



N° d'ordre:

UNIVERSITE DE M'SILA

FACULTE DES TECHNOLOGIES

Département de Génie Civil et d'Hydraulique

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de Magistère

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux de construction

Par

DEGHFEL MOUSSA

SUJET

Application de l'essai de la dureté pour la caractérisation du béton

Soutenu publiquement le..... devant le jury composé de:

A. Naceri	Prof. Université de M'sila	Président
M. Beddar	M.C. Université de M'sila	Rapporteur
Z. Boudaoud	M.C. Université de Oum El-Bouaghi	Examineur
M. Bibi	Prof. Université de M'sila	Examineur
L. Belagraâ	M.ACC.Centre universitaire de B.B.A	Membre

Promotion : 2009/2010

REMERCIEMENTS

Une grande partie de ce travail a été effectué dans le laboratoire de recherche du département de Génie Civil de l'université de M'sila. Autre partie a été réalisé dans le Laboratoire de l'usine de BCR de Ain-elkebira de Sétif, et le reste dans laboratoire de CTC de M'sila.

Je souhaiterais en premier lieu remercier très chaleureusement mon directeur de mémoire, monsieur BEDDAR MILOUD. J'ai profondément conscience que c'est grâce à lui que ce mémoire fut une expérience si passionnante et enrichissante, qui m'a réellement absorbée du début à la fin.

Je remercie Monsieur le directeur du l'usine de BCR, d'avoir accepté que je réalise un partie de mon travail au sein de son laboratoire, et aussi l'ingénieur et tous les technicien de laboratoire.

Je remercie Monsieur LOUNIS ABD ELKADER, technicien du Laboratoire génie civil de l'université de M'sila.

Je remercie Monsieur le directeur du CTC, d'avoir accepté que je réalise un partie de ce mémoire au sein de son laboratoire, et aussi l'ingénieur et tous les technicien de laboratoire.

Je remercie Monsieur NACERI ABD ELGHANI, Professeur à l'Université de M'sila, que nous a fait l'honneur de présider notre jury.

Je remercie aussi Messieurs BOUDAUD ZINE EDDIN, BIBI MEKKI et BELGRAA de m'avoir fait l'honneur d'être rapporteurs de ce travail.

Je tiens à remercier aussi mes professeurs: SAFER, KHEMISSA, RAHMOUNI, ZITOUNI, HAMITOUCHE, GUERAICHE, BELOUAHRI, BENKADJA, MAZA, BENCHEIKH, ZEGHICHI.

Je tiens à remercier tous mes amis les étudiants de magistère, les personnels techniques et administratifs, au département de génie Civil, Université de M'sila.

BARAKA ALLAHOU FIKOUM

ملخص

إن الطريقة المعيارية لتقييم نوعية الخرسانة في منشآت الهندسة المدنية عموماً تجرى على مخبريات تحضر في نفس اللحظة. إن أهم سلبيات هذه الطريقة تتلخص في أن النتائج ليست فورية وكذلك أن خرسانة المخبريات من الممكن أن تكون مختلفة عن خرسانة المنشأة، بالإضافة إلى أن الخصائص الميكانيكية لمخبريات الخرسانة تتعلق بحجمها وشكلها.

تعتبر تجارب الصلادة، تجارب غير مهدمة بالإضافة إلى أنها بسيطة، سريعة، وتعطي نتائج فورية، وهي وسيلة تستعمل لمراقبة الخصائص الميكانيكية للقطع المعدنية.

إن الهدف من هذه الدراسة هو إمكانية تطبيق هذه التجارب كوسيلة تقييمية للخصائص الميكانيكية للخرسانة، و إيجاد علاقات رياضية تربط بين نتائج هذه التقنية غير المهدمة و نتائج التقنية المهدمة (الضغط).

في البداية قمنا بدراسة نظرية للخرسانة (مركباتها، خصائصها الميكانيكية، وأهم العوامل المؤثرة في هاته الخصائص)، و كذا درسنا العجينة الإسمنتية، وأهم تحولاتها، وتفاعلات الإماهة التي تحدث بها من أجل تشكيل جسم صلب، و تطرقنا في هذا الجزء إلى أهم التجارب التي استعملناها في دراستنا هذه، ركزنا فيها على تجارب الصلادة.

أما في الجزء الثاني فقد قمنا أولاً بدراسة المواد التي استعملناها في دراستنا هذه (الرمل، الحصى، الإسمنت، الماء) من خلال إجراء تجارب مخبرية، و كذلك من خلال دراسات سابقة لأساتذة، طلبة، و باحثين.

و قد قمنا ثانياً بدراسة تجريبية لكل من (الخرسانة، المونة، العجينة الإسمنتية و كذا الصخرة الأم)، و ذلك بتطبيق تجارب الصلادة و غيرها من التجارب غير المهدمة بالإضافة إلى تجربة الضغط، و لمعرفة تغيرات الصلادة في الخرسانة أقمنا دراستنا على عاملين هما (نسبة الحصى إلى الرمل «G/S» و كذا الفئات الحصىة «fractions»).

النتائج المتحصل عليها أثبتت أن تجارب الصلادة يمكن استعمالها كوسيلة تشخيص لكل من الخرسانة، المونة، العجينة الإسمنتية و كذا الصخرة الأم.

كلمات مفتاح: تجربة الصلادة، مقاومة للضغط، الطريقة المهدمة، الطريقة غير المهدمة، خرسانة، مخبرية، ربط.

Résumé

Les méthodes normalisées pour évaluer la qualité de béton dans les ouvrages de génie civil sont généralement effectuées sur des éprouvettes coulées au même moment. Les principaux désavantages de ces méthodes résument dans le fait que les résultats ne sont pas obtenus immédiatement et que le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage et aussi que les propriétés d'une éprouvette de béton dépendent de sa grosseur et de sa forme.

Les essais habituels de dureté sont simples et rapides et généralement non destructives. Ils offrent donc un moyen très commode pour vérifier l'évolution des propriétés d'une pièce métallique

Ce travail, a pour objet d'étudier la faisabilité d'utiliser l'essai de dureté comme un moyen d'évaluation des propriétés mécaniques du béton et d'établir une corrélation entre cette méthode non destructive et celle d'écrasement (destructive).

Nous proposons en premier lieu une démarche théorique pour le béton (ses composants, caractéristiques mécaniques et les principaux facteurs qui influent sur le béton), et aussi une démarche sur la pâte de ciment (les principales évolutions et la réaction d'hydratation pour former la phase solide). On a parlé dans cette partie sur les principales méthodes utilisées dans cette étude pour l'évaluation de la qualité de béton.

Dans la deuxième partie, en premier temps, on a caractérisé les matériaux utilisés dans notre recherche (sable, gravier, ciment, l'eau), à travers des essais normalisés faites au laboratoire de génie civil à l'université de M'sila. En deuxième étape et à l'aide des essais expérimentales, on a étudié le béton, mortier, pâte de ciment et la roche mère, cela se fait en appliquant les essais de dureté et d'autres essais non destructives, plus l'essai de compression, pour savoir les variations de la dureté dans le béton. Tout en basant sur deux facteurs importants (rapport G/S, fraction de gravier).

Les résultats obtenus ont démontrés que les essais de la dureté peuvent être utilisés comme moyen d'évaluation des propriétés mécaniques des matériaux cimentaires (béton, mortier, pâte de ciment et la roche mère).

Mots clés: Essai de dureté, Résistance à la compression, Méthodes destructives, Méthodes non destructives, Béton, Eprouvette, Corrélation.

Abstract

Standard methods to evaluate the concrete quality in civil engineering structures are generally carried out on specimens casting in the same time. The principal disadvantages of these methods resume in the fact that results are not obtained immediately and the concrete of the specimens may be different from that of the structure and properties of specimens properties depend on its size and shape.

Habitual hardness tests are simple and rapid and generally non destructive. They provide high convenient means to check the properties evolution of metal piece.

This work, has a goal of studying the feasibility of using the hardness test as a means to evaluate the mechanical properties of concrete, and to establish a correlation between the non-destructive test and the destructive one.

We propose, in the first place, a theoretical concrete approach (its compounds, mechanical characteristics and the principal factors influence the concrete), and also an approach on the cement matrix (principal, evaluation and the cement hydration reaction to from the solid phase). We have carried out, in this part about the principal methods used in this study for concrete evaluation.

In the second part, in the first step, we have carried out a study about the materials used in our research (sand, gravel, cement and water), using standard test done in civil engineering laboratory, M'sila university. Secondly, using experimental tests. We have studied the concrete, mortar, matrix and the original rock. In this step we use the hardness tests and other non destructives tests as well as crushing test to know the hardness variation of concrete. Basing on two important factors (G/S ratio and gravel fraction).

The results obtained have confirmed that hardness tests can be used as a means of evaluation of the mechanical properties of concrete, mortar, matrix, and mother rock.

Key words: hardness test, compressive strength, destructive methods, non destructive methods, concrete, specimen, correlation.

Sommaire

Introduction Générale	1
------------------------------------	---

CH 1: Spécificités de la microstructure des bétons

1.1. Description de la phase solide.....	4
1.1.1. Introduction.....	4
1.1.2. Le ciment	4
1.1.3. Les granulats (sables, gravillons).....	8
1.1.4. Les additions minérales (ultrafines).....	8
1.1.5. L'eau.....	8
1.1.6. Les adjuvants	9
1.2. Description de la pâte de ciment.....	10
1.2.1. Introduction.....	10
1.2.3. Hydratation du ciment	10
1.2.4. Exothermie des réactions d'hydratation.....	12
1.2.5. Structure de la pâte de ciment durcie.....	13
1.2.6. Etats de l'eau dans la structure de la pâte de ciment durcie.....	14
1.3. L'interface pâte –granulats.....	16

Chapitre 2: Résistance du Béton

2.1. Introduction.....	17
2.2. Facteurs influençant le comportement mécanique du béton	17
2.2.1. Influence des matériaux constitutants	17
2.2.1.1. Ciment	17
2.2.1.2. Granulats	20
2.2.2. Autres facteurs	20
2.3. Résistance de béton à la compression.....	21
-Comportement expérimental du béton en compression.....	22
2.4. Résistance de béton à la traction.....	22
-Comportement expérimental du béton en traction.....	23
2.5. Résistance de béton à la flexion.....	23

Chapitre 3: Méthodes d'évaluation de la résistance du béton

3.1. Introduction:	26
3.2. Essais destructive (compression).....	26
3.2.1. Introduction:.....	26
3.2.2. Conduite de l'essai.....	26
3.3. Essais non destructive.....	27
3.3.1. Essai sclérométrique.....	27
3.3.1.1. Description de l'essai.....	27
3.3.1.2. Mode d'emploi.....	27
3.3.2. Essai ultrasonique.....	28
3.3.1.1. Description de l'essai.....	28
3.3.1.2. Mode d'emploi.....	28
3.3.3. Essais de dureté.....	29
3.3.3.1. Introduction.....	29
3.2.1.2. Méthode par pénétration.....	30

a. Essai de dureté brinell.....	31
b. Essais de dureté Rockwell.....	32
c. Essai de dureté Vickers.....	35

Chapitre 4: Caractérisation des matériaux locaux

4.1. Caractérisation du Sable de dune	38
4.1.1. Introduction.....	38
4.1.2. Analyse granulométrique de sable.....	38
4.1.3. Analyse chimique de sable.....	39
4.1.4. Propreté.....	40
4.1.5. Caractéristique physique de sable de dune.....	40
4.2. Caractérisation des graviers.....	41
4.2.1. Introductions.....	41
4.2.2. Composition chimique.....	41
4.2.3. Propriétés physiques.....	42
4.3. Etude de ciment utilisé (C.P.J).....	43
4.3.1. Définition.....	44
4.3.2. Composition chimique	44
4.3.3. Composition minéralogique.....	44
4.3.4. Caractéristiques physiques	44
4.3.5. Activité du ciment.....	44
4.4. Eau de Gâchage.....	45
4.4.1. Rappel.....	45

Chapitre 5: Essais, Résultats et discussion

5.1. Introduction:.....	
5.2. Formulation des différentes compositions testées	48
5.3. Confection des éprouvettes.....	48
5.4. Plan expérimental.....	49
5.5. Résultats et discussion.....	49
5.5.1. Résistance du mortier, pâte de ciment et la roche mère.....	52
5.5.1.1. Introduction.....	53
5.5.1.2. Résultats et discussion.....	53
5.5.2. Résistance du béton en fonction du rapport G/S.....	54
5.5.1.1. Introduction.....	56
5.5.1.2. Résultats et discussion.....	56
5.5.3. Résistance du béton en fonction de fraction.....	56
5.5.1.1. Introduction.....	59
5.5.1.2. Résultats et discussion.....	59
5.5.4. Dureté du béton à partir de dureté de gravier et de mortier.....	59
5.5.5. Corrélations linéaire et droite de régression.....	62
5.5.5.1. Corrélation entre Rc et Rs	65
5.5.5.2. Corrélation entre Rc et Ru.....	67
5.5.5.3. Corrélation entre Rc et Rsu.....	68
5.5.5.4. Corrélation entre Rc et la dureté de Brinell HB.....	68
5.5.5.5. Corrélation entre Rc et la dureté Vickers HV.....	70
5.4.5.6. Corrélation entre Rc et la dureté de Rockwell HR.....	70
Conclusions générales	72
Bibliographies	73

Liste des tableaux

Tableau(1.1):	<i>Ordre de grandeur des proportions.....</i>	<i>4</i>
Tableau(2.1):	<i>Composition chimique de différents types de ciment(%)</i>	<i>19</i>
Tableau(3.1):	<i>Les différentes échelles de dureté de Rockwel</i>	<i>33</i>
Tableau(4.1):	<i>Les pourcentages des éléments majeurs et mineurs</i>	<i>39</i>
Tableau(4.2):	<i>Les pourcentages des éléments traces.....</i>	<i>39</i>
Tableau(4.3):	<i>Caractéristiques physiques du sable de dune.....</i>	<i>40</i>
Tableau(4.4):	<i>Origine des granulats en Algérie.....</i>	<i>41</i>
Tableau(4.5):	<i>Composition chimique des graviers étudiés.....</i>	<i>42</i>
Tableau(4.6):	<i>Matière chimique dans le gravier utilisé</i>	<i>43</i>
Tableau(4.7):	<i>Caractéristiques physiques et chimiques des graviers utilisés...</i>	<i>44</i>
Tableau(4.8):	<i>Composition chimique de ciment.....</i>	<i>44</i>
Tableau(4.9):	<i>Composition minéralogique de ciment.....</i>	<i>44</i>
Tableau(4.10):	<i>Caractéristiques physiques de ciment... ..</i>	<i>45</i>
Tableau(4.11):	<i>Activité de ciment.....</i>	<i>45</i>
Tableau(4.12):	<i>Les valeurs limite de l'agressivité de l'eau.....</i>	<i>48</i>
Tableau(5.1):	<i>Compositions pratique de bétons.....</i>	<i>48</i>
Tableau (5.2):	<i>Compositions des types du béton pour 1m³</i>	<i>48</i>
Tableau (5.3):	<i>Les types du béton en fonction de rapport G/S.....</i>	<i>50</i>
Tableau (5.4):	<i>Les types du béton en fonction de Fraction de graviers.....</i>	<i>50</i>
Tableau(5.5):	<i>les paramètres des essais de dureté utilisés</i>	<i>52</i>
Tableau(5.6):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le Mortier.....</i>	<i>54</i>
Tableau(5.7):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour la Pâte de ciment.....</i>	<i>54</i>
Tableau(5.8):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour la Roche mère...</i>	<i>54</i>

Tableau(5.9):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B1.....</i>	56
Tableau(5.10):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B2.....</i>	56
Tableau(5.11):	<i>Les résultats des essais (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B3.....</i>	57
Tableau(5.12):	<i>Les résultats des essais (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B4</i>	57
Tableau(5.13):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B5.....</i>	59
Tableau(5.14):	<i>Les résultats des essais (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B6.....</i>	59
Tableau(5.15):	<i>Les résultats des (Rc, S, V, HB, HV, HR) pour le B7.....</i>	60
Tableau(5.16):	<i>La dureté de (HB, HV et HR) observées et calculées</i>	63

Liste des figures

Figure (1.1):	Composition du béton.....	04
Figure (1.2):	Courbe idéale d'hydratation du C_3S	11
Figure (1.3):	Structuration de la pâte de ciment,	12
Figure (1.4):	Répartition des différents ordres de grandeur dans la structure de la pâte de ciment.....	13
Figure (1.6):	Structure de la pâte de ciment durcie selon.....	14
Figure (1.5):	Structure des feuillet de CSH.....	14
Figure (1.6):	Mécanisme de remplissage de la porosité.....	15
Figure (2.3):	Facteurs influençants sur la résistance du béton.....	18
Figure (2.1):	Effet de la finesse sur la résistance de compression du béton.....	17
Figure (2.2):	Effet de la finesse du ciment sur R_{c28} d'un mortier normalisé.....	17
Figure (2.4):	Influence de l'âge de la matrice cimentaire sur la résistance du béton.....	19
Figure (2.5):	Développement de la résistance du béton en fonction de l'âge de la matrice	19
Figure (2.6):	Effet de volume de granulat sur la résistance à la compression	20
Figure (2.7):	Développement de la résistance à la compression du béton dans différents environnements.....	21
Figure (2.8):	Effet des méthodes de cure sur la résistance à la compression.....	21
Figure (2.9):	a:Description des différentes phases de fissuration observées au microscope optique.B:courbe contrainte-déformation en compression.....	22
Figure(2.10):	(a) Courbe contraintes-déformations en traction. (b) Évolution de la résistance en traction en fonction du rapport de la dimension de l'éprouvette sur une dimension de référence	23
Figure (3.1):	Dispositif d'essai de compression.....	26
Figure (3.2):	Scléromètre Schmidt.....	27
Figure (3.3):	Les zones testées	27
Figure (3.4):	Appareil à ultrason.....	28
Figure (3.5):	Machines du dreté (Brinell, Vickers et Rockwell.....	30
Figure (3.6):	Dispositif d'essai de dreté sur la roche calcaire.....	30
Figure (3.7):	Dispositif d'essai de dreté sur la pâte de ciment.....	30
Figure (3.8):	Principe de dreté Brinell.....	31
Figure (3.9):	Principe de dreté Rockwell (échelle B, bille en acier).....	34
Figure (3.10):	Méthode de dreté Rockwell (cône).....	34
Figure (3.11):	Principe de dreté Vickers.....	35
Figure (4.1):	Analyse granulométrique du sable de dune.....	39
Figure (5.1):	Organigramme des essais.....	51
Figure (5.2):	Variation de l'indice sclérométrique en fonction de type du matériau, et en fonction de temps.....	55
Figure (5.3):	Variation de la résistance de compression en fonction de type du matériau, et en fonction de temps.....	55
Figure (5.4):	Variation de la vitesse de son en fonction de type du matériau, et en fonction de temps.....	55

Figure (5.5):	<i>Variation de la dureté en fonction de type du matériau, et en fonction de temps.....</i>	61
Figure (5.6):	<i>Variation de la résistance de compression en fonction de type du béton, et en fonction de temps.....</i>	62
Figure (5.7):	<i>Variation de l'indice sclérométrique en fonction de type du béton, et en fonction de temps.....</i>	62
Figure (5.8):	<i>Variation de la vitesse de son en fonction de type du béton, et en fonction de temps.....</i>	63
Figure (5.9):	<i>Variation de la dureté de compression en fonction de type du béton.....</i>	63
Figure(5.10):	<i>Variation de la résistance de compression en fonction de type du béton, et en fonction de temps.....</i>	65
Figure(5.11):	<i>Variation de l'indice sclérométrique en fonction de type du béton, et en fonction de temps.....</i>	65
Figure(5.12):	<i>Variation de la vitesse de son en fonction de type du béton, et en fonction de temps.....</i>	66
Figure(5.13):	<i>Variation de la dureté en fonction de type du béton.....</i>	66
Figure(5.14):	<i>a) Structure du béton.</i>	
	<i>b) la dureté de mortier, de gravier et d'interface mortier-gravier...</i>	67
Figure(5.15):	<i>Corrélation entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées par l'équation (5.) équation d'équilibre.....</i>	69
Figure (5.16):	<i>Variation de la Rc en fonction Rs.....</i>	70
Figure (5.17):	<i>Variation de la Rc en fonction Rs.....</i>	70
Figure (5.18):	<i>Variation de la Rs/Rc en fonction du temps.....</i>	70
Figure (5.19):	<i>Variation de la Rs/Rc en fonction du temps.....</i>	70
Figure (5.20):	<i>Variation de la Rc en fonction Ru.....</i>	71
Figure (5.21):	<i>Variation de la Ci(Ru/Rc) en fonction du type du béton.....</i>	71
Figure (5.22):	<i>Variation de la Rc en fonction Rsu.....</i>	72
Figure (5.23):	<i>Variation de la Rc en fonction Rsu.....</i>	72
Figure (5.24):	<i>Variation de la Rsu/Rc en fonction du temps.....</i>	72
Figure (5.25):	<i>Variation de la Rsu/Rc en fonction du temps.....</i>	72
Figure (5.26):	<i>Variation de la Rc en fonction du HB.....</i>	73
Figure (5.27):	<i>Variation de la HB/Rc en fonction du type du béton.....</i>	73
Figure (5.28):	<i>Variation de la Rc en fonction du HV.....</i>	74
Figure(5.16):	<i>Variation de la Ci(HV/Rc) en fonction du type du béton.....</i>	74
Figure(5.16):	<i>Variation de la Rc en fonction du HR.....</i>	74
Figure(5.16):	<i>Variation de Ci HR/Rc en fonction du type du béton.....</i>	74

Introduction générale

1-Contexte

Le béton occupe, depuis son invention, la première place en volume d'utilisation des matériaux dans le domaine de bâtiment et du génie civil. Son intérêt vient de sa grande facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, sa durabilité et sa faible coût. Il présente également d'autres qualités, telles une excellente tenue au feu, une grande résistance aux chocs, une bonne protection contre les radiations nucléaires, etc... toutefois, le matériau béton doit s'adopter de manière continue à de nouvelles exigences et à de nouveaux besoins.

Le contrôle des opérations de construction, avec le béton sur un chantier est une nécessité. Il procure des avantages pour le maître d'ouvrage et le maître d'œuvre pour la reconnaissance des matériaux utilisés dans la fabrication de béton, par la régularité de fabrication et de la mise en œuvre, et aussi par des coefficients de sécurité plus réels que théoriques.

Donc, le contrôle de béton soit à l'état frais ou à l'état durci est une nécessité primordiale pour arriver à éviter les abus et diminuer ainsi les risques.

Pour les essais de contrôle, ils sont toujours à peu près les mêmes: Dosage en ciment, et en eau, compression, traction, flexion, etc... Cependant, les types d'essais de contrôle varient avec l'importance de l'ouvrage et sa destination. Les moyens de contrôle varient aussi avec l'objectif de contrôle.

Les essais de contrôle de béton à l'état durci peuvent être globalement classées en essais mécaniques destructifs et en essais non destructifs, qui permettent leur répétition sur une même éprouvette sans la détruire, ce qui rend possible l'étude des variations d'une ou plusieurs propriétés dans le temps. Les essais non destructifs offrent également la possibilité d'évaluer la qualité d'un béton dans une structure existante.

2-Objectifs

Le principal objectif de notre étude est d'examiner la possibilité d'utiliser l'essai de dureté comme un moyen d'évaluation des propriétés mécaniques du béton et d'établir une corrélation entre cette méthode non-destructive et celle d'écrasement (méthode destructive).

Ces méthodes destinées pour évaluer la qualité du béton dans les ouvrages sont généralement effectuées sur des éprouvettes coulées au même moment. Les principaux inconvénients de ces méthodes résument dans le fait que les résultats ne sont pas obtenus immédiatement et que le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage et aussi que les propriétés d'une éprouvette de béton dépendent de sa grosseur et de sa forme.

3-Méthodologie du travail

Le mémoire est réalisé après une étude bibliographique qui est suivie par une partie expérimentale. Il comporte cinq chapitres plus une introduction générale, une conclusion et des recommandations.

La première partie, qui représente la partie théorique contient trois chapitres. Le premier recensera le maximum des connaissances pour établir un aperçu sur la microstructure du béton (la phase solide, la pâte de ciment, les granulats et l'interface pâte-granulats).

Le deuxième présentera les différents facteurs qui influent sur le comportement mécanique du béton, et présentera le comportement mécanique du béton aux différents types de sollicitation (compression, traction, flexion).

Le troisième chapitre présentera les différentes méthodes destructives d'évaluation de la résistance du béton (compression), et non destructives (scléromètre, ultrason, essais de dureté «Brinell, Vickers, Rockwell»).

La deuxième partie, qui contient chapitre quatre et cinq, se sera consacrée aux études expérimentaux sur les principaux constituants locaux (sable, gravier, ciment, eau). Les différentes caractéristiques chimiques et physico-chimiques des matériaux utilisées pour la confection de la matrice de notre composite seront rapportées dans cette partie.

Dans le cinquième chapitre, nous nous intéresserons à étudier le comportement mécanique de béton, mortier, pâte de ciment, et la roche mère, en appliquant l'essai de compression (comme moyen destructive), l'essai sclérométrique, ultrasonique et les essais de dureté (comme moyens non destructives).

Au début, les éprouvettes d'essais seront évalués par l'ultrason, le scléromètre, et en compression, ou par les essais de dureté «Brinell, Vickers, Rockwell». Les résultats obtenus seront présentés par des courbes ou des tableaux, suivi par des interprétations. Ensuite, des corrélations proposées seront présentées avec des approches mathématiques.

Le mémoire est terminé par une conclusion générale et des recommandations.

1.1. Généralité sur les constituants de béton

1.1.1. Introduction

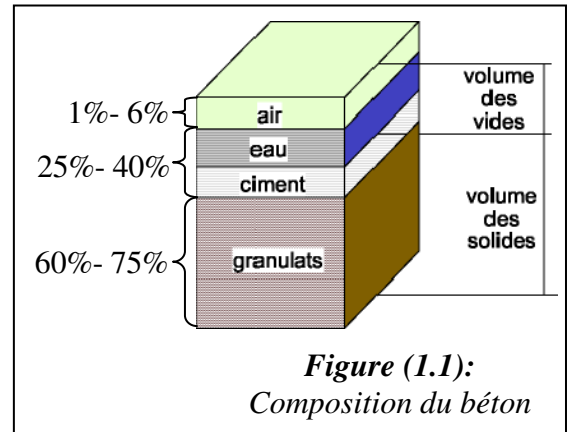
Le béton est un matériau hétérogène multiphasique, constitué d'un mélange de granulats et d'une pâte, elle-même constituée à partir de ciment et d'eau. La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton [1]. Chaque constituant joue un rôle bien défini, celui de liant hydraulique pour la pâte de ciment, et celui de remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) et source de résistance pour les granulats.

Un béton hydraulique est constitué :

- d'une pâte pure (ciment + eau),
- d'un mélange granulaire,
- de produits additionnels (adjuvants, additions minérales, ...).

On désigne habituellement sous le nom :

- de matrice ou de mortier : le mélange (liant + eau + sable),
- de squelette solide ou de squelette granulaire: le mélange des granulats.



	Eau	Air	Ciment	Granulats
Volume	14%- 22%	1%- 6%	7%- 14%	60%- 75%
Poids	5%- 9%		9%- 18%	63%- 85%

Tableau (1.1): Ordre de grandeur en proportions

1.1.2. Le ciment:

1.1.2.1- définitions

Les **ciments** usuels sont aussi appelés **liants hydrauliques** car ils ont la propriété de s'hydrater en présence d'eau et parceque cette hydratation transforme la pâte liante, qui a une consistance plus ou moins fluide, en un solide pratiquement insoluble dans l'eau.

Il ne faut pas confondre:

le **ciment**, poudre commercialisée en sac ou en vrac, avant son gâchage avec l'eau;

la **pâte de ciment**, au moment du gachage du ciment avec l'eau;

le **ciment hydraté** ou **pâte de ciment durcie** lorsque le mélange eau + ciment s'est solidifié.

1.1.2.2-fabrication du clinker

Le composé de base des ciments est un mélange de chaux apportée par des roches calcaires et d'alumine, de silice et d'oxyde de fer apportés par des argiles.

Calcaires et argiles sont extraits de carrières, puis concassés, homogénéisés, portés à haute température (1450 °C) dans un four. Le produit obtenu après refroidissement rapide (la trempe) est le clinker Portland.

Le clinker, auquel on ajoute quelque pourcentage de gypse est ensuite finement broyé de manière à obtenir une poudre dont la masse volumique absolue varie de 3,0 à 3,2 kg/dm³.

1.1.2.3- autres constituants des ciments

Ils modifient les propriétés du ciment grâce à leurs caractéristiques chimiques ou physiques. De part leur nature, ils permettent aussi d'abaisser le prix de revient.

- **Laitier granulé de haut fourneau (S) :** Il est obtenu par refroidissement rapide de scories provenant de la fusion de minerai de fer dans un haut fourneau. Le laitier a des propriétés hydrauliques.
- **Pouzzolanes naturelles (Z) :** Ce sont des roches d'origine volcanique ou sédimentaires ayant une composition appropriée, ou des argiles et schistes activés thermiquement. Les pouzzolanes n'ont pas de propriété hydrauliques, mais en présence de la chaux libérée par le clinker au cours de son hydratation, elles forment des hydrates stables: on dit qu'elles ont des propriétés pouzzolaniques.
- **Cendres volantes (V ou W) :** Elles proviennent du dépoussiérage des gaz de combustion des centrales thermiques au charbon. On distingue:
 - Les cendres volantes siliceuses (V) qui ont des propriétés pouzzolaniques;
 - Les cendres volantes calciques (W) qui ont des propriétés hydrauliques et parfois pouzzolaniques.
- **Schistes calcinés (T) :** Ce sont des schistes portés à une température de 800 °C dans un four spécial. Finement broyés, ils présentent de fortes propriétés hydrauliques et aussi pouzzolaniques.
- **Calcaires (L) :** Ils doivent être constitués de 75% au moins de CaCO₃
- **Fumées de silice (D) :** Proviennent de l'industrie du silicium et des alliages. Elles ont des propriétés pouzzolaniques.
- **Fillers (F) :** Ce sont des constituants secondaires et n'excèdent pas 5% dans la composition des ciments. Ce sont des matières minérales naturelles ou artificielles qui agissent par leur granulométrie sur les propriétés physiques des liants (maniabilité, pouvoir de rétention d'eau).

1.1.2.4- classification des ciments

- Classification en fonction de leur composition : norme NF P 15-301

	Ciment Portland	Ciment portland composé		Ciment de haut fourneau			Ciment pouzzolanique		Ciment au laitier et aux cendres	
	CPA- CEM I	CPJ- CEM II/A	CPJ- CEM II/B	CHF- CEM III/A	CHF- CEM III/B	CLK- CEM III/C	CPZ- CEM IV/A	CPZ- CEM IV/B	CLC- CEM V/A	CLC- CEM V/B
Clinker (K)	≥ 95%	≥ 80% ≤ 94%	≥ 65% ≤ 79%	≥ 35% ≤ 64%	≥ 20% ≤ 34%	≥ 5% ≤ 19%	≥ 65% ≤ 90%	≥ 45% ≤ 64%	≥ 40% ≤ 64%	≥ 20% ≤ 39%
Laitier (S)	*	6% ≤	21% ≤	≥ 36% ≤ 65%	≥ 66% ≤ 80%	≥ 81% ≤ 95%	*	*	≥ 18% ≤ 30%	≥ 31% ≤ 50%
Pouzzolane (Z)	*	total	total	*	*	*	10% ≤ total	36% ≤ total	18% ≤ total	31% ≤ total
Cendres siliceuses (V)	*	≤ 20%	≤ 35%	*	*	*	≤ 35%	≤ 55%	≤ 30%	≤ 50%
Fumée de silice (D)	*	(fumée	(fumée	*	*	*	(fumée ≤ 10%)	(fumée ≤ 10%)	*	*
Cendres calciques (W)	*	de	de	*	*	*	*	*	*	*
Schistes (T)	*	silice	silice	*	*	*	*	*	*	*
Calcaires (L)	*	≤ 10%)	≤ 10%)	*	*	*	*	*	*	*
Fillers (F)	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Le tableau ci-dessus indique les différents ciments et les proportions en masse de leurs constituants. Les constituants marqués d'une étoile sont secondaires (moins de 5 %).

- Classification en fonction de leur résistance :

Trois classes sont définies en fonction de la résistance normale à 28 jours; des sous-classes sont associées aux 3 classes principales pour désigner des ciments dont les résistances au jeune âge sont élevées.

Les classes doivent respecter les spécifications indiquées dans le tableau ci-dessous. Les valeurs entre parenthèses sont des valeurs garanties lorsqu'elles peuvent être inférieures aux valeurs spécifiées.

Classe	Résistance à la compression (MPa) norme EN 196-1				Retrait à 28 jours (1) norme	Début de prise norme	Stabilité norme
	au jeune âge		à 28 jours		P 15-433	EN 196-3	EN 196-3
	2 jours	7 jours	mini	maxi	($\mu\text{m}/\text{m}$)	(min)	(mm)
32,5		(17,5)	$\geq 32,5$ (30)	$\leq 52,5$	≤ 800	≥ 90	≤ 10
32,5 R	$\geq 13,5$ (12)		$\geq 32,5$ (30)	$\leq 52,5$	≤ 1000	≥ 90	≤ 10
42,5	$\geq 12,5$ (10)		$\geq 42,5$ (40)	$\leq 62,5$	≤ 1000	≥ 60	≤ 10
42,5 R	≥ 20 (18)		$\geq 42,5$ (40)	$\leq 62,5$	≤ 1000	≥ 60	≤ 10
52,5	≥ 20 (18)		$\geq 52,5$ (50)			≥ 60	≤ 10
52,5 R	≥ 30 (28)		$\geq 52,5$ (50)			≥ 60	≤ 10

- **Désignation normalisée des ciments :**

Les ciments sont désignés par leur type et par leur classe de résistance.
exemple : CPJ-CEM II/A 32,5R (L)

C'est un ciment Portland composé, contenant de 80% à 94% de clinker et de 6% à 20% de fillers calcaires, de classe 32,5 ayant une résistance au jeune âge élevée.

1.1.2.5-autres ciments

En France existent d'autres ciments normalisés, non répertoriés au niveau européen.

- **Chaux hydraulique naturelle XHN : norme NF P 15-310:** Liant hydraulique résultant de la cuisson de calcaires naturels plus ou moins argileux, auquel sont ajoutés, au cours de la mouture, d'autres constituants
- **Chaux hydraulique artificielle XHA : norme NF P 15-312 :** Liant hydraulique à base de clinker ou de ciment Portland additionné de fillers généralement calcaires.
- **Ciment de laitier à la chaux CLX : norme NF P 15-306 :** Composé de laitier granulé de haut fourneau (plus de 70%) et de chaux hydraulique.
- **Ciment à maçonner CM : norme NF P 15-307 :** Contient les mêmes éléments actifs que le ciment Portland artificiel, dans des proportions moindres. Ses résistances sont moins élevées.
- **Ciment naturel CN : norme NF P 15-308 :** Résulte de la mouture de roches clinkérisées obtenues par cuisson de calcaires marneux.

- **Ciment prompt naturel CNP : norme NF P 15-314** : Ciment à prise et durcissement très rapide résultant de la cuisson de calcaire argileux de composition régulière puis d'un broyage très fin .
- **Ciment alumineux fondu CA : norme NF P 15-315** : Liant hydraulique provenant de la cuisson d'un mélange d'alumine, de chaux, d'oxydes de fer et de silice. Après broyage, le ciment obtenu renferme au moins 30% d'alumine.

C'est un ciment à prise lente et a durcissement rapide. Il peut être mélangé avec des ciments à base de clinker afin d'accélérer la prise.

- **Ciment pour travaux à la mer PM : norme NF P 15-317** : Ce sont des ciments CPA, CPJ, CHF, CLK, CLC, CNP et CA ayant des compositions chimiques qui leurs permettent de résister aux agressions des sulfates en présence de chlorure au cours de la prise et ultérieurement.
- **Ciment à faible chaleur d'hydratation CP : norme NF P 15-318** : C'est un ciment qui présente, 12 heures après le gâchage, un dégagement de chaleur faible.
- **Ciment pour travaux en eaux à haute teneur en sulfate ES : norme NF P 15-319** : Ce ciment présente une résistance accrue à l'agression des sulfates au cours de la prise et du durcissement.

1.1.3. Les granulats (sables, gravillons):

Les granulats qui constituent le squelette du béton, doivent être chimiquement inertes vis-à-vis du ciment, de l'eau et de l'air. Les gisements géologiques à partir desquelles il est possible de produire des granulats à béton peuvent être d'origine détritique (essentiellement alluvionnaire), sédimentaire, métamorphique ou éruptive. Selon leur origine, on distingue les granulats roulés, extraits de ballastières (ou sablières) naturelles ou dragués en rivière ou en mer, et concassés, obtenus à partir de roches exploitées en carrière.

1.1.4. Les additions minérales (ultrafines):

Elles sont des particules de faibles dimensions qui, ajoutées en quantités de l'ordre moins de 10% du poids de ciment, améliorent notablement les performances et la durabilité du béton grâce à leurs propriétés physicochimiques (cendres volantes, laitier, fillers, ...). Les fumées de silice, ou microsilices, sont les plus utilisées. Ce sont des oxydes de silicium à structure amorphe en forme de microsphères de diamètre de l'ordre de 10 µm.

1.1.5. L'eau:

L'eau est un constituant du béton nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton ou du mortier.

Une classification classique permet de distinguer trois types d'eau :

L'eau chimiquement liée: Elle n'est plus considérée comme faisant partie de la phase liquide car cette eau est combinée aux hydrates, dont elle fait partie, sous forme d'eau de cristallisation.

L'eau adsorbée: est constituée par les couches de molécules d'eau sur la surface solide des pores. Soumises aux champs des forces électriques superficielles des

particules de CSH et à l'action des forces de VAN DER WAALS. La structure électronique de la molécule d'eau ne varie que très peu dans ce cas là.

L'eau libre: cette eau échappe aux forces superficielles des particules solides. En excès par rapport à l'eau nécessaire à l'hydratation, elle occupe les macropores.

1.1.6. Les adjuvants:

Ils sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0.4% du poids du béton) afin d'en améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont :

Les plastifiants: ces produits qui jouent un double rôle. Permettent, d'une part, d'obtenir des bétons frais à consistance parfaitement liquide, donc très maniabiles, par défloculation des grains de ciment. A maniabilité donnée, ils offrent, d'autre part, la possibilité de réduire la quantité d'eau nécessaire à la fabrication et à la mise en place du béton. La résistance du béton durci peut ainsi être notablement augmentée. La durée d'action de ces adjuvants est de 1 à 3 heures.

Les retardateurs de prise du ciment: ces produits qui prolongent la durée de vie du béton frais. Trouvent leur utilisation dans le transport du béton sur de grandes distances ou la mise en place par pompage, en particulier par temps chaud. Ils sont aussi employés pour éviter toute discontinuité lors de reprises de bétonnage.

Les accélérateurs de prise et de durcissement: ces adjuvants qui permettent, pour les premiers, la réalisation de scellements ou d'étanchements et, pour les seconds, une acquisition plus rapide de résistance au béton durci.

Les entraîneurs d'air: Ils confèrent au béton durci la capacité de résister aux effets de gels et de dégels successifs en favorisant la formation de microbulles d'air réparties de façon homogène. Le volume d'air occlus doit être de l'ordre de 6% de celui du béton durci.

1.2. Description de la pâte de ciment:

1.2.1. Introduction:

Une pâte de ciment fraîche se présente comme un système dispersé constitué d'un réseau de particules dans une phase aqueuse, ces particules étant elles-mêmes des grains polycristallins.

A l'interface solide-liquide, les liaisons insaturées des atomes du cristal engendrent une réactivité dont la cinétique peut être analysée. Ceci amène à dissocier artificiellement des phénomènes divers, à savoir : l'adsorption, l'hydrolyse, la dissolution, la solvation et enfin la cristallisation.

Le ciment Portland artificiel est composé de quatre phases minérales majeures (C_3S , C_2S , C_3A , C_4AF) et de sulfate de calcium. Deux théories datant de la fin du XIX^{me} siècle permettent d'expliquer les mécanismes physico chimiques conduisant à la réaction du ciment avec l'eau.

La théorie de Châtelier (1887) prône la cristallisation par des processus de dissolution/précipitation. Celle de Michaelis (1893) prône une théorie d'hydratation par la science des colloïdes, les hydrates proviennent alors d'un gel d'hydrosilicates s'enrichissant progressivement en chaux.

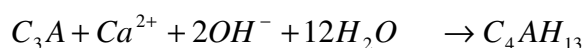
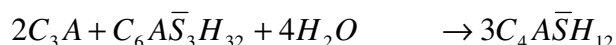
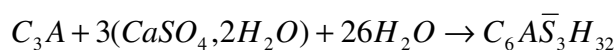
1.2.2. Hydratation du ciment

Les réactions d'hydratation des différents composants du ciments sont complexes. Nous résumons ici les grandes étapes décrites par GARTNER et GAIDIS (1989) et SCRVENER (1989) [2].

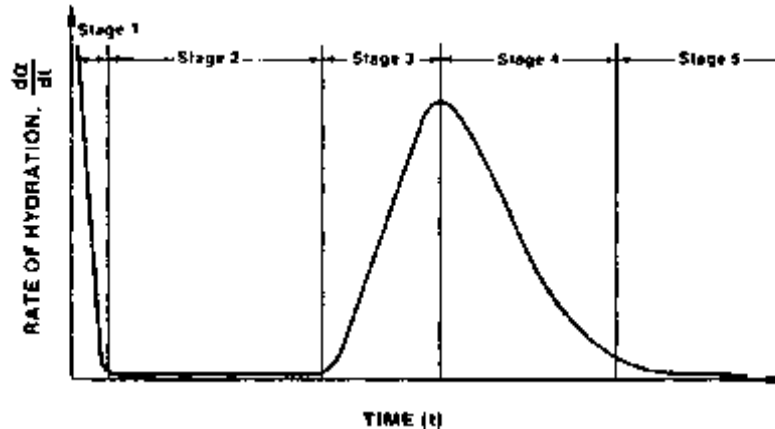
a. Hydratation des silicates: Au contact de l'eau les C_3S et les C_2S s'hydratent. Les C_3S font prise et durcissent rapidement et sont responsables de la résistance à court terme du béton. Les C_2S réagissent plus lentement et contribuent ainsi au gain de résistance à long terme. Les phases solides formées sont la portlandite et des silicates de calcium hydratés regroupés sous l'appellation CSH. Ces différents CSH sont différenciés par leur composition stoechiométrique et leur morphologie. L'équation suivante résume ces différentes réactions chimiques :



b. Hydratation des aluminates: les aluminates tricalciques sont des produits très réactifs. Sans ajout de gypse, le C_3A réagit de façon quasi instantanée. On observe alors une prise éclair. En présence de sulfate de calcium (gypse), les C_3A réagissent tout d'abord pour former un trisulfo-aluminate de calcium (ettringite). Lorsque tout le gypse est consommé le C_3A réagit avec l'ettringite précédemment formée pour donner un monosulfo-aluminate de calcium et enfin ce qui reste de C_3A réagit pour former des aluminates hydratés. Les C_4AF réagissent de façon similaire au C_3A .



c. Cinétique du processus d'hydratation: le système C_3S-H_2O est généralement considéré comme le plus caractéristique de l'hydratation du ciment. GARTNER et GAIDIS [2] distinguent cinq étapes successives: la période de pré-induction qui dure quelques minutes, la période dormante (quelques heures), la période d'accélération (heures à jours), la période de décélération (jours) et la période de «consolidation» qui reste durant toute la vie de l'ouvrage figure (1.3).



Figure(1.2): Courbe idéale d'hydratation du C_3S [2]: -1- Période de pré-induction, -2- Période dormante, -3- Période d'accélération, -4- Période de décélération, -5- Période de consolidation

La période de pré-induction correspond à une réaction exothermique très rapide. Cette réaction consomme moins de 1% du C_3S . Un gel colloïdal est formé par la suspension des grains dans l'eau de gâchage. Une fine couche ($\sim 1\text{nm}$) de CSH métastable se forme autour des grains.

Durant la période dormante, on observe une augmentation de la couche protectrice de C_3S et une augmentation de la concentration en ions Ca^{2+} dans l'eau. Le taux d'hydratation très lent peut être expliqué par une diffusion lente à travers la couche protectrice ou par la sursaturation en Ca^{2+} de la solution qui inhibe la dissolution du C_3S .

La période d'accélération est marquée par le passage quasi-instantané d'un état de suspension à un état solide. Cette accélération de l'hydratation peut être expliquée par la nucléation de $Ca(OH)_2$ dans la solution sursaturée en ions Ca^{2+} et la croissance de CSH en périphérie du grain. On peut aussi évoquer l'éclatement de la couche protectrice formée précédemment permettant ainsi une hydratation plus rapide.

Le taux d'hydratation est ensuite caractérisé par une période de décélération. La diffusion des réactants à travers la couche épaississante d'hydrates peut limiter la vitesse d'hydratation. De plus l'espace disponible diminuant, les hydrates ne peuvent plus se former.

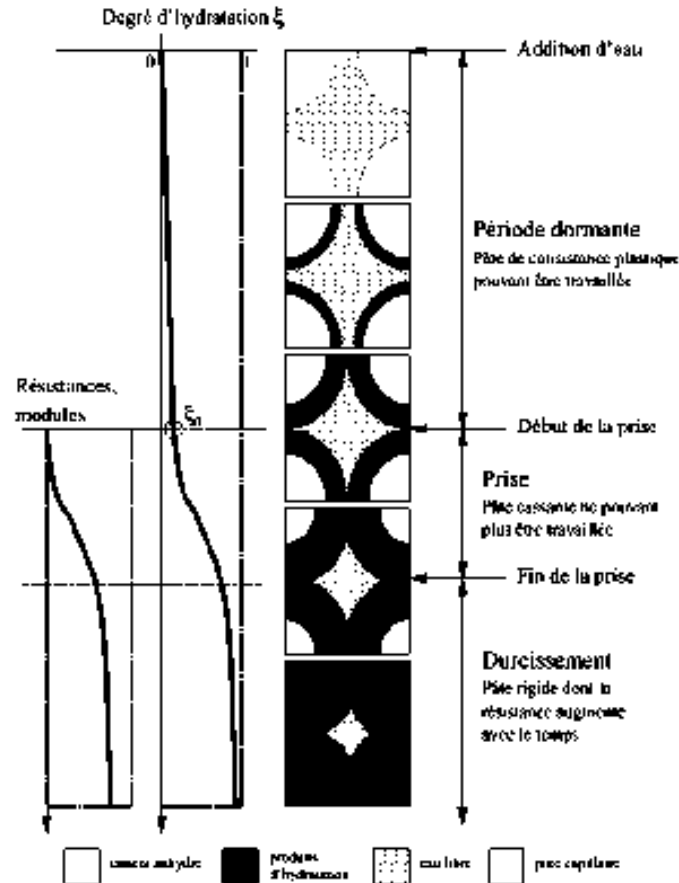


Figure (1.3): Structuration de la pâte de ciment, tiré de Bernard (2000).
D'après Soroka (1993) [3].

Enfin, durant la période de consolidation, on observe une légère évolution du système au cours du temps. Les mécanismes sont encore mal compris. On peut évoquer une diffusion très lente des espèces dans la matrice.

La figure (1.4) récapitule ces différentes étapes.

1.2.3. Exothermie des réactions d'hydratation:

Les réactions chimiques décrites précédemment sont toutes exothermiques. C'est d'ailleurs un moyen usuel de les caractériser. Chaque constituant dégage de la chaleur en fonction de l'état d'avancement de son hydratation. Lors de la réaction complète du C_3S , le dégagement de chaleur est de 500 J/g, pour le C_2S elle est de 260 J/g, de 260 J/g pour le C_3A , et de 420 J/g pour le C_4AF . Pour le ciment, les valeurs usuelles de dégagement de chaleur sont comprises entre 250 J/g et 350 J/g.

De plus, la cinétique de l'hydratation est un phénomène thermoactive. Plus la température est élevée, plus la réaction est rapide. Ainsi, l'augmentation de la température de cure permet d'obtenir des résistances aux jeunes âges plus importantes. Par contre, des températures trop élevées peuvent modifier la structure des hydrates et dégrader les résistances après 7 jours (Regourd et Gautier, 1980 ; Neville, 1996). Verbeck et Helmuth (1968) [4] suggèrent que le taux initial élevé d'hydratation ne permet pas une diffusion des

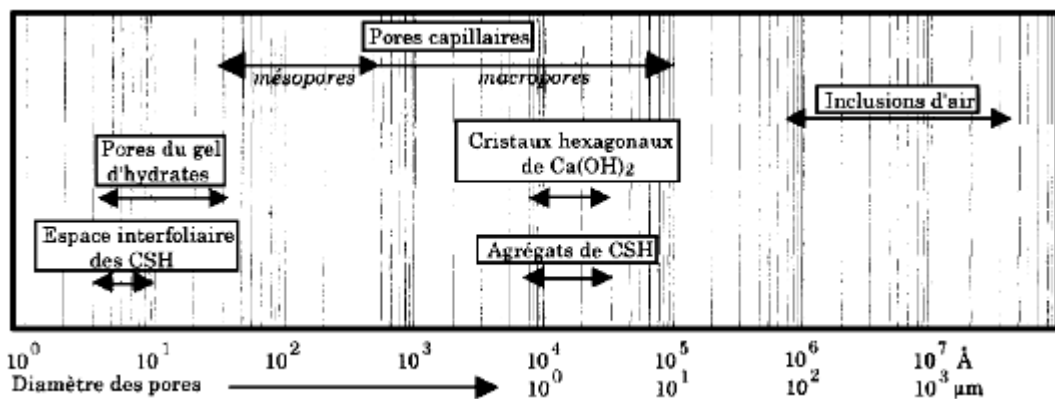
produits d'hydratation loin des particules anhydre de ciment, ni une précipitation uniforme dans la porosité. La pâte de ciment obtenue est donc plus poreuse et moins résistante pour les échéances plus importantes.

Ce dégagement de chaleur devra être pris en compte lors de la construction d'éléments épais. Un gradient important de température peut se développer entre le coeur de l'élément et la surface. Dans le cas de la construction de barrage poids, on peut relever des températures au coeur pouvant aller jusqu'à 50°C.

1.2.5. Structure de la pâte de ciment durcie

La connaissance de la structure interne de la pâte de ciment durcie permet d'identifier les phénomènes physiques à l'origine du retrait de séchage et du comportement mécanique du béton. Nous aborderons ici la structure des hydrates, la répartition de la porosité et les différents états de l'eau dans cette structure. Plusieurs modèles de microstructures ont été proposés. Les deux principaux sont celui de Powers et Brownnyard (1947) et celui de Feldman et Sereda (1968) [5].

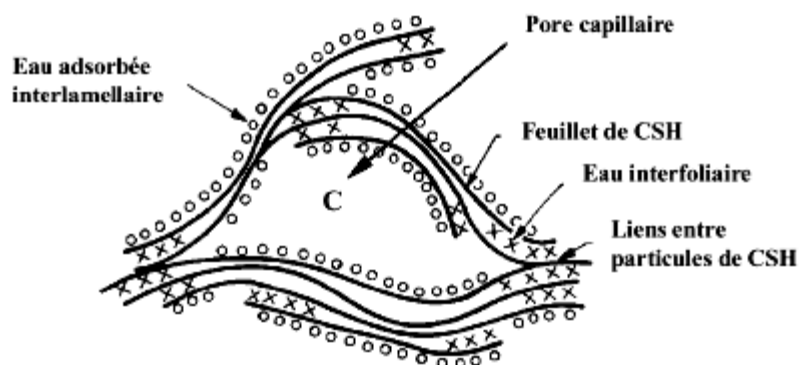
Powers et Brownnyard [5] proposent de modéliser la pâte de ciment durcie par des particules constituées de deux à trois feuillets élémentaires enroulés sur eux-mêmes. La cohésion entre les particules est assurée par l'eau adsorbée et en certains points, par des ponts ioniques. Les auteurs définissent alors deux types de porosité. Les pores capillaires définis par l'espace entre les particules et de diamètre moyen allant de 10^{-9} à 10^{-6} m et les pores de gel de diamètre 10^{-10} m, propriété intrinsèque du gel de CSH figure (1.5). La principale critique de ce modèle est l'impossibilité d'expliquer la réversibilité du séchage ou du fluage et l'influence de la teneur en eau sur la résistance ou le module élastique de la pâte de ciment. En effet, l'eau des espaces interfoliaires est supposée liée fortement aux feuillets de CSH et ne peut être enlevée qu'à une humidité relative faible. Cette perte d'eau est alors irréversible.



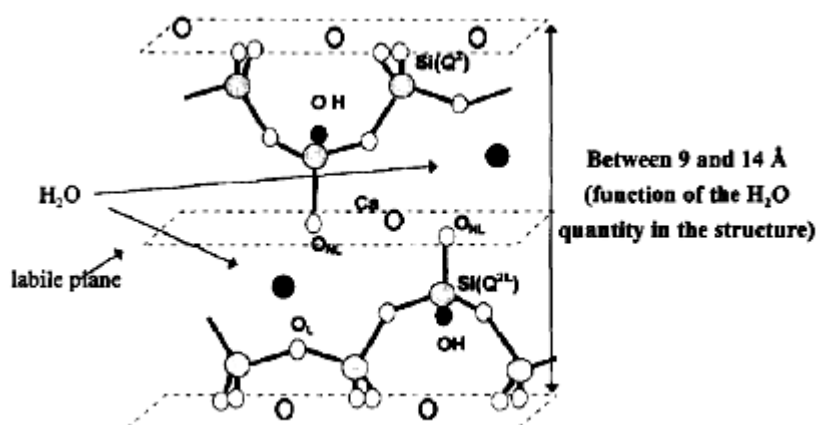
Figure(1.4): Répartition des différents ordres de grandeur dans la structure de la pâte de ciment Guénot-Delahaie (1996) [6]

Feldman et Sereda [5], remettent en cause le modèle de Powers et Brownnyard [5] quant aux pores de gel. Ils considèrent un assemblage aléatoire de feuillets de CSH figure (1.6). L'espace entre les feuillets est alors variable et dépend des pressions exercées sur le système. Les feuillets peuvent avoir un mouvement relatif réversible.

Des études récentes par résonance magnétique nucléaire permettent d'avoir une idée plus fine de la structure des CSH figure (1.7). Le gel CSH est formé d'un empilement de deux chaînes infinies de tétraèdres de silicium encadrant un plan octaédrique d'ions calcium. La distance interfeuillets est variable selon la teneur en eau.



Figure(1.5): Structure de la pâte de ciment durcie selon [5]



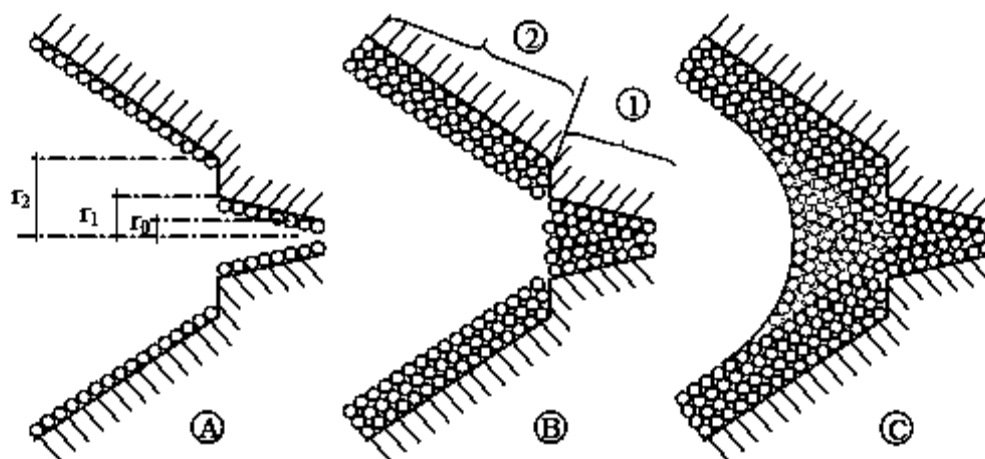
Figure(1.6): Structure des feuillets de CSH [7]

1.2.6. Etats de l'eau dans la structure de la pâte de ciment durcie

Les mécanismes à l'origine du retrait de séchage et du fluage dépendent de la liaison entre l'eau et la microstructure. Différents types d'eau peuvent ainsi être mis en évidence. L'eau liée chimiquement qui participe à l'hydratation. Les liaisons atomiques sont de type ionique ou covalente. Cette eau est considérée comme non évaporable. Elle peut être extraite pour des températures allant de 100 à 1000°C. Ensuite, l'eau adsorbée est soumise au champ de forces électriques superficielles des particules de CSH. On peut distinguer une adsorption physique (forces de van der Waals) et une adsorption chimique (transfert d'électrons). Cette eau est stable jusqu'à 70°C et totalement évaporée à 105°C. Enfin l'eau libre que l'on trouve dans les pores capillaires. C'est l'eau en excès par rapport à l'eau nécessaire pour l'hydratation. Elle est facilement évaporable. A 100°C toute cette eau est évaporée.

Afin de bien comprendre les mécanismes de retrait agissant dans le béton, il faut comprendre les conditions d'équilibre de l'eau qu'il contient. Localement, la connaissance du comportement de l'eau dans les milieux poreux permet de prédire le séchage et le mouillage du matériau: Bazant et Najjar (1972) [8] proposent de modéliser le réseau poreux par un système de cônes figure (1.8). En augmentant l'humidité relative de 0% à 100%, le remplissage du système implique deux phénomènes: l'adsorption de surface et la condensation capillaire.

Dans le cas A, des molécules d'eau introduites dans le système vont s'accrocher aux parois, afin de diminuer le niveau d'énergie de la surface du solide. C'est l'adsorption. Sur une surface plane, l'eau est adsorbée jusqu'à une épaisseur de 5 molécules d'eau (1,5 nm). Dans les zones où la distance entre deux particules de CSH est inférieure à deux fois cette épaisseur (zone 1 cas B), l'adsorption ne peut se produire librement. Dans ces régions, que Powers (1965) [9]. appelle zones d'adsorption gênée ou empêchée, l'eau est sous une certaine pression, dite d'écartement ou de disjonction, qui s'oppose aux forces d'attraction entre les particules maintenant la structure du squelette. Cette eau est ainsi un élément structurel à part entière qui est donc capable de transmettre localement les contraintes. La condensation capillaire (cas C) apparaît lorsque l'humidité relative permet la création d'un ménisque dans le pore (loi de Kelvin-Laplace). En fait, cette condensation capillaire devrait apparaître pour une humidité relative très faible (pour un rayon de pore donné), mais deux restrictions existent. La première limite est celle de la nucléation de gouttelettes d'eau dans la vapeur afin de créer une interface liquide/vapeur supposée dans la théorie. La seconde repose sur la stabilité de l'interface liquide/vapeur qui n'est assurée que si la résistance du film d'eau n'est pas dépassée (forces de Van der Waals). Ces conditions font que la condensation capillaire ne peut apparaître que pour une humidité relative importante de l'ordre de 40 à 45%. L'équilibre thermodynamique d'un tel système nécessite l'équilibre de chacune des phases: équilibre entre l'eau capillaire et l'eau de gel adsorbée librement, équilibre entre l'eau de gel adsorbée librement et l'eau de gel située dans les zones d'adsorption gênée, équilibre entre l'eau de gel située dans les zones d'adsorption gênée et les liens interfeuillet.



Figure(1.7): Mécanisme de remplissage de la porosité [8]

- A - Adsorption de surface sur une épaisseur pouvant aller jusqu'à 5 molécules d'eau
- B - Adsorption gênée dans la zone 1
- C - Condensation capillaire

1.3.2. L'interface pâte –granulats

Nous avons décrit jusqu'à maintenant les propriétés de la pâte de ciment en cours et après hydratation. Toutefois, il ne faut pas oublier qu'un béton classique est constitué d'environ 60 à 75% en volume de granulats. Il est donc nécessaire d'aborder maintenant l'influence de la présence de granulats sur les propriétés générales du béton.

Une première conséquence de la présence de granulats dans la pâte de ciment hydratée est la modification de la microstructure de la pâte autour de ces granulats. Ollivier (1981) et Maso (1982) [10] ont mis en évidence une zone autour du granulat, appelée auréole de transition, présentant une microstructure différente du reste de la pâte de ciment. Cette auréole de transition, d'une épaisseur $\sim 50 \mu\text{m}$, est la partie la plus poreuse, la mieux cristallisée, et la moins résistante dans le béton. Elle est constituée d'un film duplex (composé d'une fine couche d'hydroxyde de calcium adjacente à la surface du granulat entourée par une couche de CSH) et d'une zone de forte porosité contenant des cristaux de portlandite orientés, de l'ettringite, et des aluminates. Les raisons de cette organisation microstructurale sont liées aux effets de paroi lors de l'arrangement des grains de ciment anhydre à la surface des granulats [2]. Bien que la zone de plus forte porosité soit quasi-unanimement acceptée par les différents auteurs [2], n'ont pas observé de film duplex.

La seconde conséquence est plus «mécanique». Les différents points abordés ci-après peuvent être approfondis dans [7]: (1) la présence de granulats, plus rigides, dans la matrice, moins rigide, amène des concentrations de contrainte (effet de point dur); (2) les propriétés microstructurales de l'interface en font une zone de faiblesse mécanique; (3) la présence des granulats nuit à la progression des fissures; (4) lors du retrait, la présence des granulats, en restreignant la déformation, crée de la microfissuration dans la pâte.

La faible résistance mécanique au niveau de l'auréole est due en partie à l'eau piégée sous les granulats. Les études menées sur cette partie montrent que l'interface est constituée de fibres de CSH, d'aiguilles d'ettringite, et de plaquettes de Ca(OH)_2 orientées perpendiculairement à la surface du granulat.

2.1. Introduction

Le béton présente un comportement mécanique assez complexe : des déformations différées d'amplitude exceptionnelle pour un matériau minéral, des effets mécaniques importants, souvent non linéaires et non réversibles, dû aux variations de température et d'humidité, au vieillissement,...etc. Les différentes composantes de la complexité du comportement de ce matériau composite trouvent leur origine, bien sûr, non pas dans les inclusions, généralement peu poreuses, mais dans le comportement de la matrice.

Dans ce qui suit, nous présentons les différents facteurs qui influent sur le comportement du composite.

2. 2. Facteurs influençant le comportement mécanique du béton

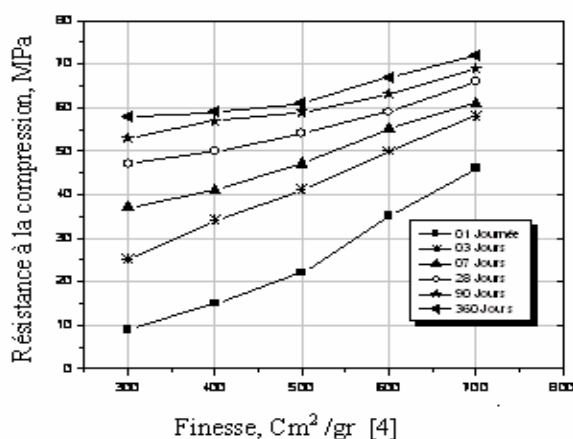
Les facteurs principaux qui influent sur le comportement mécanique et morphologique du béton sont représentés dans la figure (2.3).

2. 2. 1. Influence des matériaux constituants

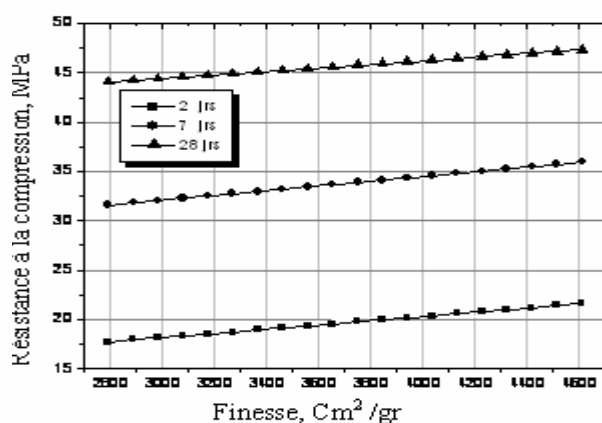
2.2.1.1. Ciment

L'influence du ciment sur la résistance du béton, pour une proportion du mélange donnée, est déterminée par sa finesse et sa composition chimique à travers le processus d'hydratation. Le gain apporté à la résistance du béton lorsque la finesse des particules du ciment augmente, est montré dans la figure (2.1).

Des études ont été aussi faites par des chercheurs [11,12], pour voir l'effet de la pâte du ciment sur la réponse mécanique du béton, ont bien confirmé ce constat. L'un des résultats obtenus a été représenté par la figure (2.2).



Figure(2.1): Effet de la finesse sur la résistance de compression du béton [11]



Figure(2.2): Effet de la finesse du ciment sur R_{c28} d'un mortier normalisé [11]

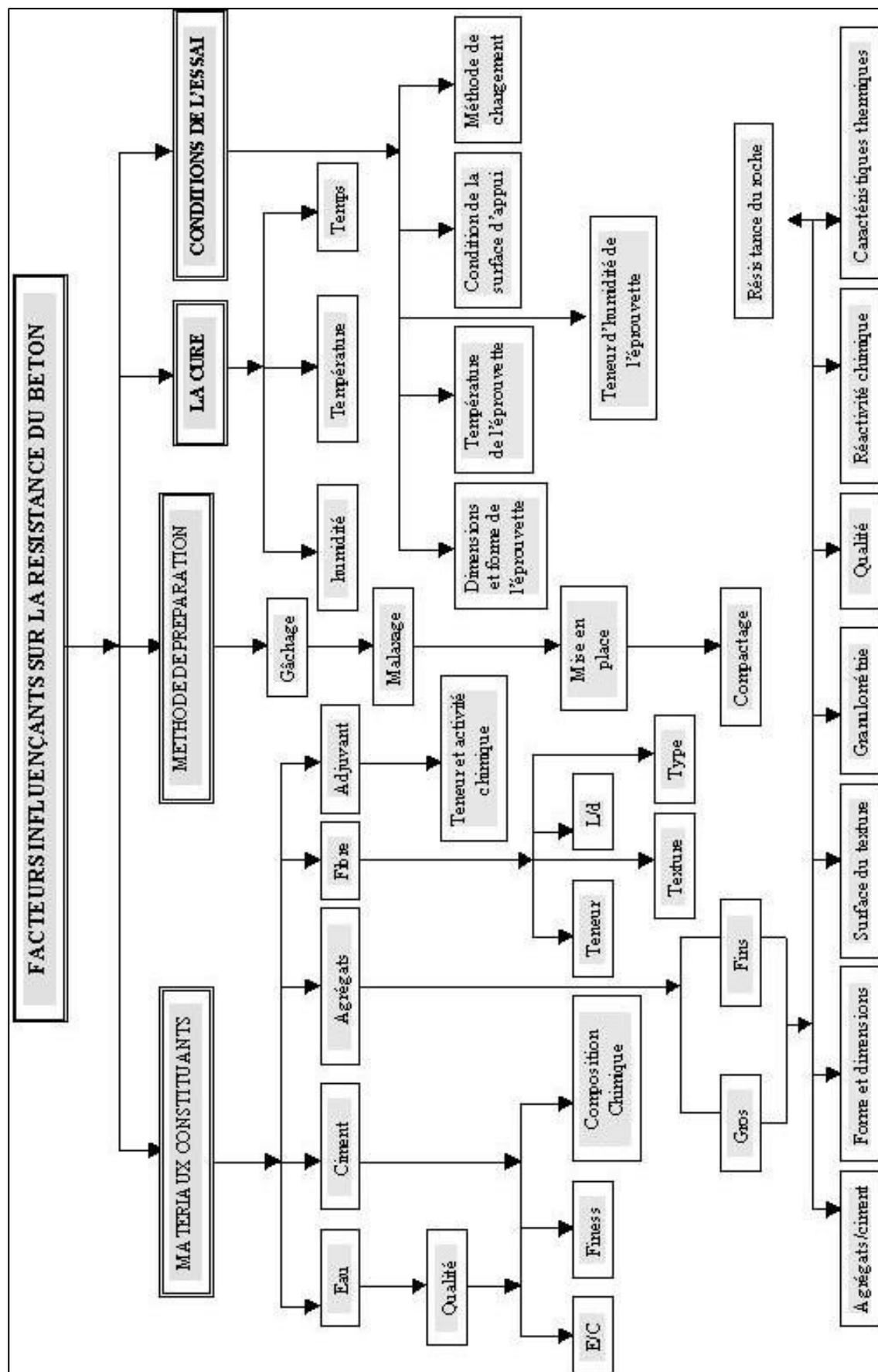
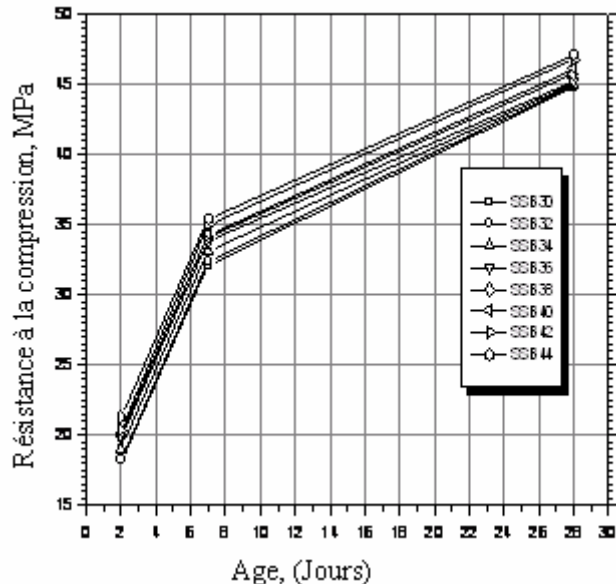
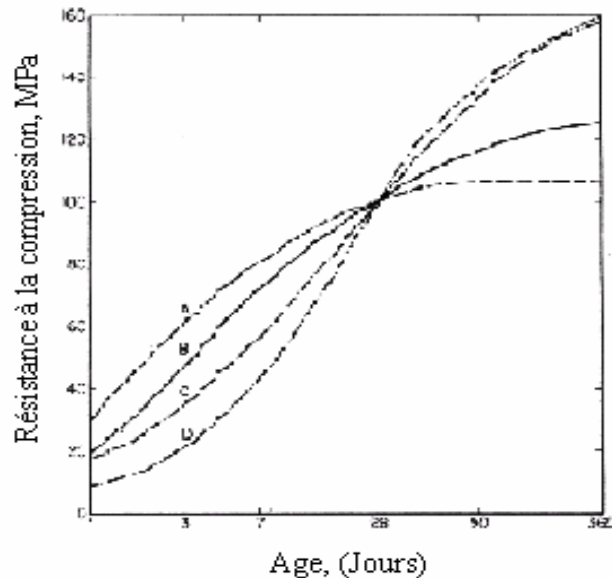


Figure (2.3): Facteurs influençants sur la résistance du béton

Le gain apporté à la résistance du béton est plus marqué aux jeunes âges figure(2.4), mais après 28 jours le gain relatif apporté à la résistance est beaucoup plus réduit figure(2.5). A un certains âges postérieurs, la résistance du béton à base du ciment fin peut ne pas être très différente de celui du béton à base du ciment normal.



Figure(2.4): Influence de l'âge de la matrice cimentaire sur la résistance du béton [11]



Figure(2.5): Développement de la résistance du béton en fonction de l'âge de la matrice [11]

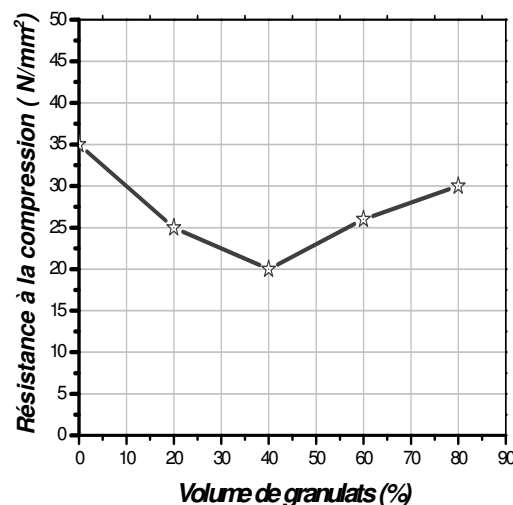
Le rôle de la composition chimique du ciment dans le développement de la résistance du béton peut mieux être apprécié par l'étude du tableau (2.1) et la figure(2.5). Il est évident que les ciments contenant un pourcentage relativement élevé du silicate tricalcique (C_3S) développent une résistance beaucoup plus rapide que les ciments riches en silicates bicalciques (C_2S) comme il est représenté par la figure (2.5), cependant, aux âges postérieurs la différence en valeurs de la résistance correspondante est petite. Il y a en fait une tendance pour des bétons faits avec les ciments à basse température par la suite pour développer des résistances légèrement plus hautes figure(2.5). C'est probablement dû à la formation d'une structure de cristal de meilleure qualité au cours de l'hydratation.

Tableau 2.1. Composition chimique de différents types de ciment (%)				
Tableau 2.1. Composition chimique de différents types de ciment (%)				
	Ciment A	Ciment B	Ciment C	Ciment D
C_3S	53	16	12	8
C_2S	50	21	11	9
C_3A	43	33	5	11
C_4AF	35	41	6	12

2.2.1.2. Granulats

Dans le béton frais, les granulats servent au remplissage de l'espace (ils occupent environ 70% de volume), de plus en raison de leur porosité ouverte, ils peuvent absorber une certaine quantité d'eau (effet de mouillage) mais dans le béton durci, les granulats apparaissent comme des inclusions dures. Ils ont un rôle important de donner le matériau durci une résistance importante. Dans ce cas, lorsque le béton est soumis à une sollicitation, la rupture peut commencer dans l'agrégat, la matrice ou l'interface d'agrégat matrice; ou n'importe quelle combinaison de ces derniers peut se produire.

STOCK et al [14] ont publié une étude concernant l'effet de volume du granulat sur la résistance à la compression. Ils sont arrivés à démontrer que la résistance diminue quand le volume de pâte augmente.



Figure(2.6): Effet de volume de granulat [13] sur la résistance à la compression

Ils ont aussi publié quelques expériences originales dans lesquelles ils ont réalisé une série des essais sur les bétons avec différents volumes de granulats de même granulométrie liés par la même matrice. Ils ont évité la ségrégation dans les mélanges fluides par une mise en rotation des moules après mise en place du matériau. La tendance mentionnée par les auteurs montre que la résistance augmente quand le volume des granulats augmente dans le domaine de concentration usuelle en granulats, soit 60 ÷ 80 %, (figure 2.6). Concernant l'effet de la taille maximale du granulat, plusieurs chercheurs [15] ont publié des articles qui susciterent à l'époque beaucoup de discussion [21]. La majorité des résultats présentés montraient un effet négatif de la dimension maximale du granulat (D) sur la résistance à la compression, à un rapport (E/C) constant. Cette constatation étonna la communauté scientifique, celle-ci présumant généralement qu'avec un D important, le béton, plus compact présenterait une résistance mécanique supérieure et une meilleure durabilité. Cependant, deux causes exercent des effets contradictoires : pour une quantité donnée de ciment, en augmentant le D , on tend vers une réduction de la demande en eau, tandis que la résistance obtenue, à un rapport (E/C) donné, diminue. Par conséquence, quand le volume du ciment et la maniabilité restent constants, on a un effet du D sur la résistance à la compression qui n'est pas monotone. Une valeur optimale de la dimension du granulat existe, qui décroît quand la quantité de ciment augmente [12].

En général, les agrégats sont plus résistants, plus durable que le béton lui-même et dans ce cas là, la résistance d'agrégat a un effet peu important sur la résistance finale du béton. Alors que, l'adhérence agrégat-matrice est un facteur très important déterminant la résistance du béton. La force d'adhérence est influencée par la forme de l'agrégat, sa texture extérieure et sa propreté. Un agrégat arrondi et doux aura une adhérence faible avec la matrice, alors qu'un agrégat angulaire ou irrégulier ou un agrégat avec une texture de surface rugueuse a une bonne adhérence avec la matrice ce qui donne une bonne résistance au béton.

2.2.2. Autres facteurs

Dans la partie bibliographique, les différents facteurs qui influent beaucoup sur les caractéristiques mécaniques du béton ont été discutés, mais comme résumé on peut dire que la figure(2.3) donne une conclusion de tous les facteurs, soit les facteurs internes (constituants) ou bien les facteurs externes (méthodes de cure, chargement...etc.). Mais, on remarque que la plus part des travaux de recherches (rapports de recherche, mémoires et les thèses) ont été axés sur l'effet des facteurs internes qui sont des facteurs intrinsèques du matériau béton. Ils représentent, sans doute, la partie essentielle dans l'étude de comportement du béton mais les autres facteurs représentent aussi une partie non négligeable.

Dans ce partie qui résume les travaux expérimentaux concernant l'influence des facteur externes sur le comportement mécanique du béton sollicité aux différentes sollicitations et aux différents phénomènes qui apparaissent lors de l'évolution de la résistance de béton, on va présenter un extrait d'une recherche [16] qui traite l'effet des actions venant du milieu environnant (Température, hygrométrie) sur la résistance de béton à la compression. En se basant sur des études statistiques [17] concernant la qualité du béton dans les régions chaudes comme celle de M'sila, Les auteurs ont bien confirmé l'influence des facteurs climatiques sur le comportement du béton à l'état frais et durci.

La figure (2.7) montre le développement de la résistance à la compression du béton dans différentes conditions de cure. Alors que la figure (2.8) présente l'effet des climats sur la résistance du béton à la compression.

Nous constatons que le climat a une grande influence sur la résistance du béton à la compression. Leurs facteurs influent positivement ou négativement sur le comportement du béton exposé aux différents types de climat

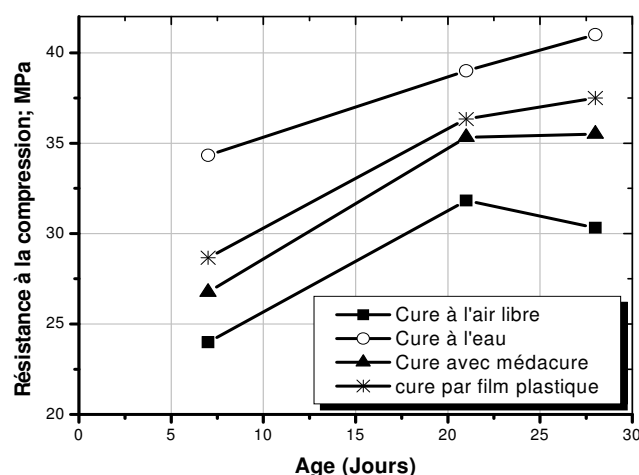


Figure (2.7): Développement de la résistance à la compression du béton dans différentes conditions de cure [16]

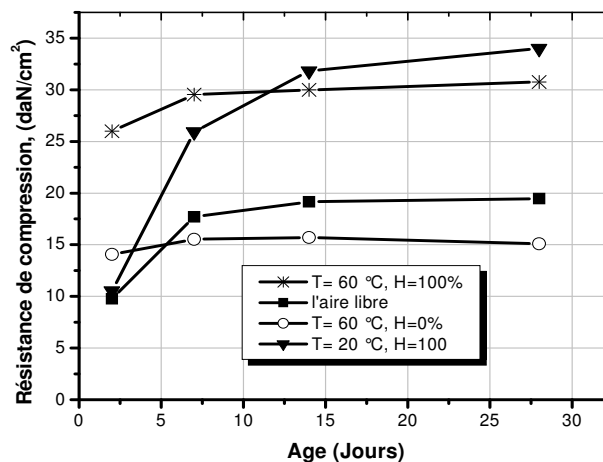


Figure (2.8): Effet des méthodes de cure sur la résistance à la compression [16]

2.3. Résistance de béton à la compression:

La compression est le mode usuel de chargement du béton de par la bonne résistance de ce matériau à ce type de sollicitation par rapport à sa résistance à la traction. La résistance (contrainte) maximale en compression du béton, f_c , donnée en MPa est par conséquent une

des propriétés les plus importantes. L'évaluation de la résistance à la compression est réalisée sur le béton à 28 jours d'âge afin de vérifier la qualité du béton produit. La résistance du béton en compression est une propriété qui continue d'augmenter plusieurs années après la production du béton. Le choix de réaliser le test à 28 jours d'âge n'est que purement normatif.

Comportement expérimental du béton en compression:

Le comportement du béton en compression est quasiment élastique linéaire isotrope jusqu'à une contrainte inférieure à environ 30% de la résistance (Phase①, Figure 2-9a). Puis, la raideur décroît sensiblement, des micro-fissures décelables acoustiquement se propagent à partir de points singuliers. L'observation au microscope optique met en évidence la décohérence à l'interface pâte de ciment – granulat (Phase②, Figure 2-9a). Le volume du matériau diminue jusqu'à une contrainte égale à 80 % de la résistance en compression. Des micro-fissures apparaissent au sein de la pâte de ciment (Phase③, Figure 2-9a). Puis à partir de 85 % de la résistance, la rupture devient inévitable même si l'accroissement de la charge reste nul. Les déformations latérales augmentent plus vite que les déformations longitudinales (Figure 2-9b), le volume apparent de l'éprouvette augmente. Cette caractéristique est appelée dilatance. Les fissures se propagent progressivement dans la pâte de ciment, sous la forme de macro-fissures, jusqu'à la rupture du matériau (Phase ④, Figure 2-9a).

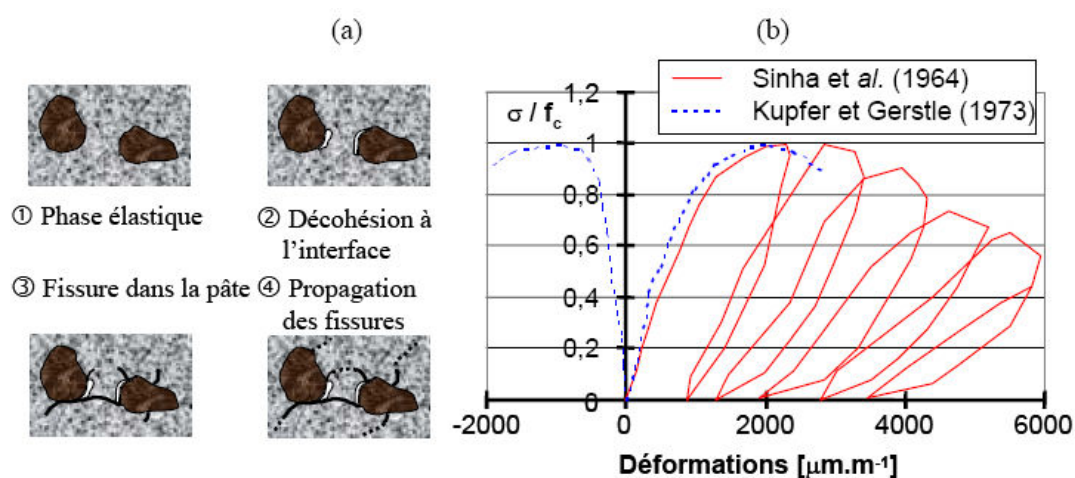


Figure (2-9): a) Description des différentes phases de fissuration observées au microscope optique.

b) courbe contrainte-déformation en compression [18]

2.4. Résistance de béton à la traction:

La résistance à la traction à 28 jours désignée par f_{t28} . Plusieurs essais peuvent être réalisés:

En traction directe: la mesure se fait par la mise en traction de cylindre identique aux précédents mais l'essai est assez délicat à réaliser car il nécessite, après sciage des extrémités, le collage de têtes de traction parfaitement centrées, l'opération doit avoir lieu sans aucun effort de flexion parasite.

En traction par fendage: l'essai consiste à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse. Cet essai est souvent appelé "essai brésilien". La résistance est calculée d'après la formule:

$$f_{ij} = 2 \frac{P}{\pi DL}$$

p = la charge de compression maximale ;

j = âge du béton (en jour) au moment de l'essai;

D et L = diamètre et longueur de cylindre;

En traction -flexion: c'est l'essai le plus couramment utilisé. Il consiste à rompre en flexion une éprouvette prismatique de côté a et de longueur $4a$. pour une charge totale P . le moment de flexion constant entre les deux points d'application de la charge est [1]:

$$M = 2 \frac{Pa}{2}$$

La résistance de traction-flexion est donnée par la formule: $f_{ij} = \frac{3.6M}{a^3}$

Comportement expérimental du béton en traction:

Dans le cas d'une sollicitation de traction, on observe que le comportement est quasiment élastique isotrope jusqu'à la contrainte de pic. Ensuite, des micro-fissures apparaissent dans le matériau et le comportement du béton devient adoucissant (Figure 2-10a), si l'essai est piloté en déplacement. De plus, on constate comme dans le cas de la compression, une diminution de la raideur, accompagnée d'une déformation irréversible significative lors des déchargements (Figure 2-10a). Durant cette phase, on constate que les micro-fissures se propagent essentiellement en mode I, jusqu'à constituer une fissure traversante et localisée, avant la rupture du matériau.

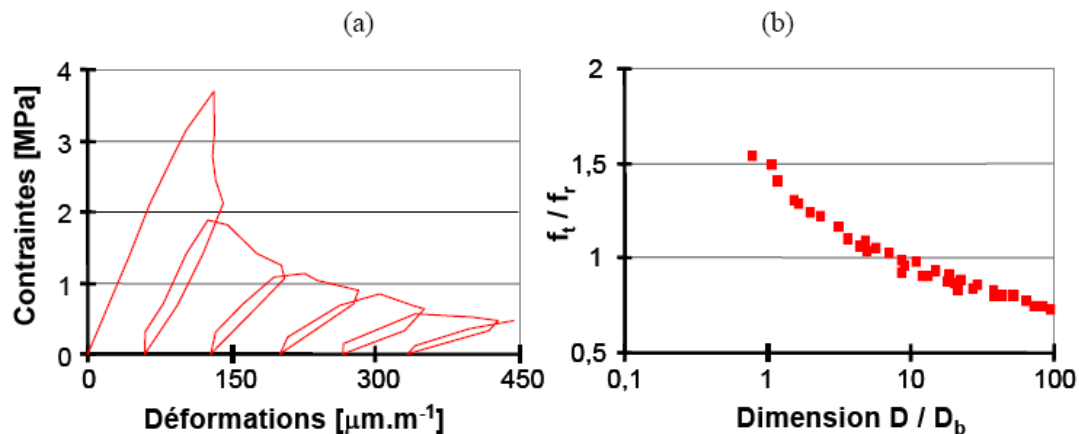


Figure (2-10): a) Courbe contraintes-déformations en traction [19]. b) Évolution de la résistance en traction en fonction du rapport de la dimension de l'éprouvette sur une dimension de référence [19].

2.4. Résistance de béton à la flexion:

- La flexion est une contrainte appliquée en deux points éloignés mais dans des sens opposés. Bien que comprise dans les contraintes fondamentales, la flexion est en fait composée d'autres contraintes fondamentales : une compression sur la partie interne de l'objet soumis à la contrainte de flexion (la partie supérieure de la poutre sur

l'image) et une traction sur la partie externe de l'objet (la partie inférieure de la poutre sur l'image).

Sur l'image suivant une poutre est placée sur deux plots et un poids est placé en son milieu ce qui provoque la contrainte de flexion. L'essai de flexion est un test mécanique statique, qui fait partie de la famille des essais indépendants du temps (comme le choc, la dureté...). Cet essai permet de caractériser des propriétés intrinsèques et extrinsèques du matériau étudié. Il est très facile à mettre en oeuvre (absence de système de fixation d'éprouvette, géométrie simple de l'échantillon), et il reproduit assez bien les sollicitations courantes auxquelles sont soumises les pièces industrielles. L'essai de flexion détermine l'aptitude à la déformation d'un matériau sur deux appuis avec une application de l'effort à mi-distance des appuis, *Figure (2-11)*. On impose à une éprouvette normalisée une déformation, ou flèche, à vitesse de déformation constante, et on mesure la force qu'oppose l'éprouvette à cette déformation.

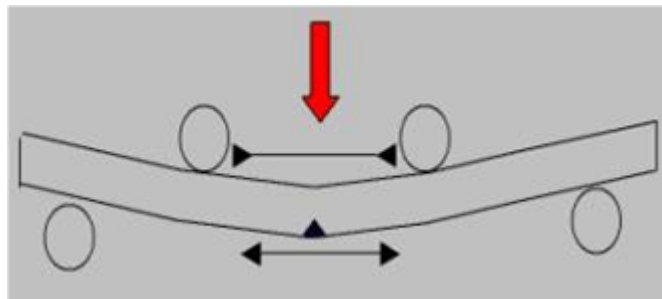


Figure (2-11): Poutre subissant une contrainte de flexion

Cet essai permet de connaître :

- le comportement mécanique du matériau ;
- les propriétés du matériau ;
- les valeurs des caractéristiques du matériau

3.1. Introduction:

Les propriétés mécaniques de bétons dépendent principalement des propriétés et du volume de leurs composantes, de la matrice ainsi que de la liaison interfaciale Pâte-granulats. D'autres facteurs cités dans paragraphe 2.2, influent aussi sur le comportement mécanique du béton.

Dans cette partie, nous exposons les essais utilisés dans notre travail:

- Destructives (compression),
- Non destructives,
 - Essais du dureté
 - Essai de l'ultrason

3.2. Essais destructive (compression)

3.2.1. Introduction:

L'essai de compression est un essai simple, représentatif, reproductible, c'est pourquoi on utilise souvent ses résultats pour caractériser un béton.

La norme AFNOR impose surfaçage (ou polissage) pour chaque éprouvette. Celle-ci est destiné à obtenir des éprouvettes cylindriques ayant leurs faces de chargement planes, orthogonales aux génératrices et frettées dans les mêmes conditions par les plateaux de la presse. Cette opération étant relativement longue, nous nous contenterons de placer deux plateaux métalliques au dessus et dessous les éprouvettes figure(3.1).

3.2.2. Conduite de l'essai

Les essais ont été conduits, conformément à la norme NF.P.18-406 de la manière suivante :

- Les éprouvettes ont été retirées du lieu de conservation avant l'essai.
- Les faces de l'éprouvette ont été nettoyées ainsi que celui des pièces d'appui.
- Les éprouvettes ont été centrées sur la pièce d'appui inférieure en limitant l'erreur de centrage au $1/100^e$ de la dimension transversale de l'éprouvette,

On assure le contact correct du plateau supérieur de la presse sur la surface supérieure de l'éprouvette, puis on applique la charge d'une manière continue figure(3.1) telle que la contrainte dans l'éprouvette croisse à la vitesse de 4 ± 2 bars /s. La charge maximale supportée par l'éprouvette est mesurée, ce qui permet de calculer la résistance à la compression par la formule :



Figure (3.1): Dispositif d'essai de compression

$$R = \frac{P}{S} \dots\dots\dots(3.1)$$

Avec P : la charge maximale (daN) ; S : la section de l'éprouvette en (cm²).

3.3. Essais non destructifs

3.3.1. Essais de dureté par rebondissement (scléromètre)

3.3.1.1. Description de l'essai

Cet essai est l'un des plus vieux essais non destructifs et il est encore très utilisé de nos jours. Il a été développé par Ernst Schmidt en 1948. Il est connu à cette époque sous le nom d'essai au marteau Schmidt Figure (3.2) ou essai de Scléromètre. La dureté déterminée par le rebond d'un marteau est très différente de celle qui est déterminée sur les métaux qui suppose une empreinte.



Figure (3.2): Scléromètre Schmidt

3.3.1.2. Mode d'emploi

L'essai est basé sur le principe que le rebond d'une masse élastique dépend essentiellement de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse. Dans cet essai, une masse montée sur un ressort a une quantité potentielle fixe d'énergie qui lui est transmise par un ressort tendu à partir d'une position fixe, ce qu'on obtient en pressant la tête du marteau contre une surface de béton mise à l'essai. Lors de son relâchement, la masse rebondit depuis la tête, toujours en contact avec la surface du béton, et la distance qu'elle parcourt, exprimée en pourcentage de l'extension initiale du ressort, est appelée l'indice de rebondissement. Cet indice est indiqué par un curseur qui se déplace le long d'une règle graduée. Ce que veut dire que plus la nature de rebondissement est grande, plus le béton est résistant.

L'essai consiste à faire une pression sur une surface lisse d'un béton mise à l'essai. Les zones testées doivent être choisies d'une façon qu'elles sont représentatives de l'élément soumis à l'essai. Une distance entre les points d'application du pression doit être au moins de 2 cm pour éviter l'influence de compactage superficielle du béton du au coup du scléromètre Figure (3.3) Pour chaque zone d'essai, une moyenne S de lectures au scléromètre est établie. Les valeurs trop faibles (des pores) ou trop fortes (se présentent lorsque le coup se coïncide avec un grain de gravier ou bien une barre d'acier) doivent être éliminés. La dureté au choc d'un élément testé est donnée par:

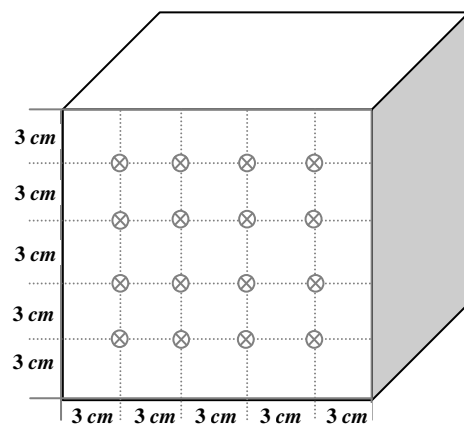


Figure (3.3): Les zones testées

$$S = \frac{\sum_{i=1}^n S_i}{n} \dots\dots\dots(3.2)$$

Avec S_1 est la dureté au choc de la zone testée de l'élément, n est le nombre des zones d'essai sur l'élément. La distance entre les zones doit être au moins de 2 cm pour éviter l'influence du compactage superficiel de béton du au coup du scléromètre.

3.3.2. Essai d'auscultation dynamique

3.3.2.1. Description de l'essai

Cet essai non destructif permet de déterminer la vitesse de propagation d'ondes longitudinales. Basant sur le principe de cet essai qui consiste à mesurer le temps mis par une onde, d'où le nom de l'essai, à parcourir une distance connue. Cela veut dire que lorsque la distance de parcourir par les ondes est connue, la vitesse peut-être calculée suivant la relation:

$$V = \frac{l}{d} \cdot d \dots\dots\dots(3.3)$$

3.3.2.2. Mode d'emploi

L'appareil comprend des capteurs mis en contact avec le béton, un générateur d'ondes dont la fréquence est compris entre 10 et 150 HZ, un amplificateur, un circuit de mesure de temps et un afficheur digital de temps. Les normes P48-414 et P18-418 de 1989 spécifient les méthodologies des différentes méthodes. La vitesse des ondes, v dans du milieu homogène, isotrope et élastique est reliée au module d'élasticité dynamique avec la relation suivante:



Figure (3.4): Appareil à ultrason

$$V^2 = \left[\frac{E_d \cdot g \cdot (1 - \nu)}{\rho \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \right] \dots\dots\dots(3.4)$$

Avec ρ est la masse volumique de béton et ν est le coefficient de poisson, Alors que E_d est le module d'élasticité dynamique.

Il est connu que le module d'élasticité mentionné dans la formule précédente n'a pas une relation physique avec la résistance du béton. Il est sûrement lié à la résistance mais cette liaison n'a pas non plus de base physique. En revanche, la vitesse des ondes est liée à la masse volumique du béton. Cette relation donne une base logique pour utiliser des mesures de vitesse des ondes pour estimer la résistance à la compression mais dans seulement dans des limites strictes. Beaucoup des paramètres influent sur la vitesse de propagation des ondes (le rapport E/C, nature des granulats employés, condition d'humidité, armature de gros diamètre).

Comme le principe de cet essai est de mesurer du temps de propagation "t" des ondes longitudinales dans le béton émises par ébranlement, il est nécessaire de contrôler le calibrage avant chaque essai. Les capteurs sont placés sur une surface du béton enduite

d'une couche de vaseline. Cette couche permet de éviter les ondes parasites. Les mesures sont notées sur écran digital au moment de leur stabilisation. Chaque éprouvette est subie à l'essai à deux endroits distincts au moins.

Il est connu qu'il existe deux types de mesures : mesures en transparence qui sont utilisées dans le cas des éprouvettes où le capteur est placé face à l'émetteur et les mesures en surface qui sont utilisés sur toute les parties du structure et éprouvette.

3.3.3. Essais de durezza:

3.2.1.1. Introduction:

La durezza des matériaux joue depuis fort longtemps un rôle capitale. C'est en 1772 que le reamer en élabora la première ébauche. Ensuite, le minéralogiste Allemand (Mohs) suggéra dans l'ordre croissant de la durezza une échelle allant de 1 à 10.

La durezza d'un corps (métal, polymère, céramique, etc...) est la résistance qu'il oppose à la pénétration d'un autre corps plus dur. Alors elle permet de définir quelque caractéristiques des matériaux tels que (le module de young et de coulomb, coefficient de poisson, durezza, viscosité, forces d'adhésion (entre la pointe et la substrat) ou encore ténacité et énergie de rupture, etc..).

La méthode statique est la plus répandue. Elle correspond à l'application d'une charge fixe constante ou quasi constante qui imposé normalement à la pointe. Par contre le principe de la méthode dynamique est basé sur la superposition d'un chargement et d'un mouvement.

Généralement les essais de durezza, sont simple, rapides, et non destructifs. Ils offrent un moyen intéressant et très employé dans l'industrie et les ateliers. Cela permet de vérifier les propriétés mécaniques et thermiques, ainsi que le revêtement...etc.

La classification des essais de durezza est possible suivant les critères suivantes:

- La géométrie de l'inventeur (pyramide, cone, sphère, etc.)
- Le type et le mode de sollicitation, suivant le comportement viscoélastique que l'on désire
- Les normes et les appareils correspondant à chaque classe
- La taille de l'empreinte laissée par la pointe sur la surface

3.2.1.2. Méthode par pénétration:

Parmi de différents types des essais, et pour notre cas, les essais effectués sur le béton nommés par les essais de dureté par pénétration. Dans cette catégorie d'essais le principe est toujours le même. Un pénétrateur suffisamment dur pour ne pas être déformé par le matériau à tester et de forme géométrique précisée, pénètre dans le matériau sous l'action d'une charge constante, appliquée perpendiculairement à l'inventeur dans des conditions définies. On mesure la dimension de l'empreinte (transversale ou bien la profondeur) et on en déduit la dureté.[20,21,22].

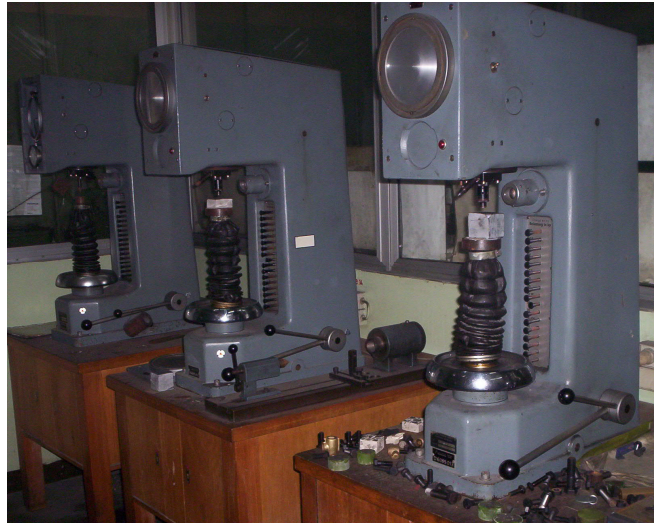


Figure (3.5): Machines du dureté (Brinell, Vickers et Rockwell)



Figure (3.6): Dispositif d'essai de dureté sur la roche calcaire



Figure (3.7): Dispositif d'essai de dureté sur la pâte de ciment

Parmi ces essais on à :

a. Essai de dureté brinell

Dans l'essai Brinell, (a été éditée dès 1924). On fait pénétrer une bille polie de forme sphérique en acier trempé ou en carbure de tungstène. Son diamètre D vaut 1mm, 2.5mm, 5mm et 10mm. Après l'annulation de la charge, elle laisse dans le métal une Empreinte circulaire permanente dont on mesure le diamètre d .

La charge appliquée sur le matériau maintenue pendant 15 à 30s selon le solide[23,24,25]. La force F est exprimée en kgf, le diamètre de l'empreinte d en mm et la dureté Brinell H_B en (kgf /mm²).

On dit que un matériau est plus dur q'un autre si le diamètre de leur empreinte est moins petit que l'autre figure(3.8). l'exécution de l'essai Brinell demande un état de surface bien soigné pour une meilleure mesure.

L'essai Brinell déroule comme la suite

On applique la charge normalement à la surface et son choc, en la faisant croître progressivement de manière à atteindre en 15s la charge fixée. On la maintient 15 à 30s, on décharge et on mesure le diamètre de l'empreinte.

Des précautions sont également à prendre pour éviter une déformation de la pièce:

1. La distance du centre de l'empreinte au bord de la pièce ne doit pas être inférieure à 2.5d
2. La distance entre les centres de deux empreintes voisines doit dépasser quatre fois leur diamètre
3. L'épaisseur de la pièce doit être d'au moins huit fois la profondeur de l'empreinte pour éviter aucune déformation visible sur la face opposée [26,27].

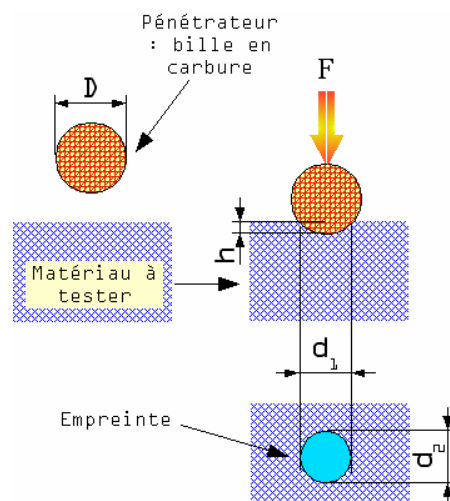


Figure (3.8): Principe de dureté Brinell

b. Essais de dureté Rockwell:**Principe de l'essai:**

L'essai consiste à mesurer la profondeur de l'empreinte d'indenteur de forme géométrique conique figure(3.10), ou bien sphérique figure(3.9) appuyé sous faible charge, sur la surface à essayer et dans des conditions bien précisées. Le pénétrateur conique est de diamant de section circulaire, d'angle au sommet 120° , à pointe arrondie sphérique (rayon de 0.2mm).[26,27] Le pénétrateur sphérique est une bille d'acier trempé polie de diamètre 1.588mm ou 3.175mm (figure).

Des précautions opératoires sont également à prendre, tel que le fini superficiel de la pièce doit être satisfaisant et la pièce doit bien reposer sur son support pour éviter le déplacement du métal dans la région où se forme l'empreinte. Les chocs et les vibrations doivent être évités.

L'essai se déroule en trois phases figure (3.9):

1. Application sur le pénétrateur d'une charge initiale $F_0=98\text{N}$ «soit 10 kgf». Le pénétrateur s'enfonce d'une profondeur initiale I . cette profondeur étant l'origine qui sera utilisée pour mesurer la dureté Rockwell.
2. Application d'une force supplémentaire F_1 . Le pénétrateur s'enfonce d'une profondeur de P
3. Relâchement de la force F_1 et lecture de l'indicateur d'enforcement. [28,29,30]

Les différentes échelles de dureté de rockwell:

<i>Tableau(3.1): Les différentes échelles de dureté de rockwell:</i>				
Échelle	symbole	pénétrateur	Valeur de la force totale F_0+F_1	Application
A	HRA	Cône de diamant de section circulaire à pointe arrondie sphérique de 0.2mm	981 N	Carbure, acier en épaisseur
B	HRB	Bille d'acier de 1.588mm (1/16 de pouce) de diamètre	1471.5 N	Alliage de cuivre, acier doux, alliage d'aluminium Matériaux ayant une résistance à la rupture comprise entre 340 et 1000MPa Acier, fonte, titane
C	HRC	Cône de diamant de section circulaire à pointe arrondie sphérique de 0.2mm	588.6 N	Matériaux ayant une dureté résistance à la rupture supérieure à 1000MPa
D	HRD	Cône de diamant de section circulaire à pointe arrondie sphérique de 0.2mm	981 N	
E	HRE	Bille d'acier de 3.175mm (1/8 de pouce) de diamètre	981 N	Fonte, alliage d'aluminium et de fonte
F	HRF	Bille d'acier de 1.588mm de diamètre	588.6 N	Alliage de cuivre recuit, fine tôle de métal
G	HRG	Bille d'acier de 1.588mm de diamètre	1471.5 N	Curpo-nickel, alliage cuivre-nickel-zinc

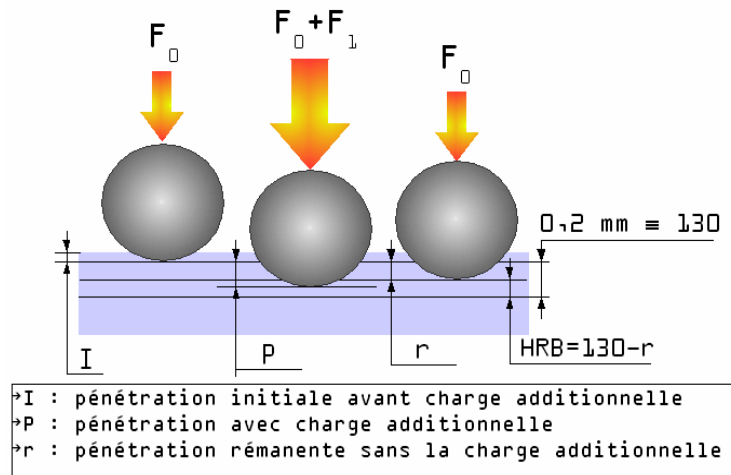


Figure (3.9): Principe de dureté Rockwell (échelle B, bille en acier)

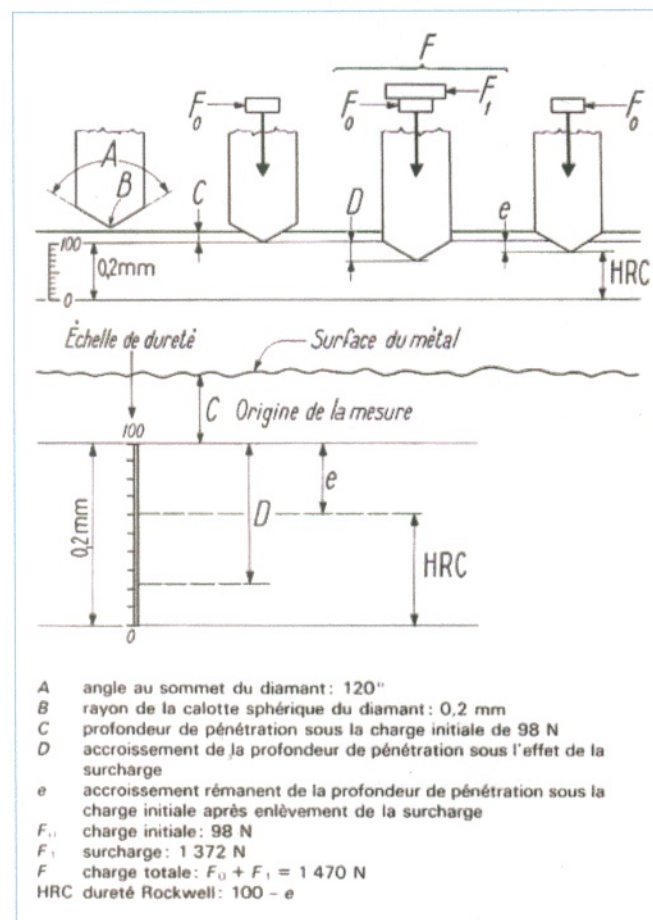


Figure (3.10): méthode de dureté Rockwell (cône)

c. L'essai de dureté de Vickers:

Il consiste à imprimer dans le métal testé un pénétrateur en diamant de forme géométrique pyramidal à base carrée, d'angle au sommet entre deux faces opposées de 136° , sous l'action d'une force connue figure (3.11). On mesure la diagonale de l'empreinte carrée laissée par le pénétrateur.[31,32]

L'avantage d'un pénétrateur pyramidal (comme d'un pénétrateur conique) est quand on fait varier la charge, on obtient des empreintes géométriquement semblable entre elles, donc des valeurs identiques pour la dureté.

Généralement la gamme des forces utilisable (5 à 100kgf) permet d'appliquer cette méthode avec toutes les dimensions d'échantillon. En choisissant la force donnant une empreinte tel que la diagonale d doit être inférieure aux deux tiers de l'épaisseur.[33,34]

Des précautions opératoires nécessaires de l'essai Vickers tel que:

- Les empreintes étant petites, les irrégularités de la surface prennent une importance plus grande encore que dans les essais précédents, particulièrement pour les fortes duretés et les faibles charges aussi parfait.
- La distance entre le centre d'une empreinte et le bord de la pièce ou les côtes d'une autre empreinte ne doit pas être inférieure à 2.5 fois la diagonale. L'épaisseur de la pièce doit être supérieure à 1.5 fois la diagonale de l'empreinte.
- La pièce doit reposer sur le support de façon régulière et uniforme.
- L'état de diamant doit être fréquemment vérifié.[27]

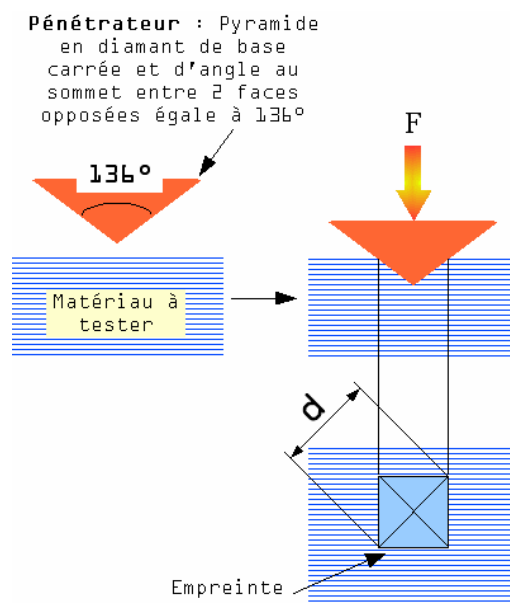


Figure (3.11): Principe de dureté Vickers

4.1. Etude de sable de dune

4.1.1. Introduction

L'étude de la faisabilité d'exploiter rationnellement les agrégats dont dispose le pays devient une nécessité fondamentale pour valoriser les ressources naturelles d'une part, et réduire le coût de revient des matériaux de base de ces agrégats, ainsi que créer une activité industrielle importante d'autre part. Parmi ces agrégats, on constate le sable de dune qui représente une réserve inépuisable dans le sud algérien et qui est couramment utilisé dans les travaux de la construction en Algérie.

Le Sahara algérien est constitué d'environ de 30 % de montagnes désertiques, 15 % de plaine désertique et de 40 % de dunes de sable, le reste étant constitué de sebkhas, de chotts ...etc. figure(4.1). Ces chiffres montrent bien l'importance que l'on doit accorder au sable dans toute investigation visant la valorisation des matériaux locaux dans le domaine de génie civil est spécialement le sable de dune.

L'intérêt d'utilisation de tels agrégats se situe à deux niveaux : technique et économique

-Les aspects économiques

Les aspects sont évidents dans la mesure où l'utilisation du sable de dune permet une économie certaine dans le transport des matériaux, puisqu'il est partout disponible en quantité inépuisable. Par ailleurs, son extraction n'engendre pratiquement pas de frais supplémentaires et son mélange avec les autres matériaux sur chantier peut se faire facilement.

-Les intérêts techniques sont de deux Types

- Le sable peut contribuer à la densification des matériaux. Ceci permet, par la même occasion, l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques en augmentant le frottement interne et en améliorant la portance.
- Il peut être utilisé pour diminuer la plasticité des matériaux de base.

4.1.2. Analyse granulométrique

Le sable utilisé dans nos travaux est un sable de dune couramment utilisé pour la construction aux hauts plateaux et au Sud de l'Algérie. Ce sable est prélevé dans une zone située au sud de M'sila (OUED MAITHER). Le diamètre des plus gros éléments de ce sable est de l'ordre de 0.75mm. Il est maximal aux endroits les plus proches de la roche mère et diminue de plus en plus quand on s'en éloigne. Les particules deviennent aussi de plus en plus arrondies. Le diamètre des éléments les plus fins est de l'ordre de 0.03mm.

L'étude granulométrique de ce sable est réalisée par tamisage selon la norme NF P18-304. La figure(4.2) donne l'allure des résultats dont lesquels on constate que :

- Plus de 50 % des grains de sable ont un diamètre compris entre 0.315 et 0.125 mm
- Une forte proportion des grains ont le même diamètre (sable homométrique).

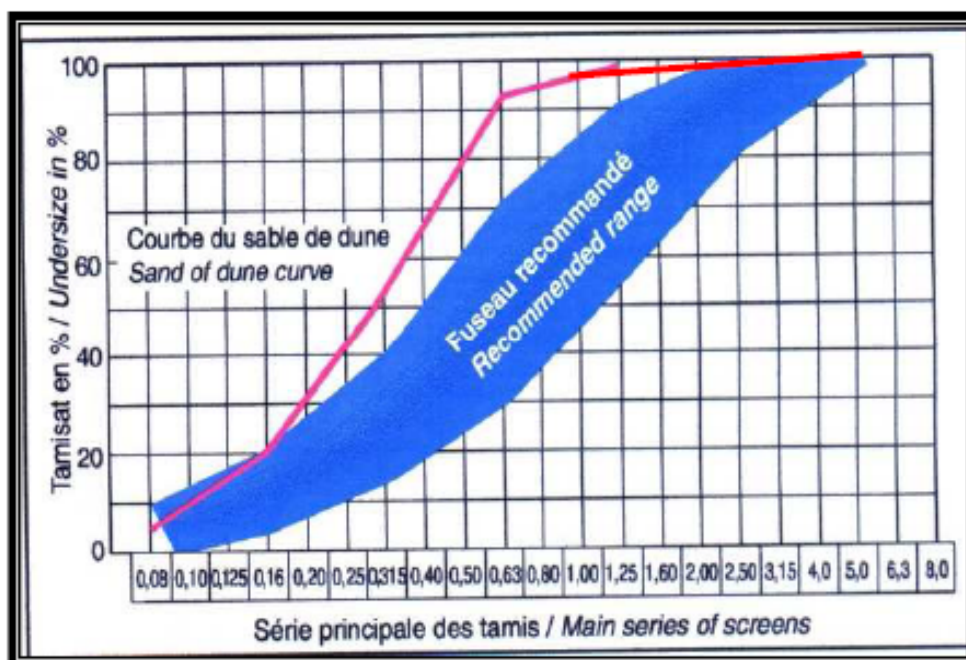


Figure (4-1): Analyse granulométrique du sable de dune

D'après l'analyse granulométrique, le sable de dune couramment utilisé dans le sud Algérien est un sable serré très fin et mal gradué.

4.1.3. Analyse chimique

Le sable de dune est un sable dont sa composition chimique est très simple : plus de 95 % de silice (quartz α), de 1 à 2% de calcaire et des traces de différents oxydes.

L'analyse de la composition de sable en éléments chimiques simple a été effectuée au Laboratoire matériaux et durabilité des Constructions (LMDC) à l'INSA de Toulouse (France). Le sable a été examiné à l'état naturel. La répartition en oxydes de la masse de sable examiné est donnée par les Tableaux (4.1) et (4.2).

Tableau(4.1): Les pourcentages des éléments majeurs et mineurs

% ELEMENTS MAJEURS ET MINEURS								
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	PERTE AU FEU
90.46	1.38	1.92	1.63	0.39	0.2	0.00	0.22	2.56

Tableau(4.2): Les pourcentages des éléments traces

% ELEMENTS TRACES								
ZrO ₂	Sr O	RbO	CaO	MgO	SO ₃	Na ₂ O	K ₂ O	PERTE AU FEU
0.030	0.009	1.92	1.63	0.39	0.2	0.00	0.22	2.56

Les grains de ce sable qui sont essentiellement quartzueux sont teintés de rouge. La teinte est due à une mince pellicule ferriargileuse qui entoure les grains. Ce sable aussi se dessèche et perd facilement sa cohésion en surface.

4.1.4. Propreté

D'après les essais appropriées à cette caractéristique, le sable de dune ne contient pratiquement pas des traces d'argile du fait que son équivalent de sable est de 80.37 % (Visuel) et 74 % par piston. Ceci nous permet de dire que le sable est propre et que les propriétés d'adhérence et la plasticité de l'argile ne sont pas à craindre. Il a aussi une limite de liquidité WL d'ordre 25 et une limite de plasticité non mesurable. La valeur de bleu est de l'ordre de 0.1.

4.1.7. Caractéristiques physiques

Il est nécessaire de déterminer tous les caractéristiques physiques pour le sable de dune. Pour cela, une série des essais a été effectuée selon la norme française (AFNOR), et sous les conditions suivantes : Température = 25 °C ± 1 et Pression atmosphérique normale.

On note ici que les résultats présentés dans le tableau (4.3), sont calculés comme moyennes des essais effectués en laboratoire après avoir fait l'échantillonnage en basant sur le principe de quartage. Les commentaires concernant les propriétés physiques, mentionnés dans le tableau, sont tirés d'après une étude statistique de tous les projets, les rapports et projets de recherches réalisées au sein du département de génie civil, université de M'sila par les enseignants chercheurs et les étudiants.

Tableau(3.3):Caractéristiques physiques du sable de dune (sable de OUED MAITHER)		
Propriété	Valeurs	Commentaire
Provenance	OUED MAITHER (BOUSAADA)	Ce site se trouve dans un lieu accessible pour tous les utilisateurs
Couleur	Les grains sont teintés de rouge	La teinte est due à une mince pellicule ferri-argileuse qui entoure les grains
Classe	0/5	Le sable est tamisé in situ
Nature minéralogique	Siliceux	La silice représente plus de 90% d'après l'analyse chimique
Module de finesse	1.78	Convient à un béton de moindre résistance mais facile de mettre en place
Equivalente de sable	ESV: 80.37% ESP: 74%	Sable propre convient parfaitement pour le béton ordinaire
Masse volumique apparente	1.62	Un sable convient d'être utiliser un béton ordinaire
Masse volumique absolue	2.63	Un sable performance pour l'utilisation ordinaire
Degré d'humidité	1.12%	
Degré d'absorption	1.78	
Compacité	58%	
Porosité	42%	Sable poreux
Impureté de sable	$d_1 = 20 < d_2/14 = 41.42$	Ce sable est propre et n'exige aucun lavage avant son utilisation

4.2. Etude des graviers utilisés

4.2.1. Introduction

Les graviers, qui sont “des petits morceaux de roches destinés à réaliser des ouvrages de génie civil, de bâtiment et travaux public” sont définis par la norme P 18-540 comme un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 1 et 31.5 mm , destinés à la confection des mortiers, des bétons, des couches de fondation, de base de roulement, des chaussées, des assises et des ballasts de voies ferrées.

Les graviers, qui représentent une constituant essentielle de béton (dans un mètre cube de béton , il y a de 1.8 à 1.9 tonne de granulats, soit 85 %, le gravier représente plus de 50 % de ce pourcentage) sont obtenus en exploitant des gisements de graviers d’origine alluvionnaire ou en broyant des roches massives (calcaires ou éruptives).

Dans notre pays, l’Algérie, plus de 89 % de graviers produits par broyages des roches massives. Les alluvions qui sont obtenus par simples emprunts sur les sîts des oueds et des dunes côtières et continentales, seulement, pour 11% dans la satisfaction du marché comme il est indiqué dans le tableau(4.4). La faible puissance des gisements alluvionnaires peut-être expliquée par l’absence de grandes cours d’eau, et particulièrement de Torrents, dans tous les âges géologiques du Pays [51].

En effet, les réserves de granulats en général et le gravier en particulier sont quasiment illimités, mais beaucoup d’entre-elles restent inutilisables pour des raisons diverses : inaccessible-Intégrées à des zones urbaines (cas du massif Bouzareah à Alger), dans des sites classés protégés (cas du parc du djurdjura), exploitation trop coûteuses, impacts sur les nappes phréatiques (Cas des Oued Aissi et Sabaou), éloignement des centres de consommations (car c’est un matériau dont le marché est essentiellement local) à cause de l’impact du prix de transport sur le coût final, lui même ayant un faible prix au départ du site de production.

Tableau(4.4): Origine des granulats en Algérie

Alluvions	11%
Roches massives	89%
Dont	
Calcaire	82%
Eruptives	07%
totale	100%

Dans notre cas les graviers utilisés sont prélevés d’une carrière industrielle (Cosider) qui est situé à 25 km à l’est de M’sila, et qui assure l’essentiel de la production de gravier concassé es wilayates M’sila et Bordj Bouaâriridj et même d’autres. Vu l’importance de la quantité de gravier entrant dans la composition du béton, et vue que l’exploitation de ce matériau ne nécessite pas beaucoup de dépenses, ni de grande technologie, les bétons qu’on fabrique seront évidemment plus économique.

4.2.2. Composition chimique

La roche d’origine calcaire compacte a une résistance à la compression simple égale en général à 638 kgf/cm². L’analyse chimique et pétrographique de la roche maternelle est présentée dans le tableau(4.5) et le tableau(4.6) dont lesquelles on constate que la perte au feu est très proche à la teneur de (CO₂) qui se dégage constitue la perte au feu du matériau.

Tableau(4.5): Composition chimique des graviers étudiés

Elements	SiO ₂	Al ₂ O	Fe ₂ O ₃	Ca O	Mg O	Na cl	SO ₃	P.F
%	0.001	0.46	1.04	53.75	1.81	0.06	Néant	42.95

Tableau (4.6): Matière chimique dans le gravier utilise couramment en Algérie

Matières	Matières insolubles	Carbonates de calcium (CA CO3)	Dioxyde de carbone (CO2)	Eau de constitution (H2O)	Matières organiques
Teneur en%	2.09	96.61	42.51	0.44	néant

4.2.3. Propriétés physiques des graviers utilisés

Les graviers utilisés sont des graviers concasés. Ils sont fabriqués au carrière de COSIDER. Ils étaient depuis une longue période un thème de recherche afin d'étudier les propriétés et les performances de ce gravier local.

Comme conclusions aux travaux [35] faits pour caractériser ce type de gravier qui est le plus utilisé dans la région des hauts plateaux. Ils sont calcaires avec une bonne adhérence avec le ciment dans le béton. La compacité des grains est assez grande (entre 88.85 et 65%), ce qui lui donne une absorption d'eau assez faible (entre 1.03 et 3.35). L'analyse granulométrique de ce gravier permet de dire que la granularité est acceptée d'après les normes françaises. Avec les mêmes normes, le coefficient de Los Angeles qui varie entre 17 à 25 % ($L_{an} < 35$), est acceptable.

Avec ces points forts, le gravier de COSIDER présente aussi des points faibles. La résistance moyenne qui est de 651 bars est considérée comme une résistance faible mais utilisable dans le béton courant. L'indice d'écrasement est assez grand (entre 11.98 et 16.72). Ce gravier consiste de grande teneur en grain de forme d'aiguille et de plaquette, (entre 20.69 et 41.42%). Sa résistance est faible aux sulfates.

Tous les propriétés physiques reportées dans le tableau ci-dessous tableau (4.7), sont calculées d'après la norme française appropriée à ce type des matériaux.

Tableau(4.7): Caractéristiques physique et chimique des graviers utilisés				
Propriété	Fraction			Commentaire
	3/8	8/15	15/25	
Masse volumique apparente (/M3)	1.27	1.31	1.32	Gravier utilisé dans les constructions Ordinaire
Masse spécifique (T/M3)	2.68	2.68	2.68	Gravier utilisé dans les constructions ordinaires
Porosité (%)	51.60	51.42	49.89	
Coefficient volumétrique des graviers		0.155	0.200	La fraction 3/8 contient un % élevé des grains très petits, ce qui veut dire que l'essai n'est pas réalisable
Teneur de grain de forme d'aiguille et de plaquette dans le gravier		34.36	23.30	Pour la fraction 3/8, les dimensions sont petites et difficilement à Mesurer
Capacité d'absorption d'eau (%)	1.08	1.06	1.03	La capacité d'absorption est d'autant plus grande que la dimension du Grain est plus petite
Porosité des drains (%)	5.6	5.6	5.6	
Impureté des grains (teneur en argile et poussière , %)	0.63	0.59	0.56	
Coefficient des grains	23			Accepté comme gravier dans la construction ordinaire
Indice d'écrasement	5t	14.18		Indice assez grande
Indice d'écrasement	1t	3.15		Indice assez grande
Teneur en sulfate	Néant	néant	néant	Pas de phénomène d'alkalin

4.3. Etude de ciment utilisé (C.P.J)

4-3-1- Introductions

Le ciment utilisés dans cette recherche est un ciment portland composée CPJ45 de classe commerciale 42.5Mpa provient de la cimenterie de Ain touta (Batna). Mais sa résistance moyenne à 28 jours (classe vrais), est estimé a 50 MPa.

4.3.1. Composition chimique :

La composition chimique a été établie en Avril 2003 dans la cimenterie Ain touta. Elle est présentée au tableau suivant :

Tableau (4.8): composition chimique du ciment											
Oxyde	SiO_2	AlO_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	So_3	R_{in}	$P.AF$	CaO <i>Libre</i>	Na_2O	K_2O
Teneur (%)	22.9	4.37	3.75	63.3	1.80	1.4	4.3	5.43	1.58	0.16	0.31

4.3.2. Composition minéralogique :

Cette Composition minéralogique est obtenu par diffraction un rayon x au niveau de la cimenterie de Ain touta, wilaya de Batna.

Tableau (4.9): Composition minéralogique du ciment				
Eléments	C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF
Teneur (%)	51.22	30.85	5.56	12.08

4.3.3. Caractéristiques physiques:

Les différents caractéristiques mesurées au laboratoire de développement des géomatériaux de l'université de M'sila, présentée au tableau (4.10).

Tableau (4.10): Caractéristiques physiques du ciment	
Caractéristique	CPJ45
Masse volumique apparente k/l	1.24
Masse volumique absolue g/ml	3.10
Surface spécifique	3800

4.3.4. Activité du ciment :

Les résistances réelles se calculent en faisant des essais de compression sur les éprouvettes prismatiques (4x4x16) cm³. Selon les normes française AFNOR, il a été adopter le mélange suivant :

Ciment.....450g
Sable normalisé.....1350g

Eau.....225g

E/C.....0.5

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

<i>Tableau (4.11): Activité du ciment</i>			
J(jour)	7j	14j	28j
Rc (bars)	313	405	471
Rt (bars)	54	67	80

Tableau III-11 : Activité du ciment

Observation : dans nos calculs, on admet un minimum de résistance garantie, qui est de 450bars.

4.4. Eau de gâchage

4.4.1. Rappel

L'eau est, au même titre que les agrégats et le ciment, un constituant du béton. Elle intervient par ses propriétés physico-chimiques à toutes les étapes de la vie du matériau, elle confère une plasticité qui permet l'écoulement et le moulage, elle assure ensuite l'hydratation du ciment.

L'eau est le corps le plus répandu dans la nature mais elle est rarement rencontrée à l'état pur car elle contient le plus souvent des ions en solution et des particules solides en suspension, elle peut être purifiée par élimination des matières organiques, des sels minéraux en quantités trop abondantes et éventuels éléments toxiques. L'agressivité d'une eau naturelle vis-à-vis d'un béton peut-être appréciée d'après les valeurs limites du Tableau (4.15).

<i>Tableau(4.12):Les valeurs limites de l'agressivité de l'eau</i>			
Examen chimique, MG/L	Agressivité		
	Faible	Forte	Très forte
Valeur du <i>PH</i>	6.5 à 5.5	5.5 à 4.5	< 4.5
<i>CO</i> ₂ agressif	15 à 30	30 à 60	> 60
Ammonium <i>NH</i> ₄ ⁺	15 à 30	30 à 60	> 60
Magnésium <i>Mg</i> ²⁺	100 à 300	300 à 1500	> 1500
Sulfates <i>SO</i> ₄ ²⁻	200 à 400	600 à 3000	> 1500

Toutes les eaux ne peuvent pas être utilisées pour gâcher du béton parce qu'elles contiennent, dans certains cas, un excès d'impuretés qui détériorent les propriétés du béton, notamment les propriétés physiques et mécanique (prise et résistance), les propriétés esthétiques (tâches, efflorescences), la durabilité (corrosion des armatures, stabilité du béton).

Ces impuretés, éventuellement contenues dans l'eau de gâchage, sont soit des composés chimiques qui peuvent être actifs vis-à-vis du ciment, des granulats ou des armatures, soit des particules en suspension qui, du fait de leur quantité ou de leur qualité, sont indésirables.

Le contrôle de la qualité d'une eau employée pour le gâchage d'un béton consiste à déterminer si cette eau ne contient pas d'éléments susceptibles soit de gêner la prise soit de corroder les fibres, les armatures et le béton dans le temps. La norme française NF P 18-303 sur l'eau de gâchage caractérisait l'aptitude à l'emploi selon deux critères:

- La teneur en matières en suspension (2g ou 5g /l).
- La teneur en sels dissous (15 ou 30 g/ l).

5.1. Introduction:

Depuis que l'on fabrique des bétons, les ingénieurs et les chercheurs se sont efforcés d'élaborer des théories, d'effectuer des recherches et des essais et déduire des méthodes de composition pour la fabrication des bétons. Ces méthodes de formulation, de protection, de contrôle, et d'évaluation sont aujourd'hui très nombreuses.

Les essais de contrôle de béton à l'état durci peuvent être classés en deux types:

*Les essais mécaniques destructifs: Essais compression, de traction, de flexion...etc. qui consistent à appliquer une charge croissant, avec une vitesse appropriée pour chaque essai, jusqu'à la rupture.

*Les essais non destructifs: qui permettent d'utiliser la même éprouvette sans la détruire, ce qui rend possible l'étude des variations d'une ou plusieurs caractéristiques dans le temps. Ces essais offrent également la possibilité d'évaluer la qualité d'un béton dans une structure existante.

Dans ce chapitre, on va présenter les résultats des travaux élaborés en analysant la formulation des différents échantillons testés, et l'évaluation par les essais de dureté qui sont valables, d'après nos essais, de donner une première impression sur les caractéristiques mécaniques du béton durci.

5.2. Formulation des différentes compositions testées

a) Afin de réaliser les essais sur des éprouvettes confectionnées à partir d'un béton ordinaire, la méthode de volume absolu a été choisie pour obtenir une composition. Les différentes quantités obtenues par cette méthode sont données par le tableau (5.1).

Gravier 8/15 (Kg/m ³)	Gravier 15/25 (Kg/m ³)	Sable (Kg/m ³)	Ciment (Kg/m ³)	L'eau (l/m ³)
422,69	773	595,22	400	200

Tableau (5.1): Compositions pratique du béton étudié

Afin de voir l'influence des différents paramètres, on a essayé de limiter notre choix à deux facteurs G/S, et le nombre des fractions du gravier. Les résultats obtenus sont classés dans le tableau (5.2). On note ici que le rapport E/C est maintenu constant dans toutes les différentes compositions.

<i>Tableau (5.2): compositions des types du béton pour 1m³</i>							
	Gravier 3/8 (Kg/m ³)	Gravier 8/15 (Kg/m ³)	Gravier 15/25 (Kg/m ³)	Sable (Kg/m ³)	Ciment (Kg/m ³)	L'eau (l/m ³)	Observation
B ₁	/	389,53	711,67	687,84	400	200	G/S=1.6
B ₂	/	406,92	742,95	638,71	400	200	G/S=1.8
B ₃	/	422,69	773	595,22	400	200	G/S=2.0
B ₄	/	435,19	794,33	558,87	400	200	G/S=2.2
B ₅	422,69	773	/	595,22	400	200	2 fractions
B ₆	/	422,69	773	595,22	400	200	2 fractions
B ₇	150,44	369,6	675,65	595,22	400	200	3 fractions

Mortier utilisé

Le mortier testé, est un mortier ordinaire se qui veut dire (eau, sable, ciment) mais non normaliser, ces proportions sont extraites de la formulation du béton ou par équation simple : Mortier = Béton – Gravier.

Pour arriver à estimer ces quantités, le calcul à donner, pour la confection de 12 éprouvettes la totalité de 4416 cm³, les quantités des différents constituants sont les suivant : 1791kg de sable, 400 kg de ciment et 200l d'eau.

c) la pâte de ciment utilisé

Pour déterminer la quantité de ciment et de l'eau, on a élaboré une pâte semblable à celle qui existe dans la texture du béton, mais comme le ciment a besoin de 28 % de sa masse en eau pour qu'une bonne réaction d'hydratation, des modifications de formulation sont nécessaire pour arriver a une adhérence optimal :

$$V_C + V_E = 1000 \text{ l (1)}$$

Avec $M_E = 0,28M_C$ et $\rho_c = 3,1\text{Kg/l}$, $\rho_e = 1\text{Kg/l}$

Donc en remplant dans l'équation (1) on trouve:

$$\frac{M_C}{\rho_C} + \frac{M_E}{\rho_E} = 1000 \Rightarrow M_C = \frac{1000\rho_C}{1 + \frac{0,28\rho_C}{\rho_E}}$$

Les quantités trouvées sont:

$$\begin{aligned} M_C &= 1660 \text{ Kg} \\ M_E &= 465 \text{ Kg} \end{aligned}$$

d) Les éprouvettes issues de la roche mère :

La roche mère est d'origine calcaire. Elle est extraite du gisement qui se trouve dans la région d'EL-EUCH ou la société COSIDER à implanter sa carrière. Il n'est pas possible de classer les gisements par leur origine géologique, car la dureté du granulat ne dépend pas seulement de l'histoire de la formation de la roche (consolidation), ou de sa nature, mais elle dépend également de son altération et de la façon dont les granulats obtenus.

Pour tester cette roche, on la découper sous forme d'éprouvettes cubique 10x10x10cm³.

5.3.Confection des éprouvettes

Les éprouvettes représentent les bétons (différent type des bétons), le mortier et la pâte de ciment sont confectionnés selon les normes connues. 206 éprouvettes ont été élaboré à partir des matériaux préparés à l'aide des moules métalliques 10 x10 x 10 cm³.



Les éprouvettes de béton

Les moules prismatiques 4 x 4 x 16 cm³ sont utilisés pour confectionner les éprouvettes de mortier et la pâte de ciment.

La mise en place du béton dans les moules cubiques a été effectuée par l'intermédiaire d'une table vibrante. Les moules sont remplis en trois couches, chaque couche étant compactée par la mise en marche de la table vibrante pendant 30 secondes.

Après 24 heures de durcissement dans un milieu de température de 20 ± 2 °C, et un taux d'humidité entre 50 et 60 %, les éprouvettes ont été démoulées et conservées dans le même milieu que le béton témoin (température ambiante, humidité relative de 50 à 60%) pour une période correspondante à l'âge de l'essai.

5.4. Plan expérimental:

Pour arriver à réaliser les essais désirés, plusieurs compositions de béton ont été élaborées en faisant varier deux facteurs qui entrent dans la détermination finale de la résistance de béton durci. Le premier paramètre qui est le rapport G/S, alors que la fraction du gravier a été choisie comme deuxième paramètre.

Le tableau ci-dessus résume les quatre types des bétons confectionnés

Tableau (5.3): Les types du béton en fonction de rapport G/S				
Béton	B1	B2	B3	B4
G/S	1.6	1.8	2.0	2.2

Alors que le tableau (5.4) présente les différents types du béton en fonction des fractions de gravier.

Tableau (5.4): Les types du béton en fonction de Fraction			
Béton	B5	B6	B7
Fraction 3/8	+	O	+
Fraction 8/15	+	+	+
Fraction 15/25	O	+	+

Pour réaliser les travaux programmés, on a réalisé les essais suivant l'organigramme présenté par la figure (5.1)

Les éprouvettes cubiques sont préparées pour effectuer des essais d'auscultation dynamique. Cette préparation consiste à faire certaines opérations préliminaires à savoir la calibration de l'appareil et marquer les points d'essais sur les éprouvettes afin de centrer les ondes dans la structure béton.

Sur chaque éprouvette cubique nous avons effectué 6 mesures, de manière à appliquer les deux ondes de l'appareil suivant l'axe longitudinale de l'éprouvette. Le temps "t" du parcours des ultrasons dans le béton est lu directement sur un écran digital au moment de leur stabilisation. La vitesse est calculée par la formule:

$$V \text{ (km/s)} = \frac{d}{t} \dots\dots\dots(5.2)$$

Avec d la longueur de l'éprouvette.

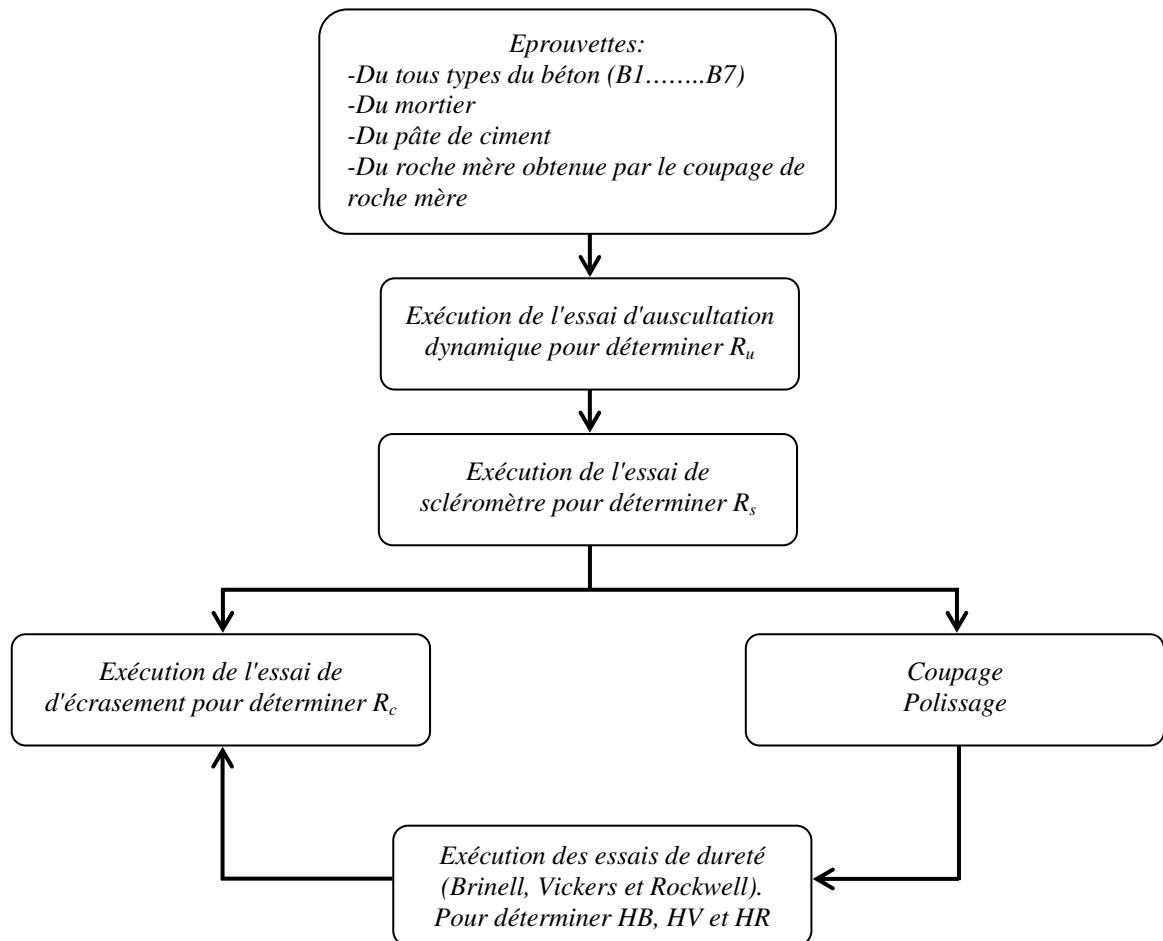


Figure (5.1): Organigramme des essais

Après l'auscultation dynamique, l'éprouvette est placée entre les plateaux de la presse. Avec toute précaution, on fixe l'éprouvette entre les deux plateaux tout en appliquant une charge de 150 KN afin de bien la fixer. On note ici que le scléromètre est maintenu horizontale pendant l'essai.

Une fois l'essai sclérométrique est terminé, la presse d'écrasement est mit en marche avec une vitesse constante de 2 KN/s, jusqu'au la rupture. Après avoir noter la charge de rupture, la résistance à la compression R_c de l'éprouvette est déterminée par la formule classique:

$$R_c = \frac{P}{S} \dots\dots\dots (5.3)$$

Avec P est la charge appliquée, S est la section de l'éprouvette

Pour les essais à 28 jours on a testé 12 éprouvettes pour chaque type de béton, le même nombre pour le mortier, et idem pour la pâte de ciment. Après l'essai sclérométrique 6 éprouvettes ont été destinés à l'essai d'écrasement par presse hydraulique et se qui restées sont testés par des essais de dureté.

On note ici qu'avant de procéder à ces essais, des opérations préliminaires ont été menées sur les éprouvettes telles que le :

- Le découpage des éprouvettes en 5x5x5 cm³ pour le béton et la roche mère et 4x4x4 cm³ pour le mortier et la pâte de ciment durcie.
- Le polissage afin d'avoir une surface lisse et plane.

Après le polissage, chaque éprouvette est placée sur le plateau amovible de la machine de dureté, lorsqu'elle est visible sur l'écran on ajuste le pénétrateur sur la surface, et la machine est mise en marche.



Eprouvette testée par les essais de dureté

Le tableau (5.5) nous informe sur les différents paramètres des essais de dureté utilisés :

Tableau (5.5): les paramètres des essais de dureté utilisés			
	Brinell	Vickers	Rockwell
<i>Diamètre de pénétrateur (mm)</i>	10	/	3.175
<i>La charge(N)</i>	2646	1471.5	980
<i>La durée de chargement(s)</i>	15	15	15

5.5. Résultats et discussion

Notre travail, consiste à évaluer expérimentalement les performances mécaniques des différents matériaux : Béton, mortier, pâte de ciment et la roche mère, à l'aide de l'essai de compression, et les essais non destructifs (scléromètre, ultrason, dureté). À la fin avec l'agglomération de tous ses essais, on va essayer de trouver une corrélation entre les différents résultats obtenus.

Dans ces essais, la vitesse de propagation, l'indice sclérométrique, et la résistance mécanique ont été évalués en fonction du temps et le type de béton (mortier, pâte de ciment et la roche mère). Cette évaluation a été menée à 7, 14, et 28 jours, et la dureté de Brinell, Vickers, et Rockwell, est évaluée à 28 jours.

Pour cela un nombre de 168 éprouvettes cubiques en béton, 24 éprouvettes en pâte de ciment, idem pour le mortier, et 12 éprouvettes taillées de la roche mère ont été confectionnées, afin de les tester en essai ultrason dynamique, au essai de scléromètre, et à l'essai mécanique (écrasement), et bien sûr l'essai de dureté.

- Par l'essai d'ultrason, on mesure la vitesse de parcours, ce qui permet de calculer la résistance d'ultrason à la compression (R_u) par l'intermédiaire de la relation suivante :

$$R_u = K \cdot \frac{\rho}{g} \cdot V^4 \dots\dots\dots(5.4)$$

ρ ; La densité du béton (g/cm^3), g est égal à $10 (m/s^2)$, k est un coefficient (constant) d'étalonnage propre à chaque type de béton (pour notre cas $k = 3.6$).

- Pour l'essai de scléromètre: tous les 218 éprouvettes ont été testées suivant le programme d'essai représenté par la figure (5.1). La résistance R_s est calculée directement à partir d'un tableau qui donne la résistance à la compression sur un cube en fonction de la dureté au choc mesurée par le scléromètre.
- Pour la combinaison des deux instruments, la résistance R_{su} (scléromètre, ultrasons) a été estimée en appliquant la formule suivante :

$$R_{su} = 0.028565.V^{1.84593}.S^{1.24632} \dots\dots\dots(5.5)$$

Où S ; est l'indice sclérométrique, et V ; la vitesse de propagation du son.

- 90 éprouvettes ont été testées en compression (Écrasement) selon la norme NF P15-451 pour évaluer la résistance caractéristique du béton.

Les 30 éprouvettes qui restent sont testé par les essais de la dureté.

Tous les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux (5.6) à (4.15). Elles représentent la variation des différentes résistances (R_s , R_u , R_{su} , et R_c) en fonction du temps (7,14 et 28j) et en fonction du type des matériaux (béton, mortier, pâte de ciment et la roche mère).

Les valeurs mesurées sont regroupées dans les colonnes (A, B, D, G, H et I). Alors que les valeurs calculées sont représentées dans les autres colonnes (C, E et F), avec:

S : Indice sclérométrique;

R_s : Résistance de béton par scléromètre (MPa);

V : vitesse de propagation de l'ultrason (km/s);

R_u : Résistance de béton par ultrason) (MPa);

R_{su} : Résistance de béton par l'essai combiné (scléromètre, ultrason), (MPa);

R_c : la résistance de béton par écrasement;

HB : la dureté du béton par Brinell;

HV : la dureté du béton par Vickers;

HR : la dureté du béton par Rockwell;

5.5.1. Résistance de Mortier, Pâte de ciment, et de roche mère:

5.5.1.1. Introduction:

Le béton est composé par deux parties, la première est inerte (granulats), la deuxième est active (ciment+eau). Les performances du béton sont influencées essentiellement par les caractéristiques des composantes de ce dernier, parmi elle les résistances mécaniques. Donc afin de fabriquer un béton de bonne qualité, il faut choisir des matériaux de bonnes caractéristiques.

Dans cette partie on va déterminer les caractéristiques de ces matériaux, en appliquant des essais destructives et non destructives, et des essais de dureté, sur des éprouvettes de mortier, de béton et de roche.

5.5.1.2. Résultats et discussion:

Les résultats des essais sont représentés dans les tableaux (5.6), (5.7) et (5.8), et illustrer par les figures (5.2), (5.3) et (5.4).

Tableau (5.6): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour le Mortier									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	Rcmoy MPa	Smoy	Rs MPa	Vmoy Km/s	Ru MPa	Rsu MPa	HBmoy	HVmoy	HRmoy
7 j	20.89	20.19	21.2	4.22	/	17.24	/	/	/
14 j	25.34	25.22	28.7	4.26	/	23.15	/	/	/
28 j	28.52	27.18	33.4	4.40	32.36	26.98	23.82	51.69	20.35

Tableau (5.7): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour la Pâte de ciment									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	Rcmoy MPa	Smoy	Rs MPa	Vmoy Km/s	Ru MPa	Rsu MPa	HBmoy	HVmoy	HRmoy
7 j	25.29	26.59	32.9	4.18	/	23.88	/	/	/
14 j	34.33	28.44	34.5	4.29	/	27.26	/	/	/
28 j	38.53	32.16	37.9	4.35	32.88	32.57	29.94	64.97	25.5

Tableau (5.8): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour la Roche mère									
A	B	C	D	E	F	G	H	I	
Rcmoy MPa	Smoy	Rs MPa	Vmoy Km/s	Ru MPa	Rsu MPa	HBmoy	HVmoy	HRmoy	
65.31	52.55	/	5.74	/	/	51.05	111	43.63	

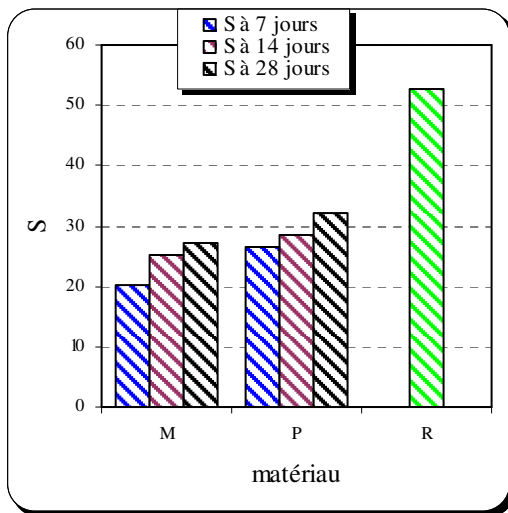


Figure (5.2): Variation de l'indice sclérométrique en fonction de type du matériau, et en fonction de temps

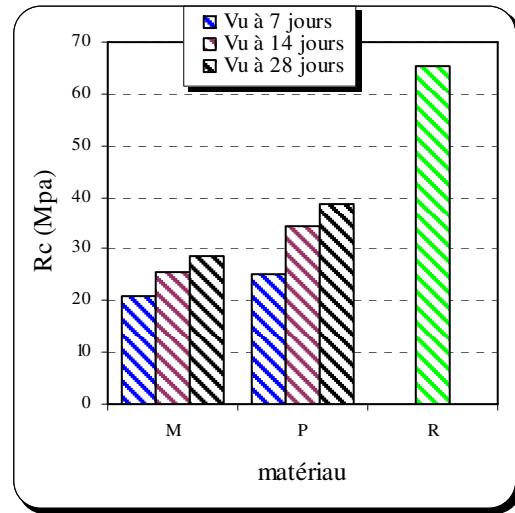


Figure (5.3): Variation de la résistance de compression en fonction de type du matériau, et en fonction de temps

La figure (5.3), représente la variation de la résistance en compression du mortier, pâte de ciment de la roche mère en fonction du temps. On peut constater, que la résistance de la roche mère est considérable par rapport au mortier et à la pâte de ciment à cause de la solidité de cette roche et le manque total de pores ce qui influence la résistance. La résistance du mortier, et la pâte de ciment augmente au fur et à mesure du temps grâce à la réaction chimique que bon nombre de chercheurs les ont étudié. La résistance de la pâte de ciment est meilleure que la résistance du mortier.

Ces constatations sont expliquées par l'effet de la compacité des matériaux, car à chaque augmentation de la densité, sa correspond à une augmentation de la réponse, et on peut interpréter ces constatations par l'homogénéité des matériaux, par ce que à chaque amélioration de l'homogénéité, une amélioration des caractéristiques mécaniques est notée.

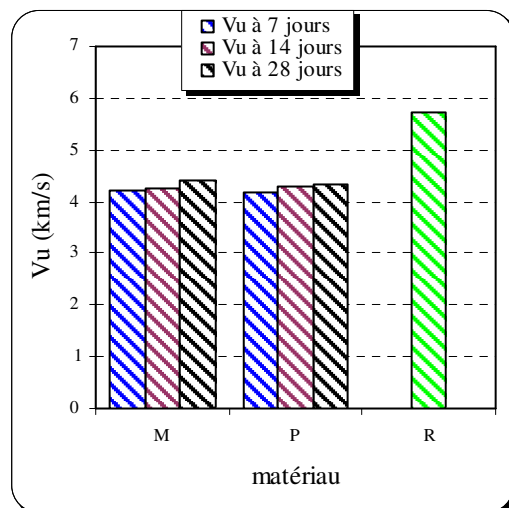


Figure (5.4): Variation de la vitesse de son en fonction de type du matériau, et en fonction de temps

La figure (5.4), représente la variation de la vitesse de la propagation du son, des différents matériaux étudiés en fonction du temps.

On remarque que, des valeurs assez élever pour le mortier et la pâte de ciment à 28 jour, car la vitesse de son réagie avec la présence des granulats. Cette vitesse de son est presque la même dans les deux matériaux cimentaires. La roche est toujours au dessus du lot, car elle profite de sa densité et solidité.

5.5.2. Résistance du béton en fonction du rapport G/S:

5.5.1.1. Introduction:

Les granulats sont la partie inerte dans le béton, elles sont considérer comme composantes essentielles, elle joue un rôle essentielle dans le remplissage du volume, et diminuer considérablement le coût du béton, sont oublier leur rôle essentielle dans l'augmentation de la résistance mécanique du béton.

Dans cette partie on va déterminer l'influence du rapport G/S sur la résistance du béton, en appliquant des essais destructifs et non destructifs, plus des essais de dureté. Pour cela on va prendre quatre fraction du rapport G/S qui sont : 1,6 – 1,8 - 2,0 - 2,2.

5.5.1.2. Résultats et discussion:

Les résultats des expériences son représentés dans les tableaux (5.9), (5.10), (5.11) et (5.12), et illustrés dans les figures (5.5), (5.6), (5.7) et (5.8).

Tableau (5.9):Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell,Vickers et Rockwell)pour le Béton 1G/S=1.6

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	Rcmoy MPa	Smoy	Rs MPa	Vmoy Km/s	Ru MPa	Rsu MPa	HBmoy	HVmoy	HRmoy
7 j	20.41	20.05	21.1	4.32	/	17.86	/	/	/
14 j	24.37	23.44	24.8	4.27	/	22.29	/	/	/
28 j	28.39	26.37	33.2	4.29	29.74	26.98	33.39	75.97	27.10

Tableau (5.10):Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell,Vickers et Rockwell)pour le Béton 2G/S=1.8

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	Rcmoy MPa	Smoy	Rs MPa	Vmoy Km/s	Ru MPa	Rsu MPa	HBmoy	HVmoy	HRmoy
7 j	23.13	21.57	22.7	4.34	/	19.72	/	/	/
14 j	29.29	24.62	28.0	4.28	/	22.67	/	/	/
28 j	32.87	28.99	34.8	4.38	32.31	31.37	34.96	78.21	29.58

Tableau (5.11): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour le Béton 3G/S=2.0

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	R_{cmoy} (MPa)	S_{moy}	R_s (MPa)	V_{moy} (Km/s)	R_u (MPa)	R_{su} (MPa)	HB_{moy}	HV_{moy}	HR_{moy}
7 j	26.69	23.09	23.5	4.50	/	22.95	/	/	/
14 j	31.83	25.81	30.5	4.49	/	26.25	/	/	/
28 j	35.29	29.37	35.6	4.52	36.65	33.83	36.48	80.34	32.03

Tableau (5.12): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour le Béton 4 G/S=2.2

	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	R_{cmoy} (MPa)	S_{moy}	R_s (MPa)	V_{moy} (Km/s)	R_u (MPa)	R_{su} (MPa)	HB_{moy}	HV_{moy}	HR_{moy}
7 j	27.21	23.81	25.6	4.92	/	28.11	/	/	/
14 j	32.53	27.1	33.3	4.96	/	33.50	/	/	/
28 j	37.52	30.59	36.8	4.92	41.44	41.35	37.89	83.23	33.38

D'après les tableaux et par l'intermédiaire des figures (5.6) et (5.7), Il est bien clair, que la résistance à la compression et l'indice sclérométrique augmentent avec le temps pour tous les types du béton.

Ceci est expliqué par l'adhérence pâte-granulats qui augmente avec le temps, cette adhérence est influée par les réactions ciment-eau, car le ciment continue son hydratation dans le temps.

On constate, en général, que la résistance de compression et l'indice sclérométrique augmentent avec le rapport G/S (l'augmentation du gravier est amélioré la résistance du béton jusqu'a une valeur de G/S=2.2).

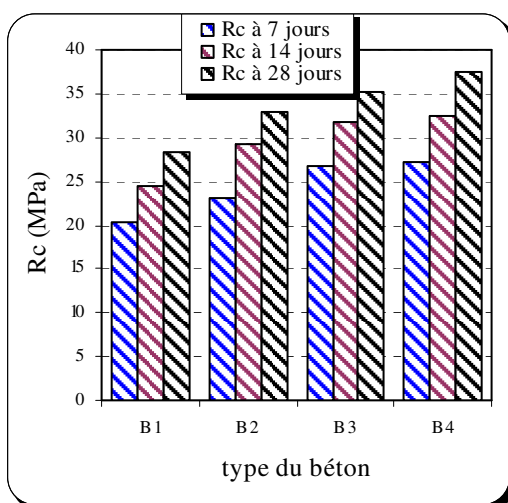


Figure (5.6): Variation de la résistance de compression en fonction de type du béton, et en fonction de temps

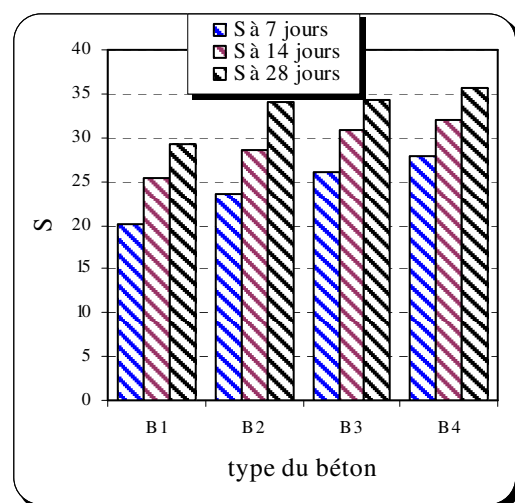


Figure (5.7): Variation de l'indice sclérométrique en fonction de type du béton, et en fonction de temps

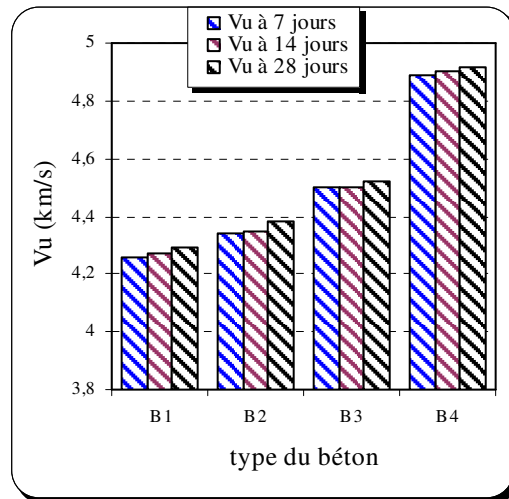


Figure (5.8): Variation de la vitesse de son en fonction de type du béton, et en fonction de temps

Les résultats des vitesses de propagation du son mesurées en fonction de temps vis-à-vis du rapport G/S, sont représentés par la figure (5.8). Où on remarque que la vitesse augmente en fonction du temps quelque soit le type de béton, et la même constatation est observée avec le rapport G/S.

D'après la figure (5.8), on constate que le coefficient de variation de vitesse de propagation en fonction de temps a une valeur petite dans tous les types du béton. Ceci est dû au fait que le béton contient des microfissures, qui ralentissent la propagation des ondes de son « le vide est toujours le meilleur isolant phonique ».

D'un autre côté, en fonction du rapport G/S le coefficient de variation est considérable. Ceci est expliqué par la vitesse de propagation de son, qui est influée essentiellement par la quantité de gravier, car généralement, dans les matériaux la vitesse de son augmente avec la densité).

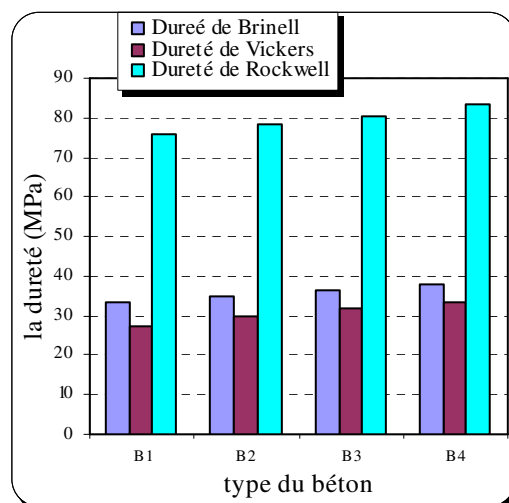


Figure (5.9): Variation de la dureté de compression en fonction de type du béton

La figure (5.9) montre les résultats des trois types de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) en fonction de rapport G/S.

D'après cette figure, on remarque que les duretés augmentent avec le rapport. Et on constate que le coefficient de variation de dureté est presque constant.

Ceci est expliqué par, la dureté superficielle du béton qui est causé essentiellement par l'effet "gravier", où le coefficient de variation de G/S est constant

5.5.3. Résistance du béton en fonction de la fraction:

5.5.1.1. Introduction:

Les granulats sont classés suivant certaines propriétés. Parmi elles, Les dimensions des granulats (d). Suivant cette dernière, les granulats sont classés par fractions, chaque une d'elle est comprise entre deux valeurs ; une valeur minimale (d) et une valeur maximale (D). Dans le domaine de génie civil le choix de fraction de granulats détermine le type du béton. Les fractions des granulats choisit joue un rôle principale dans l'amélioration de la résistance du béton.

Dans cette partie, on choisi trois types du béton B₅ (deux fractions), B₆ (deux fraction) et B₇ (trois facteurs). et on va déterminer la meilleur choix des trois types, en appliquant un essai destructive (compression), non destructives (scléromètre, ultrason) et l'essais de dureté.

5.3.1.1. Résultats et discussion:

Les résultats de ces expériences sont représentés dans les tableaux (5.13), (5.14) et (5.15), et démontré par les figures (5.10), (5.11), (5.12) et (5.13).

Tableau (5.13): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour le Béton 5 de deux fractions 3/8, 8/15									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	<i>Rcmoy</i> MPa	<i>Smoy</i>	<i>Rs</i> MPa	<i>Vmoy</i> Km/s	<i>Ru</i> MPa	<i>Rsu</i> MPa	<i>HBmoy</i>	<i>HVmoy</i>	<i>HRmoy</i>
7 j	31.76	23.46	24.9	4.73	/	25.83	/	/	/
14 j	33.57	26.5	32.8	4.79	/	30.58	/	/	/
28 j	36.62	29.46	35.7	4.82	47.39	38.03	37.48	81.34	30.93

Tableau (5.14): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour le Béton 6 de deux fractions 8/15, 15/25									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	<i>Rcmoy</i> MPa	<i>Smoy</i>	<i>Rs</i> MPa	<i>Vmoy</i> Km/s	<i>Ru</i> MPa	<i>Rsu</i> MPa	<i>HBmoy</i>	<i>HVmoy</i>	<i>HRmoy</i>
7 j	26.69	23.09	23.5	4.50	/	22.95	/	/	/
14 j	31.83	25.81	30.5	4.50	/	26.25	/	/	/
28 j	35.29	29.37	35.6	4.52	36.65	33.83	36.57	79.34	32.63

Tableau (5.15): Les résultats des essais sclérométrique, d'ultrasons, d'écrasement et de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) pour le Béton 7 de trois fractions 3/8, 8/15 et 15/25									
	A	B	C	D	E	F	G	H	I
Age	<i>Rcmoy</i> MPa	<i>Smoy</i>	<i>Rs</i> MPa	<i>Vmoy</i> Km/s	<i>Ru</i> MPa	<i>Rsu</i> MPa	<i>HBmoy</i>	<i>HVmoy</i>	<i>HRmoy</i>
7 j	26.76	22.93	23.2	4.77	/	25.33	/	/	/
14 j	34.67	26.72	33.2	4.81	/	31.13	/	/	/
28 j	39.19	29.36	35.6	4.82	46.61	34.88	37.41	77.59	29.32

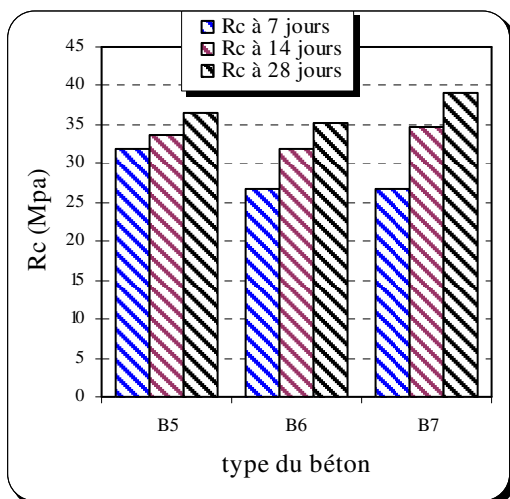


Figure (5.10): Variation de la résistance de compression en fonction de type du béton, et en fonction de temps

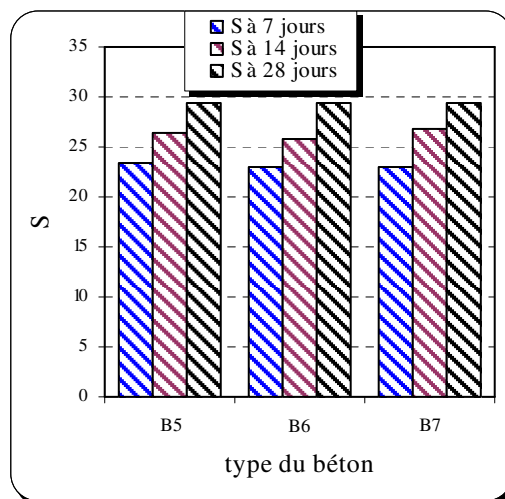


Figure (5.11): Variation de l'indice sclérométrique en fonction de type du béton, et en fonction de temps

Les figures (5.10) et (5.11) illustrent la variation de la résistance de compression et de l'indice sclérométrique en fonction du temps, et par rapport aux variations des fractions granulaires des graviers utilisés.

D'après ces figures, on remarque, que la résistance de compression et l'indice sclérométrique augmentent avec le temps. Ceci est expliqué par le processus d'hydratation du ciment.

D'un autre côté, vis-à-vis des fractions granulaires, les meilleurs résultats sont attribués au squelette granulaire (3/8, 8/15, 15/25), et en deuxième position le béton de squelette granulaire (3/8, 8/15), et en dernière position le béton de squelette granulaire (8/15, 15/25). Ces résultats sont dus à l'effet de la dimension des granulats, et la granularité continues du premier type, car il n'y a pas d'interruption entre la dimension granulaire du sable et la dimension de la plus petite fraction granulaire du gravier. La même constatation se fait pour le deuxième type, alors que dans la troisième catégorie une interruption a causé une chute des résultats.

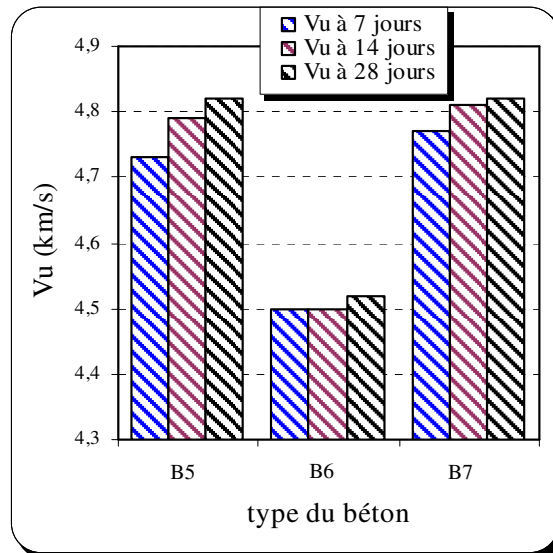


Figure (5.12): Variation de la vitesse de son en fonction de type du béton, et en fonction de temps

La figure (5.12) démontre la vitesse de propagation du son en fonction des types du béton. On remarque que cette vitesse en B5 (3/8, 8/15) et B7 est presque identique, et supérieur à celle observer pour le béton de type B6.

On constate, que le coefficient de variation de vitesse du son entre le béton B6 et les bétons B5, B7 est considérable. Ceci est dû principalement à la compacité et la porosité du béton. Alors on peut énoncer qu'à chaque amélioration de la continuité et de la granularité, la compacité est à son meilleur niveau.

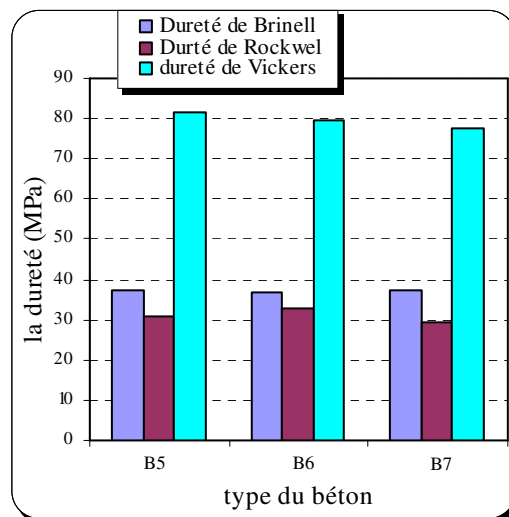


Figure (5.13): Variation de la dureté en fonction de type du béton

La figure (5.13) montre les résultats des trois types de dureté (Brinell, Vickers et Rockwell) en fonction de fraction. D'après cette figure, on remarque que, pour la dureté (Brinell et Rockwell) le coefficient de variation de dureté est presque nul. Ceci est expliqué par, la dureté superficielle du béton qui est causé essentiellement par l'effet "gravier", où le

volume de gravier est constante pour les trois types du béton. Mais la dureté Vickers prend des meilleurs résultats dans le squelette granulaire (3/8-8/15).

5.5.4. Dureté du béton à partir de dureté de gravier et de mortier

Les caractéristiques mécaniques du béton dépendent essentiellement des caractéristiques de gravier, de mortier et de liaisons d'interface mortier-gravier, cette dernière est considérée comme la zone la plus faible dans le béton. La rupture se fait dans la plupart des cas au niveau de cette zone (l'interface). Dans la partie (5.5.1) nous évaluons les caractéristiques de ces deux matériaux (Gravier et Mortier) qui composent le béton.

Donc on va essayer de déterminer la dureté du béton à partir de la dureté de ses deux composantes (Gravier et mortier).

La figure (5.14.a) illustre, la structure d'une éprouvette du béton. Et la figure (5.14.b) représente, la dureté de ces composantes.

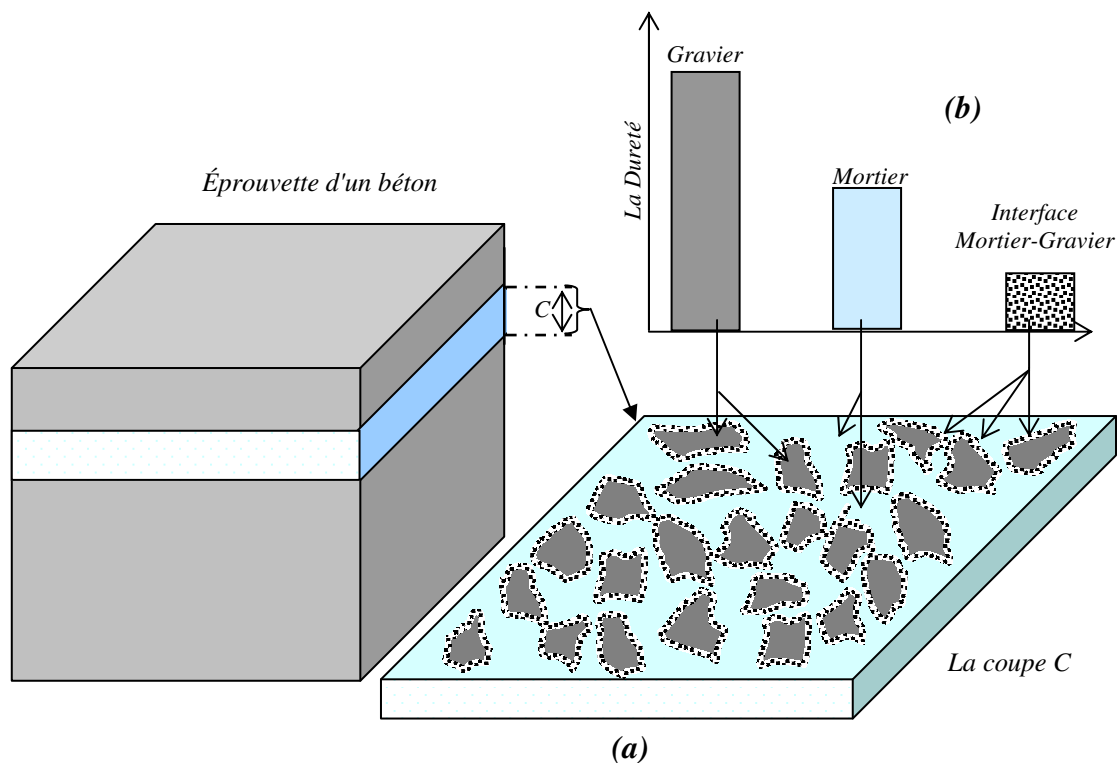


Figure (5.14): a) Structure du béton durci.
b) la dureté de mortier, de gravier et d'interface mortier-gravier

La formule (5.6) est nommé « équation d'équilibre », cette équation utilisé pour calculer la valeur intermédiaire de la réponse R du mélange de « n » matériaux à partir des réponses et des volumes de ces matériaux.

$$R_m = \frac{(R_1 \times V_1) + (R_2 \times V_2) + + (R_i + V_i) + + (R_n + V_n)}{\sum_1^n V_i} \dots\dots\dots (5.6)$$

L'application de cette équation ne donne pas des résultats satisfaisants sauf si les conditions suivantes sont réunies:

- Le mélange est homogène;
- Les proportions de composantes sont bien définies;

Le terme homogène veut dire que les grains des composantes sont dispersés d'une façon normale dans tout le volume. Dans notre cas, le béton est considéré comme un matériau homogène, ça veut dire que, si on fait une coupe parallèle à une des faces de l'éprouvette, la surface du gravier restante constante par rapport à la surface de l'éprouvette quelque soit le niveau et la direction du dessiccation.

$$\text{Béton homogène} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{V_G}{V_{ép}} = \frac{S_{iG}}{S_{iép}} \\ \frac{V_M}{V_{ép}} = \frac{S_{iM}}{S_{iép}} \end{array} \right. \dots\dots\dots(5.7)$$

Où l'indice i représente le niveau de coupage;

L'équation (5.6) devient:

$$H = \frac{(H_M \times V_M) + (H_G \times V_G)}{S_{épr}} \dots\dots\dots(5.8)$$

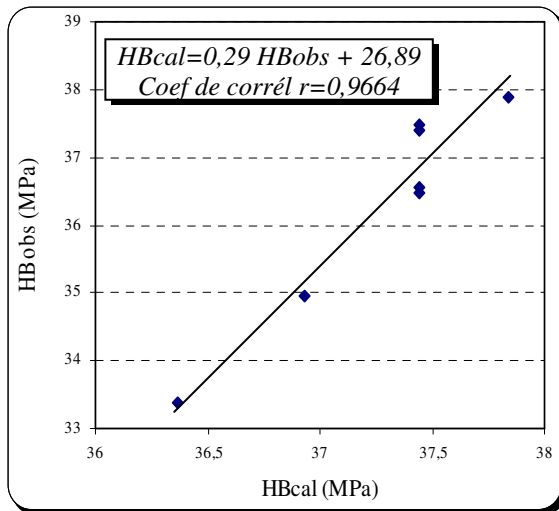
Et, en négligeant la zone d'interface mortier-gravier, Les résultats calculés à partir d'équation (5.8) sont regroupés dans le tableau (5.16):

Tableau (5.16): les résultats dureté de (Brinell, Vickers et Rockwell) observées et calculées par l'équation								
		B₁	B₂	B₃	B₄	B₅	B₆	B₇
<i>Dureté Brinell</i>	HBobs	33,39	34,96	36,48	37,89	37,48	36,57	37,41
	HBcal	36,37	36,93	37,44	37,84	37,44	37,43	37,44
<i>Dureté Vickers</i>	HVobs	75,97	78,21	80,34	83,23	81,34	79,34	77,59
	HVcal	79,03	80,24	81,35	82,22	81,35	81,35	81,35
<i>Dureté Rockwell</i>	HRobs	27,1	29,58	32,03	33,38	30,93	32,63	29,32
	HRcal	31,08	31,56	31,99	32,33	31,99	31,99	31,99

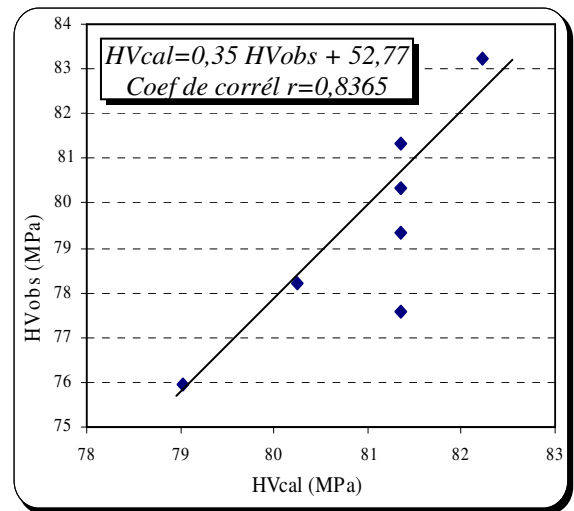
D'après les résultats, on remarque que les valeurs de dureté calculées par l'équation sont toujours supérieures à celle obtenus par les essais, car on néglige la zone d'interface mortier-gravier, qui représente une zone plus faible dans le béton.

La différence existe aussi entre les valeurs calculées et les résultats des essais, cette différence est due à la distribution des points testés, car afin de trouver des résultats des essais approchantes aux résultats de calcul, il faut que la distribution des points testés correspond au volume de gravier, et de mortier.

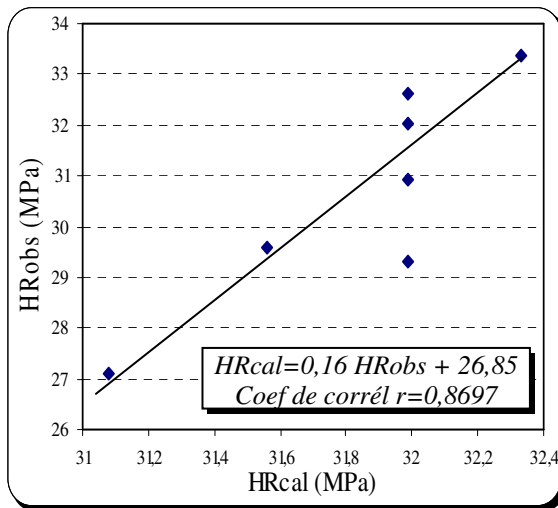
-Corrélation entre la dureté observée et la dureté calculée



(a)



(b)



(c)

Figure (5.15): corrélation entre les résultats expérimentaux et les valeurs calculées par l'équation (5.8) équation d'équilibre.

- a): dureté de Brinell,
b): dureté de Vickers;
c): dureté de Rockwell;

La corrélation existant entre les résultats expérimentaux de dureté et les valeurs de dureté calculés par l'équation. Cette corrélation est représentée par la figure (5.15) a, b et c. d'après ces figures:

- a): corrélation entre la dureté de Brinell observée et celle calculée.
b): corrélation entre la dureté de Vickers observée et celle calculée.
c): corrélation entre la dureté de Rockwell observée et celle calculée.

5.5.5. Corrélation linéaire et droite de régression :

Dans le domaine des sciences appliquées, il est fréquent d'observer des phénomènes où il y a lieu de soupçonner l'existence d'une liaison entre deux variables. Cette liaison est appelée corrélation. On dit qu'il y a corrélation entre deux variables observées lorsque les deux variables se produisent dans le même sens (corrélation positive) ; ou sont de sens contraires (corrélation négative).

L'existence d'une corrélation entre deux variables peut être décelée graphiquement. Il s'agit de reporter les couples d'observations (x_i, y_i) sur un graphique en prenant pour abscisse la variable x , et pour ordonnée la variable y . chaque point de graphique représente simultanément la valeur x_i , et la valeur y_i . Le graphique résultant constitue un nuage de points appelé : diagramme de dispersion.

-Le coefficient de corrélation :

On peut calculer l'indice qui mesure l'intensité de la liaison linéaire entre deux variables c'est le coefficient de corrélation r , qui est un nombre sans dimension.

$$r = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}$$

On a aussi:

$$\begin{aligned} r &= \frac{n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{\sqrt{n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2} \sqrt{n \sum_{i=1}^n y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2}} \\ &= \frac{\sum_{i=1}^n x_i y_i - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)}{n}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n x_i^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2}{n}} \sqrt{\sum_{i=1}^n y_i^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2}{n}}} \end{aligned}$$

Où n est le nombre de couples d'observation (x_i, y_i)

En raison de la symétrie de sa définition, r mesure aussi bien l'intensité de la liaison entre y et x qu'entre x et y .

Le coefficient de corrélation est indépendant des unités de mesure de x et de y .

La valeur de r peut varier entre -1 (corrélation négative et parfaite) et +1 (corrélation positive et parfaite). Plus les points sont étroitement alignés selon une droite, plus la valeur du coefficient de corrélation sera élevée et s'approchant de +1 ou -1 selon le cas.

-La droite de régression

On va essayer d'établir l'équation de la liaison linéaire existant entre les deux variables x et y . La droite qui s'ajuste le mieux aux observations s'appelle la droite de régression cette droite est un outil de prévision on pourra estimer ou prévoir à l'aide de cette équation les valeurs d'une variable à partir des valeurs prises par l'autre variable.

On choisit y comme variable dépendante ou expliquée et x comme variable indépendante ou explicative.

Soit un échantillon de n couples d'observations (x_i, y_i) et soit l'équation de la droite :

$$\hat{y}_i = b_0 + b_1 x_i$$

Où b_0 ordonnée à l'origine, b_1 pente de la droite et $\hat{y}_i$ représente la valeur estimée de la variable dépendante pour une valeur particulière x_i de la variable explicative (indépendante).

Soit e_i l'écart vertical entre la valeur observée et l'estimation $\hat{y}_i$ obtenue par la droite de régression pour $X = x_i$.

$$e_i = y_i - \hat{y}_i = y_i - b_0 - b_1 x_i \quad \text{Pour } i = 1, \dots, n$$

La somme des carrés de ces écarts pour l'ensemble des points est égale à :

$$S = e_1^2 + e_2^2 + \dots + e_n^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - b_0 - b_1 x_i)^2$$

La méthode dite des moindres carrés permet de déterminer les expressions de b et b de telle sorte que la somme S soit minimale. La droite ainsi obtenue est dite droite des moindres carrés ou droite de régression. On trouve :

$$b_1 = \frac{\sum (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sum (x_i - \bar{x})^2}$$

$$b_0 = \bar{y} - b_1 \bar{x} \quad \text{ou} \quad \bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad \text{et} \quad \bar{y} = \frac{\sum y_i}{n}$$

5.5.5.1. Corrélation entre R_c et la résistance de scléromètre R_s

Il existe plusieurs méthodes pour la transformation des indices sclérométriques en résistance mécanique à la compression du béton.

La variation de la résistance de compression (R_c) en fonction de la résistance (R_s) calculée d'après les résultats mesurées au scléromètre présentée par les figures (5.16) et (5.17), nous a révélé que les coefficients de variation sont presque constants pour tous les types du béton.

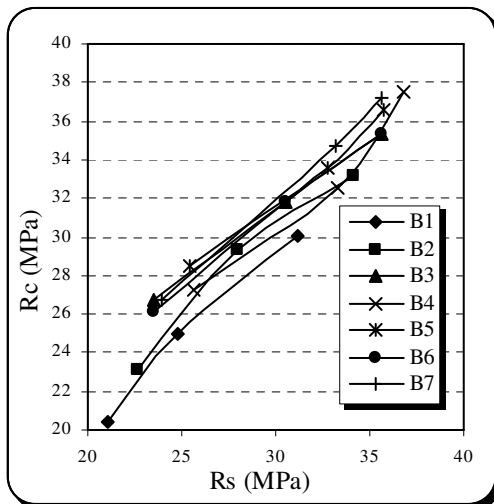


Figure (5.16): Variation de la R_c en fonction R_s et en fonction de temps

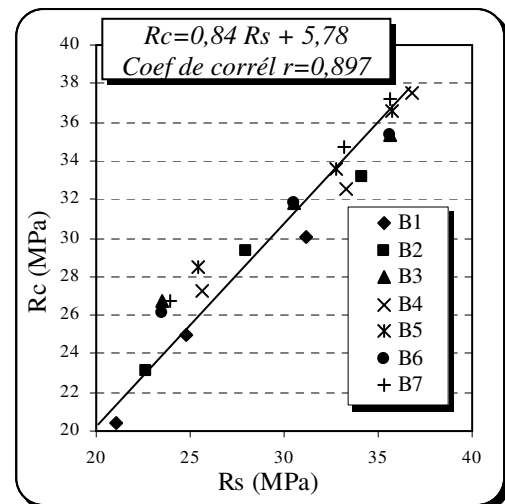


Figure (5.17): Variation de la R_c en fonction R_s et en fonction de temps

La corrélation existante entre R_c et R_s a été déduite de la figure (5.16). Les pentes (C_i) des droites $R_c = f(R_s)$ sont déterminées et représentées dans la figure (5.17). Il est clair que ces pentes, représentant les coefficients de corrélation, qui ne dépendent pas de type du béton.

Pour simplifier cette constante de variation, on peut on a qu'a formuler un rapport entre R_c/R_s en fonction du temps. Ce rapport est représenté par la figure (5.18), on remarque qu'il est bien clair, d'après la figure (5.19), que le rapport R_c/R_s est presque toujours égal à l'unité.

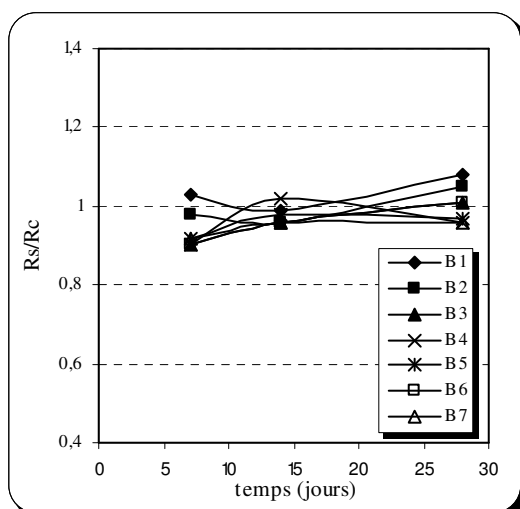


Figure (5.18): Variation de la R_s/R_c en fonction du temps

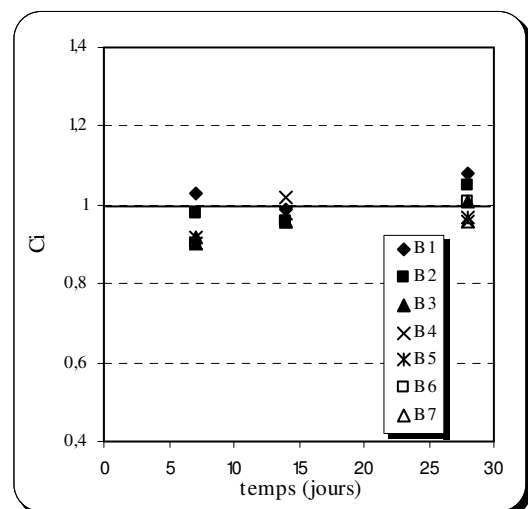


Figure (5.19): Variation de la R_s/R_c en fonction du temps

Donc, il est confirmé d'après ces essais expérimentaux que le scléromètre peut-être utilisé avec une grande fiabilité et sécurité comme un moyen de diagnostic pour le béton.

5.5.5.2. Corrélation entre R_c et la résistance de l'ultrason R_u :

Pour pouvoir estimer la résistance à la compression du béton (R_c) à partir de la vitesse de propagation (R_u), il faut établir la corrélation graphique entre R_c et R_u .

La corrélation entre la résistance d'écrasement (R_c) et la résistance (R_u) calculée par rapport aux résultats de mesure à l'ultrason, est présentée par les figures (5.20) et (5-21), qui D'après elles on constate que les coefficients de variation de R_c en fonction de R_u sont presque constants.

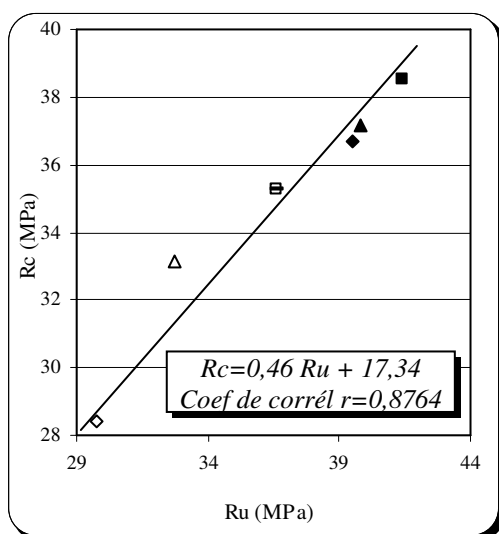


Figure (5.20): Variation de la R_c en fonction R_u

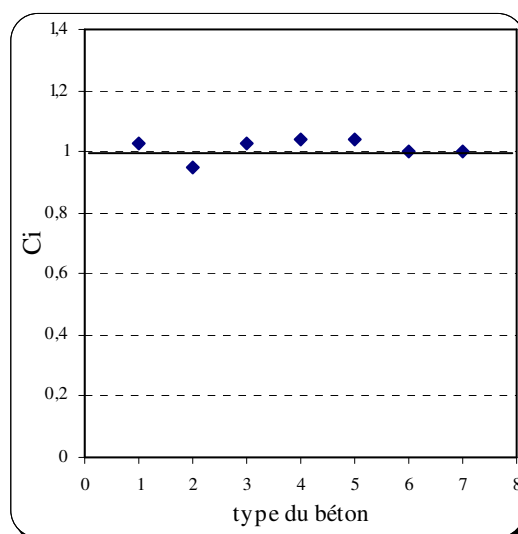


Figure (5.21): Variation de la $C_i(R_u/R_c)$ en fonction du type du béton

Cette corrélation entre R_c et R_u a été déduite de la figure (5.20). On peut remarquer que les pentes représentatives des coefficients de corrélation, ne dépendent pas de type du béton.

Pour une confirmation de ces hypothèses, on étudiera le rapport de R_c/R_u (coefficients C_i) en fonction de temps qui est représenté par la figure (5.21), où on constate, que les coefficients (C_i) sont presque toujours égale à l'unité.

En conclusion d'après les résultats calculés et représentés dans les figures (5.20) et (5.21), les coefficients de corrélation sont toujours égales à l'unité ($R_c = C_i R_u$) où $C_i \cong 1$.

5.5.5.3. Corrélation entre R_c et la résistance de la combinaison R_{su} :

Le principe de la méthode combinée consiste à déterminer la résistance en compression du béton à partir des approches mathématiques ou d'un abaque donnant la variation de la résistance du béton en fonction de la vitesse des ultrasons et de l'indice de rebondissement $[R_{su} (V, N)]$. Parmi elles. Et pour notre travail on utilisé la formule de Galan.

La variation de la résistance d'écrasement (R_c) en fonction de la résistance (R_{su}) calculée d'après la combinaison des résultats mesurés au l'ultrason et les résultats mesurés par le scléromètre, présentées par les figures (5.22) et (5.23). On constate que les coefficients de variation de R_{su} en fonction de R_c sont eu aussi constants pour tous les types du béton.

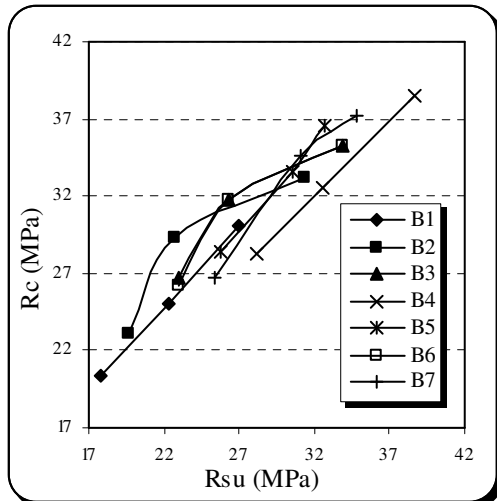


Figure (5.22): Variation de la R_c en fonction R_{su}

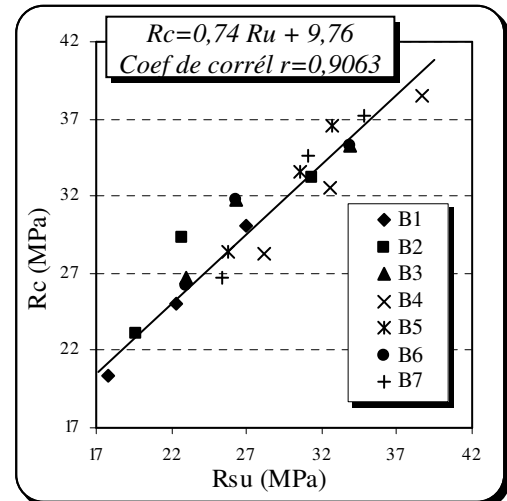


Figure (5.23): Variation de la R_c en fonction R_{su}

La corrélation existante entre R_{su} et R_c est déduite de la figure (5.22) Les pentes (C_i) des droites $R_c = C_i R_{su}$ sont déterminées et représentées dans la figure (5.23). Idem que les remarques précédentes, où on observe que les coefficients de corrélation, ne dépendent pas de type du béton. Et les rapports R_c/R_s en fonction de temps sont représentés par la figure (5.24), et il est toujours égal à l'unité.

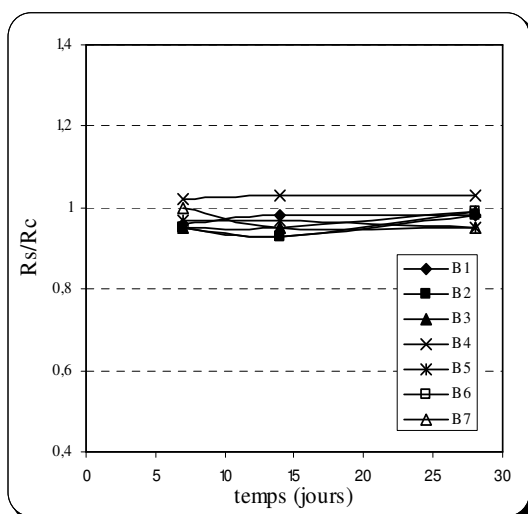


Figure (5.24): Variation de la R_{su}/R_c en fonction du temps

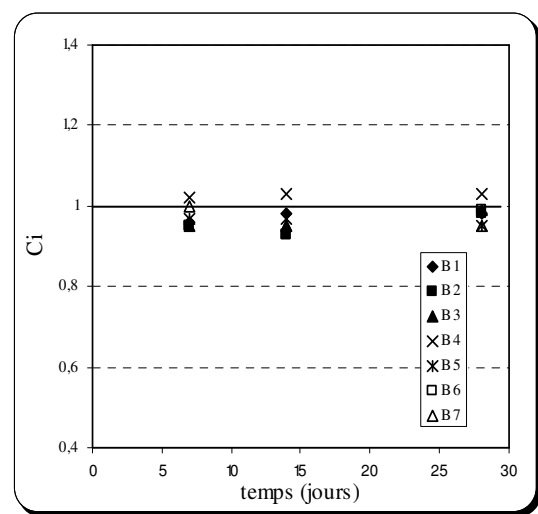


Figure (5.25): Variation de la R_{su}/R_c en fonction du temps

D'après les résultats calculé et présenté dans les figures (5.24) et (5.25), les coefficients de corrélation sont toujours égales à l'unité, donc on a eu la confirmation de la formule de Galan ($R_{su} = 0.028565.V^{1.84593}.S^{1.24632}$), qui peut être utilisé pour une éventuelle combinaison entre l'indice sclérométrique et la vitesse de son.

5.5.5.4. Corrélation entre Rc et HB:

La première des techniques modernes pour mesurer la dureté des métaux est due à Brinell. Dans l'essai Brinell standard (1900), une sphère dure est pressée normalement sur la surface du matériau, figure (II.10). Afin d'obtenir une valeur de dureté qui conduise à peu de variation en fonction de la profondeur d'impression, Brinell a choisi en tant que définition de la dureté, HB :

HB = charge appliquée / aire

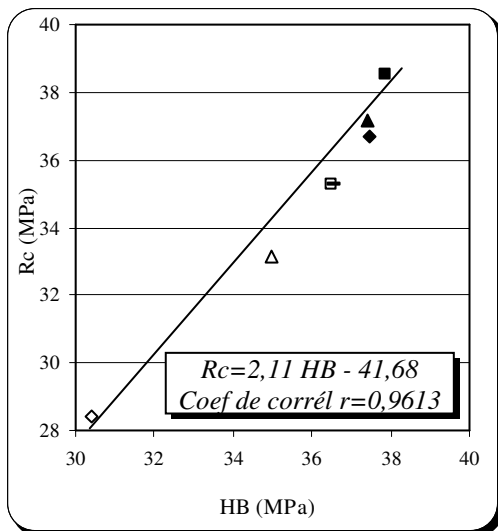


Figure (5.26): Variation de la Rc en fonction du HB

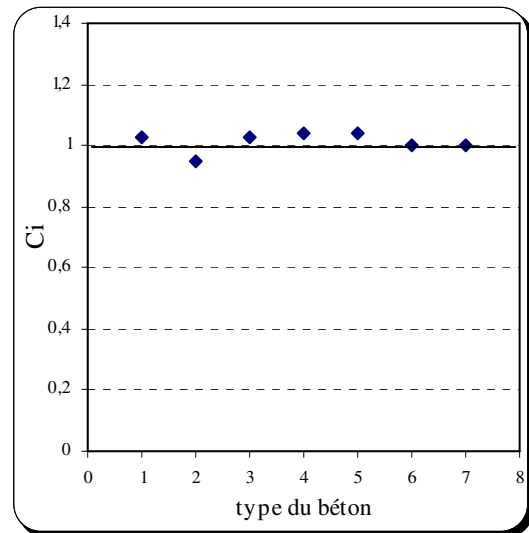


Figure (5.27): Variation de la HB/Rc en fonction du type du béton

La figure (5.26) représenté la corrélation entre Rc et HB, nous révèle que la relation $R_c = f(HB)$ est une droite. Et le coefficient de corrélation s'approche au maximum (+1) et ne dépend pas du type de béton.

La figure (5-27) montre que les duretés de béton par rapport la résistance en compression sont des droites parallèles aux axes des abscisses, donc la dureté de Brinell ne dépend pas du type de béton. Les résultats de dureté obtenus sont proches des résultats d'écrasement, ceci est expliqué par La coefficient de corrélation Ci qui s'approchant à l'unité.

5.5.5.5. Corrélation entre Rc et HV:

La dureté Vickers a été conçue dans les années 1920 par les ingénieurs de la société Vickers en Angleterre. Elle est caractérisée par l'empreinte faite par un identeur sous une charge donnée durant 15 secondes. L'indenteur est formé d'une pyramide en diamant à base carrée dont les faces opposées font un angle de 136°. La charge appliquée est comprise entre

1 et 120 kgf. Le côté de l'empreinte est de l'ordre de 0,5 mm, la mesure s'effectuant à l'aide d'un microscope.

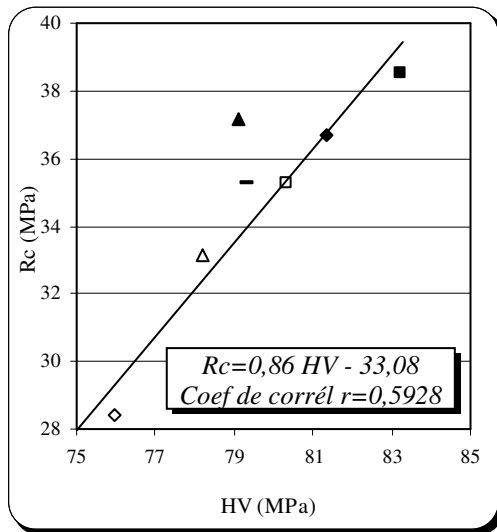


Figure (5.28): Variation de la R_c en fonction du HV

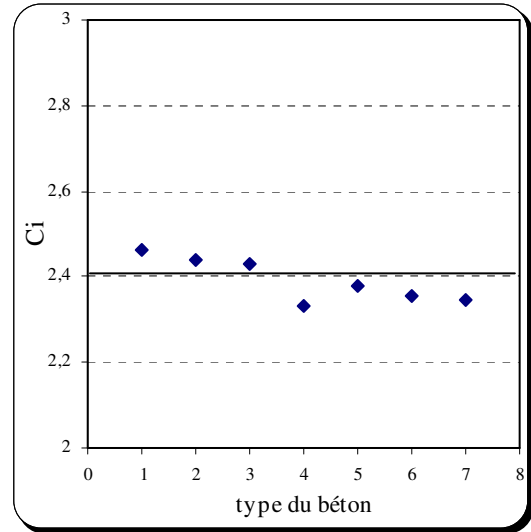


Figure (5.29): Variation de la C_i (HV/ R_c) en fonction du type du béton

La figure (5.28) schématisé la corrélation entre R_c et HV. D'après la figure, on constate que la relation entre R_c et HV est une droite.

Le coefficient de corrélation est égale à 0.5928 est éloigné de la valeur maximale (+1). Ceci est expliqué par la dispersion des points. Cette dernière est bien claire, dans la figure (5.29).

D'après la figure (5-29) la pente es constante (presque est égale à 2.4). ceci montre que les résultats de dureté Vickers ne dépend pas de type de béton.

5.5.4.6. Corrélation entre R_c et HR:

Les essais de dureté Rockwell sont des essais de pénétration. Il existe en fait plusieurs types de pénétrateurs qui sont constitués d'un cône en diamant ou d'une bille en acier trempé polie. Pour obtenir une valeur de dureté Rockwell, on mesure une pénétration rémanente du pénétrateur sur lequel on applique une faible charge.

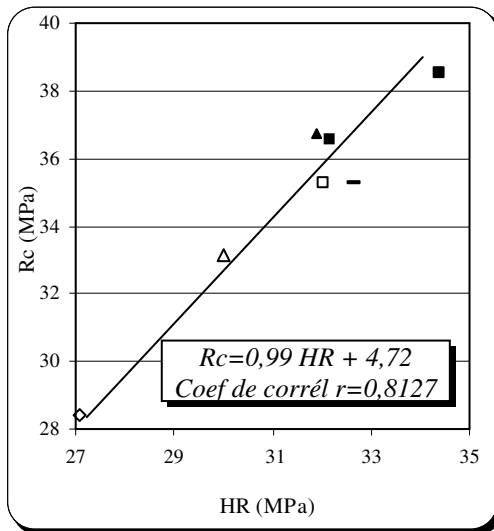


Figure (5.30): Variation de la R_c en fonction du HR

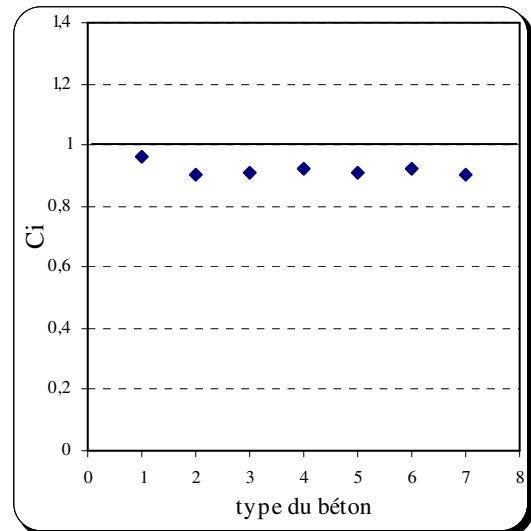


Figure (5.31): Variation de C_i HR/ R_c en fonction du type du béton

La figure (5.30) illustre la corrélation entre R_c et HR, qui, elle aussi est une droite, et ne dépend pas du type de béton. Le rapport HR/ R_c (les pentes C_i) en fonction de type de béton, est représenté par l'intermédiaire de la figure (5.31), où on remarque, qu'il est égale à 0,9.

Le coefficient de corrélation avoisine la valeur maximale confirme la corrélation existante entre la R_c et la HR ne dépend pas du type de béton.

Conclusion générale

Depuis des siècles durant le béton est dit "Roche artificielle", de nombreux chercheurs ont consacré leurs études afin d'optimiser ce matériau pour obtenir une bonne qualité de béton.

Le développement et l'essor technologique ont permis aux essais imposés aux différents matériaux de s'améliorer d'une destruction totale de l'échantillon, vers des essais où on peut mener de multiples essais sur la même éprouvette.

Pour caractériser un béton; des différents types d'essais doivent être utilisés, tels que les essais destructives ou bien les essais non destructives. Dans notre travail les essais destructive (compression) ont été réalisés au niveau des laboratoires de l'université de M'sila. Alors les essais non destructive (Ultrason et le Scléromètre) ont été élaborés au laboratoire du CTC –EST (M'sila). Les essais de dureté (Vickers, Brinell et Rockwell) ont été faits au laboratoire de l'usine BCR (Sétif).

Notre travail consiste à étudier la faisabilité d'appliquer les essais de dureté (généralement utilisés pour caractériser les métaux) pour caractériser un béton et d'élaborer des corrélations entre les essais destructives et non destructives connus dans le domaine de génie civil et les essais de dureté connus dans le domaine de mécanique.

Pour arriver à ce but, des essais de dureté (ultrason; scléromètre, Brinell, Vickers et Rockwell) ont été réalisés sur des éprouvettes de béton, mortier et pâte de ciment durcie. D'autres essais ont été réalisés sur la roche mère comme le gravier représente la partie la plus dure dans le béton et la plus importante dans la détermination finale de la résistance de béton; ce travail a été élaboré en jouant sur deux paramètres: fraction des graviers et le rapport G/S.

Les résultats obtenus et les constatations observées nous conduisent à dire que.

1. Les résultats obtenus à partir de la mesure de dureté de brinell et de Rockwell sont plus proches aux résultats de la compression par écrasement. Ceci peut être expliqué par le fait que le coefficient de corrélation se rapproche de 1. Alors que les résultats obtenus d'après la dureté de Vickers se divergent avec ceux qui ont obtenus par l'essai d'écrasement. Le coefficient de corrélation dans ce cas est 2,3 à 2,5.
2. Cette étude montre que la dureté des éprouvettes élaborées à partir de la roche mère est plus grande que celle du mortier; du béton et de la pâte de ciment durcie.

3. La dureté du béton augmente avec l'augmentation du rapport G/S.
4. Avoir une dureté comme celle de la roche est loin d'être faisable. Les essais réalisés classent la roche en premier, au point de vue de dureté avec des valeurs de (51.05 pour HB, 111 pour HV et 43.63 pour HR). le béton avec des duretés (37.89 pour HB, 83.23 pour HV et 33.38 pour HR), le mortier puis la pâte de ciment.
5. Le coefficient de variation de dureté (Vickers, Brinell et Rockwell) se manifeste de la même façon de celui de la résistance à de béton à l'écrasement.
6. La dureté de béton peut être calculée numériquement à partir de la dureté de gravier et de mortier en appliquant la formule empirique:

$$R_m = \frac{(R_1 \times V_1) + (R_2 \times V_2) + + (R_i + V_i) + + (R_n + V_n)}{\sum_1^n V_i}$$

7. Le coefficient de corrélation entre Rc et Rs est égale à l'unité ce qui veut dire que l'essai sclérométrique est un indicateur pour l'essai d'écrasement.
8. Le coefficient de corrélation entre Ru et Rc est lui aussi égale a l'unité, donc la formule de " Galan" est faisable pour calculé la résistance à partir de vitesse des ondes.
9. Les coefficients de corrélation entre Rc et HB, HV, HR ne dépend pas de type de béton. Ce qui monte que les essais de la dureté est généralement faisable d'être utilisé avec précaution dans la détermination de la résistance de béton.
10. Les essais de la dureté se rapprochent de la réalité avec une bonne granularité de béton.
11. La surface de chargement joue un rôle important dans l'étude de la faisabilité d'utiliser la dureté comme un moyen pour caractériser un béton.

Bibliographie

- [1]- **Gunning .J.G " concret technology : level 4 " Longman technician series ; const & civil eng , england p 293**
- [2]- **Gartner, E. M. et J. M. Gaidis (1989).** Hydration mechanisms,. In Materials sciences of concrete, pp. 95–125.)
Scrivener, K. (1989). The microstructure of concrete. In Materials science of concrete, pp. 127–161.).
- [3]- **Bernard, O. (2000).** Comportement à long terme d'éléments de structures formés de bétons d'âges différents. Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, Swiss confederation)
Soroka, I. (1993). Concrete in hot environnements. E & FN SPON. tiré de Bernard (2000)).
- [4]- **Regourd, M. et E. Gautier (1980).** Comportement des ciments soumis au durcissement accéléré. Annales de l'ITBTP série béton, 83–96. ; Neville, A. M. (1996). Properties of concrete (4th ed.). John Wiley & Sons, Inc.). Verbeck, G. J. et R. A. Helmuth (1968). Structures and physical properties of cement paste. In Proceeding of 5th international symposium on the chemistry of cement, vol., pp. 1–32. Tokyo. tiré de Neville (1996).
- [5]- **Powers, T. C. et T. L. Brownyard (1946-1947).** Studies of the physical properties of hardened
Feldman, R. F. et P. J. Sereda (1968). A model for hydrated portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties. Materials and structures 6, 509–519.
- [6]- **Guénod-Delahaie, I. (1996).** Contribution à l'analyse physique et à la modélisation du fluage propre. Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris, France)
- [7]- **Faucon, P., J. M. Delaye, J. Virlet, J. F. Jacquinot, et F. Adenot (1997).** Study of the structural
Properties of C – S – H (I) by molecular dynamics simulation. Cement and concrete research 27 (10).
- [8]- **Bazant, Z. P. et L. J. Najjar (1972).** Non-linear water diffusion in non-saturated concrete. Materials and structures 5 (25
- [9]- **Powers, T. C. (1965).** Mechanisms of shrinkage and reversible creep of hardened cement paste. In Cement et concrete association (Eds.), The structure of concrete and its behaviour under load, pp. 319–344. London. tiré de Guénod-Delahaie (1996))
- [10]- **Ollivier, J. P. (1981).** Contribution à l'étude de l'hydratation de la pâte de ciment portland au voisinage des granulats. Thèse de doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, France.Maso, J. C. (1982). Le béton hydraulique, Chapitre : La liaison pâte - granulats, pp. 247–259.Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées.
- [11]- **BEDDAR, M, S, SAFER** “ Intérêt des chercheurs de l'université de M'sila au produit – Ciment ACC.” Rapport présenté à la direction d'ACC
- [12]- **SWAMY, R.N** “ Fibre reinforcement of Cement and Concrete.”. Journal. Matériaux et Construction, n° 45, p.p 235-254, mai –juin 1975.
- [13]- **ACI COMMITTEE.,**" State of the art report on fibre reinforced concrete", Journal. American.Concrete Institute., March-April 1984, pp.140-146.
- [14]- **STOCK A.F et al** “ The effect of aggregate concentration upon the strength and modulus of Elasticity of Concrete”, Magazine of Concrete Research, Vol.31, 109, pp. 225-234.
- [15]- **WALKER, S. BLOEM, A** “ Effect of aggregate size on properties of concrete.” Journalof ACI, Septembre,1960.
FRNCOIS, L. ALBERT, B. “ L'influence du granulat sur la résistance à la compression des granulats.”, Bulletin des laboratoires PC, 219, Janvier-février1999,réf 4246, pp 41-52.
AITCIN, P.C., MEHTA, P. K “Effect of coarse-Aggregate Characteristics on

mechanical properties of high strength concrete.”, ACI materials, march-April 1990

- [16]- **BEDDAR, M , SAFER, S** “ Performance des cures du béton en climat chaud .” 1^{er} séminaire sur les technologie du béton, 18-19 sept 2004, Hilton –Alger , p.p 121-133
- [17]- **HAJERSI, F. KETTAL, S,** “ Etude statistique sur le contrôle de la qualité du béton dans la région de M’sila ”. P.F.E, Juin 1996, Université de M’sila , Dépt de G C.
BISKER, A. BOUDIAF, M “ Etude sur la qualité de béton dans la wilaya de M’sila ” P.F.E, Juin 2000, Université de M’sila , Dept de génie Civil.
- [18]- **Kupfer H.B., Gerstle K.H. (1973)**, Behavior of concrete under biaxial stresses, Journal of Engineering Mechanics ASCE, 99, p. 853-866.
- [19]- **Gopalaratnam V.S., Shah S.P. (1985)**, Softening response of plain concrete in direct tension, ACI Journal, 82(27), p. 310-323.
- [20]- **CASALINO G. , Ghorbel E., Pappalettere C.** « Parametric analysis of the indentation needed to a fixator for the correction of human rachis », International Conf. On Material Eng. , Gallipoli - Lecce, pp. 217-226, 4-7 September 1996.
- [21]- **F. Tancreta , F. F. O sterstockb , Indentation des milieux poreux :** phénomènes et application aux matériaux fragiles, Colloque SF2M Section -Ouest : Surfaces et Interfaces, indentation, rayage et abrasion, Angers, 16 et 17 mars 2005
- [22]- **Giannakopoulos A.E. et Suresh S.,** "Determination of elastoplastic properties by instrumented sharp indentation", Scripta Materiala, 40(10), p. 1191, 1999.
- [23]- **Follansbee P. S., Sinclair G. B.,** "Quasi-Static Normal Indentation of an Elasto-Plastic Half-Space by a Rigid Sphere, Part I: Analysis", Int. J. Solids Structures, Vol. 20, N°1, pp. 81-91, 1984.
- [24]- **Kral E. R., Komvopoulos K., Bogy D. B.,** "Elastic-Plastic Finite Element Analysis of Repeated Indentation of a Half-Space by a Rigid Sphere", ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 60, pp. 829-841, 1993.
- [25]- **Kral E. R., Komvopoulos K., Bogy D. B.,** "Finite Element Analysis of Repeated Indentation of an Elastic-Plastic Layered Medium by a Rigid Sphere" Part I : Surface results", Transactions of the ASME, Vol. 62, March 1995.
- [26]- **C .Barlier, L.Girardin,** Matériaux et usinage,Casteilla- 25, Rue Monge-75005, paris,1999
- [27]- **D. Tabor,** The Hardness of Metals, Clarendon Press Oxford, 1951.
- [28]- **P.Lavel, E.Felder,** Caractérisation de l’adhérence des revêtements par indentation normale,Matériaux et techniques n° :1-2- 1993
- [29]- **Souheng Wu,** « Polymer interface and adhesion », Marcel Dekker (1982).
- [30]- **A.V. Pocius,** « Adhesion and Adhesives Technology », Hanser Publishers (1997).
- [31]- **Giannakopoulos A. E., Larsson. P. L., Vestergaars R.,** "Analysis of Vickers Indentation", Int. J. Solids Structures, Vol. 31, N° 19, pp. 2679-2708, 1994.
- [32]- **P.Ologerais, M.Girtan , L. Avrile , F. Gonzzatti , A. Bouteville ,** Thermal profile evaluation of a silicon wafer in a rapid thermal chemical vapor deposition apparatus , Colloque SF2M Section-Ouest : Surfaces et Interfaces, indentation, rayage et abrasion, Angers, 16 et 17 mars 2005
- [33]- **Loubet J.L.,Georges J.M., Marchesini O., Meille G.,** "Vickers Indentation Curves of Magnesium Oxide (MgO)", Journal of tribology, 106, p. 43, 1984.
- [34]- **Gubicza J., Juhasz A. et Voros G.,** "Determination of the hardness and elastic modulus from continuous Vickers indentation testing", Journal of materials science., 31(12), p. 3109, 1996.
- [35]- **Zitouni, S "** nfluence des caractéristiques des graviers sur la qualité du béton " Magister, Département de G.Civil, Université de M'sila, Mars, 1995, p 11.I