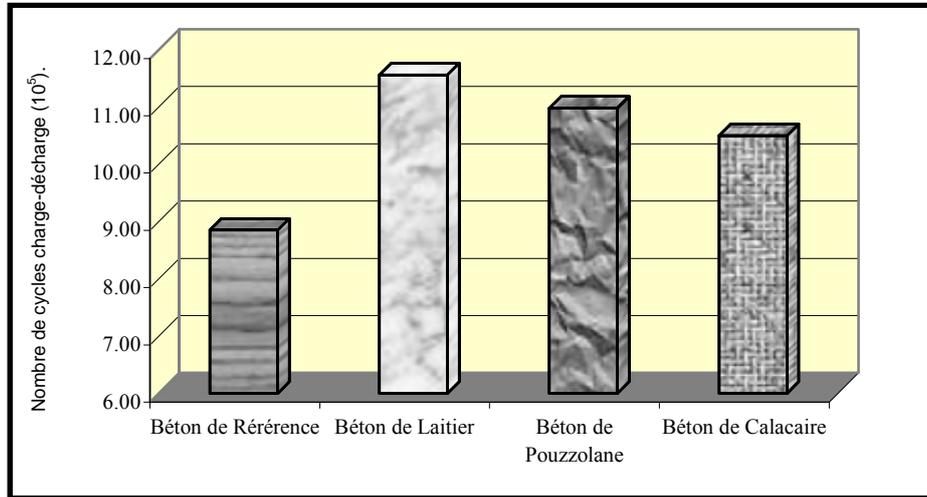


Fig. IX-12 – Évolution des résistances à la fatigue après 3 mois de durcissement pour les différents types de béton.

La figure IX-12 représente l'évolution des résistances à la fatigue des différents bétons après 3 mois de durcissement dans l'eau courante. On note, pour les bétons avec ajouts, la ruine n'est survenue qu'au-delà de 10 000 000 de cycles (charge-décharge), contrairement au béton de référence où la ruine est plus rapide.

4.4 ENDOMMAGEMENT

Parmi les essais les moins usités mais qui peuvent être effectués sur le même type d'éprouvettes, l'essai de compression avec cycles incrémentés a été utilisé car il permet de caractériser le comportement du matériau au cours du chargement. Entre autre, l'évolution du degré de réversibilité permet de suivre l'endommagement du béton pendant le chargement et de définir, de plus un critère de fragilité.

La préparation des éprouvettes est la même que pour les essais de compression simple avec les mêmes échéances et type de conservation. Nous rappelons que la machine utilisée est une presse hydraulique asservie (MOHR & FEDERHAFF Germany, de capacité 600 kN) figure IX-7.

Les vitesses de montée et de descente en charge sont identiques et égales à 0,5 MPa par seconde. Nous ne faisons pas de palier au maximum de chaque cycle, par contre une stabilisation de la déformation au minimum de chaque cycle est respectée avant un nouveau chargement.

L'incrémentation de 50 kN permet d'atteindre la rupture en un nombre de cycles inférieur à 10 et, dans ce cas, la courbe effort-déformation obtenue en chargement monotone à force constante est la courbe enveloppe de celle obtenue en compression.

Les courbes effort-déformation ainsi obtenues permettent de mesurer les déformations totales ($\varepsilon_{i\ tot}^m$) pour les chargements maximums et les déformations résiduelles ($\varepsilon_{i\ rés}^m$) après déchargement.

Nous définissons le degré de réversibilité par le rapport :

$$R_i^m = \frac{\varepsilon_{i\ réversible}^m}{\varepsilon_{i\ total}^m} = 1 - \frac{\varepsilon_{i\ résiduelle}^m}{\varepsilon_{i\ total}^m} \quad (IX-3)$$

Où : - i caractérise la direction suivant laquelle on étudie la réversibilité.

- m le niveau de chargement qui a produit la déformation.

En compression pure, à vitesse de chargement constante, nous avons obtenu des courbes du type de celles données dans les figures (IX-13 – IX-14 – IX-15 et IX-16). Nous distinguons un premier domaine, jusqu'à 70% environ de la charge de rupture où la variation de R_i^m est linéaire en fonction de la contrainte σ_m ; la pente de la droite ainsi obtenue dépend de la nature du béton ainsi que de la direction suivant laquelle on détermine la réversibilité. Ensuite R_i^m décroît, de plus en plus vite, pour chuter brutalement vers 90% de la charge de rupture.

Il y a donc modification progressive et sensible du matériau dès le début du chargement. Le seuil à 70% de la résistance de compression correspond vraisemblablement au début de la microfissuration, juste avant qu'elle ne devienne visible à l'œil sur les échantillons.

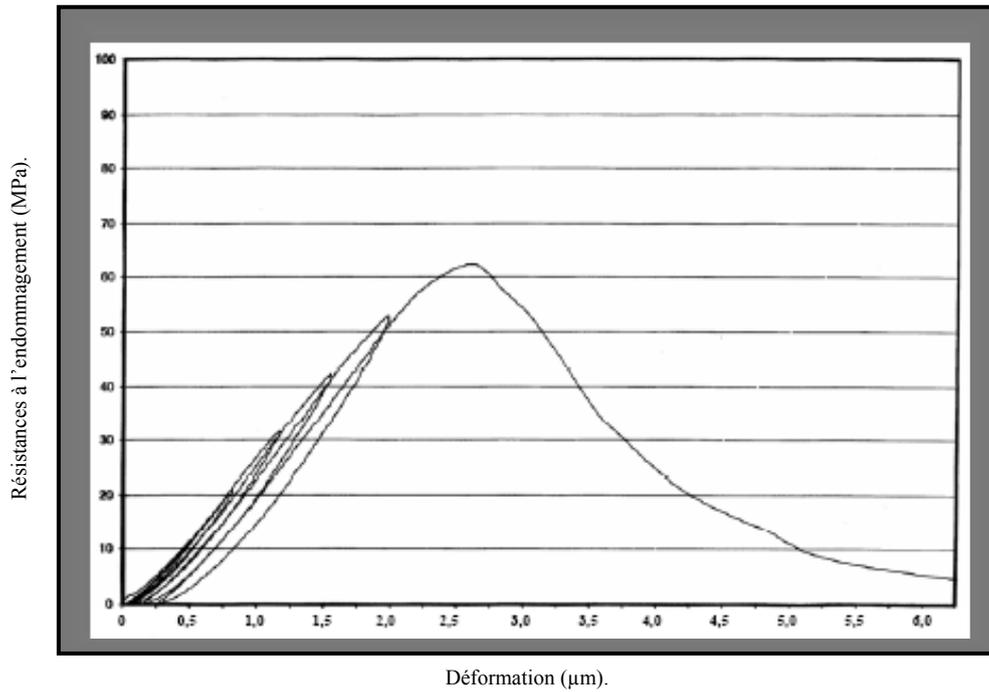


Fig. IX-13 – Évolution des résistances à l'endommagement du béton de référence après 3 mois de durcissement en fonction des déformations.

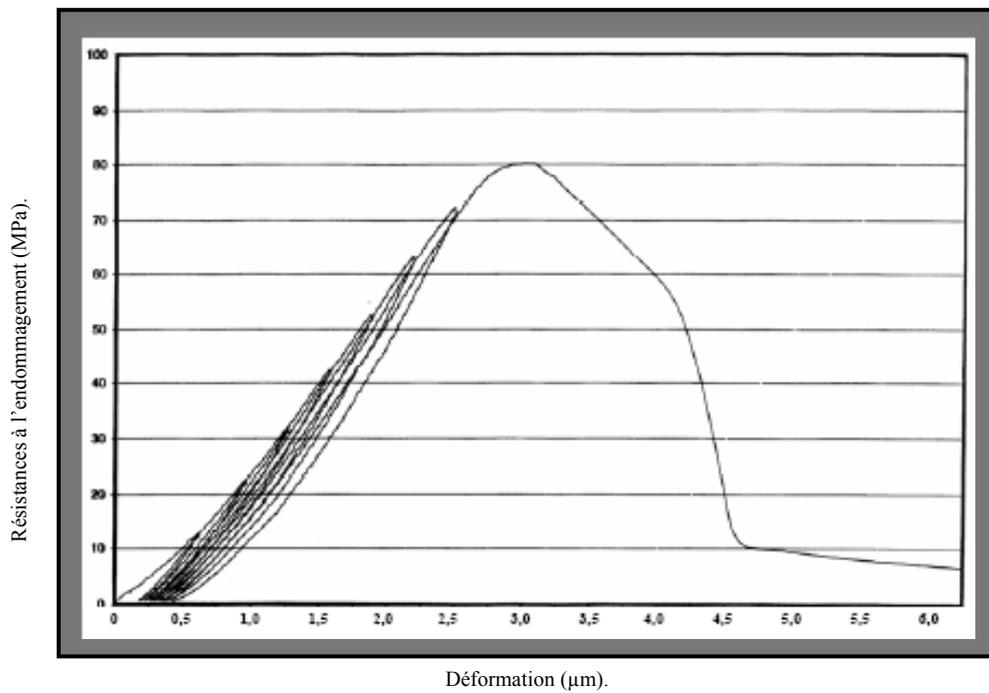


Fig. IX-14 – Évolution des résistances à l'endommagement du béton de laitier après 3 mois de durcissement en fonction des déformations.

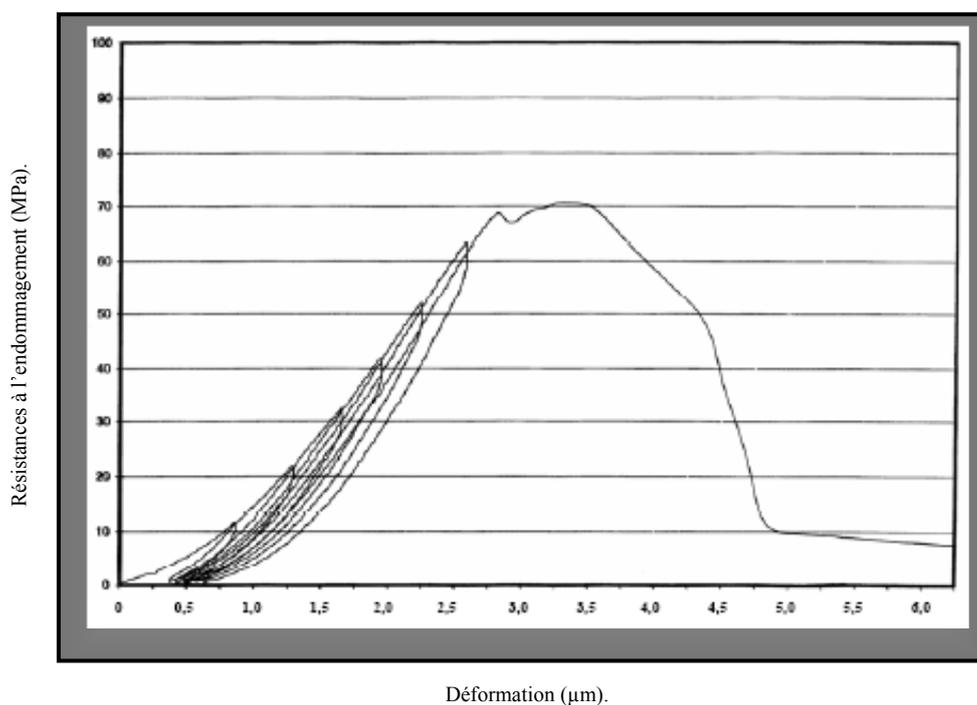


Fig. IX-15 – Évolution des résistances à l'endommagement du béton de pouzzolane après 3 mois de durcissement en fonction des déformations.

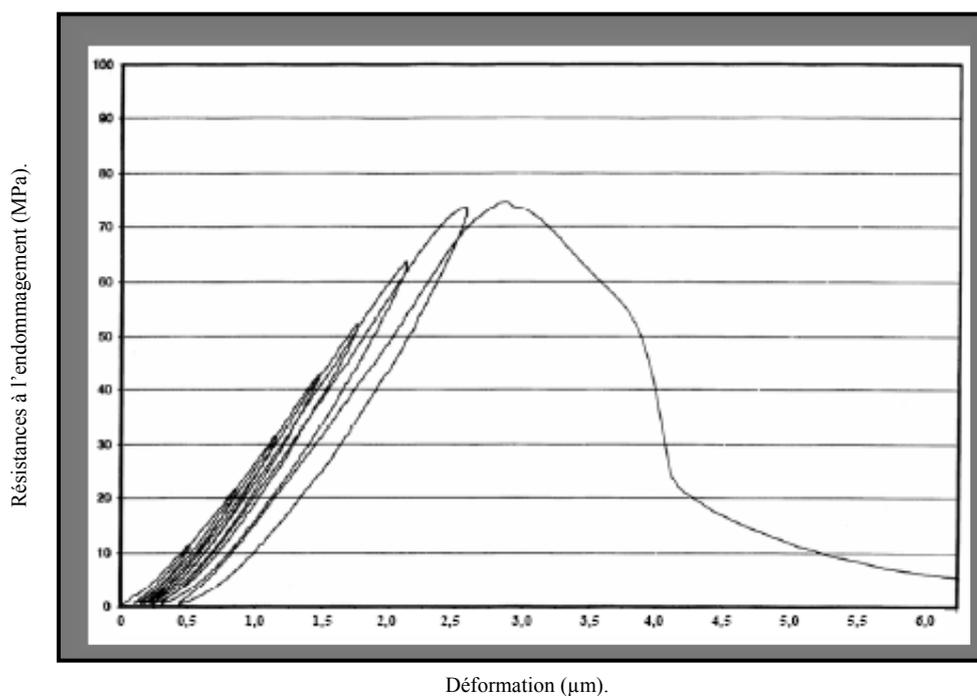


Fig. IX-16 – Évolution des résistances à l'endommagement du béton de calcaire après 3 mois de durcissement en fonction des déformations.

Le tableau 9-2 illustre l'influence des ajouts cimentaires sur le degré de réversibilité des bétons. Le plus faible degré de réversibilité est enregistré par le béton de référence, le plus élevé est celui de béton avec la pouzzolane, alors que ceux du béton de laitier et de calcaire sont identiques.

Tableau 9-2
Degré de réversibilité des bétons après 3 mois de durcissement.

Bétons	R_m^i
Béton de Référence	1,17
Béton de Laitier	1,20
Béton de Pouzzolane	1,32
Béton de Calcaire	1,20

L'existence de cycles d'hystérésis durant les trajets de déchargement-chargement témoigne de la viscosité du matériau ; elle résulte notamment des mouvements de l'eau dans la structure poreuse de la pâte de ciment hydratée [151].

5. CARACTÉRISTIQUES ÉLASTIQUES DES BÉTONS DURCIS

5.1 CONTRAINTE – DÉFORMATION

Les courbes contrainte-déformation obtenues (figures IX-17 – IX-18 – IX-19 et IX-20), permettent de déterminer les contraintes de rupture, les déformations et le module d'élasticité statique.

Concernant la ductilité des bétons aux ajouts, nous avons remarqué une amélioration par rapport au béton de référence dont la déformation est 2,75 ‰. Pour le béton avec ajout de pouzzolane nous avons obtenu une déformation maximale de 3,0 ‰ et pour le béton au laitier 2,9 ‰. La plus petite déformation (2,8 ‰) a été enregistrée pour le béton aux fines calcaires.

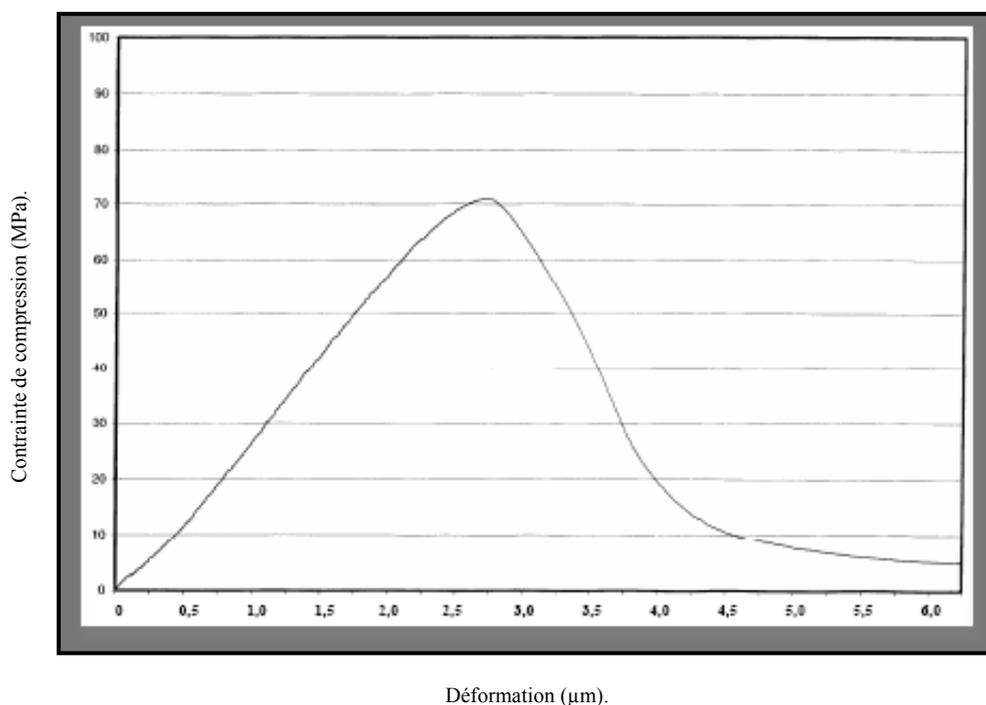


Fig. IX-17 – Évolution de la courbe contrainte - déformation du béton de référence après 12 mois de durcissement.

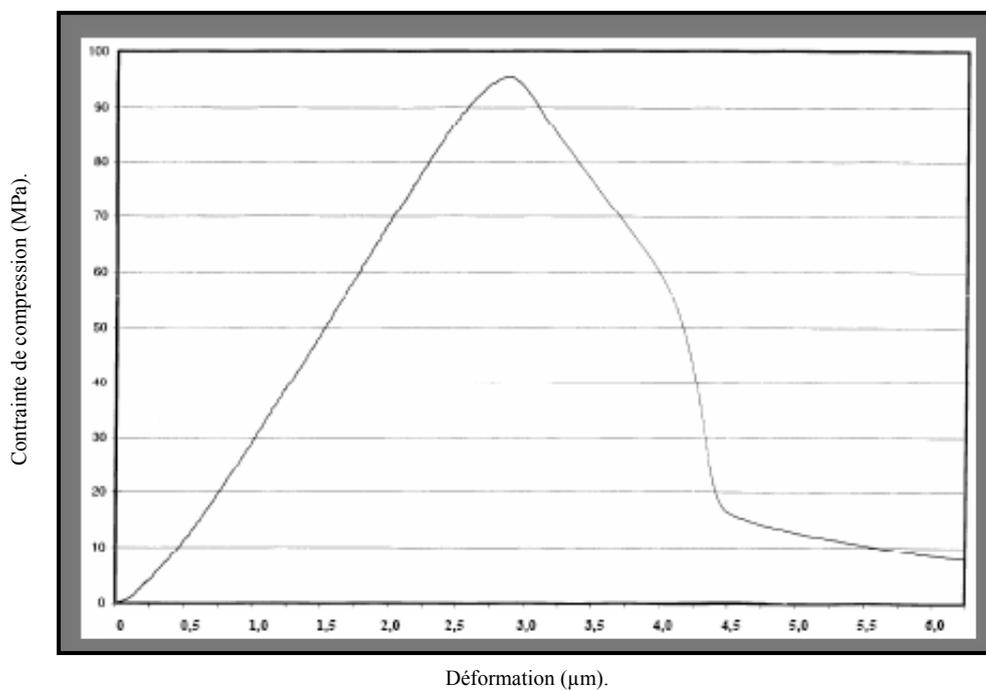


Fig. IX-18 – Évolution de la courbe contrainte - déformation du béton de laitier après 12 mois durcissement.

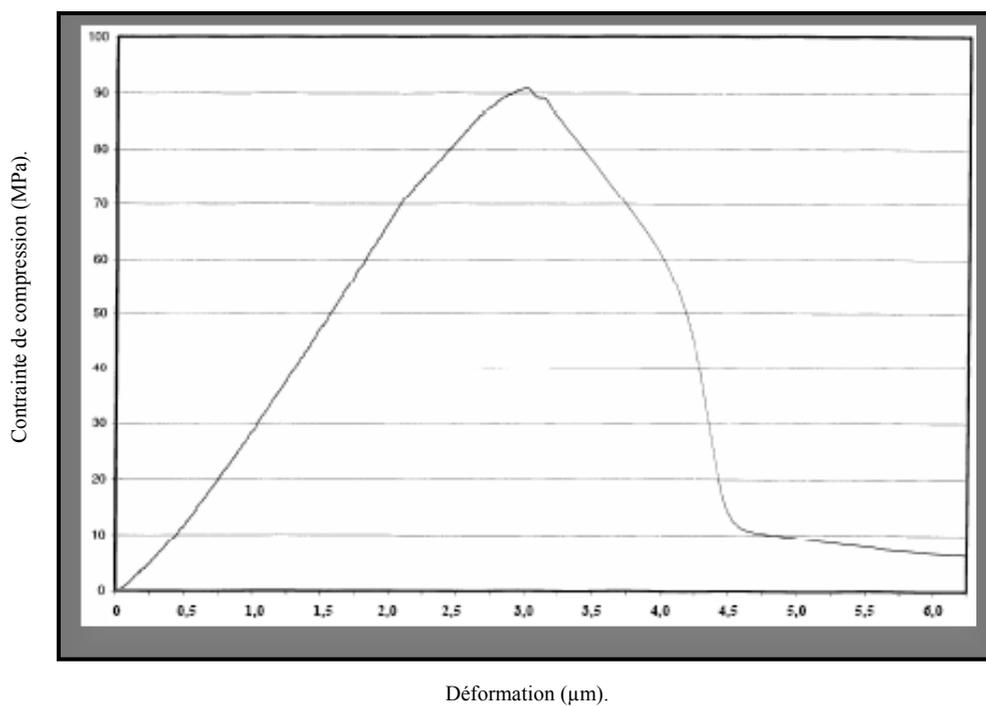


Fig. IX-19 – Évolution de la courbe contrainte - déformation du béton de pouzzolane après 12 mois de durcissement.

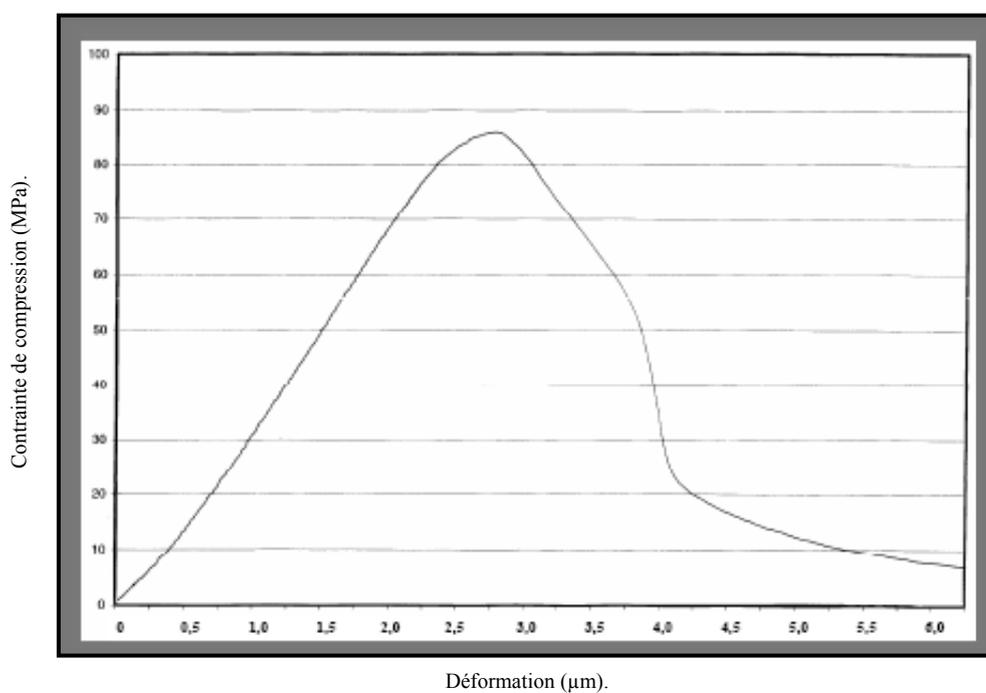


Fig. IX-20 – Évolution de la courbe contrainte - déformation du béton de calcaire après 12 mois de durcissement.

Le module tangent reste peu précis, étant donné les incertitudes existantes sur la détermination de la tangente à une courbe en un point. Le module sécant, plus précis, et déterminé en reliant l'origine au point correspondant à 30% de la contrainte de rupture est plus souvent utilisé dans les règlements. C'est ce module que nous avons retenu. Pour les bétons avec ajouts cimentaires il est égal à 50 GPa et pour le béton de référence 47 GPa.

5.2 COEFFICIENT DE POISSON

En compression uni axiale traditionnelle, ce coefficient est constant jusqu'à 30% environ de la contrainte de rupture valeur à partir de laquelle, le matériau subit une consolidation progressive par fermeture des pores. Il augmente ensuite progressivement puis très rapidement à partir de 70% environ de la charge de rupture pour devenir supérieur à 0,5. Cela est dû à la généralisation de la microfissuration et à sa transformation en fissuration. On passe donc d'un coefficient de Poisson vrai à un coefficient de Poisson « apparent » à partir d'un certain stade de développement de la microfissuration.

Les essais ont été effectués sur des éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 14 cm), le montage est réalisé en quart de pont, à deux jauges positionnées dans la direction des déformations longitudinale et transversale (fig. IX-21).

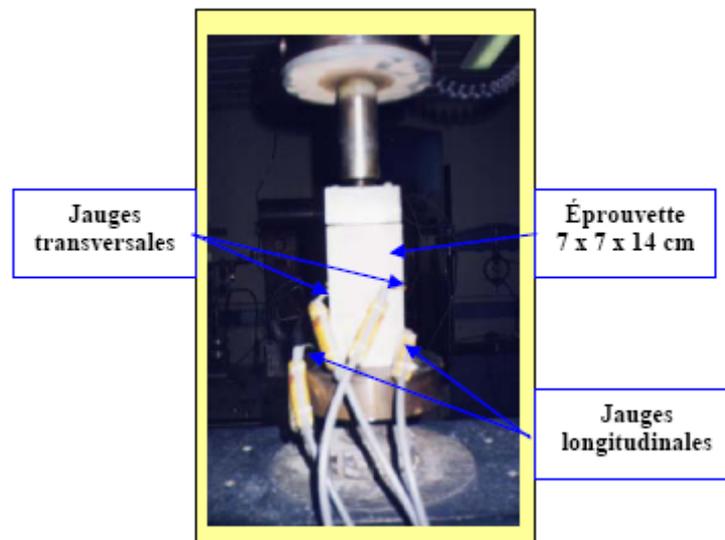


Fig. IX-21 – Montage de l'essai de mesure des déformations transversales et longitudinales.

Les déformations longitudinales et transversales sont mesurées à l'aide de 4 jauges collées sur l'éprouvette : 2 jauges longitudinales disposées à 180° et 2 jauges transversales disposées à 180° au milieu de l'éprouvette. Les jauges utilisées sont du type KFG-30-120-C1-11 de longueur 30 mm et de résistance 119,8 Ω .

Afin d'assurer une application parfaite des efforts de la machine sur l'éprouvette, des conditions aux limites de type appui fixe (en bas) et appui à rotule (en haut) sont utilisées pour toutes les éprouvettes. La vitesse de montée en charge et la vitesse de descente sont identiques et égales à 0,5 MPa/s. Pour un nombre de cycles égal à 10, la charge appliquée est égale à 0,30 de la charge ultime.

Pour l'acquisition des données, nous avons utilisé le matériel suivant :

- Carte d'interface S-Net.
- Boîtier d'acquisition SI 35951B Solartron.
- Voltage résistance PRT/RTD strain 10 voies de mesure reliées à un PC.
- Logiciel Implog de Solartron mobrey.

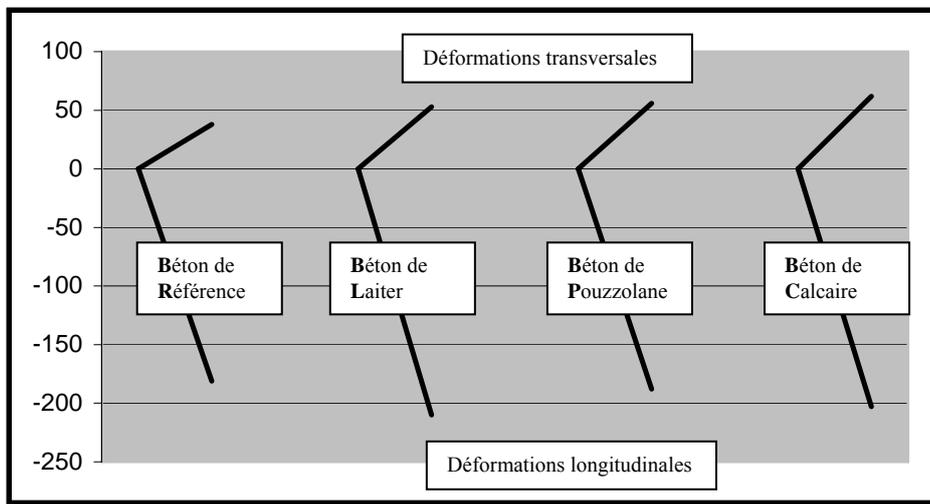


Fig. IX-22 – Évolution des déformations longitudinales et transversales des différents bétons.

La figure IX-22 illustre l'évolution des déformations longitudinale et transversale des différents bétons. Nous notons une augmentation des déformations longitudinales et transversales plus forte pour les bétons avec ajouts par rapport à celles obtenues avec le béton de référence, ce qui implique que les BHP élaborés sont assez déformables, et donc moins rigides que le béton de référence.

Le tableau 9-3 illustre l'influence des ajouts cimentaires sur le coefficient de Poisson et le module dynamique des bétons. On note que, le coefficient de Poisson pour le béton de calcaire et de pouzzolane est le plus élevé et celui de laitier est assez faible, malgré de plus grandes résistances mécaniques. Par contre, le coefficient de Poisson pour le béton de référence a une valeur intermédiaire.

Tableau 9-3
Coefficient de Poisson des bétons
après 3 mois de durcissement.

Bétons	Coeff. Poisson
Béton de Référence	0,21
Béton de Laitier	0,25
Béton de Pouzzolane	0,29
Béton de Calcaire	0,30

5.3 MODULE D'ÉLASTICITÉ DYNAMIQUE

Le module d'élasticité dynamique (E_{dyn}), pour les différents types de béton est calculé à partir de la vitesse longitudinale de propagation du son dans le béton et de la masse volumique obtenues dans le paragraphe 3 et le coefficient de Poisson, par la relation suivante :

$$E_{dyn} = \rho v^2 \frac{(1 + \nu) X (1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad (IX-4)$$

où :

ρ : masse volumique du béton en Kg/m³.

ν : coefficient de Poisson.

v : vitesse de propagation du son dans le béton en m/sec.

Tableau 9-4
Module d'élasticité dynamique des bétons
après 3 mois de durcissement.

Bétons	E_d (GPa)
Béton de Référence	41,6
Béton de Laitier	44,3
Béton de Pouzzolane	41,6
Béton de Calcaire	38,9

On note, que le module d'élasticité dynamique pour tous les bétons il est inférieur à leur module d'élasticité statique (50 GPa pour les bétons avec ajouts cimentaires et 47 GPa pour le béton de référence).

En conclusion, les lois régissant le comportement des bétons ordinaires ne semblent pas applicables intégralement pour caractériser les bétons de hautes performances, du moins ceux élaborés dans le cadre de cette recherche.

5.4 RETRAIT

Les essais de retrait ont été réalisés sur des éprouvettes (7 x 7 x 28 cm) démoulées à 24 heures, ayant séchées dans une salle à hygrométrie (50 ± 10 %) et température (20 ± 1 °C) contrôlées (fig. IX-23).



Fig. IX-23 – Essai de retrait.

Le retrait total des bétons avec ajouts cimentaires, mesuré sur éprouvettes 7 x 7 x 28 cm, est plus faible que celui mesuré sur celles de béton de référence (fig. IX-24). Cependant, le béton avec ajout de calcaire se comporte mieux. Ce fait, est du en particulier à la grande finesse de cet ajout, qui avantage la densification dès les premières échéances et diminue par conséquent le retrait.

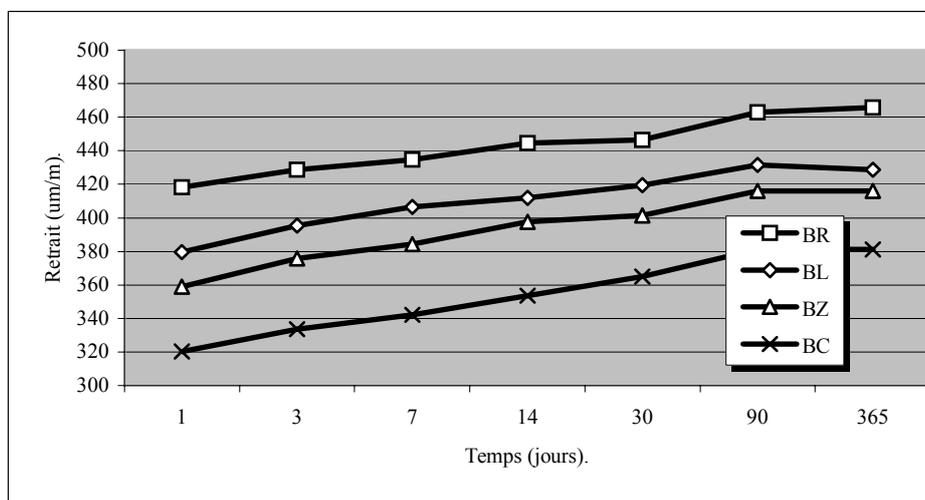


Fig. IX-24 – Évolution des retraits des différents bétons.

La figure IX-25 représente l'évolution des pertes de masses pour les différents bétons. On note une perte de masse assez importante pour le béton de référence comparée à celles des bétons avec ajouts cimentaires, dont les valeurs des pertes de masses sont très voisines.

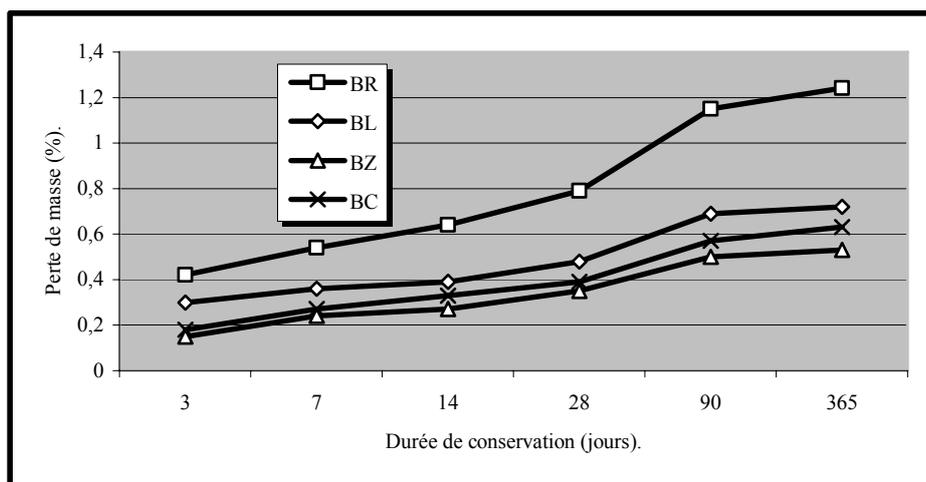


Fig. IX-25 – Évolution de la perte de masse des différents bétons.

5.5 FLUAGE

Au bout de 24 heures, les éprouvettes sont démoulées et entreposées dans des conditions de conservation humide normalisée (20°C, 95% HR) jusqu'à 7 jours. Après mûrissement humide elles sont fixées sur des bâtis hydrauliques et placées à l'air sec (20°C, 50% HR).



Fig. IX-26 – Essai de fluage.

L'application, à l'instant ($t_0 = 7j$), d'une contrainte σ_0 échelon de 40% de la contrainte de rupture instantanée σ_r , entraîne une déformation instantanée $\varepsilon(t_0)$ suivie d'une déformation différée $\varepsilon(t) - \varepsilon(t_0)$ (retrait déduit ; coordonnées arithmétiques). Après trois mois de fluage depuis (t_0) on procède à l'instant ($t_1 = 3$ mois) à une décharge (fig.IX-26).

La figure IX-27 présente l'évolution du fluage des différents bétons ; on note un fluage qui est dû, à la fois à la réduction de l'intensité du séchage (parce qu'il y a beaucoup moins d'eau évaporable) et à l'augmentation de la résistance en traction des bétons avec ajouts cimentaires.

On constate toutefois que la vitesse de déformation diminue avec la durée de conservation : le fluage est ralenti. Le comportement du béton est donc ici intermédiaire entre le comportement purement élastique (où le fluage est nul) et le comportement purement visqueux (où il se ferait à vitesse constante). De ce fait, le béton est considéré comme un matériau viscoélastique.

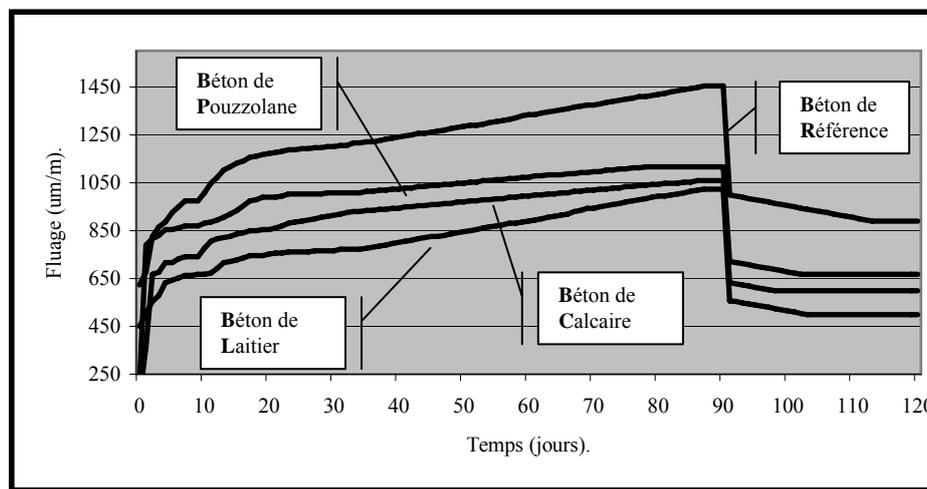


Fig. IX-27 – Évolution du fluage des différents bétons.

Une part de la diminution du fluage est observée à l'instant même de la décharge (recouvrance instantanée). Son amplitude en général est moindre que la déformation instantanée obtenue au chargement (influence du vieillissement du béton sur la réponse instantanée). La recouvrance instantanée est suivie d'une recouvrance différée.

6. CONCLUSION

Grâce à l'ajout des ultrafines et l'utilisation de superplastifiant, nous avons obtenu des bétons de bonne ouvrabilité et de résistance en compression à 12 mois égale à 100 MPa.

L'influence des ajouts cimentaires dépend en outre des conditions d'essai mais aussi, bien sûr, de leur granulométrie et de leur pouzzolanicité.

L'ajout d'ultrafines a entraîné une amélioration relative des performances :

- La mouture élevée des ajouts cimentaires, conjuguée à leur interaction avec la portlandite (dans le cas du laitier et de la pouzzolane) a favorisé l'accroissement de la compacité des bétons, phénomène visualisé par l'augmentation de la vitesse de propagation. Ce qui explique l'augmentation de leurs masses volumiques par rapport au béton de référence.
- L'adhérence pâte-granulats est améliorée dans les bétons avec ajout, ce qui se traduit par un accroissement de la résistance à la flexion.
- Quand à l'action de sollicitations répétées, elle entraîne une consolidation des bétons.
- Le module d'élasticité statique des bétons avec ajouts est assez élevé (50 GPa), et si on se réfère aux essais d'endommagement, on constate un degré de réversibilité plus élevé : les bétons avec ajouts sont déformables et donc moins fragiles (ceci n'empêche pas que les BHP sont fragile).
- Les bétons avec ajouts cimentaires présentent des déformations aux retraits et un fluage plus faibles par comparaison avec le béton de référence.

DURABILITÉ DES BHP AVEC AJOUTS CIMENTAIRES LOCAUX

1. GÉNÉRALITÉS

Les essais que nous entreprenons dans cette partie, consistent à suivre le comportement à long terme des différentes compositions de béton, conservés dans des milieux plus ou moins agressifs (eau de mer, eau séléniteuse) ou soumis à des cycles air / eau.

Nous tenons à rappeler, que précédemment des tests préliminaires sur la résistance chimique de ces types de bétons, composés de matériaux locaux ont été réalisés au niveau des laboratoires Algériens (précédemment cités). Nous avons confectionné 288 éprouvettes cylindriques (16 x 32 cm).

Dans ce chapitre, nous nous limitons aux résultats des travaux réalisés au Laboratoire des Matériaux (LM) du Groupe de Recherche en Génie Civil (GRGC) de l'Institut National des Sciences Appliquées de Rennes (INSA-Rennes).

Les différents échantillons préparés, sont conservés en salle humide (20°C, 95% HR) pendant 24 h. Ils sont ensuite mis dans différents bains de conservation. La durée de conservation a été fixée à 7 j, 28 j, 3 mois et 1 an.

La durabilité des bétons dans les différents milieux est quantifiée par l'évolution de la résistance mécanique. Les essais sont réalisés sur 144 éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 14 cm) au moyen d'une presse hydraulique asservie (MOHR & FEDERHAFF Germany, de capacité 600 kN).

L'évolution des différentes phases cristallines présentes dans le béton ou nouvellement formées dans les différents milieux est suivie par diffraction X. Le diffractomètre utilisé est de type Philips PW3710 (fig. X-1), avec une anticathode au Cuivre et un filtre au Nickel, l'enregistrement est de type pas à pas.

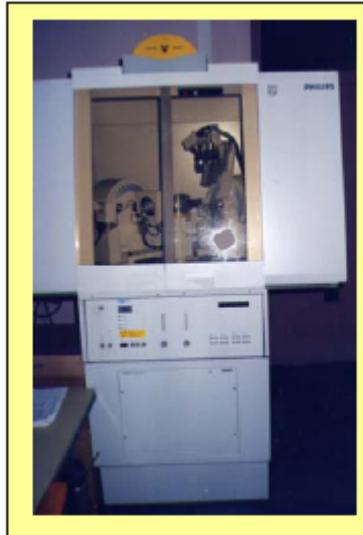


Fig. X-1 – Diffractomètre Philips (PW3710).

Les analyses diffractométriques sont effectuées sur poudre. Pour éviter toute ségrégation, les échantillons sont totalement réduits en poudre passant au tamis de 80 μ m.

Pour confirmer les résultats obtenus par l'essai de DRX, nous avons procédé à des observations au microscope. L'appareil utilisé est un microscope électronique à balayage de marque Jeol (conventionnel JSM 6400), destiné à l'observation d'échantillons secs et conducteurs et à l'analyse par un spectromètre de dispersion d'énergie OXFORD Link Isis et couplé à une microanalyse (fig. X-2).

Les échantillons après fractionnement, sont collés sur des portoirs de plaque d'argent conductrice, puis métallisés par pulvérisation cathodique et recouverts d'une couche d'or de 20 à 30 μ m pour l'observation en électrons secondaires, la tension d'accélération du faisceau est de 15 KV.



Fig. X-2 – Microscope électronique à balayage Jeol (JSM 6400).

2. ÉVOLUTION DES RÉSISTANCES MÉCANIQUES

L'expression *durabilité du béton* est généralement utilisée pour caractériser de façon générale la résistance d'un béton face à l'attaque d'un agent agressif physique ou chimique. La nature, l'intensité et les mécanismes concernés dans chacun des cas et les différents impacts peuvent varier considérablement. C'est pourquoi il vaut mieux parler des durabilités du béton plutôt que de la durabilité du béton [78].

L'évolution des résistances mécaniques des éprouvettes de béton conservées dans les différents milieux suivie pendant un an, est représentée sur les figures X-3 (éprouvettes ayant subi les cycles immersion dans l'eau / air), X-4 (éprouvettes immergées dans l'eau de mer) et X-5 (éprouvettes immergées dans l'eau séléniteuse).

Comme précédemment, la légende suivante a été adoptée :

- **BR** : béton de référence.
- **BL** : béton de laitier.
- **BZ** : béton de pouzzolane.
- **BC** : béton de calcaire.

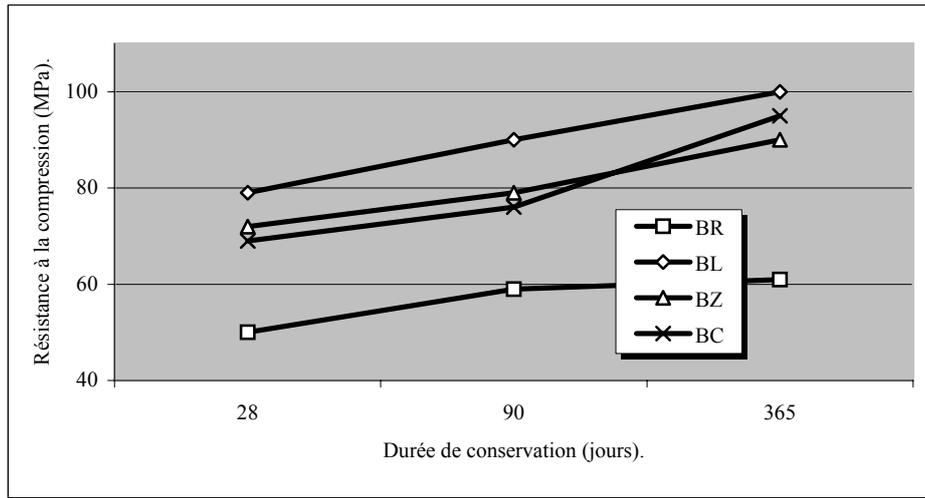


Fig. X-3 – Évolution des résistances à la compression en fonction de la durée de conservation pour les éprouvettes soumises aux cycles Air/Eau.

On note que les résistances en compression de tous les bétons avec ajouts cimentaires et quel que soit le mode de conservation, sont toutes supérieures au béton de référence. Nous avons donc affaire à des bétons de hautes performances. Cette qualité n'est en rien affectée par le milieu environnant.

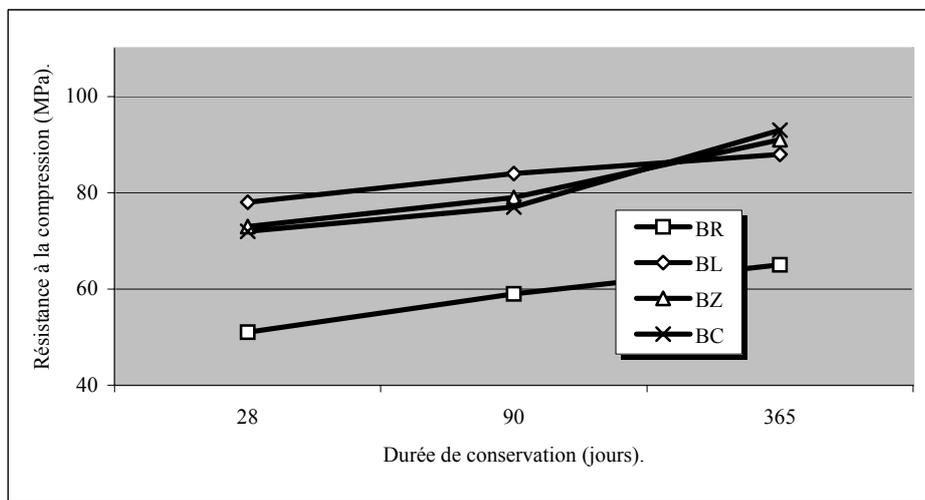


Fig. X-4 – Évolution des résistances à la compression en fonction de la durée de conservation pour les éprouvettes conservées dans l'eau de mer.

Globalement, les résistances en compression les plus élevées sont celles des bétons avec ajout de laitier. En ce qui concerne les milieux de conservation, l'eau de mer s'avère le milieu le plus agressif : les résistances mécaniques des éprouvettes des bétons conservées dans ce milieu sont les plus faibles.

En général, il faut retenir qu'après 12 mois de conservation dans des milieux contenant 3% de NaCl, il y a très peu d'interaction entre les ions chlore et les produits d'hydratation du ciment de rapport eau / liant faible ($E/L \leq 0,30$). Les ions chlore restent cependant mobiles, mais ils ne réagissent que très peu avec les aluminates du ciment pour former des chloroaluminates.

Le carbonate de calcium, est un sel qui a deux propriétés, à savoir : il est basique par CO_3^{2-} et il donne un sel mixte peu soluble avec l'aluminate [152]. Selon J.P. OLLIVIER [153], il existe des forces de type chimique qui s'ajoutent à celles de Van der Waals pour assurer la cohésion entre la pâte de ciment et les granulats calcaires. Ce qui explique l'augmentation de la résistance mécanique du calcaire en fonction du temps de conservation, laquelle dépasse même celle des bétons de pouzzolane.

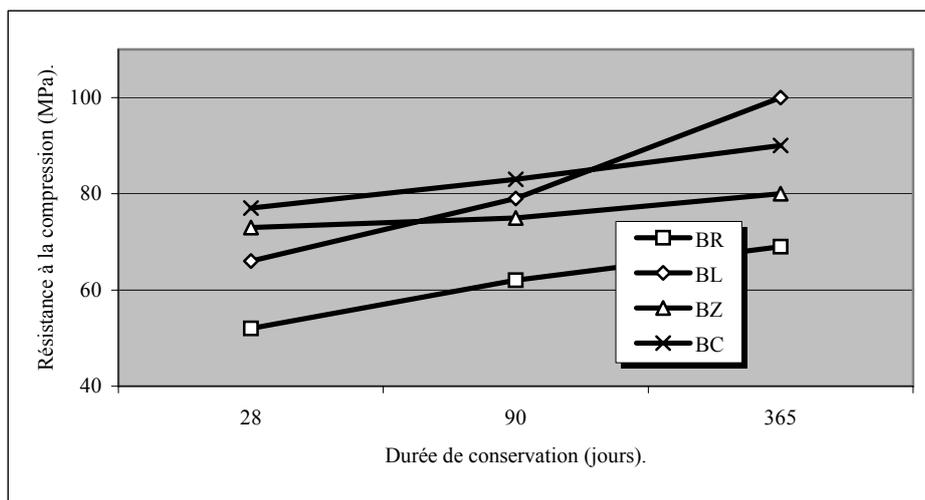


Fig. X-5 – Évolution des résistances à la compression en fonction de la durée de conservation pour les éprouvettes conservées dans l'eau séléniteuse.

3. FORMATIONS SUPERFICIELLES

Les éprouvettes conservées dans les différents milieux pendant un an, sont ensuite cassées et leur surface au contact du milieu de conservation est observée au MEB. Les formes cristallines observées sont soumises à la micro analyse (fig. X-11) et les phases cristallines sont déterminées par diffraction X (fig. X-6). Les quelques fissures observées sur certaines photos MEB résultent de la préparation des échantillons.

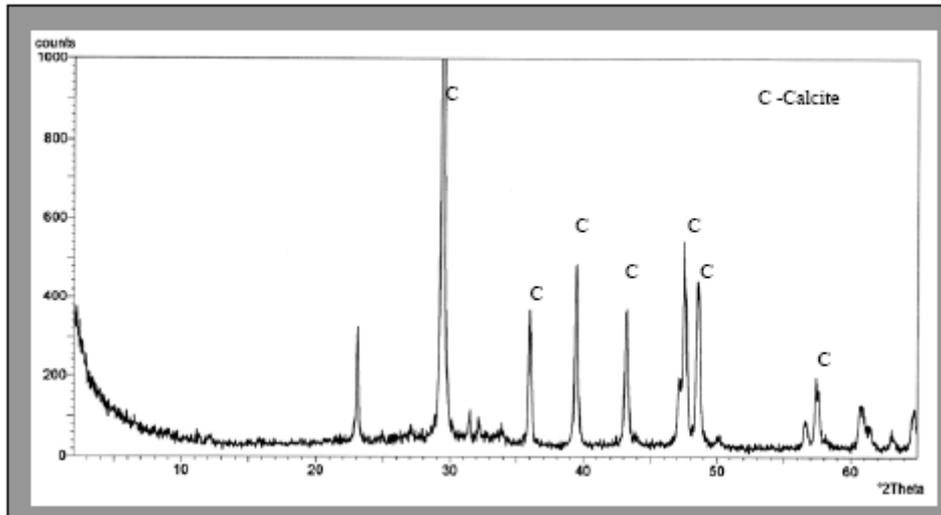


Fig. X-6 – Radiogramme de calcite observée sur la surface des différents bétons.

Pour les éprouvettes ayant subi des cycles air / eau la portlandite s'est carbonatée (fig. X-11a), et se présente sous une forme anguleuse (fig. X-7), la taille des cristaux est assez petite pour le béton de référence comparé aux bétons de laitier et pouzzolane. Dans le béton de calcaire les cristaux de portlandite sont nettement séparés les uns des autres.

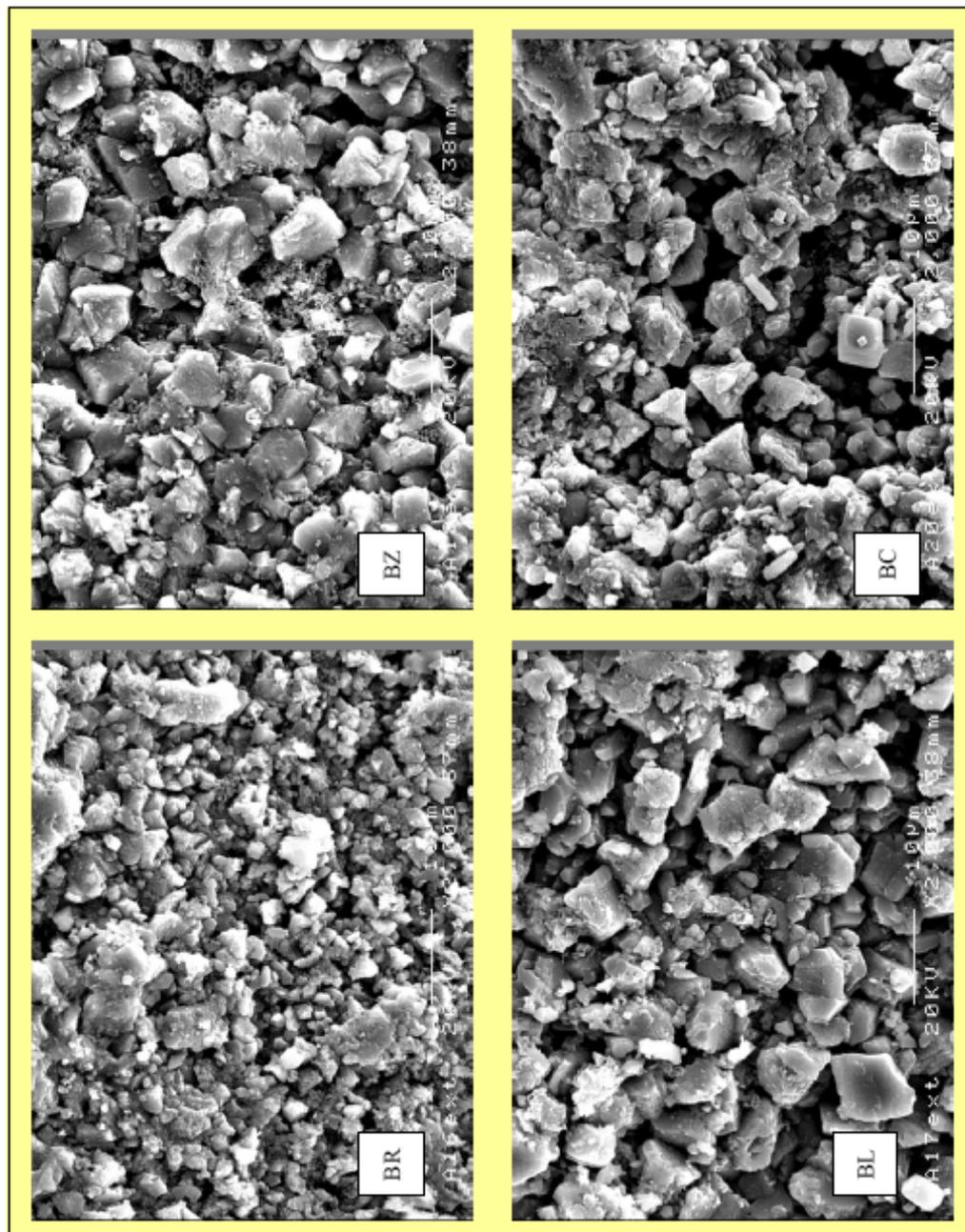


Fig. X-7 – Observation au MEB de la surface des éprouvettes de béton soumises aux cycles Air/Eau.

La figure X-8 présente les observations des surfaces des éprouvettes de bétons conservées dans l'eau courante, les cristaux de portlandite sont bien formés avec des tailles qui dépassent les 10 μm , sauf pour le cas de béton de laitier où les dimensions sont plus petites. On peut observer quelques figures de dissolution sur les gros cristaux.

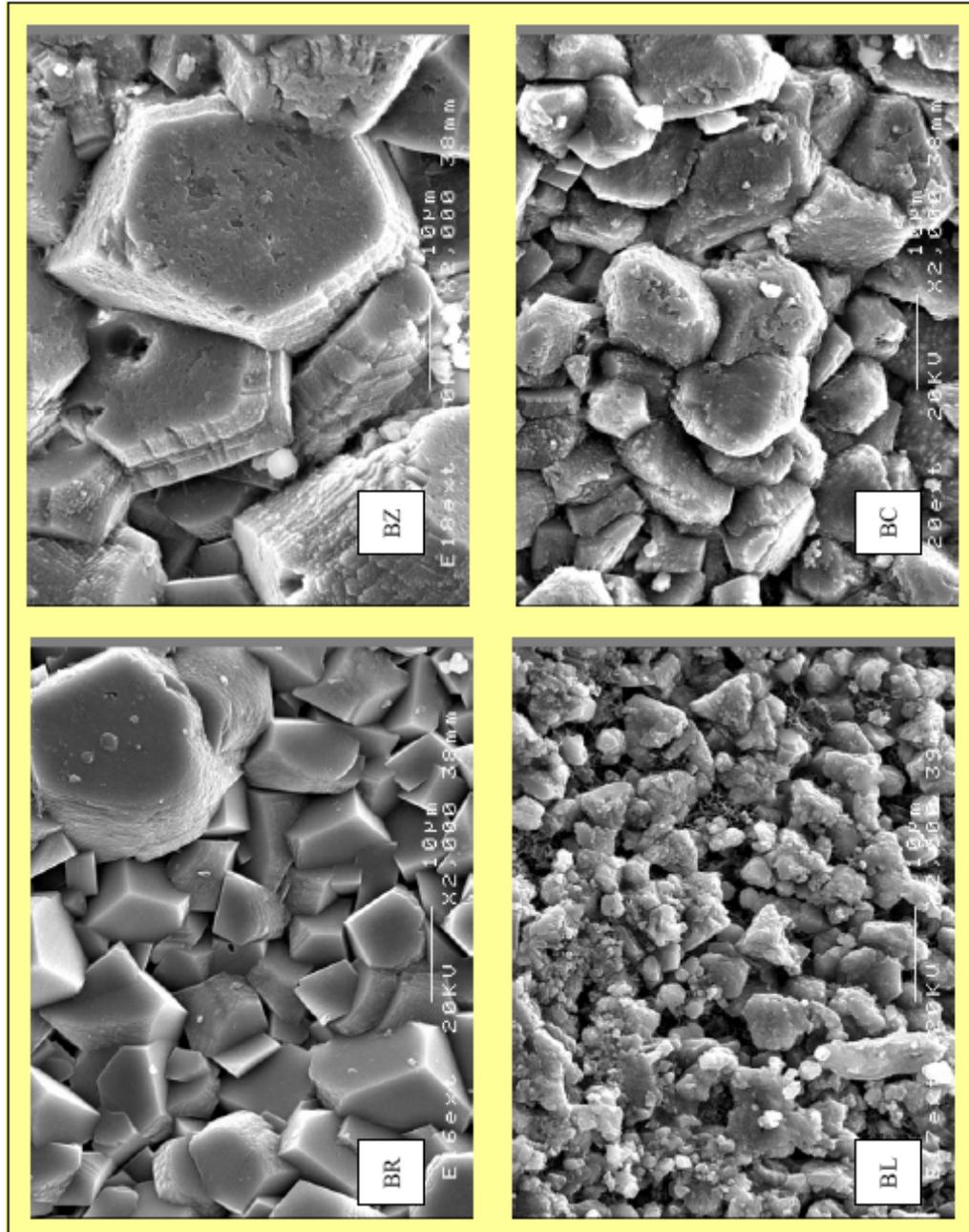


Fig. X-8 – Observation au MEB de la surface des éprouvettes de béton conservées dans l'eau courante.

Par contre, dans le cas des éprouvettes conservées dans l'eau de mer (fig. X-9), la portlandite s'est carbonatée comme avec l'eau courante mais la taille est plus réduite sauf pour le cas de béton de référence où la surface est assez dégradée (fig. X-11b) laissant apparaître une partie des CSH.

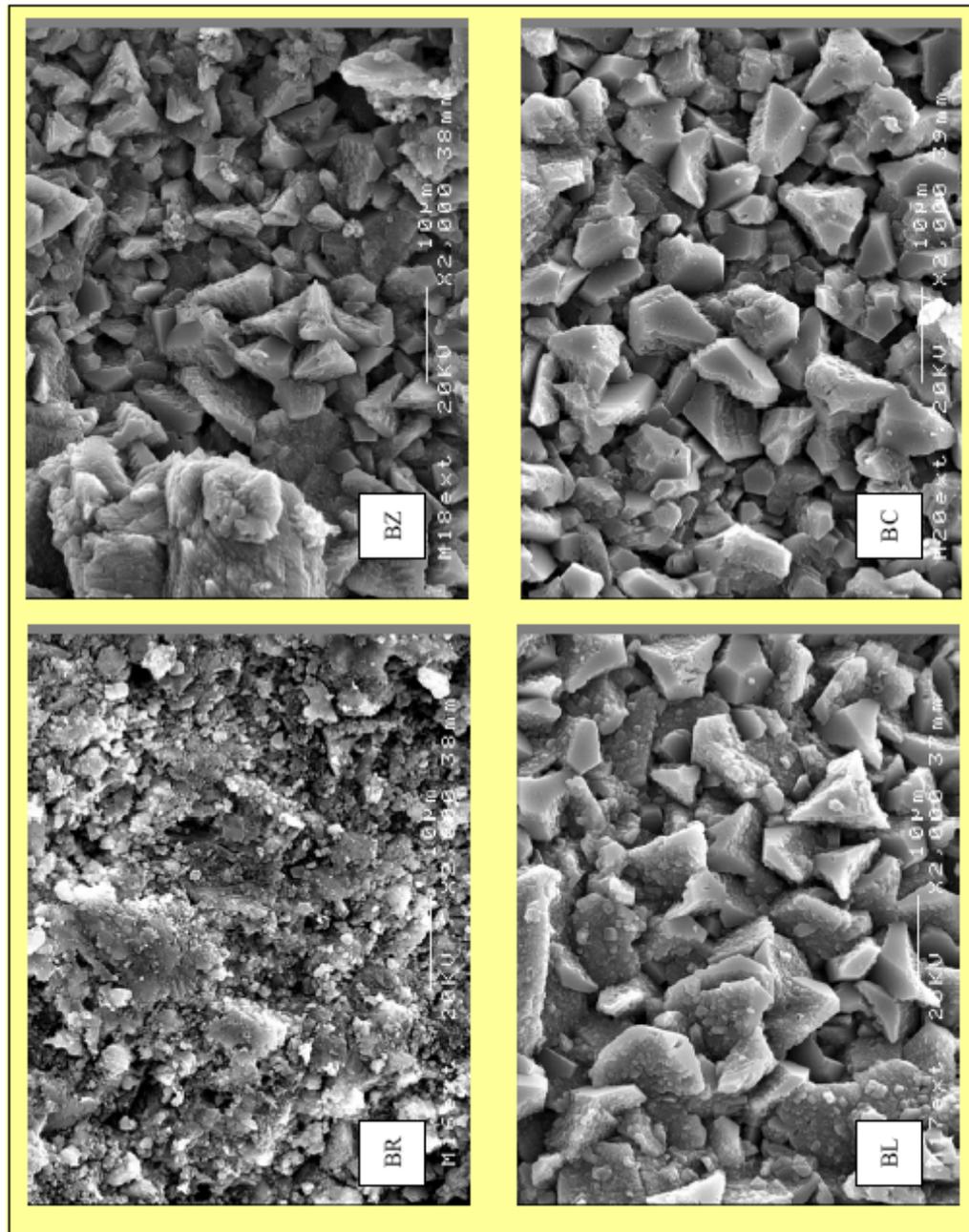


Fig. X-9 – Observation au MEB de la surface des éprouvettes de béton conservées dans l'eau de mer.

Pour des éprouvettes conservées dans l'eau séléniteuse on observe un important dépôt d'aiguilles de gypse (fig. X-10 et X-11c), qui couvre pratiquement toute la surface des bétons de référence et celle du béton de pouzzolane, alors que les surfaces des bétons de laitier et de calcaire sont saines (fig. X-10 et X-11d).

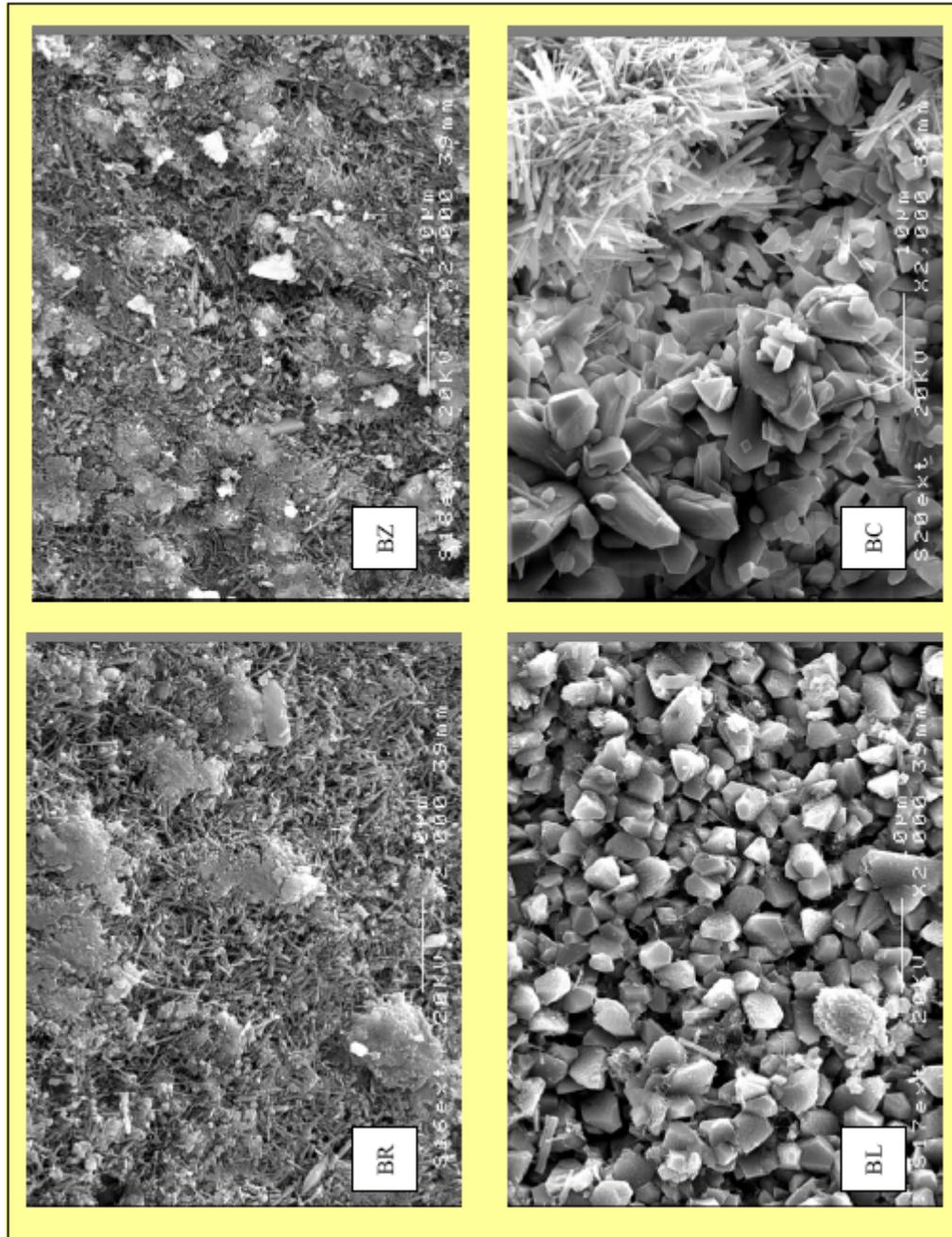


Fig. X-10 – Observation au MEB de la surface des éprouvettes de béton conservées dans l'eau séléniteuse.

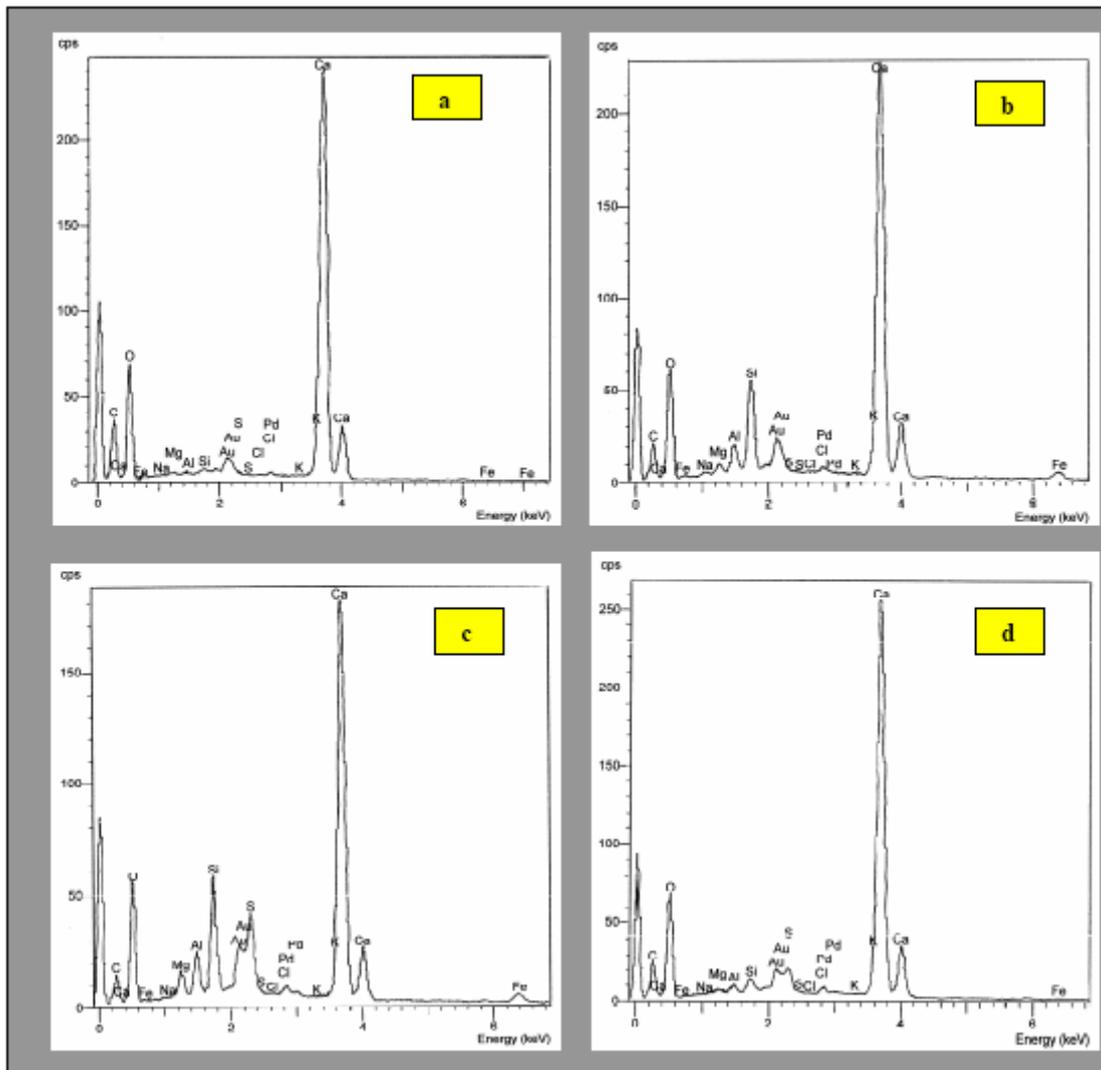


Fig. X-11 – Microanalyse des formations sur la surface des éprouvettes de béton.

Moyennant un certain nombre de précautions et en particulier un nombre de mesures important lié à la présence du sable, la mesure de la micro dureté Vickers a été réalisée sur la surface des éprouvettes. L'essai consiste à faire pénétrer une pyramide de diamant dans la surface de l'échantillon à examiner, en appliquant une charge déterminée.

L'appareil utilisé, est un Microduremètre Leitz (fig. X-12). Il comprend un pénétrateur en diamant de type Vickers, ayant la forme d'une pyramide à base carrée. L'angle au sommet « α » de deux faces opposées de la pyramide est de 136° . Ce pénétrateur est solidaire d'un dispositif mécanique qui lui permet de descendre, au contact de la surface parfaitement plane de l'échantillon, en un temps déterminé. On peut appliquer sur le pénétrateur des charges d'essais variant entre 15 g et 2 kg.

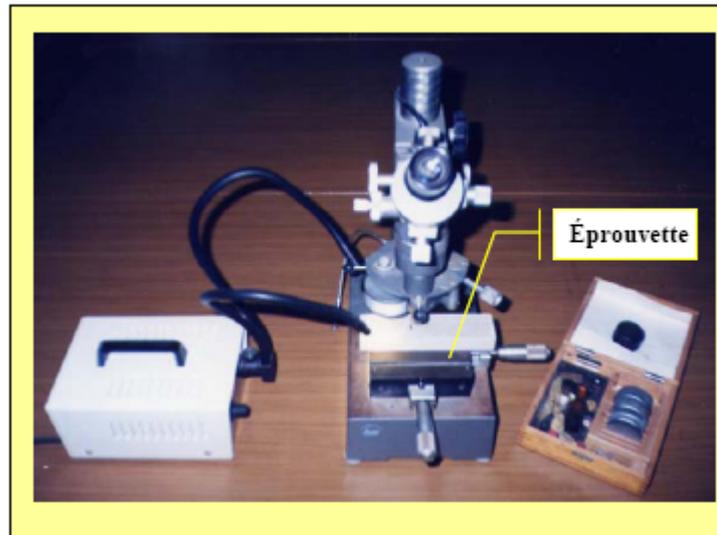


Fig. X-12 –Microduremètre Leitz.

L'empreinte ainsi obtenue, est généralement carrée et l'on mesure sa diagonale « d » à l'aide d'un dispositif optique incorporé à l'appareil, permettant une lecture à 0,5 micron près. La dureté Vickers « Dv » est définie comme étant le rapport de la charge appliquée « P » à la surface de l'empreinte en creux :

$$Dv = \frac{2P \sin \frac{\alpha}{2}}{d^2} \quad (X.1)$$

soit avec P en grammes, d en microns et Dv en kg/mm^2 .

La micro dureté Vickers nous a permis de quantifier la dégradation superficielle des différents bétons conservés pendant un an dans les bains. Elle est comparée au béton ayant subi les cycles air / eau. Ces micro duretés sont mesurées directement sur la surface exposée en évitant de prendre la surface supérieure lors du moulage des éprouvettes, les résultats sont illustrés (fig. X-13).

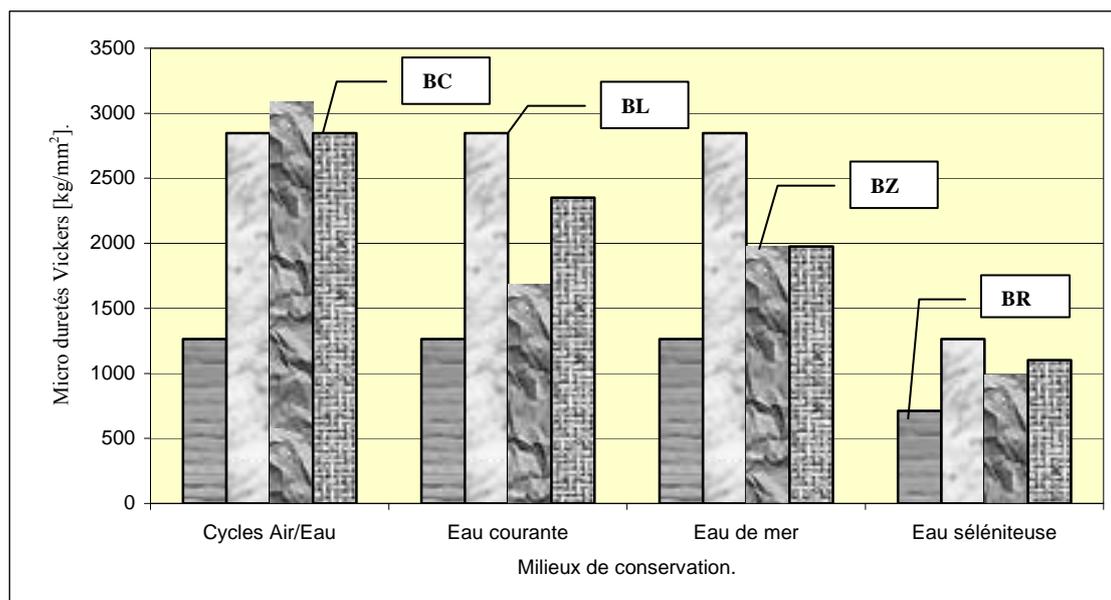


Fig. X-13 – Évolution des micro duretés Vickers après un an de conservation dans les différents milieux.

Les micro duretés Vickers sont plus grandes pour les bétons avec ajouts par rapport au béton de référence. Les éprouvettes ayant été conservées dans l'eau de mer ont les micro duretés les plus faibles. Les cycles Air/Eau conduisent aux valeurs les plus grandes.

Les observations MEB mettent en évidence soit les dégradations de la surface par passage de certains éléments vers la solution soit des cristallisations de nouvelles phases. Les cristaux nouvellement formés sont, dans certains cas de la calcite par carbonatation de la portlandite et dans d'autres cas du gypse par sulfatation de la portlandite avec les ions sulfates des eaux séléniteuses.

La formation de calcite sur la surface des éprouvettes des bétons ayant subi des cycles Air/Eau est à l'origine des duretés Vickers plus élevées par rapport aux éprouvettes des bétons conservées dans l'eau séléniteuse, où un dépôt considérable des aiguilles de gypse (de dureté faible) est observé. Néanmoins, pour les quatre milieux, les éprouvettes des bétons de laitier présentent en général les duretés Vickers plus les élevées par rapport aux éprouvettes des bétons de référence.

4. MICROSTRUCTURE INTERNE

L'observation au MEB nous a permis d'examiner la microstructure des hydrates formés au sein des bétons au bout de 365 jours de durcissement. Une microstructure relativement améliorée dans les bétons avec ajouts a été remarquée avec des interfaces relativement plus densifiées et riches en CSH, caractéristiques des BHP.

Ces observations couplées à une micro analyse globale et focalisées sur les différentes formations cristallines, nous permettent de les distinguer entre elles (figure X-14) :

a - les CSH.

b - les composées de $C_xS_yA_vH_z$ sur les photos au MEB (*).

c - la portlandite $Ca(OH)_2$.

d - l'ettringite $C_3A.3CaSO_4.31H_2O$ sur les photos au MEB (E).

Les figures X-15 à X-18 illustrent la forme des différentes cristallisations observées au MEB. Pour le laitier et la pouzzolane les CSH se présentent sous forme d'amas hérissés ou dense lorsqu'ils sont mal cristallisés (ordre bidimensionnel de la maille élémentaire). La portlandite $Ca(OH)_2$ se présente sous forme lamellaire. Les baguettes ou fibres concentrées surtout dans les pores et composées de Ca, Si, Al et S, ce qui correspond bien à la composition chimique de l'ettringite (E), laquelle se présente sous forme d'aiguilles, très fines ou discrètes.

On peut noter aussi, qu'une quantité très importante d'oxygène est mesurée, ainsi que de carbone, les atomes proviennent de la calcite suite à la carbonatation des échantillons.

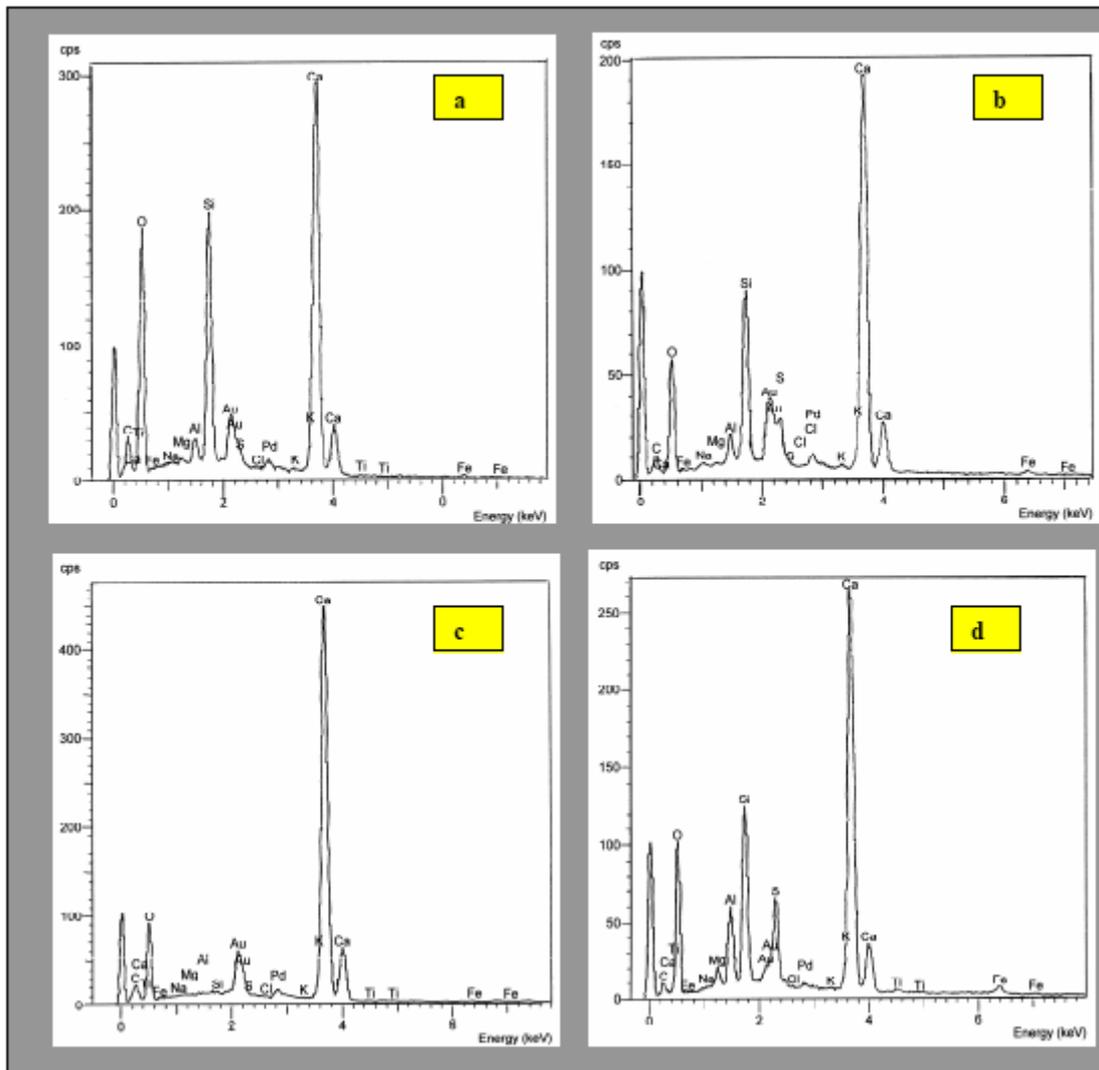


Fig. X-14 – Micro analyse sur les différentes formations.

Toutefois, on peut distinguer quelques plaquettes de chaux (du fait de l'insuffisance de la réaction pouzzolanique). Cependant, les dimensions de ces plaquettes sont moins grandes que dans le cas du béton de référence.

Aux différentes durées d'hydratation, les milieux de conservation agissent sur le filler calcaire, en donnant naissance à un "CSH" d'aspect très largement modifié. La présence d'aluminate, de carbonate ou de sulfates calciques est donc probable dans le gel qui a une formule chimique du type $C_xS_yA_vH_z$ d'où les ions SO_4^{2-} et CO_3^{2-} ne sont pas exclus [154].

On note que, dans tous les milieux de conservations les $C_xS_yA_vH_z$ formés se présentent sous forme lamellaire épaisse et empilée, une partie est remarquée sous forme globulaire dans l'eau séléniteuse. Ces formations sont désignées sur les photos MEB (*) et dont la micro analyse est illustrée sur la figure X-14.

Tableau 10-1
Composition chimique des différentes formations en (%).

Formations	Éléments en (%)					
	C	O	Al	Si	S	Ca
CSH	13,64	65,72	0,83	6,44	0,46	12,93
Ca(OH)₂	7,62	66,55	-	-	-	25,74
ettringite	6,02	62,72	3,17	6,32	3,13	16,57
$C_xS_yA_vH_z$	10,66	60,18	1,29	6,45	1,88	18,45

Le tableau 10-1 représente la composition des différentes formations déterminées par micro analyse.

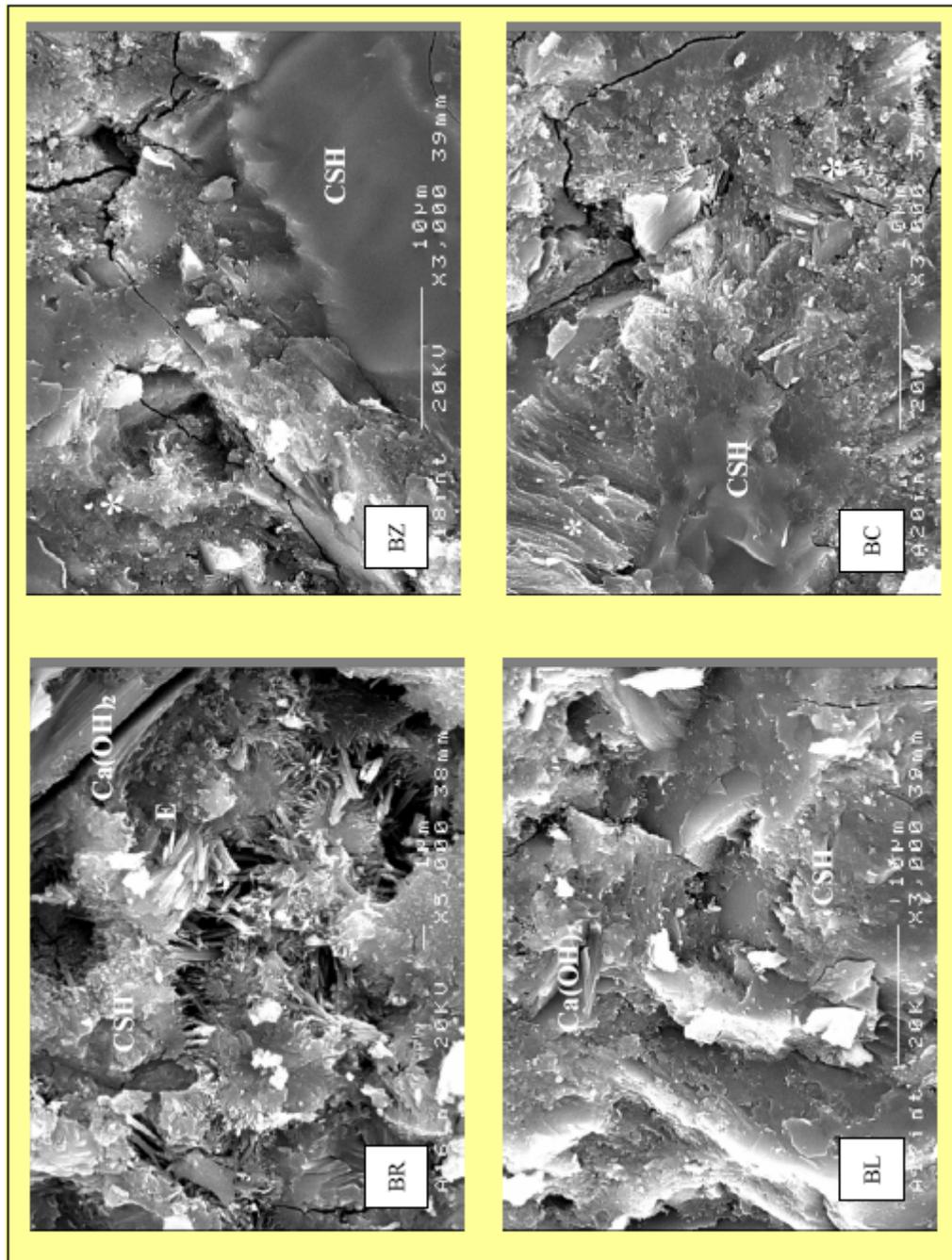


Fig. X-15 – Observation au MEB de la micro structure interne des éprouvettes de béton soumises aux cycles Air/Eau.

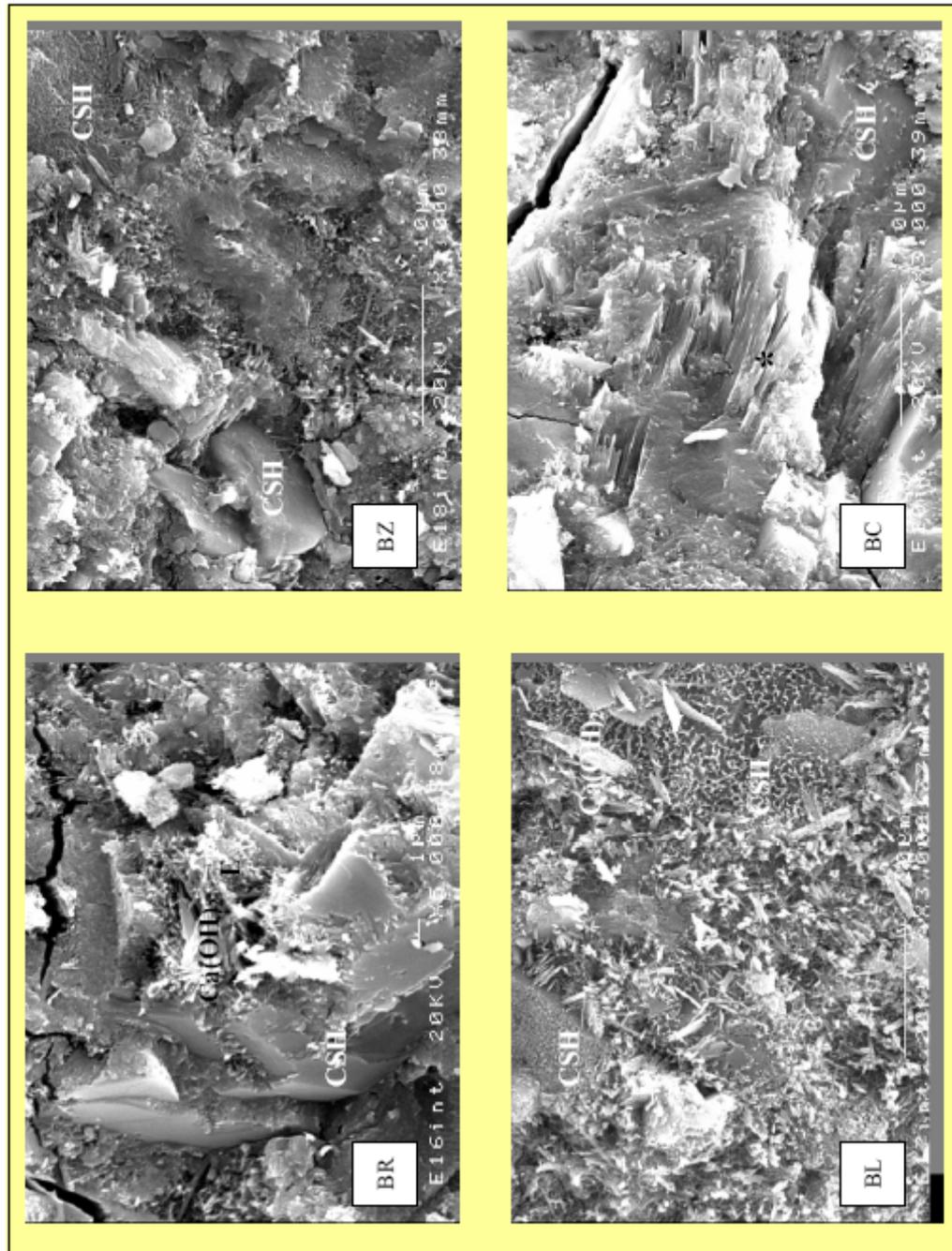


Fig. X-16 – Observation au MEB de la micro structure interne des éprouvettes de béton conservées dans l'eau courante

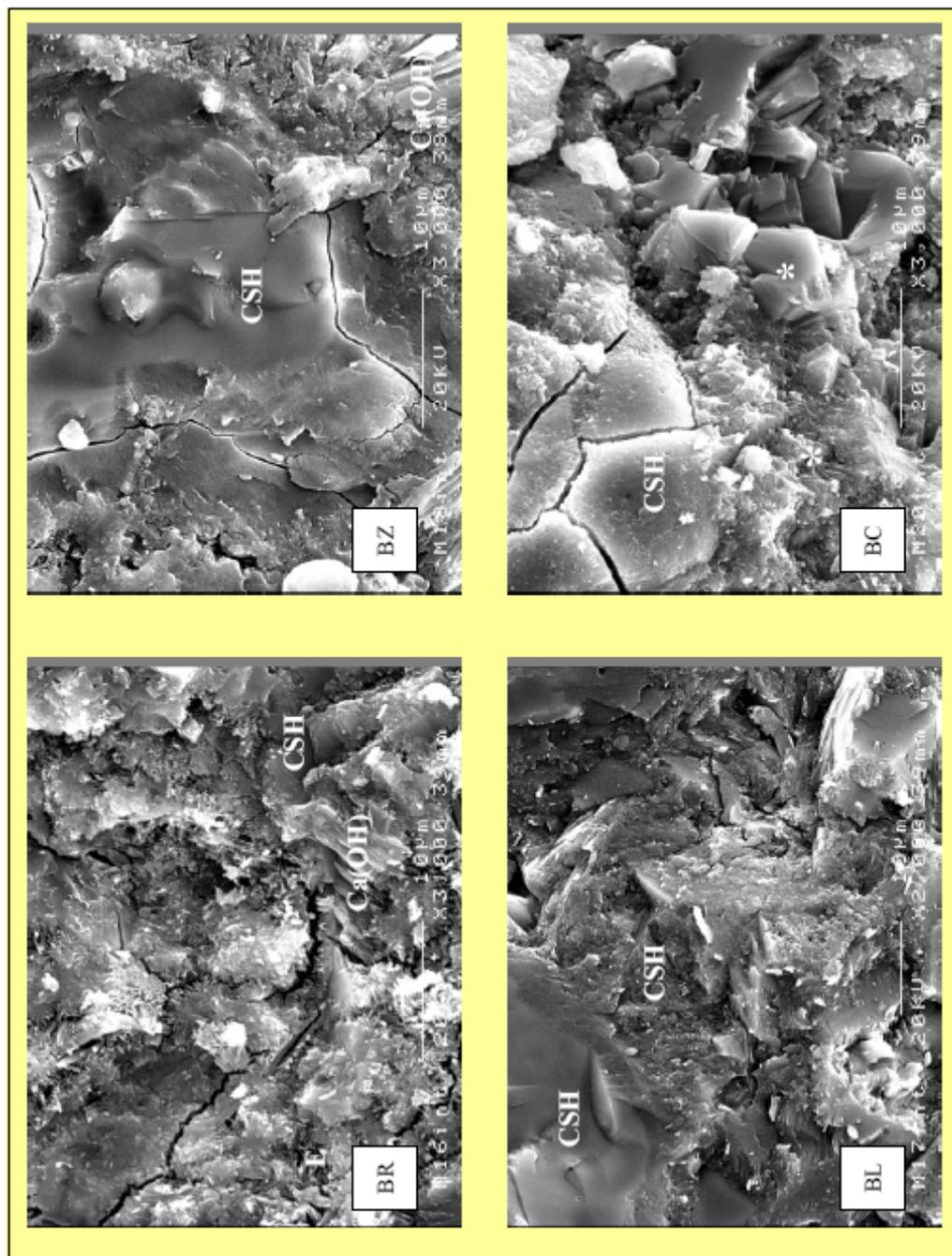


Fig. X-17 – Observation au MEB de la micro structure interne des éprouvettes de béton conservées dans l'eau de mer.

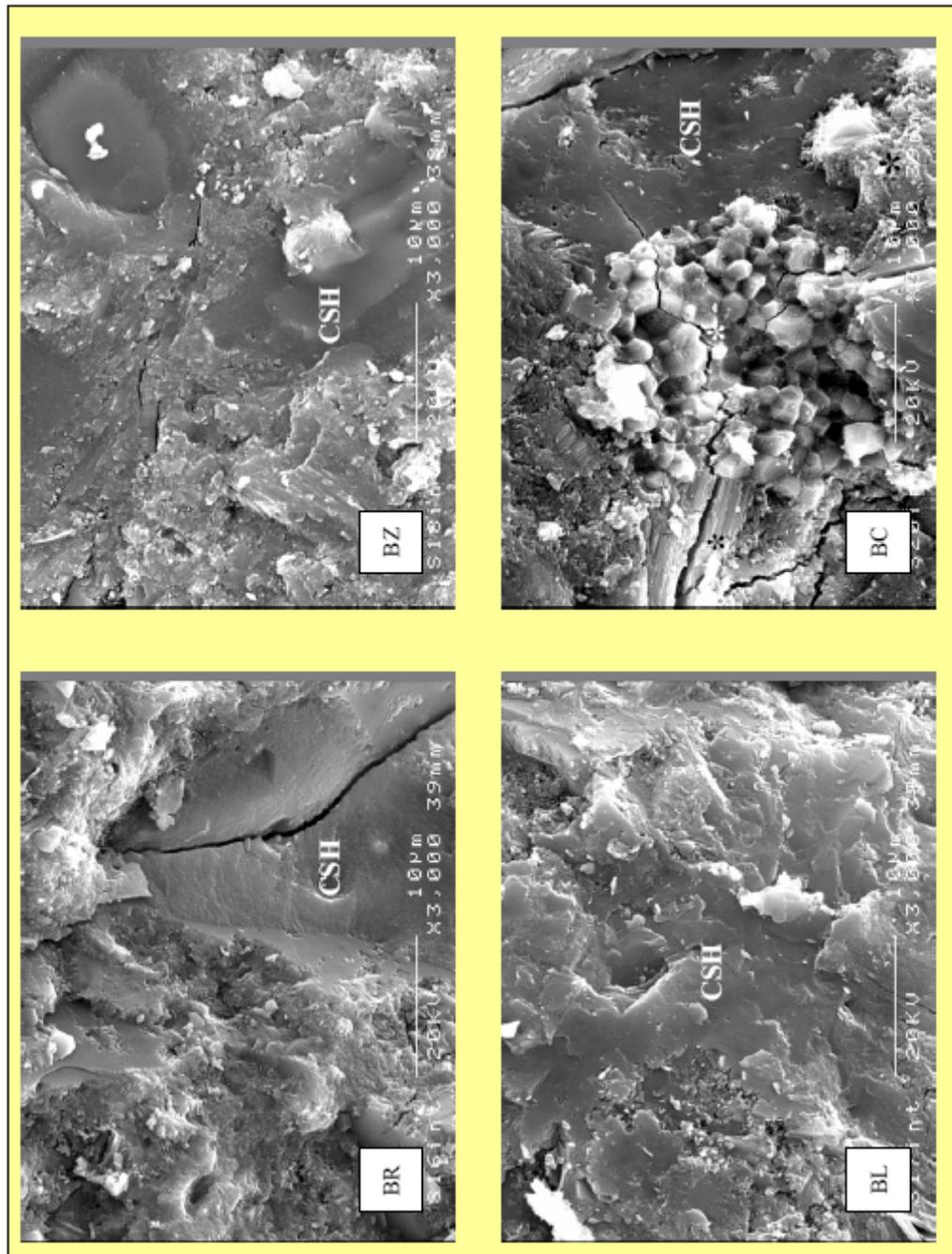


Fig. X-18 – Observation au MEB de la micro structure interne des éprouvettes de béton conservées dans l'eau séléniteuse.

L'analyse par diffraction de rayons X (fig. X-19 à X-22) illustre l'influence du milieu de conservation sur les différentes formations. Les hydrosilicates de calcium formés (habituellement appelés CSH) sont semi – cristallins ou amorphes et difficilement identifiables par diffraction X ; Seules quelques raies apparaissent mais elles sont superposées aux raies des autres phases cristallines [153].

La légende suivante est adoptée pour la désignation des différentes formations sur les radiogrammes ci-dessous :

- E ettringite
- P Ca(OH)_2
- ▲ C_3S
- ► $\beta\text{C}_2\text{S}$
- ◄ C_4AF
- ♠ C_4AH_{13}

Les phases cristallines (intérieur des éprouvettes) des différents bétons avec ajouts cimentaires paraissent identiques indépendamment de leurs milieux de conservation. L'hydratation de leurs composés anhydres se trouve freinée, contrairement à celles du béton de référence. Ceci, est la conséquence de la densification de la matrice. En favorisant la formation d'un squelette plus compact et par conséquent des résistances chimiques beaucoup plus élevées.

Les hydroaluminates de calcium sont cristallisés sous la forme de C_4AH_{13} ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 13\text{H}_2\text{O}$) pour l'ensemble des bétons, et sont détectés par certaines raies de diffraction X. On note l'absence de raies de diffraction X du gypse, il est totalement consommé pendant l'hydratation et contribue à la formation d'ettringite.

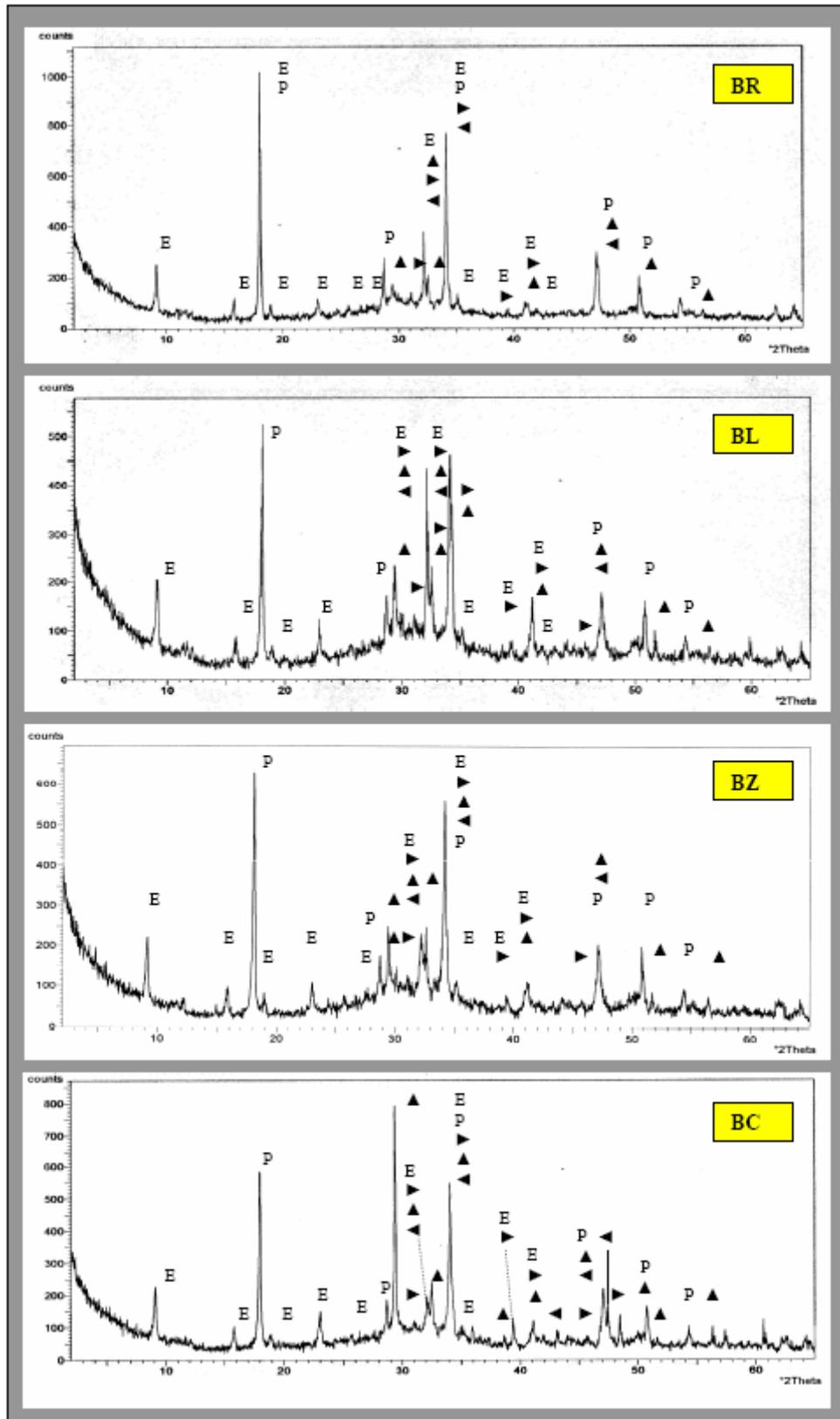


Fig. X-19 – Radiogramme des éprouvettes des différents bétons soumises aux cycles Air/Eau.

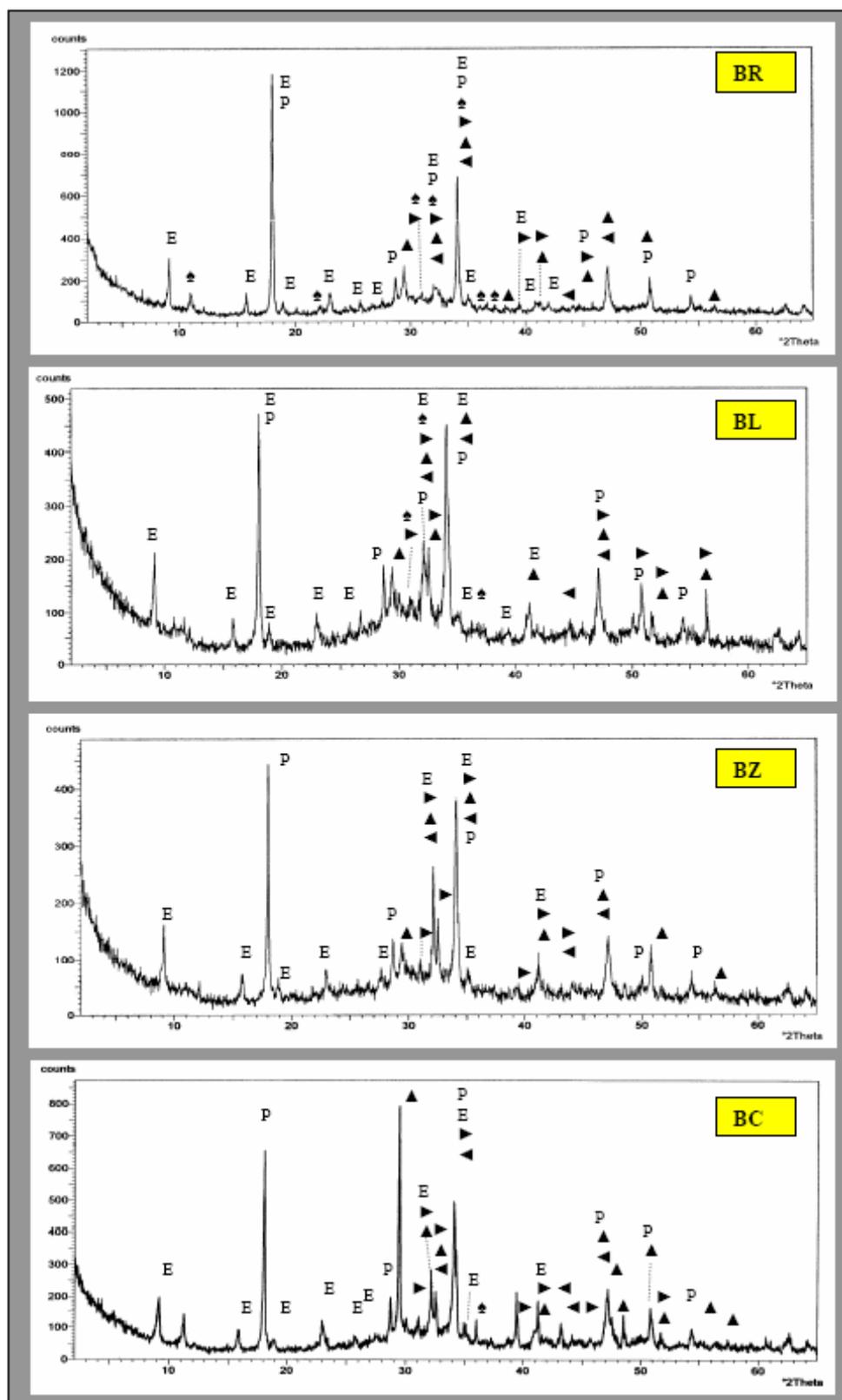


Fig. X-20 – Radiogramme des éprouvettes des différents bétons conservées dans l'eau courante.

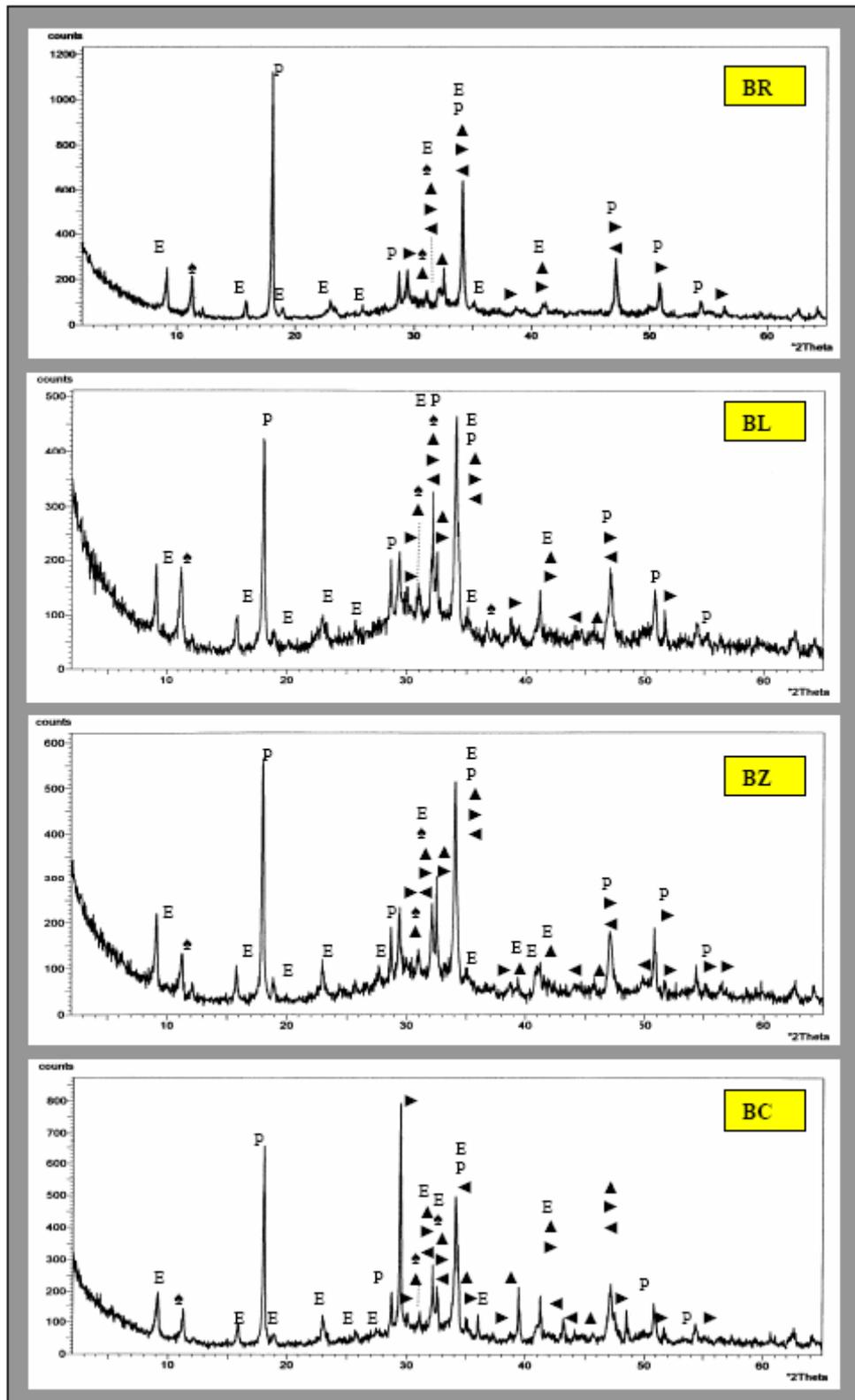


Fig. X-21 – Radiogramme des éprouvettes des différents bétons conservées dans l'eau de mer.

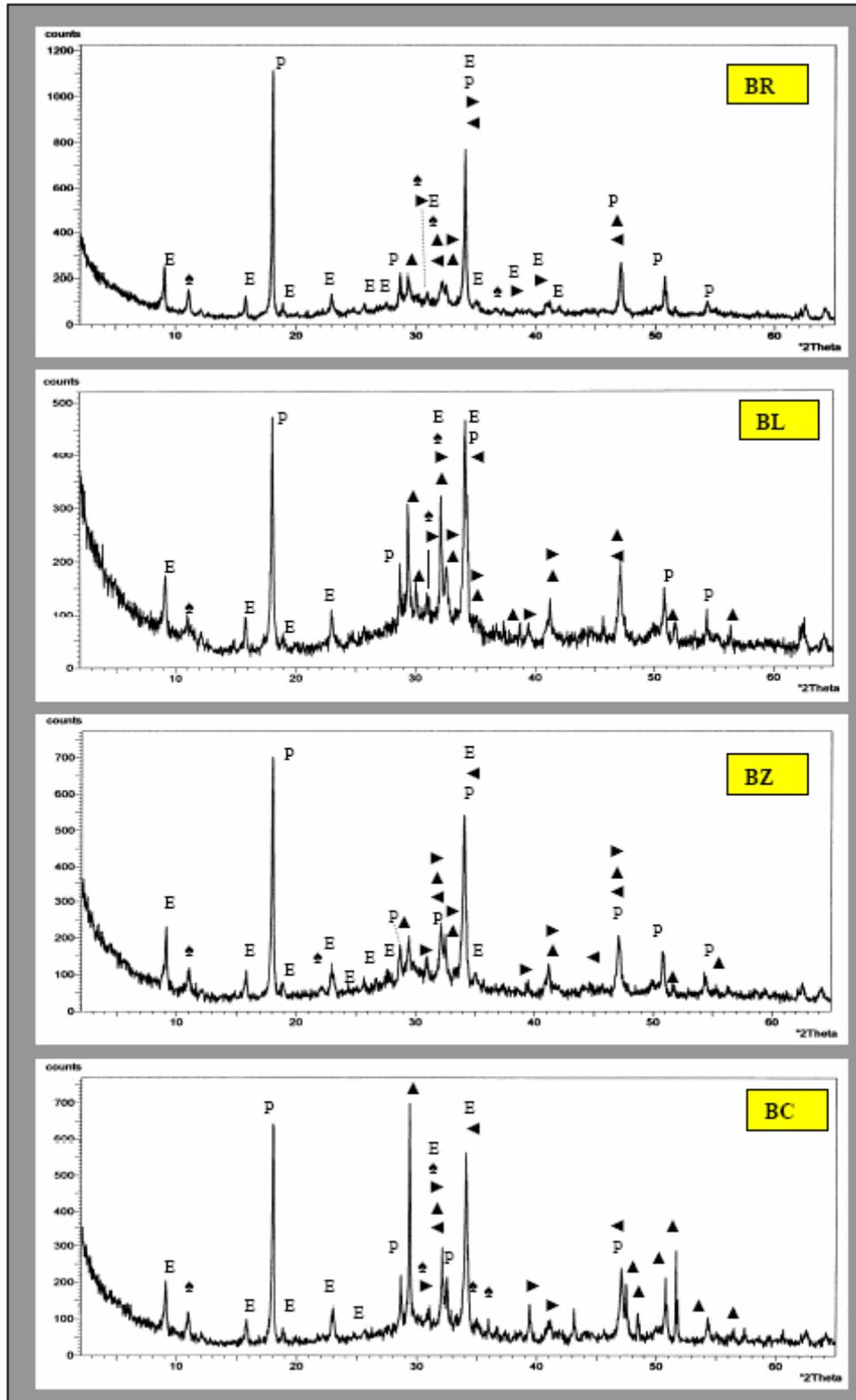


Fig. X-22– Radiogramme des éprouvettes de béton de contrôle conservées dans l'eau séléniteuse.

5. AURÉOLE DE TRANSITION

Dans le béton de granulats naturels on peut schématiquement décrire la structure en considérant deux zones distinctes :

- la liaison pâte-granat ;
- la pâte de ciment éloignée de cette liaison.

A la périphérie des grains, on observe une zone moins résistante : la fragilité est due, d'une part, à une structuration particulière des hydrates, et d'autre part à l'existence de vides et de microfissures principalement autour des grains les plus gros. Les vides proviennent de bulles d'air ou de gouttelettes d'eau emprisonnées notamment sous les grains lors de la mise en place dans les moules. Les microfissures résultent des effets de la différence de rigidité entre pâte et grain lors des phénomènes de retrait.

La fragilité et la microfissuration initiale dans cette dernière zone sont d'autant plus grandes que les grains sont plus gros, c'est donc à partir de ces derniers que les premières dégradations risquent de se produire.

La figure X-23 représente respectivement, l'observation au MEB du point de contact matrice – gravier des éprouvettes des différents bétons. On peut remarquer que, l'auréole de transition est quasi inexistante pour les bétons avec ajouts cimentaires, la matrice est en contact direct avec le gravier. Cependant, une couche d'environ 30 μm sépare la matrice du gravier pour le béton de référence (BR), c'est l'auréole de transition.

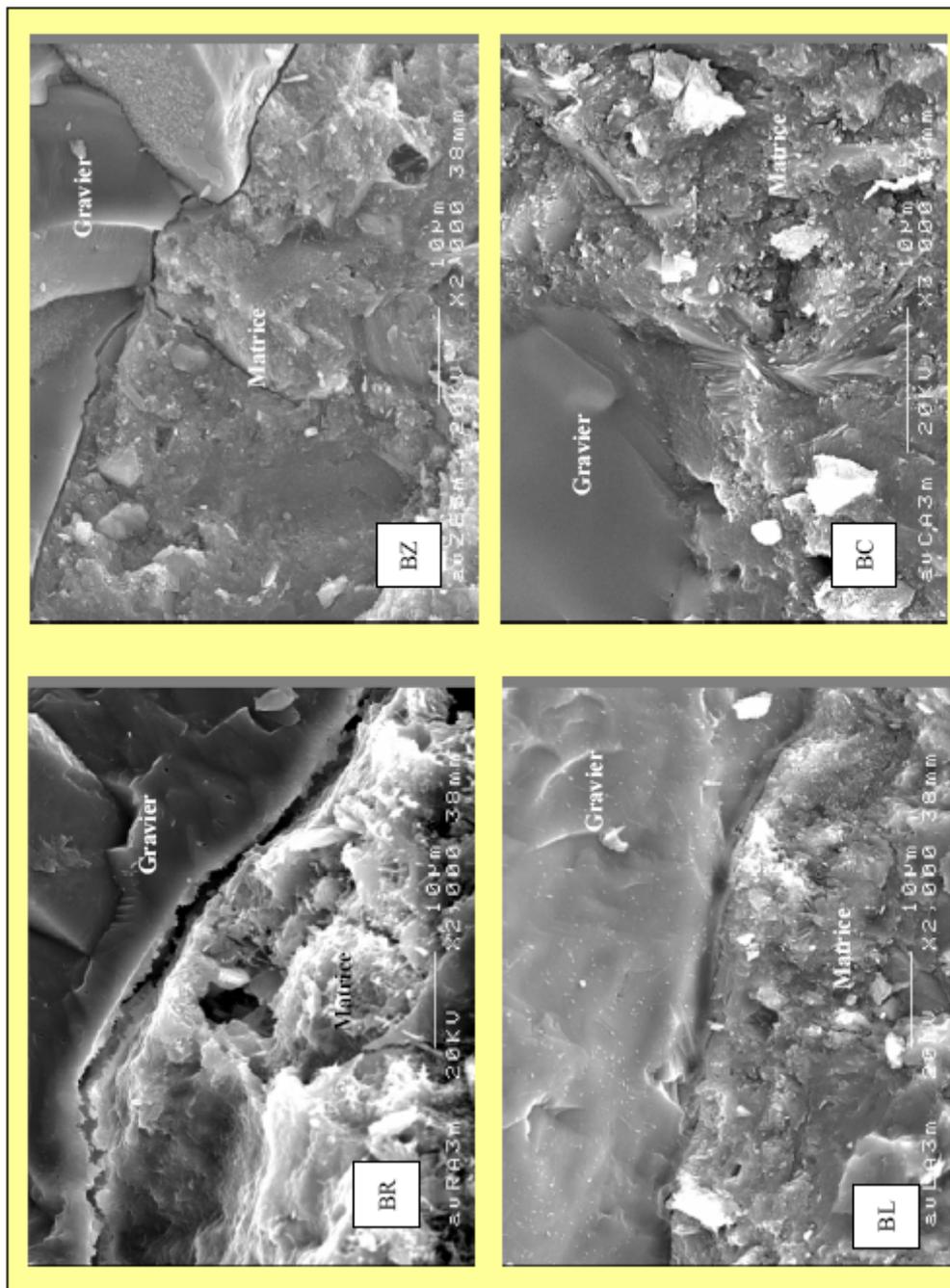


Fig. X-23 – Observation au MEB de l'auréole de transition des différents bétons.

Une micro analyse globale est effectuée ($\times 1\ 000$) au niveau du point de contact matrice – gravier pour le béton de référence (fig. X-24b). On note, un rapport Ca / Si plus élevé (3,9) dans le cas des bétons avec ajout par rapport à celui de référence (3,04) dû aux nouvelles formations de CSH (fig. X-24a). En revanche, la teneur en soufre dans cette zone est plus élevée (0,90 %) dans le béton de référence, ce qui explique la forte présence d'ettringite dans l'auréole de transition observée au MEB (fig. X-15). Ceci, affaiblit l'interaction matrice – gravier et par conséquent limite la résistance du béton.

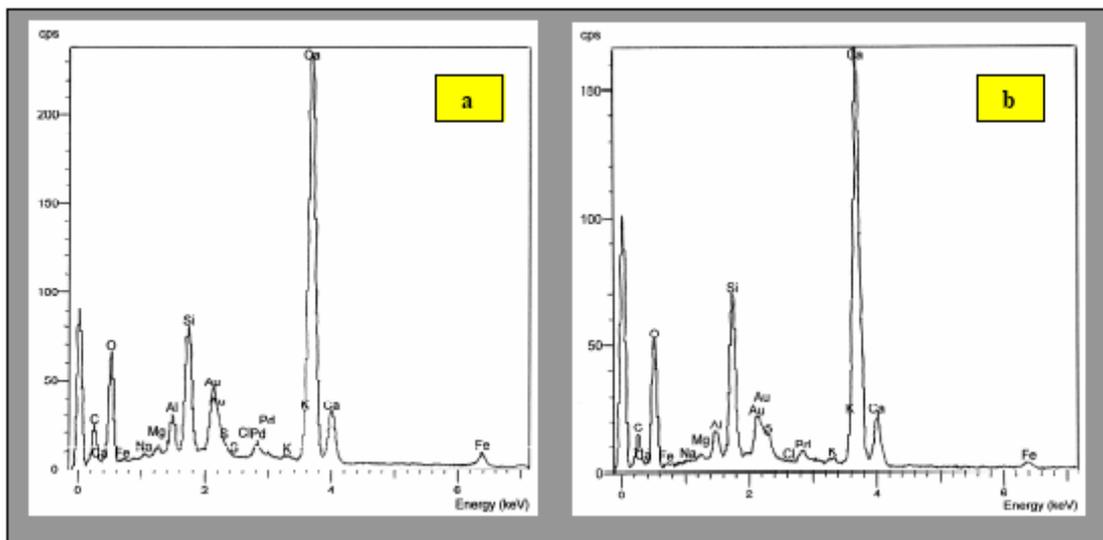


Fig. X-24 – Micro analyse au niveau de l'auréole de transition.

6. CONCLUSION

Avec une composition correctement ajustée, les ajouts cimentaires conduisent bien à des bétons qui sont à classer parmi les bétons hautes performances. La pouzzolane et le laitier utilisés présentent une cinétique de réaction très correcte.

Les essais de durabilité de ces bétons dans différents milieux, eau courante, eau de mer et eau séléniteuse montrent des modifications de la surface par passage en solution de la chaux ou par cristallisation de la calcite ou du gypse. Dans le cas de la dissolution, la micro dureté Vickers se trouve très affaiblie à cause de l'augmentation de la porosité tandis que toute cristallisation nouvelle de calcite comble partiellement la porosité initiale et augmente cette micro dureté.

Il faut noter que, même après 12 mois de conservation dans les milieux plus ou moins agressifs, les caractéristiques mécaniques de ces bétons hautes performances ne sont pas affectées par les dégradations probablement grâce à la très faible porosité qui est un frein à la pénétration des agents agressifs et aussi un frein à la sortie des cations.

Conclusion Générale

Recommandations

Références Bibliographiques

CONCLUSION GÉNÉRALE

L'objectif de notre recherche concerne l'utilisation des ressources disponibles localement et tout particulièrement les ajouts cimentaires et ceci, dans le but de formuler un béton de résistance caractéristique à 28 jours supérieure à 50 MPa. L'étude s'est articulée autour des trois principaux axes :

- étude de l'influence des ajouts cimentaires (calcaire, laitier et pouzzolane) sur les propriétés des bétons élaborés.
- caractérisation des bétons avec ajouts cimentaires à travers des essais physico-mécaniques dont le choix a été justifié.
- étude de la durabilité de ces bétons soumis aux cycles Air / Eau ou conservés dans différents milieux agressifs.

Les résultats obtenus dans cette étude, nous permettent de tirer les conclusions suivantes :

- 1- La méthode de Dreux Gorisse conjuguée à celle de coulis nous ont conduit à des compositions de béton satisfaisantes, suite à l'optimisation des facteurs suivants :
 - a- rapport eau/liant et teneur en adjuvant par rapport à la masse du ciment sont respectivement 0,30 et 2 %.
 - b- diamètre maximal des gros granulats 16 cm.
 - c- mouture des ajouts :
 - laitier : $SSB = 8\,500\text{ cm}^2/\text{g}$.
 - pouzzolane : $SSB = 9\,565\text{ cm}^2/\text{g}$.
 - calcaire : $SSB = 16\,594\text{ cm}^2/\text{g}$.
 - d- teneur des ajouts :
 - 15 % pour le laitier.
 - 5 % pour la pouzzolane.
 - 10 % pour le calcaire.

- 2- Grâce à l'ajout des ultrafines et l'utilisation de superplastifiant, nous avons obtenu des bétons de bonne ouvrabilité. Le béton avec ajout de laitier a un affaissement au cône d'Abrams de 11,5 cm contre 8,5 cm pour celui du béton de référence, alors que les bétons avec ajout de calcaire et de pouzzolane ont des affaissements intermédiaires (9,0 cm et 10,0 cm).

- 3- Le taux d'air occlus des bétons frais avec ajouts cimentaires, comparé à celui du béton de référence, est plus faible. À titre d'exemple, ce taux est de 2,2% pour le béton de référence et 1,6% pour le béton de laitier. L'effet de l'introduction des ajouts cimentaires, conjugué à celui du superplastifiant, limite l'air emprisonné dans des pores et le remplissage par les ultrafines est meilleur.

- 4- La masse volumique des différents bétons avec ajouts cimentaires, déterminée à l'âge de 365 jours, est sensiblement élevée par rapport à celle du béton de référence, suite à la densification de la matrice, obtenue par l'ajout de particules très fines. On note, une augmentation de 44 kg pour le béton de pouzzolane et 20 kg pour celui avec ajout de laitier, alors que pour le béton de calcaire cette augmentation n'est que de 14 kg.

- 5- L'étude des résistances mécaniques des bétons avec ajouts, comparées à celles du béton de référence (à 365 jours), permet de formuler les conclusions suivantes :
 - Le béton avec ajout de laitier (teneur = 15% et finesse = 8 500 cm²/g), a une résistance en compression de 100 MPa et en traction par flexion de 4,39 MPa, soit une augmentation respective de 51% et 19% par rapport à celles du béton de référence.
 - Le béton avec ajout de pouzzolane (teneur = 5% et finesse = 9 565 cm²/g), a une résistance en compression de 91 MPa et en traction par flexion de 4,80 MPa, soit une augmentation respective de 38% et 30% par rapport à celles du béton de référence.
 - Le béton avec ajout de calcaire (teneur = 10% et finesse = 16 594 cm²/g), a une résistance en compression de 94 MPa et en traction par flexion de 4,65 MPa, soit une augmentation respective de 42% et 26% par rapport à celles du béton de référence.

L'influence des ajouts cimentaires, dépend en outre des conditions d'essai. De façon générale, un double rôle est reconnu : pouzzolanique et granulaire. Toutefois, des résistances élevées en compression peuvent être obtenues même sans ajout d'ultrafines, l'utilisation des superplastifiants et les dosages élevés en ciment devenant alors indispensables (béton de référence élaboré dans notre étude).

- 6- Nous avons remarqué un comportement mécanique sensiblement identique pour les différents bétons avec ajouts cimentaires, un comportement élastique peu fragile allant de pair avec l'augmentation des résistances. La ductilité des bétons avec ajouts est améliorée ce qui a engendré des déformations plus grandes comparées à celles du béton de référence. Sachant, que la déformation pour le béton de référence, déterminée à l'âge de 365 jours est de l'ordre de 2,75 ‰, les augmentations respectives, pour le béton de pouzzolane, de laitier et de calcaire sont : 9%, 5,45% et 1,8%. Cette amélioration des déformations pourrait être interprétée par l'effet filler des ajouts qui contribuent à l'élasticité du béton durci.
- 7- La vitesse de propagation d'onde sonore, à travers les bétons avec ajouts, est plus grande que celle du béton de référence. Cependant, pour les bétons de laitier et de pouzzolane, elle est sensiblement plus élevée par rapport à celle du béton de calcaire. À titre d'exemple, à l'âge de 365 jours, elle est de 4582 m/s pour le béton de référence et 4654 pour le béton de calcaire. Cette augmentation peut être liée au fait que les deux premiers ajouts agissent, d'une part par leur grande finesse et d'autre part par leur activité pouzzolanique. Tandis que le calcaire ne se manifeste que comme filler.
- 8- Concernant le coefficient de Poisson, les ajouts cimentaires ont conduit à une augmentation significative. Pour le béton au calcaire il est de 0,30, alors que pour le béton de référence il n'est que de 0,21.
- 9- Le module d'élasticité statique des bétons avec ajouts est pratiquement le même (50 GPa), celui du béton de référence est de 47 GPa. Cependant, le module dynamique a été influencé différemment par les ajouts cimentaires. Le plus grand module dynamique est enregistré pour le béton au laitier (44,3 GPa), celui du béton de pouzzolane est de 41,6 GPa : La même valeur a été obtenue pour le béton de référence. Tandis que pour de béton avec ajout de calcaire il n'est que de 38,9 GPa.

- 10- Le degré de réversibilité du béton de référence est de 1,17. Les ajouts cimentaires, l'on sensiblement augmenté. Pour le béton de pouzzolane il est de 1,32 et pour les bétons de laitier et de calcaire (1,20).
- 11- La perte de masse, le retrait et le fluage des bétons avec ajouts cimentaires aux différentes échéances sont plus faibles que ceux mesurés sur le béton de référence. Par exemple le retrait des bétons aux ajouts cimentaires se trouve entre 381 $\mu\text{m/m}$ et 428 $\mu\text{m/m}$, alors que celui du béton de référence est 466 $\mu\text{m/m}$.
- 12- Après 365 jours de conservation dans les milieux plus ou moins agressifs, les caractéristiques des bétons avec ajouts cimentaires, ne sont pas affectées par les dégradations, probablement à cause de la porosité très faible qui est un frein à la pénétration des agents agressifs et aussi à la sortie des cations. On note, des résistances mécaniques pour les bétons avec ajouts, entre 80 MPa et 90 MPa, alors que celles de béton de référence ne dépassent guère 70 MPa et chute jusqu'à 61 MPa pour les éprouvettes soumises aux cycles air/eau.

L'identité de ce comportement vient du fait même de la constitution microstructurale des bétons avec ajouts cimentaires, observée au microscope à balayage associé à une microanalyse et confirmée par l'analyse DRX. Elle montre notamment la densité importante des CSH et la quasi inexistence de l'auréole de transition (zone de faiblesse).

Les essais de durabilité de ces bétons dans différents milieux plus ou moins agressifs, eau de mer et eau séléniteuse ou soumis aux cycles air/eau, montrent des modifications de la surface par passage en solution de la chaux ou par cristallisation de la calcite ou du gypse.

- 13- Dans le cas de la dissolution, la micro dureté Vickers (D_v) se trouve très affaiblie à cause de l'augmentation de la porosité, cas bien marqué pour les bétons conservés dans l'eau séléniteuse. Nous avons ainsi obtenu une micro dureté Vickers de l'ordre de 712 kg/mm^2 pour le béton de référence et 1 265 kg/mm^2 pour le béton au laitier.

Tandis que toute cristallisation nouvelle, comblant partiellement la porosité initiale et augmentant cette micro dureté, cas des bétons soumis aux cycles air/eau ($D_v = 1\,265 \text{ kg/mm}^2$ pour béton de référence et $D_v = 3\,088 \text{ kg/mm}^2$ pour le béton de pouzzolane).

L'étude de l'influence des ajouts cimentaires sur les propriétés des BHP a montré que ces dernières varient en fonction de la nature de l'ajout. Malgré le caractère variable du béton, et même si la liste n'est pas achevée, cette distinction fondamentale est due à la diversité des paramètres (dont la plupart est liée aux propriétés physico-chimiques des ultrafines) tels que :

- la forme et l'état de surface des grains.
- la finesse.
- l'activité pouzzolanique.
- le niveau de défloculation.

Étant donné la très grande résistance chimique qu'offrent les BHP, il est d'ores et déjà logique de penser que, dans un avenir très proche, les concepteurs retiendront, dans nombre de cas, l'utilisation d'un BHP, non pas pour sa résistance à la compression, mais plutôt pour sa très grande imperméabilité aux agents agressifs. La résistance supplémentaire apportée par les BHP pourra être alors considérée comme une « prime structurale ».

A toutes fins utiles, on peut dire que, la réduction du rapport E/C et la substitution d'une partie de ciment par l'ajout cimentaire, ont conduit à la protection des béton élaborés, contre les agressions chimiques, en réduisant leur porosité, et par voie de conséquence, la circulation des éléments agressifs.

RECOMMANDATIONS

Le champ des essais traitant notre sujet convoie un vaste domaine (quatre compositions de béton et quatre milieux de conservation) pour plusieurs analyses, étendues sur un an. Par conséquent, ce travail ne saurait être sans failles. Afin, de compléter cette étude et de cerner les différents comportements, nous recommandons donc, éventuellement pour des travaux futurs, d'aborder les points suivants :

- ☞ déterminer la porosité et la perméabilité des bétons par les essais appropriés (porosité par mercure, perméabilité à l'oxygène, etc.).
- ☞ prolonger la durée du test de fluage à une année et plus.
- ☞ étudier l'évolution de la chaleur d'hydratation et en fonction des résultats obtenus, recommander la destination de chacun des bétons.
- ☞ compléter l'identification microstructurale (interne et en surface) des bétons par une analyse cristallographique.
- ☞ suivre l'effet des ajouts cimentaires sur la fixation de la portlandite (la chaux) par les analyses thermiques différentielle et gravimétrique.
- ☞ reprendre l'essai de fatigue avec un nombre plus significatif d'éprouvettes.
- ☞ étudier la résistance chimique des bétons vis-à-vis des milieux plus agressifs (acides et sels).
- ☞ mesurer la perméabilité des bétons aux ions chlore.
- ☞ faire une étude technico-économique pour situer l'intérêt de l'utilisation des ajouts cimentaires locaux par rapport à la fumée de silice importée.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Helland S.**, « Utilization of HP », *In : Fourth International Symposium on the utilization of high strength-high performance concrete*, Edited by F. De Larrard and R. Lacroix, Paris, 1996, p.67-81.
- [2] **Richard P.**, « The futur of HS-HPC », *In : Fourth International Symposium on the utilization of high strength-high performance concrete*, Edited by F. De Larrard and R. Lacroix, Paris, 1996, p.101-106.
- [3] **Aïtcin P-C.**, « The art and science of high-performance concrete », *Cement research progress*, Edited by lesle J., Struble and Eileen C., Burlingame : The American ceramic society, p. 239-251, 1996.
- [4] **Dreux G.**, « Guide pratique du béton », *Collection de l'I.T.B.T*, Société de Diffusion des Techniques du Bâtiment et des Travaux Publics, Paris, 1970, p.257.
- [5] **De Larrard F.** et **Malier Y.**, « Propriétés constructives des bétons à très hautes performances : de la microstructure à la macrostructure », *les bétons à très hautes performances : caractérisation, durabilité, application*, 2^e édition par Y. Malier, presse de l'ENPC, Paris, 1992, p. 129-156.
- [6] **Alaejos Gutierrez P.** et **Fernandez Canovas M.**, « The modulus of elasticity of high performance concrete », *Materials and structures*, vol. 28, n° 184, p. 559-568, 1995.
- [7] **De Larrard F.**, « Formulation et propriétés des bétons à très hautes performances », *Rapport de recherche LCPC*, Paris, 1988, p. 335.
- [8] **Domone P-L.** and **Soutsos M-N.**, « Proprieties of high strength concrete mixes containing PFA and ggbs », *Magazine of concrete research*, vol. 47, n° 173, p. 355-367, 1995.
- [9] **Lang E.** et **Geiseler J.**, « Utilisation d'un laitier de hauts fourneaux à teneur importante en laitier » *In : Fourth International Symposium on utilization of high-strength-high performance concrete*, Paris, 1996, p.213-222.
- [10] **De Larrard F.**, et **Tondat P.**, « Sur la contribution de la topologie du squelette granulaire à la résistance en compression du béton », *Materials and structures*, vol. 26, p. 505-516, 1993.
- [11] **Alaejos Gutierrez P.** and **Fernandez Canovas M.**, « High performance concrete : requirement for constitutive materials and mix proportioning », *ACI Material journal*, title n°93-M26, p. 233-241, May-June 1996.
- [12] **Noumowe Nchambou A.**, « Effet des hautes températures (200-600) sur les bétons : cas des bétons à hautes performances », *Thèse Doct. Ing* : INSA-Lyon, juin 1995, p.232.

[13] **Dutruel F.**, « Les BHP et les BTHP, de quoi s'agit-il ? », *Journée nationale d'échange d'informations sur les bétons à très hautes performances*, organisée par le CERIB, 21 juin 1995, p.8.

[14] **Metha P-K.** and **Aïtcin P-C.**, « Microstructure basic of selection of materials and mix proportions for high strength concrete », *In : Second International Symposium on high strength concrete*, , Detroit : ACI 1990, p.278-308.

[15] **Addis B-J.** and **Alexandre M-G.**, « A method of proportioning trial mixes for high strength concrete », *In : Second International Symposium on high strength concrete*, Detroit : ACI 1990, p.310-321.

[16] **Tanaka Y.**, **Ohta A.** and **Sugiyama T.**, « Polycarboxylate-based advanced superplasticizers for high performance concrete », *In : International Symposium on the role of admixture in high performance concrete*, Edited by J-G. Cabrera and R. Rivera-Villareal, Rilem : Monterrey, Mexico, March 21-26 1999, p. 135-140.

[17] **Houst L.**, **Flatt R.** **Bowen J-P.** et al., « New superplasticizers : from research to application » *In : Proceedings of International Conference on modern concrete materials : Binders, Additions and admixtures*, Edited by Ravindra K., Dhir and Tomas D. Dyer, Dundee, Scotland, UK 1999, p. 446-456.

[18] **Malhorta V-M.**, « Innovative applications of superplasticizers in concrete-a review », *In : International Symposium on the role of admixture in high performance concrete*, Edited by J-G. Cabrera and R. Rivera-Villareal, Rilem : Monterrey, Mexico, March 21-26 1999, p. 421-460.

[19] **Ohta A.** and **Uomoto T.**, « Fluidizing mechanism of polycarboxylate-based superplasticizers for several binder materials » *In : Proceedings of International Conference on modern concrete materials : Binders, Additions and admixtures*, Edited by Ravindra K., Dhir and Tomas D. Dyer, Dundee, Scotland, UK 1999, p. 433-443.

[20] **Gagne R.**, **Boisvert A.** and **Pigeon M.**, « Effect of superplasticizer dosage on mechanical properties, permeability and freeze-thaw durability of high-strength concretes with and without silica fume » *ACI Materials journal*, March-April 1996, vol. 93, n°2, p. 111-120.

[21] **Uchikawa H.**, « Function of organic admixture supporting high performance concrete », *In : International Symposium on the role of admixture in high performance concrete*, Edited by J-G. Cabrera and R. Rivera-Villareal, Rilem : Monterrey, Mexico, March 21-26 1999, p. 69-96.

[22] **Older T.** and **Becker T.**, « Progress in understanding the functional properties of superplasticizer in fresh concrete », *In : Fourth CANME-ACI international conference on superplasticizer and chemical admixtures*, SP-148, American concrete institute, Detroit, 1994, p. 474.

- [23] **Uchikawa H., Hanehara S., Shirasaka T. et al.**, « Effect of admixture on hydration of cement, adsorptive behavior of admixture and setting of fresh cement paste », *Cement and concrete research*, vol. 22, n°6, 1992, p. 1115-1129.
- [24] **Simard M-A, Nkinamubanzi C. Jolicoeur C. et al.**, « Calorimetry, rheologie and compressive strength of superplasticizers cement pastes », *Cement and concrete research*, vol. 23, n°4, 1993, p. 939-950.
- [25] **Jolicoeur C., Nkinamubanzi P-C., Simard M-A et al.** « Pozzolans and pozzolanic cements », *In : The chemistry of cement and concrete*, par F-M. Lea, Great Britain : Edward Arnold, 1970, p.414-453.
- [26] **Baalbaki M.**, « Pratical means of estimating superplasticizer dosage : determination the saturation point », *In : Superplasticizer-report of the Canadian network center of excellence on high performance concrete* , University of Sherbrooke, December 1990, p. 49-50.
- [27] **Regourd M.**, « Hydratation du ciment Portland, dans le béton hydraulique », édité par baron J. et Saute Rey R., 1982, *Presses de l'école nationale des ponts chaussées*, ISBN 2-85978-033-5, p. 193-221.
- [28] **Regourd M.**, « Microstructure et propriétés des ciments, mortiers et bétons », *Bétons, plâtres et chaux*, n°734, 1983, p.41-49.
- [29] **Uchikawa H.**, « Effect of blending component on hydration and structure formation », *Principal report of the 8th international congress on the chemistry of cement*, Rio de Janeiro, Brazil, Journal of the anode cement company, vol. 28, n° 115, September 1986, p. 77.
- [30] **Uchikawa H.**, « Effect of blending component on hydration and structure formation », *Principal report of the 8th international congress on the chemistry of cement*, Rio de Janeiro, Brazil, Journal of the anode cement company, vol. 28, n° 115, September 1986, p. 77.
- [31] **Uchikawa H., Uchida S. et Okamura T.**, « The influence of bending components on hydration of cement minerals and cement », *Review of 41st general meeting*, 1987, the cement association of Japan, ISBN 4-88175-0023-X, p. 36-39.
- [32] **Sarkar S-L. and XU A.**, « Why use mineral admixture in high performance concrete », *In : L'Industria Italiana del cemento*, October 1996, p. 715-726.
- [33] **Lea F-M.**, « Pozzolans and pozzolanic cements », *In :The chemistry of cement and concrete*, par F-M. Lea, Great Britain : Edward Arnold, 1970, p.414-453.
- [34] **Dron R. et Voinovitch I-A.**, « Activation hydraulique des laitiers, pouzzolanes et cendres volantes », *Le béton hydraulique*, l'ENPC, Paris, 1982, p. 237-246.
- [35] **Criaud A. et Cadoret G.**, « L'alcali-réaction et le double rôle des ajouts pouzzolaniques » *Les bétons à hautes performances : caractérisation, durabilité, application*, 2^e édition par Y. Malier, presse de l'ENPC, Paris, 1992, p. 347-355.

- [36] **Taylor H-W.**, « chemistry of cement hydratation », *In : 8th International Congress on the Chemistry of Cement*, Edited by Financiadora de Estudos e Projetos. Rio de Janeiro, Brazil, 1986, vol. 1, p. 82-110.
- [37] **Kouame K.**, « Durabilité des mortiers avec métakaolin placés dans un milieu marin tropical », *Thèse Doct. Ing : INSA-Lyon*, décembre 1991, p.160.
- [38] **Oriol M.**, « Étude de la réaction pouzzolanique ciment- métakaolin par traitement micro-ondes – application à l’élaboration de composites ciment-fibres », *Thèse Doct. Ing : INSA-Lyon*, 1995, p.160.
- [39] **Nonat A.**, « Interaction between chemical evolution and physical evolution », *In : the case of tricalcium silicate*, Materials and structures, 1994, p. 187-195.
- [40] **Wild S., Khatib J-M and Iones A.**, « Relative strength, pozzolanic activity and cement hydratation in superplasticized metakaolin concrete », *Cement and concrete research*, vol. 26, n°10, 1996, p. 1537-1544.
- [41] **Yurugi M., Mizobuchi T. and Terauchi T.**, « Utilization of blast-furnace slag and silica fume for controlling temperature rise in high-strength concrete » *In : Proceedings Fourth CANME-ACI International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete*, Edited by V-M. Malhotra. Istanbul, Turkey, 1992, vol. 2, p. 1431-1450.
- [42] **Thomas D-L., Thomas M-D-A. and Ryell J.**, « Suitability of lead blast-furnace slag as a mineral admixture for concrete » *In : Proceedings Sixth CANME-ACI International Conference on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete*, Edited by V-M. Malhotra. Bangkok, Thailand, 1998, vol. 1, p. 1041-1056.
- [43] **Alexandre J. et Sebileau J-L.**, « Le laitier de haut fourneau », *Centre Technique et de Promotion des Laitiers (C.T.P.L)*, Paris, 1988, p. 340.
- [44] **Baron J. et Olivier J-P.**, « Les bétons – bases et données pour leur formulation », *Association technique de l’industrie des liants hydrauliques*, Éditions Eyrolles, Paris, 1997.
- [45] **Jiang S-P. et Grandet J.**, « Évolution comparée des porosités des mortiers de ciments au laitier et mortiers des ciments portland », *Cement and concrete research*, vol. 19, p. 487-496, 1989.
- [46] **A.C.I.**, *Fall convention REVEW journal American concrete institute*, 1974.
- [47] **Venuat M.**, « Adjuvant et traitement des mortiers et bétons » *1^{ere} éd. Venuat*, Paris 1971, p. 40-45.
- [48] **Pera J., Rols S., Chabannet and Ambroise J.**, « Influence of cement the type on the resistance on concrete to an agricultural environment » *In : Sidney Diamond Symposium on Materials science concrete*, Edited by Menashi Cohen, Sidney Mindess and Jan Skalny, 1998, p. 419-431.

- [49] **Behim M., Redjel B. et Jauberthie R.**, « Réactivité des laitiers de haut fourneau d'Annaba en substitution partielle de ciment », *Journal de physique*, IV- pr.6 - vol 12, 2002, p. 223-228.
- [50] **Komar A.**, « matériaux et éléments de construction », *éd. Mir*, Moscou, 1978.
- [51] **Soroka I.**, « concrete in hot environment », *Ed. E and FN SPON*, London, 1993.
- [52] **Motureau B. et Harain H.**, « Comparaison de la réactivité de différentes pouzzolanes », *7^{ème} Congrès International de Chimie des Ciments*, vol. 3, p. 110-115, Paris, 1980.
- [53] **Dreux G.**, « Nouveau guide du béton », *E. Éyrolles*, Paris, 1998.
- [54] **Benna Y.**, « Valorisation des sables concassés fillérisés », *CNERIB*, Alger, 1995.
- [55] **Norme AFNOR**, « NF P 18-501 », mars 1992.
- [56] **Husson S.**, « Étude physico-chimique et mécanique des interactions ciment-fibres : Applications aux mortiers », *Thèse Doct. Ing* : INSA-Lyon, mars 1991, p.166.
- [57] **Bachiorrini A.**, « Interactions physico-chimiques entre l'aluminate monocalcique et différents carbonates au cours de l'hydratation », *Thèse Doct.* : Uni. Claude Bernard Lyon I, 1985, p. 226.
- [58] **Busnell-Waston S-M. and Sharp J-M.**, « The detection of the carboaluminate phase in hydrated high aluminum cements by differential analysis », *Thermochimica Acta*, 1985, vol. 93, p. 613-616.
- [59] **Bachiorrini A., Fournier A-A., Guilhot B. et al.**, « Hydratation des ciments alumineux en présence d'agrégats calcaires », *Thèse Doct. : In : International Congress on the Chemistry of Cement*, Edited by Financiadora de Estudos e Projetos. Rio de Janeiro – Brazil, 1986, vol. 4, p. 383-388.
- [60] **Ramachandran V-S.**, « Thermal analysis of cement components hydrated in the presence of calcium carbonate », *Thermochimica Acta*, 1988, vol. 127, p. 387-394.
- [61] **Bonin A. and Criou B.**, « Système aluminate de calcium gypse-chaux et eau », *In : 7th Congrès International de Chimie des Ciments*, Paris, 1980, vol. 3, p. 158-163.
- [62] **Bensted J.**, « Further hydration investigation involving Portland cement and the substitution of limestone for gypsum » *World cement*, 1983, p. 383-392.
- [63] **Vernet C.**, « Séquences cinétiques des réactions d'hydratation de l'aluminate tricalcique en présence de gypse, de chaux et de fillers calcaires », *In : 8th International Congress on the Chemistry of Cement*, Edited by Financiadora de Estudos e Projetos. Rio de Janeiro – Brazil, 1986, vol. 3, p. 70-74.

- [64] **Negro A., Abbiati G. et Cussino L.**, « Sur l'emploi du filler calcaire comme régulateur de prise », In : *8th International Congress on the Chemistry of Cement*, Edited by Financiadora de Estudos e Projetos. Rio de Janeiro – Brazil, 1986, vol. 4, p. 109-119.
- [65] **Ramachandran V-S. and Zhang Chun-Mel**, « Dependence of finesse of carbonate on the hydratation behavior of tricalcium silicate », *Durability of Building Materials*, 1986, vol. 4, p. 45-66.
- [66] **Ramachandran V-S.**, « Cement with calcium carbonate addition », In : *8th International Congress on the Chemistry of Cement*, Edited by Financiadora de Estudos e Projetos. Rio de Janeiro – Brazil, 1986, vol. 3, p. 109-119.
- [67] **Pera J., Husson S. and Guillot B.**, « Influence of finely ground limestone on cement hydration », *Cement and concrete composite*, 1999, vol. 21, p. 99-105.
- [68] **Aïtcin P-C.**, « condensed silica fume » *Édition de l'université de Sherbrooke*, Québec, Canada 1983.
- [69] **Bertandy R.**, « Étude de l'influence des fillers calcaires sur le facteur durabilité des bétons hydrauliques », *Revue Travaux*, 1977.
- [70] **Kessal M. et Edward-ladjnef M.**, « L'optimisation de la résistance à court terme des bétons fabriqués avec de ciment de type 20 M », *Can. J.Civ. Eng*, vol. 23, p. 614-620, 1996.
- [71] **Damtoft J-S., Herfort D. et Yde E.**, « Concrete binders, materials addition and chemical admixtures : state of the art and challengers for the 21st century », In : *Proceedings of International Conference on modern concrete materials : Binders, additions and admixtures*, Edited by Ravindra K. Dhir and Tomas D. Dyer, Dundee, Scotland, UK, 1999, p. 1-16.
- [72] **Regourd M.**, « Microstructure of cement blends including fly ash silica fume, slag and fillers », *Materials Research Society*, édité par L. Struble et P. Brwn, vol. 85, 1987, p. 187-200.
- [73] **Regourd M.**, « La microstructure, dans les bétons à très hautes performances – caractérisation, durabilité, applications », édité par Y. Malier, *Presses de l'école nationale des ponts chaussées*, 2-85978-187-0, p. 25-44, 1992.
- [74] **Maso J-C.**, « L'étude expérimentale du comportement du béton sous sollicitations monoaxiales et pluriaxiales, dans le béton hydraulique », *Presses de l'école nationale des ponts chaussées*, 1982, ISBN 2-85978-187-0, p. 247-259.
- [75] **Aïtcin P-C.**, « La technologie des bétons à très haute résistance en Amérique du Nord », *Material and structures*, n° 20, p. 180-189, 1987.
- [76] **Baron J.**, « Les principes de composition du béton de porosité minimale », *Le béton hydraulique*, p. 143-160, presse de l'ENPC, Paris, 1983.

- [77] **Baron J.**, « La nécessité d'une démarche pragmatique : l'idée de maniabilité et sa mise en pratique », *Le béton hydraulique*, p. 131-142, presse de l'ENPC, Paris, 1982.
- [78] **Aïtcin P-C.**, « Bétons haute performance », édition Eyrolles, 2001, ISBN 2-212-01323-X.
- [79] **Auperin M., Richard F. et al.**, « Retrait et fluage des bétons à hautes performances ». *Annales. I.T.B.T.P.*, n° 474, mai 1989.
- [80] **Bakker R.**, « *Permeability of blended cement concrete* », SP-79, ACI, 1983, Detroit, p.589-605.
- [81] **Torrent R-J et Jornet A.**, « The quality of the concrete of low-medium and high-strength concretes », 1991, ACI SP-126, p. 1147-1161.
- [82] **ASTM C 1202-91**, « Standard test method for electrical indication of concrete's ability to resist chloride ion penetration », *Annual book of ASTM standards*, Section 4 construction, vol. 04.02 concrete and aggregate, 1993, p. 627-635.
- [83] **Jauberthie R., Temimi M. and Laquerbe M.**, « Hydrothermal transformation of tobermorite gel to 10 Å tobermorite », *Cement and concrete research*, vol. 26, n° 9, p. 1335-1339, 1996.
- [84] **Jauberthie R., Cortes M., Lanos C. et Mortreuil F.**, « Évolution de la cristallinité des silicates de chaux hydratés », *Journal de physique*, IV- pr.5 - vol 8, p. 531-537, 1998.
- [85] **Nonat A.**, « Du gâchage jusqu'à l'état durci, ce sont les mêmes liaisons qui sont à l'heure », *Journée technique de l'industrie cimentière*, 21 janvier 1998, p. 6.
- [86] **Goudonnet J-P.**, « La mesure directe des forces de liaison entre les hydrates », *Journée technique de l'industrie cimentière*, 21 janvier 1998, p. 8.
- [87] **Van Damme H.**, « Et si Le Chatelier s'était trompé – Pour une physico-chimie mécanique des liants hydrauliques et des géomatériaux ». *Annales des ponts chaussées*, n° 71, p. 30-41, 1998.
- [88] **Van Damme H.**, « La physique des liaisons entre les hydrates et les moyens d'agir au niveau moléculaire ». *Journée technique de l'industrie cimentière*, 21 janvier 1998, p. 4.
- [89] **Le Roy R.**, « déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances », *Le béton hydraulique*, LCPC, Paris, 1982, p. 343.
- [90] **Goldman A. et Bentur A.**, « Bond effects in high strength silica-fume concrete », *ACI, materials journals*, n° 86, September-October 1989.
- [91] **De Larrard F.**, « Préviation des résistances en compression des bétons à hautes performances aux fumées de silice ou une nouvelle jeunesse pour la loi de Féret », *Annales I.T.B.T.P.*, n° 483, mai-1990.

- [92] **De Larrard F., Saint-Dizier E. et Boulay C.**, « Comportement post-rupture du béton à hautes performances ou très hautes résistance : armé en compression », *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, mai-juin 1992, p.11-20.
- [93] **Pedeches J-M.**, « Béton à hautes et très hautes performances : propriétés mécaniques et retrait. Aide à la formulation », *Annales I.T.B.T.P*, n° 525, série bétons 311, p. 1-41, 1994.
- [94] **BAEL 91**, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant les états limites », *Bulletin officiel*, fascicule n° 62, Titre 1, section I du CCTG.
- [95] **BPEL 91**, « Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton précontraint suivant les états limites », *Bulletin officiel*, fascicule n° 62, Titre 1, section II du CCTG.
- [96] **Ahmad S-H. et Shah S-P.**, « Structural properties of high strength concrete and its implication for precast prestressed concrete », *PCI Journal*, vol. 30, n° 6, Nov-Dec 1985, p. 91-119.
- [97] **Rilem Committee-36 RDL**, « Long term random dynamic loading of concrete structures », *Matériaux et Constructions*, 1984, vol. 97, n° 17, p. 1-28.
- [98] **Do M-T., Chaallal O. et Aïtcin P-C**, « Fatigue behavior of high-performance concrete », *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 5, n° 1, février 1993, p. 96-111.
- [99] **Do M-T., Schaller I., De Larrard F. et Aïtcin P-C**, « Fatigue of plain and reinforced high-performance concrete », *High-Strength Concrete*, édité par Holland I. et Sellevold E., Norwegian Concrete Association, Oslo, 1993, ISBN 82-91341-00-1, p. 146-154.
- [100] **Do M-T.**, « Fatigue des bétons à hautes performance », *thèse de doctorat n°788*, Université de Sherbrooke, Québec, Canada, p. 190.
- [101] **Hsu L-S. and Hsu C.T.T.**, « Complete stress-strength behavior of high strength concrete under compression », *Magazine of Concrete Research*, December 1994, vol. 46, n° 169, p. 301-312.
- [102] **De Larrard F. et Boulay C.**, « Comportement post - rupture du béton à hautes ou très hautes performances soumis en compression », *Bulletin de Liaison : L.P.C*, n° 179, mai-juin 1992.
- [103] **Xie J., Elwi A-E. et al.**, « Mechanical properties of three high strength concrete containing silica fume », *ACI Materials Journals*, n° 92, March- April 1995.
- [104] **De Larrard F., Torrenti J. et Rossi P.**, « Le flambement à deux échelles dans la rupture du béton en compression », *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, 1988, n° 154, p. 51-55.

- [105] **Giaccio G., Rocco C. and Karr M-E.**, « The fracture energy (G_f) of high strength concrete », *Materials and structures*, 1993, vol. 26, n° 161, p. 381-386.
- [106] **Guettu R., Bazant Z-P. and Zerbino R.**, « Fracture proprieties and brittleness of high strength concrete », *ACI Materials journals*, Nov-Dec. 1990, vol. 87, n° 6, p. 608-618.
- [107] **Zhou F., Brr B. and Lydon F-D.**, « Fracture proprieties of high strength concrete with varying silica fume content and aggregates », *Cement and concrete research*, vol. 25, n°3, 1995, p. 543-552.
- [108] **Lemaitre J. et Chaboche J-L.**, « Mécanique des matériaux solides », *Dunod-Bordas*, Paris, 1985, p. 532.
- [109] **Ahmad S-H.**, « Short term mechanical properties. high performance concrete and application », *By S.P. Shah and S-H Ahmad*, London, 1994, Melburne, Auckland : Edward Arnold, p. 27-64.
- [110] **Kaplan M-F.**, « Ultrasonic pulse velocity, dynamic modulus of elasticity, Poisson ratio, and the strength of concrete made with thirteen different coarse aggregates », *RIMEL Bulletin*, Paris, nouvelle série, n° 1, mars 1959, p. 58-79.
- [111] **Pedeches J-M.**, « Étude des propriétés mécaniques et du retrait de béton de hautes performances », *Thèse de doctorat*, Université Paul Sabatier de Toulouse, mars 1988.
- [112] **Brooke J-J. and Wainwright P-J.**, « Time dependent behavior of very-early-strength concrete containing a superplasticizer », *ACI SP68-5*, Development in the superplasticizer, p. 81-100, 1981.
- [113] **Auperin M., Richard P., De larrard F. et al.**, « Retrait et fluage de bétons à hautes performances : influence de l'âge au chargement », *Annales. I.T.B.T.P*, série béton 264, n° 474, mai 1989, p. 49-75.
- [114] **Baron J.**, « Les retraits de la pâte de ciment, dans le béton hydraulique » édité par Baron J. et Sauterey R., *presse de l'école nationale des ponts chaussées*, 1982, ISBN 2-85978-033-5, p. 485-501.
- [115] **Aïtcin P-C., Neville A-M et Acker P.**, « Les différents types de retrait du béton », *Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées*, n° 215, mai-juin 1998, p. 41-51.
- [116] **Wittmann F-H.**, « On the action of capillary pressure in fresh concrete », *Cement and concrete research*, vol. 6, n°1, 1976, p. 49-56.
- [117] **Lynam G-C.**, « Grow and movement in Portland cement concrete », *Oxford University press*, London 1934, p. 25-45.
- [118] **Davis H-E.**, « Autogenously volume change of concrete », *Comptes rendus de la 43^e rencontre annuelle de l'ASTM*, Atlantic city, NJ, June 1940, p. 1103-1113.

- [119] **Buil M.**, « Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissant », *Rapport de recherche LCPC*, n° 92, ISSN 0222-8394, décembre 1979, p. 72.
- [120] **Tazawa E. et Miyazawa S.**, « Experimental study in mechanism of autogenously shrinkage of concrete », *Cement and concrete research*, vol. 25, n° 8, December 1995, p. 1633-1638..
- [121] **Aïtcin P-C.**, « Demystifying autogenously shrinkage », *Concrete international*, September 1999, vol. 21, n° 9, p.
- [122] **Davis H-E.**, « Autogenously volume change of concrete », *Comptes rendus de la 43^e rencontre annuelle de l'ASTM*, Atlantic city, NJ, June 1940, p. 1103-1113.1940
- [123] **Jensen O-M et Hansen P-F.**, « A dilatometer for measuring autogenously deformation in hardening Portland cement paste », *Matériaux et constructions*, vol. 28, n° 181, août-septembre 1995, p. 406-409.
- [124] **Jensen O-M et Hansen P-F.**, « Autogenously deformation and change of the relative humidity on silica fume – modified cement paste », *ACI Material journal*, vol. 93, n° 6, November - December 1996, p. 539-543.
- [125] **Tazawa E. et Miyazawa S.**, « Autogenously shrinkage of concrete and its importance in concrete technology », *Creep and shrinkage of concrete*, edited by Bazant Z-P. et Carol I., E & FN Spon, London 1993, ISSN 0419-18630-1, p. 159-168.
- [126] **Novokshchenov V.**, « Factor controlling the compressive strength of silica fume concrete in the 100-150 MPa », *Magazine of concrete research*, March 1992, vol. 44, n° 158, p. 53-61.
- [127] **Cimbéton**, « Fiche technique », *Centre d'information de l'industrie cimentière*, Paris.
- [128] **Rendell F., Jauberthie R., Cortes M. and Groutham M.**, « Deteriorated concrete – inspection and physic chemical analysis », *Ed. Thomas Telford*, London, 2002.
- [129] **Baron J. et Sautery R.**, « Le béton hydraulique : connaissance et pratique », *Presse de l'ENPC*, Paris 1995, p. 513-530.
- [130] **Biczok I.**, « Concrete corrosion, Concrete protection », *Akademiai Kiado Budapest*.
- [131] **Lévry C.**, « La carbonatation accélérée des bétons : comparaison B-BHP du pont de Joigny », *Bétons à hautes performances – caractérisation, durabilité, applications*, édité par Malier Y., *presses de l'école nationale des ponts chaussées*, ISBN 2-85978-187-0, p. 359-376, 1992.
- [132] **Malier Y., Brazillier D. et Roi S.**, « The bridge of Joigny, a high performance concrete experimental bridge », *Concrete international*, vol. 13, n° 5, p. 40-42, 1991.

- [133] **Duval R.** et **Hornain H.**, « La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives », dans : *La durabilité des bétons*, par Baron J. et Olivier J-P, p. 353-391, presse de l'ENPC, Paris, 1992.
- [134] **Vicat L.**, « Recherches sur les causes physiques de destruction des composés hydrauliques par l'eau de mer », *Bulletin de la société d'encouragement pour l'industrie nationale*, 1857.
- [135] **Gagné R.**, **Aïtcin P-C** and **Lamoth P.**, « Chloride-ion permeability of different concretes », In : *Proceedings of the 6th International Conference on durability of building materials and components*, Omiya, Japan, E & FN Spon, London, ISBN 0-419-18690-5, p. 1171-1180, 1993.
- [136] **Gagné R.**, **Pigeon M.** and **Aïtcin P-C.**, « Chloride-ions attack on low water-cement ratio pastes containing silica fume », *4^{ième} Conférence Internationale sur l'utilisation des cendres volantes, fumée de silice, laitiers et autres pouzzolanes naturelles dans le béton*, Istanbul, Turquie 1991, p. 19.
- [137] **Stanton T-E.**, « Expansion of concrete through reaction between cement and aggregate », *Trans. Am. Soc. Civil Eng*, vol. 107, n° 2129, p.53-126.
- [138] **Powers T-C.** and **Helmuth R-A.**, « Theory of volume changes in hardened Portland cement paste during freezing », *Proceedings highway research board*, vol. 32, p. 285-297, 1953.
- [139] **Warris B.**, « Model describing the process of frost deterioration », *Rilem symposium*, Prague B, p. 49-61, 1909.
- [140] **Litvan G.**, « Phase transition of adsorbents, mechanism of frost action in hardened cement paste », *J. Amer. Ceram. Soc*, vol. 55, n° 1, p. 38-42, 1972.
- [141] **Jauberthie R.**, **Lanos C.**, **Temimi M.**, **Laquerbe M** and **Rendell F.**, « Durability of concrete facades in sulphated atmosphere », *5th NCB International seminar on cement and building materials and components*, New Delhi, India, vol. 4, XV, p. 33-40, 1996.
- [142] **Regourd M.**, « Durabilité des bétons à hautes performances : réaction alcalis-granulats et carbonatation », les bétons à hautes performances : caractérisation, durabilité, application, 2^e édition par Malier y., *presse de l'ENPC*, Paris, 1992, p. 255-269.
- [143] **Chatterji S.**, **Taulow N.** and **Chrisstensen P.**, « Pouzzolanic activity of product silica fume from ferrosilicon production », *Cement and concrete research*, vol. 12, September 1982, p. 781-784.
- [144] **Aïtcin P-C.**, **Sarkar S-L** and **Laplante P.**, « Long-term characteristics of high strength concrete », *Concrete International*, January 1990, vol. 12, p.40-44.

- [145] **Bruno V., Chabannet M., Ambroise J. et Pera J.**, « Bétons très hautes performance (BTHP) : microstructure et durabilité » *In : 2th CNMET-ACI International Conference on durability of concrete*, Supplementary papers, Montreal, Canada 1991, p. 175-195.
- [146] **Parrott L.-J.**, « Water absorption in cover concrete », *Matériaux et construction*, juin 1992, vol. 25, n° 149, p. 284-292.
- [147] **Dantu P.**, « Étude des contraintes dans les milieux hétérogènes », *Annales I.T.B.T.P.*, janvier 1958, n° 121, p. 53-98.
- [148] **Maso J.-C.**, « La nature minéralogique des agrégats, facteur essentiel de la résistance des bétons à la rupture et à l'action du gel », *Thèse Doct. : INSA de Toulouse* 1967.
- [149] **Calvet H.**, « Étude sur modèle plan des déformations sous charge autour d'un granulat », *Colloque Géotechnique*, Toulouse 1969.
- [150] **Pera J.**, « Contribution au calcul aux états limites des structures en béton armé, simulation probabiliste de la redistribution des efforts dans les poutres hyperstatiques », *Thèse Doct. : Univ. Claude Bernard Lyon* 1999, p. 182.
- [151] **Sauterey R., Baron J.**, « Le béton hydraulique : connaissance et pratique », p. 298, presse de l'ENPC, Paris, 1982.
- [152] **Longuet P. et Thuret B.**, « Réactivité du carbonate de calcium avec l'aluminate tricalcique », pour CERILH, Paris.
- [153] **Ollivier J.P.**, « Thèse d'état Toulouse », 1981.
- [154] **Auperin M., Richard P., De larrard F. et al.**, « Retrait et fluage de bétons à hautes performances : influence de l'âge au chargement », *Annales. I.T.B.T.P.*, série béton 264, n° 474, mai 1989, p. 49-75.

COMMUNICATIONS ET PUBLICATIONS

Ce travail a fait l'objet de publications et communications (orales - posters) suivantes :

Publications

1. **CHAID R., JAUBERTHIE R., BALI A. et ABADLIA M-T.**, « Formulation des bétons de hautes performances avec des ajouts cimentaires locaux », Revue : Algérie Équipement, École Nationale des Travaux Publics, n°38, ISSN 111-5211, janvier 2004, p. 3-7.
2. **CHAID R., JAUBERTHIE R. et RENDELL F.**, « Influence of a natural pozzolana on the properties of high performance mortar », Serial title : Indian Concrete Journal, volume 78, number 8, issue, date : August 2004, p 22-26, language : English, ISSN : 0019-4565, CODEN : ICJOAL, Document type : Journal article (JA), Publisher : Associated Cement Companies Ltd., Mum bay, India.
3. **CHAID R., JAUBERTHIE R., BALI A. et ABADLIA M-T.**, « Durabilité des bétons hautes performances en milieux agressifs », Revue : Sciences & Technologie, Université Mentouri, Constantine (**proposée**).
4. **CHAID R., BALI A., JAUBERTHIE R. et ABADLIA M-T.**, « Apport des fillers calcaires à la durabilité des BHP en milieu sulfatique », Revue : Matériaux & Techniques, edp - sciences (**proposée**).

Communications

1. **CHAID R., ABADLIA MT. et BALI A.**, « Incidence de l'introduction des fines de laitier sur la qualité des bétons », Proceeding : Séminaire sur la valorisation des laitiers de hauts fourneaux et des coproduits sidérurgiques, Annaba, 29-30 novembre 1998, p. 100-106
2. **GHERNOUTI Y., ABADLIA MT. et CHAID R.**, « Étude de la durabilité et du comportement mécanique des bétons à base des ajouts cimentaires », Proceeding : Premier Congrès National du Génie Civil, CNCG 2002, Université de Laghouat, 15-16 avril 2002, p. 33-39.
3. **GHERNOUTI Y., ABADLIA MT. et CHAID R.**, « Effets des ajouts cimentaires ultrafins sur la durabilité et les propriétés physico-mécaniques des bétons », Proceeding : Séminaire National de Génie Civil, SNGC 2002, ENSET, Oran 28-29 janvier 2003, Tome 1, matériaux de construction, p. 31-38.
4. **CHAID R., JAUBERTHIE R., BALI A. et ABADLIA M-T.**, « Résistances mécaniques et chimiques des bétons à base de pouzzolane naturelle », Proceeding : Congrès International sur la Technologie et la Durabilité du Béton, CITEDUB 1, USTBH, Alger 24-26 mai 2004, p. 35.

5. **CHAID R., JAUBERTHIE R., BALI A. et ABADLIA M-T.**, « Action de l'eau de mer sur les parois de béton hautes performances », Proceeding : Congrès International sur la réhabilitation des constructions et développement durable, ENTP, Alger 3 & 4 mai 2005, vol. 2, p. 84-91.
6. **MERIDA A., TALAH I., KHARCHI F. et CHAID R.**, « Contribution à l'étude de la corrosion des BHP de pouzzolane en milieu sulfaté », Proceeding : 2^{ème} séminaire sur les technologies du béton, Algerian Ciment Company, Alger 17 & 18 septembre 2005, p. 65-72.
7. **CHAID R.; ABADLIA M-T ; BALI A. et JAUBERTHIE R.**, « Durabilité des BHP de fines calcaires soumis aux cycles eau / air », Colloque Méditerranéen sur les Matériaux de Génie - civil, CMédiMat 2005, ENSET, Oran 6 & 7 décembre 2005, p. 13.
8. **TALAH I., KHARCHI F. et CHAID R.**, « Mesure de la perméabilité aux ions chlorures des bétons hautes performances de pouzzolane », Colloque Méditerranéen sur les Matériaux de Génie - civil, CMédiMat 2005, ENSET, Oran 6 & 7 décembre 2005, p. 19.
9. **MERIDA A., KHARCHI F. et CHAID R.**, « Durabilité des bétons de pouzzolane », Colloque Méditerranéen sur les Matériaux de Génie - civil, CMédiMat 2005, ENSET, Oran 6 & 7 décembre 2005, p. 20.
10. **TALAH A., MÉRIDA A., KHARCHI F. et CHAID R.**, « Mesure de perméabilité aux ions chlore des bétons », International conference on metrology, CAMET JM2006, Maroc 4th to 6th April 2006.

Posters

1. **CHAID R., BALI A., JAUBERTHIE R. et ABADLIA M-T.**, « Chemical strength of the HPC cured in sea water », Workshop NucPerf 2006, France 27 au 30 mars 2006.
2. **MÉRIDA A., TALAH A., KHARCHI F. et CHAID R.**, « Contribution to the study of the corrosion of the pozzolana High Performance Concrete (HPC) in sulphates medium », Workshop NucPerf 2006, France 27 au 30 mars 2006.
3. **TALAH A., MÉRIDA A., KHARCHI F. et CHAID R.**, « Measure permeability to the air of the pozzolana (HPC) high performances concretes », Workshop NucPerf 2006, France 27 au 30 mars 2006.