

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de Master en Génie Civil

Spécialité : Structures et Matériaux

**LES ESSAIS NON DESTRUCTIFS SUR LES
BETONS AUTOPLAÇANTS**

Présenté par:

HAMIDACHE M^{ed} Seddik

MERZOUG Ayoub

Encadré par :

Professeur S. KENAI

Blida, Octobre 2013



REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier en premier, DIEU "Allah" Miséricordieux qui nous a donné la force et la volonté d'achever ce modeste travail.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude et nos remerciements à Monsieur KENAI Said, Professeur à l'Université Saad Dahlab de Blida, directeur de ce mémoire pour son encadrement précieux tout au long de notre maîtrise, ainsi que pour ses qualités scientifiques et humaines.

Nous remercions sincèrement les membres du jury: BOUIKNI A. et FERDJANI I. docteurs à l'Université Saad Dahlab de Blida, d'avoir accepté d'évaluer notre mémoire.

Nous remercions tous les enseignants et toute l'équipe pédagogique de l'université Saad Dahlab de Blida

Nous adressons nos remerciements au technicien du laboratoire de génie civil, Abdelkader pour son aide durant le travail expérimental, ainsi qu'à nos collègues du laboratoire: L. Chekirine, W. Yahia Aissa, Y. Guettaf, W. Yahiaoui et O. Kouider Djeloul et aussi notre amis H. El-haouari.

Nous tenons aussi à remercier nos familles, nos amis et nos collègues qui ont pris une dimension toute particulière entrecoupant le travail, de moments de détente, de rigolade et de fête tous aussi inoubliables que revitalisant.

ملخص

الخرسانة ذاتية الرص هي خرسانة خاصة، مانعة جدا يتم إعدادها تحت تأثير الجاذبية فقط، وذلك دون أي اهتزاز داخلي أو خارجي.

تقدر نوعية الخرسانة ذاتية الرص في الحالة الصلبة عن طريق مقاومة الضغط المقاسة بالاختبارات المتلفة أو غير المتلفة. توجد ارتباطات متاحة بين الاختبارات غير المتلفة ومقاومة الضغط بالنسبة للخرسانة العادية.

القليل من الدراسات أجريت من أجل اقتراح ارتباطات للخرسانة ذاتية الرص. البحث المقدم في هذه الأطروحة يركز على الارتباطات بين الاختبارات غير المتلفة والاختبارات المتلفة المطبقة على الخرسانة ذاتية الرص المشكلة من مجموعة من المكونات المنتجة محليا.

تم إنتاج خرسانة مختلفة في المختبر من خلال تغيير معيارين (محتوى البوزلان وسن الخرسانة). تم اقتراح ارتباطات بين مقاومة الضغط ومؤشر الارتداد، وقياس السرعة فوقاً لصوتية، والتحقق من صحتها.

كلمات البحث: الخرسانة ذاتية الرص ، قوة الضغط ، الاختبارات غير المتلفة، مطرقة الارتداد، الموجات فوق الصوتية، مؤشر الارتداد ، سرعة الموجات فوق الصوتية، الارتباط ، البوزلان.

Résumé

Les bétons autoplaçants (BAP) sont des bétons spéciaux, très fluides qui se mettent en place sous le seul effet de la gravité, sans apport de vibrations interne ou externe.

La qualité des BAP à l'état durci est appréciée par sa résistance à la compression mesurée par des essais destructifs ou non destructifs (NDT). Des corrélations entre les essais NDT et la résistance à la compression sont disponibles pour les bétons ordinaires.

Cependant, peu d'études ont été réalisées pour proposer des corrélations pour les BAP.

L'objectif de ce mémoire est d'établir des corrélations entre les essais non destructifs au scléromètre, à l'ultrason et la résistance à la compression, d'un BAP confectionné à partir des matériaux locaux.

Différents bétons ont été fabriqués au laboratoire en faisant varier deux paramètres (teneur en pouzzolane et l'âge). Des corrélations entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement, la vitesse ultrasonique ont été proposées et validées.

Mots-clés : Béton autoplaçant, BAP, Résistance à la compression, Essais non destructifs, Scléromètre, Ultrason, Indice de rebondissement, vitesse ultrasonique, corrélation, pouzzolane.

Abstract

Self-compacting concrete (SCC) are special concrete, very fluid which set up under the sole effect of gravity, without any internal or external vibration.

The quality of SCC in the hardened state is appreciated by its compressive strength measured by destructive or non -destructive testing (NDT).

Correlations between NDT tests and compressive strength are available for ordinary concrete.

It lay, may studies have been performed to provide correlations for the SCC. The objective of this paper is to establish correlations between non-destructive testing using rebound hammer and pulse velocity with compressive strength of a SCC crafted from local materials.

Different concrete were made in the laboratory by varying two parameters (pozzolan content and age). Correlations between the compressive strength and rebound number, the ultrasonic velocity have been proposed and validated.

Keywords: Self-Consolidating Concrete, SCC, Compressive strength, NDT, rebound hammer, pulse velocity, rebound number, , correlation, pozzolan.

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est le matériau le plus utilisé dans les constructions à travers le monde. La nécessité d'un contrôle régulier de sa qualité est impérative.

L'une des caractéristiques les plus importantes de ce matériau est sa grande résistance à la compression. Cette dernière est influencée par plusieurs facteurs dont les plus importants sont : la qualité des constituants, leurs dosages, le rapport (E/C), la mise en œuvre et la vibration.

La vibration du béton est une opération coûteuse, d'où l'idée du développement d'un béton plus fluide appelé béton auto-plaçant ou BAP ne nécessitant pas de vibration lors de sa mise en œuvre, lancée en premier lieu par des chercheurs japonais (l'université de Tokyo en 1980).

Les bétons autoplaçants sont des bétons très spéciaux, ils sont très fluides, très déformables, homogènes et stables. Ils se mettent en place par l'unique effet de la gravité, sans l'utilisation de moyens de vibration et épousent parfaitement les formes de coffrages les plus complexes.

Les résistances mécaniques d'un BAP comme pour la plupart des bétons sont directement liées à la qualité du squelette granulaire, au rapport eau efficace sur ciment, et de la composition du liant. L'optimisation de ces paramètres permet d'obtenir une large gamme de résistances jusqu'à des BAP à hautes performances 80 à 100 MPa au 28ème jour.

Dans l'état actuel, la méthode la plus utilisée pour contrôler la résistance de ce béton, consiste à faire des essais destructifs et non-destructifs.

Plusieurs modèles de corrélation empirique reliant les résistances du béton ordinaire et les mesures non-destructives correspondantes ont été proposés par différents chercheurs. Ces modèles sont uniquement appropriés aux bétons ordinaires. Cependant, l'utilisation de ces modèles pour estimer la résistance des bétons autoplaçants donne lieu souvent à des résultats contradictoires lors de leur comparaison avec ceux observés par les essais sur béton ordinaire. Ceci montre clairement la nécessité de développer des corrélations spécifiques aux bétons autoplaçants.

La seule référence qu'on a pu trouver dans la littérature sur l'estimation de la résistance à la compression des BAP est récente et date de juillet 2013 [1].

But de travail

L'objectif principal de ce travail consiste à élaborer des corrélations reliant des essais non destructifs par Ultrason et Scléromètre et des essais destructifs par l'écrasement des éprouvettes en BAP fabriquées au laboratoire. On a mis en évidence, l'influence de quelques paramètres de

formulation du BAP sur les différentes corrélations proposées. Une comparaison entre les corrélations proposées des BAP et celle des bétons ordinaires sera réalisée ainsi que l'étude de l'influence d'ajouts sur les résultats des essais NDT appliquée sur un BAP.

Plan du travail

Notre plan de travail comporte une introduction générale suivie de trois chapitres.

Le premier chapitre présente une revue bibliographique effectuée afin d'acquérir des connaissances approfondies sur la qualité de béton, les bétons auto-plaçant et les essais NDT, en plus l'état d'art sur les corrélations développées par d'autres chercheurs sur les bétons ordinaires et les BAP.

On s'intéresse dans **le second chapitre** à la partie expérimentale expliquant la nature des matériaux utilisés ainsi que le déroulement des essais effectués à l'état frais et à l'état durci.

La présentation et l'analyse des résultats obtenus sont abordées dans **le troisième chapitre**

Enfin, une conclusion qui résume l'ensemble des aspects de ce travail termine ce mémoire avec des recommandations en guise de perspectives.

Recommandations

Les travaux dans le cadre de ce mémoire ont été limités à l'étude de l'effet de la PZN sur l'ouvrabilité du BAP et d'élaborer des corrélations entre les essais non-destructif et les essais destructifs sur ce béton. Par conséquent, nous recommandons, pour les futurs travaux, ce qui suit :

- Pouvoir élaborer d'autres corrélations sur ce nouveau type de béton avec une variation d'autres paramètres (E/C, type de ciment, mode de conservation, forme des spécimens)
- L'élaboration des corrélations entre les mesures non destructives déterminées sur des éléments prototypes (poteaux, poutres, dalles,...) en béton autoplaçant préparés au laboratoire, et la résistance à la compression par écrasement des carottes extraites à partir de ces éléments afin de rapprocher à la résistance réelle du béton autoplaçant in situ.
- Elaboration des corrélations entre les essais NDT et les essais destructifs sur des bétons autoplaçants en utilisant plusieurs méthodes de formulation.
- Réaliser des essais NDT sur un BAP à base d'autres additions minérales telles que le laitier, les fines calcaires ou un mélange d'additions.

Liste des tableaux

Page

Tableau 1.1 : Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de la granularité	09
Tableau 1.2 : Différents modèles de scléromètre	16
Tableau 1.3 : Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et l'indice de rebondissement I	21
Tableau 1.4 : Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion	22
Tableau 1.5 : Effet de dimension des éprouvettes sur la transmission de l'impulsion	29
Tableau 1.6 : Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température	31
Tableau 1.7 : Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance la compression R (MPa) et la vitesse ultrasonique V	32
Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques et mécaniques du ciment CEM II/B 42,5	36
Tableau 2.2 : Propriétés physiques des sables	37
Tableau 2.3 : Caractéristiques des graviers	37
Tableau 2.4 : Caractéristiques du MEDAFLOW 3	39
Tableau 3.1 : Résultats des essais effectués à l'état frais	55
Tableau 3.2 : Résultats des essais destructifs et non destructifs sur les spécimens des deux bétons auto-plaçant conservés à l'air libre	59
Tableau 3.3 : Corrélations Résistance à la compression – vitesse ultrasonique pour les différents âges du béton	61
Tableau 3.4 : Corrélations Résistance à la compression – vitesse ultrasonique pour les deux bétons (avec et sans ajout)	64
Tableau 3.5 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservé à l'air libre	66
Tableau 3.6 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les différents âges de béton	69
Tableau 3.7 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les deux bétons (avec et sans ajout)	72
Tableau 3.8 : Corrélations résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservé à l'air libre	74

Tables des matières

	Page
Introduction Générale	01
 Chapitre I : Revue Bibliographique	
I.1 Généralités	03
I.2 Résistance à la compression	03
I.3 Facteurs influençant l'évolution de la résistance à la compression des bétons....	04
I.3.1 Qualité du ciment	04
I.3.2 Qualité des granulats	05
I.3.3 Qualité de l'eau de gâchage.....	06
I.3.4 Utilisation des adjuvants.....	07
I.3.5 Dosage en ciment et en eau (rapport E/C).....	07
I.3.6 Additions minérales.....	08
I.3.7 Granularité.....	08
I.3.8 Malaxage du béton.....	09
I.3.9 Température et hygrométrie de l'environnement.....	10
I.3.10 Âge du béton.....	10
I.4 Contrôle de la résistance à la compression des bétons.....	11
I.5 Essais destructifs.....	12
I.5.1 Eprouvette d'information.....	12
I.5.2 Carottage.....	12
I.6 Essais non destructifs.....	13
I.6.1 Utilité et avantages des essais non destructifs.....	13
I.6.2 Limite des essais non destructifs.....	13
I.6.3 Différents essais non destructifs.....	14
I.6.3.1 Inspection visuelle.....	14
I.6.3.2 Mesure de la résistance à la pénétration	14
I.6.3.3 Essai d'arrachement (Pull-Out/Off test).....	14
I.6.3.4 Méthode radioactive.....	14
I.6.3.5 Méthode radar.....	15
I.6.3.6 Scléromètre et Ultrason.....	15
I.6.4 Essai sclérométrique.....	15
I.6.4.1 Principe	15

I.6.4.2	Appareillage.....	15
I.6.4.3	Procédé de mesure	17
I.6.4.4	Facteurs influençant et l'indice de rebondissement	17
I.6.4.5	Avantages et limites	20
I.6.4.6	Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement	21
I.6.5	Essai ultrasonique.....	22
I.6.5.1	Principe.....	22
I.6.5.2	Appareillage.....	23
I.6.5.3	Procédé de mesure	23
I.6.5.4	Facteurs influençant et vitesse ultrasonique.....	25
I.6.5.5	Avantages et limites.....	31
I.6.5.6	Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique.....	31
I.6.6	Méthode combinée des essais non destructifs.....	32
I.6.7	Corrélation combinée entre « la vitesse du son et l'indice de rebondissement » Avec la résistance à la compression (BASHAR S. MOHAMMED 2010).....	33
I.6.8	Estimation de la résistance à la compression pour un béton auto-plaçant	34
I.7	Conclusion.....	35

Chapitre II : Matériaux et Essais

II.1.	Introduction	36
II.2.	Caractérisation des matériaux utilisés	36
II.2.1	Ciment	36
II.2.2	Sable	36
II.2.3	Gravier	37
II.2.4	Eau de gâchage	38
II.2.5	Adjuvant (Superplastifiant)	38
II.2.6	Ajout minérale (Pouzzolane naturelle)	39
II.3	Matériels utilisés	41
II.4	Déroulement des essais	43
II.4.1	Formulation et procédure de malaxage	43
II.4.2	Essais sur béton à l'état frais	44
II.4.2.1	Essai d'étalement (Cône d'Abrams)	45
II.4.2.2	Essai d'écoulement en milieu confiné	46
II.4.2.3	Essai de la stabilité au tamis	47
II.4.3	Fabrication et conservation des éprouvettes	47

Liste des figures

Page

Figure 1.1 : Evolution de la résistance à la compression du béton en fonction de la finesse du ciment	05
Figure 1.2 : Influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance en compression du béton à 28 jours	06
Figure 1.3 : Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton à 7 jours	08
Figure 1.4 : Influence du rapport G/C sur la résistance à la compression à 7j	09
Figure 1.5 : Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton	11
Figure 1.6 : Essais de compression selon la norme SIA 162	12
Figure 1.7 : Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N	17
Figure 1.8 : Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice de rebondissement et la résistance du béton	20
Figure 1.9 : Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion	23
Figure 1.10 : Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique	24
Figure 1.11 : Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface)	25
Figure 1.12 : Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression)	26
Figure 1.13 : Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion	27
Figure 1.14 : Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression	30
Figure 1.15 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement – vitesse ultrasonique)	33
Figure 1.16 : La relation entre les essais NDT et la résistance à la compression d'un béton contenant des caoutchoucs à 28 jours	34
Figure 1.17 : relation entre la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression pour différents spécimens	35
Figure 2.1 : Courbes granulométriques du sable mélangé, du gravier 3/8 et 8/15	38
Figure 2.2 : Le superplastifiant utilisé	39
Figure 2.3 : Scories de la pouzzolane naturelle utilisée avant et après broyage	40
Figure 2.4 : Broyeur à boulets	40

Figure 2.5 : Appareil du scléromètre utilisé	41
Figure 2.6 : Appareil de l'ultrason utilisé	42
Figure 2.7 : Presse hydraulique	42
Figure 2.8 : Séquence de malaxage du béton autoplaçant	44
Figure 2.9 : Malaxeur de béton	44
Figure 2.10 : essai d'étalement au cône d'Abrams	45
Figure 2.11 : essai d'écoulement	46
Figure 2.12 : Essai au tamis	47
Figure 2.13 : Éprouvettes conservées à l'air libre	48
Figure 2.14 : Pesage des éprouvettes	49
Figure 2.15 : Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive	49
Figure 2.16 : Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau de calibrage	50
Figure 2.17 : Graissage des faces d'éprouvette avec la vaseline	50
Figure 2.18 : Mesure du temps de parcours des ondes ultrasonores	51
Figure 2.19 : Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre	52
Figure 2.20 : Essai d'écrasement à la compression	53
Figure 3.1 : Diamètre de la galette du béton pour les deux bétons	56
Figure 3.2 : Temps d'étalement de la galette du béton pour les deux bétons	56
Figure 3.3 : Rapport H2/H1 pour les deux bétons	57
Figure 3.4 : Temps d'écoulement sur L-BOX pour les deux bétons	58
Figure 3.5 : Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique (Courbe de base)	60
Figure 3.6 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique pour les bétons de 7 jours	61
Figure 3.7 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique pour les bétons de 28 jours	62
Figure 3.8 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique pour les bétons de 56 jours	63
Figure 3.9 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique en fonction de l'âge du béton	63
Figure 3.10 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique en fonction de la teneur en PZN	65
Figure 3.11 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire	67
Figure 3.12 : Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement (courbe de base)	68

Figure 3.13: Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les bétons de 7 jours	69
Figure 3.14 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les bétons de 28 jours	70
Figure 3.15: Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les bétons de 56 jours	71
Figure 3.16: Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement en fonction de l'âge du béton	71
Figure 3.17 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement en fonction de la teneur en PZN	72
Figure 3.18 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'air libre	74

Chapitre 1

Revue Bibliographique

I.1 Généralités

Dans ce chapitre, on présente une revue bibliographique sur la résistance à la compression du béton et les facteurs qui l'influencent. La mesure de la résistance à la compression du béton par des essais destructifs directs ainsi que son estimation par des essais non destructifs sont aussi discutés.

I.2 Résistance à la compression

La qualité du béton est généralement caractérisée par trois paramètres : l'ouvrabilité, la résistance et la durabilité. Le béton résiste plus à la compression qu'à la traction. C'est pourquoi On se base à la résistance à la compression d'un béton, qui évolue progressivement avec le temps pour le béton ordinaire. La résistance à la compression est la caractéristique la plus importante d'un béton durci. C'est sur elle que se basent le calcul et le dimensionnement d'une structure en béton.

La résistance à la compression est mesurée le plus souvent suivant une procédure normalisée à 28 jours par compression axiale d'éprouvettes cylindriques (16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur) ou cubiques conservées sous eau à une température de (20 ± 2) °C ou dans une enceinte où l'humidité relative est supérieure ou égale à 95 %[2].

La résistance à la compression d'un BAP

Le BAP est considéré comme un béton qui peut être placé et compacté sous son propre poids avec un effort peu ou pas de vibrations, et qui est en même temps suffisamment cohérent pour être manipulé sans ségrégation ou des saignements.

Pour cette raison, le béton auto-plaçant a été de plus en plus utilisé dans la construction en béton. Les principales raisons de l'intérêt croissant pour le BAP est en raison de la facilité d'emplacement de ce type de béton dans les zones fortement renforcés qui sont autrement difficiles d'accès, la réduction de l'effort dans l'accomplissement de quelques-unes des tâches de coulée et la réduction significative de la période de construction [3].

Les bétons auto-plaçant ont des résistances en compression équivalentes à celles des bétons ordinaires qui n'excèdent pas 40 MPa, du fait des forts rapports E/C utilisés mais qui restent inférieurs à 0,5.

Ces bétons sont moins visqueux que les bétons ordinaires et plus robustes vis-à-vis de la ségrégation, malgré une plus grande fluidité. Ceci est notamment rendu possible grâce à l'ajout d'agents de viscosité.

Les BAP, employés pour un coulage vertical (voiles) peuvent atteindre des résistances beaucoup plus élevées comme celles des bétons à hautes performances, jusqu'à 80MPa. Cette gamme de résistance plus étendue est obtenue en jouant sur la teneur en eau ou sur la nature des poudres (ciment et additions minérales) qui peuvent être inertes, hydrauliques ou pouzolaniques.

Les résistances mécaniques des BAP et des bétons vibrés sont similaires sous des conditions comparables, mais les BAP montrent des résistances plus élevées pour un même rapport Eau/Ciment. Un béton auto-plaçant avec un rapport E/C similaire, aura généralement une résistance légèrement plus élevée en comparaison à celle du béton ordinaire à cause du manque de vibration donnant une meilleure interface entre les agrégats et la pâte durcie [4].

Généralement, les BAP ont des teneurs élevées en fines pour un but d'obtenir les propriétés rhéologiques nécessaires pour atteindre l'auto-compactage, ce qui se traduit l'existence des mélanges à forte teneur en ciment Portland, et, par conséquent, des valeurs élevées de la résistance initiale et finale, beaucoup plus élevé que ce qui est strictement requis par le projet. Ainsi, les coûts des composants qui constituent un BAP sont supérieurs à celles du béton classique de la même résistance [5].

Vilanova [4], a collecté et analysé une base de données comportant 627 mélanges obtenu à partir 138 références appartenant à des publications entre les années 1997 et 2008. L'analyse montre que la fréquente résistance à la compression de composition différente des proportions d'un BAP est d'environ 50-60 MPa.

I.3 Facteurs influençant l'évolution de la résistance à la compression des bétons

I.3.1 Qualité du ciment

La qualité du ciment a un rôle très important dans la résistance à la compression du béton, sachant que le béton présente une résistance plus ou moins importante en fonction de la classe du ciment utilisée qu'elle est exprimée en MPa. On distingue trois classes de résistance 32,5 ; 42,5 et 52.5 pour un ciment portland. La classe du ciment est un paramètre déterminant pour la résistance du béton car plus elle est élevée plus la résistance du béton l'est [6].

La finesse du ciment influence aussi le développement de la résistance du béton (figure 1.1).

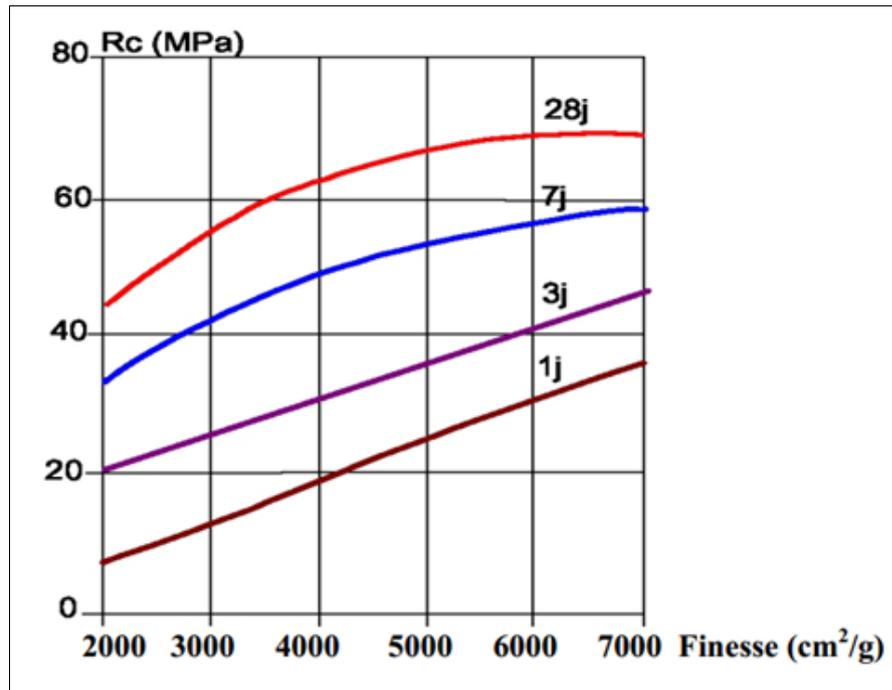


Figure 1.1 : Évolution de la résistance à la compression du béton en fonction de la finesse du ciment [7]

I.3.2 Qualité des granulats

Les granulats jouent un rôle majeur dans la résistance du béton vu qu'ils occupent presque trois quart du volume du béton. Il est donc nécessaire d'employer des granulats de qualité.

Les granulats influencent la résistance à la compression du béton par leur:

- Nature et qualité : le choix des granulats est basé essentiellement d'une part sur la dureté satisfaisante et d'autre part sur l'adhésivité avec la pâte du ciment.
- Forme et texture : les granulats dont la forme ressemble à celle des plats ou d'aiguilles sont à éviter. Les granulats autres que les sable, les plus recommandés sont ceux concassés assez durs, de taille moyenne, de bonne adhérence et de forme la plus cubique possible. La figure 1.2 montre l'effet de la taille maximal des granulats sur la résistance.
- Granularité : La granularité continue, permet d'obtenir des bétons plus plastiques et de bonne ouvrabilité. Par contre, la granularité discontinue présente en général des bétons à maximum de gros éléments et minimum de sable, conduit à des résistances en compression un peu supérieures mais parfois au détriment de l'ouvrabilité.

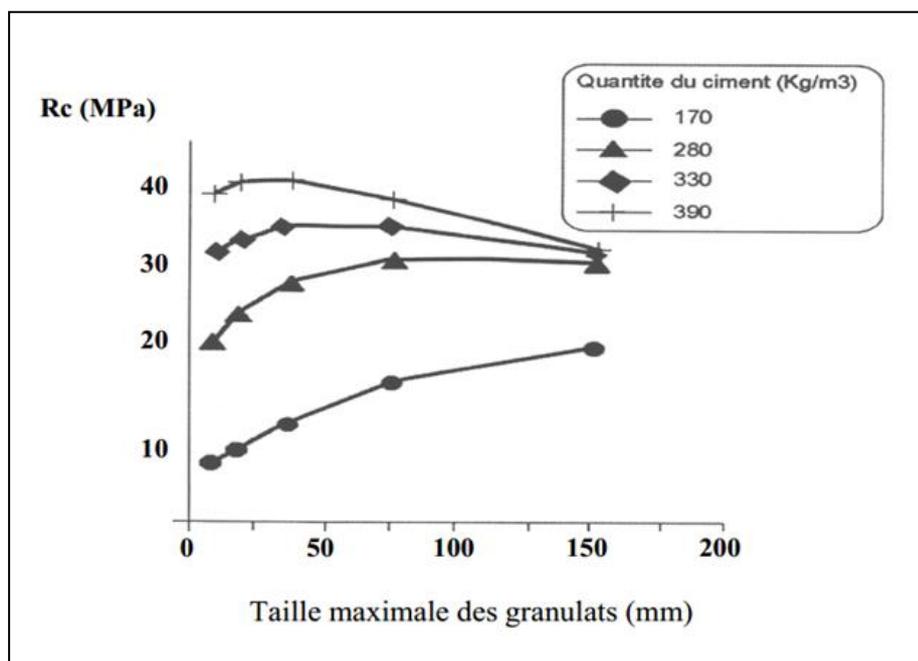


Figure 1.2 : Influence du diamètre maximal des granulats sur la résistance en compression du béton à 28 jours [7]

- Module de finesse du sable : un sable dont le module de finesse est compris entre 2.2 et 2.8 cela signifie qu'il est un bon sable à béton, à l'extérieur de cet intervalle, le sable a une insuffisance ou un excès de fines.
- Propreté : il est nécessaire voir obligatoire d'employer des granulats propres et exempts de toutes matières étrangères.

I.3.3 Qualité de l'eau de gâchage

L'eau étant un facteur indispensable à la prise des liants hydrauliques. Sa qualité doit être telle qu'aucune modification de la structure des matériaux ne soit possible. D'où les effets de la présence des impuretés dans l'eau de gâchage qui influencent la résistance du béton sont: les matières insolubles peuvent être de nature diverses, dans le cas d'argile en suspension dans l'eau. On peut craindre une action sur les caractéristiques mécaniques, de même qu'avec des micro-algues (matières organiques) qui provoque en outre un effet d'entraînement d'air diminuant la compacité. Les chlorures ont une action corrosive sur les armatures. Les sulfates réagissent avec le ciment [6].

I.3.4 Utilisation des adjuvants

Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés dans les bétons à des doses inférieures à 5% du poids de ciment, pour modifier les propriétés du mélange à l'état frais et l'état durci. Un adjuvant a, en général, une fonction principale d'après laquelle il se trouve classé et défini, mais il peut présenter également certaines fonctions secondaires.

- Plastifiant/réducteur d'eau: adjuvant qui, sans modifier la consistance, permet de réduire la teneur en eau d'un béton donné, ou qui, sans modifier la teneur en eau, en augmente l'affaissement / l'étalement, ou qui produit les deux effets à la fois.
- Super plastifiant/haut réducteur d'eau: sans modifier la consistance, permet de réduire fortement la teneur en eau du béton, ou qui, sans modifier la teneur en eau, en augmente considérablement l'affaissement / l'étalement, ou qui produit les deux effets à la fois.
- Entraîneur d'air: adjuvant qui permet d'incorporer pendant le malaxage, une quantité contrôlée de fines bulles d'air uniformément réparties et qui subsistent après durcissement [6].

I.3.5 Dosage en ciment et en eau (rapport E/C)

La résistance d'un béton bien compacté, apparaît comme étant inversement proportionnelle au rapport eau/ciment (Fig. 1.3). La résistance croît avec le dosage pondéral en ciment C, et décroît avec le dosage pondéral en eau. C'est pourquoi le facteur E/C est déterminant pour la résistance du béton. Pour obtenir des résistances à la compression élevées il faut augmenter le dosage en ciment et réduire la teneur en eau [7].

En revanche, les études faites par Boukli et al. [8], ont montré que pour un rapport E/C donné, les résistances à la compression ne semblent pas être affectées par le dosage en ciment (300 kg/m^3 , 350 kg/m^3 et 400 kg/m^3), ceci est valable pour tous les rapports E/C examinés. Dans les conditions de l'étude, un dosage de 300 kg/m^3 reste suffisant et par conséquent économique. Le même résultat a été confirmé par Belouadah [9].

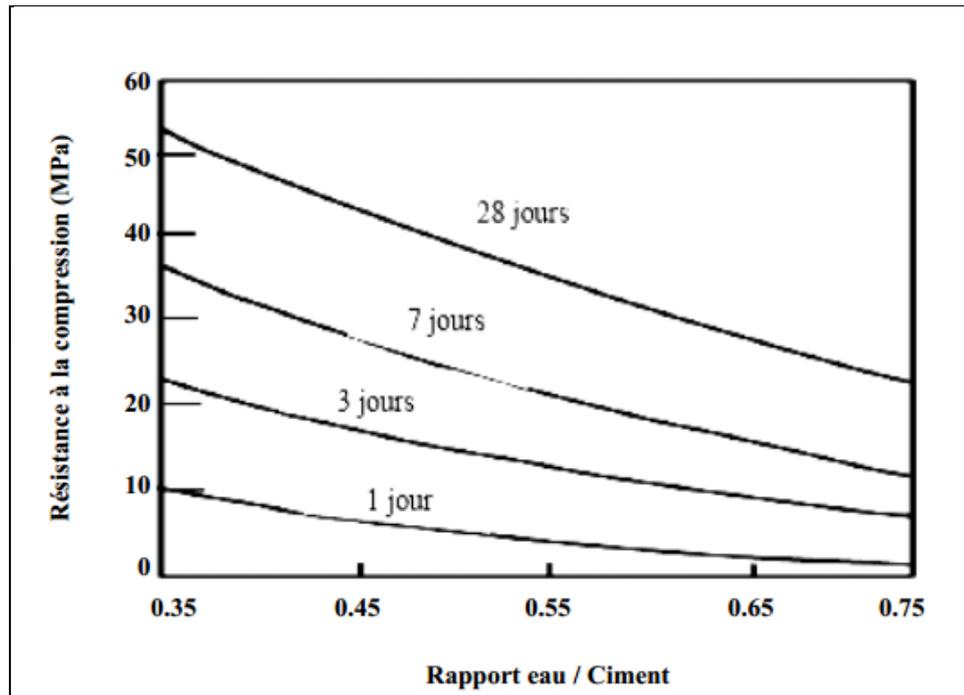


Figure 1.3 : Influence du rapport E/C sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [10]

I.3.6 Additions minérales

En général, l'utilisation d'adjuvants minéraux améliorée de façon significative les propriétés de maniabilité du BAP [5]. Lorsque les propriétés de la pâte durcie du BAP comme la résistance à la compression, la vitesse de l'impulsion ultrasonore et la densité seraient prises en compte, l'utilisation de mélanges de minéraux dans diverses combinaisons peut fournir d'excellentes propriétés mécaniques[5]. L'Incorporation des additions minérales considérablement amélioré la résistance des BAP contre les attaques de sulfate.

I.3.7 Granularité

Rapport granulat / ciment (G/C)

La forte teneur en ciment des bétons, affecte la résistance moyenne ou très élevée, c'est-à-dire dépassant 35 MPa. Il n'y a aucun doute que le rapport granulat/ciment est un facteur de deuxième importance à la résistance, mais pour un rapport eau/ciment constant, il a été montré qu'un béton plus faiblement dosé, était plus résistant. La figure 1.4, montre que pour un rapport E/C constant, un mélange pauvre en ciment conduit à une plus grande résistance [11, 12].

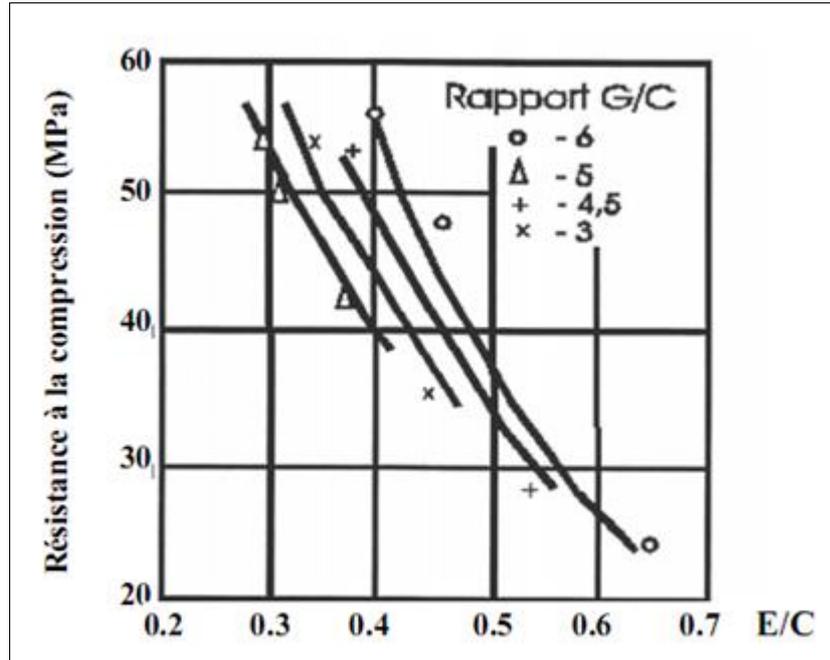


Figure 1.4 : Influence du rapport G/C sur la résistance à la compression à 7j [11]

Rapport gravier / sable (G/S)

La résistance d'un béton dépend de la composition granulométrique du mélange, par conséquent le rapport G/S, a une influence notable. Les appréciations concernant l'influence des proportions relatives de sable et de gravier (rapport G/S) ainsi que la continuité ou discontinuité de la courbe granulométrique sur les différentes qualités des bétons sont résumées dans le tableau 1.1 [13].

Tableau 1.1 : Principales qualités des bétons en fonction de G/S et de la granularité [13].

Désignation	Pour une bonne ouvrabilité	Pour une bonne résistance
Finesse du sable	plutôt fin	plutôt grossier
Rapport G/S	à diminuer	à augmenter
Dosage en eau	à augmenter	à diminuer
Granularité	continué préférable	discontinué légèrement
Dmax	plutôt petite	plutôt forte

I.3.8 Malaxage du béton

Le malaxage du béton permet d'assurer l'homogénéité des différents constituants, il se fait, en général, à l'aide des appareils mécaniques. La durée de malaxage doit être suffisante pour assurer

une bonne homogénéité du mélange, elle varie de 1 à 3 mn suivant le type d'appareil (malaxeur ou bétonnière).

Il faut noter qu'un temps de malaxage trop long, est moins préjudiciable qu'un temps trop court. Il faut également rappeler que la vitesse de rotation des malaxeurs, ne doit pas être trop grande afin d'éviter que sous l'effet de la force centrifuge, se produise un début de ségrégation. Un malaxage correctement étudié, permet d'obtenir un gain de résistance mécanique de l'ordre de 10 % [13].

I.3.9 Température et hygrométrie de l'environnement

Le ciment Portland est un liant hydraulique dont les réactions d'hydratation sont d'autant plus favorisées qu'elles se produisent dans un milieu où l'hygrométrie est maintenue à un niveau élevé. Les réactions d'hydratation sont fortement ralenties en dessous d'une hygrométrie de conservation de 80 %. Il est donc nécessaire de retenir l'eau à l'intérieur du béton à la fois pour favoriser l'hydratation, mais aussi pour éviter des contraintes de dessiccation risquant de générer des fissures, ce qui démontre à nouveau l'intérêt de la cure. Cette protection est surtout efficace durant les premiers jours d'hydratation [35].

I.3.10 Âge du béton

Le durcissement du béton est fonction de l'hydratation du ciment qui est une caractéristique évolutive dans le temps et comme le durcissement du béton s'accompagne par une augmentation des résistances mécaniques de ce dernier, on peut dire que la résistance mécanique du béton est en évolution régulière en fonction de l'âge (figure 1.5). La résistance mécanique d'un béton peut atteindre 40 à 60 % de sa résistance finale au bout d'un jour de prise et de 80% au bout de 28 jours [15].

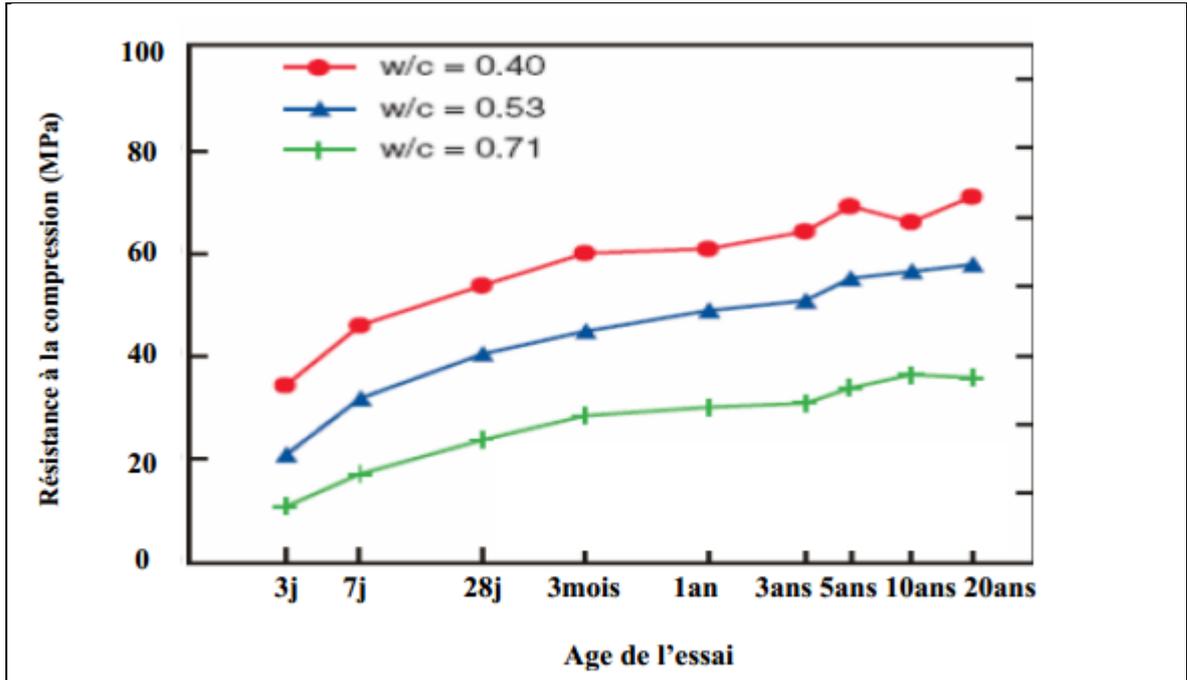


Figure 1.5 : Influence de l'âge sur l'évolution de la résistance à la compression du béton [14]

I.4 Contrôle de la résistance à la compression des bétons

Les propriétés de résistance du béton peuvent normalement être obtenues en testant des échantillons carottés de la structure réelle ou des échantillons fabriqués sur site ou dans un laboratoire. Cette technique, cependant, est destructive. Par conséquent, un certain nombre d'essais non destructifs ont été conçus et mis au point au cours des années afin d'évaluer la qualité du béton dans les structures. Deux de ces essais sont la vitesse ultrasonore, et l'essai sclérométrique utilisant le marteau de rebond. Depuis de nombreuses années, des études ont tenté de corréler entre les essais NDT et la résistance à la compression du béton durci [16-17].

Deux grandes familles d'essais sont envisageables :

- Lors des essais destructifs, la résistance à la compression peut être mesurée en laboratoire sur des éprouvettes généralement cylindriques de diamètre 16 cm, hauteur 32 cm; confectionnées avec le béton destiné à l'ouvrage à contrôler.
- Les essais non destructifs au scléromètre ou à l'ultrason.

I.5 Essais destructifs

I.5.1 Epreuve d'information

C'est la méthode la plus utilisée pour mesurer la résistance au jeune âge du béton dans l'ouvrage consiste à réaliser des éprouvettes d'information conservées dans des conditions voisines de celles de l'ouvrage et à les écraser en laboratoire aux différents âges pour déterminer leur résistance en compression (figure 1.6).

Les principaux désavantages de cette méthode sont que les résultats ne sont pas obtenus immédiatement et que les éprouvettes ne sont pas vraiment représentatives du béton dans la structure, à cause de la différence des conditions de mise en place, de serrage et de cure, qui sont des facteurs principaux affectant la résistance du béton [18-19].

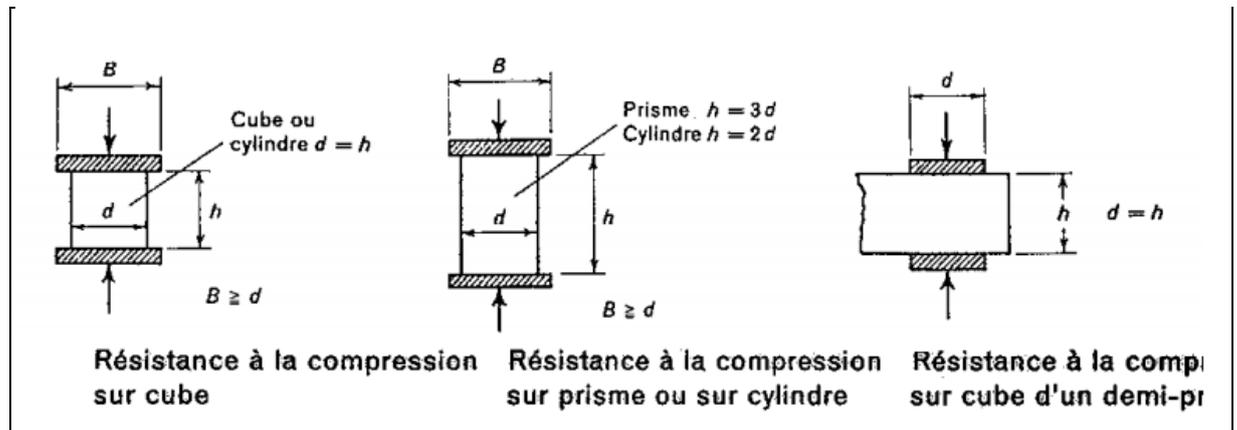


Figure 1.6: Essais de compression selon la norme SIA 162 [10].

I.5.2 Carottage

L'objectif de cet essai est de déterminer les caractéristiques chimiques et mécaniques d'un élément en béton de la structure, en effectuant des essais de compressions sur les carottes prélevées, mais aussi pour mesurer la résistance du béton dans une structure. Un avantage de cette méthode est d'accéder à l'intérieur du matériau et de ne pas être limité à sa surface. Elles permettent alors, de mesurer les gradients que les méthodes non destructives n'offrent pas une résolution suffisante pour cela [20].

Il est à noter que la résistance des carottes lorsqu'on la convertit en résistance de cylindres de dimension normalisée ou de cubes représente au mieux la résistance du béton in situ [11].

Il n'est pas toujours possible de réaliser des prélèvements: soit pour des raisons d'accessibilité, soit pour des raisons de sensibilité de l'ouvrage (une centrale nucléaire par exemple ne doit subir aucun préjudice de dégradation liée à un carottage) [20, 21]. En outre, ce procédé est cher et endommage la structure, pour cette raison on doit limiter le nombre et les endroits de prélèvement où le béton à examiner [19], il est généralement utile de prélever des carottes non seulement dans les parties les plus détériorées mais aussi dans les parties saines.

I.6 Essais non destructifs

Il existe plusieurs méthodes non destructives permettant d'évaluer des différentes caractéristiques du béton (propriétés mécaniques, humidité, perméabilité, absorption, etc.). Ces essais sont excellents pour permettre d'estimer la résistance relative du béton dans les différentes parties d'un même ouvrage. Certaines méthodes non destructives sont basées sur le fait que quelques propriétés physiques du béton peuvent être reliées à la résistance [22]. Ces propriétés physiques comprennent la porosité, la dureté, la résistance à la pénétration des projectiles, la capacité de rebondissement et de transmission des impulsions ultrasoniques et des rayons X et gamma.

I.6.1 Utilité et avantages des essais non destructifs

Les méthodes d'essai non destructives des ouvrages en béton simple, en béton armé ou en béton précontraint sont particulièrement intéressantes tant par suite de la proportion élevée de ces constructions dans l'ensemble des ouvrages, que par suite de l'importance que présente le contrôle de la qualité directement sur la construction [23].

Les avantages de ces essais par rapport aux autres peuvent être résumés dans le caractère non destructif. On peut obtenir des informations dans des domaines inaccessibles aux méthodes classiques, économiser des matériaux, du temps et des outils d'essai, par la possibilité de faire les essais sur le matériau dans l'ouvrage même ou sur une seule éprouvette un nombre pratiquement infini de fois, due à la rapidité de l'exécution de ce type d'essais.

I.6.2 Limite des essais non destructifs

Le principal désavantage des méthodes d'essais non destructives réside dans le fait que dans le stade actuel, elles ne peuvent pas fournir au constructeur des données suffisamment précises pour remplacer totalement les méthodes destructives ou, au moins, dans les principaux domaines d'application. Le rythme auquel elles progressent nous donne cependant la certitude que le moment de leur substitution aux méthodes destructives n'est pas très lointain [11].

I.6.3 Différents essais non destructifs

I.6.3.1 Inspection visuelle

C'est la méthode la plus utilisée grâce à sa facilité et rapidité. Cette méthode est très économique elle nécessite juste un ingénieur expérimenté qui peut établir les causes possibles des dommages d'une structure en béton et par conséquent identifier laquelle des diverses méthodes ND disponibles peut être la plus utile pour toute autre recherche sur le problème [24].

I.6.3.2 Mesure de la résistance à la pénétration

Cet essai a toutefois l'avantage de fournir un moyen rapide de contrôler la qualité et la maturation du béton coulé sur place. Il fournit aussi un moyen d'évaluer le développement de la résistance par la cure. Cet essai est essentiellement non destructif puisqu'il peut être effectué sur place sur le béton des éléments de structure, et qu'il ne nécessite qu'un rebouchage mineur des trous sur les faces qui ont subi l'essai [16]. Le meilleur moyen utilisé pour cette méthode est appelé La sonde de Windsor.

I.6.3.3 Essai d'arrachement (Pull-Out/Off test)

Le Pull-Out test est une méthode qui permet de mesurer la force nécessaire pour arracher une pièce métallique comportant une extrémité élargie, préalablement noyée dans le béton à une profondeur de 7.6 cm. Cette méthode permet d'évaluer la résistance à la compression ou l'adhérence entre deux matériaux. Ces essais d'arrachement ne permettent pas de mesurer la résistance intérieure du béton de masse, ils fournissent des indications sur la maturation et le développement de la résistance dans une partie représentative du béton de masse.

Cette méthode peut toutefois être non destructive si l'application de la force minimale d'arrachement est arrêtée avant la rupture, mais il faut s'assurer qu'une résistance minimale a été atteinte [16].

I.6.3.4 Méthode radioactive

Cette méthode est utilisée pour détecter l'emplacement des armatures, pour mesurer la densité du béton et peut être pour déceler la présence de nids de gravier dans des éléments porteurs. L'équipement est assez simple et les coûts d'utilisation peu élevés quoique le coût de l'équipement de base puisse être élevé. Le béton dont l'épaisseur ne dépassant pas 45 cm peut être examiné sans difficultés [10].

I.6.3.5 Méthode radar

Cette méthode est basée sur l'étude du processus de propagation d'une onde électromagnétique à travers des matériaux possédant des densités variables. Elle est capable de détecter un certain nombre de paramètres dans le béton armé de la structure [17]:

- L'endroit des armatures.
- L'épaisseur de l'enrobage.
- L'endroit des vides.
- L'endroit des fissures.
- La densité in situ.
- La variation du degré d'humidité.

Elle peut être employée pour examiner rapidement de grands secteurs pour localiser les armatures, les vides et les fissures. Les résultats doivent être corrélés avec les résultats d'essai sur des échantillons obtenus. Elle est chère et peu économique même pour examiner des petits secteurs [17,25].

I.6.3.6 Scléromètre et Ultrason

Ces deux essais font l'objet principale de notre étude donc nous allons présenter en détailles dans les deux sections suivantes.

I.6.4 Essai sclérométrique

I.6.4.1 Principe

L'essai est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton durci, il consiste à projeter une masse sur la surface du béton avec une énergie initiale constante. Suite au choc, une partie de l'énergie est absorbée par le béton, l'autre partie provoque le rebondissement d'une masse mobile, qui dépend de la dureté du béton. Plus la distance de rebondissement est grande, plus la surface essayée est dure. Des corrélations empiriques ont été établies entre les propriétés de résistance et l'indice de rebondissement [26].

I.6.4.2 Appareillage

Il existe plusieurs types de scléromètre sur le marché qui se différencient par la valeur de l'énergie d'impact, type de recul et leur destination à l'essai, le tableau suivant montre les différents types de scléromètre existants (tableau 1.2).

Tableau 1.2 : Différents modèles de scléromètre [23] .

Modèle	Type de recul	Energie d'impact (Kgf.m)	Domaine d'utilisation
L	Linéaire	0,075	· Eléments minces en béton ($e < 10$ cm) · Béton à base des granulats légers
M	Linéaire	3,000	Eléments massifs
N	Linéaire	0,225	Bétons usuels
NA	Linéaire	0,225	Contrôle de la qualité du béton sous l'eau
NR	Linéaire	0,225	Identique au modèle N mais avec un dispositif d'enregistrement des mesures
PT	Linéaire	0,090	Contrôle de la qualité des matériaux de très faible résistance ($R_c < 5$ MPa)

Le scléromètre le plus adapté au béton ordinaire est de modèle N. ce marteau dont sa masse approximative est de 1,8 kg convient aux essais au laboratoire comme aux essais sur chantier. La figure 1.6 montre une vue en coupe schématique du scléromètre de modèle N. Cet appareil est composé principalement de la tige de percussion de la masse du marteau et du ressort principal.

La distance de rebondissement est mesurée sur une échelle graduée de 10 à 100. La distance de rebondissement est enregistrée comme un "indice de rebondissement" en fonction de l'angle d'inclinaison de l'appareil par rapport à l'horizontal correspondant à la position du curseur [23].

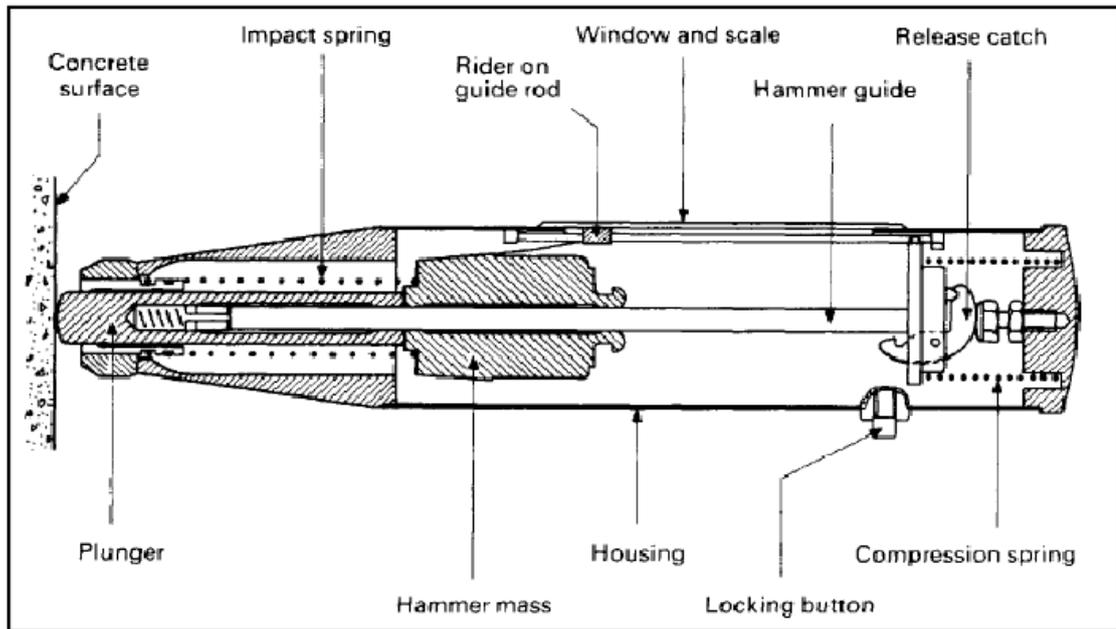


Figure 1.7 : Vue en coupe schématique du marteau de rebondissement de Schmidt type N [10]

I.6.4.3 Procédé de mesure

L'essai de la mesure de la dureté de surface à l'aide d'un scléromètre se déroule selon trois étapes :

1. Vérification du bon fonctionnement de l'appareil.
2. Exécution de l'essai suivant le mode opératoire.

La vérification du bon fonctionnement de l'appareil est effectuée sur une enclume en acier d'une dureté minimale de 52 HRC et d'une masse de 16 ± 1 kg et d'un diamètre d'environ 150 mm

Des mesures seront réalisées sur des parties de l'ouvrage ou sur des spécimens. Chaque point fera l'objet de neuf à douze mesures, l'espacement entre les points de mesures sera d'environ 25 mm et c'est la valeur médiane de ces mesures qu'elle servira de référence pour l'indice sclérométrique [27].

I.6.4.4 Facteurs influençant et l'indice de rebondissement

Les résultats de cet essai dépendent du malaxage de béton, la surface de mesure, la composition du béton et l'âge du béton et le positionnement des armatures dans le béton armé.

A- Uniformité de la surface d'essai

Cette méthode n'est pas appropriée aux surfaces à texture ouverte. Les surfaces supérieures ou étalées par truelle peuvent être plus dures et certainement plus irrégulières que les

surfaces coffrées. Il est préférable d'éviter les surfaces étalées par truelle en raison de la surestimation probable de la résistance à partir des lectures de dureté. L'absorption et l'uniformité de la surface du coffrage auront également un effet considérable. Des spécimens pour corrélation seront normalement coulés dans des moules en acier qui sont lisses et imperméables. Cependant, un coffrage plus absorbant peut produire une surface plus dure, et par conséquent la résistance interne peut être surestimée. Bien que les surfaces coffrées soient préférées pour l'essai in situ, le soin doit être pris pour s'assurer que des corrélations de résistance sont basées sur des surfaces semblables, puisque des erreurs considérables peuvent résulter de cette cause [28].

B- Taille, forme et rigidité du spécimen

Si le béton à examiner ne fait pas partie d'une grande masse, n'importe quel mouvement causé par l'impact du marteau aura comme conséquence une réduction de l'indice de rebondissement. Dans ce cas-là, l'éprouvette à examiner doit être fermement retenue par compression sous une charge initiale approximativement égale à 15% de la charge finale, ainsi que l'élément à tester doit être rigide tenu ou soutenu par une masse lourde [29].

C- Age du béton

Pour des résistances égales, l'indice de rebondissement à 7 jours d'âge est plus élevé que celui à 28 jours. Par conséquent, quand un vieux béton doit être examiné dans une structure, une corrélation directe est nécessaire entre les indices de rebondissement et les résistances à la compression des carottes prélevées de la structure. L'essai de rebondissement ne devrait pas être effectué sur un béton de faible résistance au jeune âge ou quand la résistance du béton est moins de 7 MPa puisque la surface du béton pourrait être endommagée par le marteau [29].

D- Degré d'humidité de la surface du béton

La dureté d'une surface humide du béton est inférieure à celle d'une surface sèche, et par conséquent la résistance de rupture d'une éprouvette cubique humide peut être environ 10% inférieure à celle d'une éprouvette similaire examinée sec. L'essai de rebondissement sur une surface humide peut mener à une sous-estimation de résistance jusqu'à 20%. Il est recommandé que les mesures de rebondissement et les corrélations de résistance devraient normalement être basés sur des conditions de surfaces sèches, et que les spécimens qui sont humides durant leur cure soient séchés dans l'atmosphère de laboratoire pendant 24 heures avant l'essai [29].

E- Nature et qualité des granulats

L'influence du type et du dosage des granulats peut être considérable, puisque la résistance est gouvernée par les caractéristiques de la pâte du ciment et par les granulats. Alors un type particulier de granulats peut également produire une corrélation (indice – résistance) différente selon leur nature et leur provenance. Bien que le même type des granulats soit employé dans le mélange du béton, la courbe de corrélation peut être différente si la provenance des granulats est différente [28].

F- Type de ciment

Les variations de la finesse du ciment Portland sont peu susceptibles d'être significatif, leur influence sur la corrélation de résistance est moins de 10% . Le ciment à dosage élevé en alumine peut avoir une résistance à la compression 100% plus élevée que la résistance estimée en utilisant une courbe de corrélation basée sur le ciment Portland ordinaire. En outre, le béton à ciment super-sulfaté peut avoir une résistance 50% inférieure à celle du ciment de Portland ordinaire [29].

G- Inclinaison de l'appareil

La direction de l'appareil affecte l'indice de rebondissement, dû à l'action de la pesanteur sur la masse du marteau. Alors, l'indice de rebondissement sera différent pour le même béton testé à angle différent, c'est pourquoi on exige des diagrammes séparés de calibrage ou de correction.

L'indice de rebondissement relatif des surfaces supérieures est plus petit que celui des surfaces inférieures d'un même plancher, ainsi que les surfaces inclinées ou verticales donneraient des résultats intermédiaires (figure 1.8) [28].

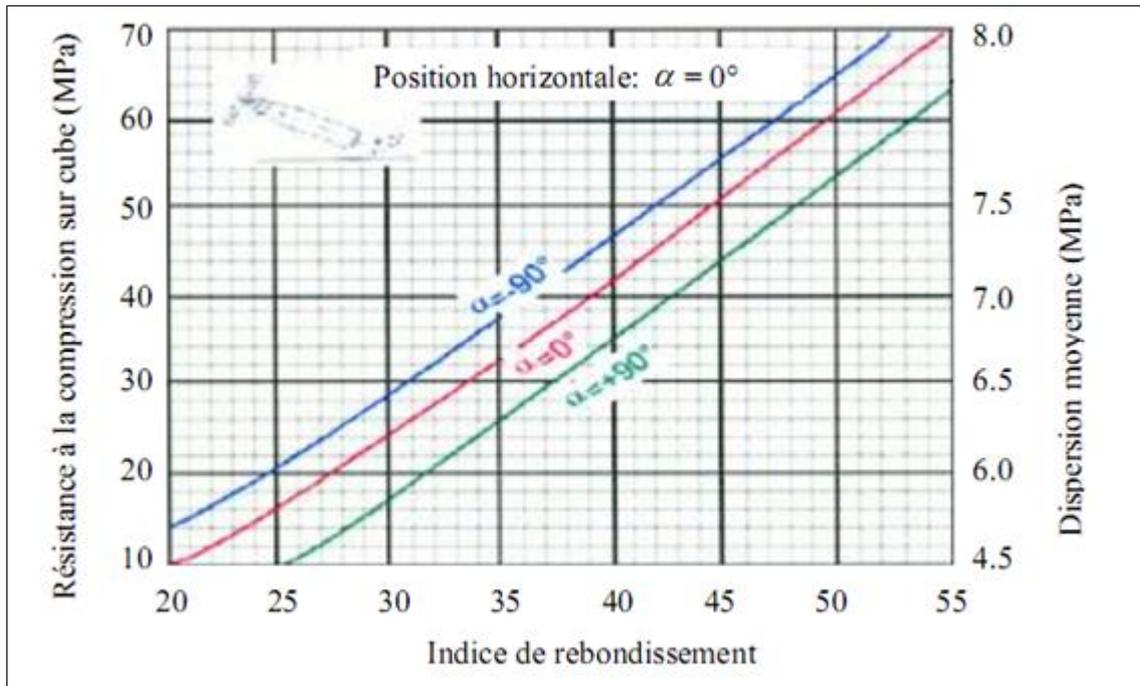


Figure 1.8: Effet de l'inclinaison de l'appareil sur le rapport entre l'indice de rebondissement et la résistance du béton [14]

H- Carbonatation de la surface du béton

La profondeur de carbonatation d'un ancien béton peut atteindre plusieurs millimètres, et dans le cas extrême jusqu'à 20 mm d'épaisseur. Dans ces cas-là les indices de rebondissement peuvent être jusqu'à 50% plus élevés que ceux obtenus sur une surface du béton non carbonaté. Alors, la surestimation de la résistance est de grande importance et par conséquent si une carbonatation significative existe, la couche externe ne sera plus représentative du béton interne d'un élément [28].

I.6.4.5 Avantages et limites

Cette méthode est très simple, rapide et peu coûteuse. Elle permet de déterminer le degré d'homogénéité et estimer le développement de la résistance du béton in situ, ainsi pour détecter le béton détérioré dans une structure. Néanmoins, cet essai ne constitue nullement une mesure de la résistance du béton vu le nombre de paramètres influençant la précision de détermination de cette résistance. Une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées, soumises à un traitement de cure et examinées dans des conditions semblables à ceux desquelles les courbes de corrélation sont établies [16].

I.6.4.6 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement

L'évaluation de la résistance à la compression est habituellement basée sur des corrélations empiriques établies entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement correspondant. Cependant, ce rapport reliant la résistance avec l'indice de rebondissement n'est pas unique, car il est affecté par beaucoup de facteurs, par exemple, type et dosage en granulats et en ciment, rapport E/C, et la teneur en humidité. Les fabricants fournissent généralement avec leurs appareils des courbes de corrélation établies suivant leurs propres systèmes d'essai, lesquels ne sont pas appropriées à tous les types de béton. Par conséquent, l'utilisateur doit développer sa propre corrélation qui est adaptée à sa situation. Alors, plusieurs modèles de corrélation ont été proposés par différents chercheurs comme le montre le tableau 1.3.

Tableau 1.3: Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance à la compression R (MPa) et l'indice de rebondissement I

Auteurs	Fonctions de corrélation	Plage de résistance (MPa)	Eprouvettes	Référence
Pascal et al.(2000)	$R = 0,000135 I^{3,4424}$	30 – 150	Cube 150 mm	[24]
Qasrawi (2000)	$R = 1,353I - 17,393$	6 – 42	Cube 150 mm	[24]
Lima et Silva(2000)	$R = 0,050 I^{1,9428}$	25,1 – 33,1	Cylindre	[10]
Proceq-DigiSchmidt	$R_7 = 1,4553 I_7 - 22,817$ $R_{14-56} = 1,398 I_{14-56} - 22,817$	25,1 – 33,1	Cube 200 mm	[24]
Soshiroda et al.(2006)	$R_{28} = 1,623 I_{28} - 20,547$	12,45 – 96,2	Cube 150 mm	[24]
Hobbs et Tchoketch K. (2007)	$R = 2,168 I - 27,747$	20 – 49	Cube 150 mm	[10]
Khodja (2010)	$R = 0,057 I^{1,817}$ $R = 0,044 I^{1,823}$	15,5 – 63 13 – 49,5	Cube 100 mm	[10]
Boukhelkhal 2011	$R = 0,013 I^{2,112}$	25,2 – 55	Cube 150 mm	[24]

I.6.5 Essai ultrasonique

La méthode qui consiste à mesurer la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques est actuellement la seule du genre qui permette d'effectuer des essais de résistance sur le béton coulé sur place. Cette méthode permet de mesurer le temps de propagation d'une onde ultrasonique traversant le béton. Les principales caractéristiques de tous les appareils disponibles sur le marché sont très semblables.

L'essai est basé sur des ondes ultrasoniques ayant aucun dommage à l'élément examiné du béton. Un spécimen peut être examiné à plusieurs reprises au même endroit, ce qui peut s'avérer utile pour surveiller les changements structurels subis à l'intérieur du béton sur une longue durée [30].

I.6.5.1 Principe

Un train d'ondes longitudinales est produit par un transducteur électro-acoustique maintenu au contact d'une surface du béton soumis à l'essai. Après avoir parcouru une longueur connue dans le béton, le train de vibrations est converti en signal électrique par un deuxième transducteur, et des compteurs électroniques de mesure du temps permettent de mesurer le temps de parcours de l'impulsion [30].

Cette méthode est basée sur la mesure de la vitesse du son dans le béton, Ce qui nous permet de déterminer la qualité du béton en fonction de cette vitesse comme il a été décrit dans le tableau suivant.

Tableau 1.4: Relation générale entre la qualité du béton et la vitesse d'impulsion

Vitesse de propagation des impulsions (m/s)	Qualité du béton
Supérieure à 4500	Excellente
3500 - 4500	Bonne
3000 - 3500	Moyenne
Inférieure à 3000	Douteuse

I.6.5.2 Appareillage

Les principales caractéristiques de tous les appareils disponibles sur le marché, sont très semblables. Ces appareils comprenant un générateur d'impulsions électriques, une paire de transducteurs, un amplificateur et un dispositif électronique de mesure de temps permettant de mesurer la durée écoulée entre le départ d'une impulsion générée par le transducteur-émetteur et son arrivée au transducteur-récepteur. Un barreau de calibrage est fourni pour permettre d'obtenir une ligne de référence du mesurage de la vitesse. L'équipement peut inclure une batterie rechargeable et une unité de chargement, et également muni d'un afficheur pour le temps mesuré. Il peut également être relié à un oscilloscope, ou à tout autre dispositif d'affichage, pour observer la nature de l'impulsion reçue (Figure 1.9). Il convient que la fréquence propre des transducteurs, se situe dans une plage comprise entre 20 et 150 kHz [30,31].

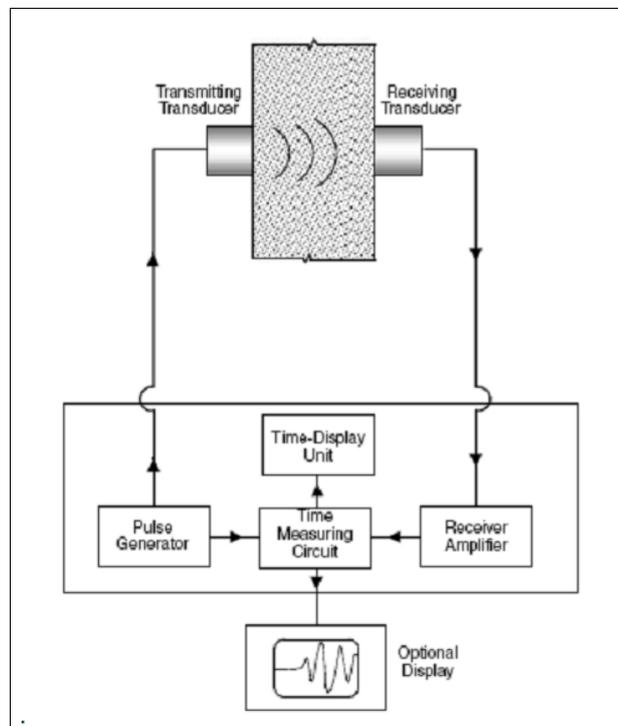


Figure 1.9 : Diagramme schématique du circuit d'essai de vitesse de l'impulsion [31].

I.6.5.3 Procédé de mesure

L'opération est relativement simple mais exige un grand soin afin d'obtenir des résultats fiables. Il doit y avoir un bon accouplement acoustique entre la surface du béton et la face de chaque transducteur, en utilisant un produit de couplage tel que la vaseline, le savon liquide ou la graisse pour éliminer complètement les poches d'air. Si la surface du béton est très rugueuse et irrégulière, il convient de la polir et de l'égaliser par ponçage ou à l'aide d'une résine époxy à prise rapide.

Il est recommandé d'appuyer fermement les faces des transducteurs contre les surfaces du béton jusqu'à la stabilité du temps affiché. Il est également important que les lectures soient répétées par le déplacement et l'application des transducteurs jusqu'à l'obtention d'une valeur minimale du temps mesuré, le temps de passage soit enregistré avec une précision de 0.5 % du temps, et le résultat ainsi obtenu de la vitesse de propagation du son doit être exprimé à 10 m/s près [31].

L'essai peut être utilisé sur des éprouvettes de laboratoire, comme sur des ouvrages terminés. Par conséquent, trois façons de base dans lesquelles les transducteurs peuvent être organisés, comme le montre la (Figure 1.10). Ce sont:

- (a) les faces opposées (transmission directe);
- (b) les faces adjacentes (transmission semi directe);
- (c) la même face (transmission indirecte).

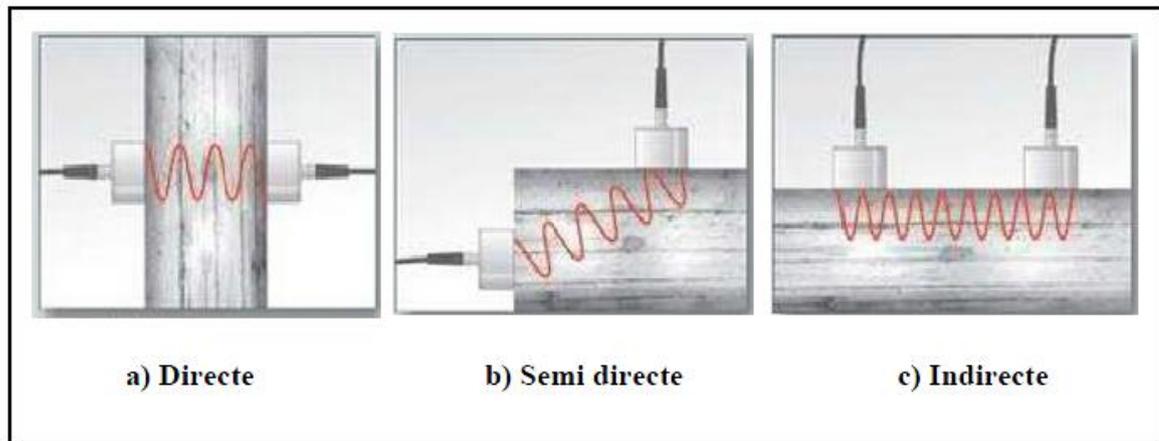


Figure 1.10: Configurations des transducteurs pour la mesure de la vitesse ultrasonique [31].

La méthode directe est la plus fiable du point de vue de la mesure du temps de passage. En outre, le parcours est clairement défini et peut être mesuré exactement, et cette approche devrait être utilisée pour évaluer la qualité du béton. Lorsqu'il est nécessaire de placer les transducteurs sur des faces opposées, mais pas en opposition directe, ce type de disposition est alors considéré comme une transmission semi-directe. La disposition semi directe est utilisée lorsque la disposition directe ne peut pas être adoptée.

La disposition par transmission indirecte est la moins sensible, et il convient de ne l'utiliser que si une seule face du béton est accessible, ou si l'on s'intéresse à la qualité du béton de surface par rapport à la qualité globale. Dans ce cas-là la longueur de parcours n'est pas mesurée, mais une série de mesurages est effectuée avec des transducteurs positionnés à différentes distances. Le transducteur-émetteur doit être placé au contact de la surface du béton en un point défini et le

transducteur-récepteur doit être placé selon des espacements x augmentant de façon constante, le long d'une ligne tracée sur la surface. Il convient que les temps de transmission soient portés sur un graphique montrant leur relation avec la distance qui sépare les transducteurs (Figure 1.11). La pente de la droite de régression tracée entre les points ($\tan \theta$) doit être mesurée et enregistrée comme étant la vitesse moyenne de propagation du son sur la ligne définie sur la surface du béton. Si les points mesurés indiquent une discontinuité, cela est probablement dû à une fissure de surface ou à une couche de surface de qualité inférieure, et dans ces conditions la mesure de la vitesse n'est pas fiable.

La méthode indirecte est certainement la moins satisfaisante, puisque l'amplitude du signal reçue peut-être moins de 3 % de celle pour une transmission directe comparable. Alors, la vitesse de l'impulsion sera principalement influencée par la couche de surface du béton, qui ne peut pas être représentative du béton interne [30,32].

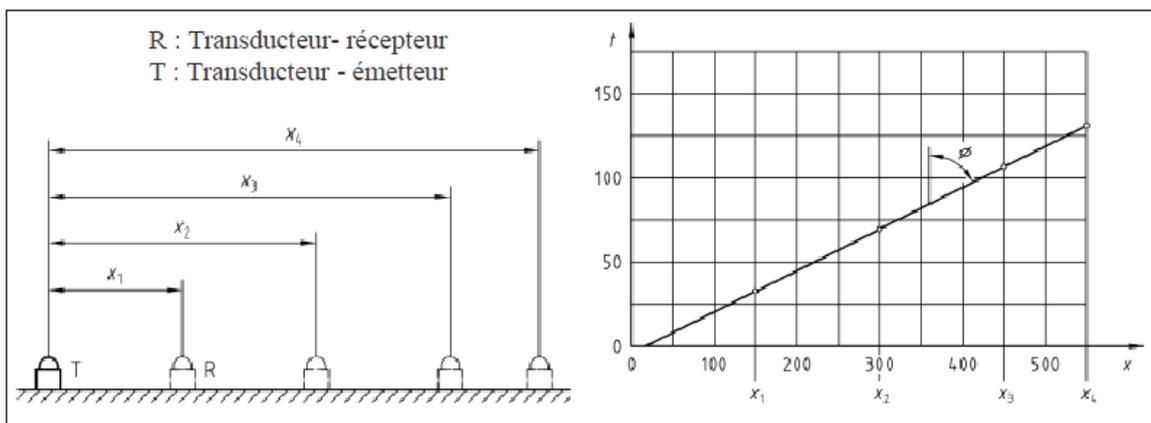


Figure 1.11 : Exemple de détermination de la vitesse de propagation du son par transmission indirecte (mesures en surface) [33].

I.6.5.4 Facteurs influençant et vitesse ultrasonique

De nombreux facteurs susceptibles d'influer sur la mesure de la vitesse d'impulsion et sur sa corrélation avec la résistance à la compression correspondante. Parmi ces facteurs on peut trouver :

A- Type de ciment

Jones [33], a montré que le type de ciment n'a pas eu un effet significatif sur la vitesse ultrasonique. Cependant, la vitesse d'hydratation est différente pour différents ciments et elle influencera la vitesse.

B- Rapport : Eau - Ciment (E/C)

Il y a une diminution des résistances à la compression et les vitesses de l'impulsion correspondantes tant que le rapport E/C augmente, en respectant la même composition du béton.

C- Taille, classe, type et dosage des granulats

Beaucoup de chercheurs ont constaté que la vitesse de l'impulsion est affectée sensiblement par le type et la quantité des granulats. En général, la vitesse de l'impulsion dans la pâte du ciment est inférieure à celle dans les granulats.

Pour une même formulation et une même résistance du béton, le béton à gravier roulé peut avoir une plus faible vitesse d'impulsion. Par contre, le béton à calcaire concassé produit la vitesse la plus élevée, et une vitesse intermédiaire est observée en cas du béton à granite concassé. La figure 1.12 montre l'effet du type de granulats sur la relation entre la vitesse de l'impulsion et la résistance à la compression [34].

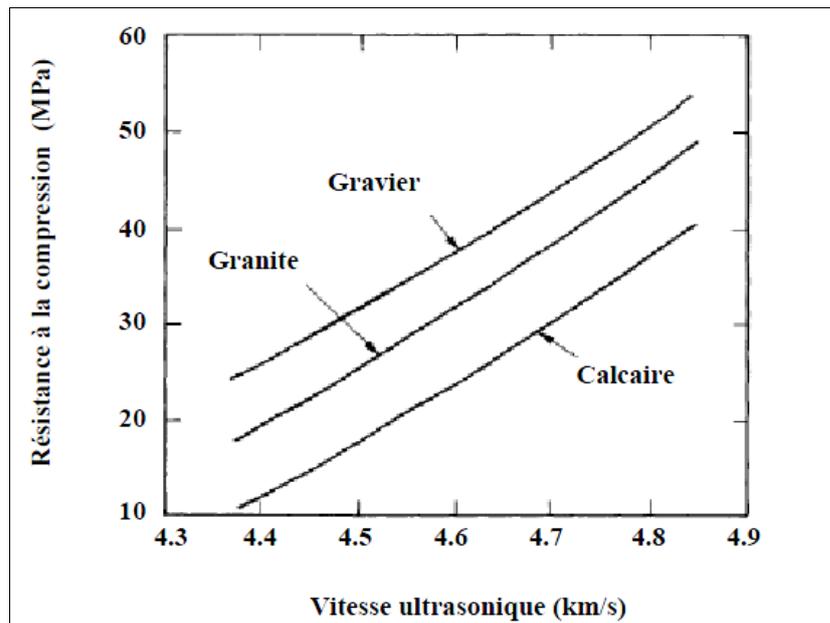


Figure 1.12: Effet de type des granulats (bétons semblables sauf le type des granulats) sur la relation (vitesse d'impulsion - résistance à la compression) [34].

D'autres résultats d'essais [32, 33] ont montré que pour la même résistance à la compression, le béton ayant le dosage en gravier le plus élevé, donne une vitesse plus élevée. Cependant, dans certains cas, un dosage en granulats plus élevé peut causer une augmentation de vitesse et une diminution de résistance. Les effets de la variation de la proportion des granulats dans un mélange

du béton sur la corrélation entre la vitesse de l'impulsion et la résistance à la compression sont montrés sur la figure 1.13.

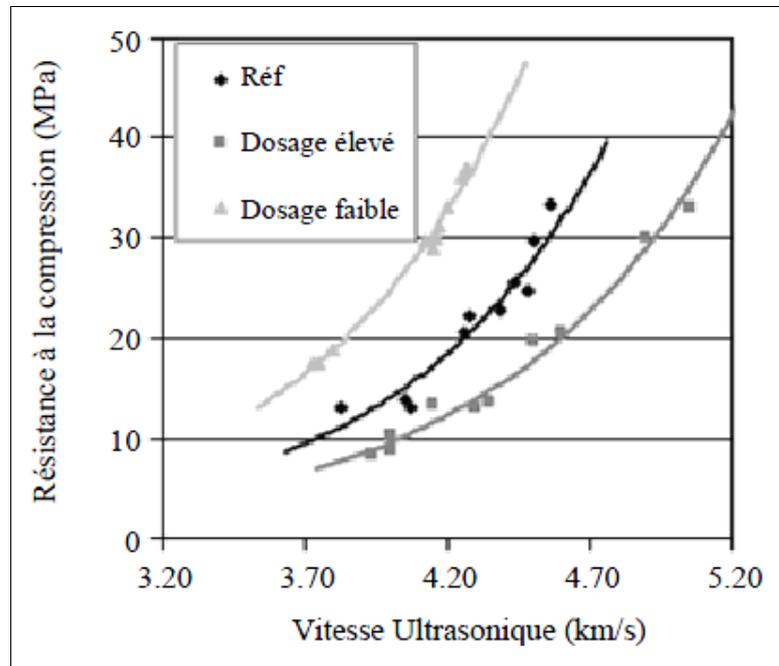


Figure 1.13 : Effet des dosages en granulats sur la relation entre la résistance et la vitesse d'impulsion

D- Utilisation d'adjuvants

Vu la grande diversité des adjuvants utilisés pour la préparation du béton, le problème de leur influence sur la corrélation vitesse - résistance est très complexe. Alors, l'entraîneur d'air ne semble pas influencer la corrélation. Par contre, d'autres adjuvants influencent la vitesse d'impulsion, approximativement de la même façon qu'ils influenceraient la vitesse d'hydratation. Par exemple, l'addition du chlorure de calcium réduira le temps de prise du béton et augmentera la vitesse d'hydratation par lequel la vitesse d'impulsion augmente [35].

E- Age du béton

L'effet de l'âge du béton sur la vitesse d'impulsion est semblable à l'effet sur le développement de la résistance à la compression du béton. La vitesse d'impulsion augmente très rapidement au début, mais elle s'aplatit ensuite [33]. Cette tendance est semblable à la résistance en fonction de l'âge pour un type particulier du béton, mais la vitesse d'impulsion atteint une valeur limite plus tôt que la résistance. La vitesse d'impulsion pour un béton d'un jour d'âge est de l'ordre 3.8 km/s et après trois ans va être environ de 5.2 km/s. Alors, la vitesse d'impulsion augmente environ de 40 %

durant trois ans. Par contre, la résistance à la compression atteint pendant la même période une augmentation plus de 500 % [36].

F- Les additions minérales

Actuellement, il y a peu d'études concernant l'effet des additions minérales sur la corrélation vitesse – résistance. L'effet des cendres volantes et fumées de silice sur la corrélation vitesse – résistance des bétons autoplaçants (BAP), les auteurs ont trouvé une diminution des deux paramètres à jeune âge et qu'il y a une augmentation des résistances et vitesses ultrasoniques à long terme des bétons contenant des cendres volantes. Par contre les fumées de silice n'augmentent que la résistance. Cependant, Ils ont remarqué que les BAP contenant des cendres volantes, ayant une vitesse plus élevée que les BAP contenant des fumées de silice [37].

G- Contact des transducteurs

Si une attention suffisante n'est pas exercée à obtenir un bon contact (par exemple, la pression incompatible appliqué aux transducteurs), une lecture de la vitesse d'impulsion incorrecte peut être provoquée [38].

H- Taille et forme des spécimens

La vitesse des courtes impulsions de vibration est indépendante de la taille et de la forme du spécimen dans lequel elles traversent, à moins que sa moindre dimension latérale soit moins que certaine valeur minimum. Au-dessous de cette valeur, la vitesse d'impulsion peut être réduite sensiblement. L'ampleur de cette réduction dépend principalement du rapport de la longueur d'onde des vibrations d'impulsion à la moindre dimension latérale du spécimen, mais elle est insignifiante si le rapport est moins que l'unité. Le tableau 1.5 indique la relation entre la vitesse d'impulsion dans le béton, la fréquence du capteur et la dimension latérale minimum permise du spécimen. Si le minimum de la dimension latérale est moins que la longueur d'onde ou si l'arrangement indirect de transmission est utilisé, le mode de propagation change, et par conséquent la vitesse mesurée sera différente [28, 30].

Tableau 1.5 : Effet de dimension des éprouvettes sur la transmission de l'impulsion [24]

Fréquence du Capteur (kHz)	Vitesse d'impulsion dans le béton (km/s)		
	V = 3,50	V = 4,00	V = 4,50
	Dimension latérale minimum permise du spécimen (mm)		
24	146	167	188
54	65	74	83
82	43	49	55
150	23	27	30

I- Longueur de parcours

La vitesse de propagation de l'impulsion n'est généralement pas influencée par les variations de longueur de parcours, bien que l'appareil électronique de mesure de temps soit susceptible de fournir des indications selon lesquelles la vitesse tend légèrement à décroître lorsque la longueur de parcours augmente. Ceci provient du fait que les composants de l'impulsion à plus haute fréquence sont davantage atténués que les composants à plus basse fréquence [30].

Il convient que la longueur de parcours sur laquelle est mesurée la vitesse de propagation du son soit suffisante pour éviter toute influence significative de la nature hétérogène du béton sur la mesure. Le règlement recommande les longueurs minimales suivantes du parcours:

- 10 cm pour béton ayant la taille maximum des granulats de 30mm,
- 15 cm pour béton ayant la taille maximum des granulats de 45mm.

J- Charges appliquées

La vitesse d'impulsion n'est pas généralement affectée par les efforts dans l'élément soumis à l'essai. Cependant, quand le béton est soumis à un niveau très élevé de charge statique ou cyclique par exemple 65% de la résistance ultime ou plus grands, des microfissures se développent dans le béton, qui réduira considérablement la vitesse d'impulsion [31].

K- Humidité et conditions de cure du béton

La vitesse d'impulsion pour le béton saturé est plus élevée jusqu'à 5 % que celle pour le même béton séché à l'air [9] (Figure 1.14). L'influence de l'humidité sur la vitesse ultrasonique, est moins importante pour les bétons à haute résistance que pour les bétons à faible résistance, du fait qu'ils ont des porosités différentes.

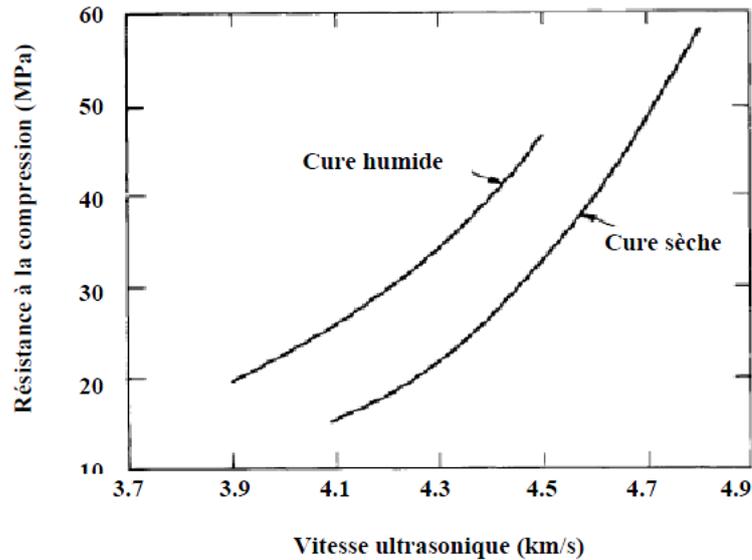


Figure 1.14 : Effet des conditions humides sur la relation entre la vitesse d'impulsion et la résistance à la compression [34].

L- Température du béton

Les variations de la température entre 10 et 30°C n'entraînent pas un effet significatif sur la vitesse de l'impulsion. Pour les températures non comprises dans cette plage, des corrections indiquées sur le tableau 1.6 sont recommandées.

Tableau 1.6 : Correction de la vitesse d'impulsion due à la variation de la température [31]

Température du béton (°C)	Correction (%)	
	Béton séché à l'air	Béton saturé d'eau
60	+5	+4
40	+2	+1,7
20	0	0
0	-0,5	-1
Au-dessous de -4	-1,5	-7,5

M- Présence des armatures

La vitesse d'impulsion en acier est 1,4 à 1,7 fois la vitesse d'impulsion dans le béton ordinaire. Par conséquent, les lectures de vitesse d'impulsion dans le voisinage de l'acier d'armature sont généralement plus élevées que celle du béton ordinaire. Si des renforts croiser le chemin d'onde, les facteurs de correction doivent être utilisés, ces facteurs sont définie par le règlement [38].

I.6.5.5 Avantages et limites

La méthode consiste à mesurer la vitesse ultrasonique, est une méthode idéale pour déterminer l'homogénéité du béton. Elle peut être utilisée autant sur les ouvrages complets que sur ceux en construction. En plus, les techniques ultrasoniques peuvent fournir un moyen efficace pour détecter les altérations ou bien les fissures internes dans le béton, elle ajoute donc, une nouvelle dimension à la qualité du contrôle du béton in situ. Néanmoins, ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance du béton à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre les deux [38].

I.6.5.6 Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique

Aujourd'hui, il est unanimement admis que la résistance à la compression du béton croit en même temps que la vitesse ultrasonique avec une relation non linéaire c.à.d. qu'aux grandes vitesses, les résistances augmentent plus vite qu'aux faibles vitesses [21]. Plusieurs modèles de corrélation ont été proposés dans ce sens par différents chercheurs comme le montre le tableau 1.7

Tableau 1.7: Corrélations proposées par différents auteurs entre la résistance la compression R (MPa) et la vitesse ultrasonique V

Auteurs	Fonctions de corrélation	Plage de résistance (MPa)	Eprouvettes	Référence
Almeida (1993)	$R = 0,0133 V^{5,543}$	40,1 – 120,3	Cube 150 mm	[24]
Gonçalves (1995)	$R = 0,02 V - 65,4$	8,0 – 42,0	Carotte 70mm x70mm	[10]
Phoon et al. (1999)	$R = 124,4 V - 587 + \varepsilon$	35,0 - 55,0	Cube 150 mm	[12]
Pascal et al. (2000)	$R = 10^{-28} V^{8,1272}$	30,0 – 150,0	Cube 150 mm	[24]
Qasrawi (2000)	$R = 36,72 V - 129,077$	6,0 – 42,0	Cube 150 mm	[24]
Del rio et al. (2004)	$R = \exp(-5,4 + 0,002 V)$	5,175 – 34,231	Cylindre 150mm×300mm	[10]
Ulucan et al. (2008)	$R = 0,0015 \exp(2,112 V)$ $R = 0,0031 \exp(2,071 V)$	20,09 – 73,87	Cube 150 mm	[24]
Khodja (2010)	$R = 0,008 \exp(1,839 V)$ $R = 0,067 \exp(1,439 V)$	15,5 – 63 13 – 49,5	Cube 100 mm	[10]
Kenai 2011	$R = 0,342 \exp(1,004 V)$	25,2 – 55	Cube 150 mm	[24]

I.6.6 Méthode combinée des essais non destructifs

Vu les limites que présentent les essais uni-paramétriques au scléromètre et à l'ultrason, l'utilisation d'une seule méthode ne sera pas suffisante pour étudier et évaluer la propriété requise du béton. Alors, il est donc habituellement pratique d'associer les deux méthodes ensemble car l'utilisation de plus d'une méthode donne des résultats plus fiables et va réduire l'erreur produite lors de l'utilisation d'une seule méthode. Par exemple, l'augmentation de la teneur en humidité du

béton augmente la vitesse ultrasonique d'impulsion mais au contraire diminue l'indice de rebondissement.

Cette combinaison a été développée depuis plusieurs années dans quelques pays et par conséquent elle a gagné la reconnaissance dans l'évaluation des structures en béton [39, 40, 41]. En outre, les résultats obtenus par la méthode combinée (scléromètre - ultrason) lors de la corrélation avec la résistance à la compression donnent généralement un coefficient de corrélation plus élevé et une erreur type moins élevée comparativement aux méthodes uni-paramétriques.

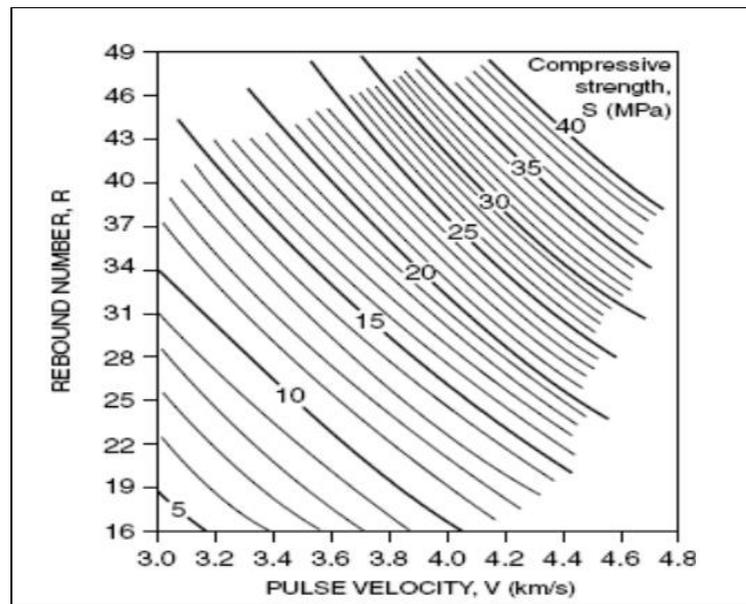


Figure 1.15 : Corrélation combinée entre la résistance par écrasement et les mesures non destructives (indice de rebondissement – vitesse ultrasonique) [10].

I.6.7 Corrélation combinée entre « la vitesse du son et l'indice de rebondissement » avec la résistance à la compression (BASHAR S. MOHAMMED 2010) :

Des corrélations ont été effectuées pour déterminer la relation entre résistance à la compression avec la vitesse du son et l'indice de rebondissement à 3, 7 et 28 jours d'un béton à base de caoutchouc [42]. La courbe de corrélation a été basée sur les résultats de la vitesse, le numéro de rebond et la résistance à la compression des tests obtenus en utilisant un rapport E /C de 0,41 ; 0,57 et 0,68. On peut observer que la résistance à la compression du béton contenant des granulats de caoutchouc a augmenté lorsque le nombre de rebond et la vitesse ont augmenté (figure1.16)

La résistance a été mesurée par les deux méthodes non destructives, cette figure montre la relation entre la vitesse et l'indice de rebondissement avec la résistance à la compression de poudrette de caoutchouc à 28 jours.

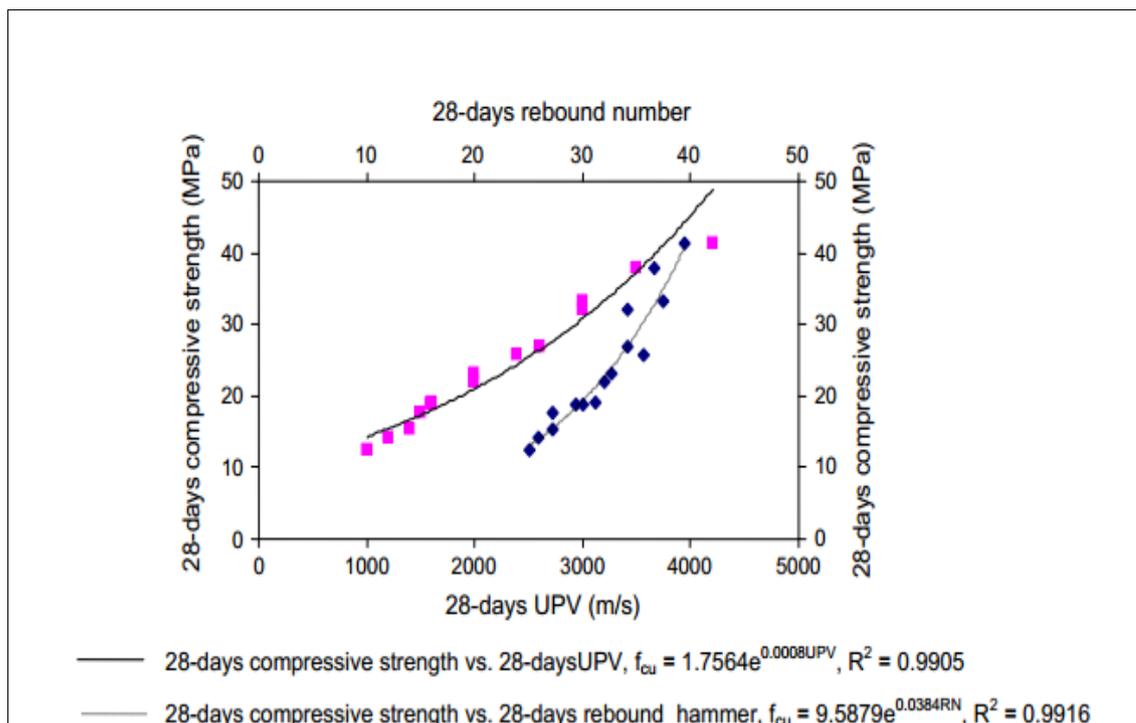


Figure 1.16 : La relation entre les essais NDT et la résistance à la compression d'un béton contenant des caoutchoucs à 28 jours.

I.6.8 Estimation de la résistance à la compression pour un béton auto-plaçant a base des fibres contenant du Nano(SiO₂) en utilisant la vitesse Ultrasonique (Aref Sadeghi Nik et Omid Lotfi Omran , 2013)

Dans cette recherche, la performance de vitesse d'impulsions ultrasoniques dans le béton est examinée en tant que essai non destructif, afin d'estimer la résistance en compression du béton auto-plaçant renforcé par des fibres contenant des particules de nano SiO₂

En effet, il y avait 40 plans de mélange, y compris quatre groupes A, B, C et D dans lequel le ciment a été remplacé par 0, 2, 4 et 6% de son volume par le nano-SiO₂ respectivement.

Le Module d'élasticité est lié à la résistance à la compression. D'autre part il existe une relation entre le module d'élasticité et la densité du béton. Donc, il y a une bonne raison pour étudier la résistance à la compression du béton sur les bases de la vitesse ultrasonique.

Une courbe exponentielle, montre les relations entre la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression pour les échantillons de cube à différents âges et pour tous les spécimens sont présentés dans la figure 1.17 [1].

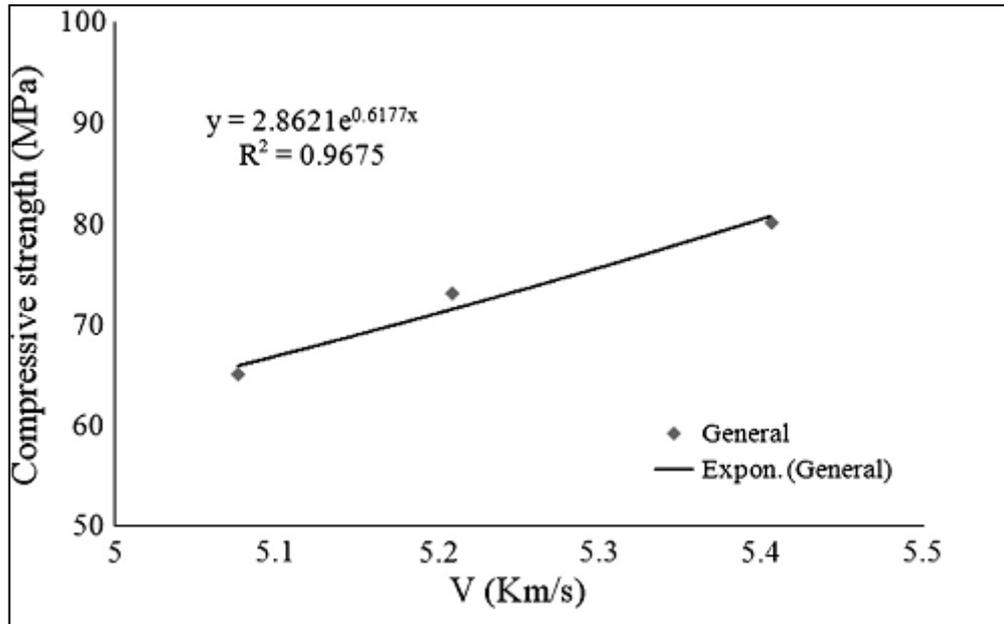


Figure 1.17 : relation entre la vitesse ultrasonique et la résistance à la compression pour différents spécimens [1].

I.7 Conclusion

La corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives est affectée par beaucoup de facteurs et elle n'est pas toujours appropriée à tous les types de béton. Il existe un nombre limité des corrélations entre les essais NDT et la résistance pour un béton auto-plaçant.

La résistance à la compression d'un BAP à jeunes âges est élevée par rapport au béton ordinaire, donc la réalisation des essais NDT à jeunes âges sur ce béton est plus facile à réaliser.

Par conséquent, l'objectif de notre étude est de développer des corrélations pour estimer la résistance à la compression des BAP.

Chapitre 2

Matériaux et Essais

II.1 Introduction

Ce chapitre représente les principales caractéristiques des matériaux utilisés pour la confection de nos bétons autoplçant, les essais destructifs et non destructifs effectués sur des spécimens confectionnés au laboratoire et examinés à différents âges sont aussi présentés.

Le béton à examiner est basé sur une variation bi-paramétrique en faisant varier le pourcentage de la pouzzolane 0% et 15% ainsi que l'âge qui est de 7, 28 et 56 jours, alors on obtient deux bétons examinés à trois âges différents.

II.2 Caractérisation des matériaux utilisés

II.2.1 Ciment

Le ciment est de type CPJ – CEM II/B 42,5 provenant de LAFARGE. Ce ciment est un ciment Portland ordinaire dont la résistance minimale à la compression à 28 jours est de 42,5 MPa, sa masse volumique est de 3045 kg/m³.

Les caractéristiques physiques et mécaniques sont données dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Caractéristiques physiques et mécaniques du ciment CEM II/B 42,5

Masse volumique apparente (ρ_{app}) (kg/m ³)	990	
Masse volumique absolue (ρ_{abs}) (kg/m ³)	3045	
Finesse SSB (cm ² /g)	4300	
Temps de début de prise (heure, minute)	2h35	
Temps de fin de prise (heure, minute)	3h35	
Résistance à la compression (MPa)	2 jours	15,78
	28 jours	46,09

II.2.2 Sable

Les sables utilisés pour cette étude sont deux : le premier est fin de Bougezzoul et le deuxième est grossier de Beghlia. Pour obtenir un sable ayant un module de finesse environ 2,6 nous avons mélangé les deux sables avec une teneur de 42,25% pour le premier et de 57,75 pour le deuxième. Leurs propriétés physiques sont présentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 : Propriétés physiques des sables

Sable	Bougezzoul	Beghlia	Mélange
Classe granulaire	0/3 mm	0/5 mm	Mélange
Masse volumique apparente Kg/m³	1412	1610	1540
Masse volumique absolue Kg/m³	2510	2556	2575
Module de finesse	1.8	3.32	2.6
Composition %	57.75	42.25	100
Humidité %	1.33	2.1	1.8
Absorption %	0.55	0.64	0.6
Equivalent de sable visuel %	72.25	84.5	79.25
Equivalent de sable piston %	68.9	83.1	80.13

II.2.3 Gravier

Nous avons utilisé deux types de gravier, le premier est de classe granulaire 3/8 mm et l'autre est de 8/15 tous les deux provient de Sétif. Les caractérisations des graviers sont illustrées dans le tableau 2.3 et les courbes granulométriques sont montrées dans la figure 2.1.

Tableau 2.3 : Caractéristiques des graviers.

Classe granulaire (mm)	3/8	8/15
Masse volumique apparente Kg/m³	1470	1470
Masse volumique absolue Kg/m³	2750	2750
Humidité %	0.10	0.33
Absorption %	0.5	0.5

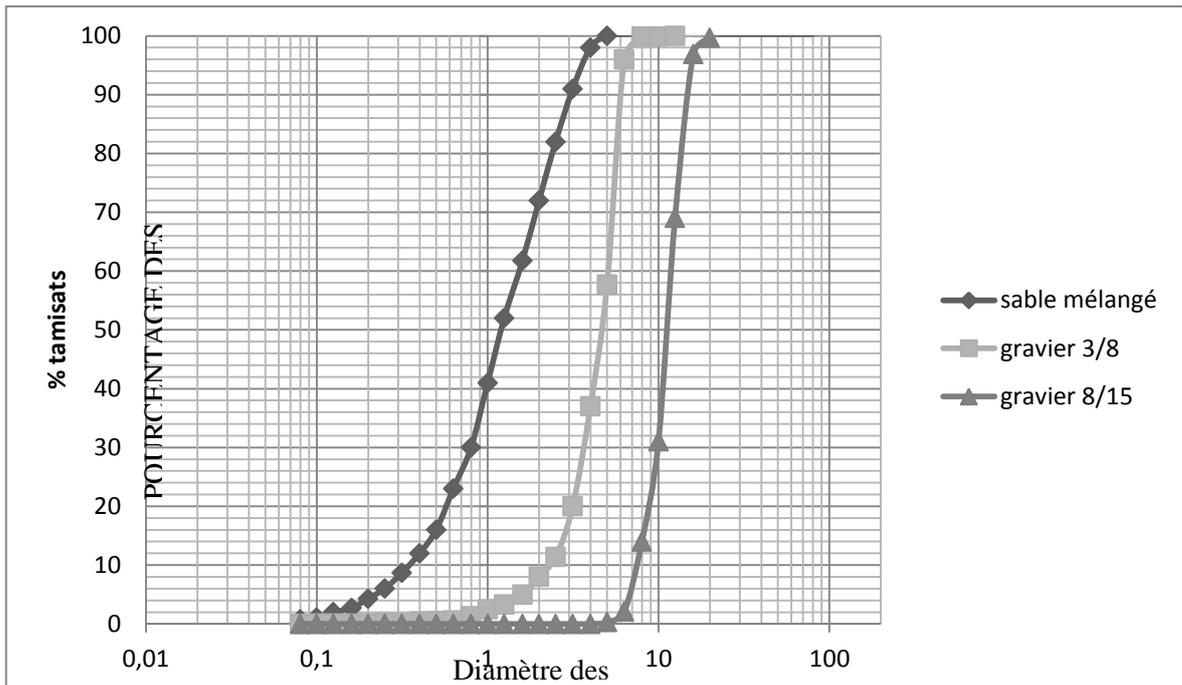


Figure 2.1 : Courbes granulométriques du sable mélangé, du gravier 3/8 et 8/15

II.2.4 Eau de gâchage

L'eau utilisée pour la confection des éprouvettes de béton est celle du robinet considérée comme potable, exempte de toute impureté.

II.2.5 Adjuvant (Superplastifiant)

L'adjuvant utilisé est un superplastifiant haut réducteur d'eau de troisième génération. Il est conçu à base de poly carboxylates et commercialisé sous le nom de MEDAFLOW 30 par la société algérienne GRANITEX-NP.

En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer la teneur en eau du béton d'une façon remarquable, de même il ne présente pas d'effet retardateur.

Son domaine d'utilisation est vraiment large (béton autoplaçant, béton à haute performance, béton précontraint...etc.) grâce ses propriétés qui sont l'obtention d'un faible rapport E/C, l'amélioration considérable de la fluidité, un long maintien d'ouvrabilité, facilitation de la mise en œuvre ainsi une très bonne maniabilité.

Sa plage normale d'utilisation est fixée de 0,8% à 2,5%. Dans nos formulations on a utilisé un dosage de 1.8% de poids du liant ou ciment.

Les caractéristiques de cet adjuvant sont présentées dans le tableau 2.4

Tableau 2.4 : caractéristiques du MEDAFLOW 3

Forme	Liquide
Couleur	Marron
pH	6,6 ($\pm 0,1$)
Densité	1,20 ($\pm 0,02$)
Teneur en chlorure	< 0,1 g / L



Figure 2.2 : Le superplastifiant utilisé

II.2.6 Ajout minérale (Pouzzolane naturelle)

La pouzzolane naturelle est d'origine volcanique extraite du gisement volcanique dans la région de Béni-Saf. Cette pouzzolane est fournie sous forme de roches concassées de type pierre ponce et scorie (Figure 2.3).

Pour pouvoir l'utiliser comme addition dans les différentes compositions de BAP, nous avons d'abord procédé à son étuvage à 50°C afin d'éliminer toute éventuelle humidité et faciliter son broyage. Dans le contexte de notre mémoire on a visé une finesse de 3500 $\mu\text{m}^2/\text{g}$.



Figure 2.3 : Scories de la pouzzolane naturelle utilisée

(a) Avant broyage (b) Après broyage

Le broyage consiste donc à fragmenter la matière jusqu'à l'obtention d'une poudre, pour favoriser les réactions des éléments chimiques.

Dans notre cas on a utilisé un broyeur à boulets de vitesse de 56 tr/min avec une capacité de 5 kg (laboratoire de chimie, Université de BLIDA) (Figure 2.4).



Figure 2.4: Broyeur à boulets.

II.3 Matériels utilisés

Afin d'assurer le bon déroulement de la partie expérimentale de notre modeste étude, le laboratoire du génie civil de l'Université de Blida a mis à notre disposition le matériel nécessaire pour s'y arriver.

Le béton à examiner a été confectionné dans des moules métalliques de forme cubique de 10 cm d'arête.

Les essais non destructifs ont été effectués à l'aide d'un scléromètre et d'un ultrason dont les modèles sont les suivants:

- Le scléromètre est de type N (Figure 2.5)
- L'ultrason comporte des transducteurs de 40 mm de diamètre et sa fréquence est de 55 kHz (Figure 2.6)

Quant aux essais destructifs par écrasement des éprouvettes ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique de classe A et une charge maximale de 2000 kN (Figure 2.7).



Figure 2.5 : Appareil du scléromètre utilisé.



Figure 2.6 : Appareil de l'ultrason utilisé.



Figure 2.7 : Presse hydraulique

II.4 Déroulement des essais

L'étude expérimentale a été réalisée au laboratoire de l'université de Blida sur trois étapes :

La première consistait à la caractérisation des matériaux utilisés. Ensuite, on s'est intéressé à la préparation des mélanges des BAP, à la vérification de leurs caractéristiques rhéologiques et à la confection des éprouvettes. Enfin les essais non destructifs et destructifs ont été effectués sur les spécimens confectionnés à 7, 28 et 56 jours.

II.4.1 Formulation et procédure de malaxage

La formulation d'un béton autoplaçant n'est pas toujours évidente à cause de sa complexité et sa sensibilité liée aux matériaux utilisés, Pour cette étude, nous avons confectionné nos bétons suivant deux formulations prescrites et développer par l'équipe du laboratoire de l'université.

Deux types de béton ont été confectionnés avec deux valeurs de la pouzzolane 0% et 15% toute en fixant les autres paramètres, donc on obtient deux bétons à différents âges.

Les mélanges ont été fabriqués dans un malaxeur traditionnel d'une capacité de 40 litres (Figure 2.9 Pour notre cas. La séquence du malaxage se résume comme suit :

- Calculer l'eau efficace que l'on introduit dans le malaxeur en prenant en compte la teneur en eau et l'absorption des granulats ainsi que l'eau contenue dans l'adjuvant. La quantité d'eau efficace est donnée par la formule suivante :

$$E_{\text{eff}} = E_{\text{totale}} - E_{\text{teneur en eau}} - E_{\text{adjuvant}} + E_{\text{absorbée par granulats}}$$

- Calculer les proportions du liant (ciment et pouzzolane), sable, gravier 3/8, gravier 8/15 et superplastifiant
- Malaxer le gravier (3/8 et 8/15), sable, liant (ciment et pouzzolane) et ce pendant 30 secondes pour homogénéiser le mélange
- Ajouter pendant 1 minute la première quantité d'eau ($E_{\text{eau1}} = 70\% E_{\text{eau}}$)
- Ajouter le superplastifiant dilué dans le restant de l'eau de gâchage ($E_{\text{eau2}} = 30\% E_{\text{eau}}$)
- Malaxer pendant 5 minutes
- Arrêter le malaxeur et laisser le mélange au repos pendant 2 minutes

- Malaxer pendant 30 secondes.

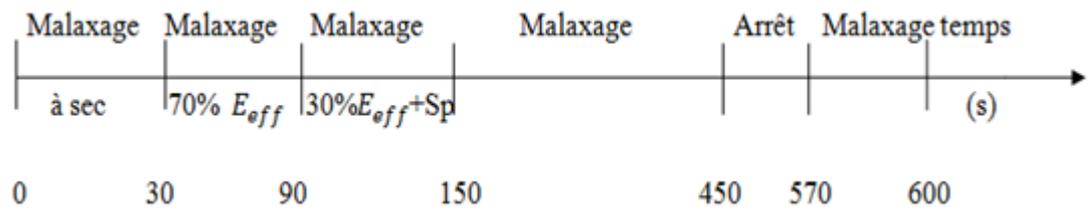


Figure 2.8 : Séquence de malaxage du béton autoplaçant



Figure 2.9 : Malaxeur de béton

II.4.2 Essais sur béton à l'état frais

Les caractéristiques rhéologiques des BAP doivent permettre d'assurer :

- La mobilité du matériau en milieu non confiné (appréhendée par l'essai d'étalement)
- La mobilité en milieu confiné (appréhendée par l'essai avec la boîte en L)
- La stabilité, c'est à dire la résistance à la ségrégation et au ressuage (appréhendée par l'essai de la stabilité aux tamis).

II.4.2.1 Essai d'étalement (Cône d'Abrams)

L'essai au cône d'Abrams (figure 2.10) est l'essai de référence pour évaluer la fluidité d'un BAP. Une observation visuelle de cet essai permet également de constater si une ségrégation horizontale a lieu ou pas. [43]

Mesure de l'étalement

L'affaissement au cône d'Abrams, habituellement évalué pour les bétons ordinaires, n'est pas représentatif pour un béton autoplaçant compte tenu de sa valeur très élevée. La fluidité d'un BAP est estimée en mesurant l'étalement du matériau à l'aide d'un cône (cône d'Abrams ou cône de DIN).

Le principe de cet essai est de réaliser une galette de béton et de mesurer son diamètre. Pour un BAP la valeur visée de l'étalement est de 60 à 75cm (moyenne sur deux diamètres orthogonaux) avec un affaissement supérieur à 25 cm.



Figure 2.10: essai d'étalement au cône d'Abrams

Avec cet essai on mesure aussi le temps d'écoulement T_{50} , qui correspond au temps mesuré à partir du commencement de l'étalement de la galette jusqu'à atteindre un diamètre de 50 cm. La vitesse d'étalement peut aussi nous renseigner sur la viscosité, l'ouvrabilité du béton est d'autant plus grande que la vitesse d'étalement est élevée.

II.4.2.2 Essai d'écoulement en milieu confiné

L'objectif visé par cet essai (Figure 2.11) est de tester la mobilité du béton de volume de 13 litres en milieu confiné, d'évaluer le taux de blocage du béton lors du passage entre les armatures d'acier. À noter que les temps nécessaires (T_{20}) et (T_{40}) pour des écoulements horizontaux respectifs de 20 cm et 40 cm (à matérialiser sur le fond de la boîte en L) sont mesurés pour estimer la viscosité du béton.

Mode opératoire

- Prélever un échantillon de béton représentatif ;
- Remplir entièrement la partie verticale de la boîte en béton en déversant de manière continue (le volume nécessaire est d'environ 13 litres) ;
- Après arasement, laisser le béton reposer pendant une minute ;
- Soulever la trappe verticalement tout en déclenchant le chronomètre ;
- Laisser le béton s'écouler dans la partie horizontale de la boîte à travers le ferrailage et arrêter le chronomètre dès que le béton atteint la ligne des 20 cm et à celle des 40 cm ;
- Mesurer les temps mis après ouverture de la trappe pour atteindre la ligne des 20 cm (T_{20}) et à celle des 40 cm (T_{40}).



Figure 2.11: essai d'écoulement

II.4.2.3 Essai de la stabilité au tamis

L'essai vise à qualifier les bétons autoplaçant vis-à-vis du risque de ségrégation statique. Il peut être utilisé en phase d'étude de formulation d'un béton autoplaçant en laboratoire, ou pour le contrôle de réception de la stabilité du béton livré sur chantier [43].

Cet essai est proposé dans les Recommandations Provisoires de l'AFGC [54]. Un échantillon de 10 l de béton est mis au repos pendant 15 min. Il s'agit ensuite de déverser 4,8 kg (tolérance $\pm 0,2$ kg) de l'échantillon sur un tamis de 5 mm (Figure 2.12).

Après 2 min d'attente, le pourcentage de laitance qui est passée au travers du tamis est calculé selon l'expression suivante:

$$\Pi = \frac{P_{\text{laitance}} * 100}{P_{\text{échantillon}}}$$

Avec :

$P_{\text{échantillon}}$: Le poids d'une partie d'un échantillon de béton mis au repos versé sur le tamis de 5mm.

P_{laitance} : Le poids de la laitance passant par le tamis de 5mm.



Figure 2.12 : Essai au tamis.

II.4.3 Fabrication et conservation des éprouvettes

Les différents types de bétons sont tous fabriqués dans l'environnement de laboratoire. Le béton a été coulé dans des moules métalliques de forme cubique de 10 cm de côté conformément à la norme NF EN 12390-2.

Les éprouvettes confectionnées sont au nombre total de 18, réparties selon l'âge (7, 28 et 56 jours) et conservées à l'air libre.

Juste après la confection, toutes les éprouvettes ont été couvertes afin d'éviter le risque d'évaporation excessive et le retrait plastique.

24 heures après la confection, les éprouvettes ont été démoulées et conservées à l'air libre (Figure 2.13).



Figure 2.13: Éprouvettes conservées à l'air libre

II.4.4 Essais sur béton à l'état durci

II.4.4.1 Préparation des éprouvettes

Au début de chaque essai, les éprouvettes ont été pesées à l'aide d'une balance de 1 g de précision (Figure 2.14) et ensuite on a effectué un ponçage des quatre faces moulées verticalement de chaque éprouvette à l'aide d'une pierre abrasive (Figure 2.15) afin de les préparer aux essais non destructifs.



Figure 2.14: Pesage des éprouvettes.



Figure 2.15 : Ponçage des éprouvettes à l'aide de la pierre abrasive.

II.4.4.2 Essai ultrasonique

Avant de procéder aux essais à l'ultrason, on a pris le soin de vérifier le bon fonctionnement par étalonnage de l'appareil en utilisant le barreau de calibrage (Figure 2.16).



Figure 2.16 : Etalonnage de l'ultrason à l'aide du barreau de calibrage.

Pour chaque éprouvette, les essais à l'ultrason ont été effectués en deux sens selon la méthode par transmission directe de telle façon que le sens de mesure du temps de transit soit perpendiculaire au sens de coulage.

Sur les faces opposées de l'éprouvette on a placé les deux transducteurs en interposant entre eux une couche mince de vaseline (Figure 2.17), puis l'enregistrement du temps de transit en micro seconde est réalisé (Figure 2.18).



Figure 2.17 : Graissage des faces d'éprouvette avec la vaseline.



Figure 2.18 : Mesure du temps de parcours des ondes ultrasonores

Le résultat d'essai à l'ultrason correspond à chaque éprouvette est la valeur médiane de deux mesures effectuées selon les deux sens, et par conséquent la vitesse des ultrasons calculée est exprimée à 0.01 km/s près, selon la norme NF EN 12504-4.

II.4.4.3 Essai sclérométrique

Pour les essais au scléromètre on a d'abord essuyé toutes les traces de la vaseline appliquée auparavant, puis la mise en place de l'éprouvette entre les plateaux de la presse de façon que le sens de compression soit parallèle au sens de confection.

Après avoir réglé la vitesse de chargement à 0.5 MPa/s (soit 5 kN/s qui correspond au cube de 10 cm), on a maintenu l'éprouvette entre les plateaux par compression sous une charge initiale de l'ordre de 15 % de la charge finale c'est-à-dire de 30 à 90 kN.

Les essais au scléromètre ont été effectués à la position horizontale de l'appareil sur les deux faces opposées de l'éprouvette maintenue (Figure 2.19), qui sont au nombre de cinq par face. Alors, le résultat d'essai correspond à chaque éprouvette est la valeur médiane de l'ensemble des lectures effectuées sur les deux faces et exprimée sous forme de nombre entier conformément à la norme européenne NF EN 12504-2.



Figure 2.19: Mesure de l'indice de rebondissement par le scléromètre.

II.4.4.4 Ecrasement des éprouvettes

Finalement on inverse l'éprouvette de façon que le sens de compression soit perpendiculaire au sens de confection et on réalise les essais destructifs par écrasement d'éprouvette sous une charge appliquée jusqu'à la rupture (Figure 2.20).

Le résultat de l'essai correspondant à chaque éprouvette est la valeur de la charge finale de rupture selon la norme européenne NF EN 12390-3.



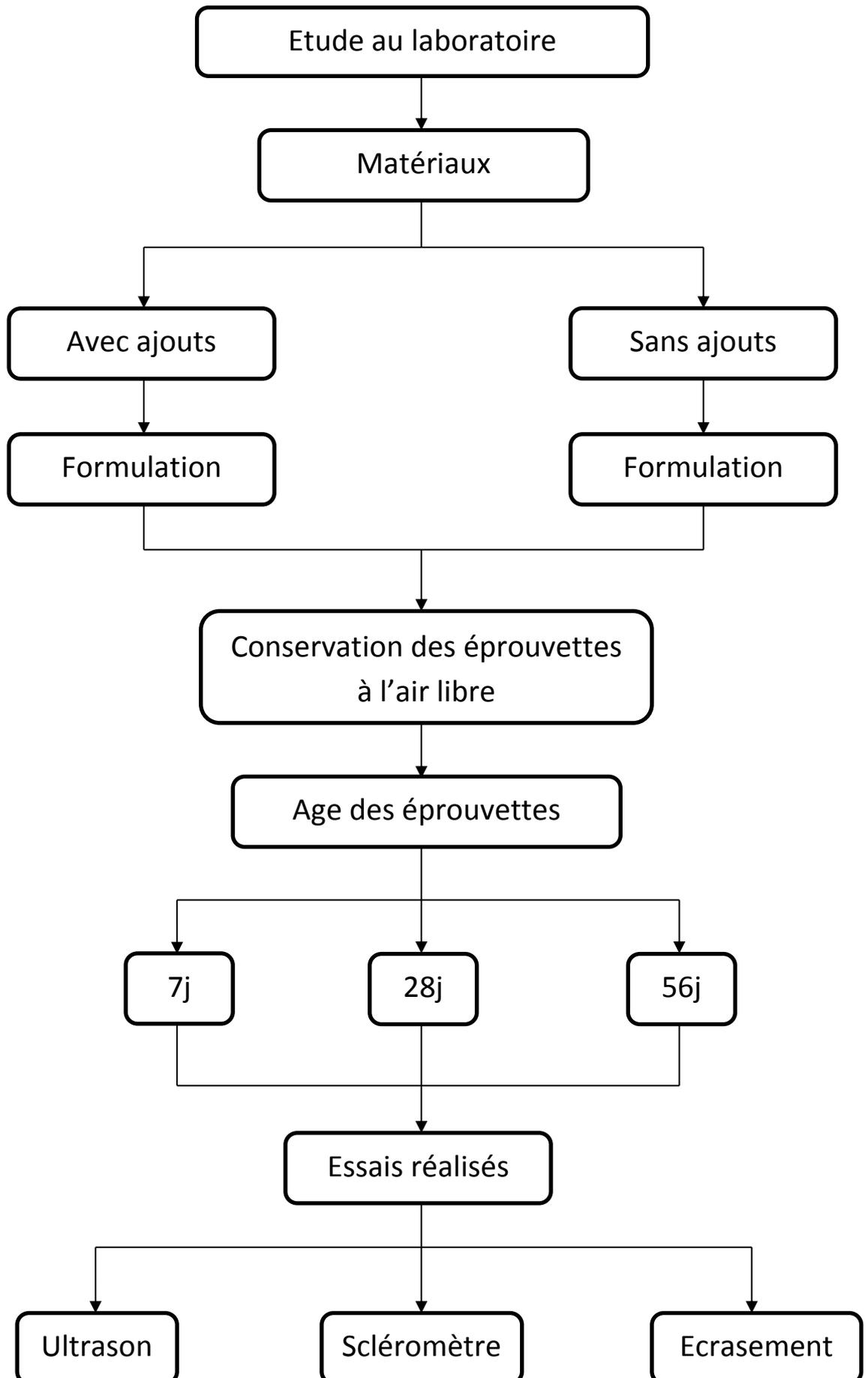
Figure 2.20 : Essai d'écrasement à la compression

II.5 Variables étudiées

Dans la partie expérimentale, les essais destructifs et non destructifs ont été effectués sur des éprouvettes confectionnées pour deux types de bétons, fabriqués en laboratoire.

Le béton à tester est basé sur une variation du pourcentage de l'ajout minéral.

L'organigramme suivant présente les variables de l'étude expérimentale réalisée au laboratoire.



Chapitre 3

Résultats et discussions

III.1 Introduction

L'étude expérimentale s'intéresse principalement à l'établissement des corrélations entre les essais destructifs et non destructifs effectués sur des spécimens du béton autoplaçant qui sont confectionnés en laboratoire et conservés à l'air libre. Les bétons faisant l'objet de cette étude sont basés sur une variation bi-paramétrique (teneur en pouzzolane et l'âge). Alors, les bétons à examiner sont au nombre de deux types, testés à trois âges (7, 28 et 56 jours).

III.2 Effet de la pouzzolane naturelle sur l'ouvrabilité des BAP

Tableau 3.1: Résultats des essais effectués à l'état frais

Type de Béton	Diamètre de l'étalement (mm)	Temps de l'étalement T50 (s)	Temps de l'écoulement (L-Box) T20(s)	Temps de l'écoulement (L-Box) T20(s)	Rapport H2/H1
BAP1 (Sans ajout)	750	3,45	2,03	4,05	0,92
BAP2 (15% de la PZN)	690	3,85	3,42	4,42	0,75

Le principe consiste à analyser l'effet de la pouzzolane naturelle (PZN) sur l'ouvrabilité d'un BAP de référence (sans ajout) à l'aide des différents essais de caractérisation cités dans le chapitre 2. Ceci permet d'étudier la variation des paramètres d'ouvrabilité du BAP en fonction de la teneur en pouzzolane. Il est important dans cette partie de contrôler la ségrégation, le blocage et le ressuage. Le tableau 3.1 donne les résultats des deux bétons testés à l'état frais pour le BAP1 qui contient 0% de pouzzolane et le BAP2 qui contient 15%. Les différentes proportions ont été calculées selon la procédure donnée dans l'annexe I en prenant les valeurs des paramètres nécessaires (S/M, E/L, SP/L) pour le confectionnement du mortier auto-plaçant comme des valeurs fixes.

III.2.1 Essai d'étalement

L'essai d'étalement permet d'évaluer la capacité de remplissage des BAP sous leurs propre poids et en absence d'obstacle. Les données concernant l'essai au cône d'Abrams sont montrées dans les figures 3.1 et 3.2.

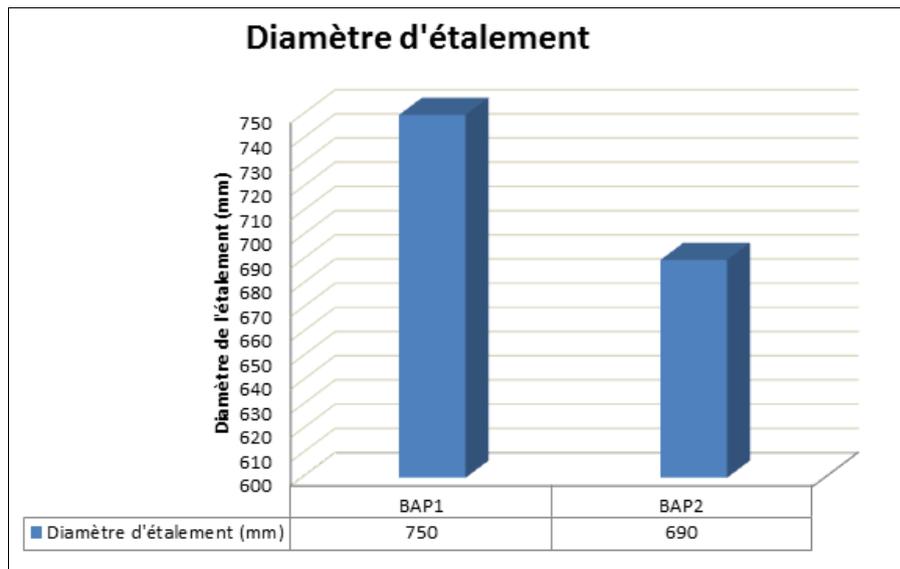


Figure 3.1 : Effet de la pouzzolane sur l'étalement

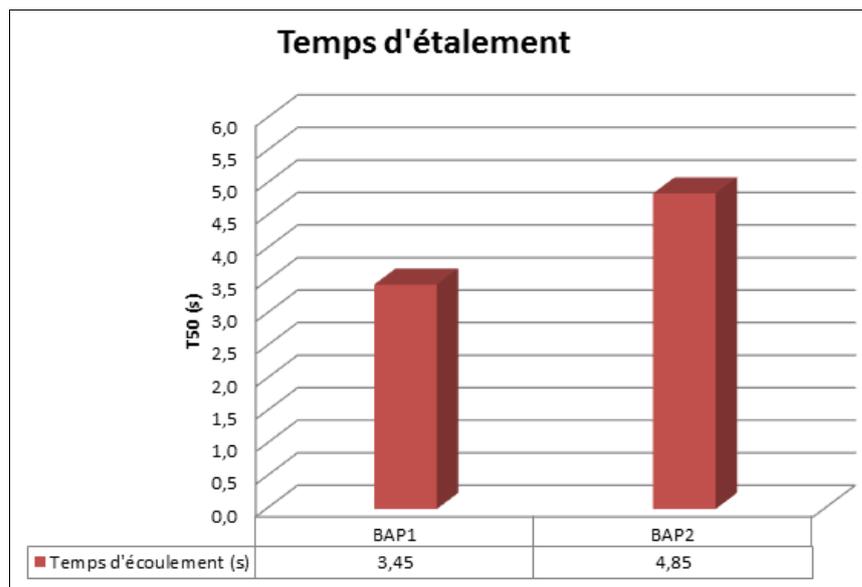


Figure 3.2 : Temps d'étalement du béton pour les deux bétons

On remarque que l'étalement de la galette du béton diminue de 750 mm à 690 mm pour un taux de substitution de 0% et 15% respectivement, tout en restant dans la marge des valeurs correspondantes au BAP [43] (c.-à-d. entre 650 mm et 800 mm). Ce qui correspond à une diminution de 8%. La diminution de l'étalement est probablement due à l'absorption d'eau élevée de la PZN. En outre, à partir la figure 3.2 on peut remarquer qu'un taux de substitutions de 15% donne une valeur de T_{50} (4,85s) plus élevée par rapport au béton de références (3,45s) avec un étalement acceptable de 690mm. Dans ce cas, on peut conclure que le taux de substitution de 15%

de ciment par la PZN peut être considéré comme un dosage acceptable qui permet de vérifier la capacité de remplissage à l'état libre en absence d'obstacles.

La perte d'ouvrabilité observée avec l'addition de la pouzzolane naturelle confirme les résultats observés par d'autres chercheurs [43].

III.2.2 Essai du L-Box

L'essai de la boîte en L (L-Box) donne une bonne appréciation de la capacité de remplissage, de passage et de la résistance à la ségrégation. Les résultats du rapport H_2/H_1 sont donnés dans la figure 3.3.

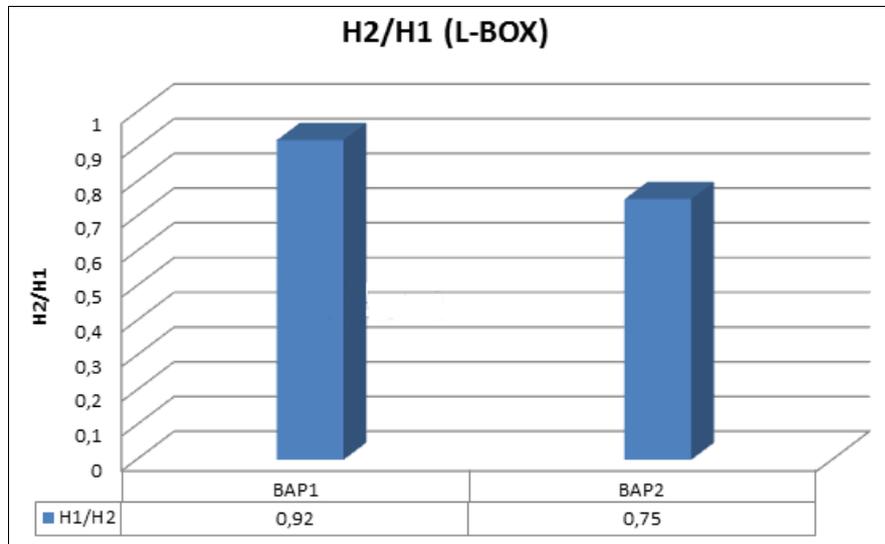


Figure 3.3 : Rapport H_2/H_1 pour les deux bétons

On remarque que le rapport H_2/H_1 est de 0,92 pour les BAP sans ajouts. Selon les exigences de l'essai, un taux de remplissage inférieur à 80% veut dire un risque de blocage. Pour une substitution de 15%, on remarque que le rapport H_2/H_1 diminue. L'augmentation du taux de substitution de 0% à 15% réduit le rapport H_2/H_1 de 0,92 à 0,75.

Sonebi et al. [44] ont démontré que le rapport H_2/H_1 est influencé par trois paramètres, le dosage en eau, le dosage en superplastifiant et la quantité de gros granulats dans le mélange. L'augmentation des deux premiers paramètres mène vers l'augmentation du rapport H_2/H_1 mais l'augmentation du dosage en granulats mène vers une diminution du rapport H_2/H_1 et augmente le risque de blocage des gros granulats derrière les bars d'aciers du L-Box.

Temps d'écoulements T_{20} et T_{40}

Les temps T_{20} et T_{40} désigne le temps de passage du béton à la ligne des 20 cm et à celle des 40 cm respectivement. Ils permettent d'évaluer la vitesse d'écoulement et donnent ainsi une indication pour la capacité de remplissage. Les valeurs de T_{20} et T_{40} sont montrées dans la figure 3.4 avec leurs variations en fonction de la teneur en PZN. On note que la valeur des deux temps d'écoulement diminue pour un taux de PZN de 15%. Par conséquent, on peut conclure qu'un taux de substitution de 15% de ciment par la PZN présente un dosage optimal. Ce résultat peut être expliqué par l'augmentation de la viscosité (cohésion) du mélange résultant de l'augmentation de la finesse qui fait augmenter la demande en eau.

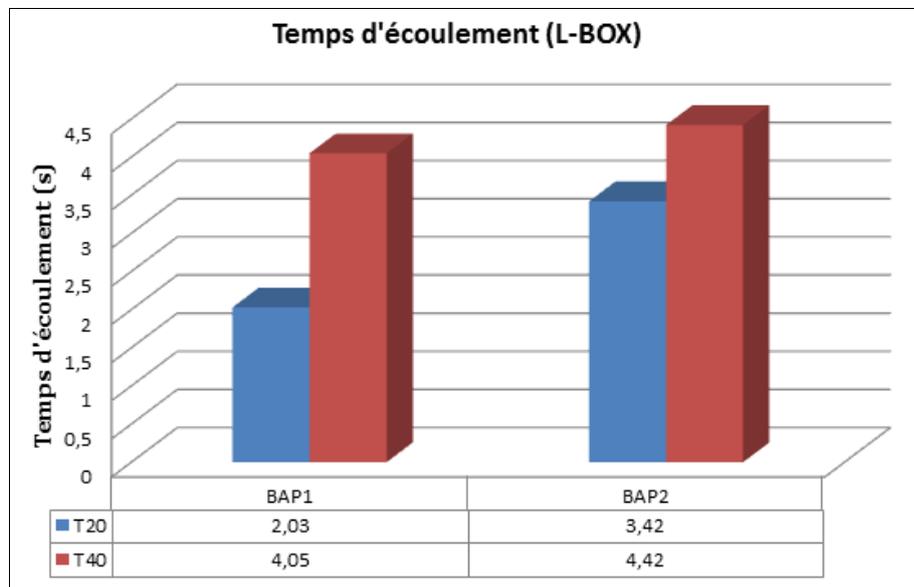


Figure 3.4 : Temps d'écoulement sur L-BOX pour les deux bétons

III.2.3 Conclusion

La substitution partielle du ciment par la PZN a modifié certains paramètres rhéologiques du BAP de référence (sans ajout) pour la même formulation. Concernant le temps et le diamètre d'étalement, l'introduction de la PZN n'a pas un effet significatif, toutes les valeurs ont été incluses dans les limites des valeurs proposées par les recommandations européennes. Le problème noté pour les BAP à base de PZN est leur capacité de passage, qui est faible par rapport au BAP sans ajout. L'augmentation du dosage de la PZN a augmenté la cohésion du mélange.

III.3 Etat durci

Les résultats obtenus, lors des essais destructifs et non destructifs à différents âges, sur les deux types de bétons auto-plaçants conservés à l'air libre, sont présentés dans le tableau 3.2.

Tableau 3.2: Résultats des essais destructifs et non destructifs sur les spécimens des deux bétons auto-plaçant conservés à l'air libre

Mélange	Age (jours)	Eprvt	Masse Volumique (kg/m ³)	V (km/s)	Indice sclérométrique « I »	Rc (MPa)
B1 0%	7	1	2,42	3,97	33	37,6
		2	2,38	4,21	36	39,9
		3	2,40	4,13	35	38,5
	28	1	2,32	4,35	38	42,7
		2	2,39	4,4	39	44,5
		3	2,28	4,28	37	41,6
	56	1	2,32	4,66	42	47,2
		2	2,34	4,52	40	46,1
		3	2,32	4,73	42	46,9
B2 15%	7	1	2,39	3,25	30	30,2
		2	2,27	3,45	30	30,4
		3	2,41	3,21	29	29,9
	28	1	2,32	3,59	31	34,1
		2	2,21	3,73	33	34,8
		3	2,36	3,45	31	33,3
	56	1	2,37	4,2	36	40,6
		2	2,34	3,98	36	40,3
		3	2,33	4,27	37	41,3

III.3.1 Analyse des résultats de la vitesse ultrasonique

III.3.1.1 Corrélation entre la résistance et la vitesse ultrasonique

La figure 3.5 présente une courbe de corrélation établie entre les résistances à la compression par écrasement «Rc» et les vitesses ultrasoniques «V» correspondantes (courbe de base). Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents bétons testés à différents âges. L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l'équation 3.1 avec un coefficient de corrélation $r = 0,943$.

$$R = 11,287 \exp (0,3074V) \dots \dots \dots (3.1)$$

Avec : R en MPa & V en km/s.

D'après la figure 3.5, on peut conclure qu'il existe une bonne corrélation ($r = 0,943$) entre les résistances à la compression par écrasement et les vitesses ultrasoniques correspondantes pour l'ensemble des différents bétons examinés à différents âges.

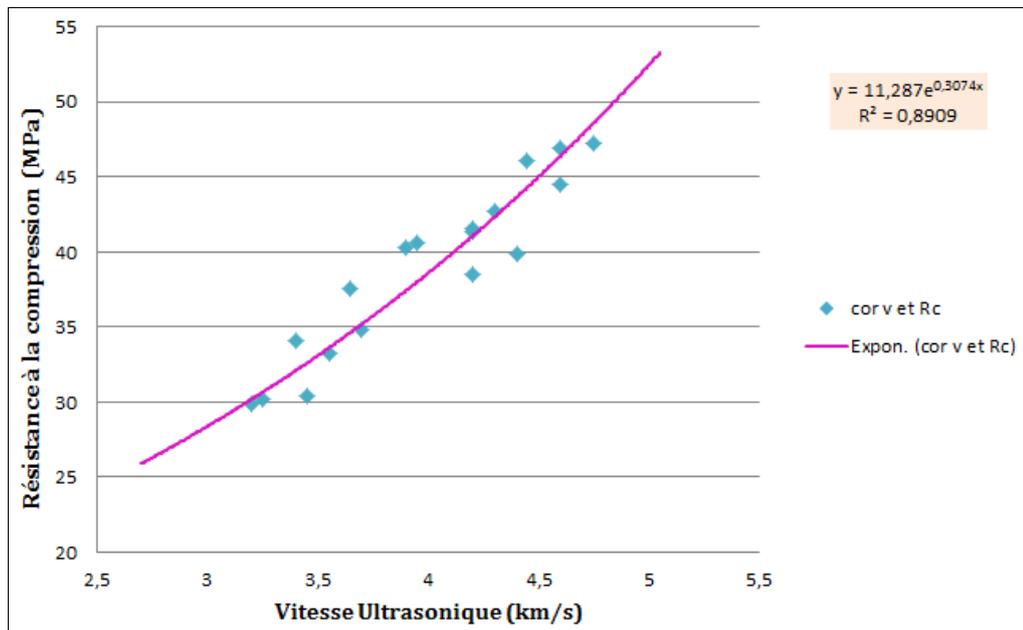


Figure 3.5 : Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique (courbe de base)

III.3.1.2 Effet de l'âge sur la résistance et la vitesse ultrasonique

Pour avoir l'effet de l'âge du béton sur la corrélation Résistance – vitesse ultrasonique, on a proposé pour chaque âge d'essai une équation de régression de forme exponentielle. Le tableau 3.3 regroupe les différentes corrélations proposées pour les différents âges utilisés.

Tableau 3.3: Corrélations Résistance à la compression – vitesse ultrasonique pour les différents âges du béton

Age	Equation de corrélation	coefficient de corrélation
7 jours	$R = 10,544 \exp (0,2505V) \dots (3.2)$	$r = 0,9153$
28 jours	$R = 13,387 \exp (0,2651V) \dots (3.3)$	$r = 0,9541$
56 jours	$R = 16,618 \exp (0,2105V) \dots (3.4)$	$r = 0,934$

La figure 3.6 présente une comparaison des deux modèles proposés entre la résistance à la compression avec la vitesse ultrasonique à l'âge de 7 jours présentée par l'équation 3.2 avec un coefficient de corrélation $r = 0,9153$, et la courbe base I de l'équation 3.1.

$$R = 10,544 \exp (0,2505V) \dots \dots \dots (3.2)$$

De la figure 3.6, on remarque que pour une vitesse entre 3 et 4 km/s la courbe de base de l'équation 3.1, donne presque la même résistance à la compression des bétons de 7 jours. A l'extérieur de cet intervalle, cette dernière est surestimée par la courbe de base.

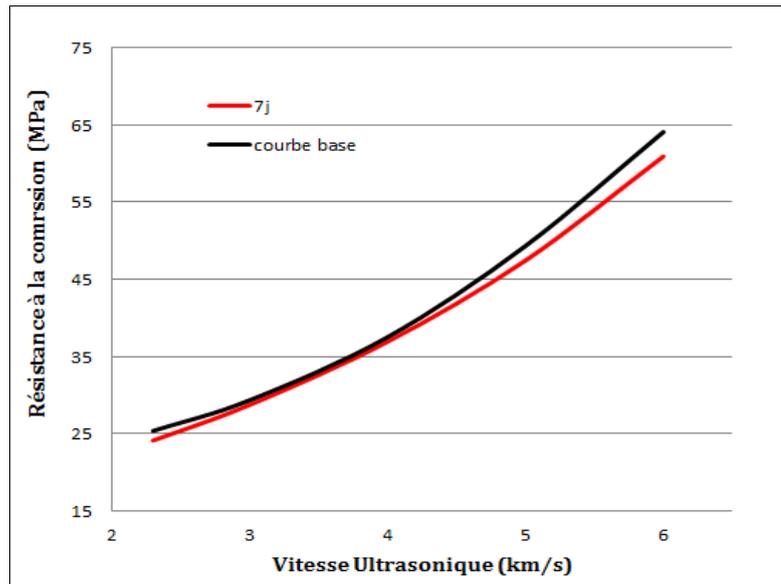


Figure 3.6 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique pour les bétons de 7 jours

La figure 3.7 présente une comparaison entre les deux modèles proposés entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à l'âge de 28 jours et la courbe de base de l'équation 3. 1.

$$R = 13,387 \exp (0,2651V) \dots \dots \dots (3.3)$$

D'après la figure 3.7, on remarque que pour des vitesses inférieures à 2,4 km/s, la courbe de base de, surestime la résistance pour des bétons de 28 jours. Au-delà de cette vitesse, on remarque que la courbe de base, sous-estime la résistance pour des bétons de 28 jours.

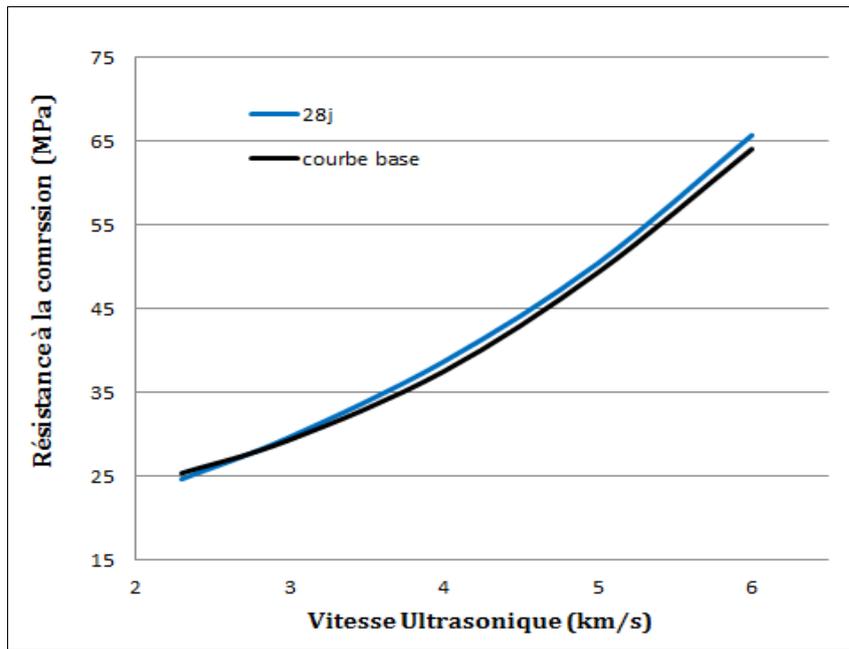


Figure 3.7 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique pour les bétons de 28 jours

La figure 3.8 présente une comparaison entre les deux modèles proposés entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique à l'âge de 56 jours et la courbe de base.

$$R = 16,618 \exp (0,2105V) \dots \dots \dots (3.4)$$

De cette figure, on remarque que pour des vitesses inférieures à 5,6 km/s et la courbe base I de l'équation 3.1, sous-estime la résistance pour des bétons de 56 jours. Au-delà de cette vitesse, on remarque que la courbe de base, surestime la résistance pour des bétons de 56 jours.

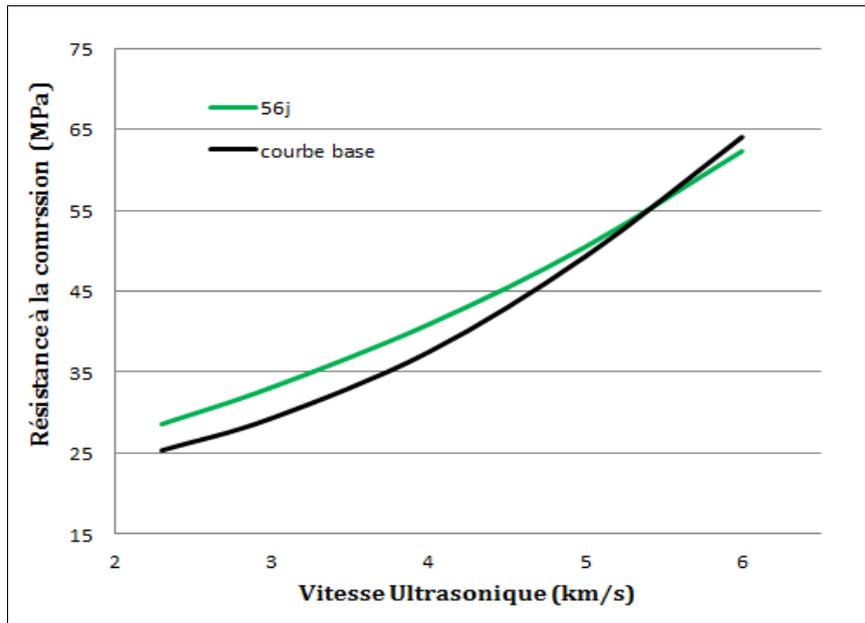


Figure 3.8 : *Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique pour les bétons de 56 jours*

La figure 3.9 regroupe les différentes corrélations à différents âges. On remarque une dispersion des résultats. Pour une vitesse inférieure à 2,8 km/s l'équation de la courbe base surestime la résistance du béton à l'âge 28 jours et sous-estime la résistance pour le béton de 56 jours. Pour une vitesse entre 2,8 et 5,5 km/s cette courbe de base sous-estime la résistance du béton à l'âge de 28 et 56 jours. Au-delà de cet intervalle, la même courbe de base sous-estime la résistance des bétons de 28 et 56 jours. La résistance des bétons de 7 jours est toujours sur estimé par la courbe de base.

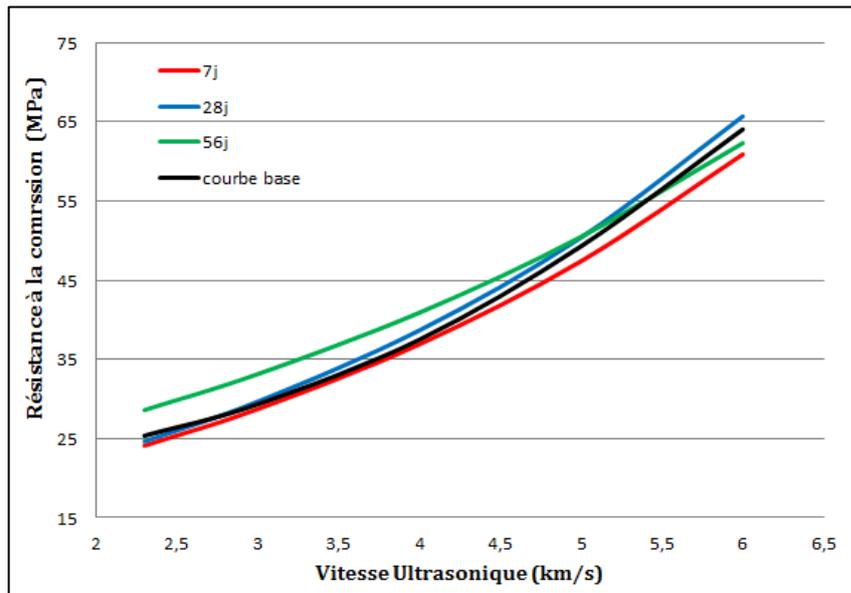


Figure 3.9 : *Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique en fonction de l'âge du béton.*

III.3.1.3 Effet de la teneur en pouzzolane sur la résistance et la vitesse ultrasonique

Pour viser l'effet la teneur en pouzzolane sur la corrélation résistance - la vitesse ultrasonique, on a fait une étude comparative entre les bétons B1 et B2 dont la teneur de la pouzzolane est respectivement de 0% et 15%. Les résultats d'étude sont présentés au tableau 3.4 et la figure 3.10.

Tableau 3.4 : *Corrélations Résistance à la compression – vitesse ultrasonique pour les deux bétons (avec et sans ajout).*

Teneur en PZN	Equation de corrélation	Coefficient de corrélation
B1: 0%	$R = 15,579 \exp(0,2071V) \dots (3.5)$	$r = 0,8896$
B2: 15%	$R = 11,199 \exp(0,304V) \dots (3.6)$	$r = 0,9227$

A partir de cette figure, on remarque que pour une vitesse inférieure à 5,2 km/s la résistance à la compression des bétons sans ajout est sous-estimée par la courbe de base. Par contre, la résistance du B2 est surestimée par la courbe de base, donc on peut conclure que pour une même vitesse ultrasonique «V», les bétons contenant de la pouzzolane, ayant la plus faible résistance mécanique. Au-delà de cet intervalle on remarque que la résistance à la compression des bétons contenant de la pouzzolane est sous-estimée par la courbe base. Par contre, le béton sans ajout est surestimé par la courbe de base.

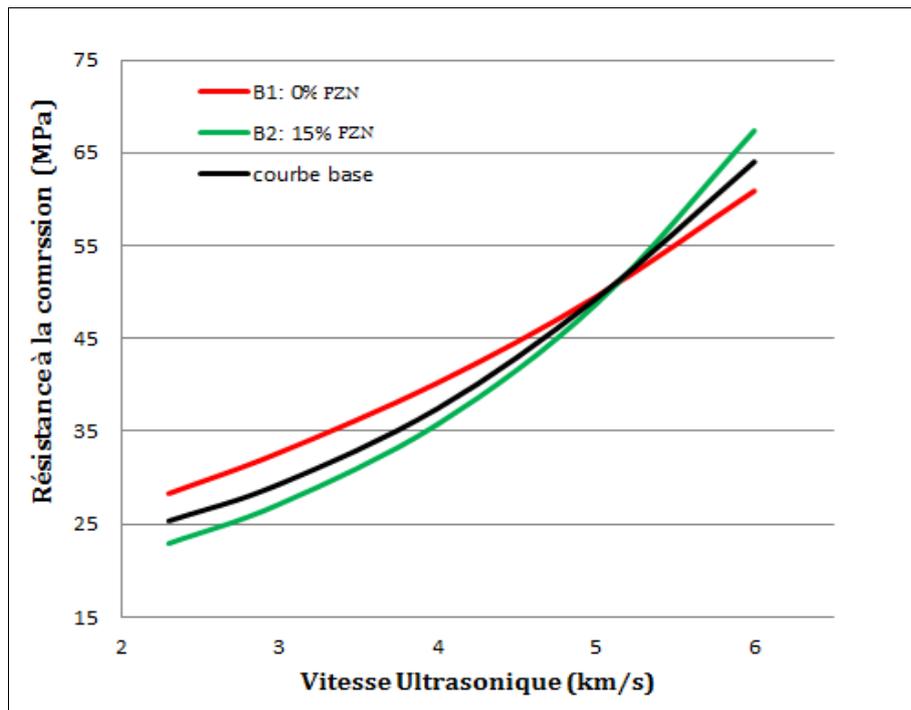


Figure 3.10 : Corrélation Résistance à la compression – Vitesse Ultrasonique en fonction de la teneur en PZN.

III.3.1.4 Conclusion

D'après cette série de corrélations établies à l'aide de l'ultrason et en fonction de plusieurs paramètres on peut dire que :

- Les corrélations entre la résistance du béton à la compression « R_c » et la vitesse ultrasonique « V », ont essentiellement des courbes de forme exponentielle, et la variation des différents paramètres n'a pas d'influence sur cette forme.
- Pour une même résistance mécanique, le béton contenant de la pouzzolane (B2), donne des mesures de (R_c) par vitesses ultrasoniques supérieures à celles déduites sur béton sans ajout (B1)
- Pour une vitesse inférieure à 4,6 km/s, la résistance déduite par l'ultrason augmente avec l'âge de béton.

III.3.1.5 Etude comparative avec les corrélations des bétons ordinaires

Pour des bétons ordinaires fabriqués au laboratoire, de nombreuses corrélations entre la résistance à la compression par écrasement « R_c » et la vitesse ultrasonique « V », ont été proposées par différents chercheurs.

- **Boukhelkhal [24]**, a proposé une relation de forme exponentielle pour le cas de conservation à l'air libre selon l'équation (3.7)
- **Khodja [10]**, a proposé une relation de forme exponentielle pour le cas de conservation à l'air libre selon l'équation (3.8)
- **Hobbs et Tchouktche K. [24]**, ont proposé une relation polynomiale selon l'équation (3.9)

Les détails de ces équations sont illustrés dans le tableau 3.5 :

Tableau 3.5 : Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservé à l'air libre

Auteurs	Equation de corrélation	coefficient de corrélation	Référence
Notre corrélation	$R = 11,287 \exp(0,3074V) \dots (3.1)$	$r = 0,943$	/
Boukhelkhal	$R = 0,311 \exp(1,041 V) \dots (3.7)$	$r = 0,951$	[24]
Khodja	$R = 0,008 \exp(1,913 V) \dots (3.8)$	$r = 0,923$	[10]
Hobbs et Tchouktche K.	$R = 12,289V^2 - 49,024V + 24,271 \dots (3.9)$	$r = 0,950$	[24]

La figure 3.11, présente une comparaison entre les différentes corrélations proposées par d'autres auteurs entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique des bétons fabriqués au laboratoire en comparaison à la corrélation proposé de cette étude.

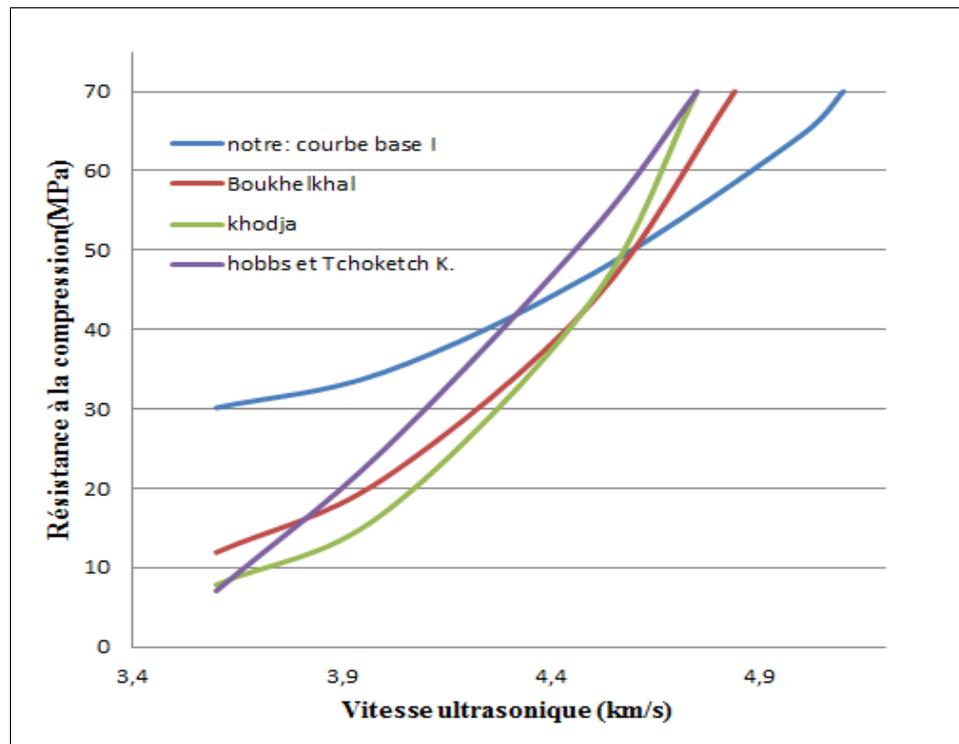


Figure 3.11 : *Corrélations Résistance à la compression – Vitesse ultrasonique établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire.*

On remarque d'après cette figure que

- Notre courbe de base donne des résistances supérieures à celles déduites par les autres courbes des équations 3.7, 3.8 et 3.9 pour des vitesses supérieures à 4,3 km/s d'une manière significative. Ceci montre que la résistance à la compression déterminée par l'essai ultrasonique pour un BAP est supérieure à celle des bétons ordinaires pour une même vitesse inférieure à 4,3 km/s.
- Pour la même la vitesse du son, la résistance des bétons ordinaires est inférieure à celle des BAP. Cette différence peut être expliquée par le volume de pate élevé dans les BAP que celle des bétons ordinaires de Khoudja, Boukhelkhal et Hobbs
- Pour une vitesse entre 4,3 et 4,6 km/s on remarque une dispersion des résultats au-delà de ces intervalles les courbes développées par les autres chercheurs donnent des résistances plus élevées a notre courbe base.
- Pour une même résistance à la compression, le béton ayant le dosage en gravier le plus élevé, donne une vitesse plus élevée ce qui explique la différence de la vitesse entre le BAP et les autres bétons ordinaires.
- Le D_{max} pour un BAP est inférieur à 16 mm, par contre le béton ordinaire ou le D_{max} est supérieur à 20mm ce qui empêche une bonne transmission des ondes dans le béton.

III.3.2 Analyse des résultats de l'indice de rebondissement

III.3.2.1 Corrélation entre la résistance et l'indice de rebondissement

La figure 3.12 présente la corrélation établie entre les mesures de la résistance à la compression par écrasement «Rc» et les indices de rebondissement «I» correspondants (courbe de base). Cette corrélation est développée sur l'ensemble des différents bétons testés à différents âges.

L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l'équation 3.5 avec un coefficient de corrélation $r = 0,979$.

$$R = 10,74 \exp (0,0362 I) \dots\dots\dots (3.5)$$

Avec : **R** en **MPa**

D'après la figure 3.12, on peut conclure qu'il existe une bonne corrélation ($r = 0,979$) entre les résistances à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement correspondants pour l'ensemble des différents bétons examinés à différents âges.

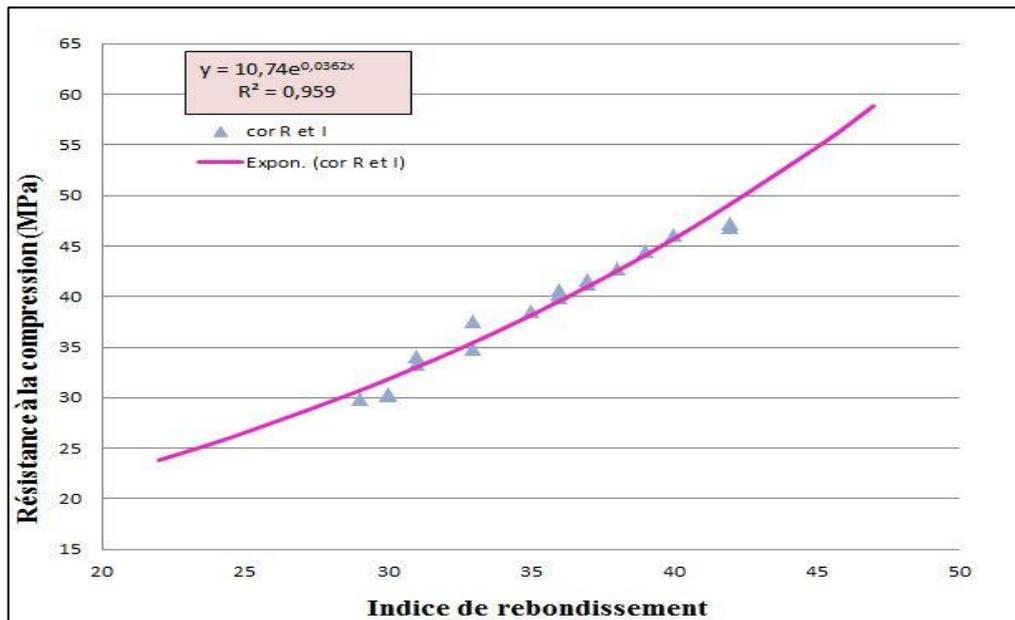


Figure 3.12 : Corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement (courbe de base)

III.3.2.2 Effet de l'âge sur la résistance et l'indice de rebondissement

Pour avoir l'effet de l'âge du béton sur la corrélation Résistance – indice de rebondissement, on a proposé pour chaque âge d'essai une équation de régression de forme exponentielle. Le tableau 3.5, regroupe les différentes corrélations proposées pour les différents âges utilisés.

Tableau 3.6 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les différents âges de béton

Age	Equation de corrélation	coefficient de corrélation
7 jours	$R = 8,4622 \exp(0,0434I) \dots (3.10)$	$r = 0,972$
28 jours	$R = 12,077 \exp(0,0331I) \dots (3.11)$	$r = 0,989$
56 jours	$R = 13,745 \exp(0,0297I) \dots (3.12)$	$r = 0,977$

La figure 3.13 présente une comparaison entre les deux modèles proposés entre la résistance à la compression et la vitesse ultrasonique pour l'âge de 7 jours et la courbe base de l'équation 3.5. De cette figure, on remarque que la courbe de base de l'équation 3.5, surestime avec un écart inférieur à un MPa la résistance. Pour un indice sclérométrique supérieur à 35, la courbe de base sous-estime la résistance des bétons avec un écart de (2 à 5) MPa.

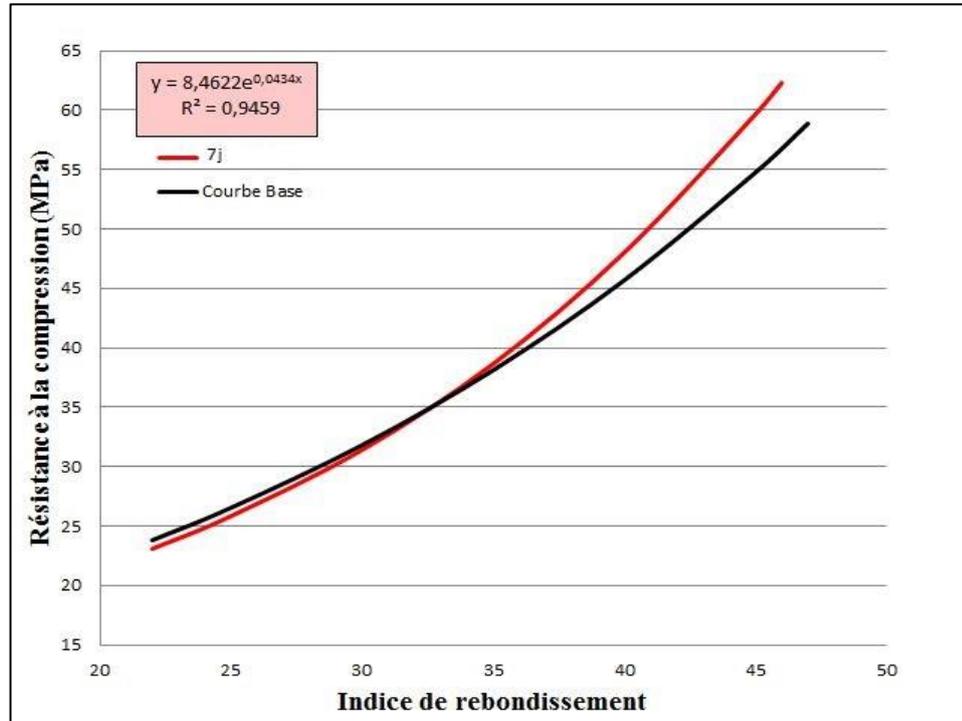


Figure 3.13: Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les bétons de 7 jours

La figure 3.14 présente une comparaison entre les deux modèles proposés entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement pour l'âge de 28 jours et la courbe de base. On remarque que pour un indice de rebondissement inférieur à 34, la courbe de base de l'équation 3.5 sous-estime la résistance pour des bétons de 28 jours avec un écart inférieur à deux MPa. Au-delà on remarque que la courbe de base, surestime la résistance pour des bétons de 28 jours.

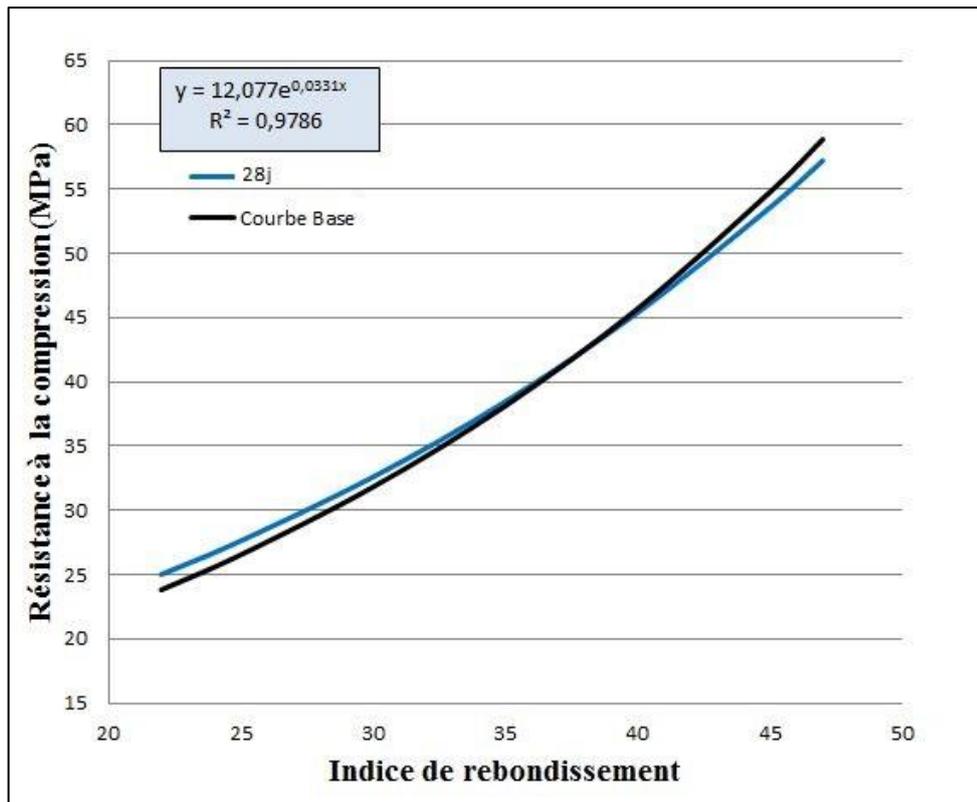


Figure 3.14 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les bétons de 28 jours

La figure 3.15 présente une comparaison entre les deux modèles proposés entre la résistance à la compression et l'indice de rebondissement pour l'âge de 56 jours et la courbe de base. On remarque que pour des indices inférieurs à 38 la courbe de base sous-estime la résistance pour des bétons de 56 jours avec un écart inférieur à 4 MPa. Au-delà, on remarque que la courbe de base, surestime la résistance pour des bétons de 56 jours avec un écart inférieur à 4 MPa.

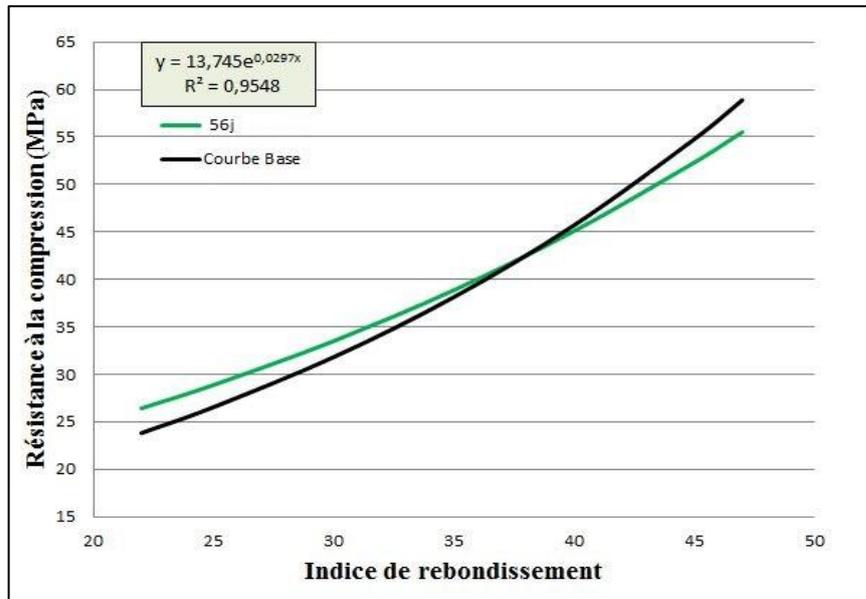


Figure 3.15: *Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les bétons de 56 jours*

La figure 3.16 montre une dispersion des résultats pour différents âges. Pour des indices inférieurs à 37 l'équation de la courbe base surestime la résistance du béton à l'âge 7 jours et sous-estime la résistance pour le béton de 28 et 56 jours avec un écart de (2 et 4) MPa respectivement. Pour un indice supérieur à 37 cette courbe de base sous-estime la résistance du béton à l'âge 7 jours et sur estime la résistance des bétons de 28 et 56 jours.

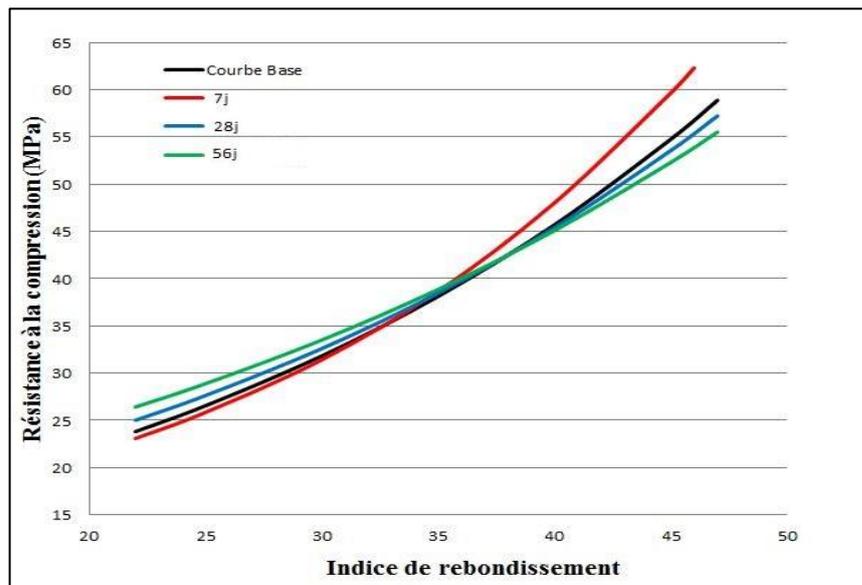


Figure 3.16: *Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement en fonction de l'âge du béton*

III.3.2.3 Effet de la teneur en pouzzolane sur la résistance et l'indice de rebondissement

L'effet la teneur en pouzzolane sur la corrélation résistance – indice de rebondissement, est présenté dans tableau 3.7 et la figure 3.17.

Tableau 3.7 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement pour les deux bétons (avec et sans ajout).

Teneur en PZN	Equation de corrélation	coefficient de corrélation
B1: 0%	$R = 13,079 \exp(0,0311I) \dots (3.9)$	$r = 0,976$
B2: 15%	$R = 8,7393 \exp(0,0424I) \dots (3.10)$	$r = 0,981$

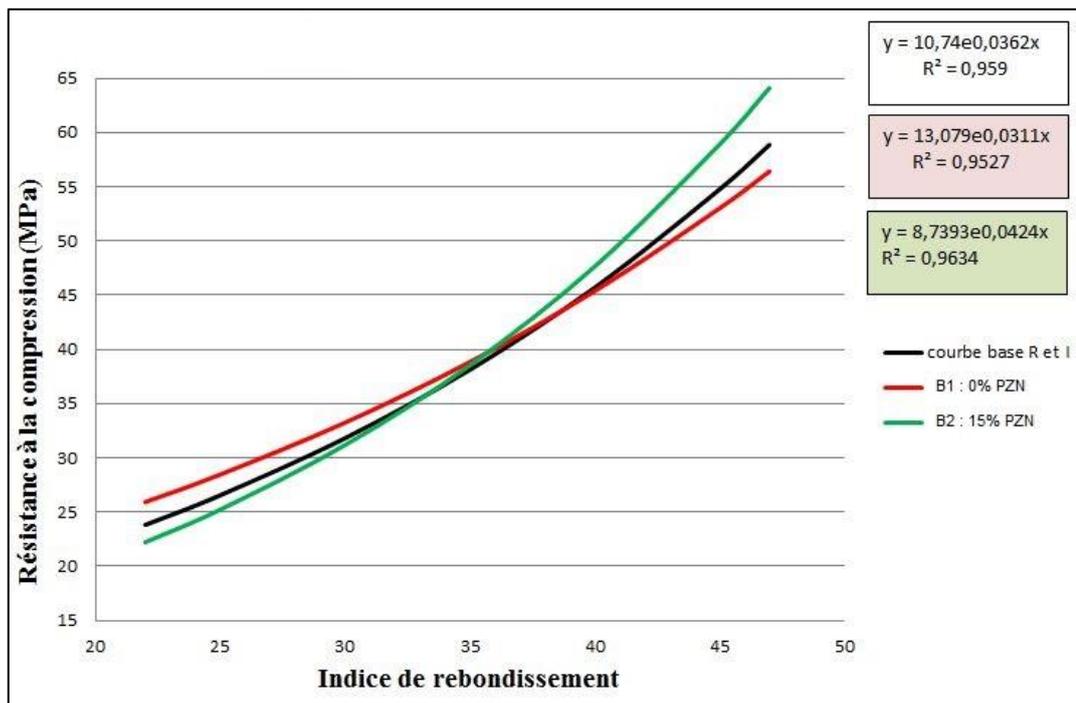


Figure 3.17 : Corrélation Résistance à la compression – Indice de rebondissement en fonction de la teneur en PZN.

A partir de cette figure, on remarque que pour un indice inférieur à 36 la résistance à la compression des bétons sans ajout est surestimée par la courbe de base. Par contre, la résistance du béton B2 est sous-estimée par la courbe de base, donc on peut conclure que pour le même indice de rebondissement «I», les bétons contenant de la pouzzolane, ont la plus faible résistance mécanique.

Au-delà de cet intervalle, on remarque que la résistance à la compression des bétons contenant de la pouzzolane est surestimée par la courbe de base. Par contre, le béton sans ajout est sous-estimé par la même courbe.

III.3.2.4 Conclusion

D'après cette série de corrélations établies à l'aide de l'essai sclérométrique et en fonction de plusieurs paramètres on peut dire que :

- Les corrélations entre la résistance du béton à la compression « R_c » et l'indice de rebondissement « I », ont essentiellement des courbes de forme exponentielle, et la variation des différents paramètres n'a pas d'influence sur cette forme.
- Pour un indice de rebondissement inférieur à 25, la corrélation proposée dans cette étude donne des résistances plus élevées à celles données par les autres corrélations.
- La teneur en pouzzolane n'a pas d'effet significatif sur la corrélation Résistance à la compression Indice sclérométrique.

III.3.2.5 Etude comparative avec les corrélations sur béton ordinaire

De nombreuses corrélations entre la résistance à la compression par écrasement « R_c » et l'indice de rebondissement « I », ont été proposées par différents chercheurs sur des bétons ordinaires fabriqués au laboratoire.

- **Boukhelkhal [24]**, a proposé une relation de forme puissance pour le cas de conservation à l'air libre selon l'équation (3.11)
- **Khodja [10]**, a proposé une relation de forme puissance pour le cas de conservation à l'air libre selon l'équation (3.12)
- **Hobbs et Tchouktche K. [24]**, ont proposé une relation linéaire selon l'équation (3.13)

Les détails de ces équations sont illustrés dans le tableau 3.8.

Tableau 3.8 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons ordinaires fabriqués en laboratoire et conservé à l'air libre

Auteurs	Equation de corrélation	coefficient de corrélation	Référence
Notre : base II	$R = 10,74 \exp(0,0362 I) \dots (3.5)$	$r = 0,979$	/
Boukhelkhal	$R = 0,022 I^{1,952} \dots (3.11)$	$r = 0,951$	[24]
Khodja	$R = 0,044 I^{1,823} \dots (3.12)$	$r = 0,929$	[10]
Hobbs et Tchouktche K.	$R = 2,168 I - 27,747 \dots (3.13)$	$r = 0,962$	[24]

La figure 3.18 présente une comparaison entre les différentes corrélations proposées entre la résistance à la compression par écrasement et l'indice de rebondissement des bétons ordinaires.

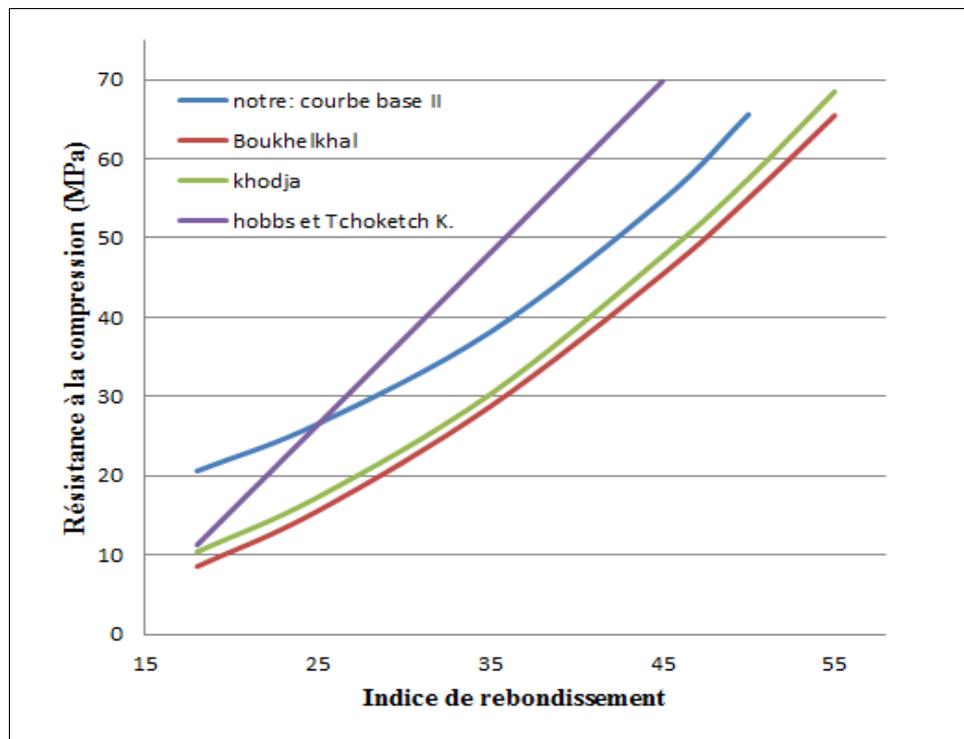


Figure 3.18 : Corrélations Résistance à la compression – Indice de rebondissement établies par divers auteurs pour des bétons fabriqués en laboratoire et conservés à l'air libre.

De la figure 3.18, on remarque que :

- la corrélation proposée dans cette étude de l'équation 3.10 donne des résistances supérieures à celles estimées par d'autres corrélations pour les indices supérieurs à 25.
- la corrélation proposée dans cette étude de l'équation 3.10 suit la même allure que celles proposées par Khodja et Boukhelkhal. L'écart entre les deux corrélations est de 10 MPa
- Un écart remarquable augmente avec l'indice de rebondissement entre notre corrélation et la corrélation proposée Hobbs et Tchoukche K cet écart peut atteindre la valeur de 20 MPa cet écart peut être expliqué par la différence du volume de pâte entre le BAP et les autres bétons ordinaires, ou par la différence entre les dimensions maximales des granulats utilisés.

III.4 Conclusion

Dans le cadre de cette étude, l'analyse des résultats expérimentaux peut mener aux conclusions suivantes:

- L'introduction de la pouzzolane a modifié un peu l'ouvrabilité du BAP avec un effet non-significatif, toutes les valeurs ont été incluses dans les limites des valeurs proposées par les recommandations européennes.
- Malgré la variation bi-paramétrique (teneur en PZN , âge) des bétons fabriqués en laboratoire, il est possible de développer une relation de bonne corrélation entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives correspondantes (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) pour l'ensemble des différents bétons examinés.
- les corrélations développées à l'aide du scléromètre et l'ultrason donnent des résistances supérieures à celles des bétons ordinaires.
- Malgré la variation de l'âge, un indice de rebondissement donne des résistances avec un écart non remarquable.
- Pour la même vitesse ultrasonique la résistance des bétons de 7 et 28 jours est inférieure à celle de 56 jours.
- La teneur en pouzzolane n'as pas un effet significatif sur la résistance donné par le scléromètre par rapport à celle donnée par l'ultrason ou l'écart est plus de 4 MPa.

Conclusion générale

Ce travail consiste en l'étude de la relation entre les résistances des bétons autoplaçants par les essais d'écrasement sur des cubes de 10 cm de côté et celle déterminée par des essais NDT, ainsi qu'une comparaison entre des corrélations développées et d'autres corrélations proposées dans la littérature sur le BAP. Pour répondre à nos objectifs, différents bétons ont été fabriqués au laboratoire de géo matériaux l'Université de BLIDA, en faisant varier deux paramètres (teneur en pouzzolane et l'âge). Des essais à l'état frais ont été réalisés sur ces deux bétons afin de déterminer l'effet de l'ajout sur l'ouvrabilité du BAP.

Les résultats de la partie expérimentale nous ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- L'analyse bibliographique a montré que la corrélation entre la résistance à la compression et les mesures non destructives est affectée par beaucoup de facteurs et elle n'est pas toujours appropriée à tous les types de béton.
- Le béton autoplaçant peut être confectionné en utilisant les matériaux locaux.
- L'introduction de la pouzzolane a modifié un peu l'ouvrabilité du BAP avec un effet non-significatif.
- La résistance des BAP aux jeunes âges est très élevée par rapport à celle des bétons ordinaires (29 à 39 MPa à l'âge de 7 jours pour les BAP).
- Les résistances mécaniques pour un béton autoplaçant diminuent en présence de la pouzzolane.
- Il existe un nombre limité des corrélations entre les essais NDT et la résistance pour un béton autoplaçant, donc il est un peu difficile de faire une étude comparative entre nos relations et d'autres relations sur les BAP.
- Pour un indice de rebondissement ou une vitesse ultrasonique, l'âge du béton n'as pas un effet significatif sur la résistance à la compression d'un BAP.
- La variation des deux paramètres (teneur en PZN et l'âge), n'a pas d'influence sur la forme de la courbe de corrélation (exponentielle pour V et I).
- Il est possible de développer des relations de bonne corrélation entre la résistance à la compression par écrasement et les mesures non destructives correspondantes (indice de rebondissement et vitesse ultrasonique) pour l'ensemble des bétons examinés, étant donné le nombre de variables utilisées sur les bétons étudiés (teneur en pouzzolane et l'âge).

Références bibliographiques

- [1] A.S. Nik, O.L.Omran, Estimation of compressive strength of self-compacted concrete with fibers consisting nano-SiO₂ using ultrasonic pulse velocity. Young Researchers Club, Jouybar Branch, Islamic Azad University, Jouybar, Iran, 2013.
- [2] EN206-1. Concrete-part 1, spécification, performance, production and conformity, European Standard, 2000, 72p.
- [3] O. Boukendakdji, E. Kadri, S. Kenai. Effects of granulated blast furnace slag and super plasticizer type on the fresh properties and compressive strength of self-compacting concrete. Laboratory L2MGC, University of Cergy Pontoise, F9500 France, 2011.
- [4] I.R. Viacava, A.A.D. Cea, G.R.D. Sensale. Self-compacting concrete of medium characteristic strength, Universidad de la República, Montevideo, Uruguay, C/Hugo Prato 2314, 11200, 2012.
- [5] M.Uysal, M. Sume. Performance of self-compacting concrete containing different mineral admixtures. Sakarya University, Civil Engineering Department, Sakarya 54187, Turkey 2011.
- [6] G. Dreux, J. Festa. Nouveau guide du béton et de ses constituants. Edition Eyrolle 2002, 409p.
- [7] P. Acker, M. Adam, M. Mamillan, J. Saulnier. Béton hydraulique. Techniques de l'ingénieur, Traité construction, C 2 240, 1986.
- [8] H. Boukli, F. Ghomari, F. Schoefs, A. Khelidj. Étude expérimentale et statistique de l'influence de l'affaissement et de l'air occlus sur la résistance à la compression des bétons. Libanaise Science Journal, Vol. 10, N° 2, pp. 91-100, 2009.
- [9] M. Belouadah. Evaluation des effets secondaires liés à l'incorporation des adjuvants sur les propriétés de durabilité du béton à base de matériaux locaux. Mémoire de magister, Université Mohamed Boudiaf, M'sila, Algérie, 2004.

- [10] K. Ali Benyahia. Corrélation entre essais non destructifs et essais destructifs du béton à faible résistance. Mémoire de Magister, Université Hassiba Ben Bouali, Chlef, Algérie, 2010.
- [11] A Neville. M. Propriétés des bétons. Edition Eyrolles, Paris, France, 2000.
- [12] G.Hermide. Influence du volume de pâte et de la concentration en ciment sur pâte. Thèse de doctorat de l'école normale supérieure de Cachan, France, 2008.
- [13] G.Dreux, j.Festa. Nouveau guide du béton et de ses constituants. Edition Eyrolles, Paris, France, 2002.
- [14] A.Ginette,H.Hugues. Grandubé : Grandeurs associées à la durabilité des bétons. Association française de génie civil, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, 2007.
- [15] N. Kedjour. Propriétés et pathologie du béton. Office des Publications Universitaires, Algérie, 1993.
- [16] R. F. Feidman. Essais non destructifs du béton.CBD-187-F, 2005.
- [17] D. Breysse. Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods.University Bordeaux, I2M, UMR 5295, F-33400 Talence, France, 2012.
- [18] R.G.Khare. Prediction of compressive strength of concrete by various non-destructive tests methods.Essar Engineering Center, Mumbai.
- [19] M.Celaya, S. Nazarian, D. Yuan.Comparison of field and laboratory strengths of concrete slabs.International Symposium Non-Destructive Testing inCivil Engineering, France, 6p, 2009.
- [20] D. Breysse,O. Abraham, 2005. Méthodologie d'évaluation non destructive del'état d'altération des ouvrages en béton. Presses de l'école nationale des Ponts etChaussées, Paris, France.

- [21] J.F. Lataste. Evaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique. Thèse de doctorat, Université de Bordeaux, 2002.
- [22] F. Sturup et al. Pulse velocity as a measure of concrete compressive strength in situ/ non-destructive testing of concrete. ACI SP-82, Detroit, 201-227, 1988.
- [23] A. Benouis, N. Khaldi et Y. Cherait. Comparaison des résistances des bétons déterminées par écrasement et par scléromètre : influence de la composition. Afrique Science 03, Vol.3, 2007, pp.305-314.
- [24] S. Kenai, B. Menadi, M. Benrekia, D. Boukhelkhal. Corrélation entre les essais NDT et les essais destructives'' Université de Blida , Algérie
- [25] X. Ferrieres, G. Klyszb, P. Mazeta, J.P. Balayssac. Evaluation of the concrete electromagnetics properties by using radar measurements in a context of building sustainability. Computer Physics Communications, pp. 1-5, 2009.
- [26] A.N. Bin Ibrahim, P. Bin Ismail, M. Forde. Guide book on non-destructive testing of concrete structures. International Atomic Energy Agency, Vienna, 2002.
- [27] LCPC . Présentation des techniques de diagnostic de l'état d'un béton soumis à un incendie ,Paris , France 2005
- [28] L. Lachmat, S. Kenai. Effet du type et de la durée de cure sur les propriétés du béton en climat chaud. Séminaire international sur la qualité du béton en climat chaud, Ghardaïa, Algérie, 1994.
- [29] G. Cochet, F. Sorrentino. Limestone filled cements: Properties and Uses. Cement and Concrete Journal, Vol. 4, pp. 267-295, 1992.
- [30] NF EN 12504-4. Essais pour béton dans les structures. Partie 4 : Détermination de la vitesse de propagation du son. AFNOR, 17p, 2005.
- [31] T. R. Naik, V.M. Malhotra, J.S. Popovics. The Ultrasonic Pulse Velocity Method. Handbook on Non-destructive Testing of Concrete. CRC Press LLC, 19p, 2004.

- [32] M.F. Kaplan. The effects of age and water to cement ratio upon the relation between ultrasonic pulse velocity and compressive strength of concrete, *Mag. Concr. Res*, 1959.
- [33] R. Jones. Testing of concrete by an ultrasonic pulse technique. *RILEM ISymp. On Non-destructive Testing of Materials and Structures*, Vol.1, pp. A-17, 1954.
- [34] J.H. Bungey, S.G. Millard, M.G. Grantham. *Testing of concrete in structures*. 4th. Tylor Francis, 2006.
- [35] M. Benrokia, *Corrélations entre essais non destructifs et essais destructifs de la résistance à la compression du béton : Essais en laboratoire*. Thèse de Magister, Université de Médéa, Algérie, Octobre, 2011.
- [36] S. Popovics. Analysis of the concrete strength versus ultrasonic pulse velocity relationship. *American Society for Nondestructive Testing*, 2007.
- [37] Z. Ç. Ulucan, K. Türk, M. Karatas. Effect of mineral admixtures on the correlation between ultrasonic velocity and compressive strength for self-compacting concrete. *Russian Journal of Non-destructive Testing*, Vol. 44, No. 5, pp. 367–374, 2008.
- [38] V.M. Malhotra. *Surface hardness method*. Department of Natural Resources Canada, Ottawa, *Handbook on non-destructive testing*, 2004.
- [39] J.P. Balayssac, S. Laurens, G. Arliguie, M.A. Ploix, D. Breysse, X. Dérobert, B. Piwakowski. Evaluation of concrete structures by combining non-destructive testing methods (SENSO project). *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, France, 8p, 2009.
- [40] M.M. Idrissou, Reliability in interpreting non-destructive testing (NDT) results of concrete structures. *Mémoire de Master*, University of Malaysia, 87p, 2006.
- [41] D. Breysse, M. Soutsos, R. Felicetti, M. Krause, J. Lataste, A. Moczko. How to improve the quality of concrete assessment by combining several NDT measurements. *Non-Destructive Testing in Civil Engineering*, France, 8p, 2009.

- [42] B.S. Mohammed, N.J. Azmi, M. Abdullahi, Evaluation of rubbercrete based on ultrasonic pulse velocity and rebound hammer tests. Civil Engineering Department, College of Engineering, Universiti Tenaga Nasional, KM7, Jalan Kajang-Puchong, 43009 Kajang, Selangor, Malaysia , 2010.
- [43] Z. Abib. Formulation et caractérisation des bétons auto-plaçants, thèse de magister USTHB, 2004.
- [44] M.Sonebi, S.Grünewald and J .Walraven. Filling ability and passing ability of Self-Compacting Concrete. ACI Materials Journal, pp. 162-170, 2007.