

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

BADJI MOKHTAR UNIVERSITY- ANNABA
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR - ANNABA



جامعة باجي مختار - عنابة

FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIORAT
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Année : 2018

THESE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de DOCTORAT en Génie Civil

Thème

**CONTRIBUTION A L'ETUDE DE LA REACTIVITE POTENTIELLE DES
AGREGATS ET ETUDE DES ELEMENTS EN BETON ARME A SA BASE.**

Option : STRUCTURES

Par : Fouzia BOUABDALLAH

Directeur de Thèse : HABITA Mohammed Faouzi Professeur Génie Civil/ Université de Annaba - Algérie

Devant le Jury :

| | | |
|------------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| Président : | Redjel Bachir | Professeur Université Annaba |
| Rapporteur: | Habita Mohammed Fouzi | Professeur Université Annaba |
| Examineurs : | Belachia Mouloud | Professeur Université Skikda |
| | Merzoud Mouloud | Professeur Université Annaba |
| | Benouis A. Halim | Professeur Université Guelma |
| | Cherait Yacine | Professeur Université Guelma |
| Membre invité : | Kherici Bousnoubra Houria | Professeur Université Annaba |

*Je dédie ma thèse de doctorat à la lumière de ma vie mon Dieu
ALLAH, puis à mon Prophète MOHAMMED.*

J'aimerais tout d'abord remercier mon directeur de thèse Professeur Mohammed Fouzi HABITA pour ses conseils, son appui constant tout au long de ma recherche et qui a beaucoup contribué à la qualité de ce manuscrit. J'ai le plaisir aussi à remercier ma Co-Directeur de thèse Professeur Houria KHERICI BOUSNOUBRA, pour sa collaboration et à la grande importance qu'elle portait à mes résultats de recherche.

Je souhaite manifester ensuite ma reconnaissance à Monsieur Bachir RADJEL pour ses encouragements dans les périodes critiques et pour avoir présidé ce jury également. Je remercie chaleureusement ainsi les membres de ce jury composé des professeurs Mouloud BELACHIA, Mouloud MERZOU, A. Halim BENOUIS et Yacine CHERAIT aient accepté la charge d'examiner ce manuscrit et à la grande attention qu'ils ont portée à ce travail.

Je veux présenter profondément ma reconnaissante vers mes chefs de département Yazid HADIDANE, Faycel SLIMANI, et Nourdinne FARHOUNE pour leurs aides bien appréciées autant que doctorante et enseignante. J'aimerais remercier le doyen de la faculté des sciences de la terre Professeur Nacer KHERICI et le vice le doyen de la faculté des sciences de l'ingénierat Mr Mourad BIHIM, ainsi le personnel et les professeurs des départements de génie civil, géologie et hydraulique aux universités de l'UBMA et OEB pour leur soutien technique et logistique, je tiens à citer messieurs et mesdames: Bentorki, Belouetar, Ridjimi, Ahlem, Kahina, Dalèl, Naima, Fella, Fatiha, Malika, Aziza, Amel, Djamilia, Saci, Abdelatif, Amar, Hafssi, Olaya, Hichem, Bilèl, El Hadi et surtout les secrétaires du département d'hydraulique 'Zahia et Malika'.

Lors de ce projet, j'ai côtoyé de nombreux chercheurs qui ont contribué de différentes façons à ce projet, avec leurs suggestions ou leur support. Merci pour les agréables moments qu'on a partagé ensemble Nadia, Nora, Sohayla, Samah, Halima, Soumia, Khadidja, Nadjette et les autres. Un merci aussi à Djaafar responsable du laboratoire des lames minces au département de géologie et à Hanane ZAABAT et son équipe d'ingénieurs au laboratoire de la cimenterie d'Hadjar-Essoud pour leur participation à ce projet. Je souhaite aussi plus particulièrement remercier Nahida NAHAL (Lebon) et Somaya (Alger) pour leurs coopérations. Mes remerciements vont également au personnel du DRA et

CRTI, Emir-Labo qui m'ont aidé lors de la réalisation de mes travaux au laboratoire, ainsi qu'aux étudiants Hocine, Fares, Salwa, Soumia, Amel qui m'ont plus particulièrement diverti.

Mes remerciements s'adressent également aux différents organismes et personnes qui ont collaboré de loin ou de près dans cette thèse, spécialement mes amis et mes voisins : Samia TAYEF, Sabrina GHAIJGHOUJ, Zobida FARTAS, Nadia BELAHSEN, Lamia, Saida, Yazid, Aziz DJAREF avec leurs familles. Et sans oublier mes anciens collègues à l'ONID et à Cosider Canalisation dirigé par Laamri GHABACHE, je précise Abd El Malek, Abd El Karim, Assia, Chokri, Aziz, le BET docteur FRAGA, et BET Fouzi LABZA, le personnel des services techniques et hygiène de l'APC d'El Hadjar je précise mes amis Sihem, Rida et Ahlem et les autres.

J'aimerais finalement remercier ma famille surtout ma mère qui a été toujours derrière mes réussites. Mes frères et sœurs et toutes leurs petites familles: Ilhem, Farida, Imène et Imed pour leur support constant et encouragements tous au long de mes études.

Une réaction chimique se produit entre les granulats d'un béton hydraulique et les alcalins de la pâte de ciment, c'est l'alcali- granulats- réaction 'AGR' ou le cancer du béton. C'est la pathologie des bétons la plus connue pour ce siècle au niveau international. L'AGR ou l'AAR aura lieu lorsque le granulats est très réactif en milieu hyperbasique $\text{pH} > 13$ et en présence d'humidité importante $\text{HR} > 80\%$. Il en résulte un gel solide détruisant. Cette réaction génère des forces internes expansives, induisant ainsi de la fissuration et des faïençages. D'où la chute des caractéristiques mécaniques des structures en béton. Universellement, il existe des essais normalisés évolutifs de la norme américaine pour tester les matériaux ASTM (C), la norme française de normalisation AFNOR, canadienne CSA et la norme d'Afrique du sud NBRI pour simuler le problème de l'AAR. Nos recherches élaborées selon ces normes, ont été effectuées aux laboratoires Algériens de génie civil et de géologie à l'université Badji Mokhtar d'Annaba. En plus au laboratoire privé des matériaux de construction Emir Labo situé dans la ville d'Annaba. La même composition de béton et béton armé est testée avec diverses éprouvettes et poutres sous des paramètres bien précis selon la méthode de (Dreux Gorisse). Le vieillissement, granulats de nature (calcaire), le dopage en Alcalins, ont été préconisés pour une accélération adéquate du mûrissement des bétons.

Différentes expansions et dégradations sont enregistrées. L'allure de l'expansion prend la forme en (S) de la courbe Larive, avec l'effet de volume. Les fissures et d'autres symptômes pathologiques sont considérables. Les analyses chimiques et l'étude microscopique expliquent pour notre cas le déroulement de l'AAR.

Mots clés: granulats, alcalin ; réaction ; béton armé ; fissure ; expansion

A reaction between the hydraulic concrete aggregates and the cement paste alkali, it is the Alkali Aggregate Reaction 'AAR' noted by the concrete cancer. It's the most known concrete pathology for this century internationally. 'AAR' will take place when the aggregate is highly reactive in hyper basic medium $pH > 13$ and high humidity $HR > 80\%$. It results a solid gel destroying and that generates expansive internal forces, thus inducing cracking and cracking-checking, hence the properties mechanical fall down in concrete structures. Universally, there are evolutionary American French Canadian and South African standard tests ASTM (C), AFNOR, CSA and NBRI to simulate the 'AAR' problem. Our research elaborated according to these standards (sometimes modified), were in Algerian Laboratories of Civil Engineering and geology Departments at Annaba University UBMA; and laboratory of building materials Emir-Labor (private) situated in Annaba city. The same concrete and reinforced concrete composition (Dreux Gorisser's method) was tested with several specimens and beams in very specific parameters: aging, nature reactive aggregates is "limestone" and doping Alkaline, have been advocated for an adequate acceleration of concrete maturing. Various expansion and degradations are saved; the expansion course takes the Larive curve form of (S), with the volume effect. The cracks and other pathological symptoms are considerable. The chemical analyzes and the microscopic study explains for our case the AAR process.

Keywords: aggregate; alkali; reaction; concrete; crack; swell

يحدث تفاعل كيميائي بين ركام الخرسانة الهيدروليكية والعناصر القاعدية لخلطة أسمنتية، إنه ما يعرف بتفاعل الوسط القلوي مع الركام (ت.ق.ر) أو سرطان الخرسانة. يعد أشهر أمراض الخرسانة، لهذا القرن على المستوى العالمي. تفاعل (ت.ق.ر) يظهر عندما يكون الركام قابل للتفاعل في وسط قاعدي عال التركيز ($pH > 13$) بتوفر نسبة رطوبة عالية ($HR > 80\%$). مما يؤدي إلى إنتاج مادة هلامية صلبة فتاكة، هذا التفاعل يولد قوى انتفاخ داخلية وبالتالي تحفيز حدوث التشققات وكذا التشققات على شكل خلايا. وعليه تنخفض معدلات الخصائص الميكانيكية للهياكل الخرسانية. عالميا، هناك اختبارات لمعايير قيد الدراسة والتحسين منها المعايير الأمريكية لاختبار مواد البناء (أ.إس.تي.أم - سي)، ومعايير فرنسية (أفنور)، كندية (سي.أس.آ - أكنور)، وأخرى لجنوب إفريقيا (أن.بي.آر.إي) لمحاكاة مشكل (ت.ق.ر). وقد تم تطوير أبحاثنا وفقاً لهذه المعايير في المختبرات الجزائرية للهندسة المدنية والجيولوجيا بجامعة باجي مختار في عنابة. بالإضافة إلى المختبر الخاص لمواد البناء (إمير - لابو) والمتواجد بمدينة عنابة. تم اختبار نفس تركيبة الخرسانة والخرسانة المسلحة مع مختلف نماذج والعوارض تحت معايير دقيقة للغاية وفقاً لطريقة (درو-قوريس). التشبيخ، ركام ذو طبيعة كلسية، التحفيز باستعمال قاعدة، تم تسخيرهم جميعاً لتسريع كاف لنضوج وتهيئة الخرسانة. سجلنا انتفاخات وتراجعات مختلفة. مسار الانتفاخ يأخذ منحى منحنى لاريف على شكل (S)، مع تأثير الحجم. الشقوق والأعراض المرضية الأخرى معتبرة. التحاليل الكيميائية والدراسة المجهرية توضح بالنسبة لحالتنا كيفية حدوث تفاعل (ت.ق.ر).

الكلمات المفتاحية: ركام - قلوي - تفاعل - خرسانة مسلحة - شقوق - انتفاخ .

Table des matières

| | |
|--|----|
| Dédicace | 1 |
| Remerciements | 2 |
| Résumé | 4 |
| Abstract | 5 |
| ملخص | 6 |
| Table des matières | 7 |
| Liste des figures | 11 |
| Liste des tableaux | 18 |
| Glossaire | 20 |
| Problématique | 22 |
| Introduction général | 23 |
| CHAPITRE I Recherche bibliographique | |
| Introduction | 26 |
| 1. L'alcali réaction attaque différentes structures et ouvrages d'art | 29 |
| 2. Évolution du mécanisme de l'AAR (AGR) dans les bétons | 29 |
| 2.1 Identification de la réaction alcali- granulat | 29 |
| 2.2 Les résultants de la réaction alcali- granulat | 33 |
| 2.2.1 Exsudation du gel et décoloration en peau des bétons alcali-réactifs | 34 |
| 2.2.2 Changement de longueur dans le béton et le mortier atteint de l'AAR | 37 |
| 2.2.3 Fissuration et faïençage dans les bétons alcali- réactifs | 39 |
| 2.2.3.A Fissure en réseau (Faïençage) | 40 |
| 2.2.3.B Fissure orientée | 42 |
| 2.2.4 Pustules et Auréoles de la réaction autour des particules de granulats | 43 |
| 2.2.5 Gros granulat grossier déchaussé | 44 |
| 2.2.6 Variation massive des bétons en cas de l'AAR | 44 |
| 2.2.7 Caractéristiques mécaniques des bétons alcali-réactifs | 44 |
| 2.2.7.a Résistance mécanique | 45 |
| 2.2.7.b Module d'élasticité | 46 |
| 2.2.7.c Déformabilité | 47 |
| 3. Conditions participantes à l'évolution de l'AAR | 47 |
| 3.1 Le milieu basique | 47 |
| 3.2 Les granulats | 48 |
| 3.3 Présence de l'eau | 51 |
| 3.4 Effet de la température | 52 |

| | | |
|---|--|----|
| 3.5 | Les adjuvants et les ajouts | 53 |
| 3.5.1 | La fumée de silice | 54 |
| 3.5.2 | Les pouzzolanes | 54 |
| 3.5.3 | Les cendres volantes | 55 |
| 3.5.4 | Les laitiers | 55 |
| 4. | Précaution et prévention | 56 |
| 4.1 | Précaution par essai de détection et essai de contrôle in-situ sur des divers éléments | 56 |
| 4.1.1 | Essai avec des granulats | 56 |
| 4.1.2 | Essai de changement de longueur et autres sur des divers éléments en béton | 57 |
| 4.1.3 | Essai de changement de longueur et autres sur des divers éléments en mortier | 58 |
| 4.1.4 | Performance mécanique des éléments structuraux face à l'AAR | 59 |
| 4.1.5 | Analyse chimique et microscopique sur des échantillons de mortier et béton | 62 |
| 4.2 | Prévention en cas d'ouvrage attaquée par l'AAR | 64 |
| 5. | Conclusions de la recherche bibliographique | 69 |
| CHAPITRE II Description des matériaux choisis et des essais élaborés pour les éléments structuraux | | |
| | Introduction | 71 |
| 1. | Confection du béton alcali-réactif au laboratoire | 72 |
| 1.1 | Choix du matériau | 72 |
| 1.1.1 | Granulats | 72 |
| 1.1.2 | Ciment utilisé | 73 |
| 1.1.3 | Eau pour le gâchage | 74 |
| 1.2 | Formulation des bétons mise en œuvre | 74 |
| 1.3 | Conservation et accélération chimique du vieillissement | 75 |
| 1.4 | Corps d'épreuve | 76 |
| 1.5 | Présentation des éléments structuraux choisis pour le protocole expérimental | 76 |
| 2. | Étude des caractéristiques physiques et texturales du béton alcali réactif | 76 |
| 2.1 | Décoloration et formation du gel de l'AAR | 76 |
| 2.2 | Changement de longueur (dilatation libre) par l'essai de détection de la réactivité des granulats par changement de la longueur due à l'AAR CSA A23.2 -14A & NF P 18-587 | 76 |
| 2.3 | Évaluation de la fissuration orientée et en réseau (faïençage) | 78 |
| 3. | Étude des caractéristiques mécaniques du béton alcali-réactif | 78 |
| 3.1 | Les méthodes destructives | 78 |
| 3.1.1 | Essai de compression sur éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm selon NF P 18-406 et ou CSA A23.2-9C et la détermination | 78 |

| | | |
|--|---|-----|
| | de la déformation longitudinale E_{ij} et de la déformation transversale v | |
| 3.1.2 | Essai de compression sur éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm | 79 |
| 3.1.3 | Essai de flexion et déformabilité sur poutres en béton armé de section prismatique de dimension 120 x 20 x 15 cm | 80 |
| 3.1.4 | Essai de flexion sur éprouvette prismatique 7 x 7 x 28 cm selon NF P18-407 | 81 |
| 3.2 | La méthode non destructive : Essai ultrasonore (auscultation sonique) sur des éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm, éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm et éprouvettes cubiques 10 cm de coté | 82 |
| 4. | Étude de la microstructure du béton alcali réactif par l'essai pétrographique | 83 |
| 4.1 | Analyse Microscopique au moyen du Microscope optique polarisant de géologie | 84 |
| 4.2 | Analyses chimiques FRX et l'essai pétrographique | 86 |
| 5. | Conclusions du chapitre | 87 |
| CHAPITRE III Présentation des résultats obtenus et étude des caractéristiques physicomécaniques du béton alcali-réactif | | |
| | Introduction | 89 |
| 1. | Étude des caractéristiques physiques et texturales du béton alcali-réactif | 91 |
| 1.1 | Décoloration des parements du béton en couleur blanchâtre à cause du gel de l'AAR | 91 |
| 1.2 | Auréoles et pustules de la réaction | 92 |
| 1.3 | Profils hydriques en mouillage permanent | 92 |
| 1.4 | Décollement des granulats « Déchaussement » | 95 |
| 1.5 | Variation massique des bétons en cas de l'AAR | 97 |
| 1.6 | Changement de longueur en gonflement libre | 98 |
| 1.7 | Évaluation de la fissuration orientée et en réseau (faièçage) | 101 |
| 1.7.1 | Visualisation macroscopique des surfaces de béton | 101 |
| 1.7.2 | Visualisation mésoscopique de la fissuration formée | 102 |
| 1.7.3 | Visualisation microscopique de la fissuration formée | 102 |
| 1.7.4 | Évolution des fissures et faièçages au cours des essais de vieillissement | 102 |
| 2. | Étude des caractéristiques mécaniques du béton alcali-réactif | 105 |
| 2.1 | Les méthodes destructives (compression directe et zone comprimée dans la flexion 4 points) | 105 |
| 2.1.1 | La compression simple à la rupture sur des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm | 105 |
| 2.1.2 | La compression simple à la rupture sur des éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm | 106 |

| | | |
|--|--|-----|
| 2.1.3 | L'influence des caractéristiques physiques sur la résistance de compression des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm et cubiques 10 cm de coté | 107 |
| 2.1.4 | Zone comprimée de l'essai de traction par flexion par quatre points sur éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm selon NF P18-407 | 110 |
| 2.1.5 | Zone comprimée de l'essai de traction par flexion sur poutres en béton armé de section prismatique dimension 120 x 20 x 15 cm | 111 |
| 2.1.6 | L'influence des caractéristiques physiques sur la résistance de la zone comprimée en flexion par quatre points des prismes 7 x 7 x 28 cm et poutres 120 x 20 x 15 cm | 112 |
| 2.1.7 | Etude de la déformation longitudinale E_{ij} et de la déformation transversale v | 113 |
| 2.1.8 | Étude de la déformabilité dans le béton armé alcali-réactif | 115 |
| 2.1.9 | Etude du comportement « Charge- Flèche » dans le béton armé alcali-réactif | 120 |
| 2.2 | La méthode non destructive pour les bétons et bétons armés atteints de l'AAR | 125 |
| 2.2.1 | Essai ultrasonore (auscultation sonique) sur prismes 7 x 7 x 28 cm, cylindres (Ø11, H22) cm et cubes de 10 cm en béton | 124 |
| 2.2.2 | Essai ultrasonore ou auscultation sonique sur des poutres en béton armé (L x H x B) (120 x 20 x 15) cm. | 125 |
| 3. | Mécanisme d'interaction des propriétés physiques sur la performance mécanique du béton alcali-réactif | 126 |
| 3.1 | Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes | 126 |
| 3.1.1 | Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm | 127 |
| 3.1.2 | Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm | 128 |
| 3.1.3 | Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm | 130 |
| 3.2 | Le comportement du béton armé alcali-réactif dans les modèles réduits (poutres 120 x 20 x 15) cm | 131 |
| 3.3 | La correspondance entre les essais destructifs et non destructif uniquement dans le béton alcali-réactif | 132 |
| 4. | Conclusions et recommandations du chapitre | 134 |
| CHAPITRE IV Béton alcali-réactif étudié par l'examen pétrographique et la méthode statistique (ACP) | | |
| | Introduction | 140 |
| 1. | Examen pétrographique d'un béton alcali-réactif | 141 |
| 1.1 | Analyse microscopique des composants du béton atteint de | 141 |

| | | |
|---------|--|-----|
| | l'AAR | |
| 1.2 | Identification du type de l'AAR | 144 |
| 2. | Étude statistique de l'AAR par la méthode d'Analyse en Composantes Principales 'ACP' | 147 |
| 2.1 | Présentation des analyses chimiques FRX statistiquement par l'ACP | 150 |
| 2.1.1 | Ciment et Gels du béton armé B de 28 jours et 6 mois d'âge | 153 |
| 2.1.2 | Granulats | 155 |
| 2.1.2.1 | Etat 01- Granulats purs | 155 |
| 2.1.2.2 | Etat 02- Granulats du béton armé (A) de référence de 6 mois d'âge) | 155 |
| 2.1.2.3 | Etat 03- Granulats du béton armé (B) affecté par l'AAR de 6 mois d'âge | 159 |
| 2.2 | Traitement des résultats de la méthode statistique ACP | 162 |
| 3. | Conclusions du chapitre | 168 |
| | Conclusions générales et recommandations | 171 |
| | Références bibliographiques | 174 |

Liste des figures

| | | |
|-------------|--|----|
| Figure I.1 | Cas détectés de l'AAR ou AGR dans de divers pays du monde | 27 |
| Figure I.2 | Réservoir d'eau du Barrage du lac Randleman atteint de l'ASR, Canada | 29 |
| Figure I.3 | Pont Térénez atteint d'un vieillissement prématuré (AAR), Grande-Bretagne en 1952 | 29 |
| Figure I.4 | Barrage de Chambon, le premier barrage français où l'ASR a été découverte en 1976 | 29 |
| Figure I.5 | Viaduc Millaud, gel et fissuration, de l'échelle macroscopique, et microscopique vers l'échelle microscopique, France en 2004 | 29 |
| Figure I.6 | Attaque des groupes silanols et siloxanes des granulats siliceux par les alcalins | 30 |
| Figure I.7 | Exemples illustrant les trois mécanismes de gonflement reliés aux granulats | 34 |
| Figure I.8 | Gel aux pores, granulats et sur les surfaces des éprouvettes cylindriques (Ø 11, H 22) cm et poutres 120 x 20 x 15 cm après 2 mois d'essai | 35 |
| Figure I.9 | Composants du gel. | 35 |
| Figure I.10 | Phases morphologiques des gels et fissures de l'AAR analysés avec BSE, SEM | 37 |
| Figure I.11 | Méthode des trois tangentes de la courbe d'expansion en fonction du temps des bétons alcali-réactifs | 38 |

| | | |
|-------------|---|----|
| Figure I.12 | Fissures de l’RAS dans une poutre en béton armé | 41 |
| Figure I.13 | Fissures aux éprouvettes cylindriques (Ø 13, H 24) cm attendues de la RAS sous charges axiales «N» | 42 |
| Figure I.14 | Influence de la charge sur l'orientation des fissures | 43 |
| Figure I.15 | Influence de la teneur en alcalins sur le gonflement | 48 |
| Figure I.16 | Silicate SiO ₄ | 48 |
| Figure I.17 | Schémas de quelques minéraux. | 48 |
| Figure I.18 | Géométrie des groupements (SiO ₄) d’une molécule de granulats siliceux | 49 |
| Figure I.19 | Courbe (Énergie- Angle α des liaisons inter-tétraédriques Si-O-Si) | 49 |
| Figure I.20 | Expansion du béton avec une variété de granulats | 49 |
| Figure I.21 | Courbe du « Pessimum contenu » dans l’opale | 50 |
| Figure I.22 | Influence du rapport Eau/Ciment sur l’expansion du béton alcali- réactif avec des prismes selon la méthode ACNOR (Calcaire siliceux du Canada) | 52 |
| Figure I.23 | Évolution du seuil d’humidité relative en fonction de la température | 52 |
| Figure I.24 | Effet de la température sur l’expansion du béton alcali-réactif | 53 |
| Figure I.25 | Conséquence de la température sur l’expansion du béton alcali-réactif | 53 |
| Figure I.26 | Influence de deux fumées de silice A et B sur l’expansion de prisme de béton alcali- réactif à (350 kg/m ³ , 1,25 % Na ₂ O _{éq}) | 53 |
| Figure I.27 | Fumée de silice sous SE & BSE | 53 |
| Figure I.28 | Influence de la fumée de silice et de laitier sur l’expansion de 1 m ³ de béton alcali- réactif à (350 et 450 kg/m ³) | 55 |
| Figure I.29 | Corrections proposées au confinement du béton en cas d’RAS | 60 |
| Figure I.30 | Micrographie montrant des détails d'un motif de fissuration en lame mince imprégnée de résine époxyde fluorescente | 62 |
| Figure II.1 | 1 Courbe granulométrique des sables conformes à EN 933-2, utilisés pour la confection du béton sain et alcali-réactif dosé à 350 kg/m ³ | 73 |
| Figure II.2 | Essai de détection de la réactivité des granulats par changement de la longueur due à l’AAR CSA A23.2 - 14A & NF P 18-587 sur des cylindres Ø11-H22 cm, cubes de 10 cm et prismes 7 x 7 x 28 cm | 77 |
| Figure II.3 | Confection des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm et l’application de l’essai de compression avec mesure | 79 |

| | | |
|--------------|---|----|
| | des déformations selon AFNOR, ACNOR et ASTM | |
| Figure II.4 | Essai de compression des cubes de 10cm (NF P 18-406/ CSA A23.2-9C). | 79 |
| Figure II.5 | Essai de flexion au moyen d'une poutre simple 120 x 20 x15 cm chargée au tiers (par 4 points) selon ASTM C78-02 et CSA ACNOR A23.2-8C. | 80 |
| Figure II.6 | Essai de flexion par quatre points, mesure de la déformée et de la flèche pour les poutres 120 × 20 × 15 cm selon AFNOR, ACNOR et ASTM | 81 |
| Figure II.7 | Emplacement des appuis de la machine de flexion par quatre points conformément à NF P18-407 | 81 |
| Figure II.8 | Essai de flexion pure par quatre points pour les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm selon NF P 18-407 | 82 |
| Figure II.9 | Essai ultrasonore selon les normes NF P 18-414 de 1993, NF P 18-418 de 1989, ASTM C 597- 83 approuvée en 1991 et BS 1881 | 82 |
| Figure II.10 | Essai ultrasonore appliqué sur des éléments en béton A et B avec divers âges, selon ASTM et AFNOR | 83 |
| Figure II.11 | Sucette de béton et mortier d'environ (3 x 2 x 1) cm pour la préparation des lames minces de géologie et l'analyse microscopique | 85 |
| Figure II.12 | Lames minces de géologie 30 x 45 mm préparée pour l'analyse microscopique | 85 |
| Figure II.13 | Emplacement des échantillons de graviers prélevés des poutres en béton armé | 86 |
| Figure III.1 | Gel de l'AAR sur les surfaces, les granulats et aux pores du béton armé et béton des poutres 120 x 20 x 15 cm, cylindres (H11, Ø22) cm, prismes 7 x 7 x 28 cm durant 6 mois d'essai | 91 |
| Figure III.2 | Auréoles foncées autour des granulats des prismes 7 x 7 x 28 cm avec la présence du gel dans les granulats en béton alcali réactif de 3 mois d'âge | 92 |
| Figure III.3 | Profil hydrique permanent dans les éléments structuraux : cubes 10 x 10 x 10 cm, prismes 7 x 7 x 28 cm et poutres 120 x 20 x 15 cm en béton alcali réactif (B) jusqu'à 6 mois d'âge | 93 |
| Figure III.4 | Profil hydrique dans les cubes 10 x 10 x 10 cm, prismes 7 x 7 x 28 cm et aux poutres 120 x 20 x 15 cm en béton et béton armé alcali-réactif (B) jusqu'à 6 mois de test | 94 |
| Figure III.5 | Surface blanchâtre dans cubes 10 cm de côté, prismes 7 x 7 x 28 cm et poutres 120 x 20 x 15 cm en béton et béton armé alcali-réactif (B) jusqu'à 6 mois d'âge | 95 |

| | | |
|---------------|---|-----|
| Figure III.6 | Granulats arrachés et cassés dans la section médiane carrée des prismes 7 x 7 x 28 cm en béton (A, B) après l'essai de flexion de 4 points au cours du temps | 96 |
| Figure III.7 | Variation massique dans les cylindres (Ø11, H22) cm, prismes 7 x 7 x 28 cm et cubes 10 x 10 x 10 cm en béton (A et B) durant 6 mois de test | 98 |
| Figure III.8 | Détection de la réactivité des granulats par le changement de longueur durant 6 mois de test selon ASTM, ACNOR et AFNOR au cylindre, prisme et cube en béton (A et B) | 99 |
| Figure III.9 | Forme générale de méthode des 3 tangentes de la courbe d'expansion en fonction du temps des bétons alcali-réactifs | 100 |
| Figure III.10 | Fissures de forme Y due à l'AAR avec 24X d'agrandissement | 102 |
| Figure III.11 | Fractures aux cylindres (Ø11, H22) cm, prismes (7 x 7 x 28) cm, cubes de (10) cm et dans les poutres 120 x 20 x 15 cm en béton (B) de 6 mois d'âge | 102 |
| Figure III.12 | Faiencages aux cylindres (Ø11, H22) cm, prismes (7 x 7 x 28) cm, cubes de (10) cm et dans les poutres 120 x 20 x 15 cm en béton (B) de 6 mois d'âge | 104 |
| Figure III.13 | Contrainte de la compression à la rupture des cylindres (Ø11, H22) cm, cubes (10 x 10 x 10) cm de 28 jours, 03 et 06 mois d'âge en béton (A et B) | 106 |
| Figure III.14 | Coefficients correcteurs (K) des contraintes de compression à la Rupture (σ) en fonction du temps pour les éprouvettes de 28 jours, 03 et 06 mois d'âge | 109 |
| Figure III.15 | Contrainte de compression à la rupture (corrigée) des cylindres (Ø11, H22) cm, cubes (10 x 10 x 10) cm de 28 jours, 03 et 06 mois d'âge en béton (A et B) | 110 |
| Figure III.16 | Contrainte de compression à la rupture dans zone comprimée de l'essai de flexion par (04 points) des prismes et poutres en béton (A et B) après 6 mois d'essai. | 110 |
| Figure III.17 | Courbes (Contrainte- Déformation ($\sigma - \epsilon$)) des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm en béton (A et B) de 28 jours d'âge | 114 |
| Figure III.18 | Courbes (Contrainte- Déformation ($\sigma - \epsilon$)) des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm en béton (A et B) de 3 mois d'âge | 114 |
| Figure III.19 | Essais de compression simple et les déformations longitudinales instantané, tangentiel, calculé et transversale (E_{ij} , E_{tg} , E_{cal} et v) dans les cylindres (Ø11, H22) cm en béton (A et B) durant 3 mois d'essai | 115 |

| | | |
|---------------|--|-----|
| Figure III.20 | Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 28 jours d'âge | 116 |
| Figure III.21 | Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (B) à 28 jours d'âge | 117 |
| Figure III.22 | Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 3 mois d'âge | 117 |
| Figure III.23 | Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (B) à 3 mois d'âge | 118 |
| Figure III.24 | Droite ajustée de la déformée calculée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) et (B) à 28 jours d'âge | 119 |
| Figure III.25 | Comparaison des droites ajustées de la déformée sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 3 mois d'âge | 119 |
| Figure III.26 | Courbes (Charge- Flèche) sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 28 jours d'âge | 121 |
| Figure III.27 | Courbes (Charge- Flèche) sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 3 mois d'âge | 121 |
| Figure III.28 | Droite ajustée à trois lignes de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 28 jours d'âge | 122 |
| Figure III.29 | Droite ajustée (à trois lignes) de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 3 mois d'âge | 123 |
| Figure III.30 | Droite ajustée (moyenne) de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 28 jours d'âge | 123 |
| Figure III.31 | Droite ajustée (moyenne) de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 3 mois d'âge | 124 |
| Figure III.32 | Courbes de la vitesse de propagation du son (V) de l'essai ultrasonique, des cylindres, prismes et cubes en béton (A et B) durant 03 mois d'essai | 125 |
| Figure III.33 | Vitesse de propagation du son (V) de l'essai ultrasonique en cours du temps (3 mois) des poutres 120 x 20 x 15 en béton armé (A et B) en deux points centriques disposés longitudinalement | 143 |

| | | |
|--------------|---|-----|
| Figure IV.1 | Sucrette de béton avec les agrégats utilisés | 141 |
| Figure IV.2 | Roche calcaire marneux | 141 |
| Figure IV.3 | Roche de calcaire claire | 142 |
| Figure IV.4 | Grain de calcite subautomorphe | 142 |
| Figure IV.5 | Fissures parallèles aux graviers du béton (A) | 143 |
| Figure IV.6 | Zone d'adhérence 'Gravier-Ciment' aux graviers du béton (A) | 143 |
| Figure IV.7 | Fissures de décohesion entre 'Gravier-Ciment' au béton (B) | 143 |
| Figure IV.8 | Constituants du béton (B) | 143 |
| Figure IV.9 | Éléments chimiques testé par FRX des granulats purs, gel solide et agrégats des poutres (120 x 20 x 15) cm en béton armé (A et B) après 6 mois de test à (Echelle log 10) | 145 |
| Figure IV.10 | Essai FRX des matériaux testés: agrégat pur, ciment, gel solide de 6 mois et granulats des bétons (A et B) avec la moyenne calculée par l'ACP à (Echelle log 10) | 146 |
| Figure IV.11 | Échantillons de graviers prélevés des poutres en béton armé 120 x 20 x 15 cm | 147 |
| Figure IV.12 | Surface externe de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton alcali réactif (B) après 6 mois de test | 150 |
| Figure IV.13 | Surface interne de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (B) après 6 mois de test | 150 |
| Figure IV.14 | Moyennes et l'écart types des différents éléments chimiques constituants des matériaux testés (durant 6 mois) par la méthode ACP à (Echelle log 10) | 152 |
| Figure IV.15 | Moyennes et l'écart types des différents éléments chimiques constituants des granulats des bétons (A et B) testés (durant 6 mois) par l'ACP à (Echelle log 10) | 153 |
| Figure IV.16 | Cercle de corrélation des différents éléments chimiques des matériaux (Ciment, Gels) étudiés par l'ACP | 154 |
| Figure IV.17 | Cercle de corrélation des différents éléments chimiques des matériaux (Ciment, Gels et granulats purs) étudiés par l'ACP | 154 |
| Figure IV.18 | Carte factorielle des différents éléments chimiques des matériaux (Ciment, Gels) étudiés par l'ACP | 155 |
| Figure IV.19 | Carte factorielle des différents éléments chimiques des matériaux (Ciment, Gels et granulats purs) étudiés par l'ACP | 155 |
| Figure IV.20 | Choix des axes à partir des valeurs propres utiles pour l'ACP pour les granulats prélevés du béton armé (A) testé durant 6 mois | 155 |
| Figure IV.21 | Cercle de corrélation des différents éléments chimiques | 156 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| | des granulats du béton armé (A) après 6 mois de test, étudié par l'ACP (Plan F1-F2) | |
| Figure IV.22 | Cercle de corrélation des différents éléments chimiques des granulats du béton armé (A) après 6 mois de test, étudié par l'ACP (Plan F3-F4) | 156 |
| Figure IV.23 | Carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test | 157 |
| Figure IV.24 | Carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test | 157 |
| Figure IV.25 | Groupes de la carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test | 158 |
| Figure IV.26 | Groupes de la carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test | 158 |
| Figure IV.27 | Axes (zones a, b et c) de la carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test | 158 |
| Figure IV.28 | Axes (zones a, b et c) de la carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test | 158 |
| Figure IV.29 | Choix des axes à partir des valeurs propres utiles pour l'ACP pour les granulats prélevés du béton armé alcali réactif (B) après 6 mois de test | 159 |
| Figure IV.30 | Cercles de corrélation des différents éléments chimiques des granulats du béton armé alcali réactif (B) après 6 mois de test et étudiés par l'ACP (Plan F1-F2) | 160 |
| Figure IV.31 | Cercles de corrélation des différents éléments chimiques des granulats du béton armé alcali réactif (B) après 6 mois de test et étudiés par l'ACP (Plan F3-F4) | 160 |
| Figure IV.32 | Carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats du béton armé (B) après 6 mois de test | 160 |
| Figure IV.33 | Carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats du béton armé (B) après 6 mois de test | 160 |
| Figure IV.34 | Groupes de la carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (B) après 6 mois de test | 161 |
| Figure IV.35 | Groupes de la carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (B) après 6 mois de test | 161 |

| | | |
|--------------|--|-----|
| Figure IV.36 | Axes (zones a, b et c) de la carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (B) après 6 mois de test | 162 |
| Figure IV.37 | Axes (zones a, b et c) de la carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (B) après 6 mois de test | 162 |
| Figure IV.38 | États du gel de l'AAR formé et son mouvement interne dans une poutre 120 x 20 x 15 cm en béton alcali réactif (B) durant 6 mois d'essai | 167 |

Liste des tableaux

| | | |
|---------------|---|-----|
| Tableau I.1 | Compositions chimiques des gels de l'AAR selon certains auteurs | 36 |
| Tableau I.2 | Les différents facteurs du DRI pour l'RAS | 44 |
| Tableau I.3 | Résistances caractéristiques dans des bétons alcali réactif | 45 |
| Tableau I.4 | Sources d'alcalins pour un béton alcali réactif | 47 |
| Tableau I.5 | Roches sensibles en milieu alcalin | 51 |
| Tableau I.6 | Essais de détection de la réactivité des granulats | 57 |
| Tableau I.7 | Essais de détection de la réactivité des granulats avec des échantillons en béton | 57 |
| Tableau I.8 | Essais de détection de la réactivité des granulats avec des échantillons de mortier | 58 |
| Tableau I.9 | Critères du facteur pétrographique DRI | 64 |
| Tableau I.10 | Classes d'exposition à l'environnement climatique | 66 |
| Tableau I.11 | Classification des ouvrages en trois catégories | 67 |
| Tableau I.12 | Détermination du niveau de la prévention | 68 |
| Tableau II.1 | Granulats utilisés pour la confection du béton sain et alcali réactif, dosé à 350 kg/m^3 | 72 |
| Tableau II.2 | Composants du ciment portland compose CPJ-CEMII-A 42,5 entrant dans la confection du béton sain et alcali réactif à (350 kg/m^3) | 74 |
| Tableau II.3 | Formulation pour 1 m^3 de béton selon la méthode Dreux Gorisse à (350 kg/m^3) | 75 |
| Tableau II.4 | Vingt quatre (24) éléments structuraux confectionnés en béton avec et sans ajout des alcalins pour des essais de 6 mois | 75 |
| Tableau III.1 | Le taux de réactivité dans les éléments structuraux confectionnés en béton alcali réactif à la fin d'essai de 6 mois selon les normes ASTM, AFNOR et DLC | 100 |
| Tableau III.2 | Rapport d'équivalence des résistances de compression (K) normalisée et le coefficient correcteur (ϕ) selon CST Bat (1997) et ISO TC 71SC1 appliqué aux bétons de 28j | 108 |

| | | |
|---------------|--|-----|
| Tableau IV.1 | Composition chimique des gels de l'AAR en (%) selon les auteurs | 145 |
| Tableau IV.2 | Essai FRX élaboré pour les différents matériaux en fonction du temps | 148 |
| Tableau IV.3 | Résultats des analyses chimiques FRX appropriés aux différents granulats sur les axes des poutres, granulats purs, ciment et gel de 4 et 24 semaines d'âge | 151 |
| Tableau IV.4 | Matrice de corrélation les différents matériaux (Ciment, Gels) | 153 |
| Tableau IV.5 | Matrice de corrélation les différents matériaux (Ciment, Gels et granulats commercialisé) | 154 |
| Tableau. IV.6 | Matrice de corrélation des granulats prélevés du béton armé (A) testé durant 6 mois | 156 |
| Tableau IV.7 | Matrice de corrélation des granulats prélevés du béton armé alcali réactif (B) testé durant 6 mois | 159 |
| Tableau IV.8 | Résultats des matériaux utilisés traités par l'ACP concernant les matrices de corrélation | 163 |
| Tableau IV.9 | Zones (a, b et c) et leurs composants chimiques dans les bétons (A et B) | 164 |
| Tableau IV.10 | Résultats des matériaux utilisés traités par l'ACP concernant les cercles de corrélation | 165 |
| Tableau IV.11 | Résultats des matériaux utilisés traités par l'ACP concernant les Plans factoriels des individus | 165 |

| | |
|--------------------|---|
| A.A.R | Alcali Agrégat Réaction |
| ACP | Méthode d'Analyse en Composantes Principales |
| ABB | Argile de Brique Broyée |
| AFNOR | Association Française de NORmalisation |
| ACNOR | Association Canadienne de NORmalisation |
| ATD | Analyse Thermique Différentielle |
| A.G.R | Alcali Granulat Réaction |
| ASTM | American Standards of Testing Materials |
| B.A.R | Béton Alcali Réactif |
| BS | British Standards |
| BSE | Backscattered Electron |
| CERILH | Centre d'Etudes de l'industrie et des Liants Hydrauliques |
| CFBR | Comité Français des Barrages et Réservoirs |
| CIM | Crack Index Method |
| C-K-S-H | Silico-calco-potassique hydraté |
| C-N-S-H | Silico-calco-sodique hydraté |
| C-S-H | Silicates de calcium hydraté |
| CERILH | Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie des Liants Hydrauliques |
| DARAG | Degré d'Avancement des Réactions Alcalis-Granulats |
| DRI | Damage Rating Index (Indice du taux d'endommagement) |
| DRX | Diffraction par Ray-X |
| EDX | Analyse par énergie-dispersive du x-ray |
| EN | Européen Norme |
| FRX | Florescence par Rayon-X |
| L.R.N | Lumière Réfléchie Naturelle |
| L.T.P.A | Lumière Transmise Polarisée Analysée |
| L.T.P.N.A | Lumière Transmise Polarisée Non Analysée |
| LCPC | Laboratoire Central des Ponts et Chaussées |
| LRPC | Laboratoire Régionale des Ponts et Chaussées |
| MEB | Microscope Electronique à Balayage |
| NA | Norme Algérienne |
| NBRI | National Building of Research Institute |
| N.R | Non Réactif |
| PES | Pétrographie Examination Score |
| P.R | Potentiellement Réactif |
| P.R.P | granulat Potentiellement Réactif à effet de Pessimum |
| R.A.C (ACR) | Réaction Alcali Carbonate |
| R.A.G (AAG) | Réaction Alcali Granulat, ou Alcali Agrégat réaction |
| R.A.S (ASR) | Réaction Alcali Silice ou Silicate |
| SDT | Stiffness Damage Test |
| SE | Image microscopique avec le mode de Second Electron |
| BSE | Image microscopique avec le mode de (backscattered electron) |
| SEM | Scanning Electron Microscope (high resolution images) |

| <i>Famille</i> | <i>Formule littérale</i> | <i>Formule développée</i> | <i>semi-</i> | <i>Dénomination</i> |
|------------------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------|--|
| <u>Tétraèdres Q_4</u> | Q_4 | SiO_2 | | <i>Silice</i> |
| <u>Tétraèdres Q_3</u> | Q_3 | $SiO_{-5/2}$ | | <i>Silice ionisée</i> |
| | Q_3H | $SiO_{5/2}H$ | | <i>Silice avec un groupement silanol</i> |
| | Q_3Na | $SiO_{5/2}Na$ | | <i>Silice avec un contre-ion sodium</i> |
| | $(Q_3)_2Ca$ | $(SiO_{5/2})_2Ca$ | | <i>Silice avec un contre-ion calcium</i> |
| <u>Tétraèdres Q_0</u> | Q_0 | $H_2SiO_4^{2-}$ | | <i>Espèce ionique</i> |
| | | H_3SiO^+ | | <i>Espèce ionique</i> |
| | | H_4SiO^4 | | <i>Espèce ionique</i> |

Les détériorations dues à l'altération de certaines roches dans un milieu très basique ont été révélées pendant les années 40. La détection de la réaction entre les alcalins et les granulats connu par l'Alcali Granulat Réaction 'AGR' ou la nomination anglaise l'Alcali Agrégat Réaction 'AAR', exprime systématiquement la présence des gels expansifs au sein des composants et la matrice du béton. En accord avec les conditions favorables, cette pathologie menace la ruine des ouvrages d'art et des ouvrages hydrauliques de conceptions massives.

Prémunir au maximum les constructions récentes de tous les risques face à la réactivité alcaline est la préoccupation majeure actuelle. Plusieurs recommandations sont établies dans le domaine de la prévention afin d'éloigner les granulats réactifs ou potentiellement réactifs [LCPC, 1994]. Vu la complexité de cette pathologie, la recherche est orientée dans ce sens par la plupart des pays au monde entier. Dans ce contexte en Algérie et à l'Université d'Annaba, l'AGR' ou l'AAR est détectée en 2008 par notre équipe de recherche, d'où nos publications débutent avec cette date [Habita, Bouabdallah et Rehamnia, 2008 & 2011]

On a donc pu viser des granulats réactifs conformément aux tests qui sont en réalité au cours de normalisation à nos jours. Et avec ces agrégats locaux, on a essayé d'identifier leurs propriétés avec des mortiers au départ, ensuite avec des bétons sans confinement, ce fut l'objet de ma thèse de magister soutenue en 2010 [Bouabdallah, 2010].

Ces actuels travaux de recherche envisagés dans le cadre de l'obtention du diplôme de doctorat, représentent ainsi la continuité dans la même allure d'étude. Mais notamment en profondeur, et en simulant l'AAR dans des bétons de différents dopages. Plusieurs questions sont posées à travers les points suivants: comment peut-on connaître la nature des éléments participant au déroulement de l'AAR mais cette fois-ci dans le béton armé ? Par quels moyens ? Quelles sont les perspectives de cette réaction vis-à-vis des caractéristiques mécaniques en manipulant les conditions influençant ce genre d'aléas ? Peut-on expliquer le mécanisme de ce phénomène pathologique de point de vue micro-structurel ?

L'Alcali Agrégat Réaction AAR ou AGR dans les bétons hydrauliques est la maladie du siècle. C'est la pathologie la plus connue pour le matériau béton au niveau international dont elle prend la première occupation dans le domaine de conception. En cas d'hyperbasicité de la solution interstitielle d'un béton ($\text{pH} > 13$). Cette réaction chimique prend naissance entre certaines formes de silice, de silicate ou de dolomite présentes dans les granulats du béton, et les alcalins de cette solution en présence d'eau ($\text{HR} > 80$ à 85%).

L'étude expérimentale faite au laboratoire de Génie Civil à l'université de Badji-Mokhtar Annaba (UBMA), et Emir-labo/Annaba (Algérie). En se basant sur des essais évolutifs des normes : Française AFNOR, Canadienne ACNOR, de l'Afrique du Sud et NBRI, qui sont inspirés de la norme Américaine ASTM. Puis on a utilisé un granulat très réactif Algérien pour confectionner un béton alcali réactif, qui sera étudié en simulant l'AAR. Puisque ce phénomène n'est pas totalement normalisé jusqu'à présent. Les conditions d'essais étaient sous des paramètres bien précis : méthode de vieillissement, taux et type de dopage en alcalins, et les mêmes granulats sont utilisés de nature calcaire. L'étude que se soient pour les poutres et les différents spécimens sains et endommagés dus à l'AAR. On a basé sur l'analyse comparative des mesures prises, et des calculs simplifiés des comportements. Ce qui nous a permis d'élucider l'incidence des paramètres essentiels pour l'évaluation des caractéristiques des bétons hydrauliques en général.

Ce genre de réaction provoque la formation d'un gel solide blanchâtre généralement, où l'expansion due au gel engendre sous certaines conditions un ensemble de désordres. Les détériorations sont spectaculaires telles que la décoloration, la fissuration en forme de (Y), les fissures orientées et les faïençages polygonaux

Les taux extrêmes des divers endommagements enregistrés ont eu lieu à la fin de l'essai de 6 mois de conservation pour le béton atteint de l'AAR. Par ailleurs les ouvertures de fissures sous forme de (Y) sont proportionnelles au temps. Ce qui cause une diminution des caractéristiques, éventuellement la durabilité des ouvrages d'art. Ce phénomène est d'autant plus néfaste quand il s'agit de grands ouvrages massifs tels que les barrages.

La recherche approfondie est basée sur l'essai pétrographique élaboré avec des analyses microscopiques complétées par les analyses chimiques établies au niveau du département de géologie à la même université UBMA et au laboratoire d'Hadjar-Essoud (wilaya de Skikda) respectivement. Cela était au moyen du microscope optique polarisant MOP de géologie et du spectromètre de fluorescence par Rayon X (FRX), sur des échantillons de granulats prélevés des éléments structuraux en béton et béton armé. Ces matériaux sont testés durant 6 mois dont la conservation est fixée:

pour le béton (B) dopé en alcalin [$T^{\circ}C=50$, HR=100 % et 1,25 % Na_2O_{eq}], pour le béton (A) de références [$T^{\circ}C=\text{Ambiante}$, HR=100 %].

CHAPITRE I

Recherche bibliographique

Introduction

L'alcali agrégat réaction 'AAR' ou 'AGR' connu aussi par « le cancer du béton » désigne un ensemble de réactions physico-chimiques. Elle se produit dans le béton entre la solution interstitielle fortement basique ($\text{pH} > 13$) et des certaines phases minérales présentes dans les granulats. Plusieurs facteurs internes et externes influencent ces réactions comme la température, l'humidité, le dosage en granulat, les ajouts du béton ...etc. Il en résulte de ce fait des dommages minimisant la performance du béton tel que la dilatation et les déformations, la fissuration, la décohéation ...etc.

L'AAR a pour conséquence la transformation des agrégats en un gel liquide ou solide expansif. Ce gel cristallin et mobile résultant provoque l'expansion du béton, et si les contraintes internes d'expansion dépassent la résistance à la traction du béton. Il en procède également des réseaux de fissures ou même des faïençages d'où la dégradation des caractéristiques mécaniques des bétons hydrauliques des ouvrages d'art. L'apparition de ces aléas est entre 2 ans jusqu'à 30 ans, tout dépend des éléments réactifs ainsi les conditions favorisant l'accélération de cette pathologie.

Les symptômes du vieillissement précoce du béton, liées à l'AAR se manifestent par : des colorations des parements (blanchâtres) et des gels, les fissures orientées et mêmes en réseau polygonal maillé (faïençage), des gonflements et des mouvements considérables (déformations), des pustules et auréoles ...

La réaction (Granulat-Alcalin) AGR a été observée pour la première fois en Californie aux États-Unis par Stanton, qu'il a mis en évidence l'existence de réactions chimiques. Ce sont des réactions entre le ciment et les granulats d'après le ministère des transports de la Californie en 1942. Et depuis la découverte de ce genre de désordres due à l'AAR; plusieurs pays se sont intéressés par la suite à cette pathologie.

En France les recherches sur ce cancer du béton ont débuté en 1970 par plusieurs organismes comme pour le centre de recherche CERILH, le laboratoire LCPC. Ces surveillances et investigations sont munies de précautions protectrices. Ce qui est connu ensuite par les recommandations provisoires pour la prévention des désordres dus à l'AAR en janvier 1991.



Figure I.1 Cas détectés de l'AAR ou AGR dans de divers pays du monde [Swamy, 1992], [Habita, 1992], [Comby Peyrot, 2006] et [Guillemot, 2013].

Il s'agit de la mise en sécurité du vieillissement précoce des ouvrages d'art, notamment les barrages comme dans le nord de la France (barrage du Temple, barrage du Chambon...). Et des dizaines de ponts touchés par le cancer du béton et qui ont été recensés par le LCPC en 1992. Comme en Europe, certains pays en Afrique prennent en charge ce domaine de recherche : l'Afrique du sud, le Cameroun, et l'Algérie [Swamy, 1992], [Habita, 1992], [Comby Peyrot, 2006] et [Guillemot, 2013].

Actuellement, en Algérie les dommages dus aux problèmes de l'AAR ne sont pas identifiés au domaine du génie civil, aucun recensement officiel par les autorités Algériennes n'est fait pour les ouvrages hydrauliques affectés par l'AAR, mais ça ne met pas nos structures à l'abri des risques de cette pathologie. Contrairement aux autres pays qui ont signalé des dizaines voire même des centaines d'ouvrages d'art atteints par l'AAR pendant le dernier siècle, et ils ont entamé les recherches pour résoudre ou à vrai dire de minimiser les dégâts.

Nos recherches locales débutaient à la fin de 2006 sont les premières dans ce domaine pathologique au niveau national, nous n'avons pas ciblé des structures attaquées par cette maladie. On a simulé expérimentalement ces dégradations comme il est adapté aux laboratoires internationaux, afin d'éviter les détériorations du béton hydraulique par l'éloignement des granulats potentiellement réactifs en milieu hyperbasique ($\text{pH} > 13$). C'est le seul moyen de contrôle jusqu'à présent vu la complexité des mécanismes de l'AAR, qui varient en fonction des résultants et de divers facteurs influençant leurs évolutions.

Nos travaux initiaux publiés étaient positifs, il s'agissait des mortiers pour tester la réactivité de 18 types de graviers pris de 7 wilayas uniquement de l'Est et Nord-est de l'Algérie. Les granulats des carrières de Guelma/Algérie plus précisément: Bouhachana noté par (P) avec la nature de roche « Calcaire », ceux

de la carrière d'Héliopolis noté par (H), donnent des taux importants de la réactivité [Rehamnia et al, 2008] [Bouabdallah, 2010] [Rehamnia, 2010] [Habita et al, 2011].

Suite à ces résultats, le problème de l'AAR s'impose en Algérie impérativement et notre pays doit tenir compte de ces aléas puisque ces carrières (de Guelma) sont toujours fonctionnelles. Dans cette vision, on a adapté des séries d'essais sur le béton et béton armé alcali réactif avec de divers paramètres, afin d'identifier les nouvelles caractéristiques de ces matériaux locaux. Lorsque le béton subit des attaques chimiques, dans un milieu de $\text{pH} > 13$ et en présence de conditions favorables à l'AAR. On détermine ainsi le degré de détériorations, l'explication du mécanisme de fonctionnement de ce phénomène et de réfléchir aux solutions pour le futur.

La première partie de notre thèse est l'étude bibliographique, elle présente un état des lieux de l'AAR dans quelque pays dans le monde. Avec une présentation des facteurs qui peuvent introduire à ces réactions comme: la classification, les mécanismes, les influences sur la performance mécanique du béton alcali- réactif. On cite notamment les essais de caractérisation des mortiers et des bétons alcali réactifs, avec la prévention possible pour la réparation des constructions atteintes de l'AAR.

On trouve dans la deuxième partie « Description des matériaux choisis et essais élaborés pour les éléments structuraux ». Une étude approfondie des séries d'essais adaptés sur le béton et le béton armé alcali réactif sous divers paramètres. Afin d'identifier les nouvelles caractéristiques de ces matériaux locaux lorsqu'ils subissent des attaques chimiques face à un environnement dont le $\text{pH} > 13$, et en présence d'un milieu favorable à l'AAR. Ensuite la détermination du taux d'endommagement, le mécanisme de fonctionnement de ce phénomène dans le but de réfléchir aux solutions fiables pour le futur. Ce qui est traduit et exprimé en troisième partie par un très long chapitre d'interprétation des résultats « Présentation des résultats obtenus et étude des caractéristiques physicomécaniques du béton alcali réactif ».

Une recherche approfondie concernant la microstructure de ces matériaux se situe dans le dernier chapitre « Béton alcali réactif étudié par l'examen pétrographique et la méthode statistique (ACP) », dont l'aspect chimique est soigneusement étudié. Ces recherches expérimentales s'achèvent finalement par des conclusions extraites, ainsi les recommandations possibles concernant les futures préventions pour notre béton alcali réactif Algérien et même des autres pays.

1. L'alcali réaction attaque différentes structures et ouvrages d'art

Après l'identification de l'AAR aux États-Unis après les années 1940, de nombreux cas d'ouvrages d'art atteints sont recensés partout dans le monde :



Figure I.2 Réservoir d'eau du Barrage du lac Randleman atteint de l'ASR, Canada [Calv, 2013].



Figure I.3 Pont Térénez atteint d'un vieillissement prématuré (AAR), Grande-Bretagne en 1952 [Brun, 2014].

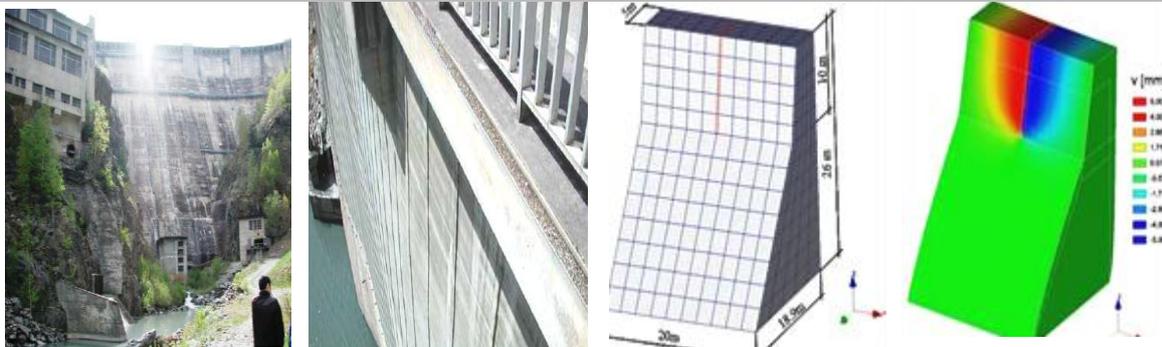


Figure I.4 Barrage de Chambon, le premier barrage français où l'ASR a été découverte en 1976 [Comby, 2006].



Figure I.5 Viaduc Millaud, gel et fissuration, de l'échelle macroscopique, et microscopique vers l'échelle microscopique, France en 2004 [Comby, 2006].

2. Évolution du mécanisme de l'AAR (AGR) dans les bétons

2.1 Identification de la réaction alcali-granulat

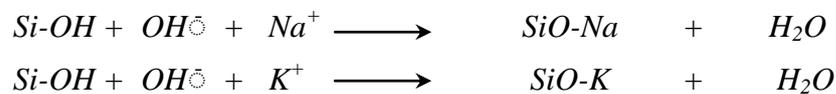
Pour que l'AAR ait lieu, trois conditions doivent être simultanément présentes. Les granulats potentiellement réactifs, une concentration en alcalins suffisamment élevée dans la solution interstitielle ($\text{pH} > 13$) et l'eau en quantité

suffisante (HR > 80 %). D'autres facteurs peuvent également jouer un rôle dans l'évolution de ces réactions, comme la température, la quantité de granulats réactifs...etc. Et selon les types de réactants il existe trois types d'alcali-granulats réaction 'AAR' ou 'AGR'

a. La réaction alcali silice (RAS) connue aussi par (ASR)

Elle se produit avec des silices amorphes qui diffusent à la microcristalline telles que les roches (Opale, cristobalite, tridactyle) [Calgaro et al, 1992]. Elle apparaît habituellement à des âges moyens de 2 à 25 ans [Villeneuve, 2011]. C'est la plus répandue des réactions Alcali- Granulats, d'où deux réactions en même temps ou séparément, sont :

La phase siliceuse Si-OH attaquée par les alcalins en produisant des radicaux SiO⁻ :



Les ions OH⁻ attaquent ensuite les siloxanes Si-O, la structure cristalline devient faible.

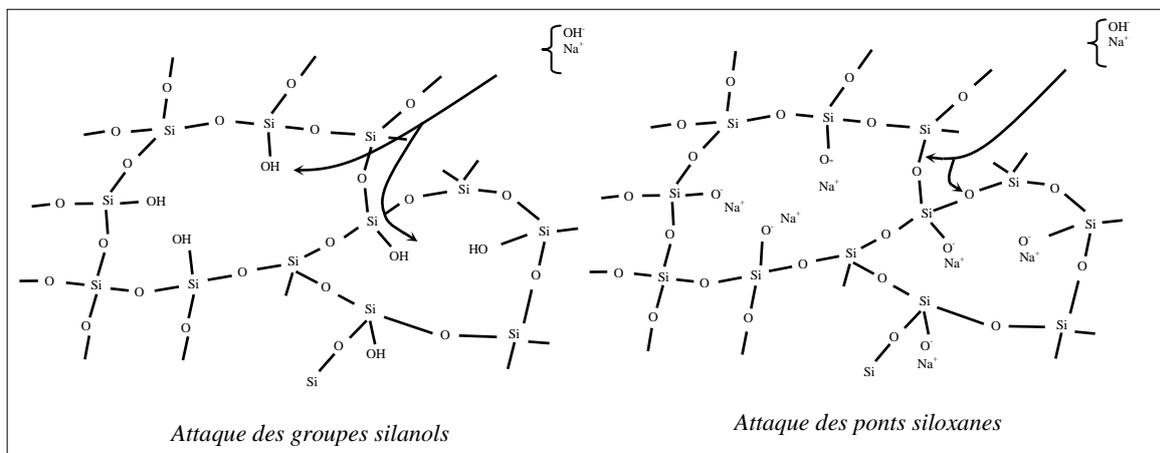
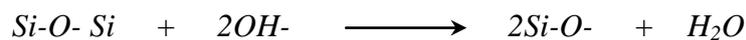


Figure I.6 Attaque des groupes silanols et siloxanes des granulats siliceux par les alcalins [Dent Glasser, 1981].

Cette réaction débute lors de la diffusion à l'intérieur des roches minérales des ions alcalins (Na⁺ et K⁺) pour réagir à la silice, ou bien la silice dissolue s'accumule autour des grains. D'où la transformation résiduelle mène à la production d'un gel expansif détruisant [Dent Glasser et al, 1981]

b. La réaction alcali silicate (RAS) ou (ASR)

Autre que celle de l'RAS, cette réaction est avec une autre forme plus complexe de la silice qui est les silicates polyphasés. Ce type de réaction est très lent dans

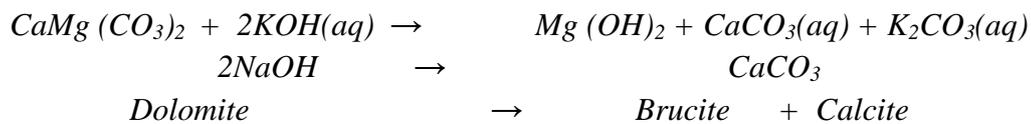
les conditions atmosphériques normales, elle apparaît souvent autour de 25 ans [Villeneuve, 2011].

La cinétique lente de la réaction est due à la dispersion des minéraux réactifs dans la partie liante du béton. Cette réaction ‘AAR’ se manifeste par l’expansion à cause de la présence de silicates et d’argile d’altération [Gillott, 1975]. Ces gonflements ont été traités par les laboratoires des Ponts et chaussées et plusieurs auteurs [Stievenard-Gireaud, 1987]. Notamment les dilatations, la fissuration et parfois l’exsudation du gel sont présentes en surface sous forme d’un gel silico- alcalin.

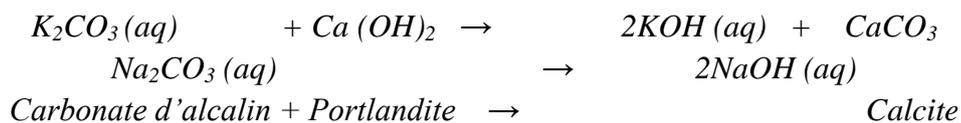
c. La réaction alcali carbonate (RAC) désignée par (ACR)

Elle a eu lieu notamment avec des roches dolomitiques, c’est la réaction de dédolomitisation [CALGARO et al, 1992]. Moins de recherches sur ce type de réaction en comparant avec les deux types de silice et silicate précédents l’RAS, avec des dolomies (carbonates doubles de Ca et Mg), ainsi des calcaires dolomitiques (CaCO₃ renfermant de la magnésie). La dédolomitisation cause la fissuration dans le béton, la réaction se produit en deux étapes :

Dédolomitisation (production de brucite et de calcite). [Deloye et al, 1982]



Régénération des alcalins en solution aux pores après la réaction (carbonate d’alcalin et portlandite)



Les silices des argiles présentes avec les dolomies sont attaqués par les alcalins générés par la dédolomitisation [Gillott, 1980]. Et les silicates (micro-inclusion dispersée) contenues dans les calcaires non dolomitiques se dégradent aussi lorsqu’ils sont attaqués par les alcalins [Bérubé et al, 1992]. Les roches à l’origine de cette réaction sont typiquement des calcaires dolomitiques impurs. Composée de minéraux argileux et de calcite microcristalline, où sont disséminés des petits cristaux rhomboédriques de dolomite de 20 à 50 µm en taille. Cette texture caractéristique est bien visible en lames minces au microscope pétrographique [CSA, 2009]. L’RAC est beaucoup moins commun, elle est retrouvée exclusivement dans les régions de Kingston et de Cornwall, en Ontario au Canada. Aux États-Unis, elle a été observée dans les états de Virginie, de New York, de l’Indiana, de l’Illinois, du Wisconsin, d’Iowa, du

Missouri et du Dakota du Sud [Hadley, 1964]. Au Canada, les structures affectées par l'RAC peuvent montrer des signes d'endommagement seulement dans 3 ans après leur mise en service [Fournier et al, 2000].

d. Mécanisme du déroulement de l'AAR avec ces divers types

Plusieurs scénarios sont rédigés par les auteurs, on essaie d'entamer brièvement les plus connus parmi les résultats trouvés. Car le déroulement des réactions chimiques alcalines se diffère, puisqu'il ne s'agit pas des mêmes réacteurs au niveau micro-structurel.

D'abord commençant par l'RAS, la compréhension du mécanisme de l'AAR a débuté avec la détermination de la composition chimique des gels expansifs et destructifs résultant de l'AAR en 1944. Il s'agit des Silico-calco-sodique, dont les éléments sont Na_2O , CaO , SiO_2 et H_2O [Kalousek, 1944]. Des ions silicatés non diffusables à travers la semi-perméable membrane qui est la pâte de ciment. Ces silicates sont attractifs de l'eau contenue dans la pâte de ciment, cela développe une pression hydrostatique qui tend à déduire la structure de la pâte. [Hansen, 1944]

Certains auteurs pensent que les ions OH^- attaquent les groupes silanols et les ponts siloxanes produisant une altération du réseau par la formation du gel (négative). Les cations K^+ et Na^+ diffusent, et l'eau maintient l'électroneutralité du milieu interne. L'eau contenue dans le gel a un potentiel chimique plus faible que l'eau des pores, ce qui conduit à l'immigration des eaux des pores vers le gel ; d'où l'expansion du gel et la création de la pression d'imbibition [Dent Glasser et al, 1981]. Ensuite, on trouve qu'un autre chercheur ajoute que la solution alcaline réagit avec la silice soluble des granulats pour former le gel, si le taux du CaO est en excès, le gel est non gonflant. Et si les alcalins sont en excès, le gel se gonfle par absorption d'eau [Regourd, 1982]. Une autre hypothèse, les ions Ca^{2+} , Na^+ , OH^- et les molécules H_2O pénètrent dans le grain de silice grâce à la pression osmotique et à la diffusion des alcalins hors du grain. À ce fait le gonflement dépend de la différence volumique entre les flux entrants et ceux sortants du grain en présence de Ca^{2+} [Chatterjee et al, 1988] [Diamond, 2000] [Curtill, 1991] et [Curtill, 1994]. De plus, d'autres résultats montrent que le gonflement ne résulterait ni de la présence d'un gel ni d'un précipité, mais s'apparenterait à l'expansion des phyllosilicates tels que l'argile. Car certains produits de l'AAR sont lamellaires de charge négative en surface. Ce qui fait, le gonflement par répulsion dû à la double couche formée par ces produits, et l'équilibre des charges négatives se fait par des cations Na^+ qui sont

localisés entre les feuillets d'argile et en attirant les molécules d'eau [Couty, 1999].

En achevant, le mécanisme de l'RAC reste peu connu par rapport à celui de l'ASR, plusieurs études parlent de la cristallisation de la dolomite, en se décomposant en : Calcite, Brucite et carbonates alcalins. Cela en présence des hydroxydes alcalins de la solution interstitielle du béton. Cette solution interstitielle diffuse plus profondément dans les particules de granulats. Ensuite, ces solubles réactants « la dolomite et l'hydroxyde alcalin » donnent un gonflement causant ainsi la fissuration du béton, plusieurs explications sont proposées pour ce mécanisme. Fournier pense que ce mécanisme ce fait par la migration des molécules d'eau et d'ions alcalins dans les espaces réduits de la matrice de Calcite/Argile autour des rhomboèdres de dolomite. Puis, l'adsorption des ions alcalins et des molécules d'eau sur les surfaces des minéraux argileux « actifs » dispersés autour des grains de dolomite, ensuite la croissance et le réarrangement des produits de la dédolomitisation. Les carbonates alcalins produits par la réaction de dédolomitisation peuvent réagir avec la portlandite, créant des hydroxydes alcalins et le cycle peut recommencer [Fournier et al, 2000].

Plus récemment, un auteur propose l'RAC ni qu'un autre genre de l'RAS, car il pense que cette réaction consiste à une combinaison de l'RAS expansive délétère et de dédolomitisation non délétère. Elle porte des auréoles de Brucite et de carbonates loin des dilatations et des fracturations, et la dédolomitisation dans les granulats dolomitiques exposerait le Quartz microcristallin à la solution alcaline. D'où la réaction est plus rapide que dans le cas des granulats de Chert et Flint dont la structure microcristalline est plus rigide. Le gel de l'RAS formé dans les granulats dolomitiques cause de la fissuration du béton [Katayama, 2010].

2.2 Les résultants de la réaction alcali- granulats

L'AAR est une réaction chimique qui se traduit à des changements physiques qui mènent à leur tour à des dégradations mécaniques. Cet aspect est basé sur des paramètres physiques commençant par la décoloration et les expansions libres, ensuite les ouvertures de fissures, ainsi que les faïençages avec autres indices d'endommagements. Ces paramètres sont en cours de normalisation comme pour l'essai de dilatation des bétons alcali réactif selon AFNOR NF P18-587, ASTM C1105-95 et CSA A23.2 -14A, dont les mesures sont prises chaque semaine [Bouabdallah et al, 2014].

Depuis la découverte de cette pathologie jusqu'à présent, de nombreuses recherches ont eu pour sujet l'étude des aléas de ce cancer ainsi ses mécanismes. Ces réactions peuvent être classées en trois groupes (Figure I.7) [Berard et al, 1986] :

- a- Réaction à la périphérie de granulats non poreux.
- b- Réactions internes diffuses entraînant un gonflement massif des granulats poreux.
- c- Réactions internes avec formation de veinules de gel de silice.

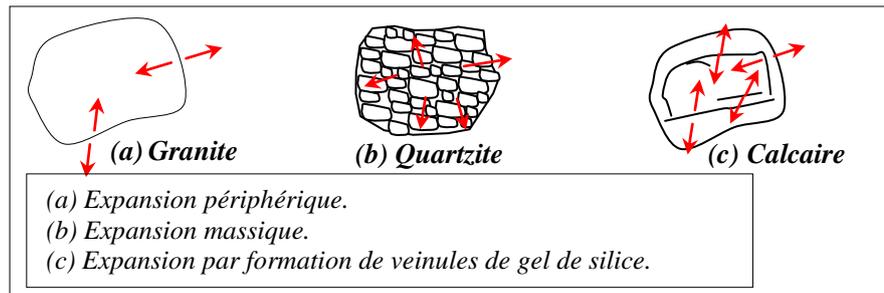
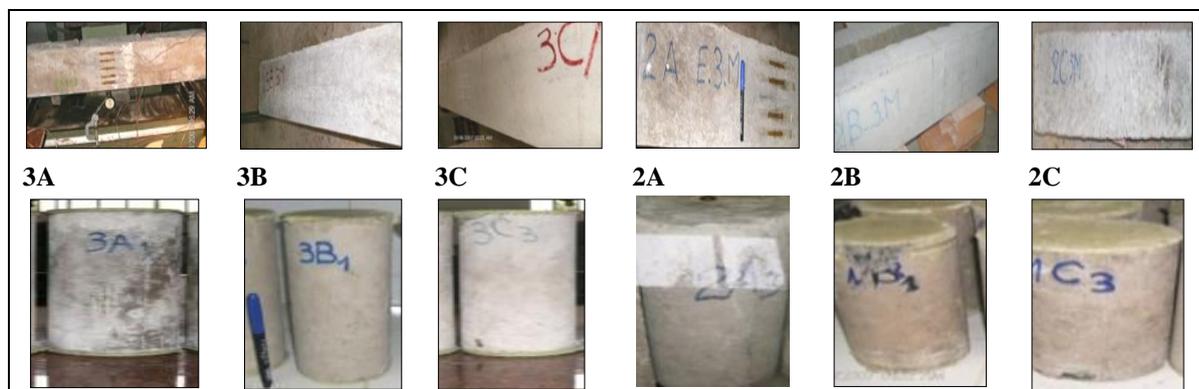
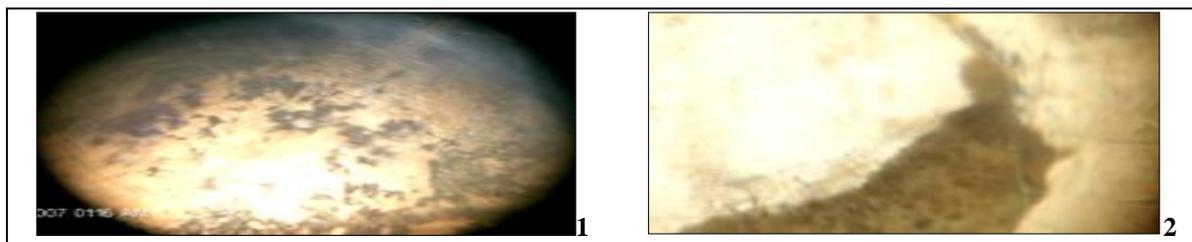


Figure I.7 Exemples illustrant les trois mécanismes de gonflement reliés aux granulats [Berard et al, 1986].

2.2.1 Exsudation du gel et décoloration en peau des bétons alcali-réactifs

L'apparition des taches blanchâtres sur la surface extérieure des éléments en béton alcali réactif, ces taches deviennent de plus en plus larges en fonction du temps, pour les bétons dopés en Na_2O et K_2O . C'est le gel blanc de l'AAR qui remplit les pores, ensuite il se présente en peaux comme une poudre blanche et très fine ($< 0,08 \text{ mm}$). Et au plus tard en quantités importantes à travers les fissures évolutives, par contre le béton sain (Référence) conserve une couleur normale (Figure I.8). [Bouabdallah et al, 2014] [Bouabdallah, 2010]



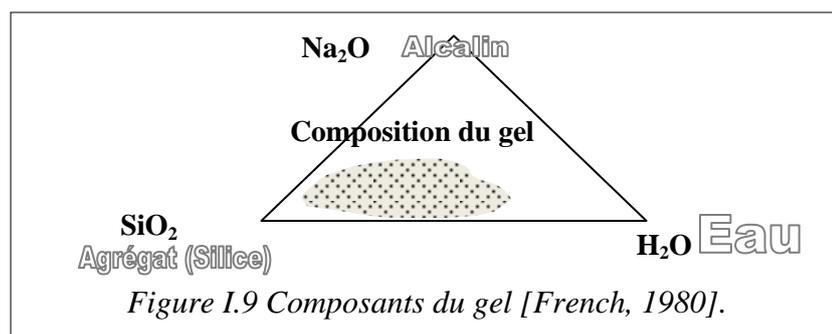


2C et 3C: Béton alcali-réactif de 3 mois 28 jours d'âge respectivement [$\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}} = 2,5 \%$, $T=40^\circ\text{C}$ & $\text{HR}=100 \%$]. **2B et 3B:** Béton alcali-réactif de 3 mois 28 jours d'âge respectivement [$\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}} = 1,25 \%$, $T=40^\circ\text{C}$ & $\text{HR}=100 \%$]. **2A et 3A :** Béton sain de 3 mois et 28 jours d'âge respectivement [$\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}} = 0,3 \%$, $T=\text{Ambiante}$ & $\text{HR}=100 \%$]. **[1] et [2]** Gel blanc au gravier et au pore respectivement dans un béton alcali-réactif, agrandissement 24X.

Figure I.8 Gel aux pores, granulats et sur les surfaces des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H 22) cm et poutres 120 x 20 x 15 cm après 2 mois d'essai. [Bouabdallah, 2010]

Jusqu'à présent aucune étude ne présente la corrélation entre la quantité de gels produits dans le béton et les expansions dévastatrices observées sur les structures [Regourd Mranville, 1989]. Selon une étude faite sur des ouvrages français, et qui a mis en évidence une corrélation négative entre la résistance à la compression des bétons et la teneur en alcalins des gels alcali réactifs [Prin et al, 1992]. Pour mieux comprendre le comportement des structures affectées par l'AAR, il est privilégié aux chercheurs de quantifier dans le futur les efforts d'expansion [Habita, 1992]. Une synthèse réalisée sur les composants des produits de l'AAR montre les taux exprimés à la figure I.9 [French, 1980].

L'identification des produits de l'AAR présentait la première occupation des chercheurs, on trouve ceux qui ont pu trouver la composition chimique surtout pour les gels. Cela était au moyen des analyses microscopiques optique, électronique à balayage, analyses chimiques par rayon X ou avec d'autres microscopiesetc. [Regourd, 1983] et [Leroux et al, 1983]



La composition des gels formés se diffère d'un auteur à un autre, généralement ils sont de nature Silico Calco-Alcalin en plus de la présence d'autres minéraux en tenant compte à la nature des granulats et la composition des ciments utilisés. En fonction du temps, le gel change de composition en accumulant de plus en plus de calcium (Ca) [Kalousek, 1944]. De plus, selon une autre analyse faite

avec des gels alcali réactif sur des ouvrages existants, les résultats donnent les taux de composants résumés au (Tableau I.1) [Bérubé et al, 1986].

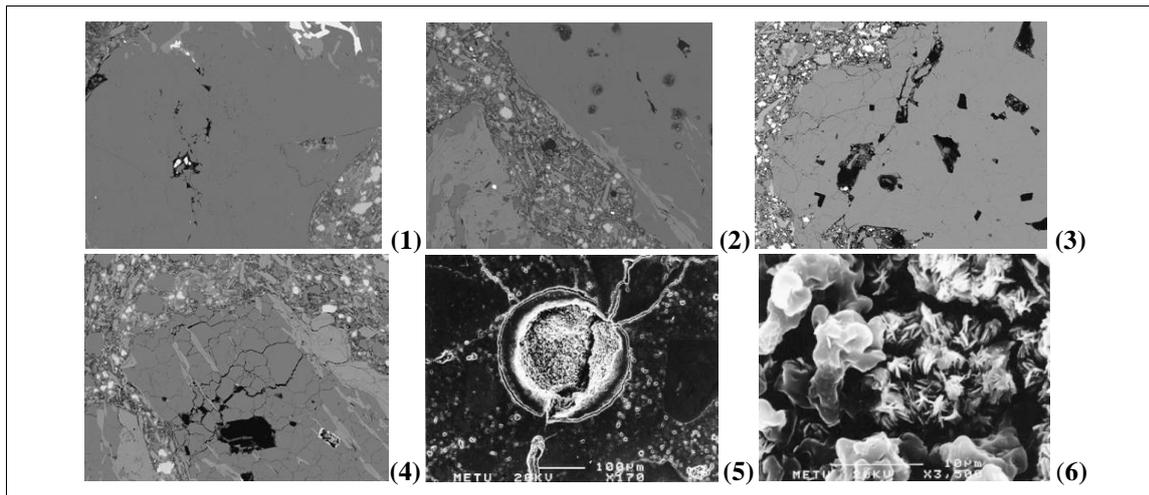
Tableau I.1 Compositions chimiques des gels de l'AAR selon certains auteurs. [Habita, 1992][Prezzi et al, 1998] [Mladenovich et al, 2009] [Jun et al, 2010] [Zhung et al, 2013]

| Composant | SiO ₂ | CaO | Na ₂ O | K ₂ O | MgO | Al ₂ O ₃ | S | Cl | Auteurs | |
|-----------|------------------|-------|-------------------|------------------|-------|--------------------------------|---------|---------|---------------------|------|
| Teneur | 53,9 | 2,9 | 12,9 | - | 0,6 | | 29,8 | | Stanton* | 1942 |
| | 61,7 | 0,6 | 14,9 | 5,2 | - | | 17,6 | | Idorn * | 1961 |
| | 51,4 | 29,9 | 1,2 | 0,4 | 10,0 | | 17,1 | | Poole* | 1975 |
| | 38,9 | 27,3 | 1,5 | 13,9 | - | | 17,4 | | Gutteridge & Hobbs* | 1980 |
| | 51,1 | 21,5 | 0,4 | 4,7 | - | | 22,3 | | Regourd* | 1983 |
| | 43,3 | 21,8 | 3,7 | 12,9 | 0,8 | | 14,0 | | Mutick and Samuel* | 1986 |
| | 56-86 | 1-28 | 0,4- 20 | 2-8 | - | - | - | - | Bérubé et al | 1986 |
| | 17-84 | 18-78 | 0,1-2,6 | 0,1-13 | 0,1-5 | 0,2-3,3 | 0,1-1,7 | 0,1-0,5 | Habita (1) | 1992 |
| | 67,95 | 23,9 | 3,57 | 1,55 | 0,1 | 1,51 | | 1,42 | Prezzi et al | 1998 |
| | 41,63 | 56,62 | 0,17 | 0,35 | - | 0,33 | | - | Mladenovich et al | 2009 |
| | 33,98 | 26,38 | 21,83 | 0,64 | 0,08 | 0,5 | | 0,63 | Jun et al | 2010 |
| | 53-97 | 65-95 | 7-19 | 4-13 | - | - | | - | Zhung et al | 2013 |

(1) Conservation aux conditions extrêmes (HR 100 % ; T 40 °C) pour 1an de.

Des études ont montré que des variations peuvent intervenir à l'auréole de réaction autour d'un granulat réactif. Les cristaux des gels ont une forme de roses et de composition relativement stable, ils sont plus riches en potassium K et les ions (Al) proviennent du ciment, ou des granulats feldspaths ou chlorites. Depuis Stanton 1942, plusieurs auteurs ont identifié le gel résultant de l'RAS en premier lieu, dans les pores et à la solution interstitielle ce gel analysé est expansif même en état visqueux [Swamy, 1992]. Par ailleurs, plus récemment avec l'évolution des moyens des analyses chimiques, dont la précision devient considérable. Les recherches arrivent à déterminer les faibles quantités des éléments secondaires comme le Cl, Al₂O₃, FeO₃, S, ...etc. (Tableau I.1)

Plusieurs classifications sont adaptées pour le gel formé en cas de l'AAR, décrivant la morphologie de ces produits, des chercheurs les mettaient en trois autres groupes. Le premier groupe est celui des produits amorphes ou le gel est lisse et mamelonné, ensuite on trouve le groupe des produits semi-cristallisés dont le gel est polymorphe avec une forme framboisée et micro-granulaire. Et le dernier groupe est celui des produits cristallisés, ces cristaux sont lamellaires avec des cristaux aciculaires et en rosette [Larive et Louarn, 1992].



(1) Absence de dégradations après 7 jours de conservation (1,2 % Alcalin, et 60 °C) ; (2) Formation du gel (fluide) sans fractures aux éprouvettes en mortier après 23 jours de conservation (1,2 % Alcalin, et 60 °C) ; (3) Gel solide cristallisé et l'apparition de peu de fissures aux éprouvettes en mortier après 60 jours de conservation (1,2 % Alcalin, et 60 °C) ; (4) Gel solide cristallisé et faïençage aux éprouvettes de mortier après 180 jours de conservation (1,2 % Alcalin, et 60 °C) [Ben Haha, 2006]. (5): Dépôt de gel alcali-silice à une surface cristallisée ; (6): Gel alcali-silice cristallisé en rosette [Bektas et al, 2004].

Figure 1.10 Phases morphologiques des gels et fissures de l'AAR analysés avec BSE, SEM [Bektas et al, 2004] et [Ben Haha, 2006].

Par ailleurs, il y a une autre classification plus simple en trois autres groupes notant le gel massif en cours de cristallisation et cristallisé en rosette [Regourd-Moranville, 1989]. Un autre résultat qui considérait les gels en deux types, en fonction de leurs compositions. Un gel immobile qui est riche en calcium, et celui mobile qui est riche en alcalins. Le gel mobile s'est dissous dans la solution à travers les fissures, ces gels sont accordés de propriétés gonflantes provoquant ainsi une expansion puis une fissuration anarchique et évolutive dans le béton [Diamond, 2000].

2.2.2 Changement de longueur dans le béton et le mortier atteint de l'AAR

Plusieurs théories traitent le phénomène de l'expansion du béton alcali réactif due au gel expansif. Les théories les plus célèbres sont ceux qui expliquent le gonflement par la pression d'imbibition provoquée lors de l'absorption de l'eau par le gel [Dent Glasser et al, 1981]. Ou celle qui la propose due aux pressions de cristallisation, et la possibilité de fixation de l'eau aussi [Dron, 1998]. D'une part, autres chercheurs suggèrent que les dilatations sont à cause du mécanisme osmotique obtenu quand le gel fixe de l'eau [Diamond, 2000]. D'autre part, il-y-en a des travaux qui engendrent le gonflement à la double couche électrique dont la création des forces de répulsion électriques entre ces couches relativement aux: ions, pH et forces ioniques [Prezzi et al, 1997] [Chatterji et al, 2000]. Une approche pour le gonflement granulaire est aussi mise en évidence par des recherches basées sur le processus structural, la formation de gels

expansifs et le bilan de la matière. Le bilan de la matière au sein du granulat est fondé sur la coexistence de deux flux opposés « entrant » et « sortant » dans le grain réactif [Chatterji et al, 1984], [Chatterji et al, 1986], [Chatterji et al, 1987] et [Chatterji et al, 1988]. Le processus du gonflement structural est conçu selon trois étapes, la première s'agit de la neutralisation des silanols par les alcalins. La deuxième est la rupture des ponts siloxanes par les ions hydroxyles. Et la troisième n'est qu'une dissolution de la silice due à la poursuite de l'attaque des Tétraèdres Q_3 par les ions hydroxyles et la création des ions siliceux dans la solution des pores du béton [Garcia-Diaz et al, 2006]. La formation du gel hydraté expansif n'est que sous condition de l'existence d'une barrière semi-perméable [Ichikawa et Miura, 2007 ; Ichikawa, 2009].

Les courbes (Expansion-Temps) pour les bétons alcali-réactifs de la Figure I.11 sont des courbes caractéristiques dont la forme est en « S » [Larive, 1997] et [Li et al, 2000]. Cette courbe présente « La méthode des 3 tangentes », dont la première partie montre la phase « a » de l'expansion avant la création des fissures (S) en amplitude qui est généralement faible, elle indique également la vitesse de la réaction. Par la suite la phase centrale (b) dans laquelle l'expansion accélère avec une consommation rapide des réactants (alcalins, silice, ...), son amplitude indique la sévérité de la réaction, et sa durée est relativement faible. Puis, la phase horizontale (c) où la concentration des éléments de la réaction baisse et la réaction ralentit. Cette dernière phase s'achève enfin par un léger retrait du béton qui est la phase (d) dont l'épuisement des réactants. La durée de la phase « c » est la plus longue et elle permet de juger la durée globale de la réaction. Son amplitude est relativement faible. La phase « d » marque la fin de la réaction, elle est en général très courte [Mohamed, 2004].

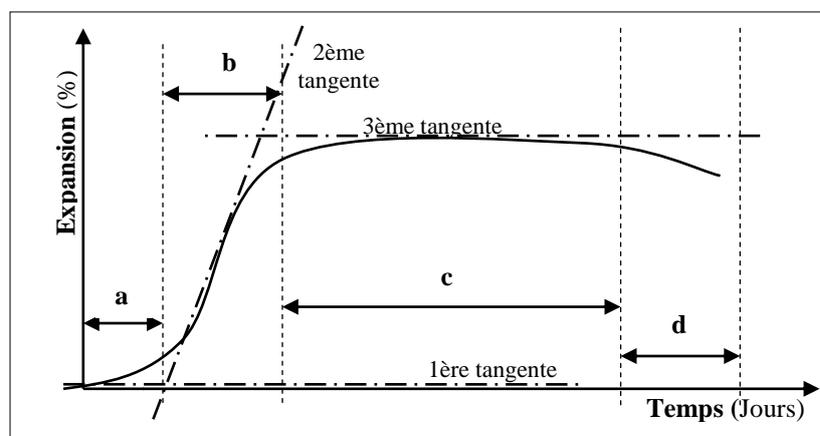


Figure I.11 Méthode des trois tangentes de la courbe d'expansion en fonction du temps des bétons alcali- réactifs [Larive, 1997] et [Li et al, 2000].

Le coefficient d'anisotropie pour Mohamed Ibrahim entre le sens longitudinal et transversal du béton réactif vaut à 1, différemment à celui de Larive qui était 2. Cette divergence revient à la différence entre les granulats utilisés dans leurs formes, dans leurs confections par concassage ou autres, et éventuellement le sens du coulage du béton [Mohamed, 2004]. Bien entendu, la création des poches d'air qui constituent les foyers réactifs Granulat-Alcalin où réside la production du gel grâce à l'eau retenue. Ces foyers sont plus nombreux au sens longitudinal qui représente le sens de coulage [Hughes et al, 1969].

2.2.3 Fissuration et faïençage dans les bétons alcali-réactifs

La vulnérabilité des bétons massifs réside au démarrage des réactions précoces dans le domaine de l'AAR, comme dans le cas des barrages. En effet, ce béton pose des problèmes de dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment, en maintenant de l'eau à l'intérieur de la matrice, ce qui initie plus rapidement les réactions. Il en résulte des gonflements et des déformations qui génèrent de la fissuration, favorisant ainsi la pénétration de l'humidité de l'extérieur.

La nature et la granulométrie influent sur la forme d'endommagement des mortiers et notamment sur les bétons associables à la 'RAS'. Le motif de la fissuration est bien entendu de plus en plus fort lorsque la réaction se produit dans le granulat fin plutôt que dans le granulat grossier. Même si le mécanisme de cette réaction pathologique est basé sur l'instabilité des minéraux du groupe de la silice en fonction du pH élevé. La pétrographie des bétons affectés montre que tous les gros granulats subissent de différents indices et degrés de détériorations de la 'RAS' [Villeneuve, 2011].

La fracturation est justifiée par une recherche faite sur des granulats : granitique, calcaire siliceux, calcaire et des Grès quartzitique. Un gel siliceux est formé ainsi à l'interface (pâte-granulat granitoïde), ce qui a permis un décollement lié à une faible cohésion (granulat-ciment). Quant aux calcaires, leur mode de réaction implique la formation de veinules de gel siliceux au sein des particules réactives. La croissance de ces veinules génère une poussée qui crée le gonflement du béton et la fissuration de celui-ci. Le mode de formation de ces veinules en réseaux restent complexes et ambigus, il est parallèle au litage des roches au sein des fissures due au concassage. Ces veinules sortent peu souvent du granulat en faibles dimensions aux auréoles de la réaction, c'est-à-dire en périphérie des particules affectées. En cas de stades avancés de l'AAR, ces

microfissures de la pâte de ciment contenant du gel siliceux peuvent traverser les granulats adjacents [Bérard et al, 1986].

Des granulats Grès de Potsdam dont la texture est peu poreuse et de forme arrondis, montrent de faibles effets (tardifs parfois) d'une réaction interne par diffusion des alcalis à ces granulats. Premièrement, la présence d'une auréole de réaction foncée à la périphérie des particules réactives mène à la production du gel siliceux, entraînant ainsi le gonflement des particules des granulats sous forme de « Pelure d'oignon ». Par conséquent de la réaction, le Grès ortho-quartzite deviendra fortement friable car le ciment siliceux est progressivement dissous [Bérard et al, 1986].

On effet, nous ne trouvons pas de grande différence entre les ouvertures des fissures orientées ou en réseau. Ces fissures peuvent être avec ou sans exsudation des gels blanchâtres, parfois sales selon l'environnement d'exposition des ouvrages d'art. Cette coloration permet de tracer le réseau de maillage de l'AAR, pour confirmer qu'il s'agit des problèmes pathologiques alcali réactif. Il est commode de se garantir à travers des analyses chimiques sur des échantillons prélevés du béton affecté.

2.2.3.A Fissure en réseau (Faïençage)

Un motif de fissuration est observé à la surface des parties atteintes de l'ouvrage, en l'absence de contraintes directionnelles. On remarque un motif de fissuration polygonale qu'il ne faut pas confondre avec le fin motif de fissuration provoqué par le retrait plastique, le retrait de dessiccation ou le gel-dégel [Mohamed, 2004].

La fissure (Y) ou « Île de Man », le craquage cette forme de fissure est la conséquence inévitable de la fissuration due à un champ de contrainte de traction biaxiale. Et où le relief par craquage est insuffisant pour modifier le champ de déformation. Selon Courtier, les spécimens cylindriques (\emptyset 50, H100) mm et (\emptyset 100, H 200) mm obtenus par carottage à partir d'une poutre sont utilisés afin d'étudier l'expansion et les fissures de l'RAS avec un béton conservé à (T 80 °C, HR 100 %). L'effet de la contrainte extérieure est d'induire les contraintes de la compression due à la réaction dans le corps du béton armé. Le confinement a tendance à améliorer les résistances vis-à-vis de la compression et la traction. Par ailleurs, des essais très sensibles sont élaborés pour déterminer la distribution des efforts à l'intérieur d'une poutre. L'expansion de l'RAS influe essentiellement sur la courbe (Contrainte-

Expansion) de cette distribution (Figure I.29), cela explique le réseau des fissures pris au cours des essais. [Courtier, 1990]

L'expansion à la figure I.12.a du corps du béton conduit à la génération des forces retenues à la fois dans les zones internes non réactives. De même, à n'importe quel support externe agissant de manière composite avec le corps du béton, comme renfort ou d'autres éléments structurels. La création des microfissures existant à la figure I.12.b dans la matrice du béton, entraînant ainsi un gain de résistance moindre que la normale, et dans certaines circonstances, une véritable réduction de la résistance avec le temps.

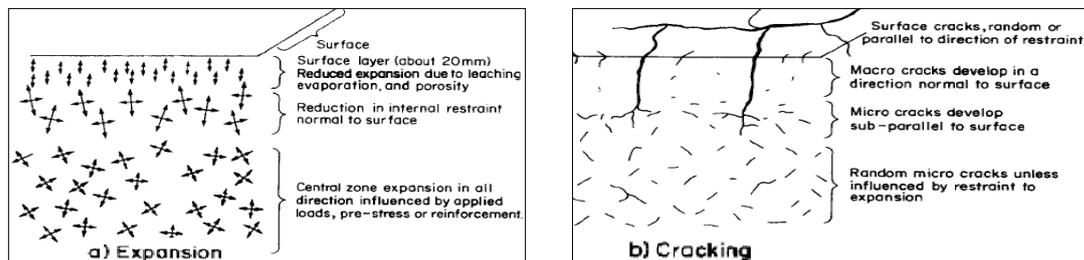


Figure I.12 Fissures de l'RAS dans une poutre en béton armé [Courtier, 1990].

La figure I.12 indique en général une première zone au centre, la réaction se déroule dans un milieu relativement fermé avec des réactifs «Conditionnés». L'environnement fournit un appui principalement triaxial à l'expansion locale. Les ions sont attirés dans la microstructure de l'agrégat réactif, et le volume croissant provoque la rupture des particules et des granulats, ainsi de la matrice du béton. Ces ruptures seront ensuite influencées par le confinement, ce qui produit des microfissures en un motif aléatoire dépendant de l'espace des pores adjacents.

Les réactions continues, car l'effet de l'ouverture de microfissures vont créer des pressions interstitielles négatives modifiant ainsi : les concentrations des fluides interstitiels, et la vitesse de réaction. En effet la réaction atteindra l'équilibre et l'expansion s'arrêtera en consommant des quantités suffisantes d'eau.

Vers la surface un régime différent qui existe, comme il est moins confiné dans le sens normal à la surface. La microfissuration est plus susceptible de se former parallèlement au confinement manquant. Les influences locales seront toujours existantes pour que la plus grande expansion se produit vers l'extérieur, non pas parallèlement à la surface. De plus en surface il y a aussi : l'effet atmosphérique, les forces de traction dues à la dessiccation en cas d'une matrice poreuse...

Dans l'ensemble, l'effet de la dilatation longitudinale est plus grand dans le centre de masse qu'en surface. Si cette déformation différentielle entre (Surface-Centre) du béton combiné avec la déformation du retrait est suffisante pour provoquer la fissuration à la surface, ensuite une macro-fissure apparaîtra. Pour les éléments plus ou moins cubiques, ces fissures apparaissent d'abord au centre de la surface là où la différence de déformation est la plus grande. Ces fissures de surface sont le résultat de la dilatation différentielle entre le centre et l'extérieur tout simplement. Il en résulte deux propriétés importantes :

- pénétrer seulement à proximité et non en travers de la "Fibre neutre" entre les parties expansives et moins expansives.
- La non-uniformité dans la géométrie (hétérogénéité), le temps d'apparition de la fissure, la distribution thermique, la répartition des charges extérieures ou la contrainte locale de traction. [Courtier, 1990]

2.2.3.B Fissure orientée

Les éprouvettes cylindriques (\varnothing 130, H 240) mm affectées par l'RAS, placés sous des charges verticales de 5 à 20 MPa dans un humidificateur à 38 °C et HR 96 à 98 %. L'application de charge a deux effets: les fissures apparaissent lorsque la charge augmente, et les ouvertures sont orientées dans la direction de la charge. Ceci peut être compris comme une preuve supplémentaire que l'influence de la charge sur les dilatations verticales et latérales est essentiellement mécanique [Larive, 1997]. (Figure I.13)

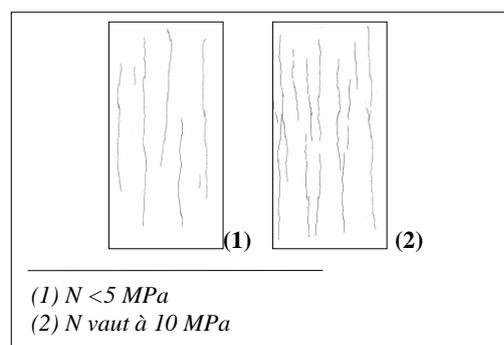


Figure I.13 Fissures aux éprouvettes cylindriques (\varnothing 13, H 24) cm affectées de la RAS sous charges axiales «N» [Larive, 1997].

L'effet de la charge uniaxial peut être simulé en appliquant une tension constante sur un bord de l'échantillon, en faisant ainsi des microfissures dans les agrégats [Dunant, 2012]. Ces microfissures sont forcées au sens de la charge, en les obligeant à s'orienter vers l'axe de la charge appliquée au lieu d'être réparties dans tous les sens comme on a déjà montré par Berard et Roux en (1986).

En présence de contraintes, armatures, câbles de précontrainte et post-contrainte, les fissures s'orientent parallèlement aux aciers ou à la direction des contraintes majeures. La largeur des fissures excède rarement 10 mm et peut évoluer à une vitesse allant jusqu'à 1 mm/an [Mohamed, 2004]. Autrement dit lorsque des efforts de compression s'opposent au gonflement interne, les fissures sont orientées préférentiellement selon la direction de ces efforts. C'est le cas pour les poteaux où l'on observe des fissures verticales [Omikrine Metalssi, 2012].

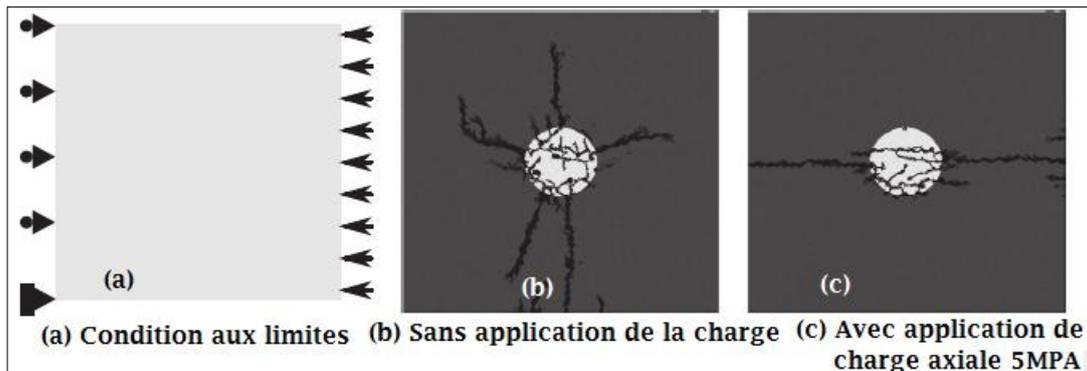


Figure I.14 Influence de la charge sur l'orientation des fissures [Dunant, 2012].

2.2.4 Pustules et Auréoles de la réaction autour des particules de granulats

Des pustules ou éclatements localisés en forme de cône, résultent de l'AAR au niveau des gros granulats près de la surface du béton. Ces derniers sont d'ailleurs visibles au fond des cratères d'éclatement [Mohamed, 2004]. Des auréoles foncées qu'on peut parfois négliger sont observées le long de la périphérie des granulats naturels de la matrice du béton. Ces auréoles indiquent que la particule affectée autant que moins perméable [Walker et al, 2004]. En fait, pour les granulats concassés ces auréoles foncées présentent un indice de l'RAS, dont le gel siliceux se dirige fréquemment du granulat vers la pâte de ciment où il se dépose [Shrimer, 2006].

On attribue un facteur de pondération pour les auréoles foncées généralement faible, car ces auréoles périphériques ne causent pas de détérioration mais elles peuvent être un signe intéressant du degré d'avancement de la réaction (Tableau I.2). Pour certains types de granulats et à un certain niveau d'expansion, il semble que la majorité des particules montrent des auréoles foncées en fonction du taux de la silice dissoute. Par la suite ces auréoles cessent de se former même si la réaction continue comme pour les Grès (groupe de Potsdam) [Rivard et al, 2002]. Certains auteurs ont proposé des révisions pour l'indice pétrographique du taux d'endommagement DRI, car ces facteurs de pondération DRI peuvent

varier significativement par rapport à la méthode originale proposée par Grattan-Bellew. [Villeneuve et al, 2009].

Tableau I.2 Les différents facteurs du DRI pour l’RAS.

| Indice pétrographique | Facteurs DRI | | | |
|--|---------------------|-------------------|------------|-------------------|
| | (1) | (2) | (3) | (4) |
| Auréole de réaction autour du granulat | 0,5 | 0,5 | 4 | 0,5 |
| Granulats déchaussés | 3 | 3 | 0,5 | 4 |
| Dimension de la grille | 1,5 cm ² | 1 cm ² | 1,5 x 2 mm | 1 cm ² |

(1) [Grattan Bellew et al, 1992], [Grattan Bellew, 1995], [Dunbar et al, 1995], [Dunbar et al, 1996], [Rivard et al, 2005], [Rivard et al, 2000], [Rivard et al, 2002] et [Shrimer, 2000], (2) [Smaoui et al, 2004] et [Grattan Bellew et al, 2006], (3) [Clemena et al, 2000]. (4) [Powers et al, 2007]

2.2.5 Gros granulat grossier déchaussé

Un granulat déchaussé sera la conséquence d'une perte de cohésion entre la pâte de ciment et la particule de granulat, cet indice est donc plus commun au niveau des graviers naturels que pour les particules de granulats concassés dont la surface rugueuse assure une forte adhérence [Rivard et al, 2002]. La décohéation d'interface (Pâte- Granulat) est généralement un indice d'endommagement important, ce qui confirme le facteur de pondération généralement (DRI) qui est élevé de 3 à 4 au tableau I.2. La présence des gels siliceux à cette interface peut suggérer que le déchaussement est dû à la RAS [Villeneuve, 2011]. L'indice pétrographique DRI est important, d'où la surface déchaussée se prolonge pour former une fissure avec d'autres produits de la réaction dans la pâte de ciment [Shrimer, 2006].

2.2.6 Variation massive des bétons en cas de l’AAR

Selon Mohamed Ibrahim l'excès de la masse aux éprouvettes en béton alcali réactif est dû à l'absorption de l'eau de conservation qui participe à la gélification [Mohamed, 2004]. Avec (Masse du béton réactif/ Masse du béton non réactif) est de 2,3 ; au bout de huit mois de conservation.

On note qu'aucun essai normalisé ou en cours de normalisation n'est cité que ce soit par les documents techniques ou par les normes vis-à-vis de l'AGR. Néanmoins, plusieurs recherches sont effectuées par les auteurs dans ce sens, mais en ne désignant pas assez de détails concernant le protocole expérimental approprié à cette variation massive dans les bétons alcali-réactifs.

2.2.7 Caractéristiques mécaniques des bétons alcali-réactifs

La dilatation des bétons alcali réactifs engendre des contraintes internes qui s'opposent aux contraintes déjà existant dans la conception. Plus que 0,6 mm/m d'expansion, les dommages sont peu significatifs [LCPC, 1994]. Les désordres

ne se limitent pas aux gonflements mais aussi au réseau de fissures, des faïençages, des déformations...etc. Par conséquent, les caractéristiques mécaniques dans les bétons alcali réactif, qui changent leurs propriétés. De façon cohérente avec la sensibilité de ce matériau hétérogène et la sévérité des attaques par les milieux d'expositions.

2.2.7.a Résistance mécanique

On trouve des auteurs qui confirment que les caractéristiques mécaniques sont dégradées face à l'AAR, lorsque l'expansion atteinte est significative. En revanche loin de fortes dilatations, d'autres études sont faites afin de déterminer l'effet de cette expansion sur la résistance à la compression et à la traction (Tableau I.3). [Okada, 1989] [Swamy et al, 1986]

La résistance à la traction et celle de la compression se comporte semblablement. Le rapport entre ces deux résistances reste relativement constant (9 et 14) à n'importe quel âge de la même composition de béton [Hobbs, 1986]. Entre 28 jours et 1 an la résistance de compression chute de 30 %, et celle de traction chute d'environ 50 %, c'est la plus affectée des deux [Habita, 1992]. Dans le cas de cylindres en béton alcali réactif, on obtient des chutes très importantes de la résistance en compression 'uniaxial' (σ_c) et du module d'élasticité (E). Alors que des poutres précontraintes ou post-contraintes, fabriquées avec le même béton ne présentent que des faibles chutes de ses deux propriétés (σ_c , E) [Okada et al, 1989]. La résistance à la compression est un paramètre, dont de nombreux auteurs ont étudié sur des éprouvettes de mortier ou de béton afin d'établir l'influence de l'alcali- réaction.

Tableau I.3 Résistances caractéristiques dans des bétons alcali réactif [Swamy et al, 1986].

| N° | Spécimen ^(*) | Résistance | Expansio |
|----|---|--|-----------------|
| 01 | Prisme 75×75×300 mm Cube 100 mm de coté. | Chute en Compression ⁽¹⁾ % | [25 à 4 6 mm/m |
| | | Chute en Compression ⁽²⁾ % | [55 à 6 17 mm/m |
| 02 | Cylindre (Ø100, H200) mm Prisme 100×100×500 mm | Traction Module de rupture en compression | |

(*) : Éprouvettes conservées de 28 jours jusqu'à 1 an. (1) : Chute de la résistance à un an par rapport à celle de 28 jours dans un béton à base de silice fondue. (2) : Chute de la résistance à un an par rapport à celle de 28 jours dans un béton à base de silice opaline.

Des chercheurs ont utilisé des ciments à haute et moyenne teneur en alcalins, à un âge précoce on note une réduction de 30 à 50 % du module de la rupture due à l'AAR. Mais les chutes de résistance à la traction ont été observées à long terme. Ces résultats sont appropriées à une étude de l'influence des gonflements

alcali réactif à (T 20 °C) au moyen des prismes en mortier de (25 x 25 x 200) mm avec deux types : Prisme de bonne qualité, et Prisme de mauvaise qualité [Jones et al, 1958]. D'autres auteurs ont montré qu'après 12 mois d'essai sur des cubes de 100 mm de coté à (T 38 °C ; HR 100 %). La résistance de compression ne décroît pas aux éléments confectionnés avec des granulats réactifs et un taux élevé en alcalin, malgré l'apparition de fissures. Quant à l'expansion atteint approximativement 1,8 mm/m sur des prismes de (75 x 75 x 300) mm à la fin de l'essai [Oberholster et al, 1981].

Une étude faite avec la silice opaline et la silice fondue, pour déterminer l'effet du gonflement de l'AAR sur la résistance à la compression toujours. La résistance est mesurée sur des barres de mortier (75 x 75 x 300) mm et des cubes de 100 mm de coté. Et la résistance à la traction et le module de rupture en compression sont étudiés sur des cylindres (Ø 100, H 200) mm et des prismes (100 x 100 x 500) mm. On observe une expansion de 1 mm/m avec une chute de la résistance à la compression de 12 %, mais la chute au béton à base de la silice fondue est de 40 % avec une expansion de 6 mm / m. En revanche, les bétons à silice opaline se gonflent jusqu'à un taux de 17 mm/m au bout de (12 mois) et la chute de la résistance à la compression présente 65 % comparant à f_{c28} . [Swamy et al, 1986]

Des expansions jusqu'à 3 mm/m ont été mesurées sur des cubes de 100 mm de coté, avec des chutes de la résistance à la compression de 15 %, et de 20 % pour la traction. Alors que le rapport (Résistance à la compression/ Résistance à la traction) est estimé pour : le béton non affecté (1/15), et celui affecté par les réactions chimiques internes (1/17). Tous ces résultats sont obtenus sur des bétons de 14 ans d'âge, stockaient à (T 20 °C, HR > 80 %) [Hobbs, 1987] [Hobbs, 1988]. Certains ajouts améliorent la résistance du béton ordinaire comme dans le cas de la fumée de silice, cela est dû aux différents facteurs tels que : l'effet de remplissage, le raffinement de la porosité, la substitution des pores discontinus à travers des pores capillaires continus, réduction en portlandite et la rigidification des interfaces (agrégat- pâte de ciment) [Bérubé et al, 1993]. La participation des CSH au mécanisme de l'AAR est certaine selon les auteurs, ce qui influe sans doute sur la résistance mécanique du béton du fait que les CSH sont le premier responsable qui donne au béton sa rigidité.

2.2.7.b Module d'élasticité

Autant qu'une caractéristique mécanique assez importante, le module d'élasticité a été étudié par plusieurs auteurs, puisqu'il est influencé par les aléas de l'AAR. Une baisse du module d'Young est entre 20 et 50 % durant les 4

aux 12 semaines dont les conditions de conservation sont (T 38 °C; HR 100 %), or la dilatation atteint 0,12 % [Hobbs, 1988]. Ce module est très rapidement affecté dans le béton alcali réactif, une diminution d'environ 60 % est observée avant trois mois par rapport au béton sain [Habita, 1992]. Toutefois une chute de ce module montre un faible pourcentage de 20 à 30 %, voire même négligeable selon d'autres recherches faites sur des cylindres et cubes [Blight et al, 1981] [Fujii et al, 1986] [Imai et al, 1986] [Kobayshi et al, 1987], [Koyanagi et al, 1987] [Hobbs, 1987].

2.2.7.c Déformabilité

La faiblesse du module d'Young observé dans le béton alcali réactif, se traduit autrement à travers les déformations élastiques qui se manifestent 3 fois plus grandes que dans le béton sain. De plus les déformations de fluage sont de 2,5 à 4 fois plus importantes. [Mohamed, 2004]. La diminution du seuil de plasticité, lorsque les déformations sont plastiques sous des contraintes relativement plus faibles pendant les essais de fatigue où le béton est fissuré par l'AAR [Okada et al, 1989]. En revanche, il n'y a pas de différence de comportement sous chargement statique entre des poutres affectées par l'AAR et celles non affectées [Habita, 1992].

3. Conditions participantes à l'évolution de l'AAR

3.1 Le milieu basique

Selon les auteurs, les sources d'alimentation des bétons en alcalin sont basés essentiellement sur le milieu interne et externe, ils sont résumés et représentés au tableau I.4.

Tableau I.4 Sources d'alcalins pour un béton alcali réactif [Evans, 1993] [Mohamed, 2004] [Bouabdallah et al, 2014].

| Source 1. La pâte de béton | Source 2. Le ciment |
|--|--|
| <p>La présence de NaOH et KOH, en dissolvant de la soude et la potasse dans l'eau infiltrée en respectant la formule d'équivalence :</p> $Na_2O_{\text{éq}} (\%) = [Na_2O \% + 0,658 \times K_2O \%]$ <p>Ces alcalins sont fournis par :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Certains granulats (feldspaths, micas, quartz...) - Eaux de gâchage ou du milieu extérieur. - Adjuvants | <p>La teneur en Na_2O et K_2O environ 0,2 à 0,3 %.</p> |

Dans le béton hydraulique ces alcalins sont d'environ de pH 12 à 13,5 selon le type de ciment. Pour les CPJ, aux pores du béton 70 % des alcalins sont libérés en solution interstitielle (phase liquide), ils sont désignés par « Alcalins actifs ».

Ils participent réellement et systématiquement à la réaction ‘AAR’. La concentration du milieu basique élevée donne un gonflement important (Figure I.15). [Mohamed, 2004]

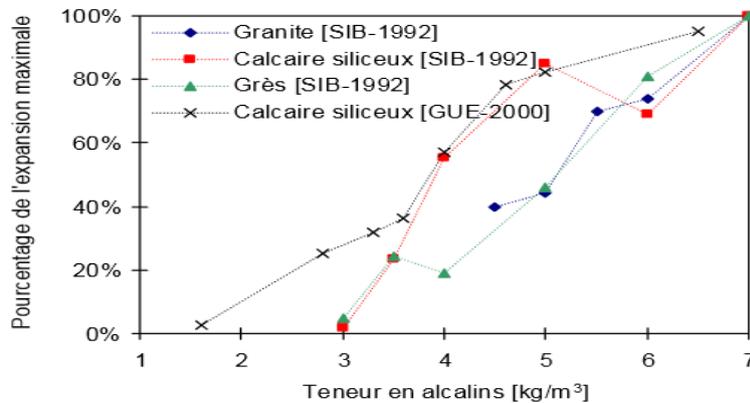


Figure I.15 Teneur en alcalins et le gonflement [Guedon et al, 2000] et [Sibbick, 1992].

3.2 Les granulats

Selon le type du granulat utilisé, les réactions ‘AAR’ se diffèrent, les calcaires dolomitiques argileux participent à l’RAC qui reste peut identifier. En revanche, les roches siliceuses (silice et silicate) donnent une réaction plus répondue qui est l’RAS [Mohamed, 2004] [Villeneuve, 2011]. Aux silicates se regroupent des enchaînements de tétraèdre (SiO_4), composés de silicium Si (ou Al Aluminium) au centre, et des ions d’oxygène aux sommets (Figure I.16 et I.17). [Mohamed, 2004].

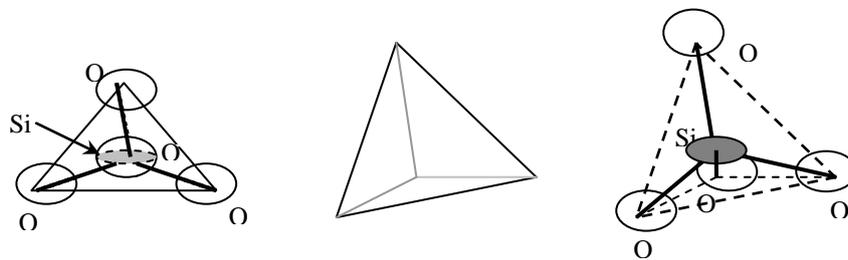


Figure I.16 Silicate SiO_4 .

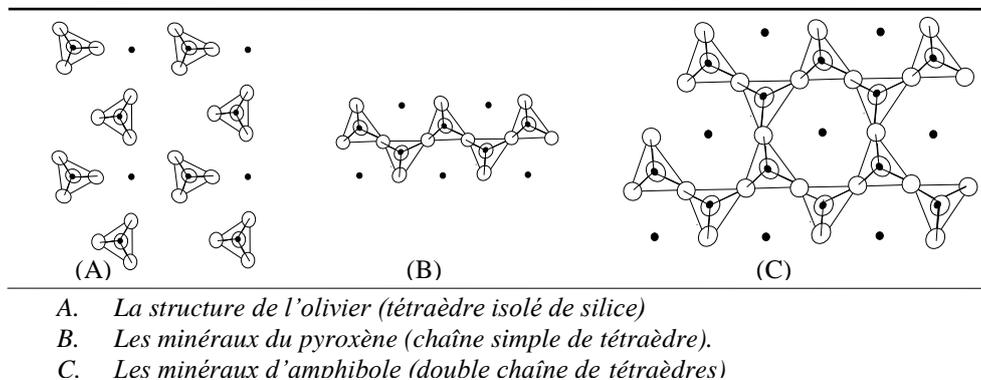


Figure I.17 Schémas de quelques minéraux [Bariand et al, 1977].

Ces enchaînements sont caractérisés par les angles inter-tétraédriques α , la longueur des liaisons O-Si et ainsi leur énergie (Figure I.18) [Couty, 1999]. L'angle α est entre 120° et 180° avec une prépondérance à 144° où l'énergie est la plus faible, ce qui fait les contraintes mécaniques fragiles vis-à-vis de l'AAR [Liebau, 1985]. (Figure I.19)

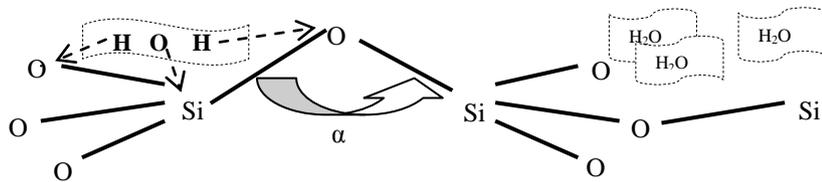


Figure I.18 Géométrie des groupements (SiO_4) d'une molécule de granulat siliceux [Couty, 1999].

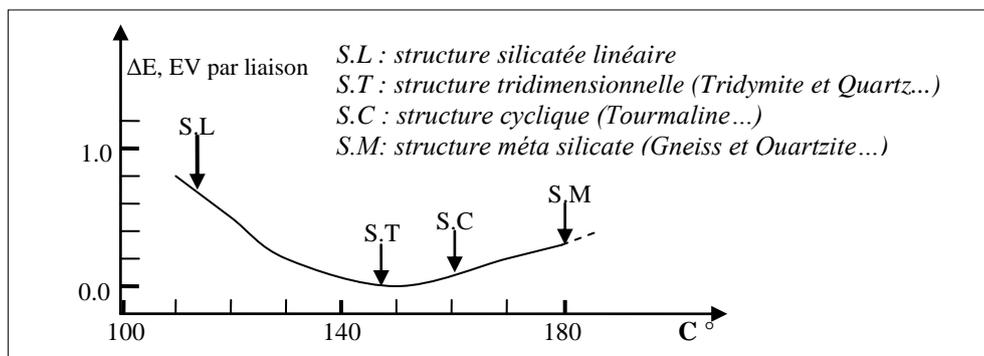


Figure I.19 Courbe (Énergie- Angle α des liaisons inter-tétraédriques Si-O-Si) [Liebau, 1985].

En réalité, le taux d'expansion varie selon le type de roche et en tenant compte de la quantité contenue en silice, de même la vitesse de dissolution de la silice mesurée est très différente entre un Quartzite (cristallisé et inerte) et une Opale (amorphe et réactif) [Dron et al, 1993]. Le gonflement induit par les granulats réactifs augmente avec le degré de déformation que les roches ont subie pendant leur existence [Monteiro, 2001].

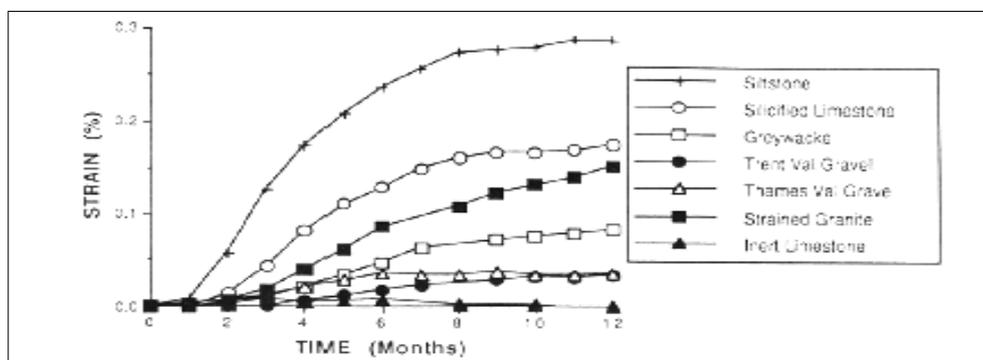


Figure I.20 Expansion du béton avec une variété de granulats [Sibbick et al, 1992].

En effet selon de nombreux chercheurs, une quantité optimale de ces granulats (pessimum content) entraîne une expansion maximale, plus ou moins de cette quantité de granulats le gonflement est au-dessous de la valeur extrême de la dilatation. Cet effet est connu par le Pessimum et on dit (granulat potentiellement réactifs à effet pessimum PRP), ce pessimum contenu varie de 5 à 45 % de la masse de granulats réactifs [Gillot et al, 1973] [Hobbs, 1978] et [French, 1980]. Ce pessimum qui est dû à l'AAR s'explique par le volume du gel produit (seuil), qui est en fonction de la quantité de la silice dominante et les alcalins. L'expansion aura lieu si seulement si le seuil du gel dépasse le volume des pores dans la matrice du béton [Sellier, 1995]. Si tous les sites réactifs de la silice sont occupés par les alcalins, l'expansion sera maximale. Et en cas de silice en faible quantité ou un taux élevé d'éléments basiques, cela donne une supériorité au nombre des alcalins par rapport au nombre de sites réactifs, à ce fait l'expansion sera donc moine [Mohamed, 2004].

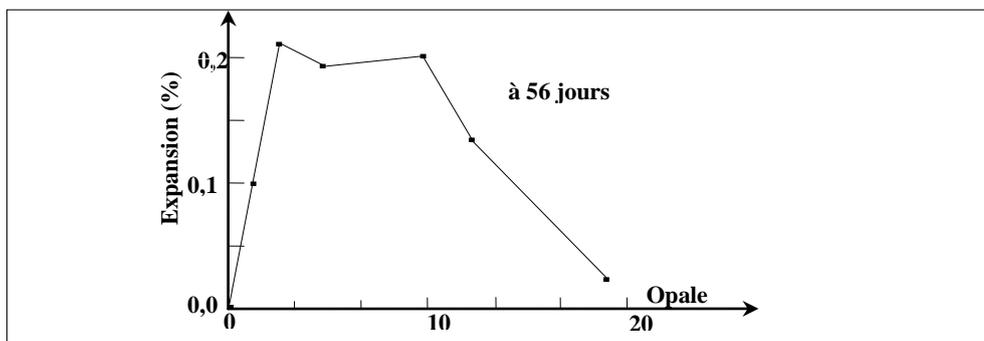


Figure I.21 Courbe du « Pessimum contenu » dans l'opale [Hobbs, 1978].

Pour l'effet de la granularité sur 'AAR', les résultats présentés sont contradictoires. D'une part, certains auteurs disent que plus les granulats sont fins plus les microfissures et microporosité sont importantes. Or plus la surface d'échange du granulat est grande, plus sa réactivité est forte [Diamond et al, 1974]. Pour cette raison, dans le cas des essais accélérés, ils ont limité la classe granulaire réactive à une seule classe (0,15 – 5 mm).

D'autre part, d'autres chercheurs ont trouvé que plus les grains sont gros plus la cinétique de la réaction est rapide, et la formation du gel est plus rapide aussi.

Il y a des auteurs qui ont parlé du taux final de l'expansion, mais en fait il faut mentionner qu'il ne s'agit pas de la même nature des granulats, ni les mêmes essais, ni les mêmes éprouvettes, ni les mêmes types et taux de dopage en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$... etc. D'où les résultats ainsi que la cinétique vont être forcément divergentes et ne répond pas à la réaction de la même manière. Il est inutile de se

mettre à ce conflit entre les divers avis car les paramètres et les conditions des travaux de recherche sont largement dissemblables.

Tableau I.5 Roches sensibles en milieu alcalin [Leroux et al, 1999] [LCPC, 1994] [Coull, 1981].

| Roches | | Matériaux sensibles en milieu alcalin |
|----------------------|----------------------|--|
| MAGMATIQUE | Granite | Quartz à réseau fermé, présentant une extinction ondulante. Matériaux feldspathiques altérés, joints de grains ouverts. |
| | Granodiorite | |
| | Rhyolite | Présence de verres siliceux ou de verre basique ± dévitrifié, présence de Tridymite, de cristobalite, d'opale. |
| | Dacite | |
| | Andésite | |
| | Trachyandésite | |
| | Basalte | Verre riche en silice ± dévitrifiée souvent microfissurée. |
| | Obsidienne | |
| | Tufs volcaniques | |
| | Rétinites | |
| | | |
| METAMORPHIQUE | Gneiss | Quartz à extinction ondulante. |
| | Mica-schiste | Micro quartz de seconde génération ; joints de grains ouverts, matériaux feldspathiques et micacés altérés. |
| | Quartzite | Quartz associé à un ciment quartzeux et opalin. |
| | Cornéenne | Présence de micro-quartz de 2 nd génération. Présence de phyllosilicates. Présence de quartz à extinction ondulante ou de quartz microfissuré. |
| SEDIMENTAIRE | Grés | Ciment siliceux mal cristallisé, joint de grains élargis. |
| | Quartzite | |
| | Grauwacke | Matériaux phylliteux associés. |
| | Siltite | Présence d'opale, de quartz microcristallin. |
| | Schistes quartzeux | Présence de calcédoine, d'opale. Présence de la silice du type opale en micro ondule ou diffuse en réseau, associée ou non à des sulfures sédimentaires et des phyllites. |
| | Chailles – Silex | |
| | Calcaire | |
| | Calcaire dolomitique | |
| | Dolomite | |

3.3 Présence de l'eau

L'eau provient du milieu extérieur, comme de l'intérieur de la matrice du béton par l'eau de gâchage. Un seuil critique hygrométrique est estimé à 80 - 85 % pour le déclenchement de l'AAR à 20 °C [Ludwig, 1989]. Après l'infiltration de l'eau au béton alcali réactif, elle reste dans les pores pour être consommée par les réactions chimiques, d'où la silice fixe cette eau lors de la gélification

[Mohamed, 2004]. Le rapport Eau/Ciment en cas de l'AAR a des effets différents, selon les types de granulats, les dilatations se minimisent lorsque ($E/C > 0,5$) dans les barres de mortier à base de granulat (Opale) [Hobbs, 1988]. Or pour un rapport E/C entre (0,4 - 0,6), le gonflement est maximal tout dépend des propriétés physicochimiques des agrégats [Bérubé et al, 1992].

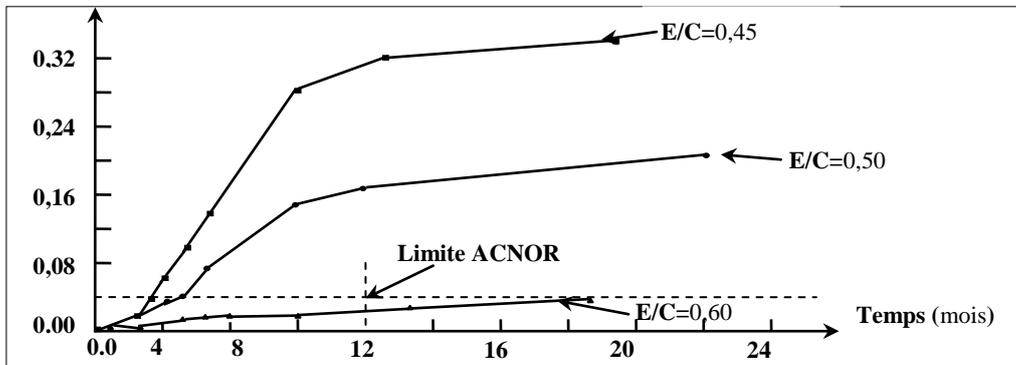


Figure I.22 Influence du rapport Eau/Ciment sur l'expansion du béton alcali- réactif avec des prismes selon ACNOR (Calcaire siliceux Canadien) [Bérubé, 1993].

Plusieurs chercheurs trouvent que l'humidité extérieure accompagnée de la température reflète sur la valeur seuil de la dilatation qui est due à l'AAR (Figure I.23). [Nilsson, 1983], [Olafsson, 1986], [Ludwig, 1989], [Tomosawa et al, 1989] et [Kurihara et al, 1989]

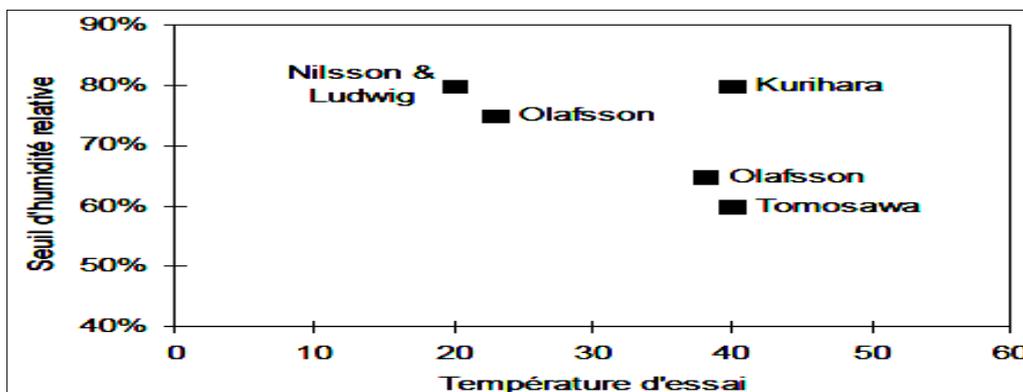


Figure I.23 Seuil d'humidité relative en fonction de la température [Nilsson, 1983] [Olafsson, 1986] [Ludwig, 1989] [Tomosawa et al, 1989] et [Kurihara et al, 1989].

3.4 Effet de la température

La température influe sur la vitesse et le taux des dilatations des bétons alcali réactif selon plusieurs auteurs, plus particulièrement dans la cinétique de la réaction sans effet significatif sur la masse de ces bétons [Mohamed, 2004]. L'expansion finale est inversement proportionnelle à la température [Jones et al, 1986]. L'expansion finale est la même quelle que soit la température, elle n'agit

que sur la vitesse des réactions et non pas sur la diffusion des réactifs (Figure I.24). [Sellier, 1995]

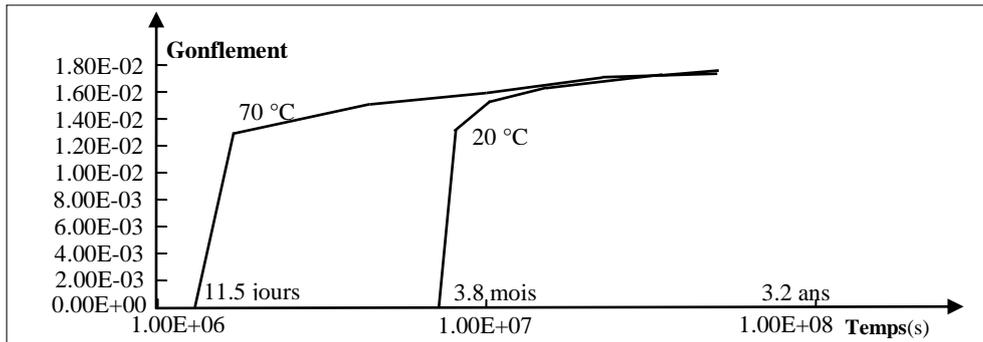


Figure I.24 Effet de la température sur l'expansion du béton alcali- réactif [Sellier, 1995].

Contrairement aux avis d'autres chercheurs, Jones trouve qu'il y a un écart important entre le même matériau à deux températures différentes (Figure I.24). [Jones et al, 1986]

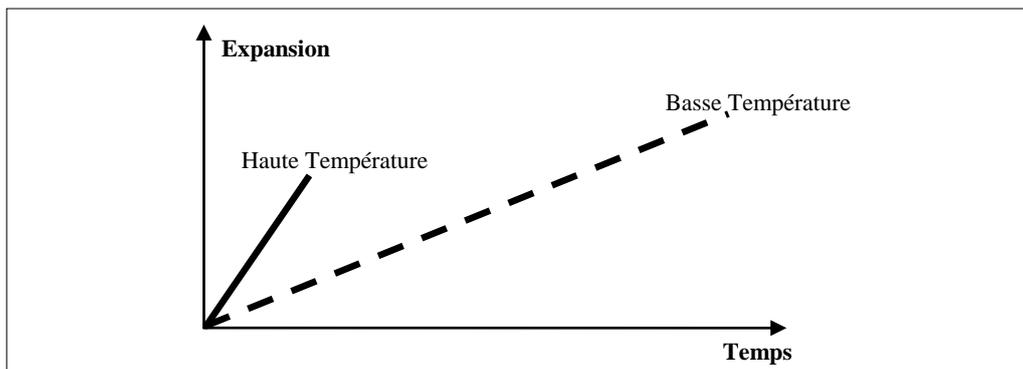


Figure I.25 Conséquence de la température sur l'expansion du béton alcali- réactif [Jones et al, 1986].

3.5 Les adjuvants et les ajouts

Deux sortes d'ajout qu'on trouve généralement, d'une part les ajouts organiques tels que les chélates piègent 88 % de K^+ , en décroissant ainsi le gonflement de l'AAR [Hasni et al, 1992].

D'autre part les ajouts minéraux ou d'adjuvants dans le béton alcali réactif, certains d'eux avec 1 % en masse d'adjuvants dans des éprouvettes de mortier réduisent le gonflement, comme le sulfate de cuivre, les sels de lithium, les ions de phosphate, les entraîneurs d'air, la fumée de silice, les pouzzolanes, les cendres volantes et les laitiers de hauts fourneaux et autres [Mohamed, 2004]. Il en résulte de l'utilisation de ces additions minérales la formation limite des gels expansifs avec une baisse de la perméabilité de la pâte qui est due à la finesse des additions minérales. D'où la diminution de la diffusion des alcalins dans le

béton, ce qui se traduit par l'épuisement des alcalins est donc une baisse du pH et la consommation de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ [Bérubé et al, 1993].

3.5.1 La fumée de silice

La fumée de silice est constituée de 84 à 98 % de micro silice amorphe ($\leq 0,1 \mu\text{m}$), il faut au moins 20 % de la fumée de silice dans le ciment pour consommer la portlandite d'un béton courant. Lorsque ces matériaux sont pauvres en alcalins ($< 1\%$), ils réduisent ou suppriment carrément la dilatation, et dans certains cas des dosages inférieurs à 10 % augmentent le gonflement au lieu de le réduire (Figure I.26) [Bérubé et al, 1993].

Certaines recherches mettent en évidence la taille de la fumée de silice, qui ne réduit pas la dilatation alcali réactive uniquement si elle est ($>150 \mu\text{m}$) [Maas et al, 2007]. Mais ces ajouts sont inefficaces face à la 'RAC' [Baron et al, 1992].

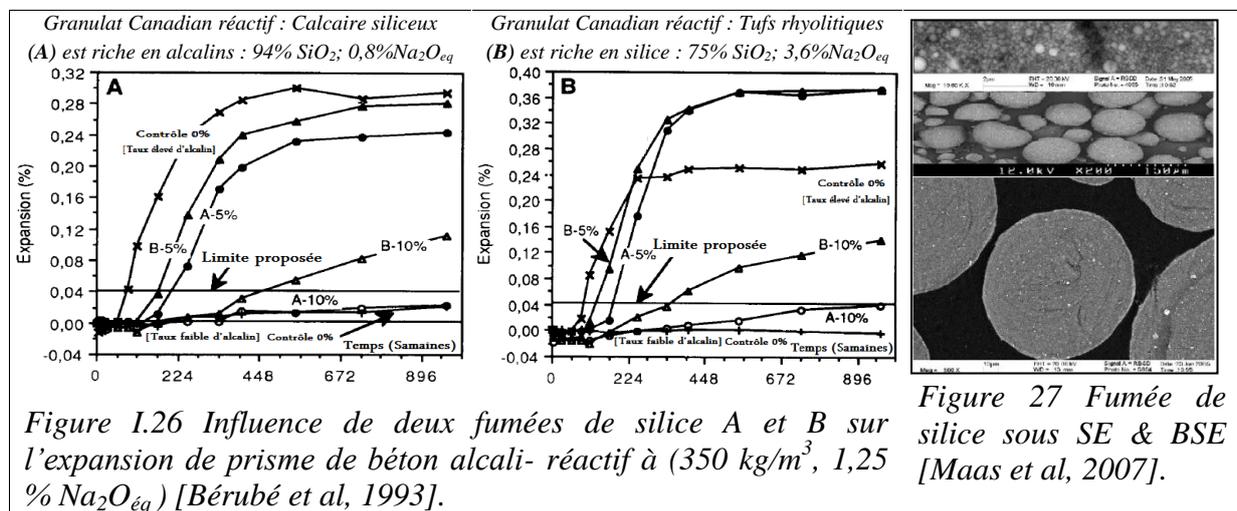


Figure 27 Fumée de silice sous SE & BSE [Maas et al, 2007].

3.5.2 Les pouzzolanes

Les pouzzolanes se composent de 98 % de la silice (SiO_2) combinée avec la chaux (CaO), ce sont des liants hydrauliques très fins, certaines pouzzolanes ajoutées à des ciments très alcalins empêchent l'AAR [Kawamura et al, 1985]. La quantité de la pouzzolane à ajouter et la quantité d'alcalin que contient le ciment doivent être proportionnelles, certaines pouzzolanes riches en alcalins augmentent les expansions de l'AAR au lieu de la réduire. Ces additions minérales sont peu efficaces contre la 'RAC', car les réactions impliquent d'abord la dissolution ou gélification de particules de la silice contenue à la pouzzolane qui réagit avec les ions OH^- des alcalins. Puis le gel de silice résultant de la réaction précédente réagit à son tour avec de la portlandite en produisant ainsi les CSH avec un faible taux de (CaO/SiO_2). D'où l'épuisement de la portlandite, les alcalins et les ions d'hydroxyle OH^- , il en résulte donc une

baisse du (pH < 12,45) de la solution interstitielle dans les pores du béton en équilibrant : le milieu entre les alcalins de la portlandite, la silice des agrégats siliceux et les ajouts tels que la fumée de silice [Bérubé et al, 1993].

3.5.3 Les cendres volantes

L'efficacité des cendres volantes pour l'AAR dépend de sa composition chimique (verre, alcalins, CaO, SiO₂, Al₂O₃), et de sa granularité. Il dépend également au taux de la réactivité potentielle des granulats dans le béton, ainsi au taux global des alcalins dans la pâte du béton, la formulation utilisée...etc. Certains auteurs parlent de la réduction des dilatations dans le cas de l'AAR, lorsque 30 % des ciments sur alcalinisés sont remplacés par des cendres volantes (Silico-alumineuse) à 2 % de Na₂O_{éq}. Mais le problème se pose quand les ciments sont moins alcalinisés (0,7 à 0,8 %) de Na₂O_{éq}, c'est pour cela l'ajout des cendres aggrave l'endommagement approprié à l'AAR dans certains cas [Mohamed, 2004].

Suite à des essais sur prismes et barres de mortier, il est retenu que les cendres volantes à faible taux en calcium sont plus efficaces [CaO] < 20 %, plus de 20 % de ce genre de cendre n'est pas influencée par le taux élevé en alcalins dans le béton. D'où il est recommandé d'utiliser 25 à 30 % de cendre volante faible en (Ca), sinon un taux de 30 et 40 % dans le cas contraire (forte en Ca). [Fournier, 2000]

3.5.4 Les laitiers

De la même manière que pour les cendres volantes, les laitiers de haut fourneau présentent une performance durable face à l'AAR (Figure I.28) [Okada et al, 1989]. La substitution partielle de ciment 65 % par des laitiers qui dépend à son tour de l'aspect chimique. Ceci explique les résultats contradictoires des tests de gonflement.

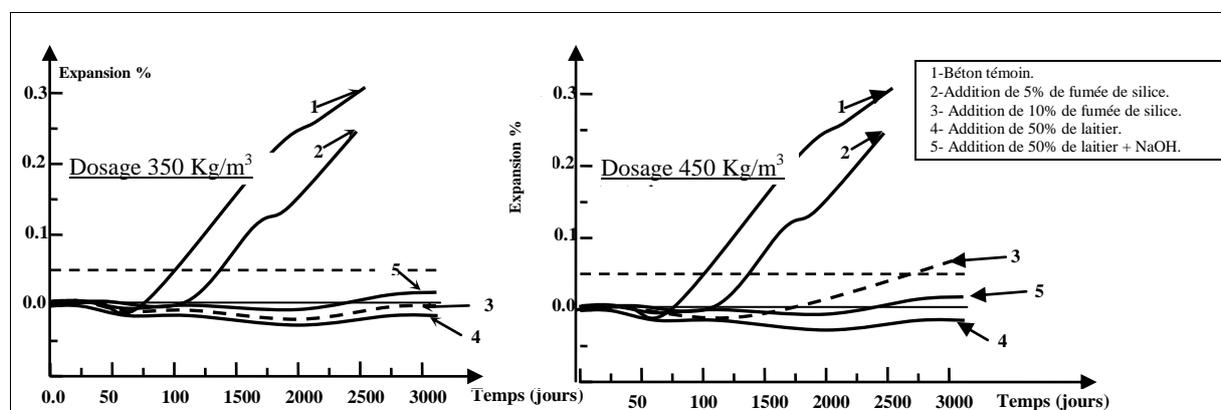


Figure I.28 Influence de la fumée de silice et de laitier sur l'expansion de 1 m³ de béton alcali-réactif à (350 et 450 kg/m³) [Okada et al, 1989].

4. Précaution et prévention

4.1 Précaution par essais de détection et de contrôle in-situ sur des divers éléments

Au moyen des tests en cours de standardisation sur des prismes et des cylindres, la vérification de la potentialité à la réactivité (Alcali- Granulat) est établie. Ces tests ont pour but d'assurer la qualité des matériaux utilisés pour la formulation du béton face aux attaques alcalines, pour les conceptions à réaliser ou en cours de réalisation. La durée de l'essai de la détection de cette réactivité fait l'objet des nouveaux travaux de recherche internationalement. Les plus accélérés sont les essais en autoclave (de 72 heures de durée et sur des barres de mortiers 4 x 4 x 16 cm). Mais il est recommandé de ne pas se limiter à leurs résultats, mais il faut les confirmer par d'autres tests plus longs. Car le mécanisme de l'AAR est assez compliqué, et il peut être influencé par de divers paramètres qu'on vient d'entamer précédemment.

De plus, il faut éviter de confondre entre les dégradations liées à l'AAR et les symptômes pathologiques d'autres aléas dans le domaine des matériaux de construction.

L'examen pétrographique des granulats selon la norme Européenne EN 12407 complété par d'autres analyses chimiques, microscopique, diffraction au rayon X, spectrographique et autres permet de connaître les phases minérales potentiellement réactives présentes [Mohamed, 2004].

Pour les ouvrages d'art déjà existants, le suivi des endommagements au cours du temps est abouti en se menant à des essais in-situ. Aux moyens destructifs ou non destructifs selon les possibilités d'accessibilité et les conditions auxquelles se trouve la structure. D'où le choix des outils de la surveillance aura lieu adéquatement par : l'ultra-son, endoscopie, radiographie (par rayon X), gammagraphie, potentiel électrique et magnétique, photogrammétrie (l'infrarouge), photographie, radar...etc. [Plumier, 2006]

4.1.1 Essai avec des granulats

Ce tableau explique en bref les plus importants essais qui sont largement utilisés, en première phase lors de l'investigation vers ce cancer du béton 'AAR' pour les ouvrages d'art existant. Il met en évidence l'analyse des granulats prélevés des échantillons du béton affecté.

Tableau I.6 Essais de détection de la réactivité des granulats [Mohamed, 2004].

| Norme | Echantillon mm | T °C | Solution | Expansion limite et temps mesure | Vérification de la réactivité. |
|---|--------------------------------|---------|-------------|--|--|
| EN 12407 Examen péetrographique | Granulat | | | Orienté vers les autres essais | Poursuive par d'autres analyses chimiques, microscopique, ... |
| Test cinétique NF P18-589 ⁽¹⁾ | Granulat de 0 à 0,315 | 80 | Soude 1N | Mesure à 24, 48 et 72 heures. | Voir Annexe, les 3 zones de l'abaque [SiO ₂ /Na ₂ O] en fonction du temps. Granulat dissout au bout de 24 h ou brièvement à 8 ou 12 h, sinon 72 h jusqu'à 96 heures. |

NF P18-589⁽¹⁾ est remplacé par NF P18-594 ou NF XP 18-594, il n'est pas adapté pour l'RAC.

4.1.2 Essai de changement de longueur et autres sur des divers éléments en béton

On trouve que les essais accélérés sont adaptés sur des éléments en mortier non pas en béton, vu leur finesse granulométrique qui accélère le gonflement. Mais ça n'empêche pas de leurs utilisations surtout pour simuler le comportement mécanique, physicochimique des bétons atteints de l'AAR dans les ouvrages d'art. D'où le suivi à long terme de ces bétons, ainsi la méthode du vieillissement lors de la confection et la conservation de ces matériaux aux laboratoires influencera sans doute sur le degré d'endommagements et le scénario du mécanisme de l'AGR.

Tableau I.7 Essais de détection de la réactivité des granulats avec des échantillons en béton [Mohamed, 2004], [ACNOR, 1994] et [LCPC, 1997].

| Norme | Eprouvettes | T °C | Solutio n HR % | Limite d'expansion & temps de mesure |
|---|--|---------|-------------------------|---|
| Essai CSA A23.2- 14 | Prisme 75 x 75 x 285 mm. | 38 | 100 | 1, 2, 4, 8, 13, 18, 26, 39, 52 semaines |
| Essai sur béton AFNOR P18- 587 ⁽⁴⁾ | Prisme 70 x 70 x 280 mm. Granulat concassé de 5 à 20 mm Ciment CEM I. Na ₂ O _{éq} est de 1,25 %. | 38 | 100 | 1, 2, 3, 4, 6, 8, 12 mois. 0,04 % à 8 mois. |
| Essai sur carotte | Carotte prélevée d'un ouvrage | 38 | 100 | Indéterminé à 1 an |
| Essai ultrasonore sur des éléments d'un ouvrage selon NF P18-414 ⁽⁵⁾ (1993), ASTM C 597-83 (1991). BS 1881: partie 203 (1986). | | | | |

(4) Essai inspiré de la norme ACNOR -CSA, il est remplacé par NF XP 18-594, il n'est pas adapté pour l'ARC.

(5) Essai modifié à partir de NF P18-418 (1989).

4.1.3 Essai de changement de longueur et autres sur des divers éléments en mortier

Des essais sont élaborés afin d'éviter tous les dégâts qui sont dus aux aléas de l'AAR pour les futures structures en béton et on présente ainsi au tableau I.8 les essais universels évolutifs (prédictifs). Puisque ce domaine de l'AAR ne possède pas d'essais normalisés finalisés et valables pour tous les types des réactions dominantes.

C'est pour cette raison-là qu'on trouve de diverses formes de spécimens à travers lesquels on essaye de traiter le problème de l'effet de volume vis-à-vis de l'AAR. Cela présente un phénomène étudié par plusieurs chercheurs dont le paramètre essentiel est le changement de longueur causant l'expansion due à l'AAR.

Tableau I.8 Essais de détection de la réactivité des granulats avec des échantillons de mortier [Mohamed, 2004], [ACNOR, 1994] et [ASTM, 2004].

| Norme | Eprouvettes | T °C | Solution HR % | Limite d'expansion & temps de mesure |
|--|---|--------------------------|---|---|
| NF P18-585 ⁽²⁾ | Prisme 25 × 25 × 285 mm selon ASTM C 227. Sable roulé, et granulat massif. concassé 0,16 à 5 mm. Ciment CEM I- 42.5 R. Na ₂ O _{éq} est de 1,25 %. E/C non contrôlé. | 38 | 100 Vapeur d'eau | 1, 2, 3, 4, 6, 8, 10 et 12 mois. Selon LCPC 0,05 % à 3 mois et 0,10 % à 10 mois |
| Essai accéléré en autoclave selon NF P18-542, NBRI et ASTM | Prisme 40 × 40 × 160 mm. Na ₂ O _{éq} est de 3,5 %. E/C = 0,5 ou E/C = 0,44 pour le sable naturel. | 127 | 100 | > 0,15 % après 5 heures |
| Essai AFNOR P18-588 ⁽³⁾ | Prisme en Micro-barre 10 × 10 × 40 mm. Granulat concassé 0,16 à 5 mm. G/C = 0,2 à 5 et à 10. E/C = 0,3. Na ₂ O _{éq} est de 1,5 %. | 100 puis 150 (6 heures). | Humidificateur 24 heures, ensuite 4 heures de cure RH 100 % à une solution potassique à 10 % | > 0,11%, après 10 heures |
| Essai accéléré : NBRI, ASTM C9-proposal p214 | Prisme selon ASTM C 227. E/C = 0,44 (sable naturel). E/C = 0,5 (sable concassé). | 80 | Soude 1N | Après 2 semaines. Lente [0,10 ; 0,25] %. Rapide > 0,25 %. |
| Estimation de la réactivité selon LCPC et ASTM C227 | Prisme 40 × 40 × 160 mm Ciment à Na ₂ O _{éq} 1 % et à ajouté 1N. E/C = 0,5. | 60 | 100 % HR | 14, 28, 56 jours Indéterminée |
| Essai accéléré CSA A23.2 – 25A | Prisme 25 x 25 x 285 mm en béton. Sable 0,16 à 5 mm. | > 40 | 100 % HR | 14 jours |
| NBRI à moyenne | Prisme 40 x 40 x 160 mm | > 40 | 100 % HR | de 56 jours |

| | |
|---|--------------------|
| accélération | Sable 0,16 à 5 mm. |
| Essai ultrasonore sur des éléments d'un ouvrage selon NF P18-414 ⁽⁴⁾ (1993), ASTM C 597-83 (1991). BS 1881: partie 203 (1986). | |

(2) NF P18-585 est remplacé par NF P18-594 ou NF XP 18-594. (3) NF P18-588 est remplacé par NF XP 18-594, il n'est pas adapté pour l'ARC. (4) NF P18-414 est une modification de NF P18-418 (1989).

La durée de l'essai est lente, elle demeure au minimum 72 heures jusqu'à des mois d'essai dans des conditions différentes de conservation qui sont inspirées des facteurs influents sur la vitesse et la sévérité de la réaction entre (Granulat réactif-Alcalin).

4.1.4 Performance mécanique des éléments structuraux face à l'AAR

Le nombre des structures dégradées à cause des réactions (Granulat – Alcalin) augment en fonction du temps, des centaines sont recensées à travers le monde dans le domaine de la conception. Des montants budgétaires colossaux sont offerts par de nombreux pays dans le cadre de l'intervention pour : la détection, la réhabilitation, le déchargement et la reconstitution des ouvrages atteignent de l'AAR.

Le comportement des ouvrages affectés se diffère, des essais sur des poutres permettent la simulation de ce problème pathologique. Des essais de flexion étudient par plusieurs chercheurs de tous les continents, avec des volumes et d'âge différents. D'abord, des auteurs constatent qu'ont étudiant deux types de chargement (statique et dynamique), pour des poutres (200 x 200 x 1700) mm. La déformation longitudinale maximale de l'acier est de 1,6 mm/m, en absence de fissure de cisaillement sur les poutres affectées par l'AAR. En revanche, 40 % des poutres saines sont rompues au cisaillement, les réductions de la résistance de compression, à la traction et le module d'élasticité sur des cylindres étaient respectivement : 40, 50 et 65 %. La fissuration due au chargement reste la même pour les types de poutre. L'essai dynamique montre que le nombre de cycles de fissuration est plus élevé dans les poutres atteintes par l'AAR [Fujii et al, 1986].

D'autres travaux de recherche, effectués à travers des essais de 14 mois de durée sur des poutres en béton armé (100 x 180 x 1700) mm. Qui étudier la compression et l'effet du ferrailage sur le comportement du béton, ils trouvent que la charge statique extrême (à la rupture) dans les poutres affectées par l'AAR dépasse celle des bétons sains. La fissuration est due au cisaillement, elle est différente de celle de la flexion en cas d'une précontrainte dominante dans le béton à cause de l'AAR. Et la résistance augmente au bout de 3 mois dans le béton affecté par l'AAR [Koyanagi, et al, 1987].

Des chercheurs ont utilisé pour leurs essais des poutres de (100 x 200 x 1600) mm avec du béton précontraint, avec deux niveaux de précontraintes à la partie inférieure de la section transversale: 5 et 10 N /mm², sous un chargement statique.

Les auteurs ne trouvent aucune rupture au cisaillement, mais une chute de résistance de 10 % quand la déformation des armatures transversales excède 1 mm / m. Aucune différence n'est à souligner sur les courbes (Charge-Déformation) des poutres vis-à-vis de l'AAR. Mais des réductions des résistances de compression de (60 %), la traction de (50 %), et pour le module d'élasticité est (45 %) [Kobayashi et al, 1987].

Parmi les travaux de recherche aussi, on a des travaux avec des poutres de moyennes dimensions (75 x 100 x 700) mm pour la flexion en 4 points. Deux types de granulats réactifs composant le béton (45 % d'opale, et 15 % de silice fondue) dont la conservation est à 20 ° C et HR 100 % pendant 2 années. Il en résulte à cause de l'AAR, des déformations irréversibles sur le béton et l'acier avec un chargement élastoplastique des matériaux. Les contraintes mesurées atteignent 80 et 40 % des valeurs d'essais pour l'opale et la silice respectivement. Quand les expansions sont de 0,50 à 0,65 %, les résistances à la flexion atteignent des chutes pour les granulats réactifs et modérément réactifs : 25 et 15 % respectivement [Swamy et al, 1989].

De même, un autre auteur qui a utilisé des spécimens cylindres (carottes) de (Ø50, H100) mm et (Ø100, H200) mm. Il s'agit d'une recherche sur l'expansion et les fissures de la RAS, dont les paramètres d'exposition du béton alcali réactif atteint (T 80 °C, HR 100 %). (Figure I.29)

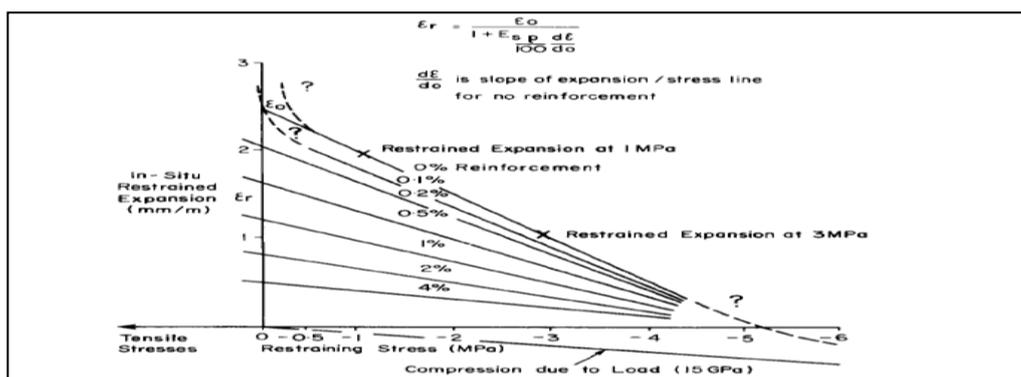


Figure I.29 Corrections proposées au confinement du béton en cas d'RAS [Courtier, 1990].

L'effet de la contrainte extérieure est d'induire les contraintes de la compression due à la réaction dans le corps du béton. Avec les cadres du ferrailage du béton, ce confinement a tendance à améliorer les résistances à la compression et à la traction. Des essais très sensibles sont élaborés pour déterminer la distribution

des efforts à l'intérieur d'une poutre en béton armé, surtout au niveau du confinement. L'expansion de la RAS influe essentiellement sur la courbe (Contrainte-Expansion) de cette distribution (Figure I.29), cela explique le réseau des fissures pris au cours des essais [Courtier, 1990].

L'examen pétrographique et les tests de la barre de mortier accéléré (CSA A23.2-23C) ont été menés sur les agrégats. Ces granulats extraient de sept endroits à (Terre-Neuve) au Canada, pour évaluer le potentiel de la réaction globale. Des échantillons de béton ordinaire et à haute résistance sont utilisés avec des agrégats très réactifs ou modérément réactifs, dans un environnement de contrôle pendant 12 semaines (T 80 °C, HR 100 %), ou dans une solution NaOH pour accélérer la réaction. Pour le béton contenant des agrégats hautement réactifs, il montre une réduction des propriétés mécaniques : la résistance normale (28 %), la résistance de traction (37 %) et le module d'élasticité (80 %). Et pour les échantillons contenant l'agrégat similaire modérément réactif, la diminution des propriétés mécaniques était beaucoup moins : la résistance de traction (31 %) et le module d'élasticité (20 %). L'effet de l'AAR sur le module de rupture de la force normale des échantillons en béton a été négligeable [Marzouk et al, 2003].

Plus récemment, des chercheurs ont été élaborés sur des spécimens en béton et en présence de : $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ de 1,5 %, T 50 °C, plus de HR 95 %. Ces prismes de (75 x 75 x 300 mm) sont pris pour le mesurage de la dilatation et la résistance à la flexion vis-à-vis de l'ASR. En plus, des essais de la résistance de compression et le module d'élasticité statique munis sur des cylindres (Ø50, H100) mm. Durant 6 mois, une étude a été menée l'utilisation d'Argile de Brique Broyée (ABB) autant que substitution du ciment dans le béton. Pour étudier l'effet (ABB) sur les propriétés d'ingénierie d'un béton affecté par l'RAS. Ce travail expérimental a montré pour les essais d'expansion avec le mortier et le béton, lorsqu'on utilise jusqu'à 25 % un substitut de ciment (ABB), il réduit la dilatation de l'RAS significativement (> 0,5 %) et la fracturation. Aucun effet significatif n'est observé sur la résistance en compression, la flexion et le module d'élasticité au béton. On constate de ce fait, que l'ajout des (ABB) modifie la chimie du gel de l'ASR, le système incorporé (ABB) produit de haute alcalinité et conduit à une faible teneur en calcium pour le gel qui pourrait être moins expansive [Bektas et al, 2012].

La recherche bibliographique montre que les dimensions des éléments structuraux influents sur les caractéristiques mécaniques dégradées. Le phénomène de l'AAR et son déroulement doivent donc obligatoirement être

confirmés par des tests sur des structures de grandeur réelle pour tenir compte de la complexité du problème. Vu l'énorme divergence entre les caractéristiques mécaniques calculées au laboratoire et ceux des ouvrages d'art touchés par ce problème 'AAR'. Bien que ces résultats montrent une évolution qualitative du béton qui a

4.1.5 Analyse chimique et microscopique sur des échantillons de mortier et béton.

Pour s'assurer que la dégradation du béton est causée par l'alcali- granulat réaction, une simple inspection sur le site ne suffit pas, des analyses au laboratoire sont nécessaires pour compléter le diagnostic. Ces analyses ont de plusieurs sortes et ils peuvent être couplés si cela est nécessaire avec : Microscope Electronique à Balayage MEB, microscope optique polarisant sur lame mince, analyse cristallographique par diffraction aux rayons X, spectrométrie IR, essais d'expansion et essais mécaniques sur carotte prélevée sur le site. Ces essais physicomécaniques en laboratoire sont souvent complétés par un examen pétrographique du béton durci. Ces méthodes sont considérées autant que des procédés qualitatifs, puisqu'elles permettent de décrire les caractéristiques du béton durci et de ses constituants. Ceci offre des moyens précis pour la sélection des mesures de réhabilitation des structures [Mohamed, 2004] et [Villeneuve, 2011].

Une des méthodes pétrographiques est la confection des lames minces fluorescentes utilisées pour identifier le réseau de microfissure, ces lames sont taillées à partir du béton durci. Dont les dimensions de 25 x 50 mm ou 50 x 75 mm, et une épaisseur qui n'excède pas 15 mm. La couche fine du béton prélevée est collée sur une lame mince avec une résine époxyde fluorescente de faible viscosité [Knab et al, 1984]. Cette résine époxyde remplit les vides et les fissures, ce qui facilite l'observation et l'identification du réseau de « Discontinuités » dans le béton [Villeneuve, 2011].

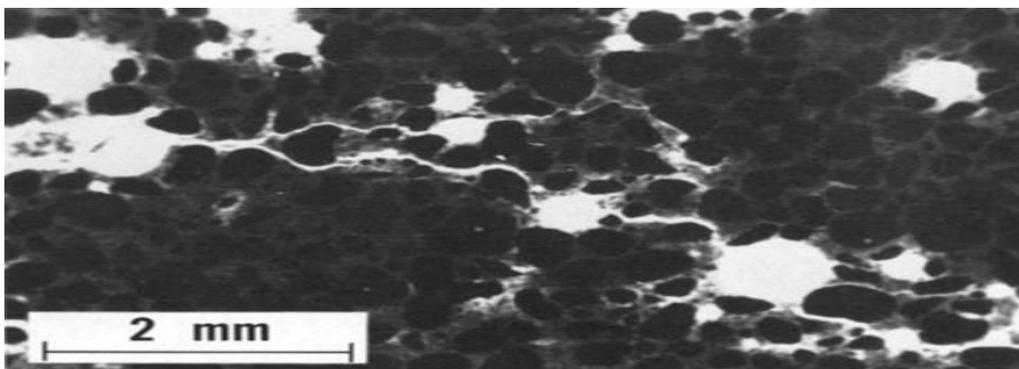


Figure I.30 Micrographie montrant des détails d'un motif de fissuration en lame mince imprégnée de résine époxyde fluorescente [Knab et al, 1984].

Cette méthode peut générer des altérations structurelles (artefacts) en préparant les échantillons. Afin de minimiser ce risque, a proposé une méthode non destructive qui consiste à fabriquer une réplique en acétyle-cellulose à partir d'une surface coupée ou polie de l'éprouvette de béton. La réplique peut alors être observée au microscope à balayage ou au microscope optique, ce qui minimise l'impact de la préparation des échantillons, comme par exemple la mise sous vide lors de l'observation au MEB [Ollivier, 1985].

Parmi les autres méthodes, la coloration des surfaces de plaque de béton légèrement polies, qui permet de mieux visualiser les fines fissures (comme le rouge Irgacete dissout dans une solution alcoolique). Ensuite l'échantillon doit être séché puis poli afin de garder le colorant uniquement dans les fissures et la porosité du béton. La quantification peut être réalisée au microscope pétrographique ou sur des photographies [Hornain et al, 1986].

Une méthode de quantification (la stéréologie) permet de déterminer le nombre moyen au réseau de microfissure, l'intersection par unité de longueur de sécante aléatoire ou orientée (la densité de fissures). Ainsi que la surface spécifique qui permet également de tracer la rose des nombres d'intersections, qui présente les anisotropies de distribution des fissures [Saltikov, 1976]. Une méthode de quantification de la microfissuration du béton à l'aide de la radiographie à neutrons est utilisée par des chercheurs. Comme pour la radiographie par rayons X, la principale différence est le type de radiation utilisée. Un agent de contraste est appliqué à la surface d'échantillon en béton de façon à ce qu'il pénètre les fissures et facilitant ainsi la visibilité. Une photographie sous radiographie à neutron est ensuite prise, les fissures ressortant alors de façon différentielle sur la masse de béton [Najjar et al, 1986]. La méthode précédente est utilisée mais avec le rayon X et un autre agent de contraste, ce qui leur a procuré des résultats comparables aux résultats précédents [Najjar et Hover, 1988].

Une méthode par illumination ultraviolette conduit facilement à identifier la présence des produits de l'RAS. En appliquant une solution (acétate d'uranyle) sur des plaques du béton préparées. L'ion uranyle remplace les ions alcalins contenus dans le gel de silice, le gel sera alors établi en soumettant la surface traitée à une illumination ultraviolette. Cette méthode est efficace puisque les ions uranyles sont presque exclusivement absorbés par les résultants de l'RAS, et non pas par les réactants (Ciment- Granulat) [Natesaiyer et al, 1989] et [Natesaiyer, 1988].

La méthode Damage Rating Index (DRI) mit au point dans le cadre de l'étude de la centrale Saunders (Ontario, Canada) et qui présentait des signes de l'AAR. Il

s'agit de dénombrer la présence d'indices pétrographiques de la RAS sur des surfaces sciées et polies de carottes de béton de diamètre 100 mm au minimum [Grattan-Bellew, 1995]. Le (Rating Index) est calculé dans les carrés d'une grille de 1,5 cm de côté, sous un stéréomicroscope à un grossissement de 16 X (Tableau I.2). Ce DRI est la somme de chaque indice est par la suite pondéré (normalisée à 100 cm²) d'une façon arbitraire. Pour représenter l'importance relative de cet indice par rapport au processus d'endommagement associable à l'AAR [Villeneuve, 2011]. Une méthode proposée par Broekmans (2002) nommé Damage Rating Index DRI s'apparente plus aux méthodes du PES et du DARAG, que la méthode du DRI développée par Grattan Bellew. Un échantillon du béton sur lame mince est examiné au stéréomicroscope sous les critères cité au tableau I.9 [Broekmans, 2002]:

Tableau I.9 Critères du facteur pétrographique DRI [Broekmans, 2002].

| N° | Critères | DRI |
|----|---|-----|
| a | Aucune fissuration (béton en condition parfaite) | 0 |
| b | Petites fissures sur la surface extérieure de la carotte (relâchement des contraintes) | 1 |
| c | Petites fissures éparpillées uniques et répandues dans tout le béton. | 2 |
| d | Fissure pénétrante le long de la section de la carotte, les deux parties se tenant encore | 3 |
| e | Fissure pénétrante le long de la section de la carotte, séparant le béton | 4 |
| f | Béton désagrégé et sans cohésion | 5 |

Dans leur étude réalisée sur des carottes prélevées à partir de structures affectées par la RAS, certains défauts calculés par la méthode du DRI de Grattan-Bellew étaient peu liés au dommage structural et au défaut souvent observé dans les bétons norvégiens affectés par la RAS. Dont les granulats fracturés avec la fissure continuant dans la pâte de ciment ne sont pas bien identifiés par la valeur de DRI. D'où la modification de la méthode DRI par la méthode CIM qui consiste à dénombrer au microscope, les fissures au sein d'une plaque polie de béton imprégnée à la résine époxyde fluorescente. En tenant compte du nombre de particules de granulats grossiers contenant des fissures, du nombre de particules de granulats grossiers contenant des fissures qui continuent des particules de granulats dans la pâte de ciment. Et du nombre de fissures dans la pâte de ciment. [Lindgaard et al, 2004]

4.2 Prévention en cas d'ouvrage attaqué par l'AAR

Dans l'attente des solutions plus efficaces pour résoudre les problèmes du cancer de béton, les tentatives de la réparation restent timides face aux dégâts considérables engendrés par les anomalies de cette pathologie.

- **Essais de caractérisation pour prévoir la susceptibilité du béton à développer l'AAR** : avant de construire, des tests de changement de longueur sur des barres de mortier ou des prismes en béton sont en cours de standardisation, ils servent à montrer la susceptibilité vis-à-vis de l'AAR. En cas des ouvrages d'art atteint de l'AAR, on peut faire appel aux essais destructifs sur carottes ou non destructifs, ainsi aux analyses chimiques faites au laboratoire.

- **Rôle du confinement avec la résine époxy (le revêtement)** : il empêche la pénétration de l'humidité externe au béton par application d'un matériau imperméable, en arrêtant ou même ralentissant l'AAR. Il existe plusieurs genres de revêtement : Résine époxyde colmatant la fissuration, cette solution a échoué vue l'état évolutif des fractures, revêtement de peinture à très faible efficacité, revêtement d'imperméabilisation selon NF 84-404-3, ce type est imperméable mais il permet l'évaporation de l'eau interne du béton. Revêtement d'étanchéité très efficace.

Les matériaux composites utilisés autant que confinement pour remédier aux ouvrages de Génie civil sont en réalité des plastiques armés. Assurant une adhérence entre les fibres et une matrice en résine (plastique) dont les caractéristiques doivent être connues. Ces fibres sont : de Verre, de Carbone, d'Aramide (Kevlar qui est un polyamide aromatisé), de céramique, de Trichites (Whiskers qui sont des monocristaux filamenteux), fibre d'origine végétale, fibre synthétique thermostable, ...etc. Or les résines se classe en deux catégories, on trouve les résines thermodurcissables, et les résines thermoplastiques.

Après huit mois de vieillissement accéléré , l'expansion au béton réactif confiné réduit de 4 fois en comparant à celui non confiné, l'efficacité en masse est de 1/10. Le composite est pratiquement imperméable à l'eau, en plus ce matériau travaille en traction [Mohamed, 2004].

- **Influence des adjuvants et des ajouts** : une adaptation se fait par des ajouts minéraux ou organiques dans le béton alcali réactif, la validation de sa formulation traitée avec ces substitutions se fait au moyen des essais. Certains adjuvants minéraux réduisent le gonflement, comme : le sulfate de cuivre, les sels de lithium, les ions phosphates, les entraîneurs d'air ... [Mohamed, 2004]. Les adjuvants organiques comme les chélates les ions de potassium K^+ , en décroissant ainsi le gonflement [Hasni et al, 1992].

- **Influence des armatures et des contraintes** : un ferrailage en trois dimensions avec de bonnes liaisons entre les armatures permet de réduire les effets néfastes de l'AAR en mettant le béton en compression, ce qui est

pratiquement peu appliqué. Tout autre type de contrainte (confinement, chargement...) qui sollicite le béton en compression empêche l'expansion de se développer dans les bétons atteints. Le renforcement des ouvrages d'art par post-contraint comme aux appuis de pont en Royaume-Uni, ou par tirants multidirectionnels au barrage de Temple- Sur- Lot (France), dont les dilatations du béton très fissuré sont arrêtées. Une autre technique qui consiste à réorienter l'excès de chargement créé par cette maladie 'AAR', cela se fait par sciage de toutes les parties de la structure. En libérant ainsi les contraintes et dirigeant les déformations dans des directions préalablement étudiées, ce genre de solution est adaptée au Canada et en France pour le barrage de Chambon en pratiquant des saignées par sciage [Calgaro et al, 1992].

- Recommandations pour se prémunir contre l'AAR [LCPC, 1994] : la démarche préventive contre l'AAR adapté par le LCPC se fait en deux temps, d'abord il faut déterminer le niveau de la prévention à atteindre sachant qu'il existe trois niveaux possibles (A, B et C).

i. Les classes d'exposition à l'environnement climatique

Tableau I.10 Classes d'exposition à l'environnement climatique [LCPC, 1994].

| Classe environnementale | Types d'ouvrage ou de partie d'ouvrage |
|---|---|
| Classe 1 : sec ou peu humide HR < 80 % | - Intérieurs de bâtiments ou de bureaux. - Ouvrages protégés contre les sources d'eau, les intempéries et les condensations par une étanchéité régulièrement entretenue. - Dallage sur terre plein drainé. - Pièces d'épaisseur inférieure à 50 cm. |
| Classe 2 : humide ou en contact avec l'eau HR > 80 %. | a) Gel peu fréquent et peu intense - Intérieurs de bâtiments où l'humidité est élevée : laveries, réservoirs piscines... - Parties extérieures exposées. - Parties en contact avec un sol non agressif et /ou de l'eau. b) Avec gel - Parties extérieures exposées au gel. - Parties en contact avec un sol non agressif et /ou de l'eau et exposées au gel. - Parties intérieures où l'humidité est élevée et exposée au gel. |
| Classe 3 : humide et avec gel fondant HR > 80 %. | - Parties intérieures ou extérieures exposées au gel ou aux fondants salins. |
| Classe 4 : marin | a) Gel peu fréquent et peu intense - Éléments complètement ou partiellement immergés dans l'eau de mer ou éclaboussés par celle-ci. - Éléments exposés à un air chargé en sel (zone côtière). b) Avec gel - Éléments complètement ou partiellement immergés dans l'eau de mer ou éclaboussés par celle-ci et exposés au gel. - Éléments exposés à un air chargé en sel et au gel. |

Ensuite il faut s'orienter vers les solutions possibles en fonction du niveau de la prévention retenu en tenant compte des conditions de l'environnement climatique auxquels les conceptions sont exposées. Il ne faut pas négliger aussi de tenir en compte : le type d'ouvrage, les conditions de la mise en service, l'état de la distribution des sollicitations existantes qui sont en fonction de la durabilité de la structure globale ou partielle « par bloque ou par élément ». Ceci dépend de l'historique de l'ouvrage et son comportement, il faut donc mentionner les parties ou bien les éléments structuraux les plus altérés. Tout en utilisant des outils et moyens adéquats pour le mesurage de chaque paramètre lors de l'inspection. Car chaque détail a son importance pour la réparation, de même la précision présente le premier intérêt dans ce domaine.

ii. Les catégories des ouvrages

Tableau I.11 Classification des ouvrages en trois catégories [LCPC, 1994].

| Catégorie | Type d'élément ou ouvrage |
|------------------|---|
| I | Ouvrages en béton de classe < B16, et les blocs. - Éléments non poreux situés à l'intérieur du bâtiment. - Éléments aisément remplaçables. - Ouvrages provisoires. - La plupart des produits fabriqués en béton... |
| II | La plupart des bâtiments et des ouvrages du génie civil. |
| III | Ouvrages pour lesquels le maître d'ouvrage juge l'apparition du risque d'AAR inadmissible, comme pour les : - Bâtiments réacteurs des centrales nucléaires et réfrigérantes. - Barrages. - Tunnels. - Ponts ou viaducs exceptionnels. - Monuments ou bâtiment de prestige... |

iii. Orientation vers les solutions

Pour le niveau A, on vérifie que les constituants et leurs mélanges sont conformes aux normes, spécifications et règles de l'art en vigueur sans se préoccuper de l'AAR. Et pour le niveau de la prévention B, il faut qu'au moins une des conditions suivantes soit satisfaite :

- l'étude du dossier carrière montre que les granulats sont non-réactifs.
- La formulation satisfait à un critère analytique (bilan des alcalins).
- La formulation satisfait à un critère de performance.
- La formulation présente des références d'emplois suffisamment convaincantes.
- Le béton contient des additions minérales inhibitrices en proportions suffisantes.

- Les conditions particulières aux potentiellement réactifs à effet pessimum (PRP) sont satisfaisantes.

Tableau I.12 Détermination du niveau de la prévention [LCPC, 1994].

| Catégories d'ouvrages | Classes d'environnement | | | |
|-----------------------|-------------------------|---|---|---|
| | 1 | 2 | 3 | 4 |
| I | A | A | A | A |
| II | A | B | B | B |
| III | C | C | C | C |

Pour le niveau C, il faut utiliser en général des granulats non réactifs. On peut utiliser des granulats PRP sous réserve que les conditions particulières à leur emploi soient respectées. Si ces deux types de granulat font défaut, on peut utiliser un granulat potentiellement réactif à condition de faire une étude très approfondie de la formule envisagée sur des bases expérimentales définies contractuellement [LCPC, 1994].

Dans le cas où la formule envisagée ne satisfait à aucune des conditions d'acceptation, on doit modifier cette formule soit en changeant toute ou une partie des fractions granulaires. Soit en changeant le ciment, soit par addition d'inhibiteurs minéraux ou organiques normalisés tels que la fumée de silice, les laitiers, les pouzzolanes, les cendres volantes...etc.

5. Conclusions de la recherche bibliographique

On peut tirer comme conclusions de cette étude bibliographique, que l'AAR est une pathologie assez compliquée. Qui attaquent les bétons des ouvrages d'art, dont leurs agrégats sont réactifs en milieu hyperbasique, et qui s'exposent à des taux hygrométriques élevés et températures considérables.

Des dommages texturaux illustrent comme les gels expansifs décolorants le béton en peau. Si les charges créées par ces dilatations dépassent la résistance interne du béton à la traction cela induit à des fractures orientées et en réseau de faïençage. En outre, il peut y avoir notamment d'autres sortes de désordres comme les déformations, des éclatements, et des pustules...etc. Tous ces aléas se traduisent par des pertes de performances dans le béton.

Les mécanismes appropriés au déroulement de ces réactions chimiques sont multiples et compliqués car leurs résultats sont divergents, l'investigation micro structurelle est imposée plus particulièrement pour l'ACR. En revanche les solutions établies pour ces bétons alcalis réactifs sont timides, portant de bonnes démarches ont été pris en élaborant des essais et des analyses approfondies (Pétrographique, MEB, DRX, FRX, SEM ...) qui diagnostiquent ce cancer du béton, mais elles restent insuffisantes.

D'après ce bilan bibliographique, on a essayé d'exploiter des connaissances pour présenter le degré de complexité de l'AAR à l'échelle internationale. De plus on a essayé de présenter les programmes d'essais qui existent aussi afin d'argumenter le choix qu'on fera pour les chapitres suivants pour nos essais selon nos matériaux locaux. Puisqu'on a l'honneur d'être la première équipe de recherche en Algérie qui à entamer le phénomène de l'AAR depuis 2008. Et on a dépensé des efforts dans le but de collaborer avec l'ensemble des chercheurs internationaux pour enlever l'ambigüité du problème Alkali- Granulat.

CHAPITRE II

*Description des matériaux choisis et des essais élaborés
pour les éléments structuraux.*

Introduction

Ce chapitre s'intéresse à la description du protocole expérimental pour simuler le phénomène de l'AAR. Qui a eu lieu aux laboratoires Algériens de génie civil et de géologie à l'université Badji Mokhtar d'Annaba, et au laboratoire privé des matériaux de construction Emir Labo situé aussi dans la ville d'Annaba. En plus le laboratoire de la cimenterie d'Hadjar-Essoud qui se trouve à la willaya de Skikda. Parmi 18 types de granulats de nature calcaires généralement, on a choisi l'agrégat de type (P) qui avait présenté une grande réactivité vis-à-vis de l'AAR pour les mortiers [Habita et al, 2011] [Habita et al, 2015]. Le comportement du béton confectionné à base de ce granulats reste l'objectif de ce travail de recherche d'abord. Par la suite dans ce chapitre, on a passé à l'identification des matériaux utilisés, qui sont généralement des matériaux locaux. Toutefois le choix de la méthodologie expérimentale et les essais appliqués sont faits en tenant compte bien sûr des aléas illustrés, on a sélectionné une variété d'éléments structuraux afin de diversifier les paramètres étudiés vis-à-vis de l'AAR.

Par ailleurs l'utilisation de deux matériaux différents est impérative pour la comparaison, d'où on a pris la même composition pour la confection du béton et du béton armé. Ces matériaux sont avec et sans dopage en alcalins autrement dit on a obtenu des bétons alcali réactifs et d'autres sains loin d'être dopé chimiquement en élément basique. Des dizaines de corps d'épreuves et des poutres sont répartis sur notre programme expérimental élaboré pour les matériaux béton et béton armé avec et sans addition sodique et potassique. Le mode opératoire est vaste, il est établi pour la majorité des tests sur des normes universelles. Mais pour le domaine de l'AAR, ces essais en réalité sont en cours de standardisation finale. Et la norme Américaine ASTM reste la plus connue, elle présente l'origine d'autres normes comme celle d'ACNOR du Canada, ou bien les normes Françaises AFNOR et de l'Afrique du sud NBRI. En plus, quelques règlements et recommandations des fameux laboratoires tels que le laboratoire central des Ponts et chaussées de France LCPC et la direction du laboratoire Canadienne DLC/ Canada. Ce chapitre n'est qu'une partie expérimentale qui traite à la fois la préparation des éléments structuraux, des études des caractéristiques physico-mécaniques et observations microscopiques et chimiques.

1. Confection du béton alcali-réactif au laboratoire

1.1 Choix du matériau

La réactivité des granulats est prioritaire, d'après nos précédents résultats déjà publiés et qui montrent que les carrières Algériennes fournissent des agrégats réactifs vis-à-vis de l'AAR. Ces travaux de recherche sont élaborés avec des mortiers, et la réactivité de ces granulats était très élevée que ce soit pour ces mortiers ou les bétons sans armature traités dans les thèses de magister soutenues en 2010 (Bouabdallah et Rehamnia). [Bouabdallah, 2010] et [Rehamnia, 2010]

Ce travail présente une étude de la réactivité des mêmes types de granulats toujours mais cette fois-ci avec des bétons armés et même et des bétons mais avec une légère modification des paramètres de conservation. D'où on a utilisé des granulats qui proviennent de la carrière de Bouhachana toujours de la wilaya de Guelma (Est de l'Algérie) nommé (P), dans les travaux déjà publiés. Ils sont réactifs et dépassent les limites proposées par les normes internationales : ASTM, ACNOR, AFNOR et NBRI.

1.1.1 Granulats

La granulométrie utilisée est détaillée au (Tableau II.1), elle est conforme aux exigences des normes françaises AFNOR dont les codes sont classés selon le type d'agrégats dans le même tableau. Il s'agit donc des agrégats locaux (Algériens) concassés de la carrière de Bouhachana (Guelma), dont la nature de la roche-mère qui est (Calcaire). Les sables sont de la catégorie 0/5, et les graviers sont pris en mélangeant deux catégories 5/15 et 15/25.

Cette granulométrie a pour but de simuler réellement le béton confectionné sur les chantiers nationaux, surtout que l'utilisation des sables concassés est imposée vue le manque des sables de mer sur le marché Algérien.

Tableau II.1 Granulats utilisés pour la confection du béton sain et alcali réactif, dosé à 350 kg/m³.

| Classes des Granulats réactifs | Masse volumique absolue réelle g/cm³ | Désignation des codes selon la norme AFNOR |
|---------------------------------------|--|--|
| Sable 0/5 | 2,778 | Sable 0/5 courant, naturel, concassé NF P18-301, 309, 554,555 et 304 ou NA 2604, 5065, 541 et 255. |
| Gravier (1) 5/15 | 3,087 | Gravillon ou Gravier (1) 5/15 lourd, naturel, concassé NF P18-301, 309, 554, 555 et 304 ou NA 2604, 5065, 541 et 255. |
| Gravier (2) 15/25 | 2,753 | Gravillon ou Gravier (2) 15/25 courant, naturel, concassé NF P18-301, 309, 554, 555 et 304 ou NA 2604, 5065, 541 et 255. |

En plus d'étudier l'effet de la taille granulaire sur les divers aspects de l'AAR, et vu la contradiction des résultats que présente la recherche bibliographique vis-à-vis de la taille des granulats et « le taux d'expansion, la vitesse de la réaction alcali-granulat, les auréoles et les fissures... ».

La détermination de la courbe granulométrique des granulats est faite selon le code de la norme Européenne EN-933.2 (1996). Dont le module de finesse du sable est (2,75) et l'expansion limite mesurée est 0,15 % due à l'AAR testé au moyen d'essai accéléré ASTM 1260 ou bien ACNOR-A25 pour : 4 x 4 x 16 cm et 2,5 x 2,5 x 28,5 cm. (Figure II.1)

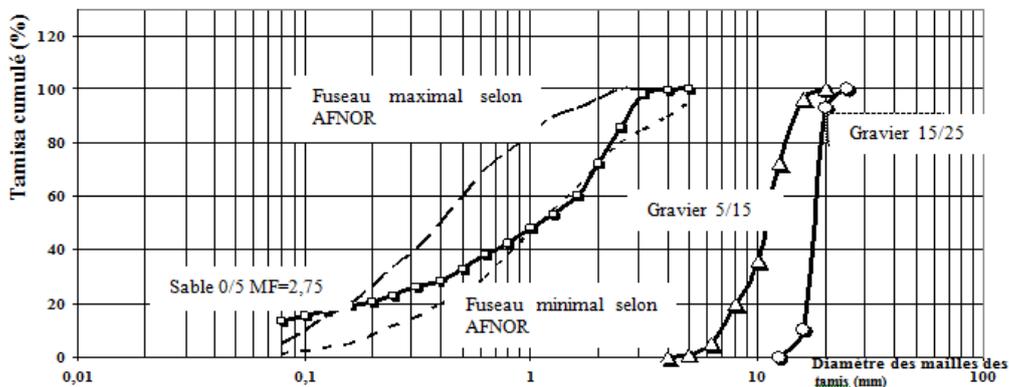


Figure II.1 Courbe granulométrique des sables conformes à EN 933-2, utilisés pour la confection du béton sain et alcali-réactif dosé à 350 kg/m³.

1.1.2 Ciment utilisé

On essaye de simuler le béton hydraulique face à un milieu agressif hyperbasique, d'où on a choisi un Ciment Portland Composite CPJ 42,5 MPa classe (type 1) du type (CEM IIA 42,5). En concordance d'une part avec les exigences du code ASTM-150 de la norme américaine ainsi les codes de la norme française AFNOR: P 15-431; P 15-432; P 15-433; P15-442; P 15-451 et P15-467. Et d'autre part elle respecte les règlements Algériens NA-442, NA-230, NA-231 NA-232, NA-234, NA-240 et NA-242. Ce ciment est produit et commercialisé de la cimenterie d'Hadjar-Essoud située à l'Est de l'Algérie dans la willaya de Skikda.

Dans le tableau II.2 on présente les composants physicochimiques ainsi les propriétés mécaniques du ciment utilisé. On doit s'intéresser surtout au taux d'alcalin contenu dans ce ciment, il est à faible teneur en alcalins Na₂O_{eq} qu'on calcule par la formule (1):

$$\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}(\%) = [\text{Na}_2\text{O} + 0,658 \text{K}_2\text{O}] (\%) \quad (1)$$

Tableau II.2 Composants du ciment portland composite CPJ-CEMII-A 42,5 entrant dans la confection du béton sain et alcali réactif à (350 kg/m³).

| Caractéristiques chimiques | | | | | | | | |
|-----------------------------|----------------------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|---------|--------------------|-------------------|-----------------|
| | CaO | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | MgO | K ₂ O | Na ₂ O | SO ₃ |
| % | 55-65 | 22-28 | 5-6 | 3-3.6 | 1-2 | 0,3-0,6 | 0,1-0,16 | 1,8-2,5 |
| | C ₃ S | C ₂ S | C ₃ A | C ₄ AF | Clinker | Calcaire | | Laitier |
| % | 55-65 | 10-25 | 8-12 | 7-13 | ≥ 74 | 0 | | ≤ 20 |
| Caractéristiques physiques | | | | | | | | |
| Début & Fin de prise | | Expansion | | Retrait sur Mortier | | Blaine | Densité | |
| | | mm | | µm/m | | cm ² /g | g/cm ³ | |
| ≥ 60 | | 150-250 | | ≤ 10 | | ≤ 800 | 3300-4000 | <0,12 |
| Caractéristiques mécaniques | | | | | | | | |
| Âge/ σ | Essai de Compression | | | Essai de flexion | | | | |
| Days | 3 | 7 | 28 | 7 | 28 | | | |
| MPa | ≥12 | ≥19 | ≥28 | 5,0-6,5 | 6,2-8,5 | | | |

Ciment Portland Composite CPJ 42,5 MPa produit en (2012) par la cimenterie d'Hadjar-Essoud (Skikda/Algérie)

1.1.3 Eau pour le gâchage

Du fait que l'eau est neutre et le ciment est faiblement alcalinisé, on a le choix entre gâcher le béton en solution hyperbasique (NaOH ou KOH). Ou bien confectionner un béton ordinaire et le conserver dans une solution sur-alcalinisée, tout en assurant une composition de haute résistance pour ce matériau : béton, béton armé ou béton précontraint.

On a choisi l'ajout des alcalins à l'eau de gâchage (totalement déminéralisé presque) afin d'augmenter le taux d'alcalins dans la matrice interstitielle du béton qu'on appelle béton alcali réactif. On peut dire que l'eau de gâchage est une solution NaOH et KOH qui respecte la formule d'équivalence (1). L'eau de gâchage est prise lors de cette étude toute en respectant les rapports e/c et c/a suivant :

$$\frac{e}{c} = 0,4 \quad \text{et} \quad \frac{c}{a} = 1/2,25 \quad (2)$$

1.2 Formulation des bétons mise en œuvre

Pour étudier le comportement du béton alcali réactif, on doit comparer ce béton atteint de l'AAR expérimentalement et celui sain. Pour cela on a pris deux catégories de béton dont la composition choisie est la même selon la méthode Dreux Gorisse que ce soit pour le béton et le béton armé (Tableau II.3). Dont l'affaissement mesuré de la composition du béton choisi est de 8 à 9 selon la norme AFNOR:NF P18-451 et ACNOR : CSA A23.2-5C. La différence réside au taux d'alcalis aux bétons uniquement :

- béton et béton armé sans ajout d'alcalin (A), c'est le béton de référence dont les alcalins sont uniquement ceux du ciment (0,3 % de Na₂O_{éq}).

- Béton et le béton armé avec ajout des alcalins (B), c'est le béton dopé en alcalins ou le béton hyperbasique (1,25 % de $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$) en additionnant à l'eau de gâchage de la soude ou de la potasse NaOH et KOH (formule 1).

Tableau II.3 Formulation pour 1 m³ de béton selon la méthode Dreux Gorisse à (350 kg/m³).

| Composants | Masse (kg) ou (l) | Type de béton et béton armé | | Type d'éléments |
|---------------------------|-------------------|-----------------------------|-----|---------------------------------------|
| Sable 0/5 | 740,47 | (A) | (B) | Toutes les éprouvettes et les poutres |
| Gravier (1) 5/15 | 430,48 | (A) | (B) | |
| Gravier (2) 15/25 | 714,61 | (A) | (B) | |
| Ciment | 420,00 | (A) | (B) | |
| Eau de gâchage | 157,00 (moy) | (A) | (B) | |
| Na ₂ O (Ajout) | 4,01 | - | (B) | |
| K ₂ O (Ajout) | 6,08 | - | (B) | |

1.3 Conservation et accélération chimique du vieillissement

Les divers éléments structuraux (24 éléments) qu'on a choisis pour notre protocole expérimental, ont subi des milieux de conservation basée sur deux paramètres (la température et le degré hygrométrique). Selon la recherche bibliographique ces paramètres ont une grande importance pour l'accélération de l'AAR. La conservation est faite en deux étapes, après le démoulage, les spécimens subissent une cure de 24 à 48 heures. Et on prend la première mesure des longueurs (Longueur initiale) conformément à l'essai ACNOR-14A de changement de longueur due à l'AAR.

Ensuite, on établit le deuxième type de stockage dans un milieu enfermé et hermétiquement étanche dans une température de 48±1 °C et une humidité relative HR 100 %. La cure est établi selon les codes des diverses normes françaises et canadiennes AFNOR-587; AFNOR-585; AFNOR-594 et ACNOR-14A. La durée d'application de ces paramètres peut aller jusqu'à 6 mois, afin de comparer les résultats obtenus avec les résultats internationaux (Tableau II.4).

Tableau II.4 Vingt quatre (24) éléments structuraux confectionnés en béton avec et sans ajout des alcalins pour des essais de 6 mois.

| Type du Béton | Poutre (cm) | Prisme (cm) | Cylindre (cm) | Cube (cm) | Na ₂ O _{éq} (%) | Âge | Nombre (18 spécimens 6 poutres) | Conservation |
|---------------|---------------|-------------|---------------|--------------|-------------------------------------|------------------------------|---------------------------------|--------------------------|
| A | 120 x 20 x 15 | 7 x 7 x 28 | Ø11, H22 | 10 x 10 x 10 | 0,3 | 28 jours 3 mois 6 mois | 3 pour chaque type | T (Ambiante) HR 100 % |
| B | 120 x 20 x 15 | 7 x 7 x 28 | Ø11, H22 | 10 x 10 x 10 | 1,25 | 28 jours 3 mois 6 mois | 3 pour chaque type | T > 48 °C HR 100 % |

1.4 Corps d'épreuve

L'étude de tous les types de bétons qu'on a choisis est basée sur des éléments structuraux, dont la forme est normalisée. Dans le but d'étude des paramètres préalablement choisis, il est commode d'identifier les caractéristiques mécaniques par des essais destructifs et non destructifs. Et de déterminer essentiellement les paramètres physiques au moyen des dilatations par les changements de la longueur et les variations texturales. Le choix de différente forme d'éprouvettes et poutres revient essentiellement à étudier l'effet de la taille du spécimen et son volume sur les divers aspects de l'AAR. Vu la variété des résultats trouvés pendant la recherche bibliographie, vis-à-vis de la taille des corps d'épreuves et « l'expansion atteinte, les fissures, les auréoles, les résistances et la performance mécanique... ».

Le programme d'essai est effectué à des durées de conservation bien choisie : 28 jours, 3 mois et 6 mois. Chaque série d'essais comprend plusieurs : poutres en bétons armées (06 poutres), éprouvettes cylindriques, prismatiques et cubiques (18 spécimens) (Tableau II.4).

1.5 Présentation des éléments structuraux choisis pour le protocole expérimental

Dont le type de béton utilisé, le taux d'alcalin contenant, la forme des éléments structuraux, le nombre, et les conditions de conservation et la durée de la conservation, sont détaillés au (Tableau II.4).

2. Étude des caractéristiques physiques et texturales du béton alcali-réactif

2.1 Décoloration et formation du gel de l'AAR

À travers l'âge du vieillissement et les conditions de la conservation, on a choisi la méthode de photographie pour poursuivre l'état des surfaces extérieures (en peau) sur l'échelle macroscopique et mésoscopique. Chaque semaine en moyenne et à l'aide d'un appareil numérique en plus de l'option zoom, on a pu comparer les différents types des bétons (A et B) conformément à la méthode de photographie [Plumier, 2006].

2.2 Changement de longueur (dilatation libre) par l'essai de détection de la réactivité des granulats par changement de la longueur due à l'AAR CSA A23.2 -14A & NF P 18-587

Analyser plusieurs paramètres d'aspect différents est un grand avantage pour la compréhension du phénomène pathologique de l'AAR. Car ce dernier montre

plusieurs symptômes de dégradation de différents types au même temps. Mais qui sont en réalité liés l'un à l'autre et ils se déroulent dans un mécanisme dont la chronologie des dégradations intéresse la totalité des chercheurs dans ce domaine. Par ailleurs, parmi les paramètres qui diagnostiquent cette anomalie, les gonflements sont significatifs en cas de mesurage car elles sont libres dans tous les sens pour les bétons sans blindage. Mais pour les bétons ferrailés ou bien munis de fibres métalliques, l'expansion est gênée forcément et loin d'être mesurée réellement.

On a choisi les mêmes éléments structuraux pour mesurer les changements de longueur ainsi que les caractéristiques mécaniques, pour tous les éléments sauf les poutres. Pour le mesurage du taux de la dilatation, on a choisi un essai d'expansion au rétractomètre sur des spécimens à formes diverses. Quoique cet essai soit envisagé pour les prismes 7 x 7 x 28 cm, on l'a adapté pour les autres types de spécimen cubique et cylindrique.

Les corps d'épreuves doivent être équipés de plots dans le sens longitudinal et transversal. Ces inserts reçoivent les tiges du comparateur digital du rétractomètre qui est l'appareil de mesure des dilatations, dont la précision est de (à 1/1000) mm (Figure II.2).

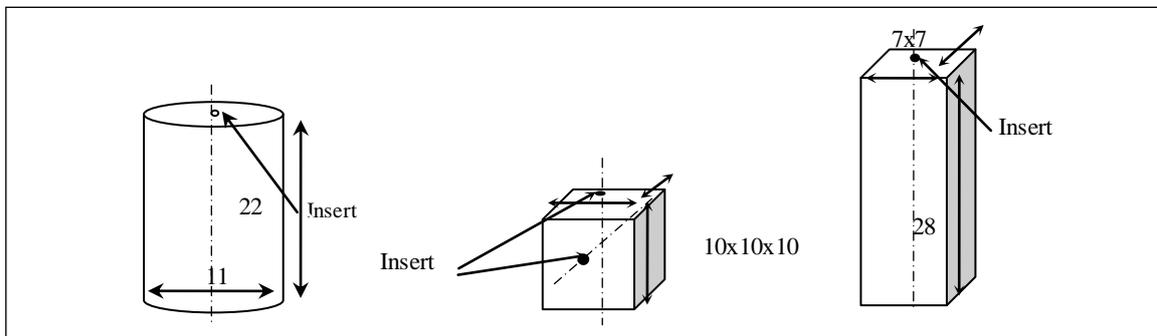


Figure II.2 Essai de détection de la réactivité des granulats par changement de la longueur due à l'AAR CSA A23.2 -14A & NF P 18-587 sur des cylindres Ø11-H22 cm, cubes de 10 cm et prismes 7 x 7 x 28 cm.

Après l'étalonnage, les mesures sont prises à 1, 2, 4, 8, 12, 16, 24, 28, 32 semaines de conservation aux conditions citées précédemment, conformément aux normes des essais d'expansion due à l'AAR:

- Spécimen cylindrique (Ø11, H22) cm selon ACNOR A23.2 -14A & AFNOR NF P 18-587
- Spécimen prismatique (7 x 7 x 28) cm selon ACNOR A23.2 -14A & AFNOR NF P 18-587
- Spécimen cubique (10 x 10 x 10) cm selon ACNOR A23.2 -14A & AFNOR NF P 18-587

Après chaque mesure de variation de longueur, le suivi au cours du temps des divers aspects des altérations de l'AAR aura lieu par : la photographie pour la décoloration des parements du béton, le mesurage des ouvertures de fissure, et le décompte du nombre de mailles formées pour les présenter en (nombre de maille/unité de surface).

2.3 Évaluation de la fissuration orientée et en réseau (faïençage)

Après l'initiation à certains endroits, les fissures se sont ensuite propagées, sur toute la surface de l'éprouvette en formant un motif en faïençage caractéristique de l'alcali- granulat réaction. D'une part le suivie de l'évolution de ces fissures se fait par la mesure d'ouverture maximale (la plus visible). Et d'autre part la quantification de faïençage peut s'exprimer par le nombre de cellules polygonales par section unitaire d'éprouvette (mailles / m²) [Mohamed, 2004].

La manière de l'arrachement des granulats peut indiquer à quel niveau réside la fissuration. Un simple décompte de ces agrégats déchaussés peut donner des informations complémentaires sur le mécanisme d'endommagement. Cela est possible uniquement pour les éléments structuraux de forme prismatique sans blindage.

3. Étude des caractéristiques mécaniques du béton alcali-réactif

3.1 Les méthodes destructives

3.1.1 Essai de compression sur éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm selon NF P 18-406 et ou CSA A23.2-9C et la détermination de la déformation longitudinale E_{ij} et de la déformation transversale ν

La confection des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm (coulage et vibration) avec les bétons (A et B) pour les divers âges se fait en respectant les codes des normes NF P18-400 ou CSA.A23.2-2C, 3C et 1D. L'écrasement de ces corps d'épreuves est appliqué selon AFNOR et ACNOR plus précisément en concordance avec les codes NF P 18-406 et ou CSA A23.2-9C de l'essai de la compression simple sur les matériaux durs.

Et pour la détermination du module d'élasticité du béton instantané (E_{ij}), on a mesuré les déformations qui correspondent au chargement appliqué jusqu'à la rupture. Cette déformation est déterminée à partir de la mise en place des comparateurs de déformation à la section périphérique des éprouvettes. On a donc placé 03 capteurs fixés à 120 ° à la section latérale dans la moitié centrale

verticalement (à la périphérie). De plus, 02 capteurs sont placés dans la direction horizontale pour la détermination des coefficients de Poisson (ν). Il est à mentionner que la précision indiquée pour ces extensomètres est de l'ordre de 1/100 (à un centième près). Et la lecture se fait manuellement pour chaque palier de chargement lors de l'essai de compression au moyen d'une machine hydraulique (palier de 10 kN), dont le chargement est statique à une vitesse constante. La figure II.3 indique le dispositif du système élaboré pour l'écrasement des éprouvettes cylindriques.

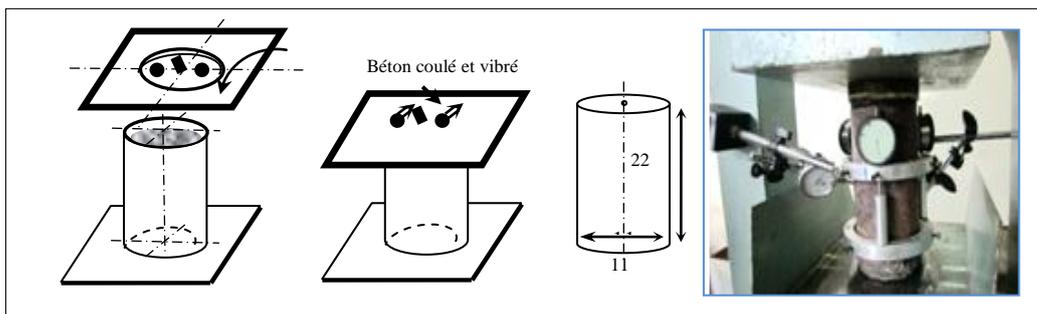


Figure II.3 Confection des éprouvettes cylindriques ($\text{Ø}11$, H22) cm et l'application de l'essai de compression avec mesure des déformations selon AFNOR, ACNOR et ASTM.

3.1.2 Essai de compression sur éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm

Aux bétons (A et B) avec les divers âges, des corps d'épreuve cubiques 10 cm de coté ont été fabriqués (coulés et vibrés) selon les normes AFNOR et ACNOR : (NF P18-400 ou CSA.A23.2-2C, 3C et 1D). On a ensuite adapté sur ces cubes l'essai de la compression simple pour les matériaux durs établis pour les éprouvettes cylindriques conformément aux normes NF P 18-406 et ou CSA A23.2-9C. La figure II.4 indique le dispositif associé au système élaboré pour l'écrasement des éprouvettes cubiques pour les matériaux durs.



Figure II.4 Essai de compression des cubes de 10cm (NF P 18-406/ CSA A23.2-9C).

Il est à mentionner que l'écrasement des cubes se fait avec le même appareillage que celui réservé pour les cylindres ($\text{Ø}11$, H22) cm, que ce soit pour la lecture des résultats, le type du chargement, et la même vitesse ...etc.

3.1.3 Essai de flexion et déformabilité sur poutres en béton armé de section prismatique de dimension 120 x 20 x 15 cm : Essai sur matériaux durs pour la détermination de la résistance à la flexion du béton au moyen d'une poutre simple chargée au tiers ASTM C78-02 et CSA ACNOR A23.2-8C

Six poutres ont été fabriquées avec deux types de béton armé (A et B) avec les divers âges de conservation, dont le ferrailage longitudinal est identique pour toutes les poutres avec 2T10 pour chaque nappe dont l'acier est nuance HA-FeE400. En plus d'un confinement qu'est assuré par des cadres, dont l'espacement entre ces armatures transversales est de 15 cm (Figure II.5).

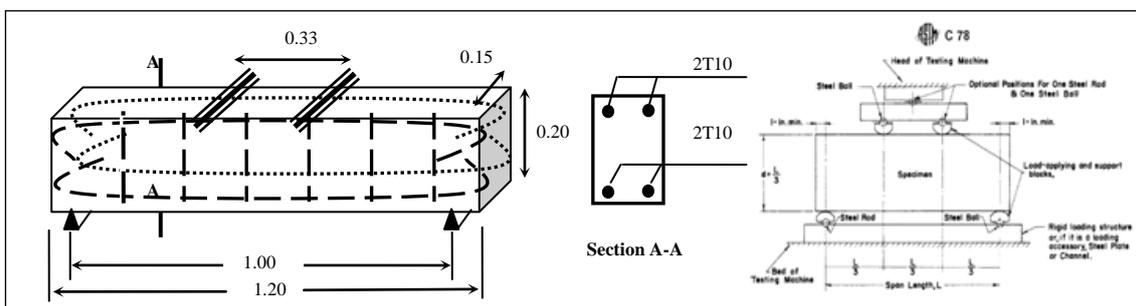


Figure II.5 Essai de flexion au moyen d'une poutre simple 120 x 20 x 15 cm chargée au tiers (par 4 points) selon ASTM C78-02 et CSA ACNOR A23.2-8C.

Le coulage du béton est effectué en trois couches égales, dont la vibration est faite au moyen d'une aiguille vibrante. La conservation des poutres est réalisée sans chargement, elle est faite dans le même milieu pour tous les éléments structuraux comme l'indique le tableau II.4.

La résistance à la flexion des précédentes poutres se fait en respectant la norme AFNOR et l'essai de NF P18-400 par quatre points. La déformée est mesurée en même temps au moyen d'un dispositif convenable à cette propriété mécanique, il s'agit des jauges extensométriques de déformation. Les déformations sont prises au milieu de la poutre (section médiane), avec 3 à 4 jauges qui sont placées transversalement sur la hauteur de la poutre espacée d'environ de 3 cm. La lecture des résultats a eu lieu manuellement au moyen des ponts de mesure (Figures II.6 et II.7).

De plus, une troisième caractéristique mécanique peut être identifiée, c'est la flèche due à la flexion. En plaçant ainsi des comparateurs de déplacement à la section longitudinale inférieure de chaque poutre. Les résultats sont enregistrés en plusieurs points surtout à la section médiane dont la précision des capteurs est de 1/100 ou 1/1000.

L'écrasement est établi en réalité pour les éléments en béton mais on l'a adapté pour le béton armé vis-à-vis de la flexion qu'on applique selon les codes des normes ASTM C 78-02 et CSA ACNOR A23.2-8C. Pour ces poutres le chargement se fait statiquement avec une machine de flexion pour les matériaux durs munis d'un vérin hydraulique, il est effectué par paliers de charges de 1 kN. Avec la croissance du chargement appliqué, les déformations et les flèches sont enregistrées en fur et à mesure.



Figure II.6 Essai de flexion par quatre points, mesure de la déformée et de la flèche pour les poutres 120 × 20 × 15 cm selon AFNOR, ACNOR et ASTM.

Donc le chargement se transmet à travers les deux rouleaux situés sur la section supérieure longitudinale de la poutre à 15 cm de la mi-poutre. Chaque poutre repose sur 02 appuis simples, 50 cm entre l'appui et la mi-poutre comme le montre la figure II.7.

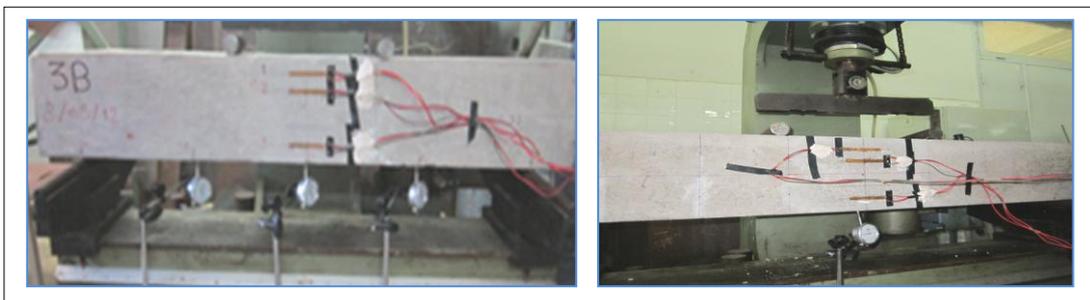


Figure II.7 Emplacement des appuis de la machine de flexion par quatre points conformément à NF P18-407.

Et la contrainte à la rupture dans la zone comprimée $\sigma_{r \text{ comp}}$ se calcule par le produit de la force exercée P et L_p l'inter-appui (100 cm) divisé par le produit de la largeur et le carré de la hauteur de la section de la poutre (15 x 20²) cm³:

$$\sigma_{r \text{ comp}} = (P \times L_p) / b \times h^2$$

3.1.4 Essai de flexion sur éprouvette prismatique 7 x 7 x 28 cm selon AFNOR NF P18-407

Après avoir confectionné des éprouvettes de forme prismatique 7 x 7 x 28 cm pour en bétons (A et B) avec un coulage et une vibration selon les exigences des

codes de normes NF P18-400 ou CSA.A23.2-2C, 3C et 1D. À divers âges de stockage dans des conditions favorables à l'AAR, l'écrasement de ces spécimens reprend la norme française NF P 18-407 et l'essai de flexion par quatre points, et le dispositif utilisé se trouve dans la figure II.8. Et de la même manière pour les poutres, et la contrainte à la rupture dans la zone comprimée de ces prismes qui est $\sigma_{r\ comp}=(Px L_p)/b \times h^2$ vaut à $3P/a^2$, dont P est la force exercée et (la largeur, le carré de la hauteur) de la section du prisme sont ($a \times a^2$), et l'inter-appui L_p est ($3a$), avec: ($L_p=3a$; $b=h=a$).

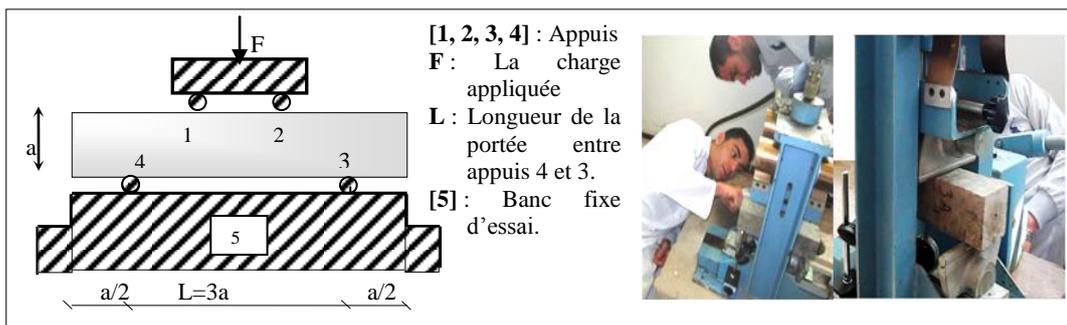


Figure II.8 Essai de flexion pure par quatre points pour les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm selon NF P 18-407.

3.2 La méthode non destructive : Essai ultrasonore (auscultation sonore) sur des poutres 120 x 20 x 15 cm, des prismes 7 x 7 x 28 cm, cylindres (Ø11, H22) cm et cubes 10 cm de côté

Cet essai est facile à appliquer par rapport aux essais destructifs pour les bétons et béton armé (A et B) à âges différents, il est élaboré en cas de difficulté de prélèvement des échantillons généralement. Les éléments structuraux testés se composent des mêmes éléments précédents : éprouvettes prismatiques (7 x 7 x 28, 10 x 10 x 10) cm et cylindres (Ø11, H22) cm, ainsi que les poutres (120 x 20 x 15) cm.

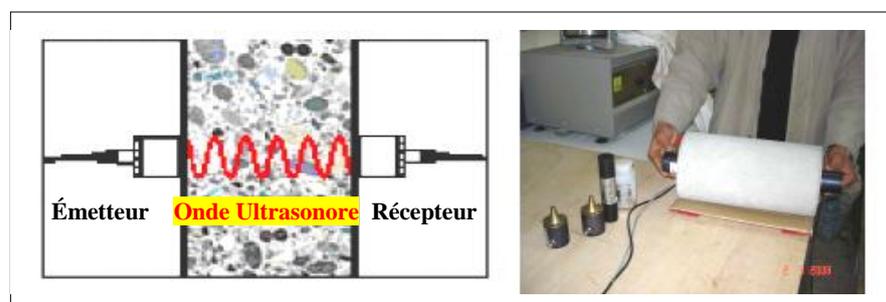


Figure II.9 Essai ultrasonore selon les normes NF P 18-414 de 1993, NF P 18-418 de 1989, ASTM C 597- 83 approuvée en 1991 et BS 1881.

Après avoir franchi directement la longueur (L), l'impulsion sur toute l'épaisseur d'un élément en béton. L'impulsion convertie en un signal électrique à l'aide d'un récepteur, et la base de temps électronique permet de mesurer le

temps de propagation des ondes ultrasonores (T). D'où la vitesse de propagation des ultrasons est le rapport ($V=L/T$), c'est le principe de fonctionnement d'un essai ultrasonique pour le contrôle des éléments. Pour les poutres, cet essai est envisagé en 3 points sur deux sections 20 x 15 cm, l'une face à l'autre. Et transversalement dans la section 120 x 20 cm, dans laquelle on a choisi 24 points d'application distribués en 8 axes équidistants et sur chaque axe on possède 3 points. Longitudinalement et sur les surfaces inférieures et supérieures de 120 x 15 cm, 8 points sont sélectionnés pour ce test (Figure II.10).

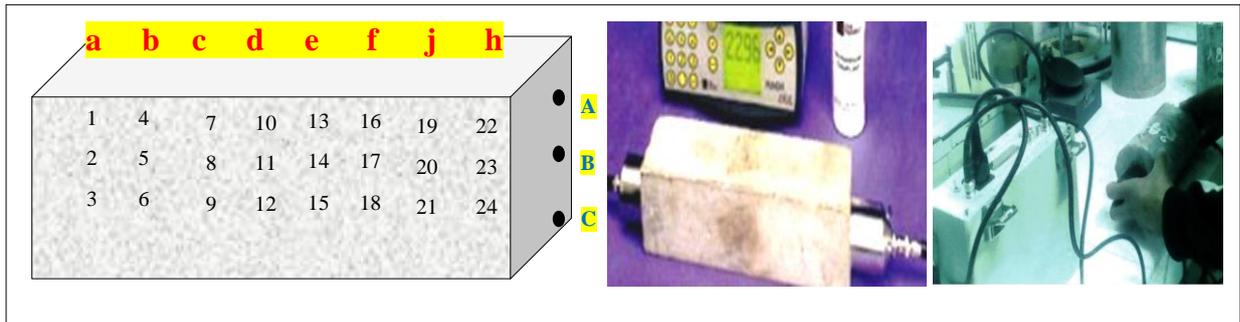


Figure II.10 Essai ultrasonore appliqué sur des éléments en béton A et B avec divers âges, selon ASTM et AFNOR.

De la même manière cet essai est élaboré directement sur les spécimens cylindriques et prismatiques, uniquement dans le sens longitudinal en un point (centre). En traversant respectivement les longueurs de ces éléments : 22 cm et 28 cm pour ces cylindres et prismes. Et pour les cubes, les centres des deux directions sont testés verticalement et transversalement.

4. Étude de la microstructure du béton alcali réactif par l'essai pétrographique

Fréquemment, en Algérie et au Nord d'Afrique les pathologies qu'atteint la performance des bétons des constructions sont associées à la carbonatation, corrosion des armatures, à l'attaque par les sulfates, les glissements des terrains et la sismicité. Mais les problèmes de la réaction alcalis-granulats 'AAR' restent totalement ignorés par les autorités nationales. Et afin de planifier les tâches de réhabilitation à ces ouvrages dégradés ou en cours de dégradation, les experts doivent identifier l'état réel et les causes directes des détériorations au moyen de plusieurs méthodes d'investigation. Comme celle de mesure de la fissuration in-situ ou au laboratoire par la technique du test de rigidité (SDT).

Peu de méthodes permettent à la fois de quantifier l'état de détérioration et la détermination des causes possibles des dégradations observées. L'utilisation de la méthode pétrographie peut quantifier ou qualifier l'endommagement du béton.

Le Damage Rating Index est une de ces méthodes, cet essai a été originellement développé pour les barrages atteints de l'AAR, d'où il peut être appliqué pour certains types de structures et peut éventuellement s'appliquer à d'autres.

Afin de comprendre le mécanisme de déroulement de la réaction alcaline au niveau de la microstructure, qui influe sur la performance du béton ainsi sa texture externe. La réaction évolue pour les divers types de bétons (A et B) avec lesquels on a travaillé, et en fonction du temps de vieillissement dans ces bétons. Il est à noter que la roche-mère (origine) utilisée est obtenue après le concassage des agrégats réactifs dont de la nature est calcaire. Les moyens adéquats et la méthodologie à utiliser pour cette étude spécifique présentent un sérieux problème pour nous, d'où on a pensé aux outils du domaine de la géochimie, disponible au département de géologie de l'UBMA. Pour déterminer les paramètres participant à la réaction et les produits de l'AAR au cours du temps, on a utilisé l'essai (ASTM C 295 – 98) de l'examen pétrographique des granulats dans le béton. Ces objectifs nous ont conduits à faire cette étude en se basant sur l'analyse avec un microscope optique polarisant d'abord. Et en cas d'insuffisance d'informations en fait appel à un moyen complémentaire, avec des analyses chimiques par rayon X avec la diffraction par rayon X (DRX). Les réactants et les résultants de l'AAR peuvent être étudiés par:

- 1- une étude microscopique,
- 2- des analyses chimiques complémentaires (FRX, DRX ou MEB ...).

En fonction des résultats obtenus, les démarches préventives auront lieu et les remèdes se diffèrent pour cette pathologie qui menace la durabilité des grandes conceptions et structures. La compréhension des facteurs entrant en jeu pour le déroulement de l'AAR limite la sévérité des dommages créés par conséquent.

4.1 Analyse Microscopique au moyen du Microscope optique polarisant de géologie

Le type et la forme des échantillons à traiter et à étudier se diffèrent selon le moyen utilisé pour l'analyse. D'où la variation des méthodes de prélèvement qui doivent conserver l'arrangement structurel ou bien l'état existant tel qu'il est, ce qui présente une grande difficulté. La préparation des échantillons prélevés des éléments structuraux est le premier pas pour cette étude approfondie. Sachant que nous avons deux types de bétons (A et B) attaqués ou non chimiquement (surtout le béton B), pour des durées de 28 jours, 3 et 6 mois (Tableau II.4).

On a décidé de limiter le plus possible le nombre d'échantillons, par la confection des sucrètes en béton, de dimensions (3 x 2 x 1) cm environ. Elles sont prélevées des éprouvettes en béton pour éviter les armatures en acier

pendant leurs découpes, cette opération s'est déroulée au niveau du laboratoire de géologie à l'université d'Annaba. (Figure II.11)

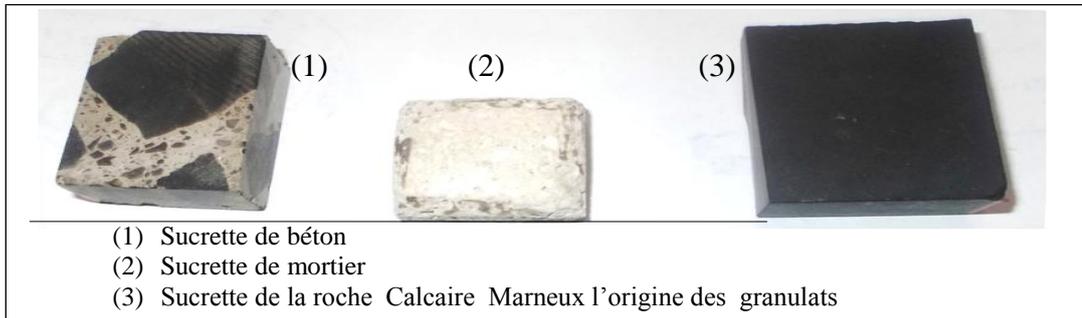


Figure II.11 Sucrette de béton et mortier d'environ (3 x 2 x 1) cm pour la préparation des lames minces de géologie et l'analyse microscopique.

Ces sucrettes ont un rôle essentiel, car à partir de ces petits échantillons on a pu tailler une couche fine du béton sur des lames mince de 0,03 mm d'épaisseur. Les verres transparents sont de (30 x 45) mm de dimensions, collées à un ensemble arrangé de minéraux (la couche de béton) et ils sont faciles à mettre sous un microscope (Figure II.12).

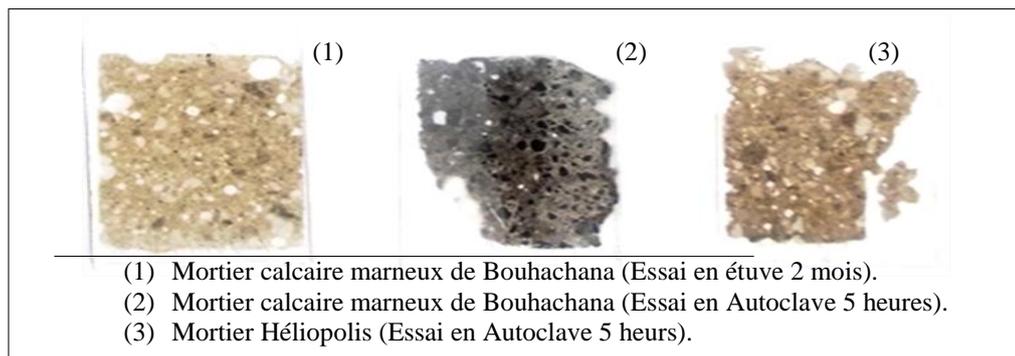


Figure II.12 Lames minces de géologie 30 x 45 mm pour l'analyse microscopique.

On examinant ces « lames minces » sous un microscope optique de géologie (polarisant), on peut distinguer beaucoup d'informations sur l'état réel d'altération du béton. L'interposition d'un polariseur entre la source lumineuse et la préparation (l'objet), permet d'envisager l'analyse microscopique. Un platine gradué tournant autour de l'axe de l'appareil et sur laquelle on peut adapter un platine théodolite permettant d'orienter la lame dans une direction connue de l'espace. L'observation est basée sur la couleur de lumière traversant l'échantillon, ainsi que son orientation. Cette observation permet d'identifier les roches et décortiquer les fissures et les vides... etc.

Le microscope polarisant reste l'outil de travail essentiel des pétrographes, son emploi permet de reconnaître les divers éléments constitutifs des roches et d'étudier leurs caractères. Il permet également de définir leurs rapports mutuels (texture) et leurs orientations (fabrication). Il permet aussi et surtout de déterminer

avec précision les minéraux, même de très petite dimension. Des points sont sensiblement choisis pour effectuer cette analyse, au niveau des:

- Granulat fin (0/5).
- Gravier (5/15 et 15/25).
- Pâte de ciment.
- Zone d'adhérence ou de contact Ciment- Agrégat.

On est conduit à compléter ces résultats microscopiques par des analyses chimiques FRX élaboré au laboratoire de la cimenterie d'Hadjar-Essoud.

4.2 Analyses chimiques FRX et l'essai pétrographique.

Le gel se trouve un peu partout dans la pâte de ciment, aux agrégats, aux pores et même en surface dans tous les éléments structuraux en béton alcali réactif. L'essai AFNOR NF P15-467 qui est l'essai de la fluorescence par rayon X et l'analyse élémentaire du ciment sont élaborés pour des échantillons prélevés (ciment et agrégat pur Calcaire...etc.). Et qui sont limités uniquement pour les poutres en béton armé, en trois 03 zones essentielles selon leur changement de couleur et la présence de profils hydriques en mouillage permanent (Figure II.13).

- au mortier de la surface de moulage (zone a),
- à côté des armatures (zone c) et
- au centre des cadres de confinement (acier transversal) (zone b)

La figure II.13 représente tous les emplacements des points de prélèvement, ce choix est fait sur toute la longueur de la poutre en neuf axes 09 équidistants.

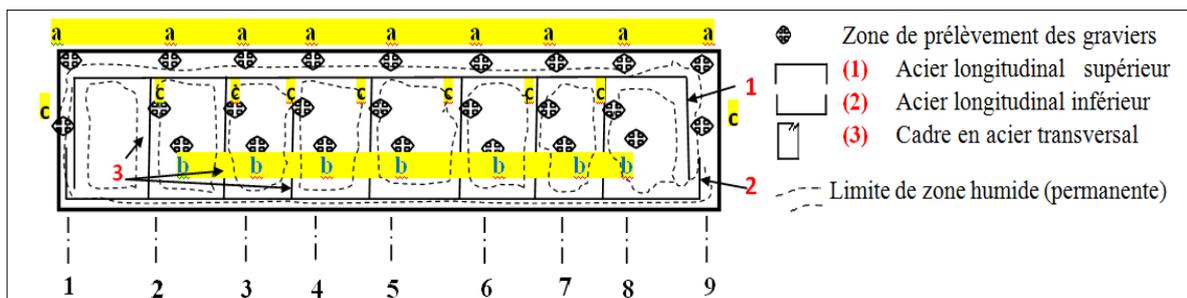


Figure II.13 Emplacement des échantillons de graviers prélevés des poutres en béton armé.

On distingue l'évolution des transformations granulaires au cours des réactions chimiques en plusieurs phases en fonction du temps: gravier commercialisé livré de la carrière à l'état pur avant hydratation de ciment, pendant l'hydratation de ciment (au béton A durci) et après les attaques chimique par la solution sodique et potassique (Béton B) et même le gel résultant de l'AAR.

5. Conclusions du chapitre

Ce chapitre représente le mode opératoire élaboré pour les bétons et béton armé confectionné afin de détecter l'effet de volume en cas de l'AAR. En choisissant de divers types de corps d'épreuves, éventuellement des éléments structuraux des modèles réduits poutres.

Les matériaux locaux sont sélectionnés de manière à confectionner des bétons d'une réactivité extrême. Le dopage en alcalin est bien calculé, les conditions d'accélération des réactions chimiques internes sont sensibles et favorables pour simuler le phénomène de l'AAR.

Deux aspects sont étudiés pour valoriser les endommagements produits à cause de l'AAR au cours des séries d'essais. Ce sont l'aspect physique interne et externe des matériaux béton et béton armé, de plus ses influences sur l'aspect mécanique.

Pour donner plus de valeur à ce travail de recherche, la microstructure est étudiée à son tour au moyen d'essai pétrographique. Qui est basé essentiellement sur l'examen microscopique, et complété par des analyses aux florescences X.

La totalité du programme expérimental effectué a été réalisé en Algérie, aux laboratoires de recherche de l'université de Badji Mokhtar Annaba UBMA au niveau des départements de génie civil, géologie, métallurgie. Et au laboratoire des matériaux de construction Emir-Labo dans la ville d'Annaba et à la cimenterie d'Hadjar-Essoud de la wilaya de Skikda.

CHAPITRE III

Présentation des résultats obtenus et étude des caractéristiques physicomécaniques du béton alcali-réactif

Introduction

Après la description du protocole expérimental dans lequel on a confectionné des bétons alcali-réactifs, simulant celui des ouvrages affectés. Le chapitre actuel présente la phase du traitement des résultats obtenus par les expériences élaborées aux laboratoires afin de présenter les différentes propriétés physiques et texturales, mécaniques et chimiques illustrés dans ce matériau. La recherche est basée essentiellement sur des éléments structuraux divers traités à échelles multiples. En plus de la variation dimensionnelle des corps d'épreuves testés, on a pris en évidence d'autres facteurs entrant en jeu pendant le déroulement des réactions chimiques telles que : la température, le taux d'alcalis, le milieu et les paramètres de la conservation, ...etc.

Cette étude est faite en comparant les bétons étudiés dans leurs comportements, au cours du temps en traitant ainsi les variations dimensionnelles, l'effet du milieu d'exposition, le rôle du blindage du béton, ... etc. Dans le but de diagnostiquer et établir un suivi de l'évolution des symptômes pathologiques de ces réactions dans le temps, selon les auteurs la sévérité des détériorations n'est pas la même d'un élément structural à un autre et d'une conception à une autre, ce qui nécessite une profonde compréhension. Ceci nous conduit à donner des explications et descriptions pour le déroulement des réactions chimiques à différentes échelles. Le choix des bétons locaux alcali-réactifs est fait en utilisant les agrégats déjà étudiés et des dosages de ciment conséquent.

Dans ce chapitre on continue la discussion des résultats obtenus par l'expérimentation faite aux laboratoires et la reconnaissance des différentes caractéristiques mécaniques de ces matériaux, après avoir étudié leur aspect physique. Le principe de notre travail de recherche réside principalement à la comparaison les éléments structuraux de diverses dimensions et à multi échelle toujours. Cette comparaison prend en considération plusieurs facteurs influençant l'AAR, tels que: la température, le taux d'alcalis, le milieu et les paramètres de la conservation, le temps (quelques mois)...etc. Dont la discussion des résultats obtenus tient en compte de plusieurs aspects : l'aspect physique s'occupe des variations de la texture des bétons. L'aspect mécanique s'intéresse au comportement du matériau sous de diverses sollicitations, et l'aspect chimique analyse à son tour la micro-structuration des bétons. L'interaction et la correspondance entre ces aspects doivent être soigneusement

étudiées, afin d'aboutir à éclaircir certains points vis-à-vis du phénomène de l'AAR et en particulier son mécanisme.

Ce chapitre traite également, le côté physique des dégradations dues à l'AAR. Les éléments structuraux choisis subissent des dégradations en leurs surfaces extérieures "en peaux", éventuellement à l'intérieur de ce matériau "en cœur". Des observations et à multi échelles ont été prises régulièrement comme un premier pas d'investigation pour les ouvrages atteint de l'AAR. Cela concerne la décoloration, la fracturation et leur forme, le temps d'apparition de ces indices d'endommagement, ainsi que d'autres symptômes primordiaux qu'on ne peut pas négliger en toute sorte.

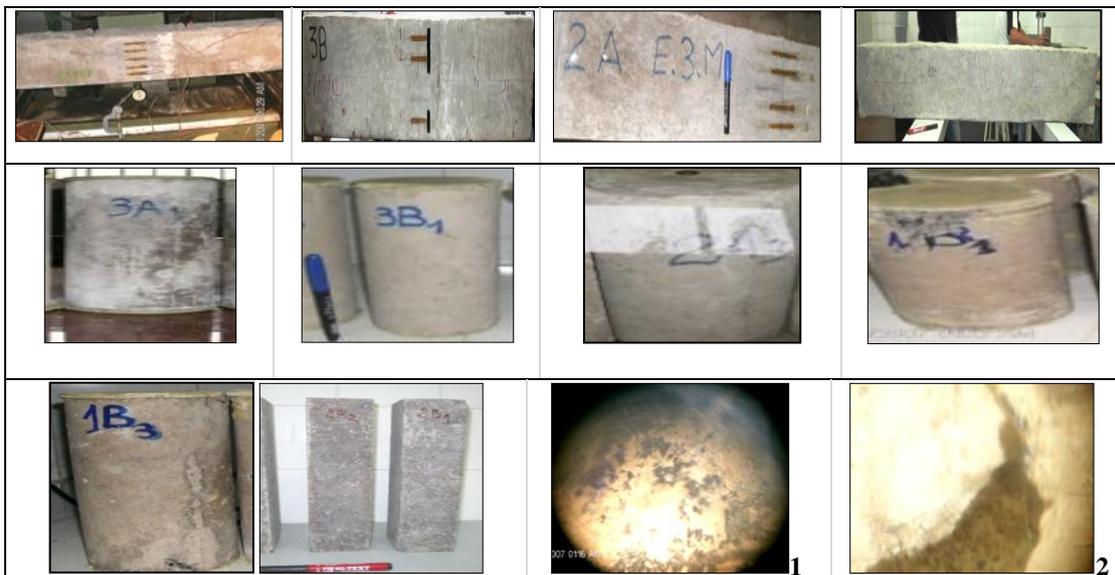
Mécaniquement, l'étude est menée pour le béton avec des corps d'épreuves normalisés et en concordance aussi avec des essais dont la forme des spécimens correspond à la propriété qu'on veut étudier cela d'une part. D'autre part, pour le béton armé avec les poutres, le même vieillissement est appliqué à tous les éléments en béton. La compression simple est testée au moyen des cubes 10 x 10 x 10 cm et des cylindres ($\emptyset 11$, H22) cm en rigueur. La zone comprimée est notamment testée par l'essai flexion dans des prismes 7 x 7 x 28 cm en béton et des modèles réduits (poutres) 120 x 20 x 15 cm en béton armé.

La sévérité des détériorations n'est pas la même d'un élément structural à un autre et d'une conception à une autre, ce qui nécessite des explications et descriptions pour le déroulement des mécanismes des réactions chimiques à l'intérieur et à l'extérieur de ces matériaux (bétons). Cette analyse est la récolte de plusieurs paramètres étudiés en parallèle et combinés au cours du temps de vieillissement d'une façon minutieuse. Cela est valable pour chaque élément structurel puisque les indices d'endommagement se manifestent parfois simultanément mais avec des degrés multiples. Ce qui revient essentiellement aux détails du protocole expérimental, au point de la possibilité offerte lors de l'envisagement des tests et les effets: thermique, d'alcalinité, d'hygrométrie, des divers paramètres de conservation, ...etc. Cette analyse a tendance de donner des éclaircissements pour préciser et choisir le type d'intervention adéquate dans le cas de l'AAR, en se basant sur les divers aspects. On doit aussi distinguer la spécification des symptômes pathologiques de ces réactions alcali-granat, par rapport à d'autres problèmes pathologiques demeurant aux bétons. L'intervention devient de plus en plus significative, rapide, adéquate et fiable. Ce qui nous permet aussi de protéger la durabilité des constructions, notamment les ouvrages d'art en particulier vis-à-vis des endommagements précoces et dangereux.

1. Étude des caractéristiques physiques et texturales du béton alcali-réactif

1.1 Décoloration des parements du béton en couleur blanchâtre à cause du gel de l'AAR

Les normes ne prescrivent aucun essai normalisé pour le diagnostic des états de surfaces des bétons. De ce fait on a choisi la méthode de la photographie (Méthode de contrôle et réparation des bétons dégradés), afin de poursuivre l'état de la surface extérieur (en peau) à l'aide d'une loupe, un appareil photographique numérique et l'option zoom. On peut ainsi comparer les différents types de bétons A et B à travers l'âge jusqu'à 6 mois de vieillissement dans des conditions de conservations déjà présentées. La formulation que nous avons utilisée pour le béton dopé (B) est très réactive, la fissuration qui est un stade très avancé de l'expansion du béton commence dès les premières semaines. L'apparition des taches blanchâtres figure sur les surfaces extérieures de toutes les éprouvettes : cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm, prismatiques (7 x 7 x 28) cm et cubiques (10 x 10 x 10) cm, ceci est valable même pour les modèles réduits des poutres 120 x 20 x 15 cm. (Figure III.1)



1B, 2B et 3B: Béton alcali-réactif de 6, 3 mois 28 jours d'âge respectivement [$\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = 1,25 \%$, $T=50^\circ\text{C}$ & $\text{HR}=100 \%$]. **2A et 3A :** Béton sain de 3 mois et 28 jours d'âge respectivement [$\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}} = 0,3 \%$, $T=\text{Ambiante}$ & $\text{HR}=100 \%$]. [1] et [2] Gel blanc au gravier et au pore respectivement dans un béton alcali-réactif, agrandissement 24X.

Figure III.1 Gel de l'AAR sur les surfaces, les granulats et aux pores du béton armé et béton des poutres 120 x 20 x 15 cm, cylindres (H11, $\varnothing 22$) cm, prismes 7 x 7 x 28 cm durant 6 mois d'essai.

Pour les bétons dopés (B), ces taches deviennent de plus en plus larges en fonction du temps. C'est le gel blanc de l'AAR qui remplit les pores, ensuite il

se présente en peaux comme une poudre blanche et très fine ($<0,08$ mm), et au plus tard en quantités importantes à travers les fissures évolutives (Figure III.1). On note que le béton et le béton armé sain (A) conserve une couleur normale le long des essais, quelque soit la forme des éprouvettes ou le type du matériau.

1.2 Auréoles et pustules de la réaction

Autour des particules de granulats on trouve des auréoles foncées présentes comme dans le cas de l’*réaction alcali-silice (RAS)*, dont le gel de silice de l’*RAS* se dirige fréquemment du granulat vers la pâte de ciment selon Shrimmer [Shrimmer, 2006]. Ces auréoles se manifestent pour le cas des bétons alcali-réactifs locaux, particulièrement aux éléments à section prismatique dans les sections transversales et longitudinales des différentes éprouvettes. Elles apparaissent clairement surtout au-delà de 2 mois de vieillissement aux prismes $7 \times 7 \times 28$ cm avec un gel qui entoure les granulats. (Figure III.2)

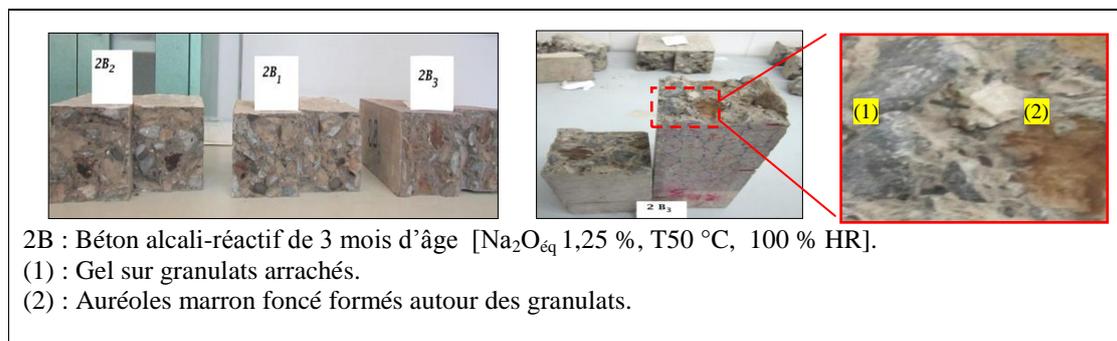


Figure III.2 Auréoles foncées autour des granulats des prismes $7 \times 7 \times 28$ cm avec la présence du gel dans les granulats en béton alcali réactif de 3 mois d'âge.

1.3 Profils hydriques en mouillage permanent

Comme il a été relevé dans la synthèse bibliographique, plusieurs théories essayent d’expliquer le mécanisme de la réaction chimique AAR et son gel expansif. On peut citer l’approche topo-chimique qui fixe l’AAR à la surface des granulats réactifs. Une autre approche trans-solution est celle de Le Chatelier qui décrit un emplacement différent de l’AAR, et cela à n’importe quel endroit dans le béton dans la solution interstitielle [Grimal, 2007]. Dans l’approche topo-chimique, le mécanisme de l’*RAS* est basé sur l’attaque du granulat et les phénomènes d’expansion. Il se déroule en trois phases, la première phase est l’attaque des liaisons silanols, la deuxième phase est la création d’un gel silico-alcalin, or la dernière phase est le vieillissement du gel par le remplacement des ions Na^+ et K^+ avec les ions Ca^{2+} . L’approche trans-solution, montre que le mécanisme de l’*RAS* est basé sur l’attaque des granulats par la solubilité des éléments chimiques (l’ion de potassium K^+) en trois phases.

La phase 1 est le mécanisme topo-chimique, la phase 2 est la dissolution du gel et passage en solution, et la phase 3 est la coagulation de ces produits pour former des gels d'AAR.

Il est à noter qu'après l'écrasement de nos éléments structuraux, lors de l'analyse macroscopique on a observé deux sortes de décoloration dans la surface interne du béton alcali-réactifs. Cela est au niveau de la section transversale plus précisément à la mi-hauteur de l'éprouvette, de même dans le sens longitudinal. Les décolorations relevées ne sont en fait qu'une surface blanchâtre et une autre aire mouillée dite (Profil hydrique). La surface blanchâtre est sèche, pleine de gel qui occupe la périphérie, elle se situe et se distribue d'une manière très proche au parement des éléments de béton affecté de l'AAR. Et elle entoure la deuxième surface mouillée qui est centrique, contenant moins de gel, dont le mouillage est permanent dans le temps en cours et après les essais effectués. En outre, cette zone mouillée prend la forme presque circulaire ou ellipsoïdale dans les éléments en béton (Figure III.3.a et b). Et en cas du béton armé, elle change de forme, et elle se répartit au cœur du béton confiné et sur le long des armatures transversales et longitudinales comme le montre la figure III.3.c.

La surface périphérique blanchâtre est celle que traverse le gel formé vers les extrémités ensuite en peau des éléments en béton, vu la présence intensive de ce gel. Ces décolorations blanchâtre et mouillée sont visibles aux éléments structuraux de section prismatique destinés à l'essai de flexion. Il s'avère impossible de les repérer après l'écrasement des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm et cubiques (10 cm de côté) à cause de l'endommagement total des spécimens en béton (B), dont la section de rupture (en plan 3D) n'est pas dans un seul plan (2D) comme dans le cas des éprouvettes prismatiques où la section de rupture est cisailée.

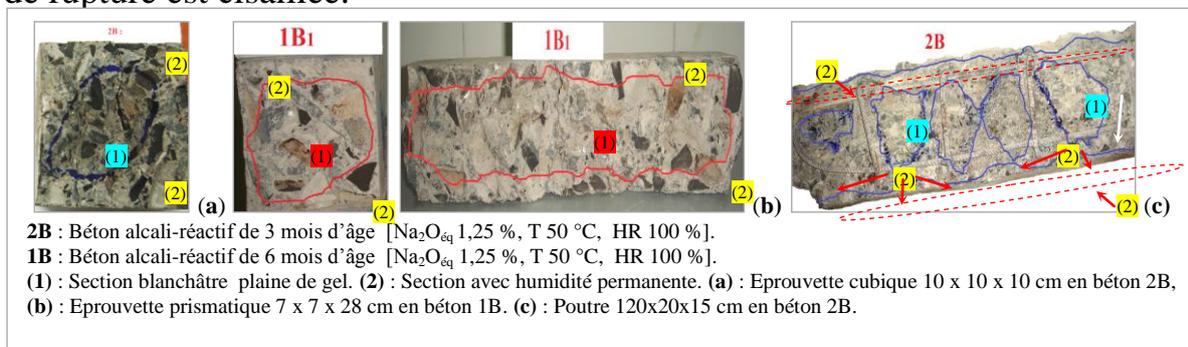


Figure III.3 Profil hydrique permanent dans les éléments structuraux : cubes 10 x 10 x 10 cm, prismes 7 x 7 x 28 cm et poutres 120 x 20 x 15 cm en béton alcali réactif (B) jusqu'à 6 mois d'âge.

Le mesurage des surfaces avec une humidité permanente (mouillée) et les zones blanchâtres, nous ont permis de tracer des courbes de ces surfaces dans les bétons (B) en fonction du temps. La figure III.4 est subdivisée en trois parties, la première partie englobe la croissance de toutes les représentations graphiques des divers éléments structuraux. Le pourcentage maximum a abouti pour les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm pendant les quatre premières semaines. Par ailleurs ces courbes semblent proches l'une à l'autre pour le reste des éléments comme les poutres 120 x 20 x 15 cm et les cubes 10 x 10 x 10 cm. La phase suivante peut aller jusqu'à la 12^{ème} semaine environ, d'où la continuité la progression n'est que pour les poutres uniquement. À la fin, de ces tracés environ à la 24^{ème} semaine, les graphes tendent à se stabiliser et on note sans doute une légère reprise dans les prismes, autrement les poutres montrent une allure descendante.

On constate également d'après la même figure III.4 que dans le béton (B), plus la section des éléments augmentent, la section hydrique augmente. Elle dépasse les 75 % dans la section longitudinale des éprouvettes prismatiques, à 28 jours d'âge. On repère aussi qu'au-delà des 4 semaines, l'ordre des spécimens est constant mais on déduit que la dominance revient au plus grand volume. Car les petits éléments cubiques ont perdu plus de 44 % de la surface hydrique par rapport à la valeur enregistrée à 28 jours. On peut dire aussi que le pourcentage du profil hydrique est proportionnel avec l'évolution des courbes de dilatation causée par l'AAR. Cela est valable tout au long de 6 mois d'essai pour les éprouvettes prismatiques et cubiques.

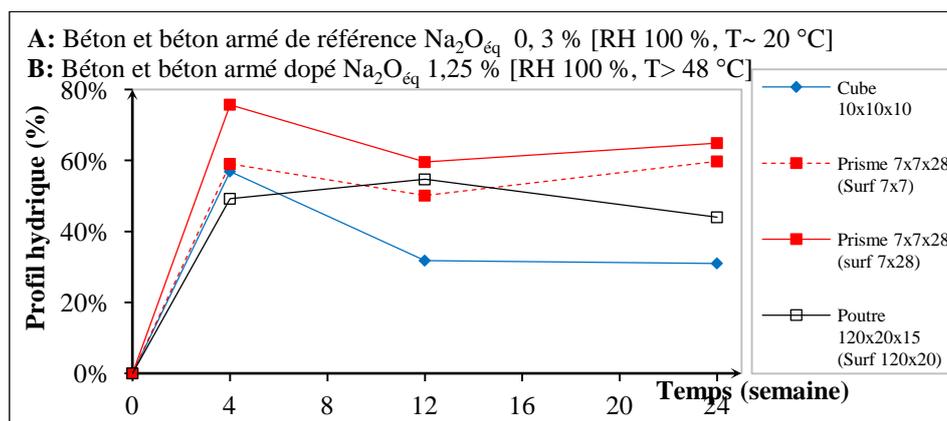


Figure III.4 Profil hydrique dans les cubes 10 x 10 x 10 cm, prismes 7 x 7 x 28 cm et aux poutres 120 x 20 x 15 cm en béton et béton armé alcali-réactif (B) jusqu'à 6 mois de test.

Alors que pour les courbes des poutres en béton armé (B), les valeurs sont toujours plus faibles que celles des éléments en béton (B). Les chutes au béton

(B) commencent à partir de la 4^{ème} semaine, mais pour le béton armé (B) ces chutes apparaissent jusqu'à 3 mois. (Figures III.4 et 5)

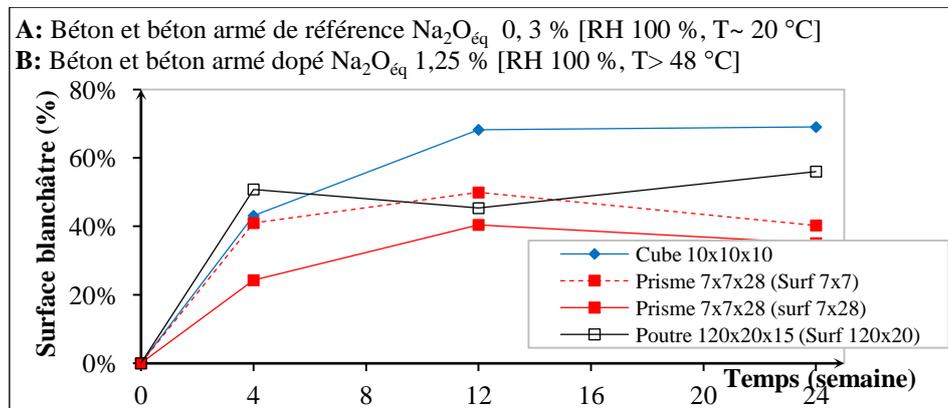


Figure III.5 Surface blanchâtre dans cubes 10 cm de côté, prismes 7 x 7 x 28 cm et poutres 120 x 20 x 15 cm en béton et béton armé alcali-réactif (B) jusqu'à 6 mois d'âge.

Cela peut être expliqué par le volume important des poutres par rapport aux cubes et prismes, la présence des armatures peut être en plus un facteur ou un réactant supplémentaire pour l'AAR. La surface hydrique et celle des zones blanchâtres évoluent de façon contraire, puisqu'elles sont complémentaires l'une à l'autre. (Figures III.4 et 5)

$$P.H = \frac{S.H}{S.T} \times 100 \quad (3)$$

$$S.B = 1 - P.H \quad (4)$$

Avec : P.H : Profil hydrique en (%)
S.H : Surface hydrique en (m²)
S.T : Section totale de l'élément structural (m²)
S.B : Surface blanchâtre en (%)

1.4 Décollement des granulats « Déchaussement »

La perte de cohésion entre la pâte de ciment et le granulat est un indice d'endommagement considérable. Il indique d'une part le taux de gel sur ces grains, et d'autre part la sévérité de la propagation des microfissures à l'intérieur de la matrice du béton. Pour les essais qu'on a établi, on a pu déterminer cet indice en appliquant l'effort de flexion loin de l'effet des blindages dans les bétons, surtout aux éprouvettes à section prismatiques 7 x 7 x 28 cm. Et à travers l'âge, ce rapport varie entre les granulats arrachés et ceux cassés à cause de l'effort mécanique pour les bétons (A et B). À la fin des essais mécaniques de flexion, le décompte des granulats arrachés et cassés dont la taille est entre

(5/15) est fait à la surface carrée cisailée (7 cm de côté) qui a subi une rupture à la mi-épreuve.

On distingue à partir de la figure III.6, que la symétrie est présente pour les deux types de béton (A et B). À 28 jours, on a environ 80 % d'arrachement des granulats considérés comme étant des défauts de cohésion, avec 20 % seulement de granulat cassé. La cassure de ce dernier revient en réalité au collage parfait entre les agrégats et la pâte du ciment ce qui exprime la bonne cohésion (Ciment-Granulat).

Au-delà de 3 mois et jusqu'à 6 mois, cette cohésion (granulats –pâte de ciment) s'améliore, elle atteint 57 % dans le taux d'arrachement des granulats par rapport à 42 % au niveau des granulats détruits. Et cette amélioration de la cohésion est due au gain normal de la résistance du béton ordinaire en fonction du temps loin des attaques chimiques (le cas normal).

Mais dans le béton alcali réactif (B), son comportement est semblable à celui de (A) jusqu'à 3 mois avec 80 % de défaut de cohésion et 20 % de cohésion parfaite. Ensuite, ce même béton améliore la liaison entre Granulat-Ciment avec 56 % de granulats arrachés et 43 % de granulats cassés. Ceci est à cause du gain de la résistance comme pour les bétons ordinaires et en plus à la formation du gel de l'AAR, qui participe à son tour à l'augmentation de la compacité et par suite la résistance.

Ces résultats continus leurs croissances par rapport au béton sain (A), et on note plus d'améliorations vues les 48 % (granulats arrachés) et les 51 % (granulats cassés). Ce qui mène à une amélioration de la cohésion grâce à la continuité des réactions. Ceci est justifié par le taux évolutif des auréoles formées, et on peut dire aussi que la participation du gel à l'amélioration de la cohésion est due à l'occupation des vides autour des grains avec plus de quantité.

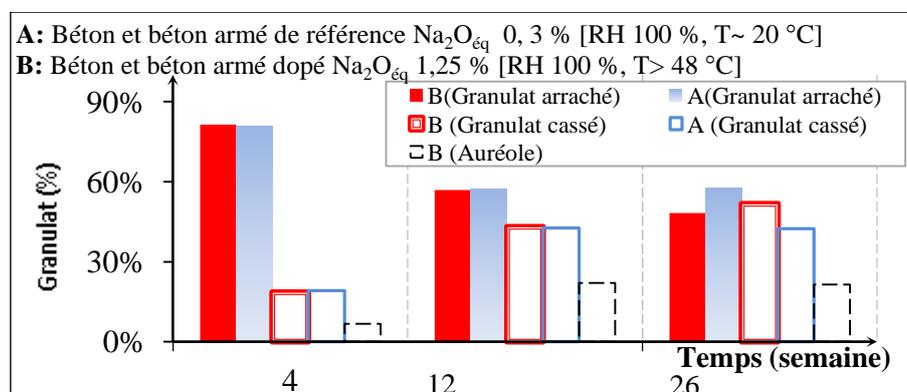


Figure III.6 Granulats arrachés et cassés dans la section médiane carrée des prismes 7 x 7 x 28 cm en béton (A, B) après l'essai de flexion de 4 points au cours du temps.

1.5 Variation massique des bétons en cas de l'AAR

Selon la partie bibliographique, l'eau est un paramètre essentiel pour le déroulement de la réaction. Certains auteurs considèrent l'absorption de l'eau comme un symptôme de détection de l'AAR. Pour notre cas, on dit que c'est difficile de différencier entre les pathologies des bétons à travers cette propriété, puisqu'elle participe au déroulement d'autre réaction chimique autre que l'AAR. Il n'existe pas d'essai normalisé de détection et évaluation de l'AAR à base du taux et distribution d'humidité, néanmoins les recherches ne caisse pas de considérer ce taux hygrothermique comme étant un paramètre essentiel approprié à l'AAR et son progrès.

Au laboratoire les mesures pour la masse sont faites à 0,1 g près, simultanément avec la prise des dilatations dans des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm, prismatiques (7 x 7 x 28 cm) et cubiques (10 cm de coté). Toutes les éprouvettes subissent les mêmes conditions de conservation.

On voit bien dans la figure III.7 des courbes évolutives de la masse des bétons (A et B) au cours du temps que la supériorité est associée aux bétons (A) par rapport aux bétons (B). Ce qui est contraire aux résultats des autres auteurs dans le domaine de l'AAR. Il est clair que dans toutes les courbes du béton sain et celui affecté, la croissance de la masse est proche l'une à l'autre pour (B) seulement, elle est généralement de 25 à 75 % comme limites de l'intervalle. Dont la moyenne calculée est de 21,0, 72,5 et 50,7 % pour les cylindres, les prismes et les cubes respectivement, excepte les prismes en béton (A) qui s'arrange très loin du reste des courbes de plus de 75 % par rapport à (B). Autrement dit, où la supériorité est totale pour ces prismes avec environ 160 % comme masse.

On peut dire aussi, que le comportement du changement de la masse se diffère entre les éprouvettes cylindriques, prismatiques et les cubes, elles marquent une évolution puis une stabilisation pour les deux bétons (A et B). Dans tous les bétons de référence (A), les courbes progressent avec des vitesses de 10,1 % pour les cubes, 16,6 % aux cylindres, et 68,9 % pour les prismes. Mais pour le béton (B), cette croissance est lente avec une pente qui n'atteint même pas les 10 %. L'ordre pour le béton (B) est comme suit : prisme, cylindre et cube, or on le trouve différemment au béton (A) : prisme, cube et cylindre.

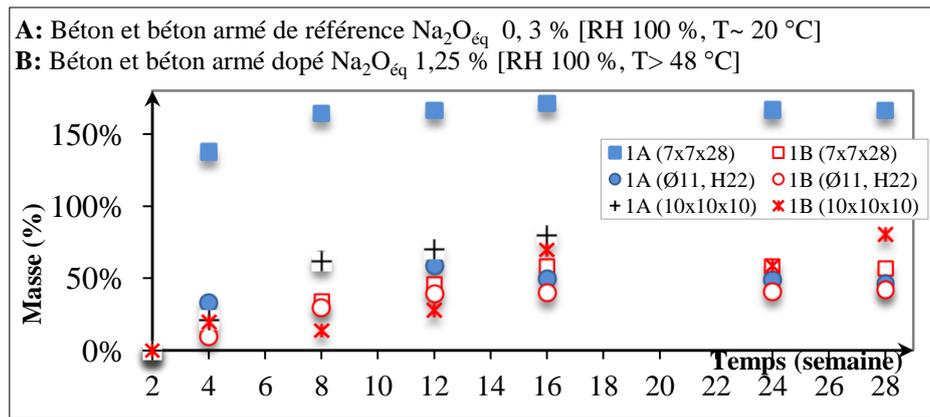


Figure III.7 Variation massique dans les cylindres ($\text{Ø}11$, H22) cm, prismes 7 x 7 x 28 cm et cubes 10 x 10 x 10 cm en béton (A et B) durant 6 mois de test.

Les paramètres d'essai d'évolution de la masse et le suivi de l'absorption d'eau sont sensibles. Il faut donc les étudier convenablement pour bien préciser les conditions d'essai afin de le standardiser. Tous les auteurs ne citent aucun essai normalisé, ni les détails significatifs à-propos des conditions lors de l'application de ce genre d'essai en cas de l'AAR comme: la température, l'humidité, la durée de mesure...etc.

1.6 Changement de longueur en gonflement libre

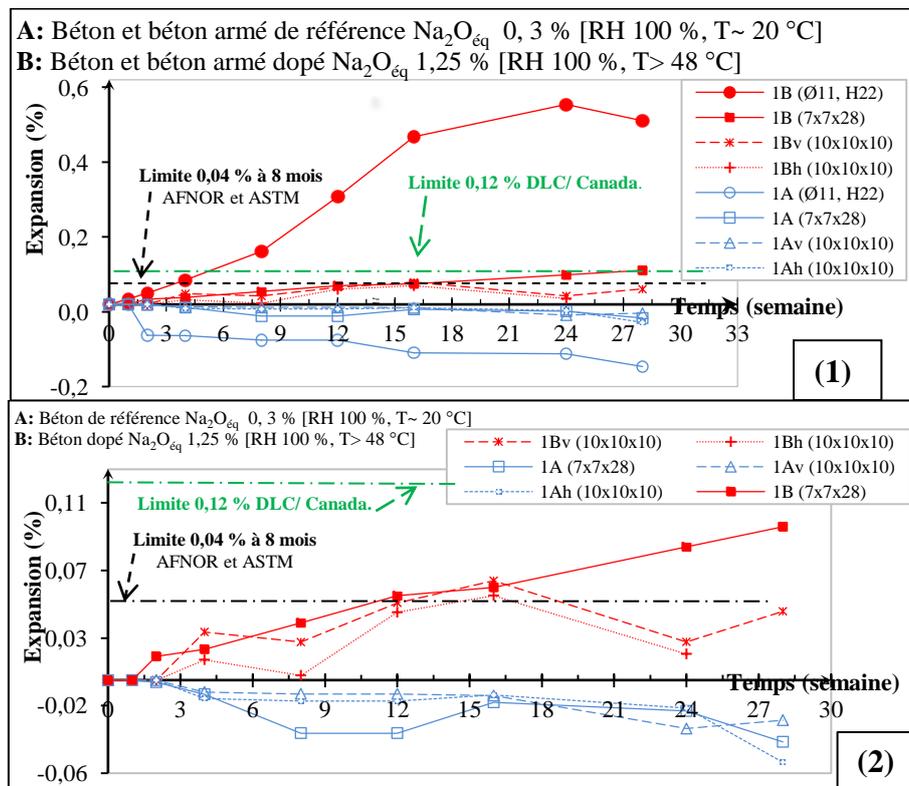
On appliquant l'essai de changement de dilatation à cause de l'AAR comme on a déjà cité au chapitre précédent selon les normes ACNOR CSA A23.2 -14A et AFNOR NF P 18-587. Ce test exige l'utilisation des spécimens prismatiques en béton, on les a préparé selon la méthode Dreux Gorisse et on les a conservé selon les normes Canadiennes et Françaises et l'ASTM. Il s'agit de trois éprouvettes pour chacune : cylindre ($\text{Ø}11$, H22) cm, prisme 7 x 7 x 28 cm et cube 10 x 10 x 10 cm en béton (A et B) de 28 jours, 3 et 6 mois d'âges. Mais, cet essai n'est pas appliqué pour les modèles réduits des poutres de 120 x 20 x 15 cm en béton armé où l'expansion est en réalité gênée par la présence des armatures.

Ces dilatations sont représentées graphiquement au cours du temps de stockage en milieu favorable à l'AAR. Les conditions de conservation du béton alcali réactif (B) sont ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$ 1,25 %, T50 °C et HR 100 %) et le béton sans dopage (A) est avec ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$ 0,3 %, T-ambiante et 100 % HR). L'essai de détection de la réactivité des granulats ordonne un prélèvement des dilatations à chaque

semaine pour le premier mois. Au-delà d'un mois la mesure est faite une fois par mois jusqu'à 6 mois.

Les résultats des courbes d'expansions de la figure III.8 montrent généralement du gonflement pour le béton alcali réactif (B), et du retrait au béton témoin (A) dans tous les éléments de béton. On remarque pour les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm au bout de 6 mois, que le béton (B) se gonfle et atteint un taux de (0,091 %) mais le béton sain (A) se rétrécit (- 0,037 %). On retrouve le même comportement pour les bétons (B et A) aux corps d'épreuves cylindriques (Ø11, H22) cm au bout de 6 mois. On note pour le béton (B) une expansion extrême de (0,534 %) alors que le béton (A) a un rétrécissement de (-0,166 %).

Les cubes 10 x 10 x 10 cm prélevés dans les deux sens verticaux et horizontaux présentent le même comportement vis-à-vis de la réactivité des granulats. Le béton (B) se dilate à la fin de l'essai avec un taux de (0,059 %) au sens vertical et dans le sens horizontal on a (0,050 %) mais celui de (A) montre un retrait de (-0,029 %) et (-0,0167 %) au sens vertical et horizontal respectivement. (Tableau III.1) (Figure III.8)



(2) est un agrandissement des courbes au niveau de l'axe (X-X) de la courbe (1)

Figure III.8 Détection de la réactivité des granulats par le changement de longueur durant 6 mois de tests selon ASTM, ACNOR et AFNOR au cylindre, prisme et cube en béton (A et B).

Tableau III.1 Le taux de réactivité dans les éléments structuraux confectionnés en béton alcali réactif à la fin d'essai de 6 mois selon les normes ASTM, AFNOR et DLC.

| N° | Type de corps d'épreuve (cm) | Taux d'expansion | Classement (DLC)/ Canada | Classement ASTM & AFNOR |
|----|---------------------------------|------------------|--------------------------|-------------------------|
| 01 | Prismes 7 x 7 x 28 | 0,091 % | Haute réactivité | Réactif |
| 02 | cylindres (Ø11, H22) | 0,534 % | Haute réactivité | Réactif |
| 03 | cubes 10 x 10 x 10 (vertical) | 0,059 % | - | Réactif |
| 04 | cubes 10 x 10 x 10 (horizontal) | 0,050 % | - | Réactif |

L'effet de volume est illustré aux éléments structuraux choisis, par la supériorité des expansions libres aux éprouvettes cylindriques de 5,9 fois qu'aux prismes. Ces dilatations sont importantes au sens vertical de 1,17 fois en comparant à ceux du sens horizontal pour les cubes. On remarque que l'évolution des courbes de dilatation au cours du temps à la figure III.8 et 9, de tous les éléments structuraux qu'on a choisis sont similaires à celle de Larive. La forme spécifique en forme de (S) est relevée surtout pour les cylindres. Par contre pour les éléments prismatiques et cubiques cette forme est moins visible, et les phases composant ce graphe ne sont pas toutes claires.

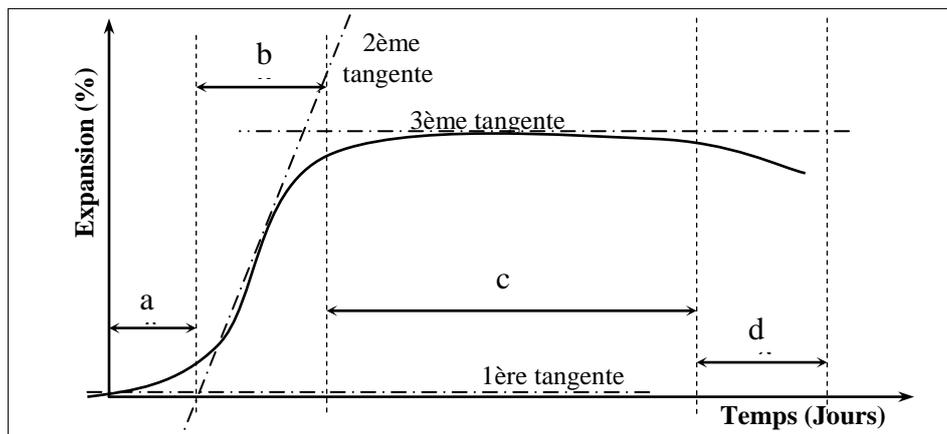


Figure III.9 Forme générale de méthode des 3 tangentes de la courbe d'expansion en fonction du temps des bétons alcali-réactifs [Larive, 1997] [Li et al, 2000].

On constate pour tous les éléments que la réaction est précoce vu la forme de la phase (a), qui demeure entre 1 à 2 semaines avec une vitesse moins de 50 %. Mais la phase suivante, qui est la phase (b) est plus lente avec 2 à 8 semaines de durée où la pente est entre 50-100 %. La partie illustrant la stabilité dans ces courbes est celle de la phase (c), elle est généralement de 75 % de la courbe. Mais dans notre représentation graphique, elle se diffère d'un spécimen à un autre, elle est de 57 % pour les prismes, 29 % pour les cylindres, et 33 % pour les deux sens des cubes. Par ailleurs c'est avec la phase (c) que les courbes de dilatation s'achèvent, pour les éprouvettes prismatiques. Or, la dernière phase

qui est la phase (d) ne figure que pour les corps d'épreuves cylindriques et cubiques. Dont la vitesse est de 14 % et 45 % pour les cylindres et les deux sens des cubes respectivement.

La réactivité des granulats montre des gonflements importants pour les éléments structuraux en béton alcali réactif (B) au bout de 6 mois: les prismes 7 x 7 x 28 cm avaient un taux de (0,091 %), les cylindres (Ø11, H22) cm avec un taux de (0,534 %), les cubes 10 x 10 x 10 cm montraient des taux de (0,059 %) au sens vertical et (0,050 %) au sens horizontal. Ces taux élevés sont classés selon les normes internationales comme étant de (Haute réactivité) d'après (DLC)/Canada, sauf pour les cubes de 10 cm qui restent inférieurs à cette limite. Ainsi que les normes AFNOR et ASTM ces granulats sont classés comme (Réactif) selon ASTM-C et AFNOR.

1.7 Évaluation de la fissuration orientée et en réseau (faïençage)

Les fissures apparaissent dans certains endroits, puis elles se prolongent sur toute la surface des éléments en béton atteint de l'AAR. Ces fissures forment un motif en faïençage caractéristique de l'AAR. Le suivi de l'évolution de ces fissures se fait par la mesure d'ouverture maximale et la quantification de faïençage peut s'exprimer par le nombre de cellules polygonales par unité de section (mailles /m²). Pour étudier ces fissures développées on a basé dans ce travail sur les échelles qui suivent.

1.7.1 Visualisation macroscopique des surfaces de béton

Faite à l'œil nu et au moyen de la photographie, c'est « l'inspection visuelle des corps d'épreuves ». Afin de suivre tous les changements de couleurs, apparition et distribution des fissures permanentes ainsi que leurs formes, il s'avère impossible d'enregistrer la production de la première fissure, ni le moment précis de sa naissance, ni sa profondeur pour les matériaux « Mortier et Béton ». Les premières fissures se sont localisées au niveau des plots, aux coins des sections des éprouvettes là où il y a un changement de section, ce qui est connu par le problème des coins.

La fissuration se manifeste sous forme « Manx / Fissure Commune » ou bien « Isle of man » selon la référence de la figure III.10.1. Elle est sous forme d'une petite source d'expansion au centre, et vers les côtés trois fissures radiales se produisent de 120° d'inclinaison entre elles. Deux fissures évolutives se joignent pour former une fissure de l'AAR en (Y), et plusieurs fissures permanentes (Y) donnent la forme polygonale dite « Maillage ou Faïençage » de l'AAR aussi. (Figure III.10.4 et III.10.5)

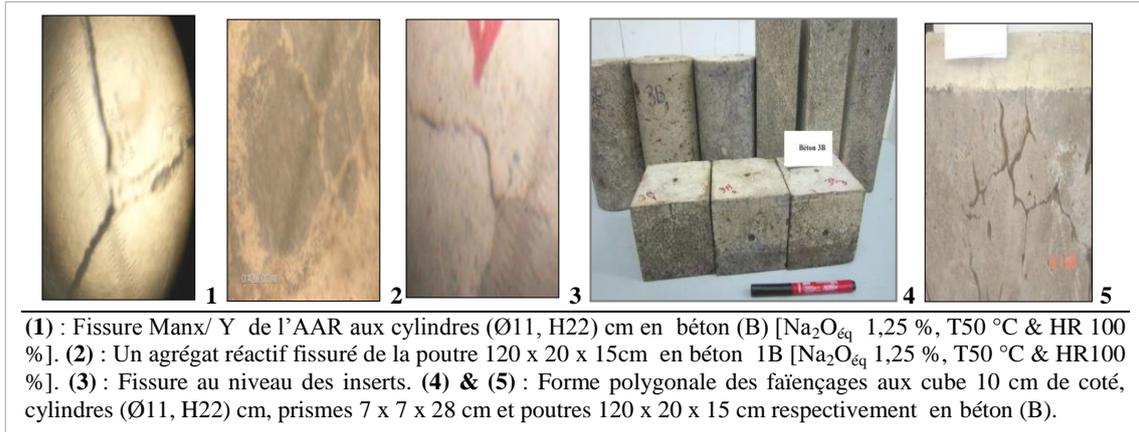


Figure III.10 Fissures de forme Y due à l'AAR avec 24X d'agrandissement.

1.7.2 Visualisation mésoscopique de la fissuration formée

Au moyen d'un fissuromètre muni d'une loupe dont l'agrandissement est de 24 fois on a pu voir, mesurer et suivre l'évolution des fissures ainsi que la production du gel dans les pores et aux fissures (Figure III.10).

1.7.3 Visualisation microscopique de la fissuration formée

Par un microscope optique à lumière transmise, les résultats seront détaillés ultérieurement dans l'étude microscopique et chimique.

1.7.4 Évolution des fissures et faïençages au cours des essais de vieillissement

La figure III.11 montre le béton (A) non dopé qui ne présente aucune fissure, ni changement de couleur durant les essais adaptés. Par contre les bétons (B) changent de couleur dès les premières semaines de la conservation et présentent des ouvertures très différentes pendant les 6 mois d'essai.

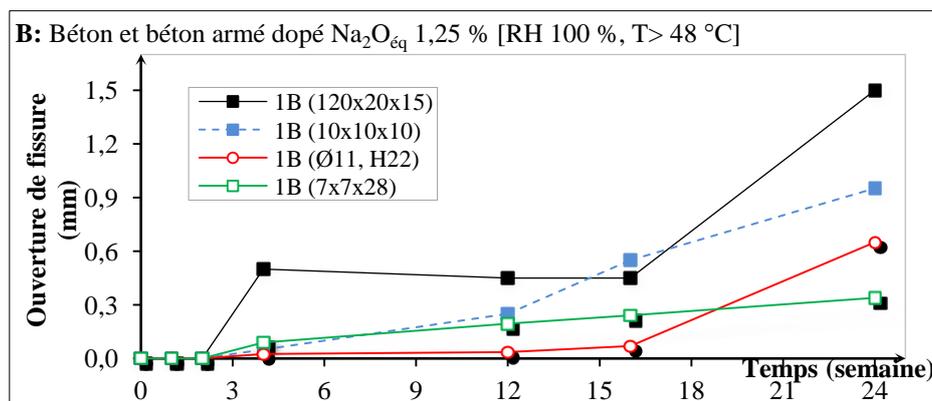


Figure III.11 Fractures aux cylindres (Ø11, H22) cm, prismes (7 x 7 x 28) cm, cubes de (10) cm et dans les poutres 120 x 20 x 15 cm en béton (B) de 6 mois d'âge.

Bien que les poutres soient armées, les fissures les plus grandes mesurées par le fissuromètre (mm) sont associées à cet élément. Les courbes des fissures gardent

l'ordre : B_{poutre} , B_{cube} , B_{prisme} et $B_{cylindre}$, dès la troisième semaine jusqu'à la fin de l'essai de 6 mois, ces ouvertures atteignent : (1,5), (0,95), (0,65) et (0,34) mm aux poutres, cubes, cylindres et prismes bien évidemment en béton (B). La fissure permanente extrême est de l'ordre de 1,5 mm mesurée aux poutres à 31 cm de l'extrémité à 12 cm de la surface supérieure sous forme de (Y).

L'effet de volume diffère selon les dimensions des éléments structuraux et le type du matériau (béton et béton armé). En analysant uniquement les corps d'épreuve du béton (B), en tenant compte des dimensions et des valeurs mesurées, on peut identifier la relation directe entre les fissures et ces dimensions. Mettons en ordre croissant d'abord ces éprouvettes disposées horizontalement et parallèlement à la surface de moulage. On trouve les prismes en premier lieu, ensuite les cylindres puis les cubes, avec:

$$D_h(28) > D_h(11) > D_h(10) \text{ en (cm)} \quad (5)$$

Puis, les mesures des ouvertures des fissures (f) donnent à leur tour la classification suivante:

$$f_{7x7x28}(0,34) < f_{(\emptyset 11, H22)}(0,65) < f_{10x10x10}(0,95) \text{ en (mm)} \quad (6)$$

À ce fait, le paramètre qui influe essentiellement sur ces ouvertures est la dimension de l'éprouvette au sens horizontal (D_h), il est clair que la correspondance est opposée. On constate donc que plus (D_h) est faible plus (f) est importante, car les liaisons intergranulats deviennent moins nombreuses et plus faibles. Par ailleurs, après une vérification par un petit calcul des rapports on distingue une relation empirique entre (D_h) et (f) qui est de 1,3 à 2,8 comme suit:

$$\frac{D_h^1(7x7x28)}{D_h^1(10x10x10)} = \frac{f(10x10x10)}{f(7x7x28)} = 2,8 \text{ et } \frac{D_h^1(7x7x28)}{D_h^1(\emptyset 11, H22)} \simeq \frac{f(\emptyset 11, H22)}{f(7x7x28)} \simeq 2,2 \text{ et } \frac{D_h^1(\emptyset 11, H22)}{D_h^1(10x10x10)} \simeq \frac{f(10x10x10)}{f(\emptyset 11, H22)} \simeq 1,3 \quad (7)$$

Le dernier stade des dégradations est le faïençage présenté en nombre de mailles par unité de surface. Tout au long des essais de la figure III.12, les réseaux de mailles ne se forment qu'à la quatrième semaine environ. Elles ne sont pas vraiment visibles dans les bétons (B) au début, mais avec l'évolution du temps de la conservation elles deviennent plus remarquables. Comme pour les courbes (Fissures-Temps), le nombre des mailles formées en béton (B) est plus important dans les poutres. Or, pour les éprouvettes en béton (B) toujours, on trouve que les courbes de maillage gardent l'ordre : C_{prisme} , C_{cube} et $B_{cylindre}$. D'où le suivi de faïençage mesuré en béton (B) à la fin de l'essai de 6 mois est avec des taux très importants. Il se manifeste sous forme d'éclatement de béton. On note alors (17758), (15306), (9002) et (4672) mailles / m² respectivement aux : poutres

(120 x 20 x 15) cm, prismes (7 x 7 x 28) cm, cubes (10 x 10 x 10) cm et cylindres (Ø11, H22) cm. Donc l'effet de volume se diffère en faïençages qu'en fissures, le maillage extrême se trouve avec 17758 mailles / m² aux poutres et à la surface des côtés de la poutre 120 x 20 cm parmi les trois sections fissurées de ce model réduit.

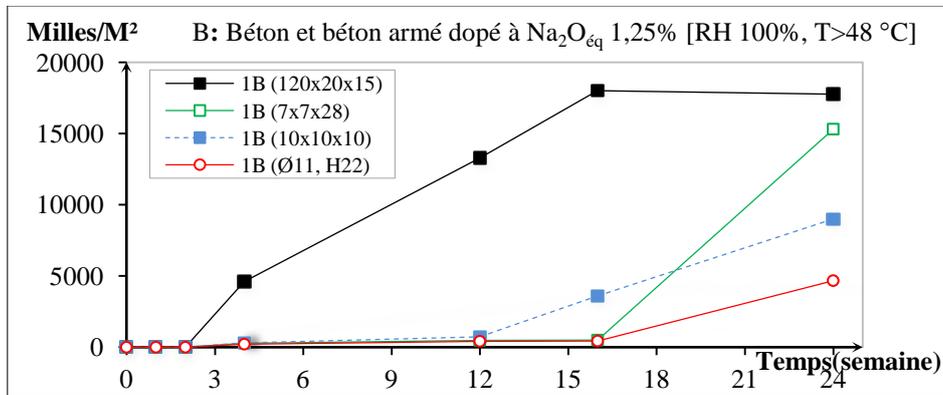


Figure III.12 Faïençages aux cylindres (Ø11, H22) cm, prismes (7 x 7 x 28) cm, cubes de (10) cm et dans les poutres 120 x 20 x 15 cm en béton (B) de 6 mois d'âge.

L'effet du volume est traité ainsi de la même manière que pour les fissures, on aura donc la classification horizontale des dimensions des éprouvettes qui sont représentées dans la formule (5):

$$D_h(28) > D_h(11) > D_h(10) \text{ en (cm)} \quad (5)$$

Le décompte du nombre de faïençage unitaires $m (a \times b \times h)$ donne l'ordre suivant:

$$f_{7 \times 7 \times 28}(15306) < f_{10 \times 10 \times 10}(9002) < f_{(\varnothing 11, H22)}(4672) \text{ en (maille / m}^2\text{)} \quad (8)$$

Cette fois-ci, le paramètre qui influe sur ces maillages formés reste toujours la dimension de l'éprouvette au sens horizontal (D_h). Et la correspondance reste opposée pour les rapports entre (cylindre et cube) uniquement, mais ces relations sont proportionnelles pour les rapports (prisme-cube) et (prisme-cylindre). Puisque les liaisons intergranulats deviennent moins nombreuses et permettent la fissuration et la formation des faïençages. Par ailleurs, le calcul se rapproche mais d'une façon moins que pour les fissures qui donne une relation empirique entre (D_h) et $m (a \times b \times h)$ comme suit :

$$\frac{D_h^1(\varnothing 11, H22)}{D_h^1(10 \times 10 \times 10)} \simeq \frac{m(10 \times 10 \times 10)}{m(\varnothing 11, H22)} \quad (9)$$

$$\frac{D_h^1(7 \times 7 \times 28)}{D_h^1(10 \times 10 \times 10)} \simeq \frac{m(7 \times 7 \times 28)}{m(10 \times 10 \times 10)} \text{ et } \frac{D_h^1(7 \times 7 \times 28)}{D_h^1(\varnothing 11, H22)} \simeq \frac{m(7 \times 7 \times 28)}{m(\varnothing 11, H22)} \quad (10)$$

2. Étude des caractéristiques mécaniques du béton alcali-réactif

2.1 Les méthodes destructives (compression directe et zone comprimée dans la flexion 4 points)

2.1.1 La compression simple à la rupture sur des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm

À la figure III.13 des éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm en béton (A) montrent une croissance de la résistance à la compression au moment de la rupture, jusqu'à 18,95 MPa à 28 jours d'âge. Ensuite, on voit à 3 mois une faible chute de 11,11 % d'où la contrainte est de 16,84 MPa. Et après cette dernière valeur de 3 mois d'âge et jusqu'à la fin de l'essai, c'est la reprise de l'augmentation de la résistance. La courbe affiche 21 MPa, avec un gain de résistance de 10,82 % par rapport à celle de 28 jours. Les taux maximums de cette résistance dans les cylindres sont comme suit (A) (21 MPa à 6 mois) et (B) est de (22,46 MPa à 3 mois).

On peut dire que la courbe (A) croît normalement comme pour tous les bétons ordinaires, sauf que la chute de résistance au milieu est due aux incertitudes cumulées. Comme les incertitudes dues à l'hétérogénéité du matériau béton dont la disposition des grains dans la matrice n'est pas identique pour tous les spécimens. Ce qui revient au coulage du béton qui se fait en trois fois en s'accordant aux différents âges de vieillissement 28 jours, 3 et 6 mois. Ou à l'imperfection d'une éprouvette à une autre en cours de la confection (vibration,), ou bien les conditions de conservation et leur mode d'application (point par point) aux éléments stockés. Sans oublier les incertitudes relatives à l'application de l'essai d'écrasement et le chargement...etc.

Il est à noter qu'on a utilisé les formules (11) pour le calcul des variations de la résistance (Var), en cas du même type de béton et en cas de deux types différents aussi.

$$Var[X_{j'}] = \frac{Rf[X_{j'}] - Ri[X_j]}{Ri[X_j]} \times 100 \text{ ou bien } Var[X_{j'}] = \frac{R[X_{j'}] - R[X_j]}{R[X_j]} \times 100 \text{ en } (\%) \quad (11)$$

Avec :

j l'âge du béton *X* ; *j*= 28 jours.

j' l'âge du béton *X* qui suit celui de *j* ; d'où *j'*= 3 ou 6 mois.

X ; type de béton : A ou B

R : Résistance de compression qui correspond au même type de béton *X* à (*j* ou *j'* âge en jours ou mois).

Rf et *Ri* sont les résistances finale et initiale.

Toujours avec les éprouvettes cylindriques mais cette fois-ci en béton alcali réactif (B), la courbe à la figure III.13 appropriée à la résistance de compression à la rupture augmente jusqu'à 14,39 MPa à 28 jours d'âge. Ensuite, on note un gain considérable de 56,10 % par rapport à celle de 28 jours, mais à 3 mois on obtient une contrainte de 22,46 MPa.

Après cette dernière valeur de 3 mois d'âge et jusqu'à la fin de l'essai c'est la perte de la résistance de compression avec une valeur de 17,0 MPa. La courbe se termine ainsi avec une réduction par rapport à sa contrainte de 28 jours de 18,15 %. Cela est valable pour le même type du béton (B), mais en le comparant avec celui de (A) et on trouve : 24,07 % (chute), 33,33 % (gain) et 19,05 % (chute) à 28 jours, 3 et 6 mois d'âge respectivement.

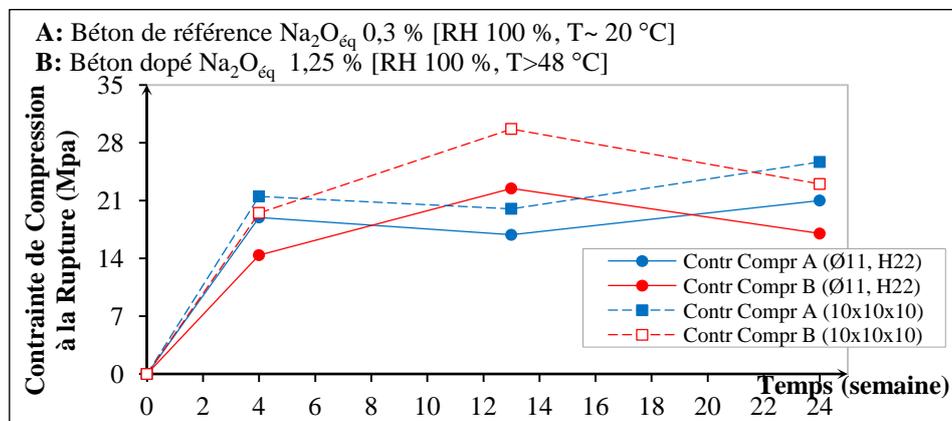


Figure III.13 Contrainte de la compression à la rupture des cylindres (Ø11, H22) cm, cubes (10 x 10 x 10) cm de 28 jours, 03 et 06 mois d'âge en béton (A et B).

2.1.2 La compression simple à la rupture sur des éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm

Les éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm se comportent de la même manière que les corps d'épreuves cylindriques (Ø11, H22) cm. Que ce soit pour le béton de référence (A) ou de même le béton (B) affecté par l'AAR, mais avec une supériorité pour les cubes en tout point de la courbe de la figure III.13 et le long des 6 mois de l'essai. Les taux extrêmes des résistances aux cubes sont en béton (A) avec (25,67 MPa à 6 mois) et en béton (B) où on a (29,67 MPa à 3 mois). En utilisant toujours l'équation (11) avec lesquels on a calculé les pertes et les gains de résistance.

D'où la résistance à la compression au moment de la rupture des éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm en béton (A) croient jusqu'à 21,5 MPa à 28 jours d'âge. On trouve ensuite une faible chute de 6,89 %, il s'agit d'une contrainte de 20 MPa à 3 mois d'âge. Et à partir de cette dernière valeur jusqu'à la fin de

l'essai la résistance augmente, et la courbe atteint 25,67 MPa, le gain de la résistance est donc de 19,38 % par rapport à 28 jours.

L'évolution de la courbe (A) est normale comme pour tous les bétons ordinaires, et la chute de résistance à 3 mois revient aux incertitudes cumulées lors de la confection des éléments étudiés en trois gâchés, la conservation, l'hétérogénéité du béton, l'écrasement de ces cubes. Comme on vient de les citer précédemment pour les éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm.

La courbe de la résistance de compression à la rupture du béton alcali réactif (B) et pour les éprouvettes cubiques augmente jusqu'à 19,50 MPa à 28 jours d'âge. Puis et à 3 mois, on observe un gain important de 52,14 % par rapport à la valeur de 28 jours, et la contrainte ici est de 29,67 MPa. Et à la fin de l'essai c'est la perte de la résistance de compression avec une résistance de 23 MPa, dont la fin de la courbe présente une chute de 17,95 % par rapport à sa contrainte de 28 jours. Ces résultats sont valables pour le même type du béton (B), mais en les comparant avec ceux de (A) on a : (chute de 09,30 %), (gain de 48,33 %) et (chute de 10,39 %) à 28 jours, 3 et 6 mois d'âge respectivement.

2.1.3 L'influence des caractéristiques physiques sur la résistance de compression des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm et cubiques 10 cm de coté

En comparant les courbes de la résistance de compression à la rupture (A et B) des cylindres ($\varnothing 11$, H22) cm et des cubes 10 x 10 x 10 cm, en analysant globalement la figure III.13 qui présente quatre points d'équilibre. Ces intersections sont à (6, 22) semaines pour les cubes, et à (8, 19) semaines environ pour les cylindres, on a trouvé trois 03 phases différentes aux bétons (A et B) :

- La phase initiale des courbes demeure 4 semaines, dont l'allure est croissante pour la totalité des différents types de béton. La différence de la résistance entre (A et B) correspond aux taux élevés des expansions (Figure III.8), ce qui revient au début des réactions chimiques qui produisent des résultants néfastes pour (B) légèrement vis-à-vis de la compression.

- En deuxième phase avant les premiers trois mois, on observe une augmentation par rapport au béton (A), le béton (B) acquiert des résistances plus importantes. Par ailleurs l'expansion continue d'augmenter, les fissures et les faïençages sont mesurables et ils participent au gain de la résistance après

l'occupation des fissures et vides par le gel d'où le béton gagne plus compacité grâce à l'excès de volume du réseau de fissures qui sont colmatées par celui-ci (Figures III.11 et 12).

- Et en phase finale le béton dopé perd sa résistance quoique les dilatations soient extrêmes, les ouvertures de fissures et les maillages atteignent leurs maximums possibles. Il paraît que le gel ne joue plus le même rôle que dans les phases précédentes. Car il diffuse vers l'extérieur à travers les fissures et les cavités en laissant ainsi une matrice de béton fracturé et avec des vides (Figures III.11 et 12).

Pour toutes les phases, les éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm se comportent de la même manière que les corps d'épreuves cylindriques (Ø11, H22) cm. Que ce soit pour le béton de référence (A ou B), mais avec une supériorité des cubes de (10 cm) en tout point durant les 6 mois de l'essai. Ce qui nous laisse penser au rôle des dimensions des éprouvettes à la résistance de compression, ainsi à l'état du matériau. La variation dimensionnelle mène à la divergence des taux de la résistance atteints des deux types d'éprouvette par effet de volume sur cette performance mécanique. D'une part, on trouve que les résultats sont compatibles avec d'autres auteurs (Shayan & Ivanusec), et Habita. D'autre part, les auteurs Beinish, Gorisse et Dreux ont constaté que la résistance de compression la plus grande est associée aux spécimens qui possèdent la plus petite surface: $\sigma_c = F/S$. Que ce soit dans le même type d'éprouvette cubique ou cylindrique, ainsi que pour les cubes qui donnent des valeurs plus grandes que les cylindres (Ø16, H32) cm. Ce phénomène est dû en grande partie à l'effet du freinage sur les plateaux de la presse durant l'écrasement. Des rapports d'équivalence des résistances de compression (K) normalisée selon le règlement technique des structures et d'ossatures CST Bat (1997) applicables au béton de 28 jours seulement (Tableau III.2) on se référant au cylindres (Ø16, H32) cm [Gorisse, 1978] et [Beinish, 2000] :

$$\sigma'_{\text{cylindre}} = \sigma'_{\text{cube}}/K \quad (12)$$

Tableau III.2 Rapport d'équivalence des résistances de compression (K) normalisée et le coefficient correcteur (ϕ) selon CST Bat (1997) et ISO TC 71SC1 appliqué aux bétons de 28j.

| Rapport (K) avec une référence (Ø16, H32) cm à 28jours | | | | | | Coefficient (ϕ) sans cité l'âge. | | |
|--|------|------|------|------|------|---|----------|----------|
| Dimension du cube (cm) | 10,0 | 14,1 | 15,0 | 15,8 | 20,0 | Eprouvette | Ø11, H22 | 10x10x10 |
| K | 1,11 | 1,09 | 1,08 | 1,08 | 1,05 | ϕ cylindre ou cube | 1,02 | 1,10 |

Au béton de 28 jours, la figure III.14 montre que notre béton de référence (A) a un rapport (K) calculé pour les cubes de (10 cm) par rapport au cylindre (Ø11, H22) cm très proche à celui du règlement qui est calculé avec des cylindres (Ø16, H32) cm. Il augmente légèrement et régulièrement avec l'augmentation de l'âge du béton, donc (K) progresse de 7,84 % après la correction des résistances. Le béton affecté (B) présente un rapport (K) qui est le plus important (1,36); il dépasse celui du règlement de 22,1 % à l'âge de 28 jours. La correction de la résistance de compression n'a fait réduire (K) que de 2,38 % on la comparant par rapport à la valeur extrême. Ces valeurs de (K) gardent leurs supériorités durant l'essai de 6 mois, sauf que les autres types de béton évoluent dans le temps et se rapproche de la valeur 1,36.

Par ailleurs, un coefficient correcteur utilisé dans le cas de celui proposé par le sous-comité ISO TC 71SC1 et aussi mentionné dans le nouveau guide du béton. On se basant sur les éprouvettes (Ø16, H32) cm et les cubes de 14 cm ou même 15 cm, avec (F_c) est la résistance de compression équivalente (corrigée) (Tableau III.2) [Gorisse, 1978] et [Beinsh, 2000] :

$$F_c = \varphi_{cylindre} F_c(cylindre) \quad \text{et} \quad F_c = \varphi_{cube} F_c(cube) \quad (13)$$

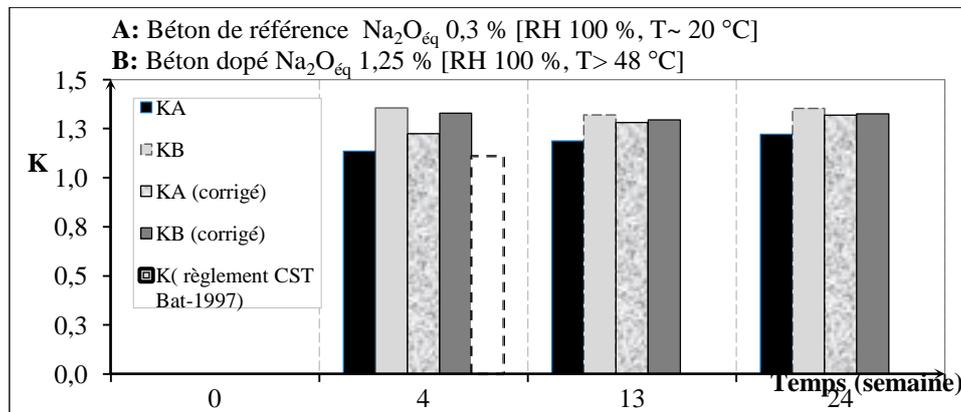


Figure III.14 Coefficients correcteurs (K) des contraintes de compression à la Rupture (σ) en fonction du temps pour les éprouvettes de 28 jours, 03 et 06 mois d'âge.

Pour les types de béton on mentionne que les mêmes coefficients correcteurs sont utilisés que ce soit pour (A ou B). Les règlements ne parlent que du type de béton de résistance comprise entre 25-30 MPa, et le même type de béton utilisé pour toutes les éprouvettes. La figure III.15 montre que la correction des contraintes à l'essai de compression n'a pas désorganisé les courbes des diverses éprouvettes utilisées, on retrouve la même tendance.

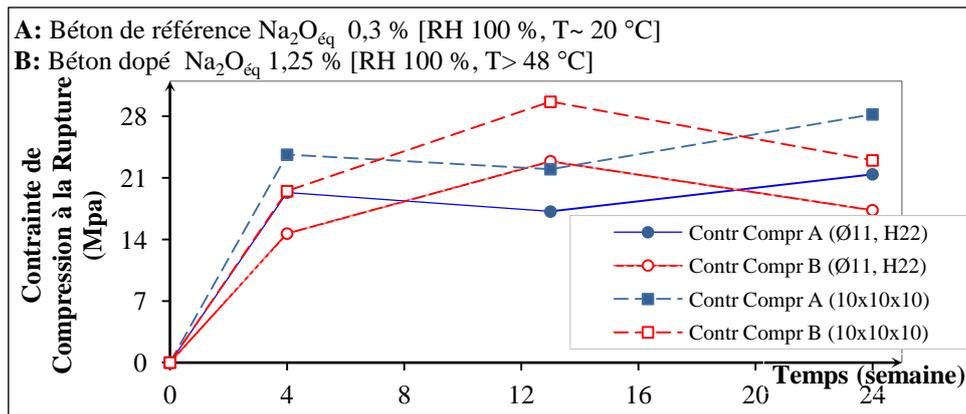


Figure III.15 Contrainte de compression à la rupture (corrigée) des cylindres ($\text{Ø}11$, H22) cm, cubes ($10 \times 10 \times 10$) cm de 28 jours, 03 et 06 mois d'âge en béton (A et B).

2.1.4 Zone comprimée de l'essai de traction par flexion par quatre points sur éprouvettes prismatiques $7 \times 7 \times 28$ cm selon NF P18-407

À la rupture des éléments prismatiques $7 \times 7 \times 28$ cm, les courbes de la figure III.16 pour la résistance de compression à la rupture de la zone comprimée de l'essai de traction par flexion évoluent semblablement que les poutres $120 \times 20 \times 15$ cm. Pour les deux types de béton (A et B), avec une large supériorité pour les courbes associées aux poutres le long de l'essai. Les maximums atteints des résistances des prismes sont en béton (A) avec (3,65 MPa à 3 mois) et en béton (B) sont de (2,43 MPa à 28 jours). Les équations (11) sont toujours utilisées pour la détermination des chutes et les gains de résistance.

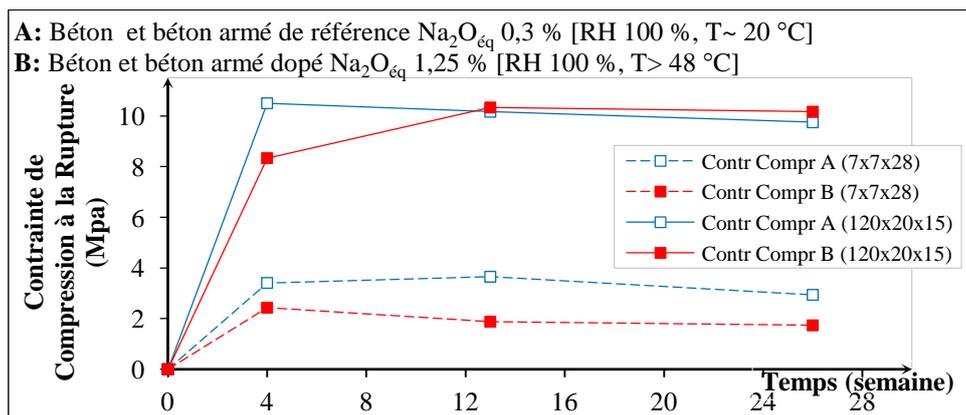


Figure III.16 Contrainte de compression à la rupture dans zone comprimée de l'essai de flexion par (04 points) des prismes et poutres en béton (A et B) après 6 mois d'essai.

La résistance de compression à la rupture de la zone comprimée de l'essai de traction par flexion des éprouvettes prismatiques $7 \times 7 \times 28$ cm en béton (A) progresse jusqu'à 3,40 MPa à 28 jours d'âge. Puis elle continue sa trajectoire croissante pour accéder les 3,65 MPa à 3 mois, dont le gain représente 7,19 %.

Mais après ces valeurs, la résistance devient décroissante, elle correspond à la fin à 2,94 MPa, avec une chute de 13,77 % comparant à la résistance de 28 jours.

Il est à noter que la courbe (A) est généralement évolutive, très semblable au béton ordinaire. Le béton (B) affecté par l'AAR a une courbe de compression lors de la rupture inférieure à celle du béton (A), mais parallèlement disposée. Pendant les 24 semaines d'essai avec les chutes suivantes : 28,74, 48,60 et 40,97 % à 4, 13 et 24 semaines successivement. D'où la courbe (B) présente à 4 semaines d'âge 2,43 MPa, cette résistance de compression diminue de 22,69 % de la dernière valeur et enregistre 1,88 MPa à 13 semaines. On aboutit à la fin de ce graphe à 1,74 MPa, avec plus de dégradation (28,57 % chutes) à 24 semaines.

2.1.5 Zone comprimée de l'essai de traction par flexion sur poutres en béton armé de section prismatique dimension 120 x 20 x 15 cm : Essai sur matériaux durs (béton durci) pour la détermination de la résistance à la flexion selon les normes (AFNOR, 1990) NF P18-407 et (ACNOR, 1994) CSA A23.2-8C, et (ASTM) C-78

En plus des prismes de la figure III.16 qui illustre aussi un autre élément structurel (Modèle réduit poutre). Dont la résistance de compression à la rupture de la zone comprimée de l'essai de traction par flexion dans le béton sans dopage (A) est supérieure que celle de (B) au bout des 3 premiers mois. Avec une supériorité des courbes des poutres par rapport aux prismes comme on a déjà motionné. Ce béton (A) à 28 jours montre un taux maximum 10,50 MPa, mais en béton (B) le maximum de la résistance de compression est de 10,33 MPa après 3 mois. C'est au moyen des équations (11) toujours qu'on a calculé les variations dans les résistances.

À la rupture pour l'essai de flexion par 4 points, la résistance de compression aux poutres 120 x 20 x 15 cm augmente jusqu'aux valeurs : 10,50 MPa, 10,17 MPa et 9,75 MPa après une conservation pendant 28 jours, 3 et 6 mois respectivement. On a calculé des chutes 3,17 % à 3 mois et 7,14 % à la fin d'essai en se référant à la résistance de 28 jours. On ne peut pas voir une chute considérable pour les poutres en béton armé (A) comme pour le béton (A) des spécimens (cube, cylindre et prisme). La présence des armatures à équilibrer et absorber les incertitudes cumulées.

La courbe du béton (B) de compression lors de la rupture dans l'essai de traction par flexion est inférieure à celle de (A) dans la zone comprimée, mais

elles se trouvent partiellement en parallèle. Et durant les 6 mois d'essai les variations de la résistance sont comme suit : 20,63 % (chute), 1,64 % (gain) et 4,27 % (gain) à 28 jours, 3 et 6 mois successivement. Or la courbe (B) présente à 28 jours d'âge 8,33 MPa, au-delà de 28 jours et jusqu'à 3 mois cette résistance augmente de 24 % de la dernière valeur pour arriver à 10,33 MPa. On aboutit à la fin à un taux de 10,17 MPa plus important que celui de (A), avec un progrès de (22 % évolutions) à 6 mois.

2.1.6 L'influence des caractéristiques physiques sur la résistance de la zone comprimée en flexion par quatre points des prismes 7 x 7 x 28 cm et poutres 120 x 20 x 15 cm

La figure III.16 dans laquelle on peut comparer les courbes des bétons (A et B), pour les éléments poutres 120 x 20 x 15 cm et les spécimens 7 x 7 x 28 cm généralement. On possède un seul point d'équilibre des résistances de compression des zones comprimées, il domine à la 13^{ème} semaine environ pour le béton armé des poutres, on a trouvé deux phases uniquement :

- la phase initiale est la phase de la progression des résistances pour les poutres et prismes en béton (A et B). Le déphasage de la résistance entre (A et B) revient à l'apparition des expansions pendant la même durée du 1^{er} mois de l'essai (Figure III.8). Indiquant ainsi le déclenchement des réactions chimiques gênant plus la compression associée au béton (B).
- La phase suivante de 1- 6 mois environ, un léger gain de la résistance est uniquement au niveau des poutres en béton (B) et qui se trouve en équilibre avec celui de (A) jusqu'à la fin du test. Ce qui est dû à la participation des aciers qui porte une part de cette résistance de compression (à la rupture).

Autrement, cette phase représente la stabilité de la résistance vis-à-vis de la compression avec une supériorité pour les poutres (B). On voit bien des fissures et des faïençages en taux extrêmes durant 6 mois de tests pour ce béton armé alcali réactif. Le gain de la résistance des poutres (B) revient d'une part à la participation du volume en excès du réseau de fissure colmaté par le gel mais la participation des armatures est la plus dominante. (Figures III.11 et III.12)

Pour toutes les phases, dans les courbes de la résistance de compression (dans les zones comprimées par flexion) évoluent d'une façon très peu semblable entre les éléments prismatiques 7 x 7 x 28 cm et les poutres 120 x 20 x 15 cm. Pour les deux types de béton (A et B) la supériorité revient aux poutres le long de l'essai, cela est dû à la nature des matériaux utilisés (béton et béton armé). La

divergence des taux de la résistance de compression atteinte n'est plus associée à la section la plus petite mais essentiellement à la participation du blindage à la compression. L'effet du volume est nettement clair si bien que les dégradations dans les éléments volumineux sont très spectaculaires.

2.1.7 Etude de la déformation longitudinale E_{ij} et de la déformation transversale ν : le module d'élasticité instantanée « Module d'Young » et le coefficient de Poisson

En appliquant le mode opératoire de l'essai de compression simple sur les éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm, selon NF P 18-406 et ou CSA A23.2-9C. Des comparateurs de déplacement sont simultanément placés aux parements de ces spécimens. Pour indiquer les valeurs de la variation dimensionnelle (déplacement) au sens vertical ou bien au sens longitudinal. La lecture se fait pendant l'augmentation du chargement appliqué, dont le palier est de 10 kN. Le mesurage et le calcul des variations dimensionnelles horizontales sont envisagés pour la détermination du coefficient de poisson, les charges appliquées et les déplacements prélevés nous ont permis de dessiner les courbes 'Contrainte - Déformation' ($\sigma - \varepsilon$). La droite tangentielle de ces graphes mise à leur origine nous a également permis la détermination de leurs pentes, il s'agit du module d'élasticité.

Pour les diverses éprouvettes cylindriques confectionnées en béton sans dopage (A) et en béton (B) affecté par l'AAR, ce module est calculé au cours du temps 28 jours et 3 mois. Et on comparant les deux types de béton (A et B), on peut étudier l'effet de l'AAR sur une autre propriété mécanique très significative dans le domaine du génie civil.

Dans la phase de 0 - 4 semaines d'âge et dans la figure III.17, la courbe de loi de comportement ($\sigma - \varepsilon$) des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm est parabolique pour les bétons (A) mais pour (B) elle est parabole-rectangle. Le module d'élasticité instantané E_{ij} et tangentiel E_{tg} indiquent un signe positif sur l'état du béton témoin, il est ordinaire de 21056 et 29060 MPa pour E_{ij} et E_{tg} successivement. La contrainte d'élasticité (f_e) est de 20 MPa, et à la rupture la résistance de compression (f_{rup}) atteint 23,16 MPa. Par rapport au béton témoin (A), le béton (B) affecté par l'AAR commence à subir des dégradations avec des chutes pour E_{ij} et E_{tg} successivement de 2,77 et 26,88 %, (f_e) et (f_{rup}) diminuaient de 25,75 et 31,82 %. (Figure III.17)

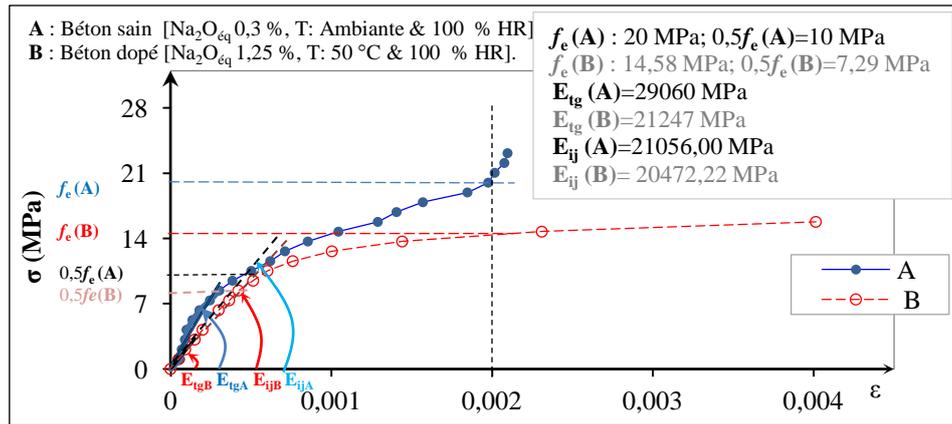


Figure III.17 Courbes (Contrainte- Déformation ($\sigma - \epsilon$)) des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm en béton (A et B) de 28 jours d'âge.

La figure III.18 montre à 12 semaines d'âge, les bétons (A et B) des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm toujours qui se rapproche l'une à l'autre de plus en plus pour les courbes ($\sigma - \epsilon$), avec la forme parabole-rectangle pour les deux types de bétons. Éventuellement le module d'élasticité qui reste voisin à celui de 28 jours dans les bétons de référence (A), on a trouvé des modules E_{tg} et E_{ij} de 29013 et 25822,64 MPa respectivement.

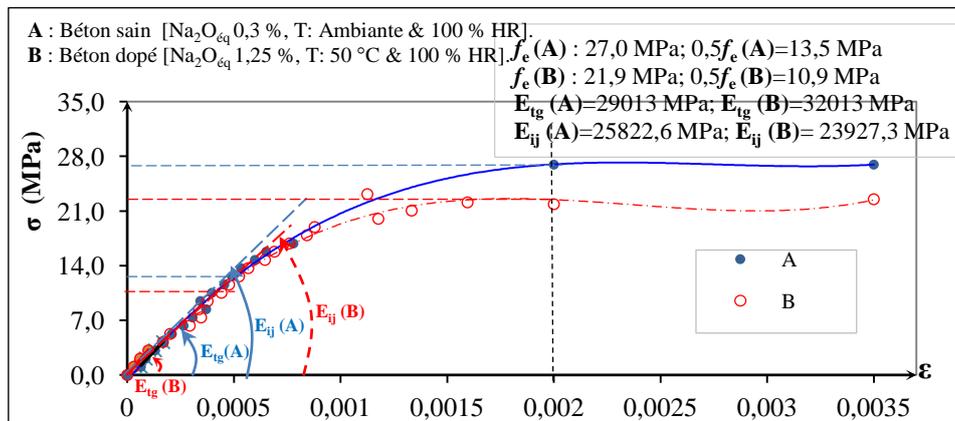


Figure III.18 Courbes (Contrainte- Déformation ($\sigma - \epsilon$)) des éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm en béton (A et B) de 3 mois d'âge.

La contrainte d'élasticité a augmenté jusqu'à 26,95 MPa et maintient ce niveau jusqu'à la rupture. Le béton (B) est toujours en état de dégradation mais avec un degré moins élevé que celui de 28 jours, son E_{ij} chute de 7,34 % par rapport à (A) mais il montre un gain pour E_{tg} de 10,34 %. Les résistances (f_e) et (f_{rup}) en béton (B) sont moins que ceux du béton sain (A) de 18,81 et 16,46 % respectivement.

Dans la figure III.19, le module d'Young calculée n'est qu'un rapport entre la contrainte et la déformation mesurées (σ/ϵ), dont la contrainte résulte de la force appliquée sur la surface du cylindre (F et S), globalement les bétons (A et B) se

comportent de la même manière. À travers ces histogrammes, et à partir des valeurs extraites du module d'élasticité calculé, tangentiel et instantané (E_{cal} , E_{tg} et E_{ij}) on peut distinguer que :

- Pour le béton (A), E_{tg} est supérieur à E_{ij} à 28 jours mais au-delà de 3 mois ces modules deviennent très proches l'un à l'autre car ce type de béton améliore sa résistance.
- Pour les bétons (A et B), on trouve que (E_{tg} et E_{ij}) sont largement supérieurs à ceux calculés et on voit également (E_{cal} et E_{ij}) qui sont très voisins l'un à l'autre le long des essais.
- Le béton (B) atteint de l'AAR montre l'évolution du (E_{tg}) dans le temps jusqu'à ce qu'elle dépasse celle du béton sain (A) à 3 mois. Or, (E_{ij}) reste presque constante pour le béton (B).

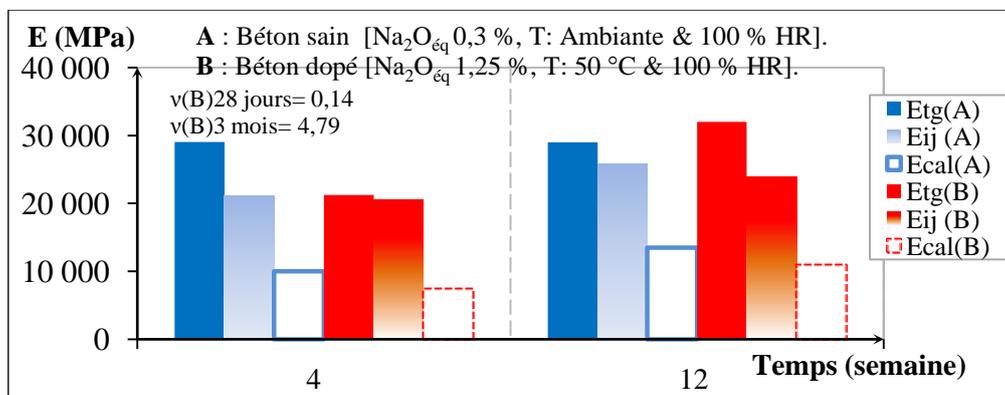


Figure III.19 Essais de compression simple et les déformations longitudinales instantané, tangentiel, calculé et transversale (E_{ij} , E_{tg} , E_{cal} et v) dans les cylindres ($\varnothing 11$, H22) cm en béton (A et B) durant 3 mois d'essai.

2.1.8 Étude de la déformabilité dans le béton armé alcali-réactif

La lecture des résultats se fait manuellement au moyen des ponts de mesure et en comparant les deux types de béton (A et B). On applique l'essai de la détermination de résistance à la flexion du béton au moyen d'une poutre simple 120 x 20 x 15 cm chargée au tiers (flexion par quatre points) selon les normes : ASTM C78-02 et CSA ACNOR A23.2-8C.

Le chargement se fait par palier de charges de 1 kN, et avec l'augmentation des charges, les déformations sont prises simultanément.

Les déformations sont représentées graphiquement et ajustées à travers les courbes de tendance, dont la représentation du type de régression est linéaire. Cet ajustement se fait conformément avec la méthode numérique des moindres carrés, et la formule la droite de la déformée: $Y = a_0 + a_1X$ qui correspond à une série de points (x_i , y_i) avec:

$$\sum Y = a_0 N + a_1 \sum X \quad (14)$$

$$\sum XY = a_0 \sum X + a_1 \sum X^2 \quad (15)$$

avec : a_0, a_1 (constantes)

$$a_0 = \frac{(\sum Y)(\sum X^2) - (\sum X)(\sum XY)}{N \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

$$a_1 = \frac{N \sum XY - (\sum X)(\sum Y)}{N \sum X^2 - (\sum X)^2}$$

avec : $\sum X = \text{somme}(x_i)$

$\sum Y = \text{somme}(y_i)$

D'après les formules (14 et 15), les constantes a_0 et a_1 sont calculées, ils sont affichés directement par la représentation graphique du logiciel Microsoft office particulièrement donné par Excel. Cette méthode donne aussi le coefficient de corrélation R^2 qui est en fait du rapport de la variation expliquée et la variation totale. Un fort coefficient de corrélation proche de l'unité (01) n'indique pas nécessairement une dépendance directe des variables, il est déterminé comme suit :

$$R^2 = \sqrt{\frac{\text{Variation Expliquée}}{\text{Variation Totale}}} = \sqrt{\frac{\sum (Y_{\text{estimé}} - Y_{\text{moy}})^2}{\sum (y_i - Y_{\text{moy}})^2}} \quad (16)$$

avec : $Y_{\text{estimé}} = Y(x_i) = a_1 x_i + a_0$

$$Y_{\text{moy}} = \frac{\sum y_i}{N} \quad [N \text{ est le nombre de point de la série}].$$

$$R^2 \in [0, 1].$$

Dans la figure III.20 et pour le béton armé témoin (A) dans la période de 0 - 4 semaines d'âge, le comportement du béton armé est ordinaire d'après la droite ajustée de la déformée mesurée au centre de la poutre.

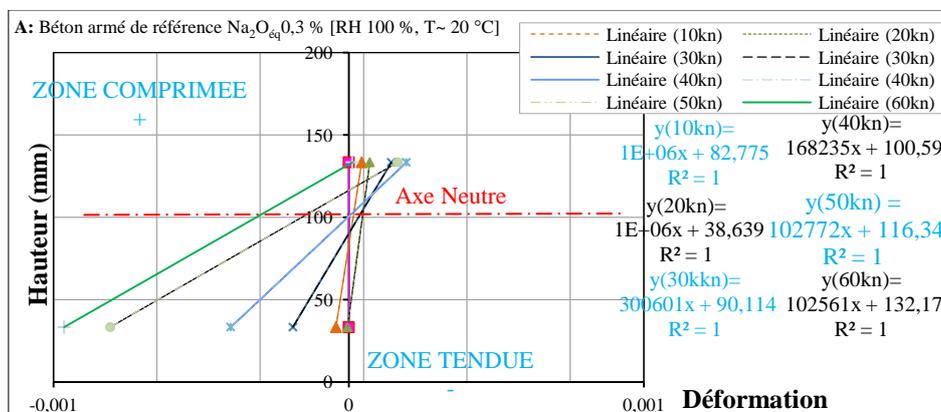


Figure III.20 Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 28 jours d'âge.

Les premières valeurs de chargement présentent une dominance de la zone comprimée, l'axe neutre réside à la fibre supérieure de la section médiane de la poutre. Plus précisément dans la fibre moyenne vers le haut (de la charge initiale vers la charge extrême), on atteint 59 kN à la rupture avec la sollicitation des aciers dans l'état ultime.

Or dans la figure III.21 et pour le béton armé alcali- réactif (B) entre 0 - 4 semaines d'âge, lorsqu'on rapproche aux charges extrêmes la zone comprimée est la plus sollicitée, ce qui mène à la sollicitation des aciers à la partie inférieure de la section médiane. L'axe neutre ainsi est à la partie inférieure de la poutre au cours de l'augmentation du chargement, les contraintes de compression se situent dans ce cas sur une profondeur de 12 cm. Par ailleurs on considère des déformations autant que linéaires, la charge extrême est réduite par rapport au béton de référence et elle atteint uniquement à 49 kN.

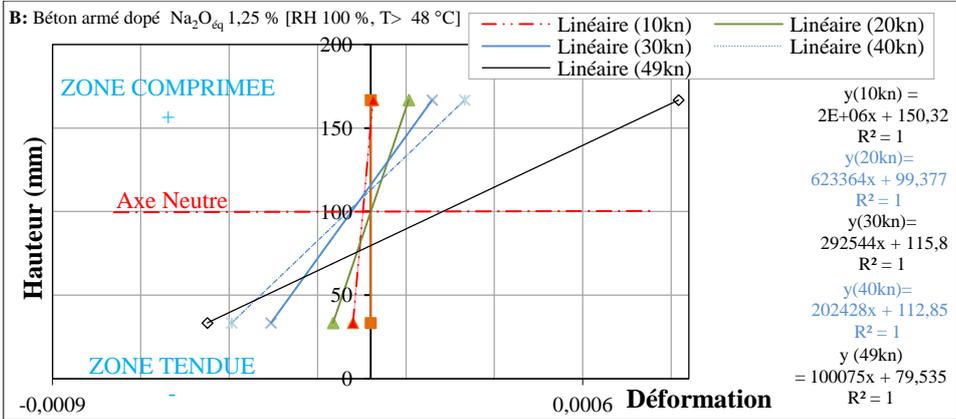


Figure III.21 Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (B) à 28 jours d'âge.

À la figure III.22 et pour la durée entre 4 - 12 semaines, le béton armé témoin (A) de 3 mois d'âge conserve son comportement mécaniquement, les zones comprimées restent stables.

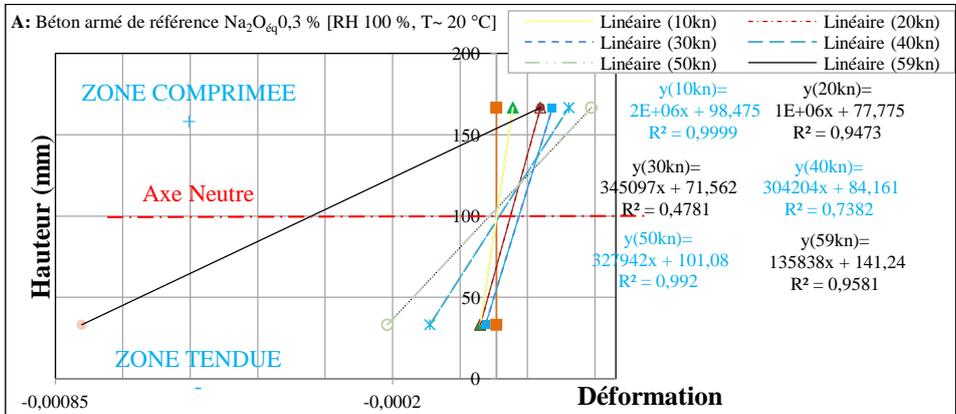


Figure III.22 Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 3 mois d'âge.

Pour l'axe neutre c'est pareil, il pivote dans la partie supérieure de la section médiane de la poutre au cours de la croissance du chargement. D'ailleurs le comportement dans cette durée est similaire à celui de 0 - 4 semaines et les charges extrêmes sont presque identiques 60 kN.

En revanche et à la figure III.23, le béton armé (B) atteint de l'AAR pour la même durée qui est entre 4 - 12 semaines, la zone comprimée est la plus sollicitée avec l'évolution du chargement jusqu'à la rupture. La charge ultime ne dépasse pas 50 kN, elle est plus faible de 10 kN que celle du béton (A). Ce qui laisse les armatures travailler de la partie inférieure de la section médiane de la poutre. L'axe neutre réside toujours à la partie inférieure de la poutre, à 12 cm de profondeur, et on considère des déformations linéaires.

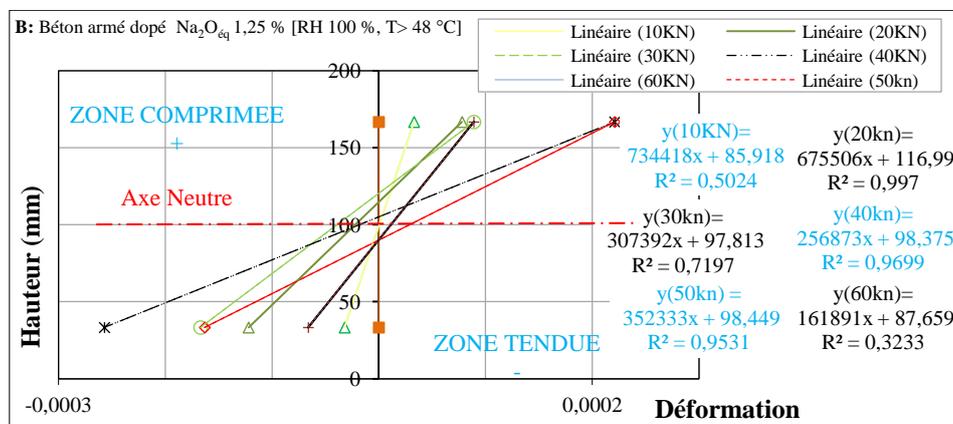
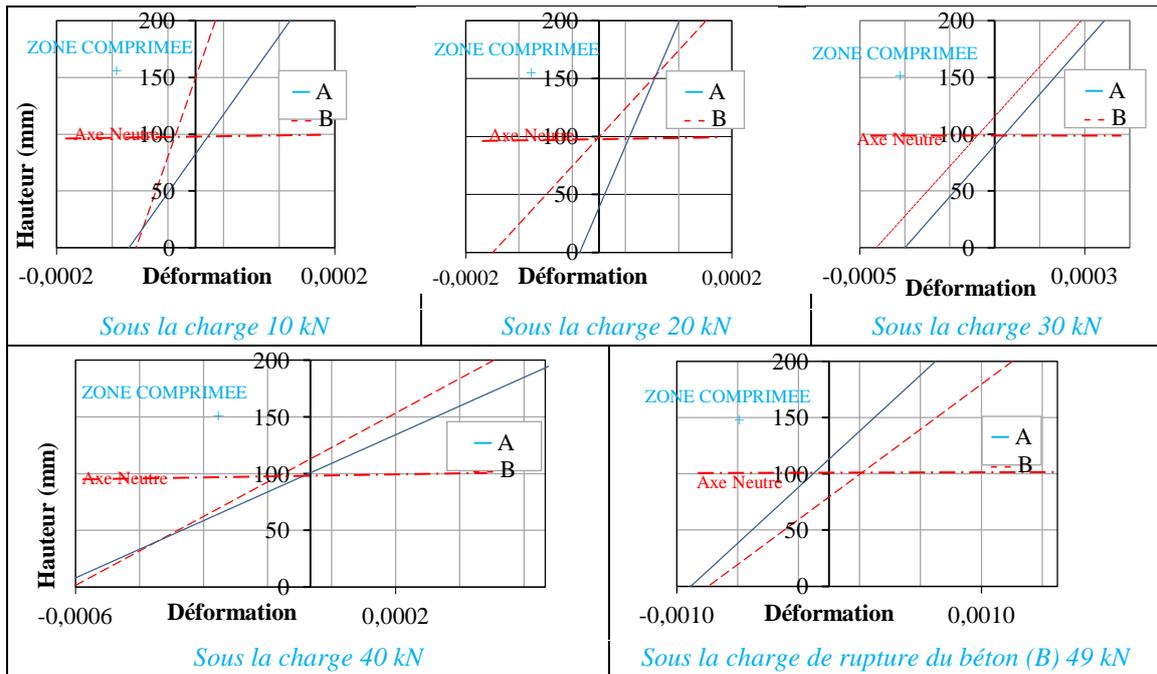


Figure III.23 Droite ajustée de la déformée mesurée sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (B) à 3 mois d'âge.

La figure III.24 montre pour le 1^{er} mois, les comparaisons des droites ajustées des déformations calculées du béton armé témoin et celui atteint de l'AAR (A et B). L'effet de l'AAR semble très clair sur la déformabilité qui est un des paramètres significatif de la performance mécanique des bétons.

Entre 0 - 4 semaines d'âge, sous le chargement statique jusqu'à 20 kN les deux bétons armés (A et B) représentent une supériorité l'un par rapport à l'autre concernant la position de l'axe neutre d'où (A) possède plus de section comprimée, plus profonde que celle de (B) de plus de 4 cm.

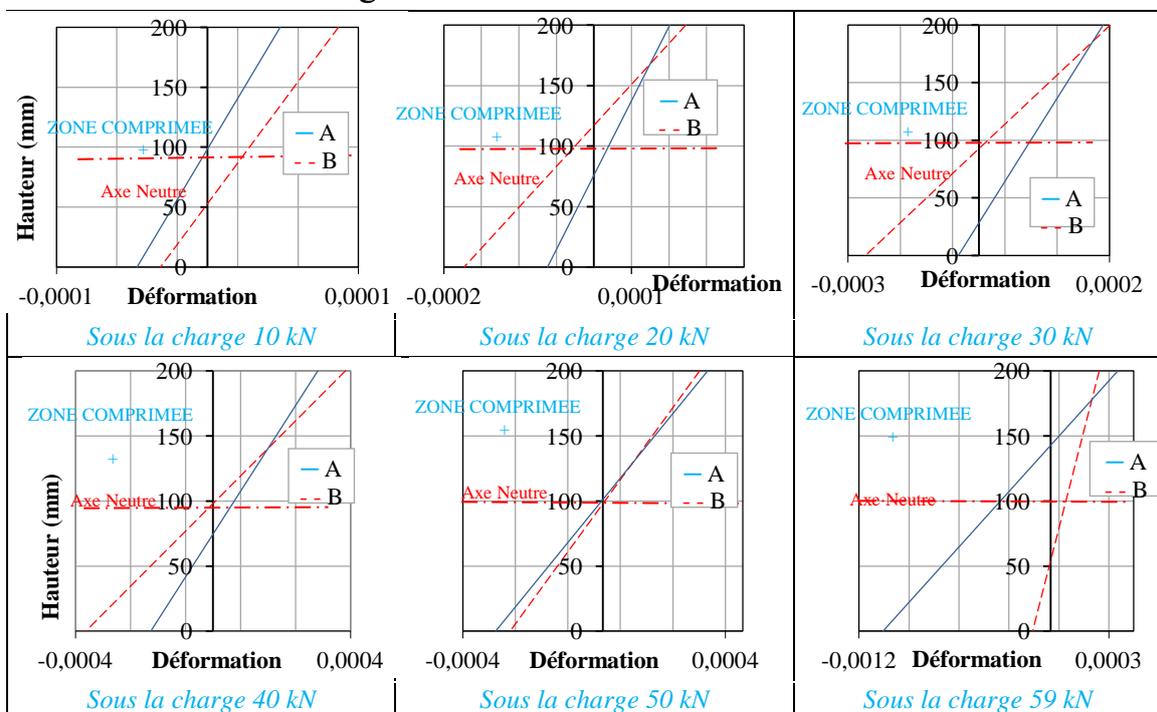
Au-delà de 20 kN et jusqu'à la charge 30 kN, les deux bétons travaillent parallèlement avec une zone de compression plus grande en (A) toujours. Mais cette zone comprimée devient supérieure en béton (B) quand la charge est plus de 30 kN jusqu'à la rupture.



A; B: Bétons armé de référence et celui dopé avec $[Na_2O_{\text{eq}} 0,3 \text{ et } 1,25] \%$; RH 100 % et $[T \sim 20 \text{ et } T > 48] \text{ } ^\circ\text{C}$ successivement.

Figure III.24 Droite ajustée de la déformée calculée sous chargement statique de la section médiane de la poutre $120 \times 20 \times 15 \text{ cm}$ en béton armé (A) et (B) à 28 jours d'âge.

La figure III.25 montre jusqu'au 3^{ème} mois, les comparaisons toujours des déformations entre les bétons armés témoin et celui atteint de l'AAR (A et B) entre 4 – 12 semaines d'âge.



A; B: Bétons armé de référence et celui dopé avec $[Na_2O_{\text{eq}} 0,3 \text{ et } 1,25] \%$; RH 100 % et $[T \sim 20 \text{ et } T > 48] \text{ } ^\circ\text{C}$ successivement.

Figure III.25 Comparaison des droites ajustées de la déformée sous charge statique de la section médiane de la poutre $120 \times 20 \times 15 \text{ cm}$ en béton armé (A et B) à 3 mois d'âge.

Au démarrage du chargement 10 kN l'axe neutre des poutres non dopées pour un âge de 3 mois montre un comportement normal, sa position est maintenue dans la zone médiane, les efforts à l'intérieur de la poutre se repartissent de la même façon entre la zone comprimée et celle tendue. Par contre pour ces poutres, l'axe neutre a tendance à prendre une profondeur plus importante, la zone comprimée montre une surface plus grande. La poutre se réadapte pour reprendre plus d'effort en compression qu'en traction. Cela est dû à la dégradation du béton si bien que les armatures deviennent plus sollicitées pour reprendre les efforts.

Les déformations dans la zone tendue sont importantes pour un chargement intermédiaire de 30 kN, on remarque que les dégradations sont spectaculaires en zones tendues par rapport à la zone comprimée. Cela montre qu'une précaution particulière doit être faite pour les armatures quant à leurs protections. Le calcul ordinaire des armatures n'est plus satisfaisant car à 3 mois d'âge et avec un dopage de 1,25 % en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$ est suffisant pour une dégradation complète.

2.1.9 Étude du comportement « Charge- Flèche » dans le béton armé alcali-réactif

La flèche de la flexion est prise et par une lecture manuelle les résultats sont effectués à la mi-poutre au niveau de la section médiane des poutres 120 x 20 x 15 cm. Des lectures sont établies simultanément en appliquant l'essai de la détermination de la résistance à la flexion du béton au moyen d'une poutre simple 120 x 20 x 15 cm chargée au tiers (flexion par quatre points) selon les normes ASTM C78-02 et ACNOR A23.2-8C. Afin de comparer les deux types de béton armé (A et B) toujours comme on a fait pour les précédentes caractéristiques mécaniques avec un palier du chargement de 1 kN.

Ensuite, ces flèches sont tracées graphiquement en subissant des ajustements moyens et d'autres linéaires. L'ajustement a eu lieu selon la méthode des moindres carrés présentée précédemment. Dont les formules principales de la régression linéaire et celle de la formule $Y = a_0 + a_1X$ comme on a déjà présenté. D'ailleurs, le calcul des constantes est indiqué dans les formules (14 et 15). En plus le coefficient de corrélation R^2 est déterminé dans la formule (16), il est compris entre 0 – 1 toujours.

Graphiquement, la figure III.26 montre dans la phase de 0 - 4 semaines d'âge, les bétons armés (A et B) des poutres 120 x 20 x 15 cm ont un comportement ascendant pour les courbes Charge-Flèche. On constate que les deux courbes de

cette caractéristique mécanique sont proches pour les deux bétons. Par ailleurs, ces bétons ont une allure semblable poly-nominale, sauf que le béton armé de référence (A) est légèrement supérieur à celui du béton armé (B) affecté de l'AAR. La différence entre ces bétons est illustrée au niveau de la charge extrême au moment de la rupture des modèles réduits, l'écartement est de 10 kN.

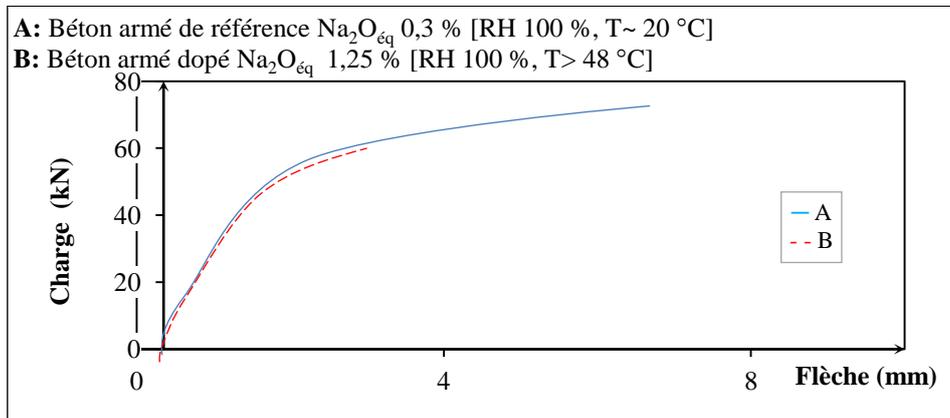


Figure III.26 Courbes (Charge- Flèche) sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 28 jours d'âge.

Dans la figure III.27, au-delà de 28 jours et d'après les courbes Charge-flèche, c'est divergence entre les bétons armés (A et B) de la phase de 4 - 12 semaines de vieillissement. On constate que ces graphes deviennent totalement différents, la représentation graphique du béton sain (A) est toujours poly-nominale, comme celle de la courbe de 28 jours d'âge. En revanche, la courbe du béton (B) a subi des transformations majeures, elle perd sa forme en totalité de la forme poly-nominale à une forme droite totalement linéaire à l'âge de 3 mois.

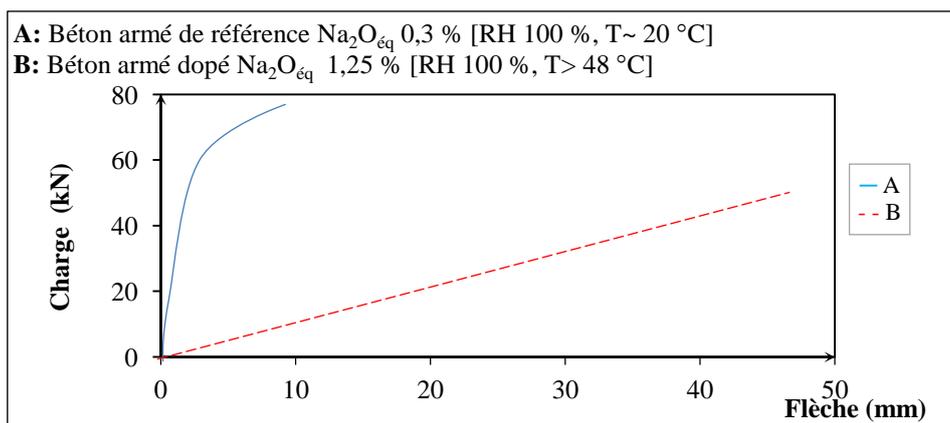


Figure III.27 Courbes (Charge- Flèche) sous chargement statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 3 mois d'âge.

Entre les deux bétons armés (A et B), il est clair que le déphasage est en forme et aussi bien en taux atteints de chargement. La dominance de (A) par rapport à (B) est très large vis-à-vis du comportement Charge-Flèche. Cet écart

est expliqué par l'effet de l'AAR avec le temps et le taux de la réactivité dans les bétons armés. De plus la sévérité des endommagements texturaux dans le matériau béton armé des poutres, vu l'état de la fissuration au parement des bétons qui est sans doute très avancé à cet âge.

La forme des courbes Charge-Flèche qu'on a aboutis finalement pour les bétons armés (A et B) dans les deux phases traitées est poly-nominale le long de l'essai pour (A). Cette forme est pour le béton armé (B) poly-nominale jusqu'à 28 jours uniquement, mais linéaire à 3 mois d'âge.

Selon la méthode des moindres carrés l'ajustement est choisi en correspondance avec la forme poly-nominale des courbes (A et B). Deux sortes de régression qu'on a pu avoir à la fin, le nombre de lignes pour chaque courbe nous donne plus de constatations pour l'étude de ce comportement mécanique. Le nombre nécessaire des droites compatibles à la forme des courbes qu'on possède est généralement bilinéaire ou à trois lignes. De même on essaie d'obtenir la moyenne de ces droites d'ajustement moyen, pour y arriver à comparer leurs pentes et voir réellement l'effet pathologique de l'AAR sur l'évolution de ces courbes.

À travers la figure III.28 dont l'âge est entre 0 - 4 semaines, la forme poly-nominale est présente dans le béton armé alcali réactif (B) ainsi que pour le béton armé (A). L'ajustement de chaque courbe élaboré est à trois lignes pour les deux types de béton. Pour toutes les parties des courbes, les pentes et les coefficients de corrélations R^2 (de l'ordre 0,9) des linéaires d'ajustements sont presque identiques en totalité. (Figure III.28)

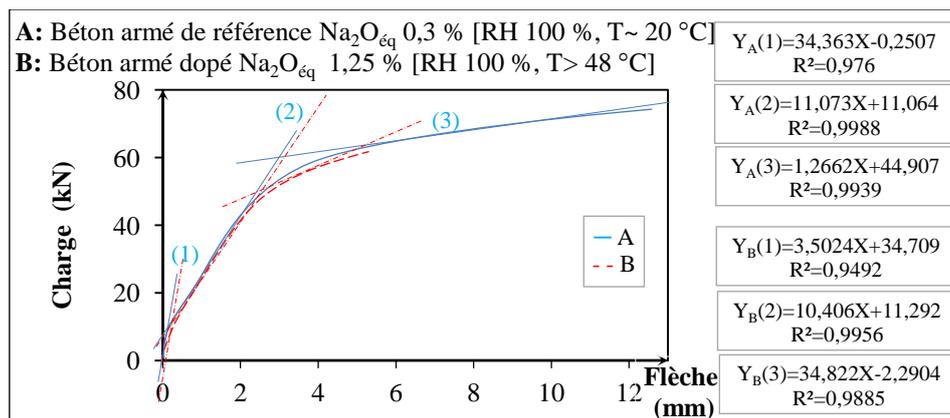


Figure III.28 Droite ajustée à trois lignes de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A et B) à 28 jours d'âge.

Or pour la figure III.29 des bétons armés entre 0 - 12 semaines, il s'agit de deux types d'ajustement complètement différents les uns des autres. Le béton

armé sain (A) garde son poly-linéarité, il est à trois lignes. Contrairement au béton armé (B) attaqué par l'AAR, il modifie sa propre trajectoire pour avoir une stricte linéarité. La comparaison des paramètres des droites d'ajustement (les pentes et R^2) s'avère impossible, vu leur absence dans le béton atteint de l'AAR ou R^2 vaut à 1.

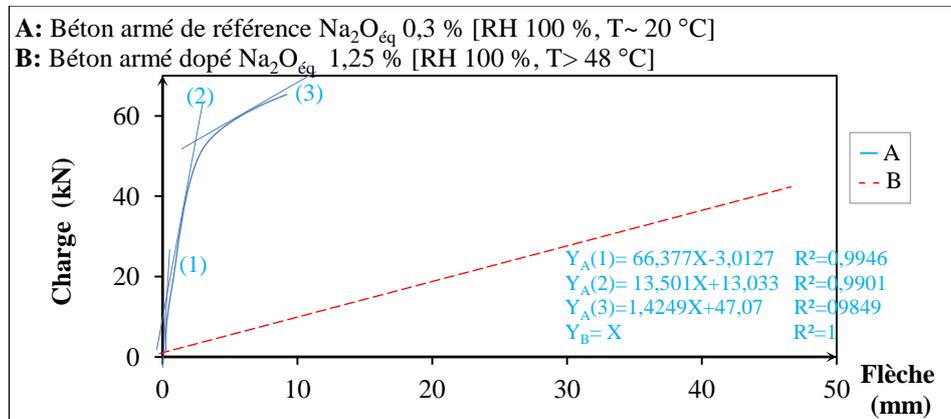


Figure III.29 Droite ajustée (à trois lignes) de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre $120 \times 20 \times 15$ cm en béton armé (A) à 3 mois d'âge.

L'ajustement moyen dit la moyenne des ajustements est à trois lignes à l'âge 0 – 4 semaines, que ce soit pour le béton armé témoin ou celui alcali réactif (A ou B). En effet, globalement leurs pentes et coefficients de corrélations R^2 sont voisins de l'ordre de 0,7 et 0,9 en (A et B) respectivement. (Figure III.30)

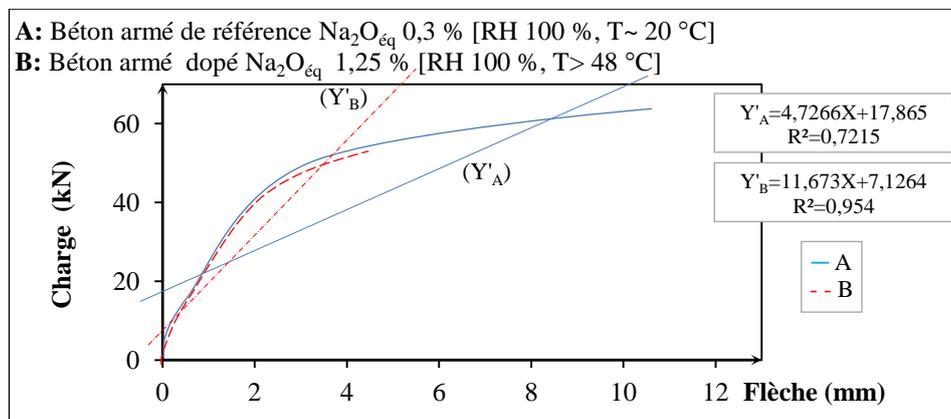


Figure III.30 Droite ajustée (moyenne) de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre $120 \times 20 \times 15$ cm en béton armé (A et B) à 28 jours d'âge.

En dernier lieu pour les courbes charge-flèche de la figure III.31, la moyenne des ajustements est à trois lignes uniquement pour le béton armé sain (A) entre l'âge de 0 - 12 semaines. Cette moyenne est largement différente dans le béton armé (B) atteint de l'AAR parce que le béton armé sain est stable et très semblable à celui de 28 jours. Leurs pentes et coefficients de corrélation (R^2) sont de 6,3 et 0,7 respectivement. Mais le coefficient de corrélation du béton

dopé vaut à l'unité (1), il n'indique pas nécessairement une dépendance directe des variables (non significatif).

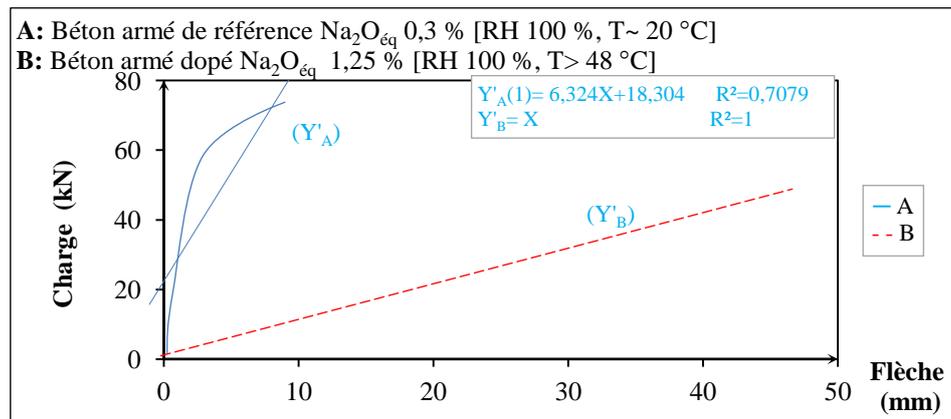


Figure III.31 Droite ajustée (moyenne) de la courbe Charge- Flèche sous charge statique de la section médiane de la poutre 120 x 20 x 15 cm en béton armé (A) à 3 mois d'âge.

2.2 La méthode non destructive pour les bétons et bétons armés atteints de l'AAR

2.2.1 Essai ultrasonore (auscultation sonique) sur prismes 7 x 7 x 28 cm, cylindres ($\varnothing 11$, H22) cm et cubes de 10 cm en béton.

Le suivi de l'évolution de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques dans un béton sain et alcali- réactifs traités par l'essai ultrasonique conformément aux normes dont les codes sont NF P 18-414, NF P 18-418 et ASTM C 597- 83. Cet essai est élaboré au laboratoire sur le béton et béton armé des divers éléments structuraux au cours du temps. Il s'agit des prismes, cubes (7 x 7 x 28, 10 x 10 x 10) cm et cylindres ($\varnothing 11$, H22) cm, ainsi que des poutres 120 x 20 x 15 cm.

Dans la figure III.32 des courbes « Vitesse de propagation du son (V) –Temps », on trouve une augmentation de la vitesse sonique avec le temps jusqu'à 3 mois d'âge pour les bétons (A et B). Ces courbes se regroupent en deux familles selon le type du béton, elles sont proches parfois se coïncident pour les prismes et les cylindres à cause de leur longueur semblable traversés par les ondes ultrasoniques (L). On voit bien que le béton (B) est le plus dominant par rapport au béton sain (A) durant les 3 mois d'essai, ce qui indique le bon compactage du béton (B) par la présence du gel au pore et en réseau de fissure.

Le classement mis en priorité les cubes avec une vitesse de 7000 m/s à 12 semaines. Selon cet essai un taux entre 3000-4000 m/s indique la bonne qualité du béton (A), or au-delà de 7000 m/s la qualité de béton devient excellent ce qui est le cas du béton (B).

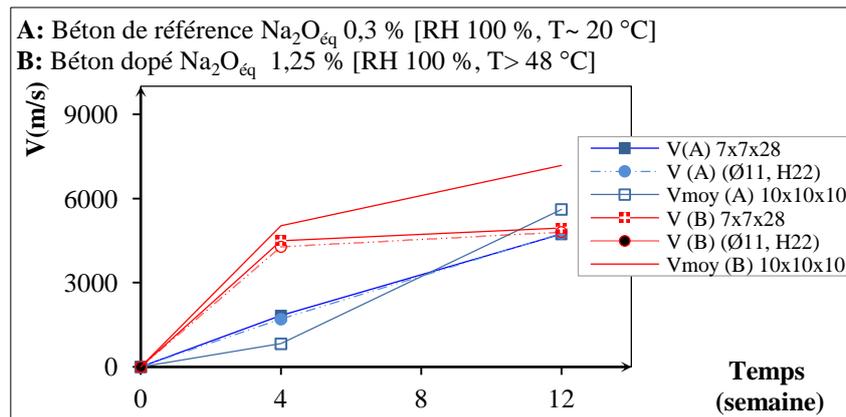


Figure III.32 Courbes de la vitesse de propagation du son (V) de l'essai ultrasonique, des cylindres, prismes et cubes en béton (A et B) durant 03 mois d'essai.

Il est à noter qu'il y a une correspondance entre les représentations graphiques (Vitesse ultrasonique-Temps) et (Contrainte de Compression à la Rupture-Temps). Par le fait de la croissance de toutes les courbes pour tous les types de corps d'épreuves, surtout dans la phase 0- 4 semaines. Le béton alcali réactif dépasse le béton témoin quasiment pour tous les éléments en béton, sauf des prismes vis-à-vis de la compression pour les deux types de courbe.

2.2.2 Essai ultrasonore ou auscultation sonique sur des poutres en béton armé ($L \times H \times B$) (120 x 20 x 15) cm.

Pour les poutres en béton armé (A et B) la mesure de la vitesse des propagations des ondes ultrasoniques nous a permis de tracer le graphe de la figure III.33. Les armatures disposées parallèlement à la direction de la propagation longitudinalement et on a pris uniquement les deux points de l'axe longitudinale de la poutre.

Par ailleurs, cette caractéristique ne se comporte pas de la même manière pour les matériaux béton et béton armé, car l'acier a son influence sur les impulsions dans le béton armé. De ce fait, on a trouvé que la vitesse ultrasonore est croissante dans l'acier est de 1,2 à 1,9 fois supérieures par rapport à celle mesurée pour du béton des éprouvettes. La vitesse de propagation en béton armé dépend de la position de points d'émettre les ondes ultrasoniques, la position des aciers dans le béton, le nombre des armatures, de leur réarrangement par rapport au parcours de l'onde sonore et il dépend aussi de la vitesse dans le béton d'enrobage.

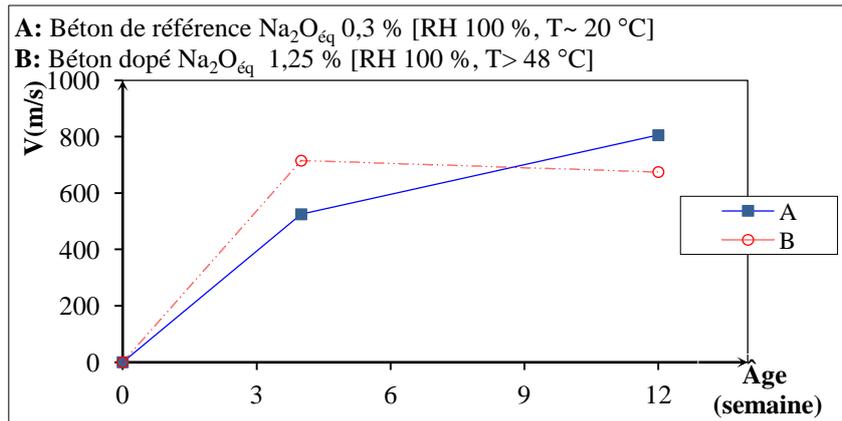


Figure III.33 Vitesse de propagation du son (V) de l'essai ultrasonique en cours du temps (3 mois) des poutres $120 \times 20 \times 15$ en béton armé (A et B) en deux points centraux disposés longitudinalement.

Il s'agit toujours des courbes (V - T) évolutives, les poutres $120 \times 20 \times 15$ cm en béton alcali réactif (B) qui garde toujours la supériorité. Mais les taux atteints pour ces graphes sont très faibles par rapport aux bétons des éprouvettes précédents (<1700 m/s). La formule utilisée pour la figure III.33 est celle des bétons :

$$V=L/T \quad (17)$$

Or, il est commode d'utiliser les formules réservées pour le béton armé, et qui sont empiriques vu la distribution des impulsions entre l'acier et le béton. Ces formules portent beaucoup d'incertitudes et ils nous ont donné des résultats non significatifs par rapport a cet essai, c'est pour cette raison-là qu'on les a écartées, on s'est limité uniquement au comportement global de la formule simplifiée. Cette formule de calcul de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques pour les bétons armés est selon la formule (18) :

$$\frac{V_c}{V} = \frac{1-\frac{L_s}{L}}{1-\frac{V.L_s}{L.V_s}}, \text{ d'où } V = V_c \frac{1-\frac{L_s}{L}}{1-\frac{V.L_s}{L.V_s}} \quad \text{et : } \alpha \in [1,2; 1,9] \quad (18)$$

Avec :

V : vitesse de propagation dans le béton armé, c'est -à- dire la vitesse mesurée

V_c : vitesse de propagation dans le béton seul

V_s : vitesse de propagation dans l'acier

L : longueur du parcours entre le point d'émit et de réception.

$L_s = \sum Q_i$: longueur du parcours dans l'acier.

3. Mécanisme d'interaction des propriétés physiques sur la performance mécanique du béton alcali-réactif

3.1 Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes

Dans les éprouvettes en béton alcali réactif (B), et à travers l'âge de conservation, les caractéristiques physiques et mécaniques sont déterminées.

Ensuite, on traite de façon directe ou indirecte ces résultats afin d'élucider les incidences entre ces paramètres. Les comportements des corps d'épreuve sont répartis en trois catégories d'âges qui correspondent à 4, 12 et 24 semaines.

3.1.1 Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm

Dans les éprouvettes prismatiques 7 x 7 x 28 cm en béton alcali réactif (B) en première phase entre 0 - 4 semaines figurent plutôt un aspect textural. L'expansion évolutive avec des ouvertures de fissures et faïençage faibles est presque nulle. Le profil hydrique est extrême aux deux sens de section des prismes et la surface blanchâtre est évolutive aussi. Or la résistance mécanique à la compression à la rupture est progressive mais reste la plus faible par rapport aux autres éléments en béton et béton armé.

Cela peut-être expliqué par la relation entre l'expansion est la zone humide, puisqu'elles sont évolutives. La cause directe des dilatations de l'AAR est la formation des profils hydriques, ça d'une part. D'autre part, la faible évolution des zones blanchâtres vaut au manque de la formation du gel de l'AAR, d'où l'absence du gel traversant vers l'extérieur. Celui qui occupe les pores est en très faible quantité, ce qui fait tendre les taux de fissures et les maillages vers le zéro. La croissance convenable de la résistance qui rejoint la courbe du béton sain (A), en absence des autres symptômes d'endommagement de l'AAR.

La deuxième phase entre 4 - 12 semaines, dans laquelle l'évolution des aléas physiques de l'AAR continue, on mentionne le démarrage de la fissuration et la formation des faïençages mais avec faible taux, et l'ordre du profil hydrique reste presque le même mais son pourcentage baisse. En revanche la résistance à la compression devient la plus faible dans toutes les éprouvettes, elle diminue.

On peut dire que malgré la réduction des profils hydriques, l'expansion augmente encore, le gel en zone blanchâtre augmente légèrement. Ce qui indique son passage en peau des parements des éléments en béton, provoquant ainsi la fissuration. La présence du gel aux pores et en état bloqué dans le réseau de fissure mène à la création des maillages.

L'apparition des aspects de dégradation telle que les fracturations, indique la motivation du gel mobile et qui sort avec des quantités supérieures à celui qui reste aux pores, s'ensuit alors une fragmentation interne du matériau. Le résultat

réside au recul de la performance mécanique par rapport à la phase précédente vue le vide des réseaux de fissures par la diffusion du gel à l'extérieur.

En phase finale entre 12 - 24 semaines, la croissance est toujours présente mais les taux diffèrent en fonction des dimensions des spécimens " effet de volume". Physiquement, les dilatations sont importantes, ainsi que les maillages (2^{ème} ordre par rapport aux spécimens). Les profils hydriques reprennent avec une forte croissance, sauf que les surfaces blanchâtres sont décroissantes voire même minimales. Mécaniquement la compression baisse mais il paraît qu'elle est plus au moins stable.

Tous ces aspects désignent la continuité des expansions en parallèle avec les surfaces mouillées, à cause de leurs courbes progressives. Les maillages deviennent forts, car le gel se trouve bloqué aux pores et aux fissures (minimale fissuration et faibles surfaces blanchâtres). Cela améliore systématiquement la compacité et augmente la performance mécanique, mais la phase précédente nous a laissé beaucoup de fissure et on a perdu vis-à-vis de la compression. D'où l'équilibre et la stabilité de la compression mais au-dessous de la valeur du béton de référence (A). La résistance de la compression à la rupture dans le cas du béton alcali réactif est comme suit :

$$R_{ft} = (R_i + \Delta R_t) + \Delta R_{G1} - \Delta R_{G2} \quad (19)$$

Avec :

R_{ft} : Résistance finale de la compression du béton alcali réactif après le temps de vieillissement.

R_i : Résistance initiale de la compression du béton à l'état sain.

ΔR_t : Gain de la résistance de la compression du béton à l'état sain au cours du temps.

ΔR_{G1} : Gain de la résistance de la compression du gel enfermé dans les pores et dans le réseau des fissures.

ΔR_{G2} : Chute de la résistance de la compression du gel sortant de la matrice du béton (en fonction du mouvement du gel).

3.1.2 Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm

À travers les éprouvettes cubiques 10 x 10 x 10 cm en béton alcali réactif (B), et dans la première phase qui est entre 0 - 4 semaines. La texture montre une expansion croissante, des ouvertures de fissures et maillages sont faibles voire même nulles. Le mouillage et la surface blanchâtre sont progressifs aussi, le profil hydrique est fort et en deuxième position par rapport à l'ordre des autres

spécimens. Et la résistance mécanique de la compression à la rupture des cubes est forte, et en deuxième position comparant avec les autres éléments.

On confirme que l'expansion est liée directement à la présence du profil hydrique, car ils sont simultanément progressifs. La faible présence des surfaces blanchâtres décrit le taux faible du gel formé sortant vers l'extérieur, mais cela n'empêche pas la naissance et la propagation des réseaux de fissure. Or l'absence totale des faïençages n'est que le résultat du gel faiblement présent aux pores, et qui est bloqué aux cavités et microfissures. On résumé, la résistance de compression ne se trouve pas face à beaucoup de dégradations, elle est très proche du béton sain (A) et progresse normalement.

La phase suivante entre 4 - 12 semaines, le progrès est l'aspect le plus dominant pour la totalité des caractéristiques physiques d'endommagement vis-à-vis de l'AAR. En exception, les profils hydriques qui deviennent minimaux dans tous les corps d'épreuves. Et la résistance de compression devient de plus en plus forte, elle atteint son maximum possible et elle arrive à dépasser même la courbe du béton de référence (A) et des autres éléments structuraux.

Malgré la diminution des profils hydriques, l'expansion augmente encore, le gel en zone blanchâtre augmente largement (maximum). Le maillage évolue mais faiblement, or la fissuration et les surfaces blanchâtres sont fortes, cela nous laisse dire que le gel traversant colmate les fissures en quantité supérieure à celle qui reste enfermée aux cavités de la matrice du béton. D'où l'amélioration de compacité ainsi l'augmentation de la résistance de la compression.

Pour la dernière phase entre 12 - 24 semaines, les courbes de dilatations et celle des profils hydriques baissent simultanément. Les autres propriétés physiques de détérioration due à l'AAR sont fortement croissantes et sont en deuxième position comparant avec les autres éprouvettes. Et malgré ça la performance mécanique montre un recul dans ces résultats et apparaît avec une décroissance.

Tous ces aspects désignent la compatibilité entre les expansions et celle des profils hydriques, en cause de leurs courbes décroissantes cette fois-ci. Les maillages deviennent importants, car le gel se trouve bloqué aux pores et aux fissures, mais il en sort autant puisque les surfaces blanchâtres deviennent fortement réparties à son tour. Cela améliore systématiquement la compacité mais d'une façon insuffisante car il est toujours en mouvement. Ce qui induit la chute de la résistance de la compression.

La résistance de la compression à la rupture dans le cas du béton alcali réactif se calcule de façon pareille à celle dans la formule (19).

3.1.3 Le comportement du béton alcali-réactif dans les éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm

Les éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm en béton alcali réactif (B), et en phase qui demeure entre 0-1 mois. L'aspect physique manifestant une expansion croissante, mais les ouvertures de fissures et les faïençages sont faibles voire même nuls. Le profil hydrique et les surfaces blanchâtres ne sont pas mesurés malheureusement, car la section de rupture ne réside pas dans un même plan comme pour les prismes. Ce qui nous oblige à se limiter au reste des paramètres texturaux en plus des constatations précédentes selon les besoins et les possibilités. Concernant la performance mécanique du ce type de béton (B), la résistance de la compression à la rupture des cylindres est évolutive mais faiblement, moins qu'en béton sans dopage (A).

En déduit de ce fait que l'expansion n'influe pas négativement sur l'augmentation de la résistance de compression dans une certaine mesure. Les parements des éléments en béton se trouvent alors sans fracturation ni maillages, ceci est en adéquation avec les résultats précédents et confirme d'une autre manière la relation (Expansion - Profil hydrique). La divergence des taux de la compression à 28 jours d'âge, entre le béton (B et A) indique le rôle du gel formé par la création des surfaces blanchâtres.

Dans la phase deux entre 1 - 3 mois, l'augmentation des caractéristiques physiques d'endommagement du béton est toujours présente. Elle est forte pour les expansions est extrême pour ce type de spécimens, mais elle est faiblement croissante pour les fracturations, et éventuellement les maillages. L'aspect mécanique se trouve en évolution plus forte que la phase précédente, et la résistance de la compression dépasse même celle du béton sain (A).

De ce fait, les faibles taux des fractures et maillages nous ont permis de dire que le gel est bloqué à l'intérieur du béton. D'où le gel logeant dans les pores et dans les fissures participe à la progression des compacités et la résistance de la compression.

Dans la phase trois entre 3- 6 mois de vieillissement, le béton (B) continue ces dégradations, dont la croissance des propriétés physiques de l'AAR est plus que dans la phase précédente. Quand l'expansion est maximale, les fissures sont fortes et prennent la troisième position au classement des éléments en béton.

Cette croissance texturale est néfaste pour la résistance de la compression qui se dégrade et décroît par rapport au béton sain (A).

Les simples constatations qu'on peut déduire, se limitent à la cause des dégradations de la performance du béton atteint de l'AAR. Cela est traduit par le réseau important des fissures créées dans cette phase, de plus l'insuffisance de la participation du gel à l'amélioration de la compacité et ainsi à la résistance des bétons. Ce qui fait le gel sortant est le plus dominant, laissant derrière lui un réseau de fissures et des cavités importantes.

La résistance de la compression à la rupture dans le cas du béton alcali réactif se calcule comme dans la formule (19) toujours.

3.2 Le comportement du béton armé alcali-réactif dans les modèles réduits (poutres 120 x 20 x 15) cm

Dans un autre type de béton alcali réactif (B), qui est le béton armé et avec un autre genre d'élément structurel de modèle réduit (poutre de dimensions 120 x 20 x 15 cm). La phase initiale qui dure de 0 - 1 mois, aux parements de ces poutres les fissures et faïençages évoluent avec de très fort taux. Quant aux surfaces mouillées et blanchâtres elles sont croissantes mais d'une façon plus forte aux zones blanchâtres. Comme pour tous les éléments structuraux précédents, les performances sont très bonnes dans cette première phase (vis-à-vis de la compression à la rupture).

Malgré la présence des aciers dans le béton alcali réactif, cela n'élimine pas les endommagements texturaux dans les poutres. Les fortes zones blanchâtres indiquent la trajectoire du gel sortant. De plus la forte dominance des fissures et des faïençages nous donne une information sur le gel sortant par le réseau des fractures et celui colmatant les fissures ou stocké dans les pores.

Globalement ça signifie que la résistance du béton croit normalement mais elle ne peut pas joindre les taux du béton armé sain (A), parce que ce béton a subi de la fissuration par l'effet du gel sortant en peau. Cette résistance bénéficie aussi de la participation du gel logé dans les pores et les réseaux des fissures quoiqu'il soit en quantité supérieure à ceux des éprouvettes en béton précédentes.

Par la suite la phase entre 1 - 3 mois, montre à son tour une continuité de la croissance pour la totalité des caractéristiques physiques des aléas de l'AAR. La surface blanchâtre qui devient cependant moyennement colorée, la résistance à la compression devient de plus en plus importante, on note des valeurs extrêmes. Cette résistance reste stable jusqu'à la fin de l'essai contrairement aux autres éléments en béton.

La réduction des sections blanchâtres cause la stabilité des fissures car le gel mobile le devient moins. Il est donc enfermé dans les cavités et les réseaux de la fissuration, ce qui est traduit par les maillages fortement créés ça d'une part. Et d'autre part, la compacité est suffisante pour faire améliorer les performances mécaniques (particulièrement la compression).

Dans la phase entre 3 - 6 mois d'âge, l'endommagement du béton (B) continue, vu la continuité des évolutions physicomécaniques des symptômes liés au phénomène de l'AAR. Les fissures, les faïençages et les sections blanchâtres sont très importants, ainsi la résistance de compression croît également. Une simple chute réside au profil hydrique, pour aboutir un niveau moyen par rapport aux autres spécimens en béton. Le gel sortant ne dépasse pas les taux du gel résidant dans les pores et les fissures, car les fractures et les maillages sont extrêmes. Le rôle des armatures à l'augmentation des caractéristiques mécaniques est facile à déduire, et il en résulte une résistance à la compression stable en dépendance de la présence du renforcement par armature. Et cette résistance atteint un niveau supérieur que celui du béton armé (A) pour la première fois parmi les éléments structuraux le long de l'essai presque. La résistance de la compression à la rupture dans le cas du béton armé alcali réactif est la suivante :

$$R'_{ft} = (R'_i + \Delta R'_t) + \Delta R_{G1} - \Delta R_{G2} \quad (20)$$

Avec :

R'_{ft} : Résistance finale de la compression du béton armé alcali réactif après le temps de vieillissement.

R'_i : Résistance initiale de la compression du béton armé à l'état sain.

ΔR_t : Gain de la résistance de la compression du béton armé à l'état sain au cours du temps.

ΔR_{G1} : Gain de la résistance de la compression du gel enfermé dans les pores et dans le réseau des fissures.

ΔR_{G2} : Chute de la résistance de la compression du gel sortant de la matrice du béton (en fonction du mouvement du gel).

3.3 La correspondance entre les essais destructifs et non destructifs uniquement dans le béton alcali-réactif

Généralement et durant 6 mois d'essai, l'ordre du classement des bétons sains (A) dans la résistance à la compression simple à la rupture par type d'élément est les cubes puis les cylindres. Ensuite on trouve les prismes qui reçoivent un autre type de compression indirecte pour la zone comprimée (par flexion), les cubes sont supérieurs par rapport aux cylindres, malgré le grand volume de ces derniers. À ce fait c'est la surface de compression qui fait la différence entre

leurs résistances comme on a déjà expliqué précédemment. Notamment quand il s'agit du même type de matériau (béton), ainsi la même méthode de préparation de ces échantillons.

On trouve un autre classement de ces trois types d'éprouvettes, vis-à-vis de la vitesse de propagation du son par rapport aux essais destructifs. On a donc les prismes en premier lieu, les cylindres et par la suite on trouve les cubes.

En revanche, dans le béton atteint de l'AAR (béton B) l'ordre reste le même pour les résistances de compression à la rupture toujours pour (cubes, cylindres puis prismes). Pour les mêmes raisons déjà expliquées pour le béton sain.

Pour la vitesse ultrasonique, le classement cette fois-ci n'est plus identique, on a trouvé l'ordre suivant : les cubes, les cylindres ensuite les prismes. Cela revient à la compacité qui s'améliore beaucoup pour les cubes 10 x 10 x 10 cm, d'où le temps de la traverse que prend l'éprouvette diminue, causant ainsi un progrès de la vitesse. La compacité des éprouvettes cubiques est la meilleure, car la présence du gel dans ces éléments est maximale par rapport aux autres échantillons en béton (B), vu la dominance de grande surface blanchâtre à l'intérieur. De plus l'aspect textural indique un état de fissure et de faïençage très proche pour les cubes et les prismes, et qui est en réalité plus supérieur à celui des éprouvettes cylindriques. Ces cylindres montrent de grande dilatation de l'AAR, mais sans effet nuisible sur l'aspect mécanique.

4. Conclusions et recommandations du chapitre

- La formulation que nous avons utilisée pour le béton dopé est très réactive (B). Avec le temps de vieillissement pour tous les éléments en béton et béton armé alcali réactif pour les (prisme 7 x 7 x 28, 10 x 10 x 10 et cylindres (Ø11-H22) cm, ainsi que pour les poutres 120 x 20 x 15 cm, on relève les indices d'endommagements suivants :

- les taches de gel de l'AAR se propagent et remplissent les pores (en poudre blanche très fine <0,08 mm) qui commencent dès les premières semaines. Avec des quantités élevées à la fin des essais, ce gel traverse la matrice du béton du cœur vers sa peau à travers le réseau des fissures permanentes et évolutives. Il en résulte la décoloration des parements uniquement dans le béton alcali réactif dû au gel de l'AAR formé. Le béton sain (A) conserve une couleur normale le long des essais sans décoloration ni fracturation ce qui tout à fait normale.

- Les auréoles et pustules de la réaction foncées sont présentes clairement surtout au-delà de 2 mois de vieillissement accéléré aux prismes 7 x 7 x 28 cm et le gel entoure les granulats.

- Le déchaussement des granulats en d'autres termes, la perte de la cohésion entre la pâte de ciment et le granulat est un indice d'endommagement considérable. À la fin des essais un décompte des granulats arrachés et cassés est fait à la surface carrée cisailée (7 x 7 cm à la mi-éprouvette, on trouve que :

- dans le béton de référence (A), le nombre des granulats déchaussés diminue avec l'augmentation du temps, vu l'amélioration de la cohésion grain-pâte du ciment par croissance de la résistance du béton en fonction du temps loin des attaques chimiques (le cas ordinaire).

- Dans le béton alcali réactif (B), le nombre des granulats déchaussés diminue plus qu'en (A) au cours du temps vu l'amélioration de la cohésion grain-pâte du ciment mais aussi le progrès de la cohésion est grâce à la continuité des réactions justifiée par le taux évolutif des auréoles formées. On peut aussi dire que la participation du gel à l'amélioration de la cohésion se fait par l'occupation des vides autour des grains.

- La variation de la masse des bétons dans le cas de l'AAR est représentée par les courbes (Masse– Temps). Ces graphes donnent une supériorité aux bétons (A), ce qui est contraire aux résultats des autres auteurs dans le domaine de l'AAR comme Ibrahim Mohamed [Mohamed, 2004]. Malgré l'uniformité des conditions d'essai appliquées pour tous les éléments structuraux testés. Il est recommandé de bien étudier et contrôler les conditions d'essai pour les

standardiser, surtout qu'il n'existe pas d'essai normalisé de détection approprié à l'AAR et au taux humidité. Ceci montre que la vulnérabilité des agrégats réactifs diffère d'un pays à un autre.

- Pour l'expansion et le changement de longueur (libre), les résultats des courbes d'expansions montrent généralement du gonflement pour le béton alcali réactif (B). Et du retrait au béton témoin (A) dans tous les éléments de béton. Aux corps d'épreuves cylindriques ($\emptyset 11$, H22) cm le béton (B) une expansion maximale est de (0,534 %). De même le retrait minimal est dans le béton (A) atteint (-0,166 %) dans les mêmes types d'éprouvettes.

- L'évolution des courbes de dilatation au cours du temps, pour tous les éléments structuraux qu'on a choisis, et qui sont pareils à celle de Larive dont la forme est en (S). On constate également pour tous les spécimens que la réaction est précoce, et toutes les phases sont présentes pour les bétons alcali réactif, sauf pour les prismes 7 x 7 x 28 cm.

- Les taux élevés de la réactivité de nos granulats utilisés à la confection des bétons sont classés selon les normes internationales de (Haute réactivité) d'après (DLC)/ Canada, sauf pour les cubes. Ainsi pour les normes AFNOR et ASTM ces granulats sont classés autant que (Réactif) selon ASTM (C) et AFNOR, vu les taux importants des gonflements résumé au (Tableau III.1)

- L'effet de volume est illustré aux éléments structuraux choisis, par la supériorité des expansions libres aux éprouvettes cylindriques de 5,9 fois qu'aux prismes. Ces dilatations dans les cubes sont importantes au sens vertical de 1,17 fois, en les comparant à celles du sens horizontal.

- Après le démarrage à certains endroits, les fissures se sont ensuite prolongées sur toute la surface des éléments en béton atteint de l'AAR. Elles forment un motif en faïençage caractéristique l'AAR. On a trouvé:

- Macroscopiquement, les premières fissures se localisaient au niveau des plots, aux coins des sections des éprouvettes (un changement de section), ce qui est connu par le problème des coins. Le suivie d'évolution de ces fissures nous a permis de voir la forme « Manx / en Y », qui donne la forme polygonales « Faïençage » de l'AAR.

- Mésoscopiquement, la fissuration est mesurée et évolue avec la production simultanée du gel en exsudation aux pores et aux fissures.

- Microscopiquement, le suivi de la fissuration formée est fait au moyen d'un microscope optique à lumière transmise. Le détail de cette étude sera développé dans les chapitres qui suivent.

- Pour les fissures et faïençages dans les bétons alcali réactif, l'effet de volume varie avec la variation de la forme et les dimensions des éléments structuraux entre une poutre 120 x 20 x 15 cm, cylindre ($\emptyset 11$, H22) cm, prisme 7 x 7 x 28 et cube 10 x 10 x 10 cm. À la fin de l'essai de 6 mois la fissure permanente extrême est de l'ordre de 1,5 mm sous forme de Y, aux poutres en béton armé. Quoique les faïençages sont le stade avancé de la fracturation mais graphiquement il se comporte différemment. Le faïençage maximum est de 17 758 mailles / m² aux poutres (120 x 20 x 15) cm.

L'âge de 3 mois et le dopage qu'on a utilisé avec 1,25 % est suffisant pour une dégradation complète, physicomécanique.

- Quand la courbe de la résistance de compression à la rupture du béton (A) croît au cours du temps à 28 jours, 3 et 6 mois normalement pour les éprouvettes : cylindriques ($\emptyset 11$, H22) cm, cubiques 10 x 10 x 10 cm et prismatiques 7 x 7 x 28 cm. Une chute de résistance au milieu a été observée à 3 mois d'âge, cela revient essentiellement aux défauts et incertitudes cumulées liées à : la confection en différents gâché, hétérogénéité et disposition des grains à la matrice interne du béton, aux conditions et temps de conservation, l'écrasement des spécimens ...

- La divergence entre les bétons (A et B) pour les corps d'épreuves vis-à-vis de la résistance de compression à la rupture au cours du temps. La supériorité est en béton (B) se qui est expliqué par le gain de la résistance après l'occupation des fissures et vides par le gel d'où le béton devient plus compact et gagne plus de volume par le réseau de fissures colmatées. Et la chute de cette résistance n'est due à la diffusion du gel vers l'extérieur à travers les fissures et les cavités en laissant la matrice de béton fracturé et vide. À la compression la plus grande résistance est associée aux spécimens qui possèdent la plus petite surface (cube).

- Il n'y a pas de divergence entre les bétons armés (A et B) pour les poutres vis-à-vis de la résistance de compression à la rupture au cours du temps. La supériorité est très légère en (B) ce qui est expliqué par l'équilibre entre (A et B) par l'effet de participation des aciers à la compression par rapport à la participation du gel qui occupe les fissures et vides. Ce qui est confirmé par la déformée, la position de l'axe neutre est la grande zone de compression par rapport à la traction en béton atteint de l'AAR.

- Les taux maximums de cette résistance dans les cylindres sont comme suit A (21 MPa à 6 mois) et B (22,46 MPa à 3 mois). Les taux extrêmes aux cubes pour le béton (A) (25,67 MPa à 6 mois) et le béton (B) est de (29,67 MPa à 3 mois). Les maximums atteints des résistances des prismes sont en béton A

(3,65 MPa à 3 mois) et en béton B (2,43 MPa à 28 jours). Le béton armé des poutres (A) à 28 jours montre un taux maximum 10,5 MPa, mais en béton armé (B) le maximum est de 10,33 MPa après 3 mois.

- En conclusion pour la déformée, le béton armé non dopé (A) garde le même comportement pour les zones comprimées et tendues, éventuellement l'axe neutre, lors de l'essai de flexion par 4 points à 3 mois d'âge est semblable à celui de 28 jours. D'où la charge de rupture est la même presque environ 60 kN.

Pour les poutres atteintes par l'alcali réaction (B), l'axe neutre a tendance à s'approfondir. La zone comprimée montre une surface plus grande, la poutre se réadapte pour reprendre plus d'effort en compression qu'en traction. C'est dû à la dégradation du béton si bien que les armatures deviennent plus sollicitées pour reprendre les efforts.

Les dégradations sont spectaculaires en zone tendue par rapport à la zone comprimée. Cela montre qu'une précaution particulière doit être faite pour les armatures quant à leurs protections. Le calcul ordinaire des armatures n'est plus satisfaisant car à 3 mois d'âge avec 1,25 % de $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$ la dégradation est complète. D'où la protection des armatures est strictement nécessaire pour une utilisation temporaire des ouvrages vieillissant dus à l'AAR.

- La forme est poly-nominale des courbes (Charge-Flèche) dans poutres 120 x 20 x 15 cm qu'on a abouti finalement pour les bétons armés (A et B) dans les deux phases traitées le long de l'essai pour (A) dont le comportement de la flèche est à trois lignes et ($R^2=0,9$). Le béton (B) poly-nominale est (à trois lignes) jusqu'à 28 jours uniquement, mais au-delà de 1 mois jusqu'à 3 mois d'âge il devient en phase ou état fissuré dont le comportement de la flèche est totalement linéaire à ($R^2=1$).

La comparaison entre ces bétons armés (A et B) est possible avec leurs « pente et coefficient de corrélation R^2 » jusqu'à 28 jours d'âge. Mais au-delà de 28 jours et jusqu'à 3 mois d'âge, cette comparaison s'avère impossible car le béton armé (B) est très affecté par l'AAR surtout à 3 mois.

- Pour l'essai non destructif (ultrasonore), on a trouvé que le béton (B) domine par rapport au béton sain (A) pour toutes les éprouvettes durant les 3 mois d'essai. Cela est dû à la bonne compacité du béton (B) par la présence du gel au pore et dans les réseaux de fissures comme on a déjà trouvé par les essais mécaniques destructifs.

Les interactions physicomécaniques dans un béton et béton armé alcali réactif, pour tous les éléments structuraux prouvent que les dilatations de l'AAR

sont liées directement à la présence des profils hydriques d'une part. D'autre part, la performance mécanique est liée directement au gel de l'AAR formé et à différents emplacements. On a deux sortes de gel formé :

- Le gel occupant les pores et les fissures est bloqué, il augmente la compacité du béton, ce qui fait améliorer la résistance, ce gel est proportionnel aux faïençages et il mène à leurs créations.
- Le gel sortant vers l'extérieur, induit de la fracturation d'où la chute de la résistance, il est lié directement aux zones blanchâtres dans les sections internes du béton atteint de l'AAR.

Le gel peut être suivi par la création des surfaces blanchâtres, disposées proches aux extrémités des éléments structuraux, mais non pas liée aux taux des expansions seulement comme il est connu dans le domaine de l'AAR. Les paramètres étudiés sont insuffisants pour connaître les pourcentages réels des gels enfermés dans les pores et les fissures, ainsi les gels échappés des parements du béton alcali réactif vers l'extérieur.

On note une très grande compatibilité entre les éprouvettes prismatiques et cubiques (7 x 7 x 28 et 10 x 10 x 10) cm en béton, cela est dû la conformité de la section prismatique et plus précisément leurs côtés (7 cm et 10 cm).

Les éléments en béton alcali réactif, éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm et cubiques (10 x 10 x 10) cm dépassent le béton sans dopage (A) aux essais de compression directe. Mais leurs résistances de compression à la rupture perdent cette supériorité avant 6 mois de vieillissement, cela revient essentiellement au rôle du gel dans la matrice du béton alcali réactif.

Les modèles réduits des poutres 120 x 20 x 15 cm en béton armé bénéficient de l'adaptation du béton en flexion (compression traction), aussi la restructuration du béton leur est bénéfique en matière de performance mécanique. Par ailleurs elles gardent cette supériorité jusqu'à la fin des 6 mois de vieillissement. Cela revient essentiellement au rôle de la présence des aciers dans le béton armé alcali réactif, sans négliger le rôle du gel dans la matrice de ce béton armé (B).

La résistance de la compression à la rupture dans le cas du béton alcali réactif est :

$$R_{ft} = (R_i + \Delta R_t) + \Delta R_{G1} - \Delta R_{G2} \quad (19)$$

La résistance de la compression à la rupture dans le cas du béton armé alcali réactif est :

$$R'_{ft} = (R'_i + \Delta R'_t) + \Delta R_{G1} - \Delta R_{G2} \quad (20)$$

CHAPITRE IV

Béton alcali-réactif étudié par l'examen pétrographique et la méthode statistique ACP

Introduction

La partie expérimentale dans laquelle on a présenté les types des bétons utilisés, ainsi que la méthode d'accélération des réactions chimiques afin de simuler les attaques de l'AAR pour un des bétons nommé (B). L'identification du type de cette AAR reste non élucidé vu sa complexité, car en réalité, les publications citent directement le type de l'AAR que donnent les granulats utilisés sans aucun détail sur la manière de la détermination de cette réaction. Parfois, ils parlent de l'essai pétrographique, loin de détailler son protocole ou manipulation. Après, une lecture de cet essai ASTM C 295 – 98 (2004) intitulé « Examen pétrographique des agrégats destiné à la confection du béton », plusieurs points sont à soulever, cet essai n'est en fait qu'un guide, ce n'est pas un test comme tout le monde le-pense. Il exige l'analyse de la nature d'échantillon au moyen du microscope optique, et selon les nécessités il exige également de compléter cet examen par des analyses chimiques qui donnent plus rapidement et précisément des résultats en proposant ainsi: la diffraction par ray-X (DRX), l'analyse thermique différentielle (ATD), infra spectroscopie, ou d'autres techniques comme la microscopie de scan par électron (SEM), l'analyse par énergie-dispersive du x-ray (EDX)...

L'examen pétrographique donne superficiellement quelques conditions pour le prélèvement et conservation des échantillons, certains équipements, le personnel qualifié par son expérience en regroupant ainsi des chimistes, minéralogiste, pétro-graphiste, géologues, géochimistes, physiciens (physique des matériaux)... etc. Il fait appel aux autres spécialités pour fournir leurs normes et connaissances afin d'identifier et extraire des informations sur le matériau étudié (ciment, roche, gravier et sable naturel ou artificiel ...). Il ne participe à l'analyse et l'étude que par la classification des matériaux et quelques conditions de caractérisation : couleur, nature de roche, composition chimique, formes, volumes, aires, emplacements, unité de mesure ou de calcul, ...

Ce chapitre présente l'examen pétrographique effectué par l'identification microscopique de la microstructure faite au laboratoire de géologie (UBMA), l'identification de l'AAR chimiquement par FRX des granulats étudiés de Bouhachana (Guelma) faite au laboratoire de la cimenterie d'Hadjar-Essoud (Skikda). Avec une étude statistique par la méthode ACP des résultats FRX.

1. Examen pétrographique d'un béton alcali-réactif

1.1 Analyse microscopique des composants du béton atteint de l'AAR

Au moyen d'examen microscopique, selon les exigences de la méthode pétrographique, on a testé des lames minces de géologie 30 x 45 mm confectionnées avec une machine de référence Brot-Géologie (réf: 1.03.23). Après avoir préparé des éprouvettes (en surface de moulage) destinées à l'essai de dilatation due à l'AAR et d'une roche-mère des granulats utilisés de masse (2 kg) prise de la carrière de Bouhachane. En limitant cette étude juste aux bétons de 28 jours d'âge pour des changements physico-mécaniques importants à cet âge particulièrement et au niveau de la surface de moulage où l'AAR et ses altérations se manifestent. On a réussi à mesurer les ouvertures des fissures d'une part et d'autre part on a pu voir à 28 jours pour toutes les éprouvettes en béton (A, B) la divergence des courbes de contraintes de compression à titre d'exemple. C'est pour cette raison, qu'on a utilisé un microscope optique polarisant (MOP) au département de géologie à l'université d'Annaba (UBMA), les lumières Naturelles et Polarisantes (LN, LP) sont utilisées dans cet examen microscopique avec un grossissement de 5 à 20 fois (G5X à G20X). La figure IV.1 de l'examen de la roche-mère des agrégats utilisés montre macroscopiquement une roche massive noire sans fissurations.

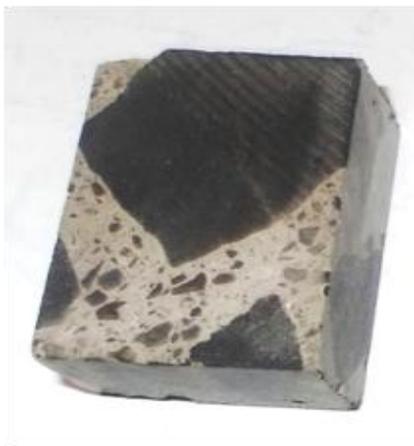
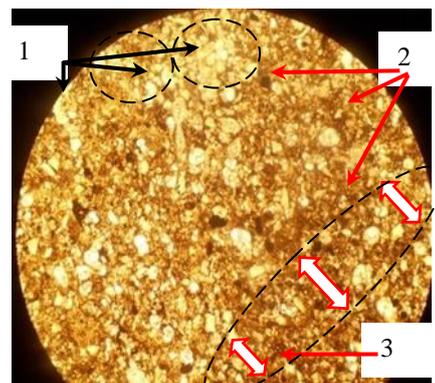


Figure IV.1 Sucrette de béton avec les agrégats utilisés.



1. Fossiles calcitisés 2. Oxyde de Fer
3. Minéraux Argileux

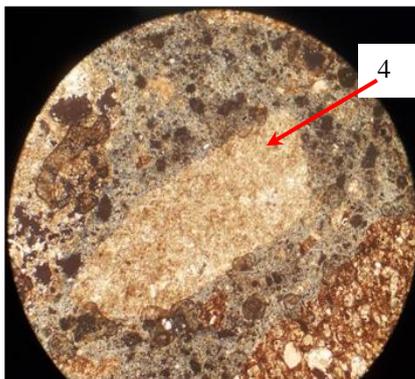
Figure IV.2 Roche calcaire marneux.
[LN, G10X]

Microscopiquement, cette roche est constituée de trois composants :

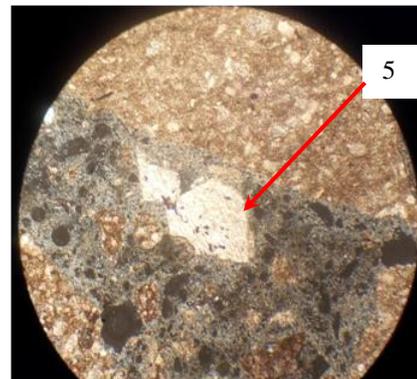
- une roche de calcaire marneux avec 60 % de fossiles calcifiés sous forme de lit clair, 40 % minéraux Argileux en lits sombres et quelques grains fins d'oxyde de fer et de pyrite (FeS_2). (Figure IV.2)

- Une roche claire de calcaire moins riche en fossile et plus riche en calcite (CaCO_3) microcristalline 90 %. (Figure IV.3)
- Grain millimétrique de calcite subautomorphe et de Quartz de forme arrondis parfois anguleux mais rares. (Figure IV.4)

Après avoir identifié les granulats avec leur roche-mère sans altérations dues à l'AAR comme les représentent les figures précédentes ; on a pu détecter la microstructure du béton. Les détériorations majeures ont été photographiées puis décrites en comparant les deux types de béton (A, B). Comme on vient de le détailler, la roche-mère des granulats est macroscopiquement sans fissures et se compose de : calcaire marneux, calcaire et des grains de calcite et de rares grains de Quartz.



4. Roche calcaire avec de calcite 90 %

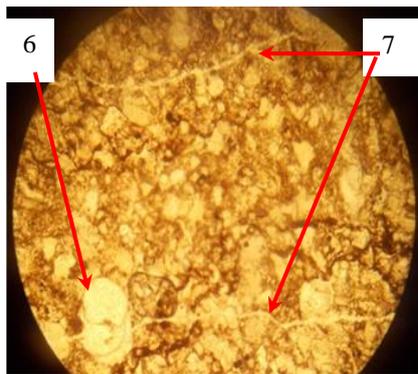


5. Grain de calcite losangique

Figure IV.3 Roche de calcaire claire. [LP, G10X] *Figure IV.4 Grain de calcite subautomorphe. [LP, G10X]*

On a pu voir dans la figure IV.5 du béton (A), en surface de moulage après 28 jours de conservation, les graviers sont irrégulièrement cassés et remplis de la Pyrite d'origine la roche-mère. On a vu également des fissures parallèles remplies à leurs tours de calcite (CaCO_3), et au niveau des bordures des graviers en béton (A) toujours. La zone d'adhérence 'Ciment-Granulat' est désignée par la 'Zone de transition'.

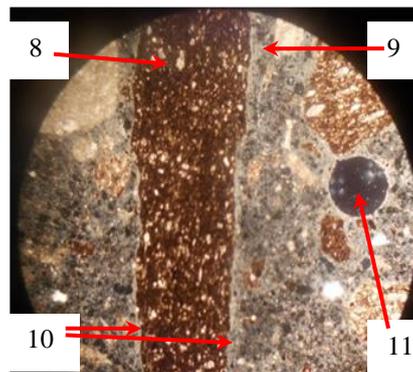
La figure IV.6 présente les composants d'un calcaire marneux, l'adhérence 'Gravier- Ciment' avec la zone de transition en couleur claire de 60 μm de largeur. Il est à noter que la roche calcaire possède des fissures vides, les grains de sables en béton (A) sont sans fissures avec des couleurs qui ne sont pas nettes dues à leurs immersions dans la pâte de ciment.



6. Microfossile 7. Fissures parallèles pleines de calcite

Figure IV.5 Fissures parallèles aux graviers du béton (A).

[LN, G20X]

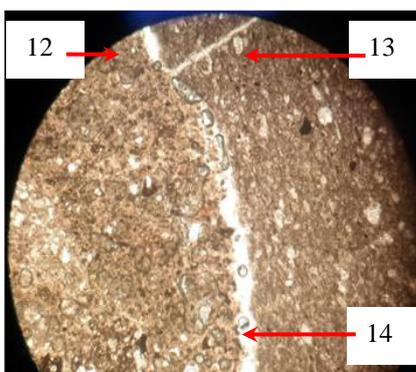


8. Roche calcaire marneux 9. Pâte de ciment
10. Zone de transition 11. Vide ou pore

Figure IV.6 Zone d'adhérence 'Gravier-Ciment' aux graviers du béton (A).

[LP, G10X]

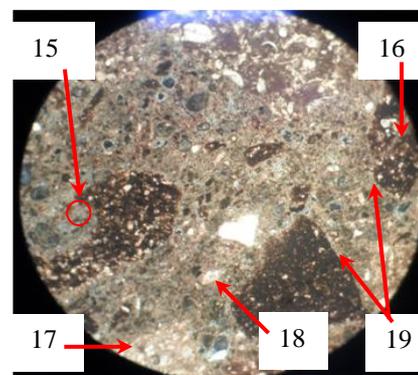
Le béton (B) atteint de l'AAR dont l'âge de la réaction est de 28 jours et en surface de moulage toujours. Les graviers se composent d'un calcaire marneux et un calcaire avec un taux inférieur à 50 % sous forme de grains anguleux avec peu de microfossiles, dont les dimensions sont moins de 15 mm. La zone d'adhérence 'Gravier-Ciment' se trouve avec des limites nettes, et dans la pâte de ciment le béton contient des pores circulaires et parfois des fissures, on constate donc que la décohésion est au niveau des Gravier-Ciment seulement (Figure IV.7). Pour le béton (B), les sables représentés par la photo microscopique de la figure IV.8.



12. Ciment 13. Calcaire 14. Fissure

Figure IV.7 Fissures de décohésion entre 'Gravier-Ciment' au béton (B).

[LN, G5X]



15. Pore (gris) 16. Calcaire marneux 17. Calcaire claire
18. Quartz 19. Fissures

Figure IV.8 Constituants du béton (B).

[LP, G5X]

On a trouvé que ce granulats se compose d'une variété de roches comme : des grains circulaires et angulaires de Quartz (inférieur à 1 mm) et des grains angulaires de calcaire (inférieur à 15 mm). Ces sables se composent de plus d'un liant gris qui englobe les composants de la roche, les limites entre ces sables et la pâte de ciment sont nettes. Et on peut voir même la bande de la zone de transition en couleur claire, avec la présence des pores circulaires généralement

dans la pâte de ciment. Le gel de l'AAR est absent que ce soit en granulats, ou en pâte de ciment, ou les fissures pour ce type de béton en surface de moulage.

1.2 Identification du type de l'AAR

Au moyen de l'essai de fluorescence par rayon-X (FRX) après un étalonnage par rapport au roche calcaire autant qu'essai complémentaire selon les exigences de la méthode pétrographique. On a testé des échantillons de graviers pris des poutres 120 x 20 x 15 cm de 6 mois d'âge de conservation de la surface de moulage du béton armé (A et B).

Pour ces analyses chimiques, on a élaboré ce test au niveau du laboratoire de la cimenterie d'Hadjar-Essoud (Skikda). Les résultats sont présentés graphiquement par les figures IV.9 et IV.10, les composants chimiques obtenus de ces granulats décrivent l'évolution des graviers. Ces graviers avant et après leurs expositions à de divers milieux : à partir de l'état initial pur d'un gravier de la carrière en roche pure, à la réaction d'hydratation de ciment représenté par le béton (A). Le conglomerat adhérent 'Gravier-Ciment' est attaqué chimiquement par les alcalins en béton (B), le gel de l'AAR résultant en peau du béton (B) est également testé.

On a donc testé chimiquement différents granulats et d'autres matériaux, tels que :

- La roche-mère de la carrière qui est l'origine des granulats utilisés.
- Le ciment sec.
- Granulats du béton armé (A).
- Granulats du béton armé (B) attaqué par les alcalins.
- Le gel en exsudation à la surface des poutres en béton armé (B).

Dans la partie de la recherche bibliographique, plusieurs auteurs ont identifié la composition chimique du gel résultant de l'AAR. On a pu analyser quelques résultats de ce gel, et en les résumant à partir du (tableau I.1) de la partie recherches bibliographiques pour les faire ensuite classer au tableau IV.1 [Bérubé et al, 1986] [Habita, 1992]. On a donc pu extraire deux sortes de classe pour ces composants en respectant les quantités des éléments chimiques :

- les éléments chimiques principaux sont CaCO_3 , CaO , MgO et SiO_2 , ces éléments sont souvent présents au gel Alkali réactif en important taux.
- Les éléments chimiques secondaires sont Al_2O_3 , SO_3 , Na_2O , K_2O et Fe_2O_3 , ces éléments sont moins présents dans la composition chimique du gel de l'AAR contrairement au cas précédent. Ce type de composants est récemment mesuré grâce à la nouvelle technologie et au ordinateurs puissants comme pour le MEB; DRX ...etc.

Tableau IV.1 Composition chimique des gels de l'AAR en (%) selon les auteurs.

| Composant | SiO ₂ | CaO | Na ₂ O | K ₂ O | MgO | Al ₂ O ₃ | H ₂ O | S | Auteurs |
|---------------------|------------------|-------|-------------------|------------------|-------|--------------------------------|------------------|---------|-------------|
| Taux | 56-86 | 1-28 | 0,4- 20 | 2-8 | - | - | 10-30 | - | Berube & al |
| Taux ⁽¹⁾ | 17-84 | 18-78 | 0,1-2,6 | 0,1-13 | 0,1-5 | 0,2-3,3 | - | 0,1-1,7 | Habita |

(1) Condition de conservation (100 % HR; T 40 °C) durant un an.

Selon ces deux classifications, la composition chimique obtenue par (FRX) du gel résultant au béton (B) et celles des matériaux cités précédemment sont représentées dans la figure IV.9.

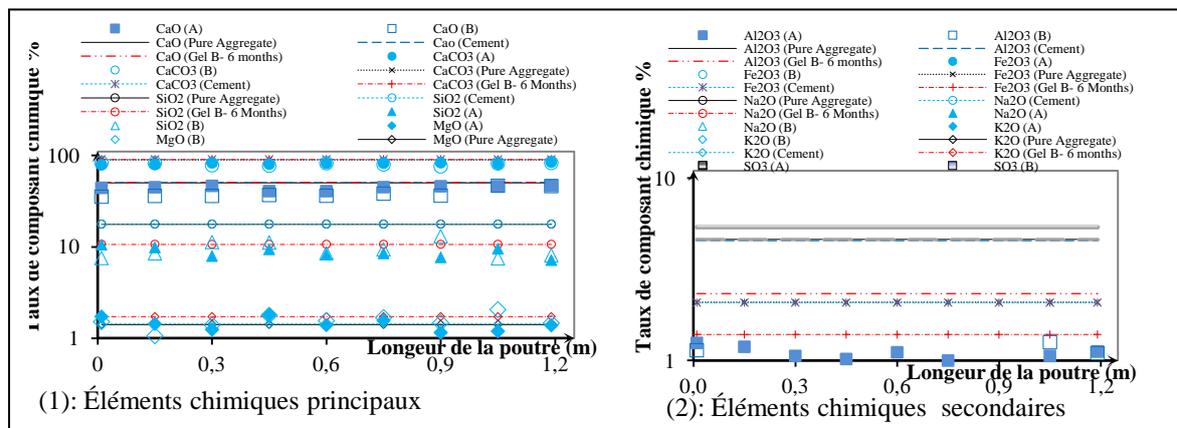


Figure IV.9 Éléments chimiques testé par FRX des granulats purs, gel solide et agrégats des poutres (120 x 20 x 15) cm en béton armé (A et B) après 6 mois de test à (Echelle log 10).

En surface de moulage et le long de neuf points sur 120 cm de longueur d'une poutre les éléments principaux sont (CaCO₃, CaO et MgO and SiO₂). L'élément SiO₂ diminue et diverge pour le granulat de carrière (Roche pure) puis le ciment et le couple des granulats des bétons (A et B). Mais pour les autres éléments chimiques CaCO₃, CaO et MgO généralement possèdent une forme semblable, leurs valeurs progressent et se minimisent simultanément. Ils maintiennent également le même ordonnancement le long des points de prélèvements comme ils sont cités.

Pour les composants secondaires des agrégats qui sont (Al₂O₃, SO₃, NaO₂, K₂O et Fe₂O₃), cet ordre reste constant comme suit : Al₂O₃, Fe₂O₃, NaO₂, K₂O et SO₃, leurs valeurs augmentent et diminuent simultanément sans écartier énormément l'un de l'autre (faible divergence).

Dans la figure IV.10, les histogrammes appropriés au teste FRX dont l'échelle est logarithmique à base de 10, et qui présente les composants chimiques des granulats de carrière, ciment, le gel de 6 mois d'âge et les granulats emportés des bétons armés (A et B). On note deux groupes compatibles : le premier

groupe contient ‘le ciment, les granulats de la roche pure et le gel du béton alcali réactif, dans le deuxième se regroupent ‘les granulats enlevés des bétons armés (A et B)’.

Les éléments (CaO et CaCO₃) sont les plus dominants avec un pourcentage plus de 80 % ; l’élément SiO₂ est juste moins de 17 %, puis les composants qui ne sont pas négligeables (Al₂O₃, Fe₂O₃ et MgO). Donc on peut identifier les granulats utilisés comme étant Dolomitique due à la présence des composants CaCO₃(MgO, FeO₃) et avec un faible taux de SiO₂, le type de réaction AAR est de nature ‘Alcali Carbonate réaction ACR’.

La composition chimique de la dolomite se différent, elle pourrait être une combinaison de “Magnesiodolomite CaMg(CO₃)₂ et Ferrodolomite CaFe(CO₃)₂” ou bien une autre forme de dolomite connue par “Ankerite Ca (Mg, Fe)(CO₃)₂” qui donne la couleur grise ou marron à la roche originale des agrégats [Teodorovich, 2012]. Les auteurs proposent l’ACR autant qu’une autre forme de l’ASR, à cause des types de détérioration combinée qui peut se manifester comme l’expansion de l’ASR et non plus la dédolomitisation qui n’est pas détruisantes. La dédolomitisation diminue si la microcristalline quartz est présente aux granulats dolomitiques, ce qui est notre cas. D’où, le gel de l’ASR formé dans les agrégats dolomitiques engendre la fissuration du béton [Katayama, 2010].

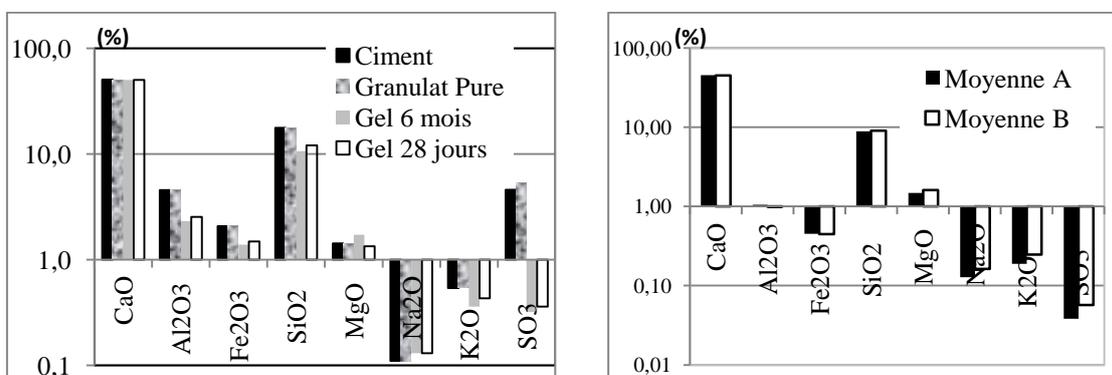


Figure IV.10 Essai FRX des matériaux testés: agrégat pur, ciment, gel solide de 6 mois et granulats des bétons (A et B) avec la moyenne calculée par l’ACP à (Echelle log 10).

Les granulats étudiés sont riches en (CaO et CaCO₃) avec un taux important de l’élément chimique (Ca). Lorsqu’un élément hydraté dans certaines conditions hygrothermiques (T°, HR), on obtient un gel résultant de l’ACR riche en (Ca) par l’hydratation de Ca (OH)₂. Comparant cette composition de gel avec le gel identifié par d’autres auteurs comme ceux précédemment résumées au tableau IV.1: Berube (56 - 86 % de SiO₂), Habita (17 - 84 % et 18 - 78 % de SiO₂ et CaO). [Bérubé et al, 1986] [Habita, 1992]

2. Étude statistique de l'AAR par la méthode d'Analyse en Composantes Principales 'ACP'

L'essai AFNOR NF P15-467 qui est l'essai de la fluorescence par rayon X (FRX) et l'analyse élémentaire de ciment [AFNOR, 1985], il est élaboré pour des échantillons prélevés (agrégat Calcaire) en trois 03 zones essentielles des poutres en béton armé (A, B). Selon le changement de couleur à l'intérieur de la matrice des bétons et aussi selon la présence du profil hydrique en mouillage permanent le long des poutres sur neuf axes (9) transversaux équidistants. D'autres types de matériaux sont également prélevés et testés comme le ciment avant son hydratation, le granulat après sa livraison et le gel résultant de l'AAR au béton (B).

Cet essai AFNOR NF P15-467 ou FRX est élaborée pour des échantillons prélevés (ciment, gel en poudre et agrégat Calcaire). Pour les matériaux ciment et gel, l'analyse est établie pour des échantillons de ciment après sa livraison, et le gel est pris en peau du béton (B) autant que résultant de l'AAR.

Pour les agrégats, le prélèvement a eu lieu en trois 03 zones essentielles le long des poutres (A et B) sur neuf axes 09 équidistants comme on le voit dans la figure IV.11:

- au niveau du mortier de la surface horizontale de moulage (supérieure) (zone a);
- au centre des cadres de confinement (acier transversal) (zone b);
- à côté des armatures (zone c).

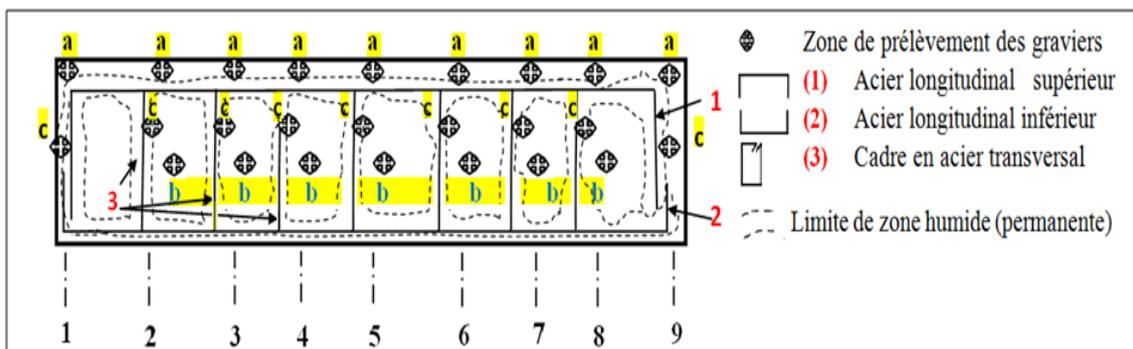


Figure IV.11 Graviers prélevés des poutres en béton armé 120 x 20 x 15 cm.

On distingue pour l'évolution des transformations granulaires au cours des réactions chimiques en trois états de matière en fonction du temps.

- *État 01* : à $t = 0$ mois : granulat à l'état pur (commercialisé),
- *État 02* : à $t = 6$ mois : granulat après le durcissement du béton armé (Béton A), conservé selon le tableau II.4 de la partie expérimentale.

▪ *État 03* : à $t = 6$ mois : granulats après le durcissement du béton armé (Béton B), conservé selon le tableau II.4.

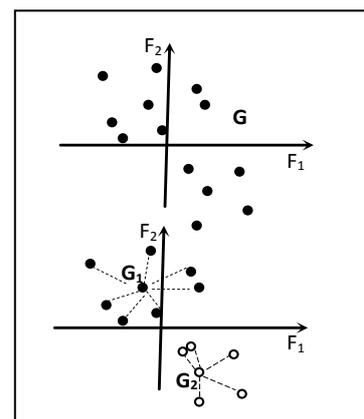
Toutes ces données sont résumées et représentées selon la nature du matériau et au cours du temps dans le tableau IV.2.

Tableau IV.2 Essai FRX élaboré pour les différents matériaux en fonction du temps.

| | Temps (mois) | Nombre d'échantillon | Zones | | | Type de matériau d'échantillonnage | Nombre total |
|-----------|-----------------|-------------------------|-------|-----|-----|---------------------------------------|-----------------|
| | | | (a) | (b) | (c) | | |
| Ciment | 0 | 3 | | | | Sac de ciment | |
| Granulats | 0 | 3 | - | - | - | Tas de sable et gravier | |
| | 6 | 25 | 9 | 7 | 9 | Béton (A) | <u>58</u> |
| | 6 | 25 | 9 | 7 | 9 | Béton (B) | |
| | Gel | 6 | 2 | | | Parement du Béton (B) | |

Pour les poutres en béton armé (A et B) avec et sans dopage en alcalins, les résultats obtenus des analyses chimiques de l'essai AFNOR NF P15-467 ou FRX sont traités par la méthode d'analyse en composantes principales (ACP) au moyen du logiciel Microsoft office avec Excel Stat professionnel ainsi que leurs présentations graphiques. Le choix de la méthode ACP revient essentiellement au nombre important des individus et aux divers paramètres (variables) mises en jeu comme: le type du matériau, le temps, l'emplacement du prélèvement et les résultats des analyses physico-chimiques.

Pour (N) échantillons ou individus repérés par (P) variables quantitatives, l'ACP permet une projection par changement de variable de l'espace (P x N) à un autre espace plus réduit, cohérent et plus accessible (avec $P > 3$). On a donc 8 variables (CaO, Al₂O₃, Fe₂O₃, SiO₂, MgO, Na₂O, K₂O, SO₃) et 58 individus distribués au tableau IV.2 qui sont (ciment livré, granulats à l'état pur, granulats (a) de la surface de moulage des bétons A et B sur 9 axes, granulats (b) du cœur des bétons A et B sur 7 axes et granulats (c) à côté des aciers internes des bétons A et B sur 9 axes, et les gels résultants après 28 jours et 6 mois d'essai).

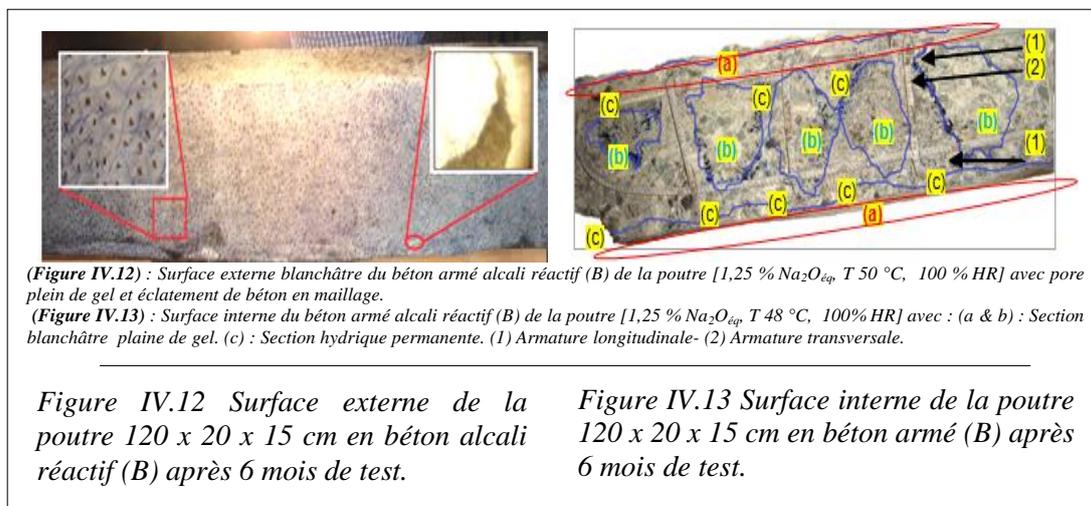


$$V = \begin{bmatrix} s_{11}^2 & s_{12} & \cdots & s_{1p} \\ \vdots & \ddots & \ddots & \vdots \\ s_{p1} & s_{p2} & \cdots & s_{p2}^2 \end{bmatrix} \quad (24)$$

Après l'essai mécanique, en enlevant la moitié de la poutre par une coupe longitudinale afin d'observer macroscopiquement la surface interne. Deux sortes de décoloration en fait ont été décelées, distribuées en trois zones du béton armé (B) uniquement (Figures IV.12 et IV.13):

- *Zone (a) et (b)* : présente une surface blanchâtre, sèche et plane de gel blanc en poudre, il réside en (a) dans les surfaces horizontales d'enrobage d'acier longitudinal. Plus précisément au niveau de la surface de moulage (supérieure) et à la base aussi (inférieure), ce gel en (b) est au cœur du béton confiné de la poutre.

- *Zone (c)*: c'est la zone hydrique qui est une surface mouillée (huilé) et permanent, elle est répartie le long des armatures transversales et longitudinales et entourée des deux zones précédentes (a) et (b).



2.1 Présentation des analyses chimique FRX statistiquement par l'ACP

Le traitement des analyses chimiques FRX au moyen de l'ACP est exprimé par une matrice et un cercle de corrélation identifiant ces analyses et un plan de projection des individus. Les échantillons prélevés sont des granulats pris des poutres en trois zones de coloration et endroits différents (zone a, b et c) le long des 9 axes aux bétons armés (A et B). L'évolution des taux des composants chimiques des agrégats est élaborée de l'état pur avant cohésion (granulat

commercialisé), ensuite à l'état de cohésion avec le ciment au béton (A) et à la fin de la réaction alcaline au béton (B).

Le tableau IV.3 donne un récapitulatif des résultats des analyses obtenues par FRX, dont les variables sont au nombre de 8 et les individus sont au nombre de 58.

Tableau IV.3 Résultats des analyses chimiques FRX appropriés aux différents granulats sur les axes des poutres, granulats purs, ciment et gel de 4 et 24 semaines d'âge.

| Poutre A (%) | Note | CaO | Al₂O₃ | Fe₂O₃ | SiO₂ | MgO | Na₂O | K₂O | SO₃ |
|---------------------|-------------|------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------|------------|------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Axe1- Zone(a) | a1 | 44,11 | 1,25 | 0,54 | 10,52 | 1,72 | 0,13 | 0,18 | 0,04 |
| Axe2- Zone(a) | a2 | 44,73 | 1,19 | 0,49 | 09,82 | 1,43 | 0,14 | 0,23 | 0,04 |
| Axe3- Zone(a) | a3 | 46,36 | 1,06 | 0,42 | 07,89 | 1,24 | 0,13 | 0,22 | 0,04 |
| Axe4- Zone(a) | a4 | 44,86 | 1,02 | 0,43 | 09,36 | 1,79 | 0,11 | 0,19 | 0,04 |
| Axe5- Zone(a) | a5 | 45,86 | 1,11 | 0,46 | 08,22 | 1,39 | 0,13 | 0,22 | 0,04 |
| Axe6- Zone(a) | a6 | 45,90 | 1,00 | 0,42 | 08,46 | 1,56 | 0,14 | 0,20 | 0,03 |
| Axe7- Zone(a) | a7 | 46,54 | 0,89 | 0,39 | 07,65 | 1,15 | 0,13 | 0,17 | 0,04 |
| Axe8- Zone(a) | a8 | 45,25 | 1,06 | 0,44 | 09,51 | 1,19 | 0,12 | 0,20 | 0,05 |
| Axe9- Zone(a) | a9 | 47,15 | 1,12 | 0,43 | 07,13 | 1,38 | 0,14 | 0,20 | 0,02 |
| Axe2- Zone(b) | b2 | 46,58 | 0,89 | 0,40 | 07,40 | 1,39 | 0,13 | 0,18 | 0,04 |
| Axe3- Zone(b) | b3 | 45,10 | 1,08 | 0,47 | 09,24 | 1,81 | 0,14 | 0,18 | 0,04 |
| Axe4- Zone(b) | b4 | 45,07 | 1,03 | 0,46 | 09,52 | 1,63 | 0,14 | 0,17 | 0,04 |
| Axe5- Zone(b) | b5 | 46,33 | 1,20 | 0,46 | 07,65 | 1,26 | 0,14 | 0,21 | 0,04 |
| Axe6- Zone(b) | b6 | 46,07 | 1,02 | 0,42 | 08,78 | 1,51 | 0,13 | 0,16 | 0,04 |
| Axe7- Zone(b) | b7 | 46,41 | 1,17 | 0,47 | 07,56 | 1,52 | 0,12 | 0,21 | 0,04 |
| Axe8- Zone(b) | b8 | 45,51 | 0,91 | 0,38 | 09,45 | 1,63 | 0,14 | 0,17 | 0,02 |
| Axe1- Zone(c) | c1 | 46,01 | 1,13 | 0,56 | 07,89 | 1,24 | 0,14 | 0,17 | 0,03 |
| Axe2- Zone(c) | c2 | 46,60 | 0,84 | 0,39 | 07,94 | 1,39 | 0,13 | 0,17 | 0,04 |
| Axe3- Zone(c) | c3 | 40,56 | 0,92 | 0,43 | 14,90 | 2,50 | 0,10 | 0,18 | 0,05 |
| Axe4- Zone(c) | c4 | 45,23 | 1,20 | 0,55 | 09,10 | 1,44 | 0,13 | 0,21 | 0,04 |
| Axe5- Zone(c) | c5 | 43,82 | 1,00 | 0,48 | 10,98 | 1,47 | 0,11 | 0,20 | 0,04 |
| Axe6- Zone(c) | c6 | 44,72 | 1,14 | 0,47 | 10,19 | 1,36 | 0,13 | 0,21 | 0,04 |
| Axe7- Zone(c) | c7 | 47,47 | 1,04 | 0,49 | 06,38 | 1,21 | 0,12 | 0,18 | 0,04 |
| Axe8- Zone(c) | c8 | 46,20 | 1,12 | 0,48 | 07,93 | 1,32 | 0,12 | 0,21 | 0,04 |
| Axe9- Zone(c) | c9 | 46,57 | 0,86 | 0,35 | 07,66 | 1,47 | 0,12 | 0,12 | 0,04 |
| <hr/> | | | | | | | | | |
| Poutre B (%) | | | | | | | | | |
| Axe1- Zone(a) | a1 | 46,49 | 1,14 | 0,45 | 07,52 | 1,51 | 0,16 | 0,25 | 0,04 |
| Axe2- Zone(a) | a2 | 46,07 | 0,94 | 0,40 | 08,47 | 1,06 | 0,17 | 0,25 | 0,04 |
| Axe3- Zone(a) | a3 | 43,58 | 0,94 | 0,42 | 11,24 | 1,39 | 0,16 | 0,26 | 0,05 |
| Axe4- Zone(a) | a4 | 43,07 | 0,99 | 0,50 | 11,11 | 1,78 | 0,14 | 0,23 | 0,04 |
| Axe5- Zone(a) | a5 | 45,85 | 0,91 | 0,39 | 08,52 | 1,55 | 0,16 | 0,21 | 0,04 |
| Axe6- Zone(a) | a6 | 44,50 | 0,69 | 0,36 | 09,36 | 1,68 | 0,15 | 0,19 | 0,05 |
| Axe7- Zone(a) | a7 | 42,37 | 0,90 | 0,47 | 13,03 | 1,47 | 0,13 | 0,20 | 0,05 |
| Axe8- Zone(a) | a8 | 45,58 | 1,26 | 0,54 | 07,46 | 2,05 | 0,17 | 0,29 | 0,04 |
| Axe9- Zone(a) | a9 | 42,17 | 1,10 | 0,45 | 08,07 | 1,46 | 0,16 | 0,22 | 0,04 |
| Axe2- Zone(b) | b2 | 44,89 | 1,17 | 0,48 | 09,36 | 1,24 | 0,18 | 0,30 | 0,04 |
| Axe3- Zone(b) | b3 | 45,77 | 0,94 | 0,40 | 08,87 | 1,19 | 0,15 | 0,20 | 0,04 |

| | | | | | | | | | | |
|------------------|----------|--------|-------|------|-------|-------|------|------|------|------|
| Axe4- Zone(b) | b4 | 45,79 | 0,99 | 0,44 | 08,34 | 1,63 | 0,17 | 0,25 | 0,04 | |
| Axe5- Zone(b) | b5 | 46,84 | 0,77 | 0,39 | 07,37 | 1,78 | 0,15 | 0,18 | 0,04 | |
| Axe6- Zone(b) | b6 | 45,96 | 0,88 | 0,40 | 08,41 | 1,31 | 0,19 | 0,30 | 0,04 | |
| Axe7- Zone(b) | b7 | 48,53 | 0,86 | 0,40 | 05,25 | 1,68 | 0,20 | 0,27 | 0,40 | |
| Axe8- Zone(b) | b8 | 46,12 | 0,87 | 0,41 | 07,90 | 1,70 | 0,16 | 0,22 | 0,04 | |
| Axe1- Zone(c) | c1 | 46,05 | 1,15 | 0,51 | 07,68 | 1,81 | 0,17 | 0,28 | 0,04 | |
| Axe2- Zone(c) | c2 | 45,30 | 1,18 | 0,53 | 08,28 | 1,77 | 0,16 | 0,27 | 0,04 | |
| Axe3- Zone(c) | c3 | 43,33 | 0,89 | 0,44 | 11,42 | 1,62 | 0,16 | 0,23 | 0,05 | |
| Axe4- Zone(c) | c4 | 43,57 | 0,89 | 0,46 | 10,76 | 2,31 | 0,15 | 0,21 | 0,05 | |
| Axe5- Zone(c) | c5 | 46,66 | 0,98 | 0,46 | 07,50 | 1,27 | 0,16 | 0,24 | 0,04 | |
| Axe6- Zone(c) | c6 | 40,45 | 1,06 | 0,46 | 14,87 | 2,68 | 0,14 | 0,28 | 0,06 | |
| Axe7- Zone(c) | c7 | 46,73 | 1,02 | 0,43 | 07,26 | 1,13 | 0,19 | 0,34 | 0,04 | |
| Axe8- Zone(c) | c8 | 45,03 | 1,10 | 0,48 | 09,25 | 1,77 | 0,18 | 0,25 | 0,03 | |
| Axe9- Zone(c) | c9 | 45,71 | 1,17 | 0,49 | 08,08 | 1,55 | 0,16 | 0,28 | 0,04 | |
| Granulat-Pure | Granulat | 50,10 | 4,61 | 2,09 | 17,69 | 1,41 | 0,11 | 0,55 | 5,38 | |
| moyenne (%) | Pure | | | | | | | | | |
| Ciment | moyenne | Ciment | 50,66 | 4,55 | 2,08 | 17,74 | 1,43 | 0,11 | 0,54 | 4,59 |
| (%) | | | | | | | | | | |
| Gel 6 mois (%) | Gel 6M | 50,38 | 2,33 | 1,39 | 10,64 | 1,72 | 0,13 | 0,36 | 0,32 | |
| Gel 28 jours (%) | Gel 28J | 50,47 | 2,54 | 1,49 | 12,08 | 1,34 | 0,13 | 0,43 | 0,36 | |

Globalement, l'ensemble des données est présenté par leurs moyennes et écart types dans la figure IV.14, durant 6 mois d'essai pour les agrégats, ciment et même les gels formés. Les éléments chimiques les plus dominants sont CaO, or la silice SiO₂ reste faible. Et pour les plus faibles quantités de ces composants, on trouve le Al₂O₃ et MgO ensuite SO₃, Na₂O_{eq} et à la fin la molécule Fe₂O₃.

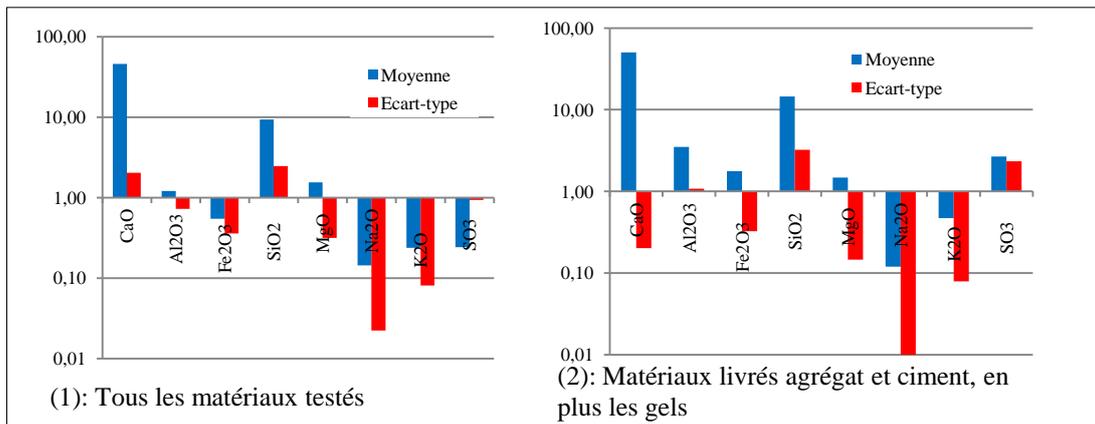


Figure IV.14 Moyennes et l'écart types des différents éléments chimiques constituant des matériaux testés (durant 6 mois) par la méthode ACP à (Echelle log 10).

Pour les bétons (A et B), nous ne notons pas de grande supériorité entre ces deux types de béton, que ce soit pour les moyennes ou pour les écarts types, ils sont équilibrés. (Figure IV.15)

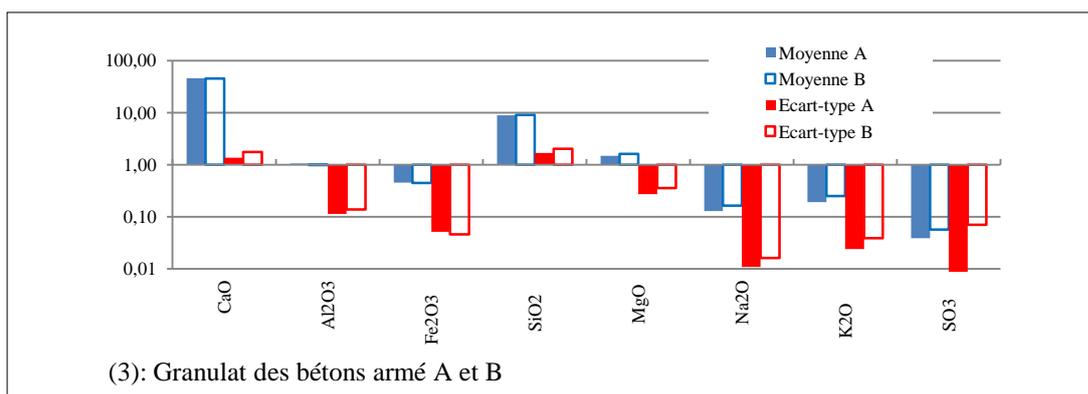


Figure IV.15 Moyennes et l'écart types des différents éléments chimiques constituant des granulats des bétons (A et B) testés (durant 6 mois) par l'ACP à (Echelle log 10).

2.1.1 Ciment et Gels du béton armé B de 28 jours et 6 mois d'âge

• Matrice de corrélation

La lecture des données obtenues pour les matériaux ciment et gels relativement à la matrice des corrélations des variables (Tableau IV.4) révèle une forte corrélation positive entre les éléments (CaO, Al₂O₃, Fe₂O₃) et (SiO₂, K₂O, SO₃) de (0,95 à 0,99). On note une autre forte corrélation négative entre les éléments (CaO, Al₂O₃ et Fe₂O₃) et (SiO₂, K₂O et SO₃) de (0,97 à 0,99). On remarque aussi, une extrêmement forte corrélation négative entre Na₂O et (CaO, Al₂O₃, Fe₂O₃, SiO₂, et K₂O), elle atteint parfois la valeur -1 entre SO₃ et Na₂O. Une corrélation négative moyenne est notée entre le MgO et (CaO, K₂O) de (0,58 à 0,64).

Tableau IV.4 Matrice de corrélation les différents matériaux (Ciment, Gels).

| | CaO | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | SiO ₂ | MgO | Na ₂ O | K ₂ O | SO ₃ |
|--------------------------------|-----|--------------------------------|--------------------------------|------------------|--------|-------------------|------------------|-----------------|
| CaO | 1 | 0,973 | 0,983 | 0,992 | -0,577 | -0,949 | 0,997 | 0,952 |
| Al ₂ O ₃ | | 1 | 0,999 | 0,994 | -0,372 | -0,996 | 0,952 | 0,997 |
| Fe ₂ O ₃ | | | 1 | 0,998 | -0,416 | -0,991 | 0,966 | 0,992 |
| SiO ₂ | | | | 1 | -0,469 | -0,981 | 0,979 | 0,983 |
| MgO | | | | | 1 | 0,291 | -0,637 | -0,299 |
| Na ₂ O | | | | | | 1 | -0,923 | -1,000 |
| K ₂ O | | | | | | | 1 | 0,926 |
| SO ₃ | | | | | | | | 1 |

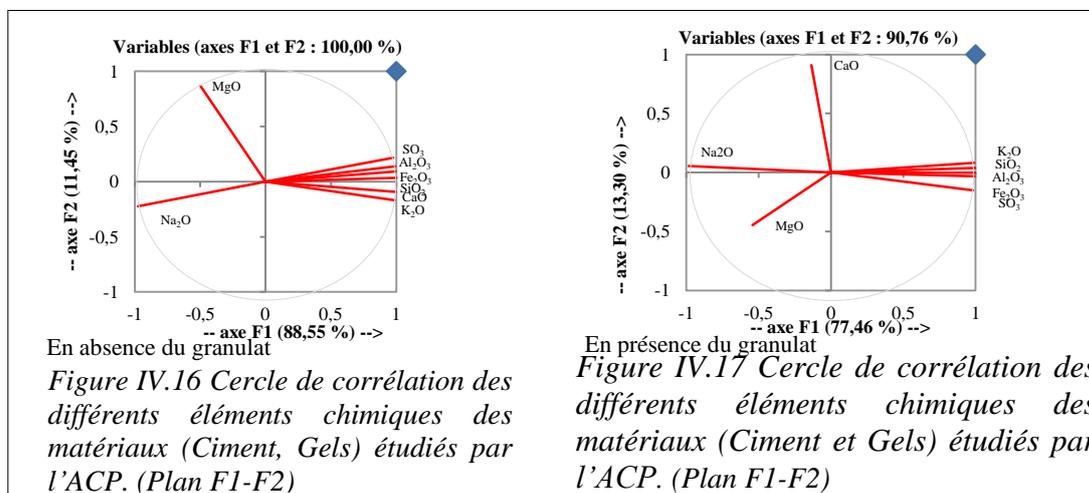
En présence du granulats (commercialisé) en plus des ciments et gels, la matrice de corrélation change d'aspect où on note une diminution des corrélations et parfois d'une façon non significative surtout entre le CaO avec tous les autres éléments et en plus le MgO avec (Al₂O₃, Fe₂O₃, Na₂O et SO₃) (Tableau IV.5). La corrélation positive et négative atteint 0,99, il est à noter également qu'elle se diffère de 1,00 au sens négatif.

Tableau IV.5 Matrice de corrélation les différents matériaux (Ciment, Gels et granulats commercialisé).

| | CaO | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | SiO ₂ | MgO | Na ₂ O | K ₂ O | SO ₃ |
|--------------------------------|-----|--------------------------------|--------------------------------|------------------|--------|-------------------|------------------|-----------------|
| CaO | 1 | -0,120 | -0,104 | -0,080 | -0,056 | 0,112 | -0,100 | -0,227 |
| Al ₂ O ₃ | | 1 | 0,999 | 0,996 | -0,442 | -0,997 | 0,969 | 0,993 |
| Fe ₂ O ₃ | | | 1 | 0,999 | -0,477 | -0,994 | 0,978 | 0,989 |
| SiO ₂ | | | | 1 | -0,520 | -0,987 | 0,986 | 0,981 |
| MgO | | | | | 1 | 0,378 | -0,651 | -0,387 |
| Na ₂ O | | | | | | 1 | -0,949 | -0,993 |
| K ₂ O | | | | | | | 1 | 0,949 |
| SO ₃ | | | | | | | | 1 |

• Cercle de corrélation

La lecture des données obtenues pour les matériaux ciment et gels sur le cercle de corrélation de la figure IV.16 permet de voir clairement que la grande majorité des paramètres sont fortement corrélés positivement et ils sont portés par l'axe F1. Cependant, on remarque une opposition de l'élément Na₂O à tous les autres composants. L'axe F2 est exprimé par un seul élément qui est MgO. En présence du granulats en plus du ciment et gel, sur le cercle de corrélation, on note une inversion de pôle entre MgO et Na₂O de la figure IV.17. La majeure partie des éléments sont portés par l'axe F1, l'axe F2 est porté par un seul élément qui est CaO.



• Plan factoriel des individus

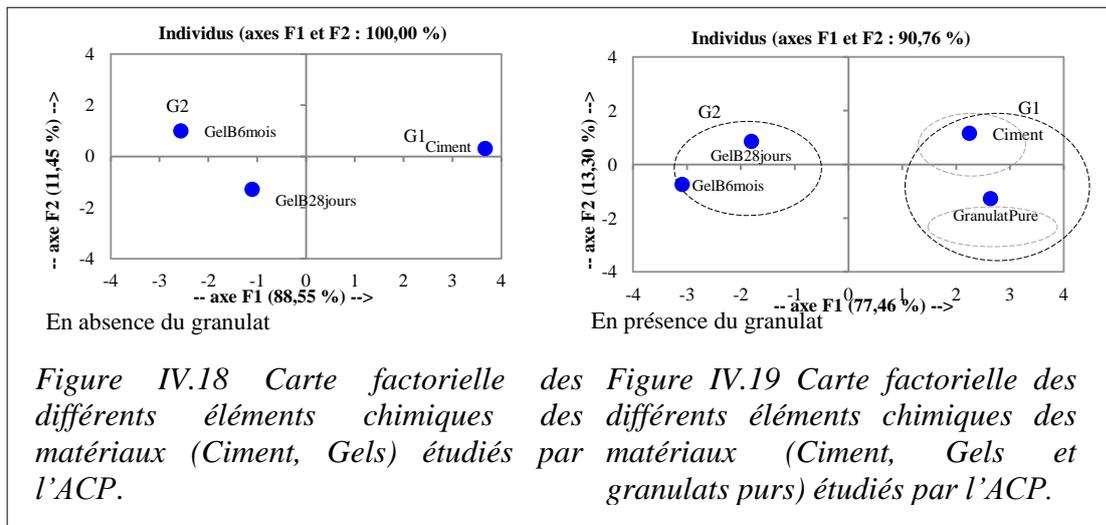
L'analyse de la projection des individus sur le plan factoriel F1-F2 pour les matériaux ciment, gels et granulats de la carrière a permis de définir une distribution concentrée sur F1 dans la figure IV.18. On peut voir une famille composée de deux groupes G1 et G2, dont le groupe G1 est porté par F1 au sens positif, il contient le ciment uniquement mais en présence du granulats pur, il se divise en deux (02) sous-groupes (Granulats pur et ciment) opposés l'un à l'autre

dans la figure IV.19. Le groupe G2 est aussi porté par F1 et il s'oppose à G1, il assemble deux types de gels alcali réactif qui inverse leurs positions par rapport à l'axe F1 (Figures IV.18 et IV.19).

2.1.2 Granulats

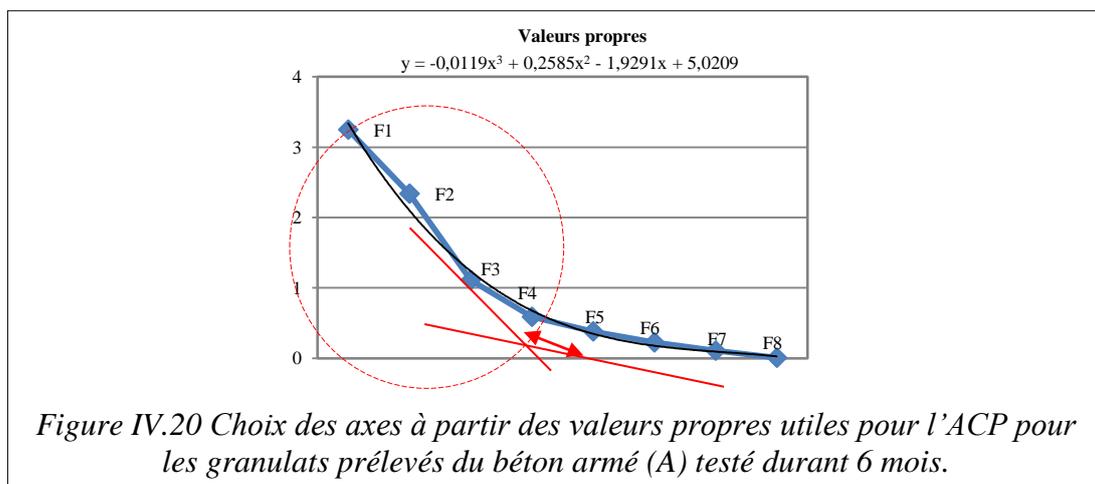
2.1.2.1 Etat 01- Granulats purs

On a traité le cas du granulat avec les précédents matériaux (ciment et gels), puisqu'ils ne sont pas en phase réactionnel avec d'autres matériaux comme en béton (A ou B), en plus il a montré une bonne corrélation avec ces matériaux.



2.1.2.2 Etat 02- Granulats du béton armé (A) de référence de 6 mois d'âge

Selon la bibliographie, le choix des axes se limite à la conservation des quatre premiers axes de F1 à F4, de façon que la courbe de tendance soit Bilinéaire avec une courbe polynômiale de l'ordre de 3. (Figure IV.20)



La tendance doit également coïncider le plus possible avec l'allure des valeurs propres. Ce graphique nous a permis de déterminer le point de déviation considéré comme étant la fin des valeurs propres donnant ainsi le nombre d'axes à prendre en considération.

• *Matrice de corrélation*

Les données qu'on peut tirer pour le matériau granulat du béton (A) relativement à la matrice des corrélations des variables au tableau IV.6. Ils ont permis tout d'abord de voir clairement la chute des valeurs de corrélation positives et négatives entre les divers composants chimiques. On distingue une forte corrélation positive entre les éléments (Al_2O_3 , Fe_2O_3) et (MgO , SiO_2) de (0,78 à 0,81) et moyenne entre les éléments (Al_2O_3 et K_2O), elle ne dépasse pas 0,64.

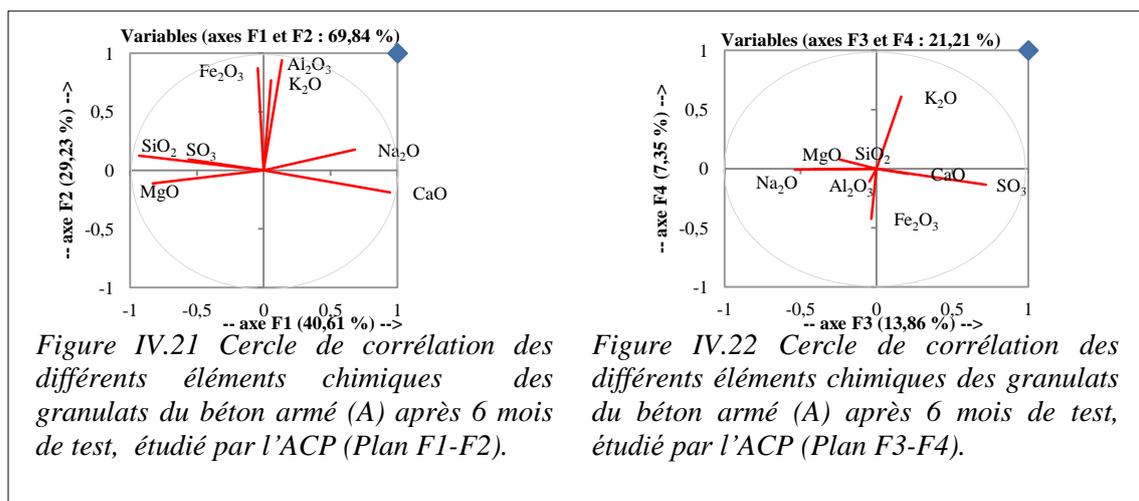
On note également une forte corrélation négative entre les éléments (CaO , SiO_2 et MgO) de (0,79 à 0,99) et moyenne entre le Na_2O et SO_3 de 0,58.

Tableau. IV.6 Matrice de corrélation des granulats prélevés du béton armé (A) testé durant 6 mois.

| | CaO | Al_2O_3 | Fe_2O_3 | SiO_2 | MgO | Na_2O | K_2O | SO_3 |
|-------------------------|-----|-------------------------|-------------------------|----------------|--------|-----------------------|----------------------|---------------|
| CaO | 1 | -0,031 | -0,197 | -0,988 | -0,794 | 0,465 | -0,080 | -0,402 |
| Al_2O_3 | | 1 | 0,806 | -0,024 | -0,157 | 0,263 | 0,637 | -0,005 |
| Fe_2O_3 | | | 1 | 0,121 | -0,060 | 0,097 | 0,422 | 0,087 |
| SiO_2 | | | | 1 | 0,783 | -0,440 | 0,041 | 0,366 |
| MgO | | | | | 1 | -0,388 | -0,187 | 0,172 |
| Na_2O | | | | | | 1 | 0,075 | -0,583 |
| K_2O | | | | | | | 1 | 0,071 |
| SO_3 | | | | | | | | 1 |

• *Cercle de corrélation*

La lecture des résultats obtenus pour les matériaux granulat du béton (A) relative aux cercles de corrélation approprié à la figure IV.21 qui change totalement.



Nous possédons quatre axes pour la lecture des données, sur lesquels on trouve une distribution très différente par rapport au cas précédent avec une chute considérable des corrélations. L'axe F1 n'est porté que par deux éléments Na_2O et CaO au sens positif et au sens négatif il est porté par MgO , SiO_2 et SO_3 , et l'axe F2 est porté par Fe_2O_3 , Al_2O_3 et K_2O . L'axe F4 est porté par K_2O et celui de F3 est porté par SO_3 dans les sens positifs et par Na_2O dans le sens négatif. (Figure IV.22)

• **Plan factoriel des individus**

La projection des individus sur le plan factoriel F1-F2 ainsi F3-F4 pour le matériau granulat prélevé du béton (A) nous a donné une distribution centrée pour le plan F1-F2 pour la figure IV.23.

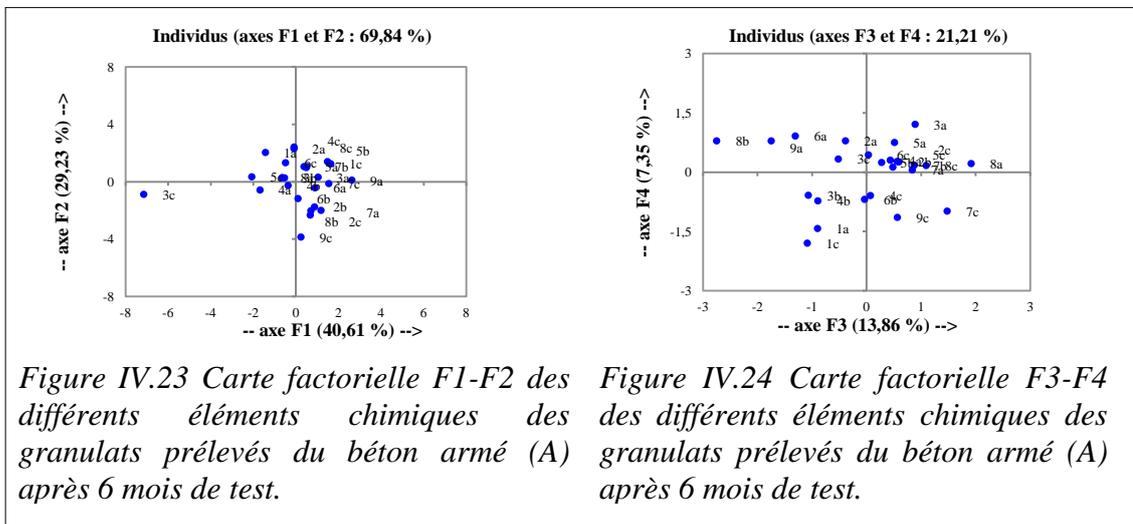


Figure IV.23 Carte factorielle F1-F2 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test.

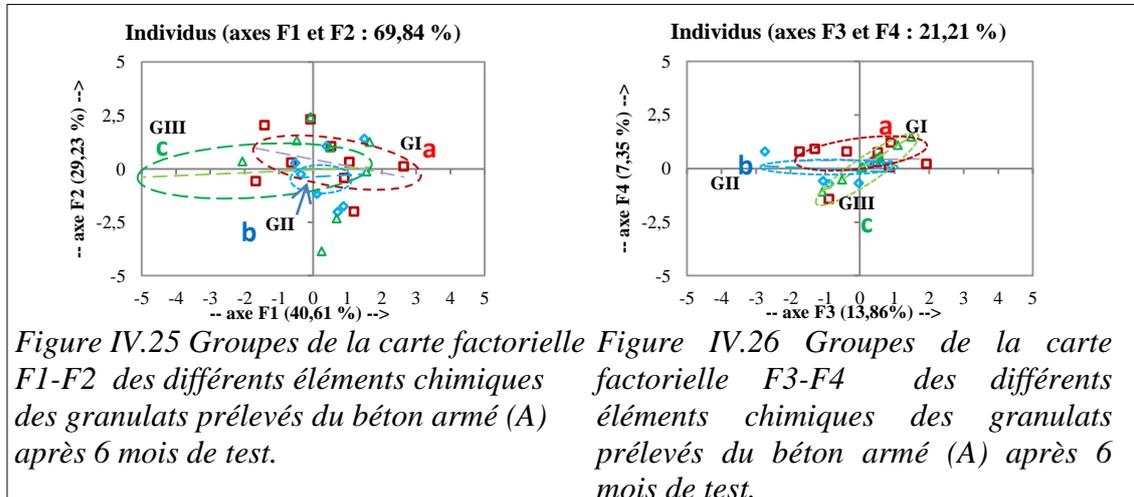
Figure IV.24 Carte factorielle F3-F4 des différents éléments chimiques des granulats prélevés du béton armé (A) après 6 mois de test.

Et sur celui de F3-F4, la distribution est portée par l'axe F3 aux deux sens et évidemment par le sens négatif du F4 (Figure IV.24). On doit prendre en considération le type de la zone et l'axe de la poutre pour la lecture de ces résultats.

Au moyen de la courbe de tendance (linéaire), on peut voir une famille composée de trois groupes G_I , G_{II} et G_{III} sur un petit intervalle limité par un cercle de rayon de 2,5 environ dans la figure IV.25. Le groupe G_I représente la zone (a) du béton (A), il est porté par F1 et F2 dans leurs sens positifs et distribués autour du point de l'origine. Le groupe G_{II} représente la zone (b) du béton (A), il est porté par F1 et F2 toujours aux sens positif et négatif mais il est plus restreint que G_I . Le groupe G_{III} représente la zone (c) du béton (A), il est porté en majorité par F1 aux sens positif et négatif.

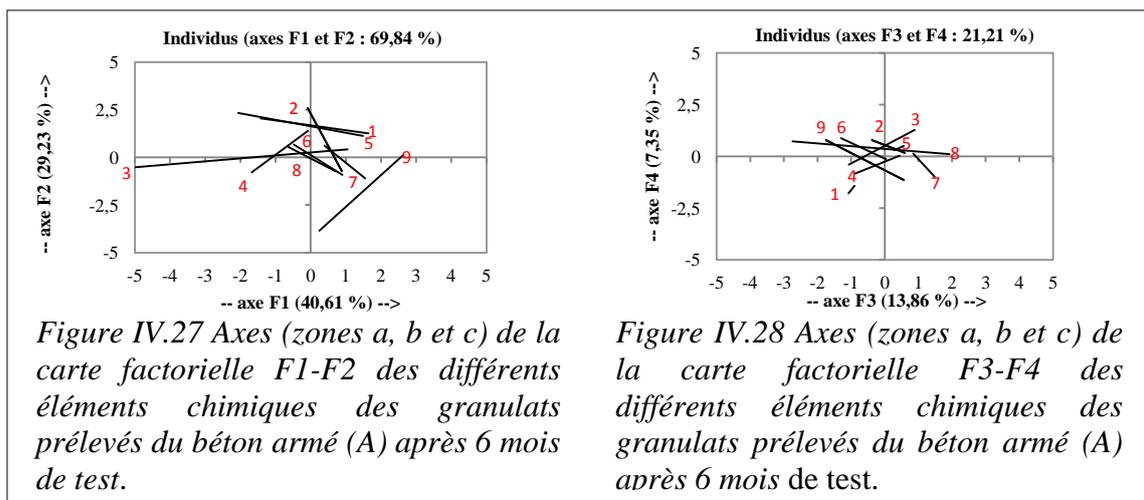
Le plan F3-F4 n'est en réalité qu'une forme plus restreinte du plan précédent, il occupe moins de surface centrée sur un petit intervalle limité par un cercle de

rayon de 2,0 environ. Au moyen de la tendance on a pu repérer également trois groupes G_I , G_{II} et G_{III} représentant les mêmes zones (a, b et c) respectivement du béton (A). Dont les groupes G_{II} et G_{III} se rapprochent l'un à l'autre aux sens positif et négatif des axes F3 et F4. (Figure IV.26)



Au moyen de la courbe de tendance (linéaire), un autre type d'identification est élaboré de la même carte factorielle de la figure IV.27. On sélectionnant les axes de la poutre en béton (A), et à partir de chaque axe les trois zones (a, b et c) sont regroupés simultanément.

La lecture des graphes nous a donné une forme similaire des axes aux deux plans F1-F2 et F3-F4, la disposition des axes est condensée et centrique sur un intervalle de $\pm 2,5$ environ pour les deux plans, ce qui confirme les résultats précédents. (Figures IV.27 et IV.28)

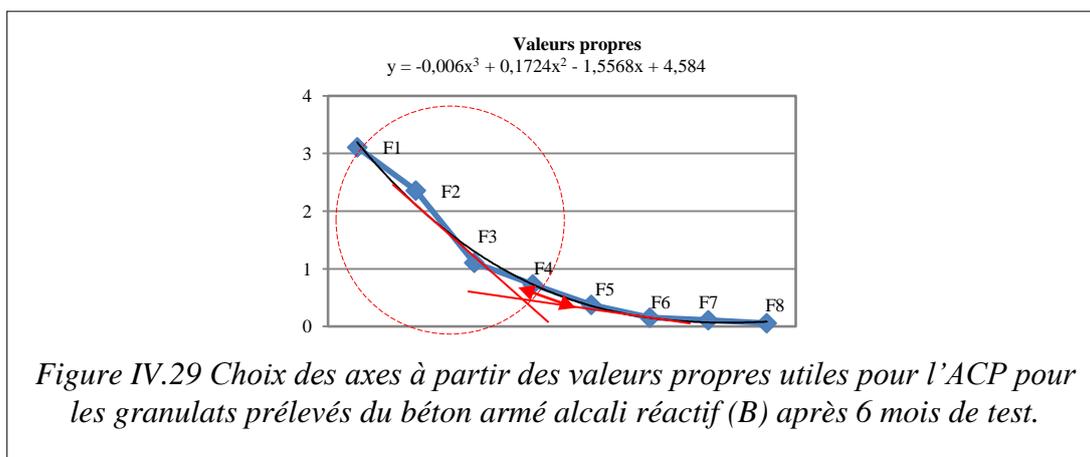


On peut dire que les zones sont confondues presque (a, b et c), elles sont centriques et faiblement corrélées selon l'ACP, cela explique l'absence de la décoloration à l'intérieur du béton (A) mais en réalité elles sont présentes

malgré leurs invisibilités à l'œil nu ou même sous microscopique. À ce fait, l'ACP est le seul moyen de la détection des zones de la réaction (a, b et c) en état potentiel inactif, même si le matériau béton (A) montre un aspect normal d'un béton sain.

2.1.2.3 Etat 03- Granulats du béton armé (B) affecté par l'AAR de 6 mois d'âge

Le choix d'axes se limite toujours à la conservation des quatre premiers axes F1, F2, F3 et F4, avec une courbe de tendance Bilinéaire et polynômiale de l'ordre de 3 comme le montre la figure IV.29.



• Matrice de corrélation

Les résultats obtenus des granulats du béton (B) relative à la matrice des corrélations des variables (Tableau IV.7) montrent la continuité de la chute en nombre et aux taux des composants chimiques avec les deux signes (\pm). Ils présentent une forte corrélation positive uniquement entre les éléments (Al_2O_3 , Fe_2O_3) de 0,83. Les éléments (K_2O , Na_2O) sont positivement corrélés entre eux de 0,66 et ils présentent également une corrélation positive moyenne avec Al_2O_3 et CaO de 0,60 et 0,64 successivement.

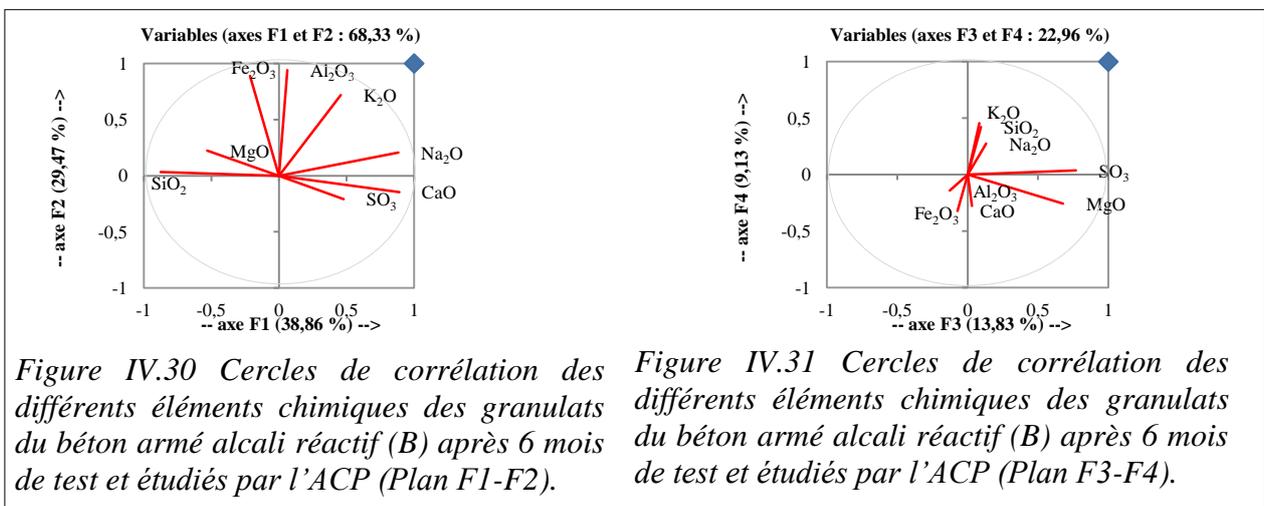
Tableau IV.7 Matrice de corrélation des granulats prélevés du béton armé alcali réactif (B) testé durant 6 mois.

| | CaO | Al_2O_3 | Fe_2O_3 | SiO_2 | MgO | Na_2O | K_2O | SO_3 |
|-------------------------|-----|-------------------------|-------------------------|----------------|--------|-----------------------|----------------------|---------------|
| CaO | 1 | -0,062 | -0,239 | -0,889 | -0,432 | 0,638 | 0,192 | 0,349 |
| Al_2O_3 | | 1 | 0,831 | -0,097 | 0,093 | 0,178 | 0,599 | -0,221 |
| Fe_2O_3 | | | 1 | 0,126 | 0,332 | -0,089 | 0,396 | -0,218 |
| SiO_2 | | | | 1 | 0,406 | -0,653 | -0,181 | -0,319 |
| MgO | | | | | 1 | -0,348 | -0,094 | 0,075 |
| Na_2O | | | | | | 1 | 0,661 | 0,428 |
| K_2O | | | | | | | 1 | 0,103 |
| SO_3 | | | | | | | | 1 |

La forte corrélation négative réside uniquement entre les éléments (CaO , SiO_2) de 0,89 ; avec une seule corrélation négative moyenne entre le Na_2O et SiO_2 de 0,65.

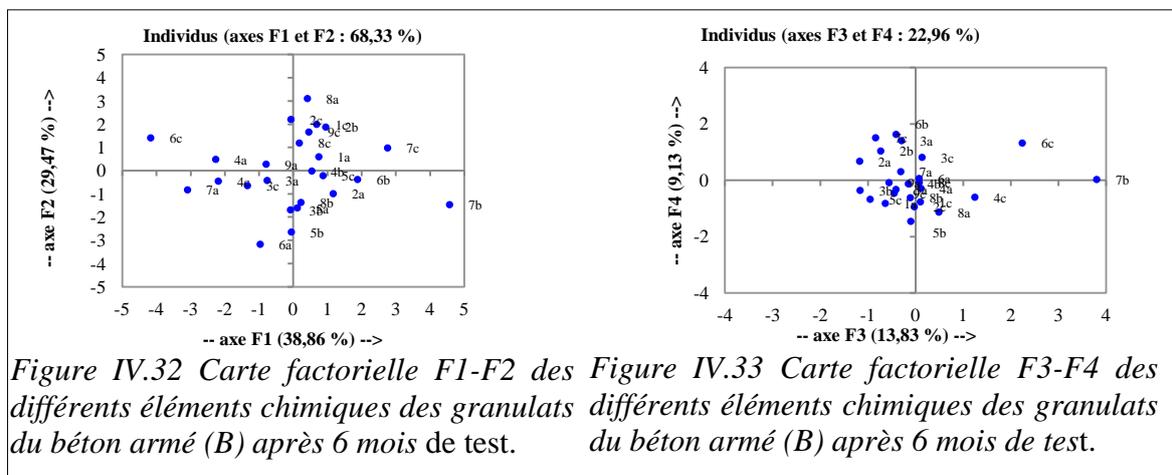
• Cercle de corrélation

Les résultats obtenus appropriés aux granulats du béton (B) relative aux cercles de corrélation indiquent la possession de quatre axes toujours pour la lecture des données. Avec une autre forme de distribution proche à celle du béton (A), et une chute vis-à-vis des taux des corrélations. L'axe F1 n'est porté que par deux éléments Na_2O et CaO au sens positif et deux éléments au sens négatif il est porté par MgO et SiO_2 . Et l'axe F2 est porté par le Fe_2O_3 , Al_2O_3 et K_2O et celui de F3 est porté par MgO et SO_3 . (Figures IV.30 et IV.31)



• Plan factoriel des individus

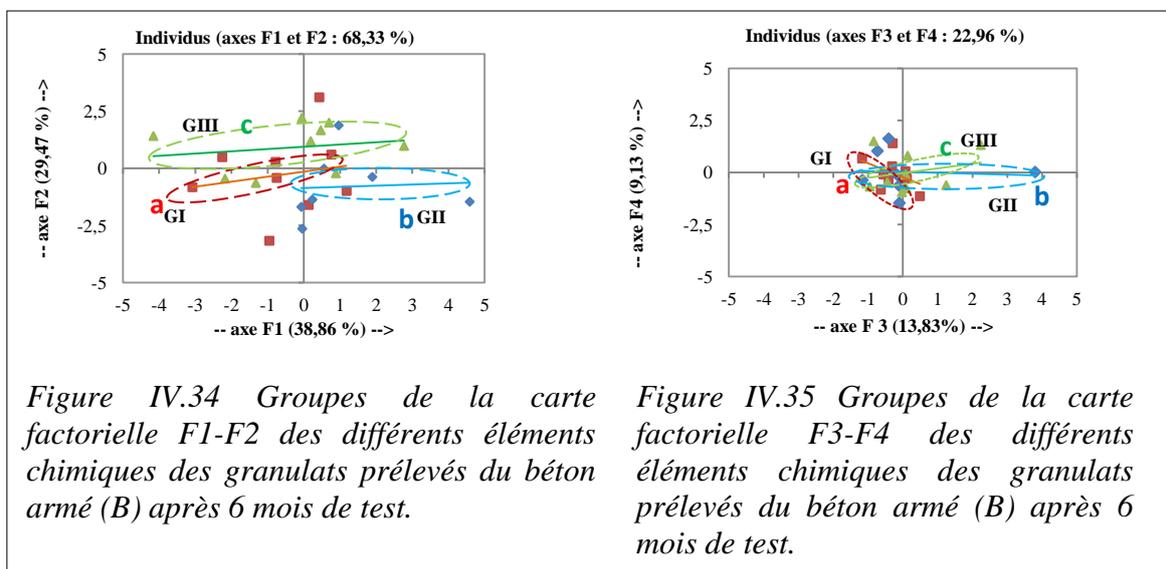
La projection des individus dans les figures IV.32 et 33 sur le plan factoriel F1-F2 ainsi F3-F4 pour le matériau granulat prélevé du béton (B) a donné contrairement au béton (A), une distribution centrique pour le plan F3-F4.



Et sur le plan F1-F2, la distribution est portée par l'axe F1 et F2 aux deux sens négatif et positif. On doit prendre en considération le type de la zone et l'axe de la poutre pour la lecture de ces résultats en cas de présence de réactions alcalines avec ces granulats.

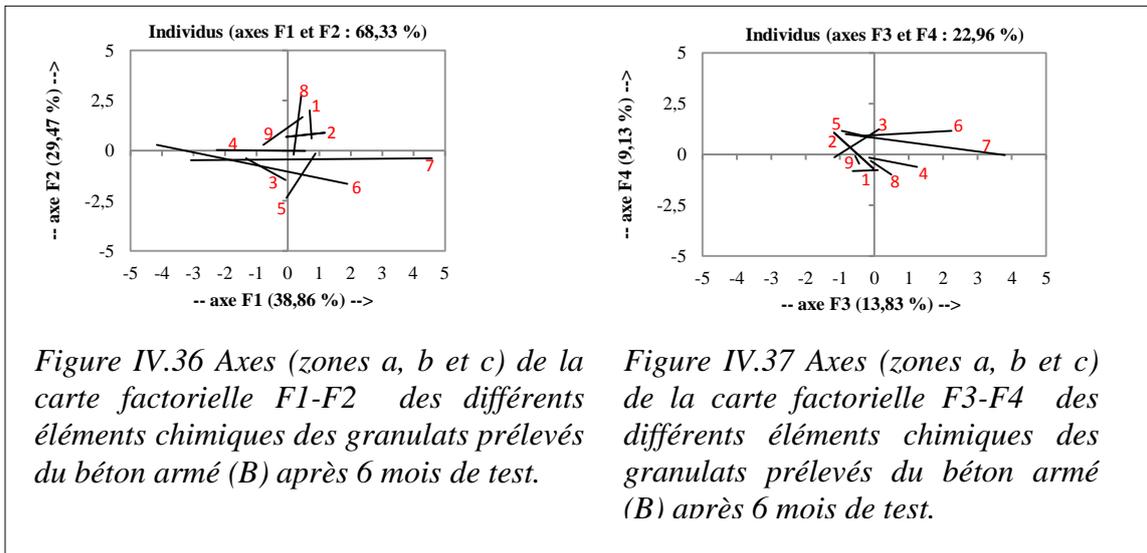
Au moyen de la courbe de tendance (linéaire), on a pu voir une famille composée de trois groupes G_I , G_{II} et G_{III} sur un intervalle plus grand que celui du béton (A), limité par un cercle de rayon de 3,0 environ dans la figure IV.34. Ces groupes occupent des surfaces similaires presque mais ils se disposent différemment qu'au béton (A). Le groupe G_I représente la zone (a) du béton (B), il est porté par F1 et F2 aux sens négatifs. Le groupe G_{II} représente la zone (b) du béton (B), il est porté par F1 au sens positif et F2 au sens négatif. Le groupe G_{III} représente la zone (c) du béton (B), il est porté par F2 au sens positif et par F1 au sens négatif.

Le plan F3-F4 n'est en réalité qu'une forme plus restreinte du plan précédent, il occupe moins de surface centrée sur un petit intervalle limité par un cercle de rayon de 1,5 environ. Au moyen de la tendance on a pu repérer également trois groupes G_I , G_{II} et G_{III} représentant les mêmes zones (a, b et c) respectivement du béton (B). Dont les groupes G_{II} et G_{III} se rapprochent l'un à l'autre dans le sens positif des axes F3 et F4. (Figure IV.35)



Au moyen de la courbe de tendance (linéaire), un autre type d'identification est élaboré de la même carte factorielle. On sélectionnant les axes de la poutre en béton (B), et à partir de chaque axe les trois zones sont regroupées (a, b et c) simultanément. (Figures IV.36 et IV.37)

La lecture des graphes nous a donné une forme différente des axes aux deux plans F1-F2 et F3-F4. La disposition des axes est comme étant condensé et centrée sur un intervalle de $\pm 1,5$ environ pour le plan F3-F4. Mais pour le plan F1-F2, ces axes se propagent sur un intervalle de $\pm 4,0$ environ dans les deux sens positif et négatif des axes F1 et F2.



On peut dire que les zones (a, b et c) pour le béton (B) sont moins confondues par rapport au béton (A) selon l'ACP. Ce qui explique la présence de la décoloration à l'intérieur du béton (B). À ce fait, l'ACP est un moyen de confirmation plus performant de la détection des zones de la réaction (a, b et c) en plus des autres moyens d'investigation des bétons atteints de l'AAR.

2.2 Traitement des résultats de la méthode statistique ACP

• Matrice de corrélation

- Pour les matériaux (ciments, gels de 28 jours et 6 mois, et granulats purs)

Les matériaux ciment, gels des bétons (B) de 28 jours et de 6 mois d'âge montrent une très forte corrélation positive et négative. En présence des granulats purs on remarque une diminution des corrélations et parfois d'une façon non significative surtout pour le CaO et le MgO avec la majorité des éléments chimiques.

- Pour les granulats des bétons (A et B)

En béton (A) les granulats sont en réaction avec le ciment, on note la chute des valeurs de corrélation positives et négatives entre les divers composants chimiques par rapport au cas précédent (avant réaction). La corrélation positive est forte entre (Al_2O_3 , Fe_2O_3) et (MgO , SiO_2) et elle est moyenne entre (Al_2O_3 et K_2O). La forte corrélation négative réside uniquement entre (CaO et SiO_2) et

négative moyenne entre le (Na₂O et SO₃). En béton (B) les granulats sont en réaction avec le ciment attaqué par les alcalins, on note la continuité de la chute. La corrélation positive est forte entre (K₂O, Na₂O) et (MgO, SiO₂) et elle est moyenne entre (Al₂O₃ et CaO). La forte corrélation négative réside uniquement pour le (CaO et SiO₂) et négative moyenne entre le (Na₂O et SiO₂).

On constate que l'ACP permet de voir clairement l'évolution des taux de corrélation entre les divers individus en ajoutant et en réduisant des matériaux. Ce qui montre leurs effets chimiques, d'où on peut choisir facilement les additions minérales pour la prévention en cas de l'AAR en connaissant son élément chimique de base tel que, les laitiers de haut fourneau qui sont composés essentiellement du Fer (Fe) et qui ont minimisé les corrélations entre le béton A et celui de B.

Tableau IV.8 Résultats des matériaux utilisés traités par l'ACP concernant les matrices de corrélation.

| Matériaux | / Âges | Type de corrélation entre les composants chimiques | | | |
|---|----------|--|--|--|--|
| | | Forte (+) | Moyenne (+) | Forte (-) | Moyenne (-) |
| <u>Matériaux - Gels de 28 jours et 6 mois d'âge du béton armé B et Ciment</u> | | | | | |
| Ciment | 0 | • (CaO, Al ₂ O ₃ , | - | • Na ₂ O et (CaO, | • MgO et (CaO, |
| Gels du | 28 jours | Fe ₂ O ₃) | | Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ , | K ₂ O) |
| béton armé | et 6 | • (SiO ₂ , K ₂ O, SO ₃) | | SiO ₂ , K ₂ O et | |
| B | mois | • (CaO, Al ₂ O ₃ et Fe ₂ O ₃) | | SO ₃) | |
| | | • (SiO ₂ , K ₂ O et SO ₃) | | | |
| ----- | | | | | |
| Ciment | 0 | • (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃) | | • Na ₂ O et | • MgO et (SiO ₂ , |
| Gels du | 28 jours | • (SiO ₂ , K ₂ O, SO ₃) | | (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ , | K ₂ O) |
| béton armé | et 6 | • (Al ₂ O ₃ et Fe ₂ O ₃) | | SiO ₂ , K ₂ O et | |
| B | mois | • (SiO ₂ , K ₂ O et SO ₃). | | SO ₃) | |
| Granulat pur | 0 | | | | |
| <u>Matériaux- Granulats en Etat 02 pour le granulat du Béton armé A de 6 mois d'âge</u> | | | | | |
| Granulat du | 6 mois | • (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃) | • (Al ₂ O ₃ , K ₂ O) | • (CaO, SiO ₂ et MgO) | • (Na ₂ O et SO ₃) |
| béton (A) | | • (MgO, SiO ₂) | | | |
| ----- | | | | | |
| <u>Matériaux- Granulat en Etat 03 pour le granulat du Béton armé B de 6 mois d'âge</u> | | | | | |
| Granulat du | 6 mois | • (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃) | • (Al ₂ O ₃ , Na ₂ O) | • (CaO, SiO ₂) | • (Na ₂ O et SiO ₂) |
| béton (B) | | | • (Al ₂ O ₃ , CaO) | | |

• Cercle de corrélation et Plan factoriel des individus

- Pour les matériaux (ciments, gels de 28 jours et 6 mois et granulat pur)

On comparant les cercles de corrélation et les cartes des individus (Figure IV.16 avec Figure IV.18) et (Figure IV.17 avec Figure IV.19), on constate que le gel

de 28 jours est influencé par le Na_2O et le gel de 6 mois est influencé par le MgO vu la grande compatibilité sur l'axe F1 au sens négative entre les deux gels et le Na_2O et MgO . On voit bien que le facteur temps influe essentiellement sur la composition des gels, il est clair que la présence du CaO après 6 mois est essentielle pour former ces gels en fixant ce composant chimique.

On note également, que le ciment et le granulat pur sont portés par le reste des éléments chimiques, la consommation du CaO par les gels au cours du temps inverse le classement de ces éléments chimiques.

- Pour les granulats des bétons (A et B)

On combinant les cercles de corrélation et les cartes des individus des granulats des zones (a, b et c) des bétons A et B par la figure IV.21 avec la figure IV.25; les figures IV.22 avec figure IV.26; la figure IV.30 avec celle IV.34 et les figures IV.31 avec IV.35), on voit une grande correspondance entre les divers éléments chimiques et les ellipses limitant les zones (a, b et c). En copiant les ellipses des individus aux cercles de corrélation avec les mêmes emplacements sur les axes, les composants chimiques coïncidant avec ces zones sont récapitulés au tableau IV.9.

Tableau IV.9 Zones (a, b et c) et leurs composants chimiques dans les bétons (A et B).

| Béton | Zone | Composants chimiques | | Composants chimiques dominants | |
|-------|------|--|--|---|---|
| | | Plan F1-F2 | Plan F3-F4 | Plan F1-F2 | Plan F3-F4 |
| A | a | Fe_2O_3 , Al_2O_3 et K_2O | CaO , K_2O , MgO , SO_3 et SiO_2 | Fe_2O_3 et Al_2O_3 | CaO et K_2O |
| | b | Na_2O et CaO | Na_2O , MgO , SiO_2 et Al_2O_3 | Na_2O et CaO | Na_2O |
| | c | SiO_2 , SO_3 et MgO | Fe_2O_3 , K_2O , CaO et Al_2O_3 | SiO_2 , SO_3 et MgO | Fe_2O_3 et K_2O |
| B | a | SiO_2 et MgO | Al_2O_3 , CaO et Fe_2O_3 | SiO_2 | - |
| | b | SO_3 , CaO et Na_2O | MgO , SO_3 et Na_2O | CaO et Na_2O | MgO et SO_3 |
| | c | MgO , Fe_2O_3 , Al_2O_3 et K_2O | Na_2O , SiO_2 et K_2O | Fe_2O_3 , Al_2O_3 et K_2O | K_2O |

On constate que la zone hydrique (c) représente la surface de déroulement des réactions chimique (granulat- alcalin) vu le manque du gel en poudre, c'est le gel en état soluble. Cette zone représente en réalité l'aire du groupement de tous les composants du béton (B) : agrégat, ciment, acier et alcalin.

Et la zone blanchâtre (a et b) est la surface de formation du gel qui la traverse vers l'extérieur (peau) de la poutre en béton armé vue la présence intensive de ce gel, c'est le dépôt du gel, autrement dit là où le gel est décanté. L'identification minéralogique des composants du gel est identifiée par fixation de l'élément chimique CaO en comparant précédemment des cercles de corrélation et les plans factoriels des individus des matériaux (ciment gels et granulat pur).

Tableau IV.10 Résultats des matériaux utilisés traités par l'ACP concernant les cercles de corrélation.

| Matériaux / | Âges / Axes: | Type de corrélation entre les composants chimiques par axe | | | |
|--|----------------------|--|---|---|------------------------------------|
| | | F1 | F2 | F3 | F4 |
| <u>Matériaux- Gels de 28 jours et 6 mois d'âge du béton armé B et Ciment</u> | | | | | |
| Ciment Gels du béton armé B | 0 28 jours et 6 mois | La grande majorité des composants chimiques sont fortement corrélés positivement et ils sont portés par F1 sauf l'élément Na ₂ O. | MgO est porté par F2. | - | - |
| Ciment Gels du béton armé B | 0 28 jours et 6 mois | Encore plus grande majorité des composants chimiques sont fortement corrélés positivement et ils sont portés par F1. | CaO est porté par F2. | - | - |
| Granulat pur | 0 | le MgO marque un changement de position et au sens négatif par rapport au cas précédent. | | | |
| <u>Matériaux granulats- Etat 02 pour les granulats du Béton armé (A) de 6 mois d'âge</u> | | | | | |
| Granulat du béton (A) | 6 mois | Na ₂ O et CaO au sens positive et il est porté par MgO, SiO ₂ , SO ₃ au sens négatif. | (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ et K ₂ O) sont portés F2. | SO ₃ est porté par F3 au sens (+) et par Na ₂ O | K ₂ O est porté par F4. |
| <u>Matériaux granulats- Etat 03 pour le granulat du Béton armé (B) de 6 mois d'âge</u> | | | | | |
| Granulat du béton (B) | 6 mois | Na ₂ O et CaO au sens positive et il est porté par MgO, SiO ₂ , au sens négatif | (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃ et K ₂ O) sont portés par F2. | MgO et SO ₃ sont portés par F3. | - |

Tableau IV.11 Résultats des matériaux utilisés traités par l'ACP concernant les Plans factoriels des individus.

| Matériaux / | Âges | Type de corrélation entre les composants chimiques par groupe | | | Observations |
|---|----------------------|--|---|---|--|
| | | Groupe1 | Groupe2 | Groupe3 | |
| <u>Matériaux- Gels de 28 jours et 6 mois d'âge du béton armé B et Ciment</u> | | | | | |
| Ciment Gels du béton armé B | 0 28 jours et 6 mois | Contient le ciment et les granulats. Porté par F1 au sens positif | le Assemble 2 types de gels alcali réactif. Porté par F1 au sens positif | - | - |
| Granulat pur | 0 | | au sens négatif | | |
| <u>Matériaux- granulats en Etat 02 pour les granulats du Béton armé (A) de 6 mois d'âge</u> | | | | | |
| Granulat du béton (A) | 6 mois | Représente la zone (a), il est porté par F1 et F2 aux sens positifs et distribué autour du point de l'origine. | Représente la zone (b), il est porté par F1 et F2 aux sens positif et négatif | Représent e la zone (c), il est porté par F1 aux sens positif et négatif. | <ul style="list-style-type: none"> • Distribution centrique pour le plan F1-F2 • Distribution est portée par l'axe F3 aux deux sens et par le sens négatif du F4 pour le plan F3-F4. • Le plan F3-F4, les groupes 2 et 3 se rapprochent l'un à l'autre aux sens positif et négatif des axes F3 et F4. |

Matériaux- granulats en Etat 03 pour les granulats du Béton armé (B) de 6 mois d'âge

| | | | | | |
|-----------------------|--------|--|---|---|--|
| Granulat du béton (B) | 6 mois | Représente la zone (a), il est porté par F1 et F2 aux sens négatifs. | Représente la zone (b), il est porté par F1 et F2 aux sens négatifs | Représente la zone (c), il est porté par F1 aux F2 au sens positif et par F1 au sens négatif. | <ul style="list-style-type: none"> • Distribution centrique pour le plan F3-F4 • Distribution est portée par l'axe F1 et F2 aux deux sens négatif et positif pour le plan F3-F4. • Le plan F3-F4, les groupes 2 et 3 se rapprochent l'un à l'autre au sens positif des axes F3 et F4. |
|-----------------------|--------|--|---|---|--|

En analysant le mouvement du gel en exsudation résultant de l'AAR dans le béton (B), on a pu identifier les étapes de l'état du gel dans le tableau IV.9 par la figure IV.38, ce schéma montre :

- Etape 01

- La réaction chimique entre les composants du béton avec les alcalins se produit d'abord en zone (c) composé dont les granulats sont riches en MgO, Fe₂O₃, Al₂O₃ et K₂O, en présence de l'eau et la température d'où la formation d'un gel soluble transparent et translucide.

- Etape 02

- Ensuite, le gel soluble formé se déplace vers la zone la plus proche (b ou a), en laissant la place à d'autres alcalins et le reste des composants du béton pour réagir à nouveau vu leurs disponibilités.

- Le gel soluble se cumule pour se présenter avec une nouvelle forme (en poudre solide) dans les zones (a et b) par précipitation à cause de la croissance de sa concentration.

- Etape 03

- En dernier stade, le gel cumulé en zone (a) tend à sortir vers l'extérieur à travers la surface de moulage de la poutre en béton armé, les granulats de la zone (a) sont riches en SiO₂ avec peu de MgO.

- Et, le gel cumulé en zone (b) tend à sortir vers l'extérieur à travers les parois du béton armé (cotés), la zone (b) est riche en SO₃, CaO avec peu de Na₂O pour ses granulats.

- L'évacuation de ce gel à tendance de libérer les zones (a et b) pour les autres quantités du gel sortant qui est riche en CaO et la réaction est toujours en cours avec la présence d'un milieu favorable de l'AAR. Quand le débit du gel solide sortant dépasse le volume des pores et cavités du béton, il créait par pression des réseaux de fissure en maillage pour dégager la totalité du gel de l'AAR.

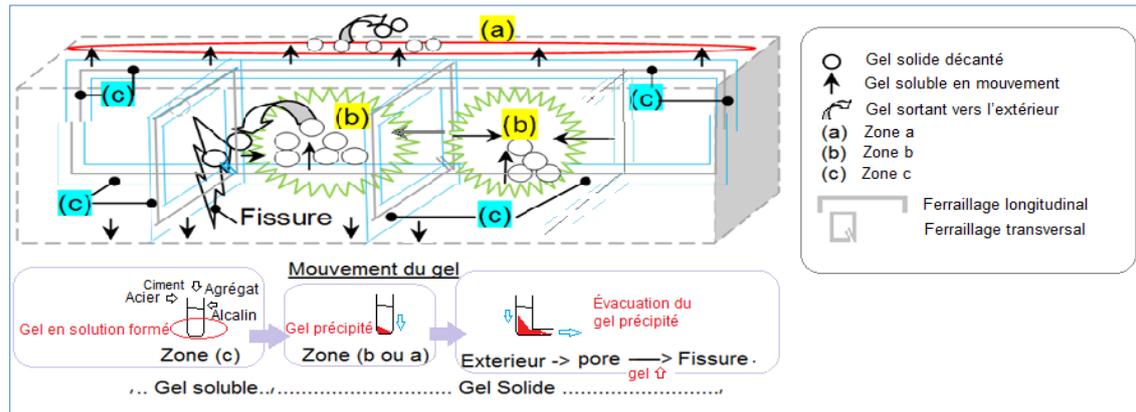


Figure IV.38 États du gel de l'AAR formé et son mouvement interne dans une poutre 120 x 20 x 15 cm en béton alcali réactif (B) durant 6 mois d'essai.

Les fissurations prennent naissance pour évacuer le gel en exsudation, les premières fissures sont au niveau de la zone de contact 'Granulat- Alcalin' dit (zone de transition). Cette zone est notamment la zone de réaction 'Granulat-Alcalin', il paraît que c'est la zone fragile pour la matrice du béton qui est un matériau hétérogène. Ces constatations sont faites selon l'analyse microscopique sur des échantillons en béton prélevé des éprouvettes (Figure IV.7), et à l'âge de 28 jours on a repéré les fissures au niveau de la zone d'adhérence 'Granulat-Ciment'. De même l'âge de 28 jours correspond à l'âge d'apparition des ouvertures de fissures dans le béton atteint de l'AAR (B) (Figure IV.8).

La résistance de compression et à la rupture dans les zones comprimées pour l'essai de flexion par 4 points aux poutres de 6 mois en béton armé (A) augmente jusqu'à 9,75 MPa. Or le béton armé (B) affecté par l'AAR présente une valeur de 10,17 MPa, avec un gain de 4,27 % en plus que celle de (A). Ce qui est expliqué par la participation du gel solide à l'amélioration de la caractéristique mécanique de la compression en remplissant les pores et le réseau de fissures.

3. Conclusions du chapitre

Pendant 6 mois de conservation dans des conditions favorables à l'AAR, on a pu tester les granulats réactifs au moyen d'une poutre en béton armé 120 x 20 x 15 cm, plusieurs aspects sont traités :

- *La poutre en béton armé (A) référence* : ce béton est sans addition en Alcalin, conservé à une saturation complète et une température ambiante, il maintient son aspect normal sans décoloration ni fissurations en surface externe et interne (bonne texture).

- *La poutre en béton armé en béton (B) alcali réactif* : Chimiquement et par l'essai (FRX), les granulats utilisés sont riches en (CaO et CaCO₃) avec un taux élevé de l'élément (CaO) ; et lors de l'hydratation de ce dernier en (T°, HR), le gel de l'AAR se compose principalement de (CaO) dû à l'hydratation de Ca(OH)₂. L'identification de ces granulats les classe autant que Dolomitique due à la présence des composants CaCO₃(MgO, FeO₃) avec un faible taux de SiO₂, or le type de réaction alcaline que donnent ces agrégats est 'Alcali Carbonate réaction ACR'. À cause de la dominance des éléments (CaO et CaCO₃ > 80 %) avec (17 % de SiO₂), ensuite (Al₂O₃, Fe₂O₃ et MgO) avec des portions qui ne sont pas négligeables.

Plusieurs dégradations se manifestent :

- À la fin de cet essai, la poutre se décolore et devient totalement blanchâtre, fissurée, maillée et éclatée dans son parement externe. L'ouverture extrême est de 1,5 mm et 17758 Maille /m² qui représente un très grand nombre de faiençages.

- À la rupture pour l'essai de flexion par 4 points, la résistance de compression aux zones comprimées des poutres en béton armé (B) et qui est dégradée physiquement en surface externe. Cet essai présente un taux de 10,17 MPa plus important que celui de (A), avec un gain de 4,27 %, grâce à la participation du gel solide en poudre et en augmentant la compacité du béton par le remplissage des vides, des pores ainsi que les fissures de l'AAR.

- Microscopiquement c'est à l'âge de 28 jours qu'on a repéré les fissures au niveau de la zone d'adhérence 'Granulat- Ciment' en béton atteint de l'AAR.

- Dans la matrice interne du même matériau, le long de la poutre trois zones (a, b et c) se forment uniquement pour le béton armé (B):

- Zone (c): c'est la zone hydrique permanente (huilée), elle est répartie le long des armatures transversales et longitudinales, en plus entourée des deux zones précédentes. Elle représente la surface où se rassemblent les composants du béton armé et se déroulent les réactions chimiques (granulat

alcalin). Vu le manque du gel en poudre dans cette zone, cette aire représente l'emplacement de la formation du gel en 'état soluble'.

○ Zone (a) et (b) : une surface blanchâtre, sèche et plane de gel blanc en poudre qui occupe la périphérie et le centre du béton confiné. À travers cette zone le gel formé qui traverse vers les extrémités, ensuite en peau de la poutre, vu la présence intensive de ce gel. Ces zones représentent l'aire du dépôt du gel ou gel décanté.

- La méthode ACP permis d'extraire :

- Moyennes et l'écart types

Globalement, l'ensemble des données durant 6 mois d'essai pour les agrégats, ciment et même les gels formés. Les éléments chimiques les plus dominants sont CaO, or la silice SiO₂ reste faible mais le reste des composants sont en quantité très faibles. Pour les bétons (A et B), nous ne notons pas de grande supériorité entre ces deux types de béton, ils sont équilibrés.

- Matrice de corrélation

Le matériau granulat dans ses divers états montre des corrélations positives ou négatives dans leurs signes, fortes et parfois moyennes. Mais en globale elle est décroissante en taux et en nombre d'éléments chimiques corrélés.

- Cercle de corrélation

Pour tous les matériaux quels que soient leurs âges les axes étudiés sont 4 dans leur nombre, les composants chimiques qui ne sont pas portés par F1, F2, F3 et F4 sont corrélés faiblement ou moyennement et disposés entre ces deux axes. Pour les granulats du béton (A) on trouve une distribution très différente par rapport au cas précédent avec une chute considérable des corrélations.

- Plan factoriel des individus

On peut dire que les zones sont confondues presque (a, b et c), elles sont centriques et faiblement corrélées selon l'ACP, cela explique l'absence de la décoloration à l'intérieur du béton (A) mais en réalité elles sont présentes malgré leurs invisibilités à l'œil nu ou même sous microscopique. À ce fait, l'ACP est le seul moyen de la détection des zones de la réaction (a, b et c) en état potentiel inactif, même si le matériau béton (A) montre un aspect normal d'un béton sain.

Pour le béton (B) on peut notamment dire que les zones (a, b et c) sont moins confondues par rapport au béton (A) selon l'ACP. Ce qui explique la présence de la décoloration à l'intérieur du béton (B). À ce fait, l'ACP est un moyen de confirmation plus performant de la détection des zones de la réaction (a, b et c) en plus des autres moyens d'investigation des bétons atteints de l'AAR.

- La formation du gel dans le béton B passe par trois étapes (03) :
 - Etape 01 : la réaction chimique entre les composants du béton avec les alcalins se produit en zone (c) qui est riche en MgO, Fe₂O₃, Al₂O₃ et K₂O pour ses granulats, le gel formé est soluble transparent et translucide.
 - Etape 02 : ce gel déplace vers la zone la plus proche (b ou a), en laissant la place à d'autres alcalins et le reste des composants du béton pour réagir, il se cumule pour se présenter avec une nouvelle forme (en poudre solide) dans les zones (a et b).
 - Etape 03 : le gel cumulé en zone (a) tend à sortir vers l'extérieur à travers la surface de moulage de la poutre en béton armé, les granulats de la zone (a) sont riches en SiO₂ avec peu de MgO. Et le gel cumulé en zone (b) tend à sortir vers l'extérieur à travers les parois du béton armé (cotés), la zone (b) possède des granulats riches en SO₃, CaO avec peu de Na₂O. Le gel sortant à travers les réseaux de fissure exerce une pression, il forme des fissurations en maillage, il est riche en CaO.
- L'ACP permet de voir clairement l'effet des ajouts sur le béton en contrôlant les taux de corrélation entre les divers individus et éléments chimiques pour le cas de l'AAR et les autres pathologies. D'où la réparation et l'intervention sont appuyées essentiellement sur la sélection du type de substituant dont l'effet revient à l'élément chimique qui fait sa composition de base, tel que le laitier qui est composé du Fer (Fe).

Conclusions générales et recommandations

On peut conclure que l'AAR est la pathologie la plus compliquée dans le domaine du Génie Civil. Elle menace la durabilité du béton des structures massives (Ouvrages d'art). Dont les agrégats sont potentiellement réactifs face à un milieu chimiquement agressif hyperbasique, avec de considérables hygrométries et températures. Les protocoles expérimentaux réalisés aux laboratoires Algériens, des matériaux locaux sont utilisés pour la confection des bétons (A et B) avec et sans dopage en alcalin (0,3 ; 1,25) % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$. Tous les spécimens en béton : prismes, cubes, cylindres, ainsi les poutres en béton armé (modèle réduit) sont mis en conditions favorables à l'AAR (48 °C, 100 %) et sont testés selon les normes universelles ASTM, ACNOR et AFNOR durant 6 mois.

Les résultats trouvés de l'AAR ont montré l'apparition simultanée de devers dégradations, l'étude démontre qu'à l'âge de 3 mois et le dopage utilisé 1,25 % sont suffisants pour une détérioration physicomécanique complète. Cette réaction est classée étant alcali carbonate (ACR).

Le béton sain A conserve ses aspects le long des essais sans gel, ce qui tout à fait normale, or celui alcali réactif B est décoloré en surface dû au gel de l'AAR formé dès les premières semaines d'essai, propagé avec le temps par la suite. Ce gel remplit tous les pores du béton et même le réseau des fissures permanentes et évolutives. Les auréoles et pustules, apparaissent à partir de 2 mois d'âge, le déchaussement des granulats est totalement influencé par l'occupation du gel les vides autour des grains ce qui améliore sa cohésion. La potentialité granulaire vis-à-vis de l'AAR, affiche une réactivité encore plus importante d'environ 30 % par rapport à nos résultats déjà publiés avec un chauffage moins de 10° C. Elle reste toujours classer selon les normes mondiales de (Haute réactivité) d'après DLC/ Canada et (Réactif) selon ASTM et AFNOR. L'expansion au béton B aux cylindres (Ø11, H22) cm atteint 0,534 %, dans lesquelles l'effet de volume est très considérable. L'essai de détection de la réactivité des granulats par changement de la longueur due à l'AAR dont le code est ACNOR : CSA A23.2 -14A (AFNOR NF P 18-587) quoiqu'il soit envisagé pour les prismes 7 x 7 x 28 cm. La courbe expansion temps donnée par ce test ne présente la forme en (S) de Larive avec ses 4 phases qu'aux éprouvettes cylindriques (Ø11, H22) cm.

Les premières microfissures se localisaient au bout d'un mois aux plots, coins des sections des éprouvettes, c'est le problème des coins. Elles sont sous forme

Manx en Y et s'évaluaient en forme polygonales « Faiëncage » de l'AAR simultanément avec l'exsudation du gel. À l'âge de 6 mois l'ouverture extrême de fissure est de 1,5 mm aux poutres en béton armé avec un maximum de 17 758 mailles /m². Quoique le faiëncage soit un stade avancé de la fracturation mais graphiquement il se comporte différemment, des formules empiriques mettent en correspondance la dimension de l'éprouvette, son ouverture de fissure et faiëncage extrême.

Mécaniquement et au cours du temps, la divergence entre les bétons (A et B) est notée aux spécimens en compression 'à la rupture'. La supériorité en béton B traduit la croissance de sa compacité par le gel qui occupe les vides et les fissures, ce qui est confirmé par l'essai non destructif ultrasonore. La chute de cette résistance est notamment due à la diffusion du gel vers l'extérieur laissant ainsi la matrice de béton fracturé, avec de taux extrêmes de 24,1 ; 28,6 et 20,6 % au cylindre de 28 jours, prisme de 6 mois, et poutre de 28 jours successivement. À la compression la plus grande résistance est associée au cube mené de la plus petite surface (A à 6 mois: 25,67 MPa; B à 3 mois: 22,46 MPa). Pour ce type de résistance, l'effet des aciers est dominant par rapport au gel dans les poutres et met les bétons armés (A, B) en équilibre. Cela est confirmé par la déformée, la position de l'axe neutre où la zone comprimée est supérieure à celle tendue en béton B.

Chimiquement, le gel formé a deux rôles : celui bloqué au pore et fissure améliore la compacité et la résistance du béton, il crée le faiëncage de celui-ci. Et le gel sortant vers l'extérieur lié aux zones blanchâtres formées internement dans le béton alcali réactif, induit la fracturation et la chute de sa résistance. En cas de l'ACR, on a découvert les diverses phases du gel formé dans les poutres B, trois zones permanentes (a, b, et c) ont eu lieu : (a et b) zones blanchâtres de gel décanté (dépôt), en périphérie (a) au centre du béton confiné (b), et (c) en zone hydrique huilée où le gel initial est formé en état soluble transparent après la réaction chimique Granulat-Alcalin au niveau des aciers. On a déterminé un moyen très performant grâce à l'ACP appliquée à l'essai pétrographique, il détecte ces zones (a, b et c) dans l'état de béton armé dégradé B, même dans l'état potentiel ou sans dommage en béton A dont la composition chimique est détaillée pour chaque étape. Cette technique déterminera au futur le type de substituant, son taux et effet sur les bétons en cas de la prévention, d'où la réparation aura lieu sous une base scientifique sur l'échelle internationale en cas de l'AAR.

Il est recommandé pour l'essai d'ACNOR : CSA A23.2 -14A de changer le type d'éprouvettes et utiliser les éprouvettes cylindriques ($\varnothing 11$, H22) cm au lieu des prismes 7 x 7 x 28 cm. Car l'expansion extrême et les 4 phases d'expansion de Larive de la courbe (Expansion –Temps) sont associées aux cylindres non pas aux prismes qu'exige ce genre de test. La forme cylindrique et le volume offrent une quantité suffisante des réactants pour avoir une expansion complète. De même, pour atteindre cette expansion maximale, il est commode de prolonger la durée de ce test jusqu'à 6 mois de conservation. On recommande aussi de bien vouloir élaborer un essai normalisé pour la variation massique des bétons et mortiers alcali réactifs, vu le rôle primordial que joue l'eau en cas de l'AAR afin d'éviter la divergence des résultats présentés par les auteurs.

Il est également recommandé de reprendre tous les essais du béton de référence (A) avec une température de conservation similaire à celle du béton (B) de 48°C, pour aboutir à une comparaison meilleure mise aux mêmes paramètres hygrothermiques (HR 100 %, T 48° C).

On recommande aussi pour l'étude de cas des ouvrages de génie civil atteints de l'AAR, une évaluation basée essentiellement sur les aspects physicomécanique, chimique et pétrographique surtout. Comme il a été élaboré dans cette thèse de doctorat, afin d'effectuer l'état actuel et réel de l'ouvrage diagnostiqué. La prévention de LCPC met en jeu l'environnement et le type d'ouvrage ou de partie d'ouvrage, cela s'avère insuffisant et très loin des règles scientifiques lors d'une investigation ensuite une réparation fiable.

Dans notre cas d'étude pour l'âge de 0-3 mois, en général le béton alcali-réactif (B) a montré un excès et gain de résistance que celui de référence (A) pour tous les éléments en béton étudié. Après 3 mois d'âge, la chute de la résistance est fatale, et les dégradations physiques commencent dès le 1^{er} mois et deviennent spectaculaires. Ce qui mit le béton face aux risques d'autres pathologies (la carbonatation, les attaques des chlorures Cl^- ...etc.).

Cela n'était pas valable du tout pour nos résultats de magistère, où la performance mécanique ne montre que des chutes (2/3 que celui de A) pour un béton alcali-réactif (C) dont le dopage était le double 2,5 % en $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$ avec une température encore moines (T 38° C, 100 % HR).

De ce fait, il est donc recommandé de continuer la recherche et tester les matériaux locaux avec le béton et béton armé alcali-réactif sous ces paramètres : 2,5 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{éq}}$, T 48° C, HR 100 % ou même (HR moine), différentes formes d'éprouvettes et poutres, en appliquant d'autres types d'essais ...

Références bibliographiques

- [AFNOR, 1985] AFNOR NF P15-467, Liants hydraulique, méthode instrumentale pratique pour analyser le ciment par spectromètre de la fluorescence par rayon-X (E), association française de normalisation, France, 1985, pp.107-110
- [Bariand et al, 1977] P. Bariand, F. Cesbron et J. Geffroy. Les minéraux, leurs gisements, leurs associations. Tome 1 : cristallographie, minéraux essentiels des roches intrusives métamorphiques et leurs produits d'altération, 1977, 145 p.
- [Baron et al, 1992] J. Baron et J.P. Ollivier, La durabilité des bétons, collection technique de l'industrie des liants hydrauliques. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1996.
- [Beinish, 2000] H. Beinish, Éprouvette en béton et leurs essais, Fiche technique 366 du laboratoire CERIB, Epernon cedex, France, 2000, pp. 1-8.
- [Bektas et al, 2004] F. Bektas, L. Turanli, T. Topal et M.C. Goncuoglu, Alcali- réactivité du mortier contenant du (Chert et calcium modéré incorporé avec la cendre volante, Journal du Ciment and recherche sur béton, Elsevier, vol 34, 2004, pp. 2209–2214.
- [Bektas et al, 2012]: F. Bektas et K. Wang, Performance de la terre brique en argile sur le béton affecté par ASR: Effets sur l'expansion, les propriétés mécaniques et la chimie du gel de l'ASR, Journal du Ciment & Béton Composites, Elsevier, vol.34, 2012, pp. 273–278
- [Ben Haha, 2006] M. BEN HAHA, Les effets mécaniques de l'ASR dans le béton étudié par analyse MEB, Thèse de doctorat N° 3516, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne EPFL, 2006, 2014 p.
- [Berard et al, 1986] J. Berard et R. Roux, La variation des bétons du Québec : le rôle des granulats. Canadian Journal of Civil Engineering, 1986, pp. 12-24.
- [Berthet, 2002] J.F. Berthet, Non linéaire de comportement de colonnes en béton confinées par enveloppes composites, Thèse de doctorat. Université Claude Bernard, Lyon 1, 2002, 261 p.
- [Bérubé, 1993] M.A. Bérubé, Test d'expérience Canadian pour l'AAR dans le béton, Journal du Ciment et Béton Composites, Elsevier, vol. 15, 1993, pp. 27–47
- [Bérubé et al, 1986] M.A. Bérubé et B. Fournier, Les produits de la réaction Alcali-silice dans l'étude du cas de la région de Québec, Canada Mineralogist, v.24, 1986, pp. 271-288.
- [Bérubé et al, 1992] M.A. Bérubé, B. Fournier, N. Dupont, P. Mongeau et J. Frenette, Une simple méthode d'autoclavage sur barres de mortier pour la vérification d'AAR dans le béton, Procédés de la 9^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, London, RU, 1992, pp. 81-91
- [Bérubé et al, 1993] M.A. Bérubé et J. Duchesne, Est-ce que la fumée de silice simplement retarder l'expansion due à la réactivité alcali-granulat?, Journal de Construction et Matériaux de constructions, Elsevier, vol.7, 1993, pp.137-143
- [Blight et al, 1981] G.E. Blight, J.R. McIver, W.K. Schutte et R. Rimmer, L'effet de l'AAR sur les structures en béton armé confectionnés avec agrégat Witwatersrand quartzite, Procédés de la 5^{ème} colloque internationale sur l'AAR dans le béton, Cape Town, Afrique du sud, 1981, p. S252/15
- [Bouabdallah, 2010] F. Bouabdallah, Incidence de l'Alcali Réaction sur le comportement mécanique des bétons 'Cas de compression', Thèse de magister, université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie, 2010, 150p
- Bouabdallah et al, 2014] F. Bouabdallah, N. Rehamnia et M.F Habita, Les ouvrages hydrauliques et les attaques chimiques au béton, 1^{er} Colloque International Sol, Eau et Environnement (CISEE'2014) le 10 et 11 novembre 2014, université Badji Mokhtar, Annaba.

- [Bousnoubra, 1985] H. Bousnoubra, , Hydrogéologie de quelques réservoirs Karstiques du Nord-est Algérien, Thèse de doctorat en Géologie & Hydrogéologie, Université des sciences et techniques du Languedoc, Montpellier, France. 1985, 162p.
- [Broekmans, 2002] M.A.T.M. Broekmans, L'ASR: minéralogie et géochimie aspects de quelque bétons allemand et mylonites norvégien, thèses de l'université d'Allemagne, 2002, 144 p.
- [Brun, 2014] B. Bruno, Le découpage du vieux pont de Térénez a démarré, journal Ouest france, 2014.
- [Calgaro et al, 1992] J.A. Calgaro et R.Lacroix, Maintenance et réparation des ponts. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1992, pp. 347-386
- [Calv, 2013] S. Calvin, ASR dans les fondations en béton de sous-station, journal de P.E. Burns & McDonne II, 2013.
- [Chatterji et al, 1984] S. Chatterji and N.F. Kaas-Claussion, Prévention de l'expansion alkali-silice par utilisation du ciment portland au laitier, Journal Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, 1984, 14, pp. 816-818.
- [Chatterji et al, 1986] S. Chatterji, A.D. Jensen, N. Thaulow et P. Christensen, Études de l'ASR, partie 3 : Mécanismes auquel NaCl et Ca(OH)₂ affecte la réaction, Journal Ciment et recherche sur le béton, 1986, 16, pp. 246-254.
- [Chatterji et al, 1987] S. Chatterji, N. Thaulow et A.D. Jensen, Études de l'ASR, partie 4 : effet de différent solution sels alcalins sur l'expansion, Journal Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, 1987, 17, pp. 777-783.
- [Chaterjee et al, 1988] S. Chaterjee et A.D Jensen, Une simple méthode chimique de test pour la détection de l'alcali silice réactivité des agrégats, Journal Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, 1988, vol. 18, pp. 654-656
- [Chatterji et al, 1988] S. Chatterji, N. Thaulow et A.D. Jensen, Études de l'ASR, partie 6: implications pratiques de mécanisme réactionnel proposé, Journal Ciment et recherche sur le béton, 1988, 18, pp. 363-366.
- [Chatterji et al, 2000] S. Chatterji et N. Thaulow, Quelque aspects fondamentaux de l'ASR, Procédés de la 11ème conférence internationale sur l'AAR, Québec, Canada, 2000, pp. 21-30.
- [Clemena et al, 2000] G.G. Clemena , S. Lane, T. Freeman et M. Lozev, L'évaluation des méthodes d'évaluation non destructives pour l'application dans la détection précoce de la détérioration des chaussées en béton, Conseil de recherches Transport Virginia VTRC 00-R13, Charlottesville, USA, 2000, 26 p.
- [Comby Peyrot, 2006] I. Comby Peyrot, Développement et validation d'un outil de calcul 3D pour décrire les dommages et la fissuration due à la ASR dans des structures en béton, thèse de doctorat, Ecole des Mines de Paris, 2006, 234p.
- [Coull, 1981] W.A. Coull, Caractéristiques et états de service d'agrégats sud-africains couramment utilisés, Procédés du colloque international sur l'AAR dans le béton, Cape Town, Afrique du sud, 1981, S252/37 p.
- [Courtier, 1990] R.H. Courtier, Évaluation de l'ASR au Structures affectées, Journal ciment et béton composites, Elsevier, 1990, vol. 12, pp. 191-201
- [Couty, 1999] R. Couty, Réflexion sur la réaction alkali-granulat et les problèmes en suspens, journée scientifique sur l'alcali-réaction organisée par l'A.F.G.C et le M.E.T.L-DRAST, 1999, 70 p.
- [C.N.E.R.I.B, 2004] Contrôle du béton par des essais non destructifs, document technique Contrôle du béton arme par des essais non destructifs, 2004
- [Curtil, 1991] L. Curtil, Comportement chimique de la silice vitreuse et de l'opale dans les milieux basiques, Application à l'étude de la réaction Alkali-Granulat dans les bétons hydrauliques, Thèse de doctorat à l'université Claude Bernard Lyon 1, 1991, 254 p.

- [Curtill, 1994] L.Curtill, Étude de l'AAR sur les prismes de béton, Journal ciment et recherche sur le béton, Elsevier, 1994, vol. 24
- [Diamond, 2000] S. Diamond, Chimie et autre caractéristiques du gel de l'ASR, Procédés de la 11^{ème} conférence internationale sur l'AAR, Canada, 2000, pp. 31-40.
- [Diamond et al, 1974] S. Diamond et N. Thaulow, Une étude d'expansion à cause de l'ASR comme conditionné par la taille de grain d'agrégat réactif, Journal Ciment et recherche sur le béton, vol. 4, N^o. 4, 1974, pp. 591-607
- [Deloye et al, 1982] F.X Deloye, M.A. Larroux et M.R. Lesage, Aspect pathologiques à l'interface pâte-granulats, Procédés du colloque Int. RILEM, Liaisons Pâte de Ciment-Matériaux Associés, Toulouse, France, 1982, pp. 1-10
- [Dent Glasser et al, 1981] L.S. Dent Glasser et N. Kataoka, Chimie de l'AAR, Journal sur la recherche sur les ciments, Elsevier, vol.11, 1981, pp. 1-9
- [Dron et al, 1998] R. Dron, F. Brivot et T. Chaussadent, Mécanisme de la réaction alcali-silice. Laboratoire centrale des ponts et chaussées LCPC, 1998, pp. 61-68.
- [Dron et al, 1993] R. Dron and F. Brivot, Approche thermodynamique et cinétique à l'ASR, part 2, expérimentations, Journal du ciment et recherche sur le béton, Elsevier, vol. 23, 1993, pp. 93-103
- [Dunant, 2012] C. Dunant et K. Scrivener, Effets de contrainte uniaxiale sur l'ASR induit une expansion dans le béton, Journal du ciment et recherche sur le béton, Elsevier, 2012, vol. 42 (3), pp. 567-576
- [Dunbar et al, 1995] Dunbar, P.A. et P.E. Grattan-Bellew, Résultats de l'évaluation du rapport d'endommagement de condition du béton à partir d'un nombre de structures affectées par l'ASR, International atelier sur AAR dans le béton CANMET/ACI, Dartmouth, Canada, 1995, pp. 257-266
- [Dunbar et al, 1996] P.A. Dunbar, P.K. Mukherjee, R. Bleszynski, et M.D.A. Thomas, Une comparaison de l'indice de l'endommagement avec l'expansion à long terme des prismes en béton à cause de ASR, Procédés de la 10^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Australie, 1996, pp. 324- 331
- [Evans, 1993] A. M. Evans, Minerais géologiques et minéraux industriels- une introduction, Book, 3rd Edition, 1993, 403p.
- [Fournier, 2000] B. Fournier, Le rôle de la cendre volante dans le contrôle de l'ASR dans le béton, Séminaire international sur volume élevé cendre volante ciments renforcés et de contrôle de leur rôle à la croissance et à la durabilité CANMET/ACI, France, 2000, 12 p.
- [Fournier et al, 2000] B. Fournier et M.A. Bérubé, AAR dans le béton, Revue du concept basique et implications de l'ingénierie, Revue canadienne de Génie Civil, 2000, vol.27, pp. 167-191.
- [French, 1980] W.J. French, Réaction entre agrégats et la pâte de ciment, une interprétation du pessimum, Q.J. Eng-Geol, London, 1980, vol.13, pp. 231-247
- [Fujii et al, 1986] M. Fujii, K. Kobayashi, T. Kojima et H. Maehara, Le comportement statique et dynamique du béton armé des poutres avec fissuration à cause de l'ASR, Procédés de la 7^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Ottawa, Canada, 1986, pp.126-130
- [Garcia-Diaz et al, 2006] E. Garcia-Diaz, J. Riche, D. Bulteel et C. Vernet, Mécanisme de l'endommagement pour l'ASR, Journal du Ciment et recherche sur le béton, Elsevier, 2006, 36, 395-400.
- [Gillott, 1975] J.E. Gillot, Implication pratique des mécanismes de l'AAR, Procédés du colloque sur l'AAR, Reykjavik, 1975, pp. 213-290
- [Gillott, 1980] J.E. Gillot, Propriétés des agrégats affectant le béton aux Nord Américain. Q, J. Eng. Geol, London, v.13, 1980, pp. 289-303

- [Gillot et al, 1973] J.E. Gillot, M.A.G Duncan et E.G Sweson, AAR dans la Nouvelle-Écosse, Le 7^{ème} caractère de la réaction, Journal du ciment et recherché sur le béton, Elsevier, vol.3, 1973, pp.521-535
- [Grattan Bellew, 1995] P.E. Grattan Bellew, Évaluation de l'ASR du laboratoire dans le béton de la part de centrale Saunders, Journal ACI des Matériaux, n° 2, 1995, vol. 92, p. 126-134.
- [Grattan Bellew et Danay, 1992] P.E. Grattan Bellew, et A.Danay, Comparaison du laboratoire et domaine d'évaluation de l'ASR aux grands barrages, Procédés de la conférence internationale sur le béton et l'AAR dans les plantes et les barrages hydrauliques, Association canadienne de l'électricité, Fredericton, 1992, pp. 1-23.
- [Grattan Bellew et Mitchell, 2006] P.E. Grattan Bellew et L.D. Mitchell, Quantitative pétrographie d'analyses du béton – La méthode d'indice d'endommagement (DRI), Colloque Marc André Bérubé sur la réactivité alcalis-granulats dans le béton, Montréal, Canada, 2006, pp. 321-334
- [Gorisse, 1978] F. Gorisse, Essai et contrôle des bétons, Préfacé de G. Dreux, édition Eyrolles du livre, France, 1978, pp1-200.
- [Grimal, 2007] E. Grimal, Caractérisation des effets du gonflement provoqué par la réaction alcali-silice sur le comportement mécanique d'une structure en béton, thèse de doctorat, Université Paul Sabatier - Toulouse III, France, 2007, 200p.
- [Guedon Duied et al, 2000] J.S. Guedon Dubied, G. Cadoret, V. Durieux, F. Martineau, P. Fasseu et V. Van Overbecke, Étude sur Tournai calcaire dans la carrière d'Antoing Cimescaut, pétro-logique, chimie et approche sur l'alcali réactivité, Procédés de la 11^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Québec, Canada, 2000, pp. 335-344.
- [Guil, 2013] T. Guillemot, Diagnostic et mise en sécurité du barrage de Songloulou au Cameroun vis à vis des désordres liés à l'alcali-réaction, Colloque Modernisation des barrages, le comité Français des barrages et réservoirs CFBR, 2013.
- [Habita, 1992] M.F. Habita, Contribution à l'étude de l'incidence de l'Alcali-Réaction sur le comportement mécanique des poutres en béton armé, Thèse de doctorat N° 25192, Université Claude Bernard, Lyon 1, France, 1992, 221p.
- [Habita et al, 2011] M.F. Habita, F. Bouabdallah et N. Rehamnia, Détection de la réactivité des granulats à l'Est de l'Algérie par l'essai en autoclave et celui d'ACNOR (CSA), INVACO2 : séminaire international, Innovation & valorisation en génie civil & matériaux de construction n° 2p-072 Rabat, Maroc, 2011.
- [Habita et al, 2015] M.F. Habita, F. Bouabdallah et N. Rehamnia, Détection de la réactivité des Agrégats par l'essai accéléré et moyennement accéléré NBRI utilisés aux structures de Génie Civil à l'Est de l'Algérie. 13^{ème} Conférence Arabe sur les structures d'ingénierie, de l'Université de Blida 1, Algérie, 2015.
- [Hansen, 1944] W.C. Hansen, Standing sur les mécanismes par lesquels la réaction globale les résultants de l'AAR gonfle dans le béton, Journal de ACI, 1944, 227 p
- [Hasni et al, 1992] L. Hasni et M.Salomon, Inhibition de l'AAR par le traitement non-pozzolanique, Procédés de la 9^{ème} conférence internationale du béton sur l'AAR dans le béton, Londres, UR, 1992, 420p.
- [Hobbs, 1978] D.W. Hobbs, Expansion du béton à cause due à une explication de l'ASR, Magasine de la recherche sur le béton, vol.3, 1978, pp. 215-221
- [Hobbs, 1986] D.W. Hobbs, ASR dans le béton, Journal de Ingénieur Structurel, partie A: mensuel, 1986, vol. 64a, n°12, pp. 381-383.
- [Hobbs, 1988] D.W. Hobbs, ASR dans le béton. London: Thomas Telford, 1988, 183 p.
- [Hornain et al, 1986] H. Hornain, et M. Regourd, Microfissuration des bétons, Huitième Congrès International de la Chimie du Ciment, Rio de Janeiro, Brésil, Thème 4, sous-thème 4.1, 1986, vol.5, pp. 53-59

- [Hughes et al, 1969] B.P. Hughes et J.E. Cendre, Anisotropie et critère de rupture pour le béton, Journal de Matériaux et Construction, 1970, vol 3, pp.371-374
- [Husson et al, 2009] F. Husson, S. Lê et J. Pagès,. Analyse de données avec (R), Presses Universitaire de Rennes, livre 2e édition, 2009.
- [Ichikawa, 2009] T. Ichikawa, ASR, Effets pessimum et effet pouzzolanique, Journal Ciment et recherché sur le béton, Elsevier, 2009, 39, pp. 716-726.
- [Ichikawa et Miura, 2007] T. Ichikawa, M. Miura, Modèle Modifié de l'ASR, Journal du ciment et recherches sur le béton, 2007, 37, pp. 1291-1297.
- [Imai et al, 1986] H. Imai, T. Yamasaki, H. Maehara et T. Miyagawa, La dégradation par ASR du béton de structures de Hanshin Express-way, investigation et réparation, Procédés de la 7^{ème} conférence internationale du béton sur l'AAR, Ottawa, Canada, 1986, pp.131-135
- [Jones et al, 1958] F.E. Jones et R.D. Tarleton, Réaction entre ciment et agrégat, Partie 5, interaction de l'AAR: Autre critère d'essai, Revue d'études construction national, 1958, vol.25.
- [Jones et al, 1986] T.N. Jones et A.B. Pool, ASR dans plusieurs bétons de la RU: l'effet de la température et de l'humidité sur l'expansion et l'importance du développement stringers, Procédés de la 7^{ème} conférence internationale du béton sur l'AAR, Ottawa, Canada, 1986, pp. 446-450
- [Jun et al, 2010] S.S Jun et C.S Jin, Les résultant de l'ASR sur la teneur d'agrégat réactif, Journal Springer KSCE de génie civil, DOI 10.1007/s12205-010-0539-0, 2010.
- [Kalousek, 1944] G.L. Kalousek, Des études sur des parties du système quaternaire soude-chaux-silice dans l'eau à 25 ° C, Journal de la recherche du bureau national de normalisation 32, 1944, 285 p.
- [Katayama, 2010] T. Katayama, Ce qu'on appel ACR sa minéralogie et détails géochimique, avec référence spécial de l'ASR, Journal de Ciment et recherches sur le béton, 2010, vol. 40, pp. 643-675
- [Kawamoura et al, 1985] M. Kawamoura et K.Takemoto. Effet de la fume de silice sur ASR et ses mécanismes, Revue 39^{ème} réunion générale de l'association ciment du Japon CAJ, 1985, 258 p.
- [Kobayashi et al, 1987] K. Kobayashi, S. Inoue, T. Yanazaki et K. Nakano, Comportement structurel des poutres en béton précontraint affectés par l'AAR, Journal- Transactions de Institut de béton Japonais, 1987, vol.9, pp.211-218
- [Koyanagi, et al, 1987] W. Koyanagi, K. Rokugo et H. Ishida, Comportement de rupture du poutres en béton armé détruit par l'ASR, Procédés de la 7^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Ottawa, Canada, 1986, pp. 141-145
- [Knab et al, 1984] L.I. Knab, H.N. Walker, J.R. Clifton et J.E.R. Fuller, Lame mince de Fluorescence pour observer la zone fissurée dans le mortier, Journal de Ciment et recherche sur le Béton, Elsevier, 1984, vol. 14, pp. 339-344
- [Kurihara et al, 1989] T. Kurihara and K. Katawaki, Effets du contrôle de l'humidité et l'inhibition sur ASR, Procédés de la 8^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Japon, 1989, pp. 629-634
- [LCPC, 1994] Recommandation pour la prévention des désordres dus à l'Alcali-réaction. Laboratoire central des ponts et chaussées, 1994.
- [Larive, 1997] C. Larive, Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques, Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, France, 1997, 327p.
- [Larive et Louarn, 1992] C. Larive et N. Louarn, Diagnostic de l'AAR et la réaction sulfurique dans les structures Françaises. Procédés de la 9^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, London, RU, 1992, pp. 587-598

- [Lemascon et al, 1996] A. Lemascon, H. Mallard, P. Castaing et J. Mongis, Dossier CETIM, mieux faire avec les composites, CETIM Information N°150, 1996.
- [Leroux et al, 1983] A. Leroux et C. Cador, Importance de la pétrographie dans l'approche des mécanismes de la réaction alcali-granulat, Proceedings of the 6th International Conference on Alkali in concrete, research and practice, Copenhagen, Denmark, 1983, pp. 194-194B.
- [Leroux et al, 1999] A. Leroux, Méthodes pétrographiques d'étude d'alcali-réaction, Bulletin de géologie de l'ingénieur 44, 1999, pp.47-54.
- [Li et al, 2000] K. Li, F. Ulm, D. Coussy, C. Larive et L. Fan, Chimio-élastique modélisation de l'ASR dans le béton, Procédés de la 11^{ème} conférence internationale sur l'AAR, Canda, 2000, pp.989-1008
- [Liebau, 1985] F. Liebau, Chimie structurale des silicates, Journal Springer Verlag, 1985
- [Lindgaard et al, 2004] J. Lindgaard, O. Skjolsvold, M. Haugen, P.Hagelia et B.J. Wigum, L'expérience à partir de l'évaluation du degré de l'endommagement dans les sections planes et polies imprégné fluorescentes des de demi-noyaux sur la base du " Méthode d'Indice de fissuration", Procédés de la 12^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Chine, 2004, pp. 939-947
- [Ludwig, 1989] U. Ludwig, Effets des conditions environnementales sur ASR et les mesures préventives, Procédés de la 8^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Kyoto, Japon, 1989, pp. 583-596.
- [Maas et al, 2007] A.J. Maas, J.H. Ideker et M.C.G. Juenger, Alkali silice réactivité d'agglomère de fume de silice, Journal de Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, vol.37, 2007, pp. 166–174
- [Marzouk et al, 2003] H. Marzouk et S. Langdon, Les effets de l'Alcali Agrégat Réactivité sur les propriétés mécaniques du béton de haut et normal résistance, Journal de Ciment & Béton Composites, Elsevier, 2003, vol.25, pp.549–556
- [Mladenovich et al, 2009] A. Mladenovich, S. Sturm, B. Mirtich et J.S. Suput, ASR au mortier confectionné avec des agrégats à différents degrés de cristallinité, Journal de Céramiques – Silicaté, vol.50, pp.31-41
- [Mohamed, 2004] Ibrahim Mohamed, Contribution à l'étude du confinement du béton Alcali-Réactif par matériaux composites Carbone Epoxy, Thèse de doctorat N° 78-2004, Université Claude Bernard, Lyon 1, 2004, 276p.
- [Monteiro, 2001] P. J. M. Monteiro, K. Shomglin, H. R. Wenk et N. P. Hasparyk, Effet de la déformation d'agrégat sur l'ASR, ACI Journal des matériaux, Vol. 98, 2001, pp. 179-183
- [Morineau et al, 1996] A. Morineau et T. Aluja-banet, Analyse en composantes principales, Livre Edition CISIA-CERESTA, 1996, pp.1-49.
- [Najjar et al, 1986] W.S. Najjar, H.C. Aderhold et K.C. Hover, L'application de la radiographie neutronique à l'étude des microfissures dans le béton, Journal du Ciment Béton et Agrégats, 1986, vol. 8, N° 2, p. 103-109
- [Najjar et Hover, 1988] W.S. Najjar and K.C. Hover, Modification de la radiographie (par rayon X) une technique d'inclure un agent de contraste pour l'identification et l'étude des microfissures dans le béton, Journal du Ciment Béton et Agrégats, 1988, vol. 10, N° 1, pp. 15-19
- [Natesaiyer, 1988] K. Natesaiyer et K.C. Hover, Identification in situ des produits de l'ASR dans le béton, Journal du Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, 1988, vol. 18, pp. 455-463
- [Natesaiyer et al, 1989] K. Natesaiyer et K.C. Hover, Une étude plus approfondie de la méthode in situ pour l'identification des produits de l'ASR dans le béton, Journal du Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, 1989, vol. 19, pp. 770-778
- [Nilsson, 1983] L.O. Nilsson, Effet de l'humidité sur l'ASR, de la 7^{ème} Conférence Internationale sur les alcalins dans le béton, Copenhague, Danemark, 1983, pp. 201-208.

- [Oberholster et al, 1981] R.E. Oberholster et G. Davies, Une méthode accéléré pour le teste de la réactivité potentiel des agrégats siliceux en milieu alcalin, Journal du Ciment et recherches sur le béton, Elsevier, 1986, vol.16, pp.181-189
- [Okada et al, 1989] K. Okada, S. Nishibayashi et M. Kawamura, Alkali Agrégat réaction, Procédés de la 8^{ème} Conférence Internationale sur AAR, Kyoto, 1989, pp. 489-494
- [Olafsson, 1986] H. Olafsson, L'effet de l'humidité relative et la température sur l'expansion alcaline des barres de mortiers, Procédés de la 7^{ème} Conférence Internationale sur AAR dans le béton, Ottawa, Canada, 1986, pp. 461-465.
- [Ollivier, 1985] J.P. Ollivier, Une procédure non destructive pour observer les microfissurations du béton par le scanne électron microscopie, Journal du ciment et recherche sur le béton, Elsevier, 1985, vol. 15, pp. 1055-1060
- [Omikrine Metalssi, 2012] O. Omikrine Metalssi, Pathologies des ouvrages en béton : Descriptions et moyens de réparation des structures, IFSTTAR, UPMC, université de Sorbonne, 2012, pp. 58-90
- [Powers et al, 2007] L. Powers et F.H. Shrimmer, Quantification de l'ASR dans le béton: une introduction à la méthode d'indice d'endommagement, Procédés de la 29^{ème} conférence internationale sur Microscopie du ciment, 20-24 May 2007, Québec, Canada, 527p.
- [Prezzi et al, 1997] M. Prezzi, J.M. Monteiro et G. Sposito, L'ASR, Partie 1: L'utilisation de la théorie du double couche pour expliquer le comportement de réaction-produits gels, ACI Journal des Matériaux, 1997, 94. M2.
- [Prin et al, 1992] D. Prin et M. Brouxel, Alkali-agrégat réaction au nord de la France: revue, Procédés de la 9^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, London, UK, v.2, 1992, pp.790-798
- [Plumier, 2006] A. Plumier, Pathologie et préparation structurelles des constructions, caractérisation d'une structure existant, Faculté des sciences appliquées, département d'Architecture, géologie, environnement et constructions, université de Liège, Belgique, partie 02, 2006
- [Prezzi et al, 1998] M. Prezzi, P.J.M. Menteiro et G. Sposito, ASR et les effets chimiques des ajouts, partie 02, Journal des matériaux ACI, N° 95-M1, 1998
- [Rehamnia et al, 2008] N. Rehamnia, F. Bouabdallah et M.F. Habita, Détection de la réactivité des granulats à l'est de l'Algérie par l'essai en autoclave et celui d'ACNOR (CSA), Colloque National : Pathologie des constructions du diagnostic à la réparation, université de Constantine, Algérie, 2008.
- [Rehamnia, 2010] N. Rehamnia, Incidence de l'Alcali Réaction sur le comportement mécanique des bétons 'Cas de traction', Thèse de magister, université Badji Mokhtar, Annaba, Algérie, 2010, 200p
- [Regourd, 1982] M. Regourd, La résistance du béton aux altérations physiques et chimiques. Le béton hydraulique, Paris. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1982, pp. 513-530.
- [Regourd, 1983] M. Regourd, Méthode d'examinassions. Procédés de la 8^e me conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Danemark, 1983, pp. 275-289
- [Regourd Mranville, 1989] M. Regourd Mranville, Produit de la réaction et examen pétrographique, Procédés de la 8^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Kyoto, Japon, 1989, pp. 445-456
- [Rivard et Ballivy, 2005] P. Rivard and G. Ballivy, Évaluation de l'expansion relié à l'ASR par la méthode d'endommagement, Journal de construction et matériaux de construction, vol 19, 2005, pp. 83-90
- [Rivard et al, 2000] P. Rivard, B. Fournier et G. Ballivy, Technique pétrographique quantitative pour l'endommagement du à ASR: Expérimentales et Application, Journal du Ciment Béton et Agrégats, CCAGDP-N° 1, 2000, vol. 22, pp. 63-72
- [Rivard et al, 2002] P. Rivard, B. Fournier et G. Ballivy, La méthode d'indice d'endommagement le béton affecté par l'ASR- Revue des caractéristiques pétrographiques des détériorations et critères d'évaluation, Journal du Ciment Béton et Granulats, 2002, vol. 24, N° 2, p. 1-10.

- [Saltikov, 1976] S.A. Saltikov, Stéréométries métallographique, Journal des industries Allemand de base VEB, Leipzig, 1976.
- [Sellier, 1995] A. Sellier, Modélisation probabilistique du comportement de matériaux et de structures en génie civil, thèses de doctorat présentée à l'ENS de CAHAN, 1995, 149p.
- [Shrimer, 2000] F.H. Shrimer, Application et utilisation de la méthode d'indice d'endommagement autant que outil dans l'évaluation de l'AAR dans la sélection du béton affecté- cas étudié, Procédés de la 11^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Québec, Canada, 2000, pp. 899-907
- [Shrimer, 2006] F.H. Shrimer, Développement de la méthode d'indice d'endommagement autant que outil dans l'évaluation de l'AAR dans le béton, Colloque Marc-André Bérubé sur la réactivité Alcalis-granulats dans le béton, Montréal, Canada, 2006, pp. 391-411
- [Sibbick et al, 1992] R.G. Sibbick and C.L Page, Susceptibilité de divers agrégats du Royaume-Uni à l'AAR, Procédés de la 9^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Londres, Angleterre, 1992, pp. 980-987.
- [Smaoui et al, 2004] N. Smaoui, M.-A Bérubé, B. Fournier, B. Bissonnette et B. Durand, Évaluation de l'expansion due à l'ASR au béton affecté, Procédés de la 12^{ème} conférence international sur l'AAR dans le béton, Chine, 2004, pp. 1005- 1015
- [Stievenard Gireaud, 1987] D. Stievenard Gireaud, Étude de la réaction Alkali silice dans les bétons, Laboratoire Central des ponts et chaussées, N°144, 1987, 98 p.
- [Swamy et al, 1986] R.N. Swamy et M.M. Al-Asali, Influence de l'ASR sur les propriétés de l'ingénierie du béton, Alcalis dans le béton: Ed V.H. Donson STP 930. Journal du Société Américain pour le test et les matériaux, Philadelphia 1986, pp. 69-86
- [Swamy, 1992] R.N. Swamy, L'ASR dans le béton, Blackie et Son Ltd: Glasgow et London, Van Nostrand Reinhold: New York, Université de Sheffield, Royaume Uni, 1992.
- [Tomosawa et al, 1989] F. Tomosawa, K. Tamura et M. Abe, Influence de la teneur en eau du béton sur l'AAR, Procédés de la 8^{ème} conférence internationale sur l'AAR dans le béton, Kyoto, Japon, 1989, pp. 881-885.
- [Teodorovich, 2012] G.I. Teodorovich, Authigène, Les minéraux dans les roches sédimentaires, édition Springer, 2012.
- [Villeneuve, 2011] V. Villeneuve, Détermination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative, Thèse de doctorat, département de géologie et génie géologique, Université Laval Québec, Canada, 2011, 183p.
- [Villeneuve et al, 2009] V. Villeneuve et B. Fournier, Détermination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative, Progrès dans le domaine du béton, Journal du ACI-Section du Québec et de l'est de l'Ontario, Canada, 2009, 7 p.
- [Walker et al, 2004] H.N.Walker, S. Lane, et P.E. Stutzman, Méthodes pétrographique d'examen du béton durci: le manuel de la pétrographie, FHWA-HRT-04-150, Conseil de recherche de Transportation de Virginia et Administration de Highway Federal, USA, 2004, 333p.
- [Zhung et al, 2013] Y. Zhuang, C. Qian et W. Xu, Calcul de l'ASR produisant l'Expansion avant la fissuration du béton, Journal de l'université de technologie Wuhan, DOI 10.1007/s11595-013-0650-4, 2013.