الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR – ANNABA UNIVERSITY

جامعة باجي مختار – عنابـــــــــــة

Faculté : Technologie
Département : Génie Civil.
Domaine : Sciences et technologies.
Filière : Génie Civil.
Spécialité : Matériaux en Génie Civil.

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Evaluation de l'endommagement des bétons par essai non destructif (ultrason)

Présenté par : *ABID AMANI*

Encadrant *: Mme BENKECHKACHE GHOFRANE* ***Grade*** *: M.C.B* ***Université*** *BADJIMOKHTAR-ANNABA.*

Jury de Soutenance :

Mr. BELOUETTAR Redjem	Professeur	UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR –ANNABA	Président
Mme. BENKCHKACHE Ghofrane	M.C.B	UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR –ANNABA	Encadrante
Mr.BENZERARA Mohammed	M.C.B	UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR –ANNABA	Examinateur
Mme. MENADI Souad	M.C.B	UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR –ANNABA	Membre invitée

Année Universitaire : 2022/2023

Remerciements

Avant tout, je remercie Allah, le tout-puissant, de m'avoir accordé la santé, le courage et les moyens pour suivre mes études et la volonté pour la réalisation de ce travail.

En guise de reconnaissance, je tiens à témoigner mes sincères remerciements à toute personne qui a contribué de près ou de loin au bon déroulement de ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Mme Benslama née Benkechkache Ghofrane, Docteur au département de génie civil pour son soutien tout au long de mon travail.

Je tiens à adresser mes sincères remerciements au président de jury Mr BELOUETTAR Redjem et au Mr BENZERARA Mohammed examinateur ayant accepté d'évaluer ce mémoire.

Je tiens à adresser mon remerciement également à l'équipe du laboratoire MDC, également aux techniciens et ingénieurs avec qui j'ai eu le plaisir de travailler. Enfin, je remercie, tous mes amies et mes collègues, toutes les personnes qui m'ont encouragé et soutenu durant la réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

Ma très chère mère.

Affable, honorable et amiable. Tu représentes pour moi l'excellence, la source de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi.

Mon cher papa.

Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect qui j'ai toujours eu pour toi. Rien au monde ne vaut les efforts fournis jour et nuit pour mon éducation et mon bien être.

À mes chères sœurs.

SAFOUA, LINA et YAKIN. Qui m'ont toujours encouragé et apporté leur soutien moral.

Tous mes amis et surtout À ma meilleure amie AYA

AMANI

Résumé

La présente recherche expérimentale consiste à évaluer l'état d'endommagement des bétons par essai ultrasonique sous l'action du chargement extérieur, et de déterminer les caractéristiques des mélanges adoptées à l'état frais et à l'état durci, tout en mettant en évidence l'exploitation des méthodes non destructives et des outils disponibles pour estimer la qualité du béton.

L'essai d'auscultation sonique a été exploité comme une méthode non destructive afin d'estimer l'endommagement des deux bétons testés, en appliquant cinq cycles de chargement sur les différentes compositions retenues sous trois taux de chargement (25%, 50% et 75% de la charge de rupture). Sachant que le béton conventionnel doit garantir une résistance en compressions équivalente au béton autoplaçant d'environ 40MPa.

Sur la base des résultats obtenus dans notre étude, nous avons constaté que les bétons confectionnés ont des caractéristiques satisfaisantes qui remplissent les recommandations normatives que ce soit à l'état frais ou à l'état durci. A l'âge de 7 et à 28 jours, le béton autoplaçant et le béton ordinaire équivalant possèdent des résistances à la compression et la traction par fendage presque semblable.

Nous concluons que l'évaluation de l'endommagement par technique non destructive à engendrer un béton non endommagé pour un faible chargement de 25% de la résistance maximale, et des déformations importantes pour les autres taux (le chargement moyen à 50% et élevé à 75%). Cela se traduit par l'endommagement des bétons.

Mots-clés : Endommagement - Essai non destructif - Ultrason – Béton autoplaçant - Béton vibré correspondant – Taux de chargement

Abstract

The present experimental research consists in evaluating the state of damage of the concretes by test ultrasonic, and determining the characteristics of the mixtures adopted in fresh and hardened condition. While highlighting the use of available methods and tools to estimate concrete quality

The sonic auscultation test is used as a non-destructive method for estimating damage to the two concretes by applying five loading cycles to the different compositions tested under three loading rates (25, 50 and 75% of the breaking load). Knowing that conventional concrete must guarantee a compressive strength equivalent to self-compacting concrete of about 40MPa.

Based on the results obtained in our study, we find that manufactured concretes have satisfactory characteristics that meet the normative recommendations whether fresh or hard. Self- compacting concrete and ordinary equivalent concrete have compressive and tensile strengths by splitting almost similar to the age of 7 and 28 days.

We conclude that the non-destructive engineering evaluation to generate undamaged concrete at a low loading rate of 25%, and significant deformations for the other rates (medium to 50% and high to 75%). This results in damage to the concrete.

Key Word: Damage - Non-destructive testing- Ultrasonic- Self -compacting concrete - Corresponding Vibrated Concrete - lord rate

ملخص

تتضمن الأبحاث التجريبية الحالية تقييم حالة تلف الخلاصات باستخدام اختبار الموجات فوق الصوتية وتحديد خصائص الخلائط الطازجة والمعالجة المعتمدة. مع التشديد على استخدام الأساليب والأدوات المتاحة لتقييم نوعية الخرسانة.

يُستخدم اختبار الدش الصوتي كطريقة غير مدمرة لتقدير الضرر الذي لحق بكلتا العمليتين من خلال تطبيق خمس دورات شحن على تركيبات مختلفة تم اختبارها بموجب ثلاثة معدلات تحميل (25 و 50 و 75٪ حمل مكسور). مع العلم أن الخرسانة التقليدية يجب أن توفر قوة ضغط تعادل الخرسانة ذاتية التدمج لحوالي 40MPa.

بناءً على النتائج التي تم الحصول عليها في دراستنا، وجدنا أن الخرسانة المنتجة لها خصائص مرضية تلبي التوصيات القياسية، سواء كانت جديدة أو صعبة. تتمتع الخرسانة ذاتية الدمج والخرسانة العادية المكافئة بقوة ضغط وشد عن طريق تقسيم نفسها تقريبًا على أنها عمر خدمة لمدة 7 و 28 يومًا.

نستنتج أن التقييم الهندسي غير المدمر لإنتاج خرسانة غير تالفة بمعدل تحميل منخفض يبلغ 25٪، وتشوهات كبيرة بالمعدلات الأخرى (متوسطة عند 50٪ ومرتفعة عند 75٪). إنه يضر بالخرسانة

الكلمات المفتاحية الضرر- اختبار غير مدمر –الموجات فوق الصوتية- الخرسانة داتية الصب- الخرسانة المهتزة المقابلة – معدل التحميل

Sommaire

CHAPITRE I : L'endommagement du béton
I.1. Introduction ……....4
I.2. Définition……4
I.3. Diffèrent factures d'endommagement ……..4
I.3.1. Endommagement chimiques……..5
I.3.1.1. Carbonatation……..5
I.3.1.2. La corrosion……5
I.3.1.3. L'action biologique…….....6
I.3.2. Endommagement physique ……...6
I.3.2.1. Gel-Dégel……6
I.3.2.2. Retrait……..7
I.3.3. Endommagement mécanique……7
I.3.3.1. Choc……7
I.3.3.2. Surcharge……7
I.4. Types d'endommagement……..9
I.4.1. L'endommagement plastique ductile…….....9
I.4.2. L'endommagement viscoplastique fragile (ou de fluage) ……..9
I.4.3. L'endommagement de fatigue (ou de micro-plasticité) ……9
I.4.4. L'endommagement macro-fragile …….....9
I.5. Méthode d'indentification de l'endommagement ……9
I.5.1. Méthode mécanique……...9
I.5.2. Méthodes ultrasonique ……10
I.5.3. Autres méthodes d'auscultation……...10
I.5.3.1. Observation au microscope ……..10
I.5.3.2. Emission acoustique ……10
I.6. La variable d'endommagement ……..10
I.6.1. Méthode du module élastique ……..11
I.6.2. Méthode de l'énergie de dissipation …….....11
I.6.3. Méthode de déformation maximale ……11
I.6.4. Méthode des comptes cumulatifs d'élément acoustiques……11
I.6.5. Méthode des vitesse d'ondes ultrasoniques ……12
I.7. Les bétons autoplaçants …….……12
I.8. Composition des bétons autoplaçants……12
I.8.1. Ciment ……12
I.8.2. Eau……...12
I.8.3. Granulats……..13
I.8.5. Adjuvants……13
I.8.5.1. Filler calcaires……...……....13
I.9. Caractérisation de BAP à l'état frais……..13
I.9.1. Essai d'étalement au cône d'Abrams ……...13

Sommaire

I.9.2. Essai de l'entonnoir en forme de V « v-funnel » ……14
I.9.3. Essai de la boite en L……...14
I.9.4. Stabilité au tamis ……15
I.10. Caractérisation de BAP à l'état durci ……..15
I.10.1. Résistance mécanique……16
I.10.2. Retrait……16
I.10.3. Durabilité des BAP……16
I.11. Approches de formulation des BAP……..16
I.11.1. Approche Japonaise……...16
I.11.2. Approche LCPC……17
I.11.3. Approche suédoise……17
I.12. Domaine d'utilisation des bétons autoplaçant…….....17
I.13. Avantage et incontinents des BAP…….....18
I.13.1. Avantage……18
I.13.2. Inconvénients ……18
I.14. Conclusion……...18

CHAPITRE II : Les essais non destructives

II.1. Introduction…….....21
II.2. Historique…….....21
II.3. Les méthodes d'essais destructifs sur le béton……...21
II.3.1. Essais de compressions……...21
II.3.2. Essais de traction par fendage……22
II.3.3. Mesure du module élasticité……...……22
II.4. Les méthodes d'essais non destructifs sur le béton……...23
II.4.1. Essai au scléromètre……...23
II.4.1.1. Principe de scléromètre……...23
II.4.2. Acoustique non linéaire (le saut temporel) ……24
II.4.3. Contrôle radiographique ……25
II.4.4. Impact–echo……...25
II.4.5. Thermographie infrarouge……..26
II.4.6. Le Géo radar……...……...26
II.4.7. La maltumétrie ……..27
II.4.8. Méthodes combinées ……27
II.4.8.1. Principe ……...27
II.4.9. Essai d'auscultation dynamique EN 12504-4……28
II.4.9.1. Principe de l'essai ……...29
II.4.9.2. Manières de mesure ……29
II.4.6.3. Interprétation des résultats mesurés ……...30
II.5. Paramètres influents la vitesse des ultrasons……...31
II.5.1. Dimension et type des granulats, granulométrie, teneur en granulats ……...31
II.5.2. Type de ciment ……..31

Sommaire

II.5.3. Le rapport eau/ciment……31
II.5.4. Les adjuvants ……31
II.5.5. L'âge du béton ……..31
II.5.6. Position du transducteur ……...32
II.5.7. Température du béton ……...32
II.5.8. L'humidité et condition de crue du béton……..32
II.5.9. Distance entre les transducteurs ……32
II.5.10. Niveau de contrainte……...32
II.5.11. Présence de barres de renfort……...32
II.5.12. Influence des armatures ……...33
II.6. Les avantage……...….33
II.7. **Les inconvénients**……33
II.8. **Conclusion**……33

CHAPITRE III : Techniques expérimentales
III.1. Introduction ……..36
IIII.2. Matériaux utilisés……36
III.2.1. Le sable…… ……36
III.2.2. Gravier ……....36
III.2.3. Fillers de calcaires ……36
III.2.4. Super plastifiant…… ...37
III.2.5. Ciment…… ……..37
III.2.6. L'eau de gâchage……..38
III.3. Essais de caractérisation des matériaux utilisés……38
III.3.1. Essai d'analyse granulométrique ……38
III.3.2. Masse volumique apparente ……40
III.3.3. Masse volumique absolue……40
III.3.4. Module de finesse…… ……41
III.3.5. Equivalent de sable…… ……..41
III.3.6. Essai Micro Devale ……42
III.3.7. Essai Los Angeles……42
III.4. Formulation des bétons …..…… 43
III.4.1. Formulation adoptée……44
III.5. Confection et conservation des éprouvettes…….…….. 44
III.5.1. Séquences de malaxage……....45
III.5.2. Conservation des éprouvettes……...45
III.6. Les essais de caractérisation de BAP à l'états frais ……..……...45
III.6.1. Mode opératoire d'essai d'étalement au cône d'Abrams……..45
III.6.2. Mode opératoire d'essai de l'entonnoir en forme de V…….…...46
III.6.3. Mode opératoire de l'essai de la boite en L……..…...47
II.6.4. Mode opératoire de l'essai de stabilité au tamis …….....48
III.7. Les essais de caractérisation du béton vibré à l'état frais……..…...49

Sommaire

III.7.1. Essai de consistance des bétons à l'aide du cône d'Abrams ……..…...49
III.7.2. Masse volumique ……50
III.8. Les essais de caractérisation de BAP et BV à l'état durci…….....50
III.8.1. Essais de compression (NF EN 12390-3) …… ……...50
III.8.2. Essais de traction pare fendage (NF P 18-408) …….…..51
III.8.3. Absorption par capillarité……..52
III.8.4. Essai d'auscultation dynamique……53
III.8.4.1. Principe d'auscultation dynamique……...53
III.8.4.2. Mode préparatoires……....53
III.9. Conclusion……55

CHAPITRE IV : Résultats et conclusions

IV.1. Introduction……...57
IV.2. Résultats de essais à l'état frais……57
IV.3. Résultats des essais à l'états durci……..…… 57
IV.3.1. La résistance mécanique en compression ……..…57
IV.3.2. La résistance en traction par fendage…….…58
IV.3.3. Essais de coefficient capillaire d'eau……...…59
IV.4. Essai d'auscultation dynamique (essai non destructif) ……..60
IV.4.1. L'essai d'auscultation dynamique du béton autoplaçant……...60
IV.4.1.1. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 25% de fc_{28} (BAP)……..……...60
IV.4.1.2. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 50% de fc_{28} (BAP) ……...61
IV.4.1.3. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 75% de fc_{28} (BAP).....62
IV.4.1.4. Influence du taux de chargement béton autoplaçant…….. ……63
IV.4.2. L'essai d'auscultation dynamique du béton vibré……....64
IV.4.2.1. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 25% de fc_{28} (BV)..……64
IV.4.2.2. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 50% de fc_{28} (BV)….....65
IV.4.2.3. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 75% de fc_{28} (BV)… 65
IV.4.2.4. **Influence du taux de chargement béton vibré correspondant**……66
IV.4.3. Comparaisons entre BAP et BV correspondant……...67
IV.4.3.1. Pour un fiable taux de chargement 25% ..…… ……67
IV.4.3.2. Pour un moyen taux de chargement 50% ……..……...67
IV.4.3.3. Pour un élevé taux de chargement 75%..... ……68
IV.5. Mesure la de variable d'endommagement ……...68
IV.6. Mesure des fissurations……..70
IV.7. Conclusion ……71

LISTE DES FIGURES

FIGURES CHAPITRE I

FIGURE I.1: Les dégradations et les défauts du béton arme……..4
FIGURE I.2: L'effet d'une carbonatation de béton……5
FIGURE I.3: Corrosion des armatures……....6
FIGURE I.4: Chargement monotone……..8
FIGURE I.5: Chargement cyclique……...8
FIGURE I.6: Essai d'étalement au cône d'Abrams……14
FIGURE I.7: Essai de V-funnel……...14
FIGURE I.8: Essai de boite en L……15
FIGURE I.9: Essai de stabilité au tamis……..15

FIGURES CHAPITRE II

FIGURE II.1: Dispositif pour mesurer la résistance à la compression……22
FIGURE II.2: Dispositif pour mesurer la résistance à la traction par fendage……22
FIGURE II.3: Dispositif pour mesurer le module élastique……23
FIGURE II.4 : L'appareil de sclerometre ……23
FIGURE II.5 : Principe du sclerometre ……...24
FIGURE II.6 : Configuration de test non linéaire ; saut temporel……25
FIGURE II.7 : Appareil d'auscultation sonique……...25
FIGURE II.8 : Un système géo radar……...27
FIGURE II.9 : Courbe d'estimation de la résistance de essais combine……..28
FIGURE II.10: Appareil d'auscultation sonique …….……28
FIGURE II.11: Mesures en transparence (directe)……...29
FIGURE II.12: Mesures en surface (indirecte)……30
FIGURE II.13: Mesures semi directe……...30

FIGURES CHAPITRE III

FIGURE III.1 : Sable concasse……36
FIGURE III.2: Gravier 3/8 ;8/16……..…36
FIGURE III.3: Filler de calcaire……...37
FIGUREIII.4 : La courbe de l'analyse granulometrique……..……40
FIGURE III.5 : Essai de la masse volumique apparente……..40
FIGURE III.6: Essais de la masse volumique absolus ……41
FIGURE III.7: Essais équivalent de sable……42
FIGURE III.8 : Machine micro deval……..42
FIGURE III.9: Machine los Angeles……43
FIGURE III.10: Bétonnière du laboratoire ……..…45
FIGURE III.11 : Préparation des moules utilisée ……45
FIGURE III.12 : Eprouvettes après démoulage ……..…46
FIGURE III.13: Essais d'étalement au laboratoire ……...……48
FIGURE III.14: Essai de la boite en L, exécute au laboratoire ……...49

LISTE DES FIGURES

FIGURE III.15: Essai stabilité au tamis exécute au laboratoire ……..50
FIGURE III.16 : Essais d'affaissement au cône d'Abrams ……..……..50
FIGURE III.17 : Essai de masse volumiqu.....51
FIGURE III.18 : Machine de compression ……..52
FIGURE III.19 : Machine de traction par fendage ……52
FIGURE III.20 : Dispositif de mesure d'absorption d'eau par capillarite ……53
FIGURE III.21 : Appareil d'auscultation sonique ……....53
FIGURE III.22 : Travaux preparatoires ……..54
FIGURE III.23 : Etalonnage de l'appareil ……....54
FIGURE III.24 : Mesure directe…….….55

FIGURES CHAPITRE IV

FIGURE IV.1: Les essais à l'état frais……..57
FIGURE IV.2: la résistance a la compression des différents types de bétons……..58
FIGURE IV.3: Mode de rupture d'éprouvettes cubiques……..58
FIGURE IV.4: La résistance à traction par fendage……58
FIGURE IV.5: Mode de rupture d'éprouvettes cylindrique……..59
FIGURE IV.6:Coefficient d'absorption capillaire d'eau bétons……59
FIGURE IV.7: Le dispositif utilise pour l'essais d'ultrason……..60
FIGURE IV.8: Variation des vitesses en fonction de chargement 25% (BAP)……61
FIGURE IV.9: variation des vitesses en fonction de chargement 50% (BAP)……62
FIGURE IV.10: Variation des vitesses en fonction de chargement 75% (BAP)……..63
FIGURE IV.11: Variation des vitesses en fonction de chargement (25, 50, 75%) BAP……..63
FIGURE IV.12: Variation des vitesses en fonction de chargement 25% (BV)……64
FIGURE IV.13: Variation des vitesses en fonction de chargement 50% (BV)……65
FIGURE IV.14: Variation des vitesses en fonction de chargement 75% (BV)……66
FIGURE IV.15: Variation des vitesses en fonction de chargement (25,50, 75%)BV……..66
FIGURE IV.16: Variation des vitesse en fonction de chargement 25%(BAP, BV)……67
FIGURE IV.17: Variation des vitesses en fonction de chargement 50% (BAP, BV)……..67
FIGURE IV.17: Variation des vitesses en fonction de chargement 75% (BAP, BV)……..68
FIGURE IV.19: Variation endommagement……....69
FIGURE IV.20:Mesure des fissures taux 25%.....70
FIGURE IV.21:Mesure des fissures taux 50%..... 71
FIGURE IV.22:Mesure des fissures taux 75% BAP..... 71
FIGURE IV.23:Mesure des fissures taux 75%.BV.....71

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAUX CHAPITRE II

TABLEAU II.1: Appréciation de la compacité du béton…….30
TABLEAU II.2 : Correction de la vitesse d'impulsion de la variation de température…...…32

TABLEAUX CHAPITRE III

TABLEAU III.1: Propriétés physiques du filler calcaire…….37
TABLEAU III.2: Propriétés physiques du filler calcaire ……37
TABLEAU III.3: Propriété chimique et physique de Sp……..37
TABLEAU III.4: Constituants du ciment…….38
TABLEAU III.5: Composition chimique du ciment…….……...38
TABLEAU III.6: Caractérisation physiques et mécanique du ciment…….38
TABLEAU III.7: Composition minéralogique du ciment.....38
TABLEAU III.8: Analyse granulométrique du sable…….……..39
TABLEAU III.9: Analyse granulométrique de gravier 3/8……..39
TABLEAU III.10: Analyse granulométrique de gravier 8/16..……39
TABLEAU III.11: Les masses volumique apparente en (g/cm3)……40
TABLEAU III.12: Les masses absolues en(g/cm3)…… ……41
TABLEAU III.13: Caractérisation physique des matériaux utilisée……43
TABLEAU III.14: Les différents mélanges choisis et étudies……44
TABLEAU III .15: Formulation des bétons corrigées et ajustées……44
TABLEAU III.16: Valeurs des classes d'étalement recommandees……46
TABLEAU III.17: Classification des BAP selon la norme (NF P 12350-9)……47
TABLEAU III.18: Valeurs recommandes par la norme pour l'essais de boite en L……48
TABLEAU III.19 : Valeurs recommandées par la norme pour l'essais de stabilité au tamis...48
TABLEAU III .20: Classes de consistance selon la norme Nf en 206-1……..49

TABLEAUX CHAPITRE IV

TABLEAU IV.1: Résultats d'essais sur le béton frais……57
TABLEAU IV.2: Résultat d'essais d'absorption capillaire……..59
TABLEAU IV.3: Vitesse ultrasonique a 25% de chargement (BAP)……...61
TABLEAU IV.4: Vitesse ultrasonique a 50% de chargement ((BAP)……62
TABLEAU IV.5: Vitesse ultrasonique a 75% de chargement (BAP)……64
TABLEAU IV.6: Vitesse ultrasonique a 25% de chargement (BV).....64
TABLEAU IV. 7 : Vitesse ultrasonique a 50% de chargement (BV)……64
TABLEAU IV.8: Vitesse ultrasonique a 75% de chargement (BV)……65
TABLEAU IV.9: Variable d'endommagement…….69
TABLEAU IV.10: Résultats des mesures par fissurométre……..70

LISTE DES ABREVIATIONS

ASTM	Norme Américaines
BAP	Béton autoplaçant
BV	Béton vibré
D	La variable d'endommagement
E/C	Rapport Eau sur Ciment
END	Essais Non Destructif
ES	Equivalent de sable
F/L	Rapport Fillers calcaire sur Fillers calcaire plus Ciment
G/S	Rapport Gravillon sur Sable
L	Longueur
Mf	Module de finesse
NF	Norme Française
SP	Superplastifiant
T	Temps
V	Vitesse
ρ abs	La masse volumique absolue
ρ app	La masse volumique apparente
fc_{28}	La résistance à 28 jours

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Par excellence, le béton est le matériau le plus exploité dans le monde de la construction. Toutefois, il demeure un matériau fragile quel que soit son type (ordinaire, autoplaçant, à haute performance…), car selon la nature et l'intensité de la sollicitation, les ouvrages subissent une détérioration de ses caractéristiques. Cette détérioration se manifeste par l'endommagement du béton. Cependant, maîtriser l'état d'endommagement et les déformations du béton est essentiel pour assurer la stabilité et la durabilité des constructions de génie civil.

L'endommagement peut être estimé par la méthode de mesure non destructive (essai d'auscultation sonique). Les essais non destructifs par ultrasons, reposant sur l'analyse des ondes, sont souvent utilisés pour caractériser le béton en laboratoire ou sur site.

Dans ce contexte, s'inscrit le but de notre étude expérimentale qui se focalise sur l'exploitation de la technique ultrasonique pour estimer l'état d'endommagement des bétons sous chargement cyclique. Nous avons commencé en premier lieu, par la détermination des propriétés de compositions adoptées à l'état frais (fluidité, capacité de remplissage et la résistance à la ségrégation), ainsi qu'à l'état durci (résistance à la compression et traction par fendage). Dans un second lieu, nous avons été concentrés sur la détection par mesure non destructive de l'endommagement du béton autoplaçant et le béton vibré de classe de résistance équivalente et élaborés avec les mêmes constituants.

Ce travail traite l'élaboration de deux mélanges : le premier, est un béton autoplaçant formulé par la méthode Japonaise. Le second, c'est un béton vibré obtenue à partir de la méthode Dreux Gorisse et du BAP, toute en conservant le même dosage du ciment avec un rapport massique G/S identique, afin d'obtenir des classes de résistances similaires comparables.

Des mesures d'occultations soniques ont été réalisées sur des éprouvettes cubiques de 10x10x10 cm^3 à l'âge de 28 jours, exerçant 5 cycles de chargement à trois taux : 25% (faible), 50% (moyen) et 75% (élevé) de la résistance caractéristique de compression maximal.

Le mémoire comporte quatre chapitres :

- Nous avons exposé dans le premier chapitre, une revue bibliographique donnant une description de l'endommagement, ainsi que certaines méthodes employées pour son évaluation. Ensuite, nous avons présenté un état de connaissance sur les BAP : la définition, leurs constituants, les méthodes de formulations et les différents essais de caractérisation du BAP à l'état frais et à l'état durci.

- Le deuxième chapitre, a été consacré à la présentation d'un état de l'art sur les différentes techniques non destructives de contrôle du béton ; l'essai au scléromètre, ultrasonique, contrôle radiographique et méthode combinée …etc.

- Le troisième chapitre présente le programme expérimental effectué au laboratoire MDC de l'université d'Annaba et les caractéristiques des matériaux de base utilisés dans l'étude, ainsi que la présentation de la méthode de formulation adoptée (méthode Japonaise).

- Le quatrième chapitre dévoile les résultats et les discussions obtenus lors de notre travail expérimental.

Finalement, ce travail s’est résumé en une conclusion générale qui englobe les principaux résultats acquis depuis cette recherche.

CHAPITRE I

L’ENDOMMAGEMENT DU BETON

I.1. Introduction

Les dommages du béton sont l'un des facteurs les plus importants pouvant affecter négativement les structures. Sachant que la résistance du béton est le premier responsable de sa protection contre l'endommagement. Dans ce contexte, nous exposons par la suit une revue bibliographique donnant une description de l'endommagement et certaines méthodes employées pour son description, ainsi que son évaluation.

Ensuite, nous présentons un état de connaissance sur les BAP : la définition, leurs constituants, les méthodes de formulations et les différents essais de caractérisation du BAP à l'état frais et durci.

I.2. Définition

L'endommagement est un état du matériau qui a subi, d'une façon ou d'une autre, un ensemble de sollicitations lui faisant modifier ses caractéristiques **[1].**

La dégradation du béton (endommagement du béton) est sa perte de performance qui se manifeste par détérioration, déformation ou changement de ces propriétés. La fissure constitue le signe d'une première manifestation apparente de dégradation possible, comme elle peut prendre l'aspect des éclats ou coulures de rouille **[2].**

I.3. Différents facteurs d'endommagement

Les facteurs de dégradation du béton peuvent être déclinés en trois principaux types de défauts et dégradations présentés dans l'organigramme illustré sur La figure I.1 **[3].**

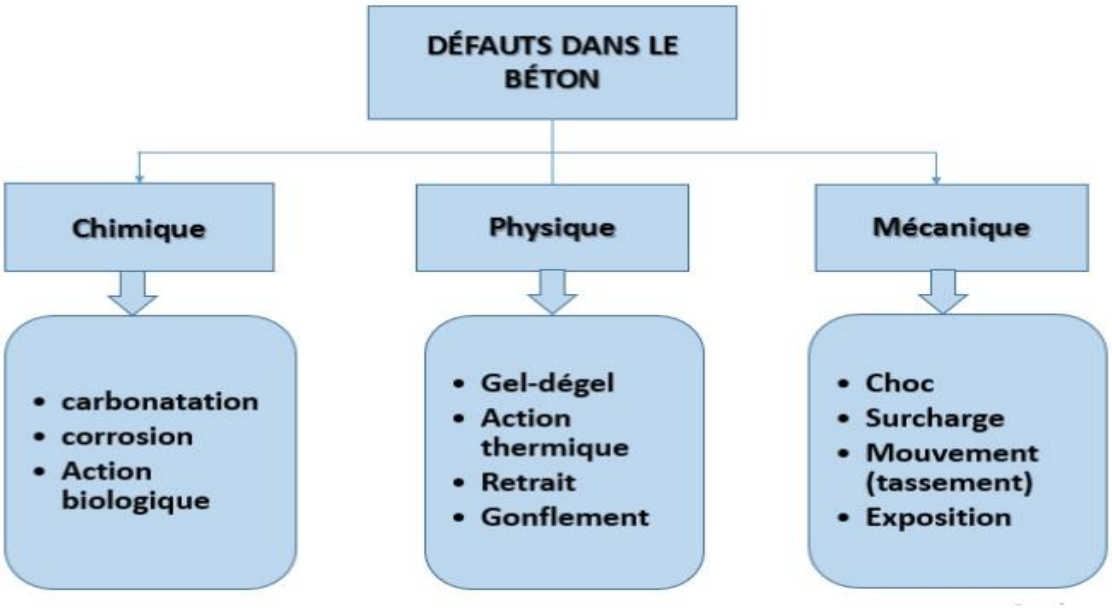


Figure I.1: Les dégradations et les défauts du béton armé [3]

I.3.1. Endommagement chimiques

I.3.1.1. Carbonatation

La carbonatation est une réaction chimique dans laquelle l'hydroxyde de calcium régit avec le dioxyde de carbonate et forme du carbonate de carbone et forme de la carbonatation de calcium insoluble :

$$\text{Ça(OH)2} + \text{CO2} \rightarrow \text{CaCO3} + \text{H2O}$$

La carbonatation est un terme habituellement utilisé dans l'industrie de la construction pour une réaction chimique qui se produit dans tout béton en présence de dioxyde de carbone et d'humidité.

Ce processus ne nuit pas directement au béton. Par la formation de calcaire (carbonate de calcium) pendant la carbonatation, la force est même augmentée, ce qui est en principe positif. Dans le cas du béton armé, toutefois, la perte de l'environnement alcalin causée par le processus (dé passivation) permet la corrosion du renforcement, ce qui cause de graves dommages au composant **[4].**

Figure I.2 : L'effet d'une carbonatation de béton [4]

I.3.1.2. La corrosion

Dans un béton sain offrant un environnement basique, les armatures sont naturellement passivées. Les armatures proches de la surface, protégées par le béton d'enrobage, peuvent être soumises, au cours de la vie de l'ouvrage, à un phénomène de corrosion :

- Dès que le front de carbonatation les atteint.
- Ou dès que la quantité de chlorure dans le béton d'enrobage dépasse un seuil critique.

Lorsque les armatures s'oxydent, les produits de corrosion qui se forment occupent un volume plus important, ce qui déclenche une fissuration du béton, voire un éclatement et à terme une mise à nu puis une perte de section des armatures.

De nombreuses solutions de réparation du béton armé dégradé par corrosion des armatures sont disponibles. Elles permettent de réparer durablement le parement en béton et évitent de nouveaux désordres.

Pour chaque ouvrage, le choix de la solution adoptée sera fonction en particulier du processus de dégradation (carbonatation, chlorure…), du niveau de propagation de la corrosion, des caractéristiques du béton et des agressions du milieu environnant. La pérennité de la réparation suppose une réalisation soignée et des contrôles réguliers tout au long de la vie de l'ouvrage.

Il existe 3 familles de techniques :

-La réparation traditionnelle : remplacement du béton carbonaté ou pollué par les chlorures et des armatures corrodées.
-Les traitements électrochimiques : protection cathodique, protection galvanique, ré alcalinisation, déchlorurassions.
-La mise en œuvre d'inhibiteurs de corrosion depuis la surface du béton **[5].**

Figure I.3 : Corrosion des armatures **[5]**

I.3.1.3. L'action biologique

Dans les environnements naturels ou industriels, tels que les nappes phréatiques ou les réseaux d'assainissement, les matériaux cimentaires sont soumis à une multitude d'éléments agressifs parmi lesquels se trouvent des éléments biologiques. Les microorganismes tels que les bactéries ou les champignons peuvent entrainer l'apparition de tâches et salissures sur les parements. Mais également la ruine des ouvrages. Les bactéries sont reconnues comme pouvant dégrader les matériaux cimentaires depuis les travaux de Parker en 1945. Et l'isolation des bactéries Thiobacilli Thiooxians initialement baptisées Thiobacilli Concretivorus **[6].**

I.3.2. Endommagement physique

I.3.2.1. Gel-Dégel

Les cycles de gel-dégel provoquent une expansion de la masse du béton jusqu'à fissurer le matériau s'il est de mauvaise qualité. Car la transformation de l'eau en glace se traduit par une augmentation de volume de 9 % qui provoque une expulsion de l'eau hors des capillaires.

L'eau qui y pénètre à l'intérieur des pores de béton ou pate de ciment en plus des sels de dévers-glaçage versés en surface se gèle est donc augmente de volume générant ainsi des tensions à

l'intérieur du béton qui provoquent des fissurations et écaillements du béton. Le volume d'air occlus est d'environ 1 à 2%, teneur non suffisante pour faire face au volume d'eau qui gèle **[7].**

I.3.2.2. Retrait

Le retrait du béton correspond à des variations dimensionnelles mettant en jeu des phénomènes physiques avant, pendant ou après la prise du béton. Lorsqu'elles ne sont pas maitrisées par un ferraillage approprié et par des joints, ces variations dimensionnelles engendrent l'apparition de fissures. Les fissures dues au retrait ne doivent pas être confondues avec les fissures liées à la fonctionnalité des ouvrages (dues à l'application d'efforts trop importants par exemple). Celles-ci étant maîtrisées par les règles des calcule du béton armé **[8].**

On distique 4 types de retrait :

-**Le retrait plastique** : créé par la dessiccation de la pâte de ciment au début du phénomène d'hydratation.
-**Le retrait par auto-dessiccation** : de la pâte de ciment ay cours de l'hydratation.
-**Le retrait thermique** : dû aux effets des gradients de température qui se manifestent dans le béton lors de la dissipation de la chaleur d'hydratation.
-**Le retrait à long terme du béton durci ou retrait proprement** : dit ; dû à l'évaporation de l'eau contenue dans le béton à la poursuite de l'hydratation du liant.

I.3.3. Endommagement Mécanique

I.3.3.1. Choc

Les désordres de ce genre concernant beaucoup plus les ponts. Les chocs les plus fréquents sont ceux du poids lourd hors gabarit contre l'intrados des ponts Ils peuvent créer des épaufrures, des éclats importants de béton, voir même des ruptures d'acier **[9].**

I.3.3.2. Surcharge

On distingue plusieurs modes de chargement des structures :

-Chargement monotone
-Chargement cyclique (fatigue)
-Chargement constant (fluage, corrosion sous contrainte)
-Chargement complexes
Chaque mode de chargement correspond à un mode de ruine particulier.

a. Chargement monotone

Dans ce cas le chargement croit de façon continue. Le chargement peut consister en un déplacement imposé ou une charge imposée. Dans le cas linéaire (élasticité). Les deux cas sont similaires. Dans le cas d'un comportement plastique, il existe une charge limite que la structure ne peut pas dépasser. Dans le cas d'un chargement en force, il y a rupture brutale par instabilité plastique (la figure I.4). Il peut s'agir, par exemple, du cas d'un réservoir dont on augmente la pression **[10].**

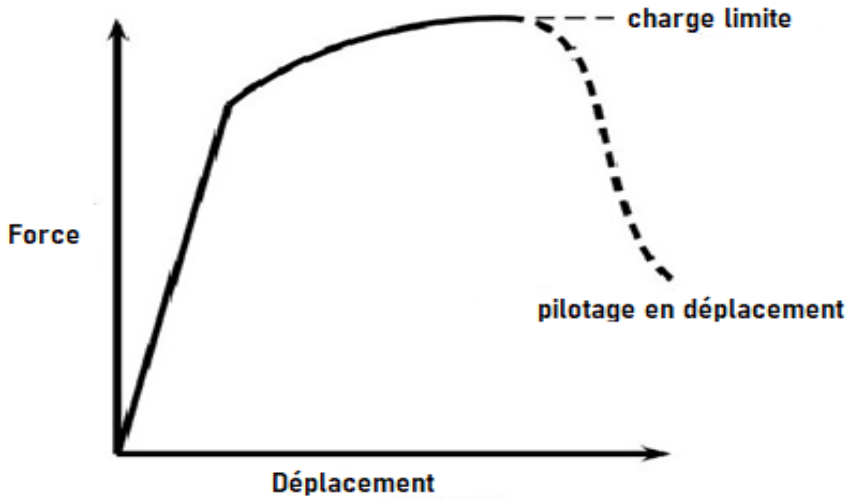


Figure I.4 : Chargement monotone **[10]**

b. Chargement cyclique (fatigue)

Dans l'essai de fatigue, la fatigue du matériau est causée par une charge cyclique avec la fréquence d'essai correspondante. Cela peut être des essais de charge ondulée dans la plage de traction ou de compression ou encore des essais de charge alternée avec portions de traction et de compression.

La défaillance du matériau dans l'essai de fatigue se produit souvent bien en dessous des limites de résistance statique.

Les résultats de l'essai de fatigue sont souvent présentés sous forme de diagrammes de contrainte-changements de charge. Le nombre de cycles jusqu'à la rupture de l'éprouvette est tracé en fonction de l'amplitude des contraintes cycliques.

Les essais de fatigue sont utilisés pour déterminer d'une part les valeurs caractéristiques et d'autre part pour les essais de durabilité **[11].**

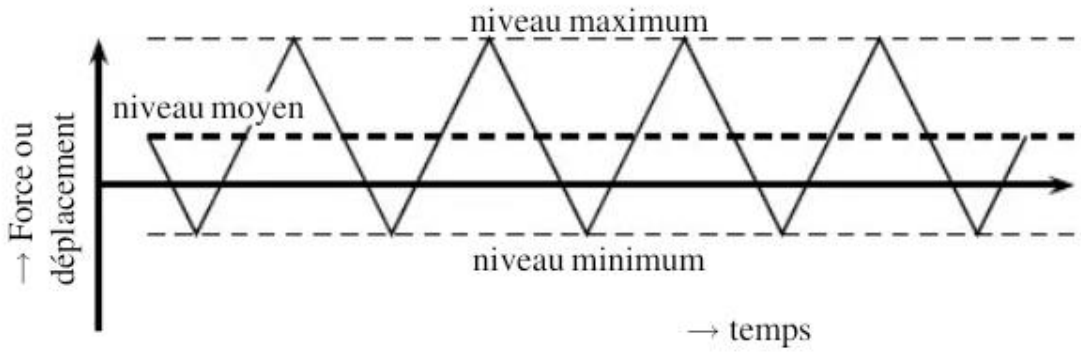


Figure I.5 : Chargement cyclique **[11]**

c. Chargement constant (fluage)

Le fluage et un phénomène. Lorsque l'on applique une charge permanente à une structure en béton, elle subit : une déformation instantanée au moment du chargement, une déformation différée.

Le principe de fluage est : la variation de déformation, en fonction du temps et du niveau de chargement, qui intervient après la déformation instantanée, lorsqu'on applique un état de contrainte **[12].**

d. Chargement complexe

Dans certains cas, le chargement peut être plus complexe que dans les cas précédents. Une structure à haute température peut voir son niveau de charge varier au cours du temps. On parle alors d'interaction fatigue–fluage. Une structure en fatigue dans laquelle se propage lentement une fissure peut subir une surcharge qui entraine la rupture en charge limite **[10].**

I.4. Types d'endommagement

On peut distinguer quatre principaux types d'endommagements **[13]** :

I.4.1. L'endommagement plastique ductile

L'endommagement se manifeste dans ce cas par cavitations, généralement transgranulaires qui résultent d'une croissance d'un défaut par déformation plastique des métaux aux températures ambiantes et peu élevées.

I.4.2. L'endommagement viscoplastique fragile (ou de fluage)

Pour les métaux soumis aux températures moyennes et élevées, cet endommagement correspond aux décohésions inter-granulaires accompagnant les déformations viscoplastiques.

I.4.3. L'endommagement de fatigue (ou de micro-plasticité)

Il est dû à la répétition des contraintes et que l'on repère en fonction du nombre de cycles. La fissure se propage lentement, cycle après cycle.

I.4.4. L'endommagement macro-fragile

Il peut être provoqué par des sollicitations monotones sans déformation irréversibles appréciables, c'est le cas du béton par exemple.

I.5. Méthode d'identification de l'endommagement

L'endommagement est très difficile à qualifier, ce résultat est affirmé par plusieurs chercheurs ayant essayé de l'identifier. Une façon de procéder pour évaluer l'endommagement est de mesurer la surface ou le volume de vide créé à l'intérieur du matériau à la suite des sollicitations appliquées.

Dans le paragraphe qui suit, quelques méthodes d'identification de l'endommagement sont présentées **[1].**

I.5.1. Méthode mécanique

Il n'y a pas de méthodes permettant d'accéder directement à la mesure de l'endommagement. Toutefois la mesure de caractéristiques mécaniques du matériau permet l'évaluation de l'endommagement. Au laboratoire, plusieurs types d'essais hydromécaniques peuvent être réalisés afin de déterminer la valeur de quelques paramètres comme la perméabilité, le module d'Young et la compressibilité du matériau au cours des sollicitations. D'autres paramètres

peuvent également être évalués (coefficient et module de Biot, coefficient de Skempton, module de compressibilité). L'enregistrement de l'évolution de ces paramètres pendant l'expérience permet de caractériser l'évolution de l'endommagement **[14].**

I.5.2. Méthode ultrasonique

C'est une méthode qui consiste à soumettre l'éprouvette à un signal particulier d'une onde sonore et à enregistrer la réponse. Selon l'état du matériau, l'onde change de vitesse ; la propagation des ondes est perturbée par les discontinuités. Ainsi, plus il y a de création de fissures plus la propagation des ondes est perturbée, et la vitesse des ondes diminue. A chaque étape de chargement, l'échantillon est soumis à une onde permettant l'identification de l'endommagement **[1].**

I.5.3. Autres méthodes d'auscultation

Par ailleurs et à travers quelques études bibliographiques, on a constaté d'autres méthodes d'identification de l'endommagement **[1].**

I.5.3.1. Observation au microscope

L'observation au microscope apporte des informations sur l'évolution et la nature de la fissuration. De plus elle ne peut pas être facilement réalisée au cours d'un chargement et ne considère que la surface d'un échantillon ou, dans le cas d'un matériau plus au moins translucide tel que le sel, une profondeur proche de la surface.

Autres que les observations simples au microscope optique, il y a les microscopes électroniques environnementaux, qui peuvent apporter des informations plus précises et nettes sur la fissuration. **[1].**

I.5.3.2. Emission acoustique

Cette méthode consiste à enregistrer les ondes acoustiques émises au cours de la fissuration du matériau. Cet enregistrement se fait à l'aide de transducteurs piézo-électriques. Hardy [1988, 1993] utilise cette méthode pour étudier les phénomènes de dissolution recristallisation à une interface solide-liquide, les émissions acoustiques enregistrées sont détectables lors des réactions chimiques dans les milieux aqueux. Hardy montre aussi que l'émission acoustique cesse lorsque le déviateur des contraintes est réduit ; il y a absence d'émission acoustique pour une contrainte inférieure à la contrainte précédemment atteinte. Hunsche [1993] montre qu'il n'y a pas d'émission acoustique au cours d'un chargement isotrope et ne se développe qu'au cours d'un chargement dévia torique **[15].**

I.6. La variable d'endommagent

La détérioration par création de défauts est paramétrée par une variable d'endommagement scalaire ou tensoriel D. En premier lieu, il nous faut définir la variable d'endommagement. La définition d'une variable d'endommagement est cruciale, ceci afin de pouvoir l'utilisation dans une loi de comportement. Cette variable doit représenter l'états de détérioration en l'occurrence la fissuration du matériau. Les variables très diverses ont été adoptées pour représenter l'états d'endommagement dans les différents travaux. La difficulté de sa définition repose sur le fait que l'endommagement n'est pas directement mesurable **[16]**.

Le degré de dommage est quantifié par le paramétré de dommage D de 0 à 1 (D=0, aucune dommage, phase comportementale avec le pic), (D=1, le matériau est ruiné).

Et dans la littérature plusieurs méthode de mesure cette variable (D) disponibles sont présentées **:**

I.6.1. Méthode du module élastique

Ce premier indicateur est basé sur la perte de rigidité du matériau :

$$\mathbf{D = 1 - \frac{E}{E0}}$$

Avec : **E0** le module de Young du matériau et **E** le module effectif. L'un des défauts de cet indicateur est la difficulté d'obtenir la valeur initiale du module. De plus, l'état initial du matériau n'est pas pris en compte. Cependant, cette méthode est utilisable pour son sens physique bien distinct **[13].**

I.6.2. Méthode de l'énergie de dissipation

Le processus d'endommagement de fatigue est une succession irréversible de dissipations d'énergie

$$\mathbf{D = \frac{W}{Wtot}}$$

Où **W tot** est la capacité totale d'énergie de dissipation de l'échantillon, et **W** l'énergie de dissipation après n cycles. L'endommagement avant chargement et celui provoqué par le premier chargement statique sont négligés. Cette méthode est utilisable uniquement afin de décrire le processus d'évolution relative **[13].**

I.6.3. Méthode de la déformation maximale

Les variables basées sur l'utilisation des déformations présentent l'avantage d'être facilement mesurables**.**

La variable suivante prend en compte l'évolution des déformations verticales maximales de l'échantillon :

$$\mathbf{D = \frac{(\epsilon^{n}_{max} - \epsilon^{0}_{max})}{(\epsilon^{f}_{max} - \epsilon^{0}_{max})}}$$

Où ϵ^{0}_{max}**,** ϵ^{n}_{max} et ϵ^{f}_{max} sont respectivement la déformation maximale initiale (avant le premier cycle), la déformation (maximale sur le cycle) instantanée après n cycles et la déformation maximale finale à la rupture.

Cette méthode amplifie les dommages créés par le chargement cyclique et ne considère pas l'état initial des dommages **[13].**

I.6.4. Méthode des comptes cumulatifs d'émissions acoustiques

Un chargement mécanique peut provoquer des microfissures au sein d'un matériau. La formation de ces microfissures, ainsi que leur allongement, génèrent une source d'ondes élastiques dues à la rapide libération d'énergie dans le matériau. La variable de dommages est définie par le compte cumulatif des émissions acoustiques **:**

$$\mathbf{D} = \frac{\mathbf{N}}{\mathbf{Nm}}$$

Où **N** est le compte cumulé des émissions acoustiques après n cycles et **Nm** le nombre cumulé d'émissions acoustiques à la rupture. Cette méthode présente l'avantage de pouvoir être monitorée en continu en laboratoire par des tests non destructifs **[17].**

I.6.5. Méthode des vitesses d'ondes ultrasoniques

La variable de dommages peut aussi être définie en fonction des vitesses d'ondes ultrasoniques

$$\boldsymbol{D} = \mathbf{1} - \left(\frac{\mathbf{V}^{\wedge 2}_{\mathbf{Tn}}}{\mathbf{V}^{2}_{\mathbf{Tn}}}\right)$$

Avec $\mathbf{V}^{\wedge}_{\mathbf{Tn}}$ la vitesse instantanée des ondes ultrasoniques au sein du matériau après n cycles et $\mathbf{V_T}$ la vitesse des ondes ultrasoniques du matériau non endommagé. Cette méthode est bonne pour évaluer les dommages de fatigue car elle représente efficacement la réponse du matériau à la dégradation du constant élastique, de la densité et des micro fissures. Le premier défaut consiste en la difficulté à obtenir la valeur de la vitesse de l'onde ultrasonique $\mathbf{V_T}$, elle-même déduite à partir de la vitesse d'ondes ultrasoniques avant le premier chargement $\mathbf{V\hat{}_{T0}}$ **[17].**

I.7. Les bétons autoplaçants

Les bétons autoplaçants se distinguent des bétons vibrés principalement par ses propriétés à l'état frais, ce sont des bétons fluides et déformables capable de se mettent en place sous le seul effet de la pesanteur sans nécessité aucun moyens de vibration même dans les coffrages les plus complexes et encombrés, restant homogène au cours de l'écoulement (absence de ségrégation dynamique) et une fois en place (absence de ségrégation statique).

Pour obtenir un béton fluide il ne s'agit pas d'ajouter de l'eau, au contraire, une telle manipulation conduit à des phénomènes de ségrégation entre les différents constituants (gravier, sable, ciment, eau, ajoutes adjuvant), et de garantir l'absence de ségrégation et de ressuage **[18].**

I.8. Composition des bétons autoplaçants

Le béton autoplaçant est constitué de :

I.8.1. Ciment

Tous les types de ciment utilisés dans les compositions des bétons conventionnels peuvent être utilisés pour les bétons autoplaçants. Généralement, le ciment le plus utilisés pour la confection du béton autoplaçant est le CEM I 42,5 qui contient au moins 95% de clinker et éventuellement un constituant secondaire, ou bien le ciment portland composé CEM II/A et B 42,5 **[19].**

I.8.2. Eau

A part son rôle principal dans le phénomène d'hydratation, l'eau est l'un des facteurs importants qui influent sur la maniabilité du béton. Toute eau du réseau public potable peut être utilisée pour la confection du BAP, les eaux recyclées de gâchage ne conviennent que sous certaines conditions restrictives en raison de leurs effets néfastes sur les propriétés du béton.

I.8.3. Granulats

On appelle granulat un ensemble de grains minéraux, de dimensions comprises entre 0 et 125 mm, ils présentent 70% du volume de béton, il est donc important de maîtriser l'ensemble de leurs propriétés. Il est possible d'utiliser des granulats concassés ou roulés pour la formulation des BAP Toutefois, comme les gravillons sont à l'origine du blocage du béton en zone confinée, il faut en limiter le volume. D'un autre coté la présence des gravillons permet d'augmenter la compacité du squelette granulaire du béton et donc de limiter la quantité de liant nécessaire pour obtenir l'ouvrabilité et la résistance souhaitées**.** Généralement, toutes les considérations conduisent à adopter le rapport « gravier/sable » de l'ordre de 1, ce rapport peut augmenter dans le cas des ouvrages peu ferraillés **[20].**

I.8.4. Adjuvants

En général, les BAP contiennent des superplastifiants permettant d'obtenir la fluidité souhaitée. Toutefois un dosage très élevé (proche ou supérieur au dosage de saturation) peut augmenter la sensibilité du béton à des variations de teneur en eau vis-à-vis du problème du ressuage ou de la ségrégation **[20].**

I.8.5. Les additions

Les additions sont des produits ou des sous-produits ou des déchets recyclables qu'on rajoute dans les matrices cimentaires pour améliorer certaines propriétés, ils sont devisés en deux catégories : des additions inertes et des additions réactives. Une addition minérale pour qu'elle soit efficace il faut qu'elle soit plus fine que le ciment. L'objectif de l'incorporation des additions minérales dans les formulations des bétons autobloquants est d'assurer une bonne maniabilité pour faciliter la mise en couvre, aussi PE améliorer la résistance à la ségrégation et au ressuage, il existe plusieurs types d'additif qui peuvent être utilisés dans les compositions des BAP parmi lesquelles **[21]** :

I.8.5.1. Fillers calcaires

L'utilisation des fillers permet de combler les vides entre les grains ciment. Cela conduit à la réduction de la demande en eau de la pâte de ciment ainsi obtenue. Les fillers calcaires sont généralement utilisés dans les BAP pour limiter le dégagement de chaleur, réduire le ressuage et augmenter la résistance à la compression a jeune âge **[22].**

I.9. Caractérisation de BAP à l'état frais

Il existe plusieurs essais pour caractériser le BAP à l'état frais, dont les trois importantes caractéristiques sont les suivantes :

I.9.1. Essai d'étalement au cône d'Abras

L'essai le plus courant, car le plus facile à mettre en œuvre, permettant de caractériser la mobilité en milieux non confinés est l'essai d'étalement réalisé à l'aide du cône d'Abrams voir (la figure I.6). En effet, la valeur de l'étalement, donnée par la mesure du diamètre de la galette de béton, s'avère être plus représentative que celle de l'affaissement. Les valeurs d'étalement sont habituellement fixées entre 60 et 75 cm, sans auréole de laitance ou d'amoncellement de gros granulats au centre, en fin d'essai la vitesse d'étalement du béton est également une

indication souvent prise en compte (t_{50} par exemple : temps pour atteindre une galette de diamètre 50 cm) **[23].**

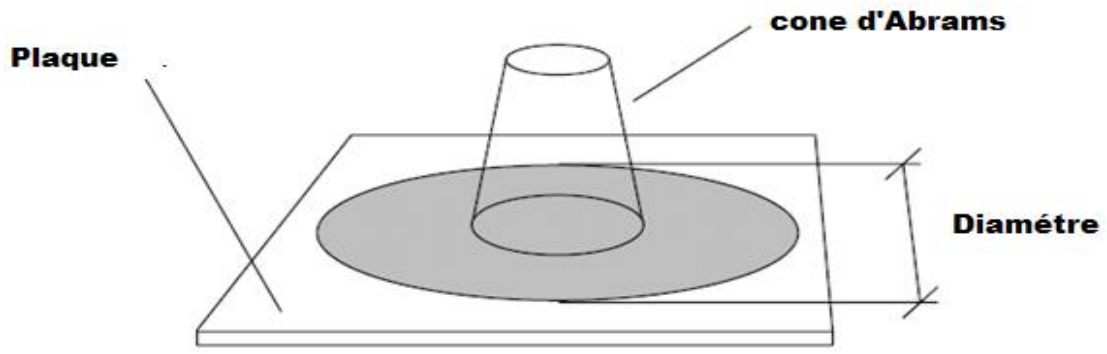


Figure I.6 : Essai d'étalement au cône d'Abrams **[23]**

I.9.2. Essai de l'entonnoir en forme de V « V-Funnel »

L'essai de V-entonnoir est réalisé en mesurant le temps que met le béton à s'évaluer à travers l'entonnoir sous son propre poids.

Cet essai permet aussi d'évaluer la stabilité du béton lors de l'écoulement. Un temps élevé peut indiquer une faible capacité de remplissage du BAP. Ainsi, ce temps d'écoulement au V-funnel **[24].**

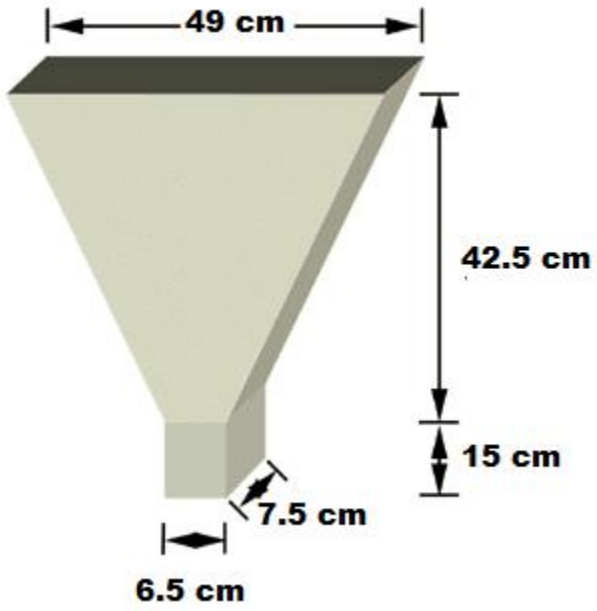


Figure I.7 : Essai de V-Funnel **[24]**

I.9.3. Essai de la boite en L

La boite en L permet de tester la mobilité du béton en milieu confiné et de vérifier que la mise en place du béton ne sera pas contrariée par de phénomènes de blocage inacceptable. Pour que

le BAP soit accepté, le taux de remplissage de la boite en L (rapport des hauteurs H_2/H_1) doit être supérieur à 0.8 **[25].**

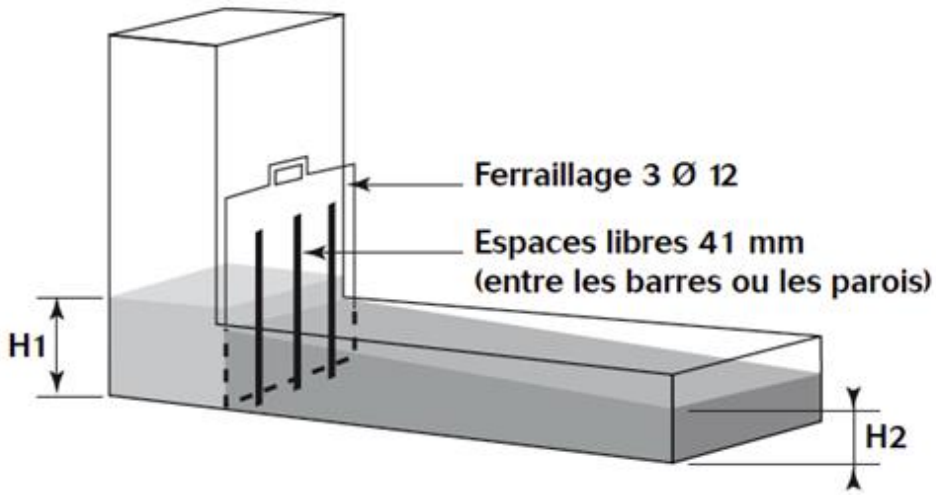


Figure I.8 : Essai de boite en L **[25]**

I.9.4. Stabilité au tamis

Cet essai permet d'étudier la résistance à la ségrégation et au ressuage du BAP, qui doit être stable sous l'effet de la gravité. Il consiste à déverser une quantité de béton (2 litres) sur un tamis (de maille 5 mm) avec une hauteur de chute de 50 cm. Puis au bout de 2 minutes, on pèse le volume de laitance qui a traversé le tamis. Le pourcentage en poids de laitance par rapport au poids de l'échantillon initial exprime la stabilité du béton. Ce rapport doit être compris entre 10 et 20 % **[26].**

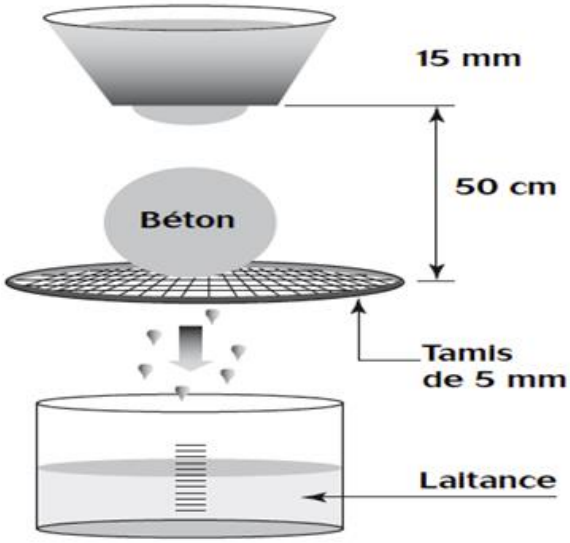


Figure I.9 : Essai de stabilité au tamis **[26]**

I.10. Caractérisation de BAP à l'état durci

I.10.1. Résistance mécanique

De nombreux travaux ont montrés que l'utilisation des fillers dans les formulations des bétons autoplaçant génère une accélération des résistances à la compression notamment aux jeunes âges. Les particules fines des fillers, lorsqu'elles sont bien défoulées par le super plastifiant favorisent l'hydratation du ciment principalement par un effet physique (germination hétérogène), Le dosage plus ou moins important en adjuvants dans les formulations de BAP peut aussi avoir une influence sur l'évolution de la résistance mécanique du béton **[27].**

I.10.2. Retrait

Le béton est objet a un retrait, c'est-à-dire d'une réduction dimensionnelle, en l'absence du chargement, cette variation dimensionnelle donne lieu à l'apparition de fissuration précoce, il est dû essentiellement à l'évaporation de l'eau excédentaire interne. Le retrait est distingué à l'état frais ou à l'état durci tenant compte du volume de pate plus important qu'ils contiennent, les BAP sont susceptibles d'être plus déformables que les bétons vibrés **[28].**

I.10.3. Durabilité des BAP

La durabilité du béton peut être définie comme sa capacité à résister à la pénétration des fluides (gaz ou liquide). La comparaison de la durabilité des BAP et les bétons vibrés nécessite la détermination de certaines propriétés physico-chimique. Les données de la littérature dans ce domaine concernant la microstructure des bétons autoplaçants. La perméabilité (aux gaz), la migration des ions chlore, l'absorption d'eau, la carbonatation et leur résistance au gel-dégel, la pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures, les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfuriques, sources de gonflement et de fissuration du béton. Les caractéristiques microstructurales des BAP sont principalement influencées par **[29]** :

-Un volume de pâte élevé.
-La présence d'additions en quantité importante.
-Un réseau de bulles d'air plus ou moins dense.

I.11. Approches de formulation des BAP

Plusieurs approches de formulation des BAP ont été élaborées à travers le monde (approche japonaise, approche suédoise, approche du LCPC) pour répondre aux exigences d'ouvrabilité de ce type de béton.

I.11.1. Approche Japonaise [21]

Cette méthode est basée sur l'optimisation du mortier et minimisation du volume des gravillons, les étapes de formulation sont les suivant :

a. Dosage des gravillons

Les chercheurs japonais ont montré que le risque de blocage est minimisé lorsque le volume du gravillon pour 1m³ de béton est limité à la moitié de sa compacité. Par définition la compacité

d'un mélange de grains est le rapport du volume des grains et du volume total du système des grains+ vides. Elle dépend bien sûr le mode de compactage.

b. Dosage en sable

Le volume du sable est forfaitairement à 40% du volume de mortier du béton. La fluidité du béton est garantie par la réduction des frictions.

c. Dosage du liant

La méthode ne précise pas comment doser le liant. Néanmoins la quantité de ciment peut être fixée, les rapports massiques Eau/Ciment et Filler/ Ciment peuvent également être choisis sur des critères de résistance.

d. Dosage en eau et en super plastifiant

Le dosage en eau et en super plastifiant sont déterminés aux moyens d'essais sur mortier, on réalise des mesures d'étalement avec un mimi-cône sur mortier et des mesures d'écoulement à l'entonnoir.

I.11.2. Approche du laboratoire central des ponts et chaussées LCPC [30]

Cette approche consiste à développer un modèle mathématique à partir d'un modèle de suspension solide. Ce modèle est basé sur les interactions granulaires entre différents constituants du mélange. Il permet de prévoir la compacité des armatures sur la compacité du béton et donc sur son ouvrabilité. La compacité du mélange est déterminée avec une précision inférieure à 1% à partir des caractéristiques des constituants suivants :

-Les distributions granulaires.
-Les proportions du mélange.
-La compacité propre.
-La densité apparente.
Ce modèle est utilisé pour prévoir l'évolution de l'ouvrabilité des bétons en fonction de leur composition, il sert aussi à :

-Comprendre à évaluer l'influence des différents constituants sur les propriétés du béton.
-Choisir les matériaux qui permettent d'obtenir un béton avec des bonnes caractéristiques, que ce soit à l'état frais (ouvrabilité, stabilité) ou à l'état durci (résistance, retrait, fluage).
-Prendre en compte la spécificité et la nature d'un projet lors de la formulation du béton.

I.11.3. Approche Suédoise [30]

Cette méthode est basée sur la méthode Japonaise, le principe est d'intégrer l'approche de l'évaluation du risque de blocage dans le processus de formulation. Pour chaque rapport G/S on estime le volume de pate critique pour le blocage, on retiendra ensuite le rapport G/S qui vérifie les propriétés rhéologiques recherchées. Les dosages des fines, de l'eau et du super plastifiant sont ajustés pour avoir une viscosité suffisante et la résistance souhaitée. Cette approche permet une meilleure optimisation du squelette granulaire. Cependant, on ne peut pas appliquer le critère de blocage à n'importe quel type de granulats.

I.12. Domaine d'utilisation des bétons autoplaçants

Les BAP sont utilisables aussi bien pour la réalisation des ouvrages horizontaux que verticaux, sur tous les types de chantiers, de bâtiment ou de génie civil et pour la réalisation de nombreux produits préfabriqués en béton, la plupart des ouvrages peuvent être réalisés en BAP (voiles, poteaux, piles, planchers, dalles, fondations, éléments de façade, mobiliers urbains, etc.....).

Les BAP sont particulièrement adaptés à la réalisation de structures pour lesquels la mise en œuvre d'un béton classique est délicate, c'est-à-dire présentant **[31]** :

- Densité de ferraillage important.

-Forme et géométrie complexes : voiles, courbes.

-Voiles de minces et de grande hauteur : piles de pont.

-Voiles complexes avec de nombreuses réservations ou de grandes ouvertures.

-Exigences architecturales et qualité de parement particulière.

I.13. Avantage et Inconvénients des BAP [32]

I.13.1. Avantage

Lors du démoulage, les bétons autoplaçants présentent un état de surface très satisfaisant, en effet l'utilisation des fines et la limitation de la taille des granulats permettent l'obtention d'un béton plus lisse et donne l'impression d'une meilleure finition.

-Possibilité de réalisation des éléments de forme complexe.
-Excellent remplissage des coffrages.
-Réduction du cout de main d'œuvre.
-Rapidité et la facilité de la mise en œuvre du béton autoplaçant par rapport aux bétons conventionnels.

I.13.2. Inconvénients

Le BAP possédé des caractéristiques qui peuvent être considérée comme des inconvénients à son usage :

-Etant un béton très fluide, le temps de séchage du béton autoplaçant est un peu plus important.
-Le BAP peut présenter un risque élevé de ségrégation lorsque le mélange n'est pas bien effectué.
-De plus, son coût est un peu plus élevé.
Toutefois, ces différents points ne sauraient être de grands incontinents à l'utilisation du béton autoplaçant.

I.14.Conclusion

On conclut de cette recherche bibliographique du premier chapitre que :

-Le béton demeure le matériau le plus utilisé dans le domaine de construction, mais il reste un matériau fragile quel que soit son type (ordinaire, autoplaçant, à haute performance…). Le béton connaît des dégradations de ses propriétés lorsqu'il est soumis à différents types de sollicitations, qui se traduisent par son endommagement.

-Le béton autoplaçant doit garantir des performances satisfaisantes à l'état frais et à l'état durci plus au moins équivalente au béton conventionnel.

CHAPITRE II

LES ESSAIS NON DESTRUCTIFS

II.1. Introduction

Les problèmes de qualité rencontrés dans les structures en béton apparaissent à différentes phases de la réalisation des ouvrages, si pour cette raison que depuis longtemps il y a une demande accrue pour des méthodes plus précises et en même temps plus souples d'évaluation de la qualité du béton. Pour cela on recourt aux essais destructifs et non destructifs (END) du béton qui a une grande importance scientifique et pratique.

On définit les essais destructifs, basé sur la détérioration des matériaux contrôlé pour déterminer les performances souhaitées et les propriétés aussi.

On définit les essais non destructifs, ces mesures d'endommagent pas la structure, c'est-à-dire sans modifier ses performances au son apparence. Une caractéristique importante de ce type de test est qu'il peut être répété sur le même endroit, ce qui permet de suivre la charge et les propriétés du béton au fil du temps **[33].**

II.2. Historique

Williams en (1936) a lancé le premier essai non destructif, après ça et pondant le développement de domaine de la construction, une gamme d'essais non destructifs in-situ, a été développée, par tant de chercheurs dans ce domaine comme : Ernest Schmilt (1948), Jones (1962), Whitehurst (1966), Malhotra (1976). Bungey (1982) a présenté une enquête complétée de littérature pour les méthodes non destructives normalement utilisée pour l'essai et l'évaluation du béton, Au milieu des années soixante Skramtaev et leshchinsky (1966) ont proposé pour la première fois l'utilisation de deux méthodes non destructifs ensembles. Le travail le plus fondamental à ce sujet a été présenté par Facaoaru (1969). En (1991) leshchinsky a récapitulé les avantages des essais non destructifs comme la réduction de la consommation de travail de l'essai, une diminution de la consommation des travaux préparatoires, peu de dommages structuraux, l'utilisation d'équipement d'essai moins cher, par rapport à l'essai destructif. Ces avantages sont sans valeur si les résultats ne sont pas fiables.

Au cours de cette période, plusieurs méthodes non destructives d'évaluation ont été mises au point **[34].**

II.3. Les méthodes d'essais destructifs sur le béton

II.3.1. Essais de compression

La caractérisation du comportement en compression est effectuée conformément à la norme **[**NF EN 1239-3**],** sur des éprouvettes cylindriques et cubiques de dimension (16x 32 cm ^{2}) et (10x 10 x 10 cm^3) respectivement **(**la figure II.1)**,** mûrier à l'eau. Les résultats de la résistance à la compression Rc obtenus à 7, 14, 28 jours représentent la moyenne de trois échantillons. La machine utilisée pour l'écrasement uni axial des cylindres et des cubes est une presse hydraulique dont la capacité maximale est de 1500KN en compterions **[35].**

Figure II.1: Dispositif pour mesurer la résistance à la compression

II.3.2. Essais de traction par fendage

La résistance à la traction étant une grandeur caractéristique très importante il dépend non seulement de la forme et des dimensions de l'éprouvette mais aussi de la nature de sa surface et de la rapidité de la charge ainsi pour obtenir des résultats comparables il est nécessaire de suivre scrupuleusement la méthode d'essai normalisé pour les matériaux étudiés (le béton). (La figurer II.2) **[36].**

Figure II.2 : Dispositif pour mesurer la résistance à la traction

II.3.3. Mesure du module élasticité

Des éprouvettes cylindriques de (16x 32) cm^2 mûriers à l'eau (la figure II.3), équipées d'extensomètre axial d'un seul capteur permettant de mesurer les déformations longitudinales sous des chargements croissants jusqu' à une contrainte maximale égale à : $0.6 \times fc$ **[37].**

Figure II.3 : Dispositif pour mesurer le module élastique **[37]**

II.4. Les méthodes d'essais non destructifs sur le béton

II.4.1. Essai au scléromètre

Le sclérométrique est un appareil relativement simple d'utilisation, il est destiné à mesurer, indirectement, la résistance à la compression du béton à partir de la mesure de sa dureté superficielle. Il existe une relation empirique de corrélation entre cette résistance et un indice dit « indice sclérométrique » et qui consiste à traduire la dureté du béton **[38].**

Figure II.4 : L'appareil de scléromètre

II.4.1.1 Principe de scléromètre [NF EN 1204-2]

Le principe de base de l'essai au scléromètre est que le rebond d'une masse élastique dépend de la dureté de la surface sur laquelle frappe la masse voire (la figure II.5)

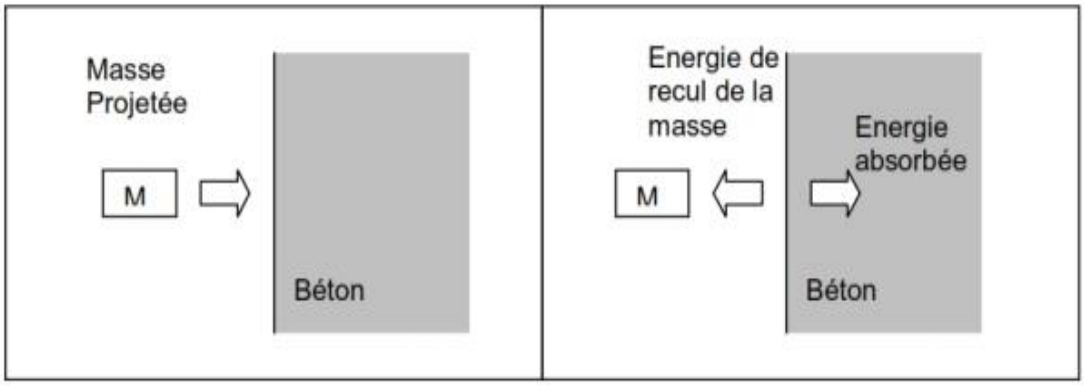


Figure II.5 : Principe du Scléromètre **[39]**

Dans l'essai au scléromètre, une masse approximative de 1.8 kg montée sur un ressort à une quantité potentielle fixe d'énergie qui lui est transmise par un redort tendu à partir d'une position fixe, ce que l'on obtient en pressant la tête du marteau contre la surface du béton mis à l'essai. Lors de son relâchement, la masse rebondit depuis la tête et la distance qu'elle parcourt, exprimée en pourcentage de l'extension initiale du ressort est appelée l'indice de rebondissement. En utilisant cette méthode sur les éléments suivant :

- Dans le choix des zones d'essai, éviter la surface de coulée, faire l'essai sur les surfaces parfaitement planes et lisses (sans rugosités).
- Dans le choix des points d'essai, éviter les régions proches des arrêtes de l'élément, la distance entre les points d'essai doit être d'au moins 2cm.
- L'indice de rebondissement doit être déterminé en plusieurs points rapprochés (en général de 6 à 12) pour une pièce bien déterminé **[39].**

II.4.2. Acoustique non linéaire (le saut temporel)

En acoustique non linéaire, nous provoquons par une onde de forte amplitude l'ouverture fermeture des microfissures. Ces ouvertures-fermetures des microfissures contribuent à la modification des propriétés élastiques du milieu, entrainant ainsi son comportement non Linéaire. Plus le béton est endommagé plus il est non linéaire. Pour évaluer cette non linéarité, on utilise des rafales d'ondes ultrasonores pour sonder le milieu pendant qu'on applique un impact qui génère une onde basse fréquence et haute amplitude provoquant l'ouverture fermeture des microfissures. À partir des outils de traitement du signal, on évalue le décalage de temps d'arrivé de l'onde avant l'impact et après l'impact. Plus le matériau est endommagé, plus le décalage horaire est grand.

Ce décalage peut être calculé pour trois types d'onde de volume, à savoir les ondes de compression, les ondes de cisaillement et les ondes coda. Les ondes coda résultent d'une superposition de plusieurs ondes secondaires provenant de l'incidence d'ondes primaires sur les hétérogénéités du béton [Herraiz et Espinosa]. Elle permet d'obtenir de l'information sur l'état d'un plus grand volume de matériau et non seulement sur une trajectoire précise. La configuration de test est présentée à (la figure II.6**)**. Lorsque les dimensions de la structure à investiguer le permettent, les deux transducteurs émetteur-récepteur utilisés pour le sondage

sont positionnés en mode transmission directe, dans le cas contraire les deux transducteurs seront posés sur la même face, configuration que nous appelons transmission indirecte **[40].**

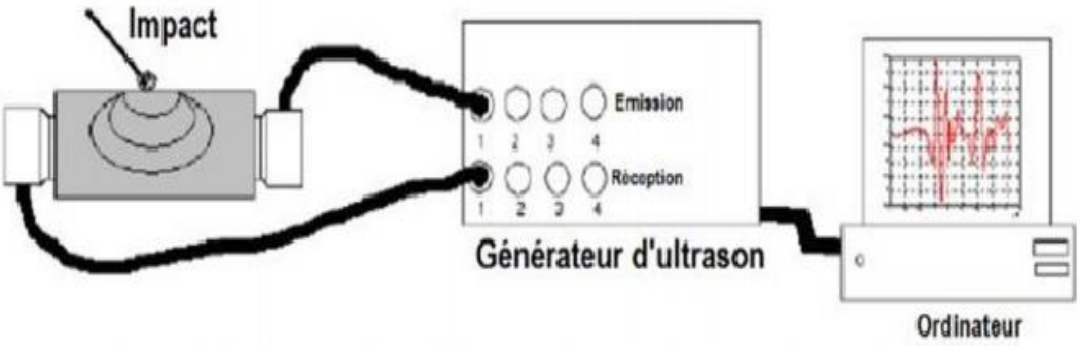


Figure II.6 : Configuration de test non linéaire ; saut temporel **[40]**

II.4.3. Contrôle radiographique

La gammagraphie est une technique d'auscultation qui sert principalement à visualiser le niveau de remplissage en coulis des gaines de précontrainte et à apprécier la qualité de ce coulis, en fonction de son opacité. Les radiogrammes obtenus permettent également d'apprécier l'aspect et la position des fils et des torons dans leur gaine qui sont autant d'indices d'une possible perte de tension. La visualisation directe d'une rupture est extrêmement rare et elle se manifeste plutôt par le fait que le câble festonne, c'est-à-dire que son trajet n'est pas parallèle aux autres. Le troisième type d'information fournie par la gammagraphie concerne la gaine elle-même : ses déformations ou ses éventuels accidents. L'auscultation permet aussi la visualisation du positionnement du ferraillage passif. Elle permet enfin une appréciation de l'aspect du béton environnant en en révélant les hétérogénéités et les fissures. Le positionnement des armatures actives ou passives peut être acquis plus largement et plus facilement par la technique du radar géophysique **[41].**

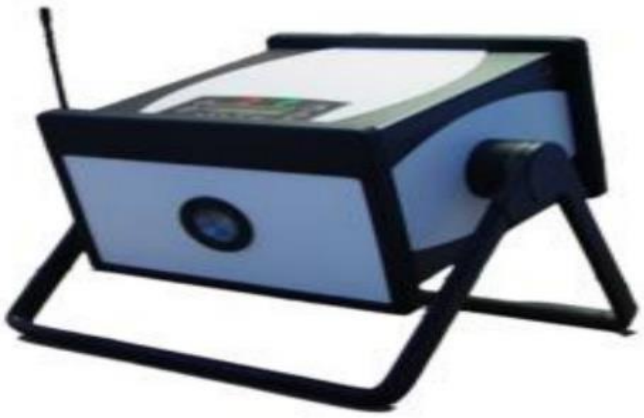


Figure II.7 : Appareil de mesure **[41]**

II.4.4. Impact-écho

Cette technique est basée sur l'étude d'ondes micro sismiques. Une pulsation (onde) est introduite à l'intérieur d'un spécimen en béton par le biais d'une source d'impact d'origine

mécanique. L'onde de contrainte se propage alors dans le matériau sous la forme d'un train d'ondes hémisphériques. Ces ondes s'appellent des ondes de front. Les ondes de front sont constituées à la fois d'ondes de compression et de cisaillement. Les ondes de compression et de cisaillement sont reflétées par les interfaces internes du matériau et les bornes du spécimen. Ces ondes sont par la suite reflétées en forme d'écho à la surface où l'impact est produit. Les échos produisent des déplacements à la surface qui sont captées par un récepteur et ensuite enregistrés sur un oscilloscope digital. L'oscilloscope enregistre les trois formes d'ondes discutées précédemment. L'onde Rayleigh produit toujours un signal d'une amplitude plus grande que les ondes de compression et de cisaillement grâce à des mouvements elliptiques de surface. Toutefois, ces ondes ne sont pas considérées dans l'analyse Impact-Écho à cause de leur faible pénétration en profondeur. L'onde de compression fait partie de l'information captée par le récepteur **[42]**.

II.4.5. Thermographie infrarouge

Conformément à la loi fondamentale de Planck tous les objets dont la température est au-dessus du zéro absolu émettent un rayonnement infrarouge. Ce rayonnement ne devient visible à l'œil nu que lorsque la température devient supérieure à environ 500°C. Un matériel de surveillance infrarouge a été développé permettant de détecter les émissions infrarouges et de le concevoir comme une image visible. La gamme sensible du détecteur se situe entre 2 et 14 microns. La gamme de 2 à 5,6 microns est généralement utilisée pour visualiser la température entre 40°C et 2000°C et la gamme 8-14 microns est utilisée pour la température ambiante **[43].**

II.4.6. Le Géo radar

Le géo-radar fonctionne selon le principe de l'analyse de signaux émis puis réfléchis par des hétérogénéités du milieu étudié. Il prend en compte le temps de trajet aller-retour de l'impulsion électromagnétique ainsi que son amplitude, à la manière d'un échosondeur. Le signal émis possède une large bande de fréquences comprises entre 10 MHz et 2 GHz, l'utilisation de différentes antennes permettant de balayer l'ensemble du spectre en fonction de la profondeur d'investigation désirée et de la taille des objets que l'on recherche. En effet, à basse fréquence (entre 10 et 100 MHz), la profondeur d'investigation est élevée (> 10m) mais la résolution est plus faible. En revanche, pour des antennes centrées sur 1 GHz ou plus, l'inverse est obtenu et permet par exemple de visualiser de fins détails dans les bétons (la figure II.8). Le géo radar se compose de plusieurs éléments, tous aisément manipulables par une seule personne. L'antenne émettrice/réceptrice est déplacée au-dessus de la surface étudiée et sa taille est inversement proportionnelle à sa fréquence centrale. Elle est reliée à une partie électronique de gestion du signal, lequel est transféré à un moniteur d'analyse et de visualisation sur lequel l'opérateur voit en temps réel un profil vertical de sol/structure généré par les multiples réflexions des fronts d'ondes **[42].**

Figure II.8 : Un système géo radar **[42]**

II.4.7. La Maturométrie

Les matériels nécessaires à la maturométrie doivent permettre les relevés de températures, leur stockage, et le calcul des âges équivalents. Les points critiques de l'ouvrage sont déterminés par le bureau d'étude en comparant les contraintes aux divers points de la structure et les maturités correspondantes aux instants sensibles (décoffrage, levage ou mise en précontrainte). Le nombre de sondes et leur position sont ensuite définis pour ces points critiques.

En fin d'essai de maturométrie, l'appareil doit fournir, pour chaque sonde installée dans l'ouvrage, les éléments suivants :

• L'évolution de la température de chaque sonde, soit sous forme d'un tableau, soit sous forme d'un graphique [θ °C = f(t)] ;

• Le calcul de l'âge équivalent pour chaque sonde ;

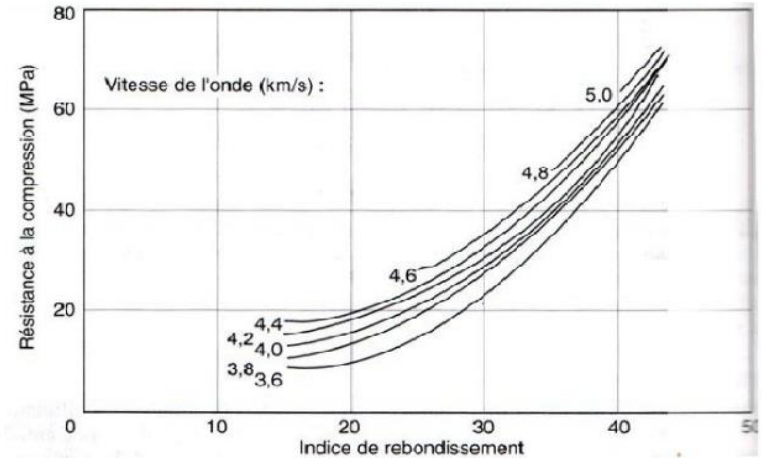
• La courbe de référence utilisée pour la prédiction de la résistance, si l'appareil le prévoit **[44]**.

II.4.8. Méthodes combinées

La méthode combinée permet une appréciation de la résistance de béton in situ en relation avec l'indice sclérotique et la vitesse de son. Indépendamment du type d'essai utilisé, les données proportionnées et fiables de corrélation avec des données standard de la résistance à la compression en 28j. Cette solution est particulièrement avantageuse lorsque des variations des propriétés du béton conduisent à des résultats contradictoires. Par exemple, lorsqu'une augmentation du taux d'humidité augmente la vitesse de son, mais diminue l'indice de rebondissement enregistré **[45]**.

II.4.8. 1. Principe

Déterminer la résistance en compression du béton à partir des abaques donnant **(**la figurer II.9) la variation de la résistance du béton en fonction de la vitesse des ultrasons et de l'indice de rebondissement [R (V, N)]. Cette résistance est corrigée par des valeurs des coefficients d'influences des différents constituants et de leur nature **[39].**



Figurer II.9 : Courbe d'estimation de la résistance in situ par utilisation conjointe de la mesure de propagation d'ondes ultrasoniques et les résultats sclérotique **[45]**

II.4.9. Essai d'auscultation dynamique

La mesure de la vitesse des ondes dans le béton est classiquement utilisée aussi bien en laboratoire que sur les ouvrages. Cette méthode est également normalisée par les normes Françaises [NF EN 12504-4] et américaines [ASTM-C597-02**]**, et il existe des appareils commerciaux complets permettant de réaliser ce type de mesures **[46].**

Figure II.10 : Appareil d'auscultation sonique

Le principe général est de mesurer la vitesse de l'onde mécanique se propageant dans le béton. On utilise pour cela une paire de transducteurs, l'un servant de source et l'autre le récepteur. Cette méthode permet principalement de détecter :

- Une non-uniformité des propriétés de la structure ;
- Des grosses fissures ou des vides résultants par exemple de « nids de cailloux » ;
- La détérioration due au feu, au gel ou à des agressions chimiques…
- Elle peut également être utilisée pour déterminer les modules d'élasticité ou les coefficients de Poisson des structures, à partir des relations **[47].**

II.4.9.1. Principe de l'essai

On produit un train d'impulsion de vibration au moyen d'un émetteur appliqué sur l'une des faces de l'élément de béton à contrôler. Après avoir passé une longueur de parcours (L) dans le béton, l'impulsion de vibration est convertie en un signal électrique à l'aide d'un récepteur et la base de temps électronique permet de mesurer le temps de propagation des ondes ultrason (T) **[48]**.

La vitesse de propagation des ultrasons est donnée par la formule :

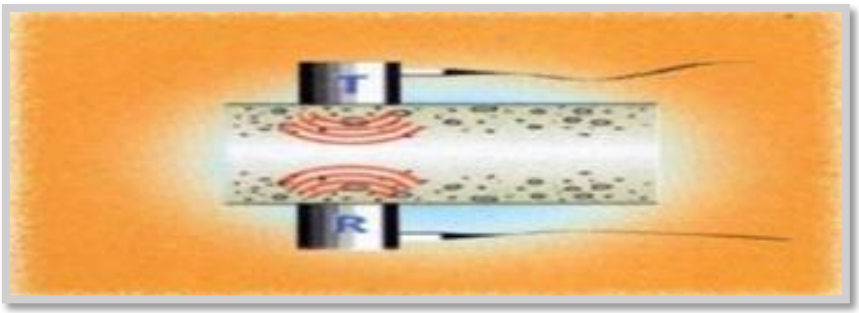
$$V = L/T$$

II.4.9.2. Manières de mesure [48]

La détermination de la vitesse de propagation des ultrasons se fait en trois manières, selon le type de l'élément à tester.

a) - Mesures en Transparence (Directe)

Sont utilisées dans le cas des éprouvettes, des poteaux ou de certaines poutres. Les transducteurs sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester.



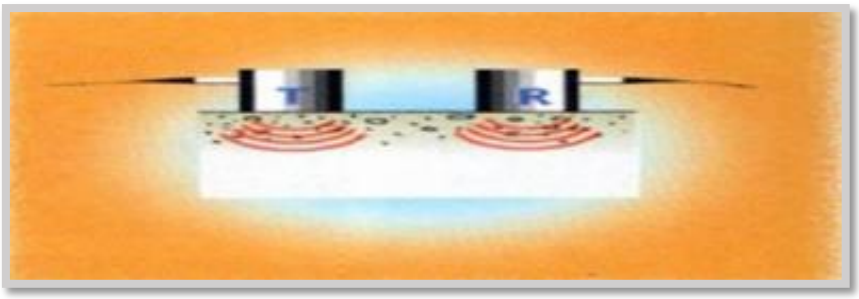
Figurer II.11: Mesures en Transparence (Directe)

b) -Mesures en surface (indirecte)

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur.

L'émetteur est maintenu en un point fixe, le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance.

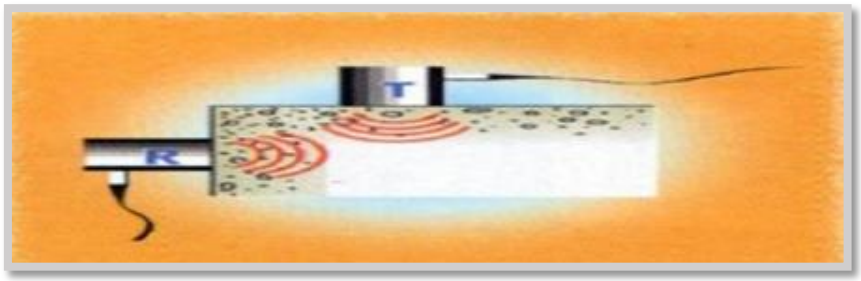
Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant.



Figurer II.12 : Mesures en surface (indirecte)

c)- Mesures semi directe

Utilisées particulièrement sur les éléments de structure ou on ne peut pas utiliser les deux autres manières.



Figurer II.13 : Mesures semi directe

II.4.9.3. Interprétation des résultats mesurés

Lorsque de grands écarts de vitesse de propagation sont découverts sans causes apparentes dans l'ouvrage, il y a lieu de soupçonner que le béton est défectueux ou altéré. Par ailleurs, une grande vitesse de propagation est synonyme de bonne compacité du béton. Le tableau (II.1) donne des informations sur la compacité en fonction de la vitesse de propagation **[49].**

Tableau II.1: Appréciation de la compacité du béton **[49]**

Compacité	Vitesse de propagation (m/s)
Excellente	Supérieure à 4200
Bonne	3700-4200
Douteuse	3200-3700
Mauvaise	2500-3200
Très mauvaise	Inférieur à 2500

Des études réalisées par le laboratoire RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires et Expert des Matériaux) ont montré que la corrélation avec la résistance à la compression a pour forme :

$$\mathbf{Rc = a.\,e(b.\,v)}$$

Avec a et b des coefficients dépendant de la nature des granulats utilisés et V la vitesse de propagation.

De même, deux relations ont été établies entre la vitesse de propagation et le module d'élasticité dynamique du béton :

$$\mathbf{Ed} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{1-\nu}.\,\boldsymbol{\gamma}.\,\mathbf{v}^2$$

V : Représente la vitesse des ondes (Km/s).

γ : La masse volumique du béton (kg/m^3)

ϑ : Coefficient de poisson du béton, dont la valeur est de 0,15 pour un béton de haute résistance et de 0,3 pour un béton de faible résistance.

Ed : module d'élasticité dynamique (MPa).

En peut ensuite établir la relation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance à la compression par la relation suivante **[50, 49]** :

$$\mathbf{Rc= 16,7\ e^{(Ed/122500)}}$$

II.5. Paramètres influents la vitesse des ultrasons

II.5.1. Dimension et type des granulats, granulométrie, teneur en granulats

Plusieurs chercheurs ont montré que la vitesse d'impulsion est très affectée par le type et la teneur en granulats. Jones 18 a rapporté que pour une même composition de béton et une même résistance à la compression, le béton composé avec de granulats arrondis à la plus faible vitesse de propagation, les granulats concassés par contre donnent une valeur plus élevée de la vitesse de propagation **[51]**.

II.5.2. Type de ciment

Le type de ciment n'a pas d'influence directe sur la vitesse de propagation. Le taux d'hydratation diffère d'un ciment à un autre et ceci influence la vitesse de propagation. Comme le degré d'hydratation augmente, le module d'élasticité augmente aussi, ainsi que la vitesse de propagation **[51].**

II.5.3. Le rapport eau/ciment

Kaplan dans son travail de recherches, a démontré que lorsque le rapport E/C augmente, la résistance du béton à la compression et la valeur de la vitesse de la propagation correspondante diminue en supposant la même composition de béton **[51]**.

II.5.4. Les adjuvants

Les entraineurs d'air n'ont pas vraiment une influence sur la relation entre la vitesse de propagation et la résistance à la compression du béton. D'autres adjuvants vont influencer approximativement la vitesse de propagation de la même manière que le taux d'hydratation. L'addition du chlorure de de calcium par exemple réduit le temps de durcissement du béton et fait augmenter la valeur de la vitesse de propagation **[51]**.

II.5.5. L'âge du béton

Le phénomène est similaire à celui du développement de la résistance à la compression du béton. Jones 18 a montré que la vitesse de propagation augmente très rapidement au début puis se stabilise. La vitesse de propagation atteint plus vite sa valeur maximale que la résistance. Il conclue que les erreurs expérimentales font qu'il est impossible d'évaluer avec précision la valeur de la résistance à la compression avec précision **[52]**.

II.5.6. Positionnement du transducteur

La nature du contact du transducteur par rapport à la surface de l'élément à tester à une grande influence sue la valeur des vitesses de propagation ; un contact impropre peut mener à des lectures erronées de la vitesse de propagation **[52]**.

II.5.7. Température du béton

La variation de la température entre 10 à 30°C n'entraine pas un effet significatif sur la vitesse de l'impulsion. Pour les températures non comprises dans cette plage, des corrections indiquées sur le tableau **[52]**.

Tableau II.1 : Correction de la vitesse d'impulsion de à la variation de température **[52]**

Température du béton	**Correction (%)**	
(C°)	Bétons séché à aire	Bétons saturé d'eau
60	+5	+4
40	+2	+1.7
20	0	0
0	-0.5	-1
< -4	-1.5	-7.5

II.5.8. L'humidité et condition de cure du béton

La valeur de la vitesse de propagation pour un béton saturé est plus élevée que pour un béton qui durcit à l'air. Néanmoins l'influence de l'humidité est moins importante sur les bétons à hautes résistances que pour les bétons avec des résistances normales **[53]**.

II.5.9. Distance entre les transducteurs

Théoriquement la distance de trajet de l'onde et sa fréquence ne doivent pas le temps de propagation, donc pas d'effet sur la vitesse de propagation du fait de la nature de non homogénéité du béton **[53]**.

II.5.10. Niveau de contrainte

La valeur de la vitesse de propagation n'est généralement pas affectée par le niveau de contraintes que subit l'élément à tester ; seulement quand le béton est sujet à de très grandes contraintes avec des cycles répétés, des fissures se développent ce qui va réduire la valeur de la vitesse de propagation **[53]**.

II.5.11. Présence de barres de renfort

L'un des facteurs les plus importants influençant la vitesse d'impulsion est la présence de barres de renfort.

La vitesse de propagation de l'acier est 1.4 à 1.7 fois celle du plein béton. Alors il est préférable quand il est possible, d'éviter de tester à l'endroit de présence des barres de renfort.

Lorsque ceci est inévitable il faut alors corriger en affectant de facteurs de correction ; qui sont recommandés par la RILEM 23 et les British s **[53]**.

II.5.12. Influence des armatures

La vitesse de propagation mesurée sur du béton armé, à proximité des armatures, est souvent plus élevée que celle que l'on mesure dans un béton de masse de même composition.

En effet, la vitesse de propagation dans l'acier est de 1,2 à 1,9 fois celle que l'on mesure dans du béton non armé.

Dans certains cas, la première impulsion qui arrive au transducteur s'est propagée en partie dans l'acier et en partie dans le béton.

L'accroissement apparent de la vitesse de propagation dépend de la proximité des armatures par rapport à l'emplacement des points de mesure, de la section et de nombre des armatures, de leur positionnement par rapport au parcours et de la vitesse de cette impulsion dans le béton d'enrobage **[48]**.

II.6. Les avantages

- Facilite la détermination de l'homogénéité et l'uniformité du béton.
- Donner des informations sur l'intérieur d'un élément de béton.
- Utilisé pour détecter la fissuration, les vides, les nids de caïeux et les détériorations dues au gel ou de feu.
- Utilisé pour évaluer la résistance du béton à très jeune âge ce qui peut être intéressant dans le domaine de la préfabrication du béton ou comme outil de décision pour déterminer le moment adéquat des opérations de décoffrage.
- Utilisé pour suivre les changements microstructuraux dans un élément par exemple à la suite de cycles répétés de gel/dégel **[54]**.

II.7. Les inconvénients

- Ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre la résistance et la vitesse de propagation des impulsions.
- La précision des résultats est fonction de la précision de l'étalonnage et de l'uniformité de la composition du béton de l'ouvrage et du béton des éprouvettes utilisées pour l'étalonnage **[54]**.

II.8. Conclusion

La recherche bibliographique menée dans ce chapitre, nous a conduits à présenter les méthodes utilisées pour le contrôle du béton qui se résument comme suit :

- D'abord les méthodes destructives : nous citons l'essai de compression, traction par fendage et mesure du module d'élasticité.
- Ensuite, les méthodes non destructives : il existe plusieurs essais telles que, l'essai au scléromètre, acoustique non linéaire, contrôle radiographique et méthode combinée …etc.

Dans ce contexte, s'inscrit le but de notre étude expérimentale qui consiste à évaluer l'endommagement d'un béton autoplaçant et le béton vibré correspondant, tout en utilisant une méthode de mesure non destructive (essai d'auscultation dynamique).

CHAPITRE III

TECHNIQUES EXPERIMENTALES

III.1. Introduction

Le chapitre suivant sera consacré à la représentation des propriétés des constituants employés dans notre étude expérimentale. Nous allons aussi présenter la méthode de formulation et les essais de caractérisations des différentes compositions retenues à l'état frais et à l'état durci. Ces essais ont été effectués au niveau du laboratoire de génie civil à l'université de Badji Mokhtar Annaba.

III.2. Matériaux utilisés

Dans cette partie, nous décrivons les différents constituants entrant dans la composition d'un mélange tasté tel que :(granulats ; ciment, addition minérales, adjuvants et eau)

III.2.1. Le sable

Pour notre étude nous avons utilisé un sable concassé de classe (0/3), provenant de la carrière concassage d'Ain Abid de la wilaya de Constantine.

Figure III.1 : Sable concassé

III.2.2. Gravier

Concernant le gravier, nous avons employé deux fractions de graviers concassés de dimensions (3/8, 8/16) fourni par l'Entreprise Nationale des Gr Ouvrages d'Art (ENGOA) Annaba provient de la carrière de concassage SAFAD EL ROKNIYA Guelma.

Figure III.2 : Gravier 3/8, 8/16

III.2.3. Fillers de calcaires

L'addition employée dans notre étude est un filler de calcaire F15, Principalement composé de calcite ($CaCO3$) avec une teneur supérieure à 70% la roche calcaire est récupéré et broyée plus finement que le ciment (voir fiche technique).

Tableau III.1 : propriétés physiques du filler calcaire

Caractéristiques	Unité	Calcaire
Masse volumique apparente	g/cm^3	0.79
Masse volumique absolue	g/Cm^3	2.70
Refus au tamis 0.08mm	%	4.3

Tableau III.2 : Composition chimique du filler calcaire.

Oxydes	CaO	Al_2O_3	SiO_2	Fe_2O_3	MgO	Na_2O	Cl	K_2O	SO_3	PAF
Teneur%	55.51	0.11	0.50	0.06	0.2	0.08	0.027	0.01	0.06	42.5

Figure III.3 : Filler de calcaire

III.2.4. Superplastifiant

L'adjuvant adopté pour cette recherche expérimentale est un superplastifiant SP haut réducteur d'eau provient de la société **SIKA**, dénommé **ViscoCrete-4032 PMX** conforme à la norme **[**NF EN 934-2**]**.

Tableau III.3 : Propriété chimique et physique de SP

Densité	1.100 à 1.110
Valeur PH	4 à 6
Teneur en ions CL^-	<0.1%
Tenure en ions Na_2O	<3%
Aspect/Couleur	Liquide /marron

II.2.5. Ciment

Pour la composition des bétons, nous avons exploité un ciment CEM II/A 42.5, fabriqué par la cimenterie HDJAR ESSOUD-Skikda selon la norme **[**NFNA 442 ;05**]**. Les principaux composants sont 80% de clinker, 5% de gypse et 15% de laitier granulé. Sa composition chimique et minérale, ainsi que ses propriétés physiques et mécaniques sont regroupées dans les tableaux suivants.

Tableau III.4 : Constituants du ciment

Constituent	Valeurs (%)
Clinker	>80
Gypse	<5
Laitiers granule	15

Tableau III.5 : Composition chimique du ciment.

Oxydes	**Teneur en %**	**Oxydes**	**Teneur en %**
CaO	55-65	Na2O	0.1-0.16
Al2O3	5-6	Cl^-	0-0.01
SiO2	22-28	K2O	0.3-0.6
Fe2O3	3-3.6	SO3	1.8-2.5
MgO	1-2	PAF	1-2
--------	-----	CaO libre	0.8-1.8

Tableau III.6 : Caractérisations physiques et mécanique du ciment

Caractéristiques	**Unités**	**Valeurs**
Masse volumique apparent	g/cm^3	1.02
Masse volumique absolue	g/cm^3	3.01
Consistance normale	%	28
Début de prise	H/min	2/37
Fin de prise	H/min	4/12
Refus au tamis 0.0.8mm	%	5

Tableau III .7 : Composition minéralogique du ciment

Minéraux	**C_3S**	**C_2S**	**C_3A**	**C_4AF**
%	52-58	10-25	8-12	9-13

III.2.6. L'eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée dans notre étude est l'eau de robinet fournie au laboratoire de génie civile de l'université d'ANNABA, pour le façonnage des différents mélanges et des éprouvettes.

III.3. Essais de Caractérisation des matériaux utilisés

III.3.1. Essai d'analyse granulométrique

L'analyse granulométrique définit par la norme **[**NF P 18-560**] [55].** Permet de mesurer la distribution dimensionnelle en poids des éléments d'un matériau.

Selon la norme indiquée, les résultats obtenus sont représentés dans les (tableaux) suivant :

- **Analyse granulométrique de sable**

Tableau III.8 : Analyse granulométrique du sable (0/3)

Φ de tamis	Refus (g)	Refus (%)	Refus cumulé (%)	Tamisât
5	0.6	0.06	0.06	99.94
3.15	36.8	3.689	3.749	96.251
2.5	92.9	9.315	120884	87.116
1.25	229.1	22.973	35.847	64.143
0.63	172.7	17.316	53.173	46.827
0.315	122.5	12.283	65.456	34.544
0.16	103.1	10.337	75.793	24.207
<0.08	181	18.149	93.942	6.058
Fond	58.6	5.875	99.817	0.183
Total	997.3			

- **Analyse granulométrique de gravier**

Tableau III.9 : Analyse granulométrique de gravier 3/8

Φ de tamis	Refus (g)	Refus (%)	Refus cumulé (%)	Tamisât (%)
8	0	0	0	100
6.3	310	19.435	19.435	80.565
5	510	31.974	51.409	48.59
4	605	37.93	89.339	10.661
3.15	135	8.463	97.802	2.198
fond	35	2.19	99.92	0.01
Totale	1595			

Tableau III.10 : Analyse granulométrique de gravier 8/16

Φ de tamis	Refus (g)	Refus (%)	Refus cumulé (%)	Tamisât (%)
16	5	0.167	0.167	99.83
14	165	5.5	5.6	94.4
12.5	275	9.18	14.8	85.2
10	1490	49.74	64.5	35.5
8	880	29.38	93.9	6.1
fond	180	6.01	99.97	0.03
Totale	2995			

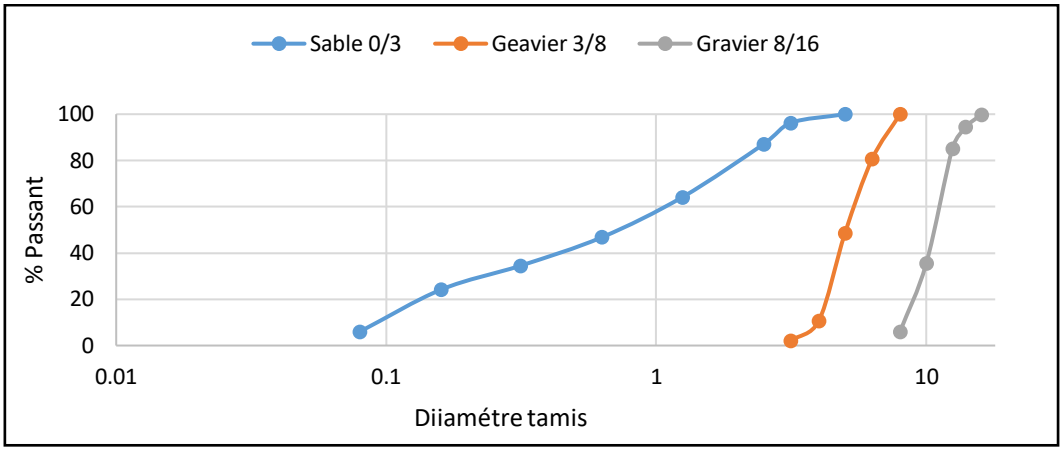


Figure III.4 : La courbe de l'analyse granulométrique

III.3.2. Masse volumique apparente

La masse volumique apparent est la masse d'un corps par unité de volume, sans y comprise les pores et les vides. L'essai est réalisé selon la norme **[**NF EN 1097-3**] [56].**

Figure III.5 : Essai de la masse volumique apparente

La masse volumique apparente est calculée par la formule : $\boldsymbol{\rho\ app} = \frac{(\mathbf{M1-M0})}{\mathbf{V}}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11 : Les masses volumiques Apparent en (g/cm^3)

	Essai	**M0(g)**	**M1(g)**	**V(cm)**	**ρ app moyenne**
Sable 0/3	**1**	205	1685	1000	1.45
	2	205	1680	1000	
	3	205	1620	1000	
Gravier 3/8	**1**	210	1780	1000	1,54
	2	210	1740	1000	
	3	210	1730	1000	
Gravier8/16	**1**	210	1780	1000	1,55
	2	210	1750	1000	
	3	210	1730	1000	

III.3.3. Masse volumique absolue

La masse volumique absolue est la masse d'un corps par unité de volume, y compris les vides et les pores. L'essai est défini par la norme [NF EN 1097-3] **[2].**

Figure III.6 : Essai de la masse volumique absolue

La masse volumique absolue est calculée par la formule : $\boldsymbol{\rho\ abs = \frac{M}{(V2-V1)}}$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.12: Les masses absolues en (g/cm^3)

	Essai	M (g)	V1cm	V2 cm	ρ abs moyenne
Sable 0/3	**1**	300	400	510	2,61
	2	300	400	515	
	3	300	400	520	
Gravier 3/8	**1**	300	400	515	2.64
	2	300	400	515	
	3	300	400	510	
Gravier 8/16	**1**	300	400	510	2,7
	2	300	400	512	
	3	300	400	511	

III.3.4. Module de finesse

Définit par la norme [XP P 18-540] **[57],** c'est un facteur très important, qui nous permet de juger les grosseurs du sable.

Calculé par la relation suivante : $\mathbf{Mf} = \frac{\Sigma Rc}{100}$

On trouve le résultat suivant $\mathbf{M_f = 2.57}$(le sable utilisé est considéré comme un sable moyen).

III.3.5. Equivalent de sable

L'essai est défini par la norme [NF P 18-597] **[58]**. Appelé aussi essai de mesure de propreté, l'objectif de cet essai est de mettre en victoire la proportion des fines dans un sable.

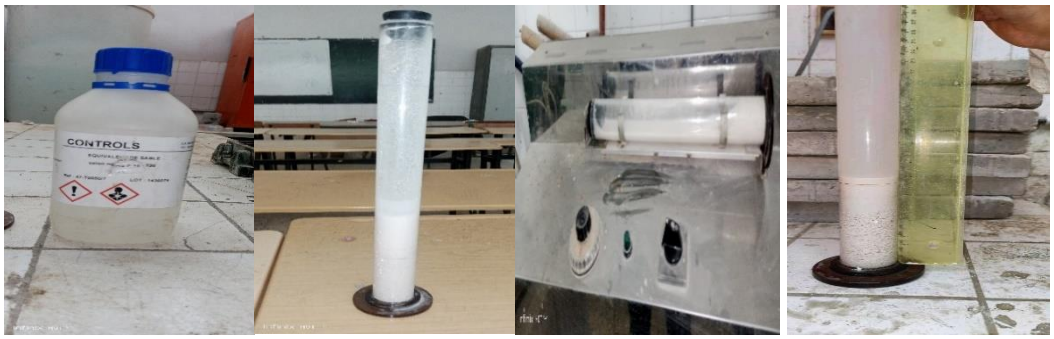


Figure III.7: Essai Equivalent de sable

- Résultats obtenu pour l'équivalent de sable :

essai	H2	H1	E_{sv} %
1	7.5	10.7	70%

C'est un sable légèrement argileux de propreté admissible pour des bétons de qualité

III.3.6. Essai Micro Deval

L'objectif de cet essai est de déterminer la résistance à l'usure par le frottement réciproque des éléments d'un granulat. La norme [NF P18-572] **[59]**. Permet de déterminer le coefficient de Micro Deval.

Figure III.8 : Machine Micro Deval

III.3.7. Essai de Los Angeles

Décrit par la norme [NF P 18-573] **[60]**, l'essai Los Angeles permet de mesurer les résistances combinées aux chocs et à la détérioration progressive par frottement réciproques des éléments d'un granulat. Ce mode opératoire s'applique aux granulats utilisée pour la constitution des chaussées et bétons hydrauliques.

Figure III.9 : Machine Los Angeles

Tableau III.13 : Caractérisation physique des matériaux utilisés

Caractérisation	Unité	Sable (0/3)	Gravier (3/8)	Gravier (8/16)
Masse volumique apparente	g/cm^3	1.456	1.54	1.55
Masse volumique absolue	g/cm^3	2.61	2.64	2.7
Module de finesse	%	2.57	-	-
Equivalent de Sable	%	70%	-	-
Los Angeles	%	-	32.6	32.6
Coefficient micro Deval	%	-	5	5

III.4. Formulation des bétons

La méthode adoptée dans notre étude, pour la formulation du béton autoplaçant, est une méthode purement expérimentale connue par la méthode japonaise.

Il faut respecter les prescriptions du Guide Européen pour les bétons autoplaçants **[61]** et suivre les principes de formulation de la méthode japonaise, qui sont les suivants :

1. **Dosage gravier :** 50% de compacité.
2. **Dosage en sable :** 40% du volume totale de mortier.
3. **Consommation de ciment** : fixée à 400 Kg/m^3
4. **Dosage de superplastifiant** : proche de dosage de saturation 1% du poids de Liant ou ciment.
5. **Dosage en eau et de filler calcaire :** déterminée dans les proportions suivantes (F/C+F) =0.32 et (E/C+F) =0.34

Avec **: F/C+F**= Filler/ciment+ filler **et E/C+F**=Eau/Ciment + Filler

Les objectifs que nous voulons atteindre dans cette recherche sont :

A l'état frais :

- Un étalement de classe SF2 qui varie entre 66 et 75cm

-Un taux de remplissage à la boite L>0.8%

- Un résistance à la ségrégation de classe SR1<20%

A l'états durci :

- Une résistance mécanique à la compression aux alentours de 40 MPa.

III.4.1. Formulation adoptée

Pour choisir la formulation adoptée qui répond aux recommandations normatives à l'état frais et visées à l'état durci (résistance à la compression aux alentours de 40 MPa), une série de tests préliminaires a été exécutée auparavant. A partir du béton autoplaçant, et avec l'utilisation de la méthode Dreux Gorisse on a formulé le béton vibré correspondant (de même résistance), tout en gardant le même dosage en ciment et le rapport granulaire G/S.

Tableau III.14 : Les différents mélanges choisis et étudiés

Notations	Nomination
BAP	Béton autoplaçant de résistance 40 MPa
BV	Béton vibré correspondant

Le présent tableau résume la composition d'un métré cube des différentes formulations ajustées et adoptées :

Tableau III.15 : Formulation des bétons corrigées et ajustées

	Ciment	Sable0/3	Gravier3/8	Gravier8/16	FC	Eau	SP	E/C	E/L	G/S
BAP	400	744	385	385	188	209	4.7	0.51	0.35	1.034
BV	400	882	456	456	0	200	2	0.5	0.5	1.034

III.5. Confection et conservation des éprouvettes

III.5.1. Séquences de malaxage

Le malaxage du béton a été effectué à l'aide d'une bétonnière à axe incliné à cuve basculante d'une capacité 25 litres, au laboratoire de génie civil à l'université d'ANNABA.

-A t=0, introduction des différentes fractions granulaires dans la bétonnière, suivie de l'ajout du ciment et (du filler dans le BAP) tous les composants vont être malaxés à sec pendant 1 min.

-Ensuite, Introduction de 75% de la quantité d'eau et malaxage pendant 2 min.

-L'adjuvant et dilué dans la quantité d'eau restante (25%), et introduit dans la bétonnière, et le malaxage se continué pendant 2 min.

- La durée totale du malaxage est 5 min.

Figure III.10: Bétonnière du laboratoire

III.5.2. Conservation des éprouvettes

Les éprouvettes sont coulées dans des moules démontables. Avant le coulage des éprouvettes, les parois des moules doivent être nettoyées et légèrement lubrifiés à l'aide d'une huile afin de faciliter le décoffrage. Les différents moules coulés n'ont pas été soumis à aucune vibration (le BAP capable de s'écouler sous son poids propre).

Les moules utilisés sont :

- cubiques : (10x10x10) cm^3 destinés pour les essais de compression.

- cylindriques : (11x22) cm^2 destinés pour les essais d'absorption d'eau.

- le démoulage s'effectue après un jour du coulage (24h ±4h), et les éprouvettes sont ensuite conservées sous l'eau jusqu'au démarrage des essais respectifs.

Figure III.11 : Préparation des éprouvettes

III.6. Les essais de caractérisation de BAP à l'état frais

Catre principaux essais permette de caractérise et de contrôle la rhéologie des BAP à l'frais :

- Essai d'étalement au cône d'Abras
- Essais de l'entonnoir en forme de V « V-Funnel »
- Essai de la boite en L
- Stabilité au tamis

III.6.1. Mode opératoire d'essai d'étalement au cône d'Abrams

- Placer le plateau sur une surface horizontale plane exempte de toute vibration : ou de tout choc extérieur. Vérifier l'horizontalité de la surface supérieure à l'aide du niveau à bulle. Nettoyer la

plaque et le cône, puis les humidifier immédiatement avant d'effectuer les essais, tout en les préservant d'une humidité excessive.

-Placer le cône au centre du cercle de 210 mm sur la plaque et le maintenir en position par appui vertical sur les deux pattes de bases, en s'assurant que du béton ne peut pas fuir de la partie inférieure du cône.

-Remplir le cône en une seule fois sans le soumettre à aucune agitation ou aucun compactage mécanique, et araser le surplus de béton au niveau du sommet du cône. Laisser reposer le cône rempli pendant une durée maximale de 30s ; au cours de ce délai, retirer de la plaque tout déversement de béton

- Soulever le cône verticalement en un mouvement de 1s à 3s sans faire obstacle à l'écoulement du béton

-Une fois que l'écoulement du béton est stabilisé sans déplacer la plaque ou le béton, mesurer le plus grand diamètre d'étalement et consigner sous la forme di à 10mm près. Mesurer ensuite le diamètre d'étalement perpendiculaire à d, et consigner sous la forme d ; à 10mm près. Si la différence entre d, et d_2 est supérieure à 50mm, prélever un autre échantillon et répéter le mode opératoire.

Le tableau (III.16), présente les valeurs recommandées par la norme pour l'essai d'étalement

Tableau III.16: Valeurs des classes d'étalements recommandées

Essais	Etalement au cône d'Abrams
Classes	55<SF1<65cm
	66<SF2<75cm
	76<SF3<85cm

Figure III.12: Essai d'étalement

III.6.2. Mode opératoire d'essai de l'entonnoir en forme de V « V-Funnel »

La procédure du test est la suivante : l'entonnoir est rempli jusqu'à arasement. Ensuite le clapet de fermeture situé à sa base est ouvert, ce qui provoque l'écoulement du béton, dont on mesure

le temps nécessaire jusqu'à ce que l'entonnoir se soit entièrement vidé. Plus le béton s'écoule rapidement hors de l'entonnoir, plus sa viscosité est faible. Un temps d'écoulement compris entre 8 et 12 secondes est recommandé pour le béton autoplaçant

Tableau III.17: Classification des BAP selon la norme [NFP 12350-9] **[62]**

Classe	Temps en S
VF1	<9
VF2	9 à 25

III.6.3. Mode opératoire de l'essai de la boite en L

Poser la boite en L sur une surface plane et vérifier son horizontalité à l'aide du niveau à bulle. Nettoyer la boite en L. et l'humidifier immédiatement avant d'effectuer les essais, tout en la préservant d'une humidité excessive. Fermer la trappe entre les parties verticale et horizontale. Déversant le béton, contenu dans le ou les récipients, dans la trémie de remplissage de la boite en L, sans aucune agitation ou aucun compactage mécanique, araser le sommet de la boite à l'aide de la règle d'arasement, de sorte que le niveau de béton corresponde au sommet de la partie verticale de la boite en L, puis laisser reposer pendant (60± 10) s vérifier les signes de ségrégation avant et après le remplissage de la boite en L.

Ouvrir complètement la trappe coulissante en une action souple et continue pour permettre au béton de s'écouler dans la section horizontale. Une fois l'écoulement achevé, mesurer l'affaissement du béton ΔH1, au mm prés, dans la partie verticale de la boite, en trois positions également réparties sur toute la largeur de la boite et du côté de la trappe. La hauteur de béton moyenne H1, représente la différence avec la hauteur de la partie verticale et la moyenne des trois relevés de ΔH1 ,. Consigner H1 mm près. Le même mode opératoire est utilisé pour calculer la hauteur moyenne de béton à l'extrémité de la partie horizontale de la boite en L. H_2 par rapport à la différence avec la hauteur de la partie horizontale et la moyenne des trois relevées de$\Delta H2$. Consigner H_2 au mm près.

- Le taux de remplissage PL, est calculé par la formule suivante :

$$\mathbf{PL} = \frac{\mathbf{H2}}{\mathbf{H1}}$$

Les valeurs recommandées par la norme pour l'essai de la boîte en L, sont présentées dans le tableau (III.18) [NF EN 1250-10] **[63].**

Tableau III.18: Valeurs recommandés par la norme pour l'essai de la boite en L

Essais	Boite en L
Classe	PL<0.8 à 2 barres
	PL>0.8 à 3 barres

Figure III.13: Essai de la boite en L

III.6.4. Mode opératoire de l'essai de stabilité au tamis :

-Placer (10±5) litres de béton dans un seau et recouvrir ce dernier pour prévoir toute évaporation

-Laisser reposer en position horizontale et non soumise à des vibrations, sans aucune perturbation pendant (15±0,5) minutes

-S'assurer que la balance est à l'horizontale et non soumise à des vibrations, placer le fond de tamis sur la balance et consigner sa masse, m_p en grammes. Placer ensuite le tamis sec sur le récipient et consigner une nouvelle fois la masse ou régler la balance à zéro

-Au terme de la période de repos de l'échantillon, retirer le couvercle du récipient à échantillon et noter si de l'eau de ressuage et apparue à la surface du béton

-Le tamis et le fond de tamis se trouvant toujours sur la balance, et la partie supérieure du récipient à échantillon étant à (500±50) mm au-dessus du tamis, déverser de manière constante et avec la plus grande attention (4,8±0,2) kg de béton (y compris l'eau de ressuage éventuelle) au centre du tamis en une seule fois, consigner la masse réelle du béton m, en grammes sur le tamis.

-Laisser le béton reposer dans le tamis pendant (12±05) s, puis retirer ce denier verticalement sans aucune agitation. Consigner la masse du fond de tamis, y compris la laitance qui s'est écoulée à travers le tamis, en grammes.

-Le pourcentage de la laitance SR est calculé à partir de l'équation suivante :

$$\mathbf{SR = (poids\ de\ lalitance / poids\ de\ léchantillon\ )\ X\ 100}$$

Les valeurs préconisées par la norme [NF EN 12350-10] **[64].** Pour l'essai de stabilité sont montrées dans le suivant tableau :

Tableau III.19: Valeurs recommandées par la norme pour l'essai de la stabilité au tamis

Essais	Stabilité au tamis
Classe	SR1<20%
	SR2<15%

Figure III.14 : Essai de stabilité

III.7. Les essais de caractérisation du béton vibré à l'état frais

III.7.1. Essai de consistance des bétons à l'aide du cône d'Abrams [NF P 18-451]

Le slump test ou test d'affaissement à l'aide du cône d'Abrams permet d'évaluer la consistance d'un béton courant, c'est-à-dire ni trop sec ni trop fluide. Cette méthode convient bien pour le contrôle du béton sur chantier lors de la réception.

- Posez-le sur une plaque métallique.

- Rempli à mi-hauteur, utilisez la barre et tapez 25 fois pour tasser le béton.

-Complétez à ras bord et tapez une nouvelle fois 25 coups, Arasez la surface,

-Retirez ensuite délicatement le cône et mesurez la hauteur du béton,

- La différence entre la hauteur initiale et la hauteur mesurée après que le cône soit enlevé vous donne la valeur de l'affaissement.

La norme **[**NF EN 206-1**] [65],** définit 5 classes de consistance, en fonction de l'affaissement mesuré. Le tableau ci-dessous regroupe ces différentes classes.

Tableau III.20 : Classes de consistance selon la norme

Consistance	Slump en (cm)
Ferme (S1)	1-4
Plastique (S2)	5-9
Très plastique (S3)	10-15
Fluide (S4)	16-21
Très Fluide (S5)	>22

Figure III.15 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams

III.7.2. Masse volumique

La masse volumique du béton est déterminée selon la norme [NF EN 12350-6**] [66]** La masse volumique du béton est caractérisée par une quantité du béton frais rapporté à son Volume

$$\mathbf{Mv} = \frac{\mathbf{M_{rempli}} - \mathbf{M_{vide}}}{\mathbf{v}} \text{ en (g/l)}$$

M $_{vide}$: masse du moule vide en (g)

M $_{rempli}$: masse du moule rempli par le béton en (g)

V : volume du moule en (litre)

Figure III.16 : Essai de la masse volumique

III.8. Les essais de caractérisation des bétons à l'état durci

III.8.1. Essais de compression [NF EN 12390-3]

- Essuyer toute humidité excessive de la surface de l'éprouvette avant de la positionner dans la machine d'essai. Les plateaux de la machine d'essai doivent être essuyés et toutes particules ou corps étrangers retirés des surfaces de l'éprouvette qui seront en contact avec eux,

-Positionner les éprouvettes cubiques de façon que le chargement s'effectue perpendiculairement au sens de coulage,

-Centrer l'éprouvette sur le plateau inférieur avec une précision de ±1% de la dimension nominale pour les éprouvettes cubiques ou du diamètre pour les éprouvettes cylindriques,

-Sélectionner une vitesse constante de chargement dans la plage 0,2 MPa/s (N/mm².s) à 1,0 MPa/s (N/mm².s). Appliquer la charge sans choc et l'accroître de façon continue à la vitesse constante sélectionnée + 10% jusqu'à la rupture de l'éprouvette **[67].**

La résistance à la compression est donnée par l'équation suivante : $\boldsymbol{\sigma} = \frac{\mathbf{F}}{\mathbf{S}}$

S : la section de l'éprouvette (mm^2)

F : la force au moment de la rupture (N)

Figure III.17 : Essai de compression

III.8.2. Essais de traction pare fendage [NF P18-408]

-Essuyer l'éprouvette avant de la placer sur la machine d'essais pour éliminer l'humidité en excès.

-Centrer l'éprouvette dans la machine, éventuellement au moyen d'un gabarit de centrage. Positionner soigneusement les bandes de chargement et les pièces d'appui, le cas échéant, le long des parties supérieure et inférieure du plan de chargement de l'éprouvette,

-Sélectionner une vitesse de chargement constante dans la plage de 0.04MPa/s à 0.06MPa. Appliquer ± 1%, jusqu'à la rupture de l'éprouvette **[68].**

La résistance en traction par fendage est donnée par l'équation suivante :

$$\mathbf{fct} = \frac{\mathbf{2.F}}{(\boldsymbol{\pi} * \mathbf{d} * \mathbf{l})}$$

fct : la résistance en traction par fendage en MPa

F : la charge maximale en N

L : longueur de la ligne de contacte de l'éprouvette en mm

d : la diamètre d'éprouvette en mm

Figure III.18 : Essai de traction par fendage

III.8.3. Absorption d'eau par capillarité

L'essai consiste à déterminer la masse d'eau absorbé qui a été déterminées par pesées successives des éprouvettes aux échéances (0, 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h, 24h). Avant chaque pesée, la face de l'éprouvette en contact avec l'eau est essuyée avec une éponge humide afin d'enlever la pellicule d'eau superficielle qui a été retenue, sans pour autant dessécher les pores de surface remplie d'eau. A partir des mesures des masses et pour chaque échéance t, on peut déterminer le coefficient d'absorption capillaire à l'aide de l'équation suivante **[69]** :

$$\mathbf{C\,at} = \frac{\mathbf{Mt - M0}}{\mathbf{A}}$$

Cat : coefficient d'absorption à l'échéance t (Kg/m²)

Mt : masse de l'éprouvette à une échéance donnée (Kg)

M0 : masse initiale de l'éprouvette (Kg)

A : section de l'éprouvette au contact de l'eau (m²)

Figure III.19 : Dispositif de mesure d'absorption d'eau par capillarité

III.8.4. Essai d'auscultation dynamique

Comme depuis longtemps cet essai permet de déterminer la vitesse de propagation des impulsions ultrasoniques traversant le béton.

Figure III.20 : Appareil d'auscultation sonique.

III.8.4.1. Principe d'auscultation dynamique [NF EN 12504-4]

La méthode consiste à mesurer le temps mis par une onde, à parcourir une distance connue. Les principales caractéristiques de tous les appareils comprennent un générateur d'impulsions et un récepteur d'impulsions. La fréquence de générateur d'ondes est comprise entre 10 et 150 HZ. Certains facteurs influent toutefois sur la prise de mesures :

- Les ondes sonores se déplacent plus vite à travers un vide rempli d'eau qu'à travers un vide rempli d'air.
- La surface sur laquelle l'essai est effectué doit épouser parfaitement la forme de l'appareil qui lui est appliqué, il est recommandé d'employer un matériau intermédiaire entre le béton et les transducteurs.
- Une augmentation de la vitesse des impulsions se produit à des températures sous le point de congélation à cause du gel de l'eau ; entre 5 et 30°C, la vitesse des impulsions n'est pas subordonnée à la température **[70].**

III.8.4.2. Mode Opératoire [71]

a. Travaux préparatoires

Poncer et égaliser la partie de la surface de l'élément à ausculter où le transducteur sera fixé,

Figure III.21: Travaux préparatoires

b. Étalonnage de l'appareil référence

L'ultrason doit toujours être contrôlé par des essais d'étalonnage avant chaque utilisation. L'étalonnage consiste à vérifier le temps de propagation à travers la tige étalon dont le temps est connu à l'avance. Il faut ajuster l'ultrason dans le cas où le temps mesuré ne correspond pas à celui marqué sur la tige étalon.

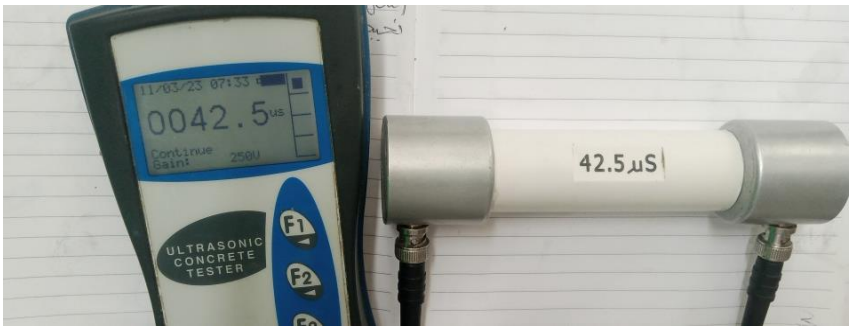


Figure III.22 : Etalonnage de l'appareil

c. Disposition du transducteur

La détermination de la vitesse de propagation des ultrasons se fait de trois manières, suivant le type de l'élément à tester, pour nos échantillons cubiques 10x10x10cm^3 nous utilisons la mesure directe.

Figure III.23 : Mesure direct

d.Mesure des fissurations

On utilise le fissurométre pour mesurer les fissures qui se manifestent dans les bétons testés sous l'action de plusieurs niveaux de chargement : faible (25%), moyen (50%) et élevé (75%) de la charge de rupture.

Figure III.24 : fissuremètre

III.9. Conclusion

Nous présentons dans ce chapitre la procédure expérimentale adoptée pour la caractérisation des compositions retenues à l'état frais et état durci.
On remarque que les matériaux utilisés dans la fabrication des différents mélanges étudiés répondent aux exigences normatives.

CHAPITRE IV

RESULTATS ET CONCLUSIONS

IV.1. Introduction

Le présent chapitre expose les différents résultats obtenus dans notre expérimentation, tout en commençant par la caractérisation des mélanges testés à l'état frais (étalement, boite en L, stabilité au tamis ...) et à l'état durci (résistance à la compression, traction par fendage), et ensuite on a procédé à la détection de l'endommagement du béton autoplaçant et béton vibré correspondant par une méthode non destructive (ultrasonique).

IV.2. Résultats des essais à l'état frais

Les résultats de caractérisation des bétons à l'état frais sont représentés au tableau suivant :

Tableau IV.1 : Résultats d'essais sur le béton frais

Caractéristique	Unité	BAP	BV
Masse volumique	(kg/m^3)	2388.33	2383.33
Etalement	(cm)	70	14
T_{50}	(s)	4,5	----
Boite en L	(%)	93	
V funnel	(s)	33	
Stabilité au tamis	(%)	15%	

Figure IV.1 : Les essais à l'état frais

Commentaire

Les résultats d'étude du béton autoplaçant à l'état frais basés sur les essais : l'étalement, la boite en L et la stabilité au tamis, ont donnés des valeurs qui correspondent aux critères des recommandations issues de (l'AFGC) **[22].**

L'étalement du béton autoplaçant testés à un diamètre de 70 cm, le taux de remplissage de la boite en L est à l'ordre de 93% et une laitance de 15%.

IV.3. Résultats des essais à l'état durci

IV.3.1. La résistance mécanique en compression

La résistance en compression des deux bétons en question est présentée dans la figure IV.2 ci-dessous :

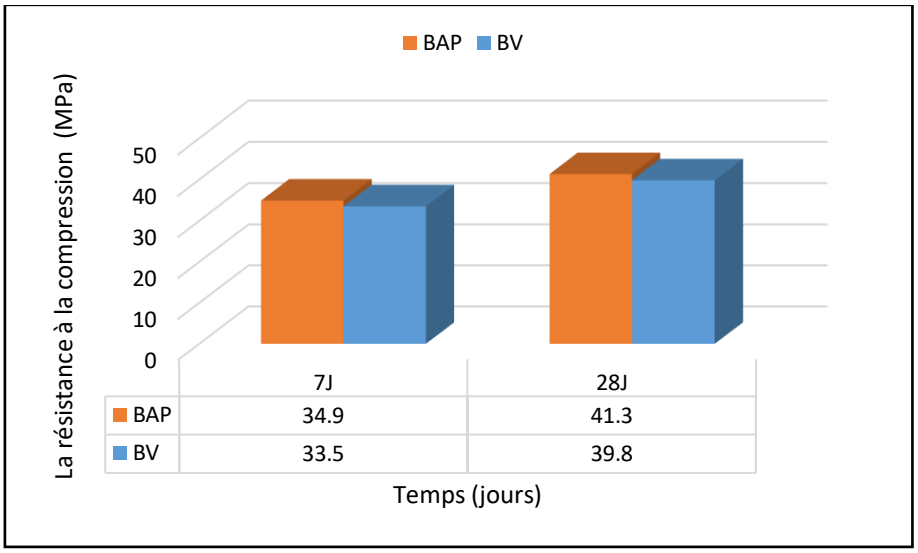


Figure IV.2 : La résistance à la compression des différents types de bétons

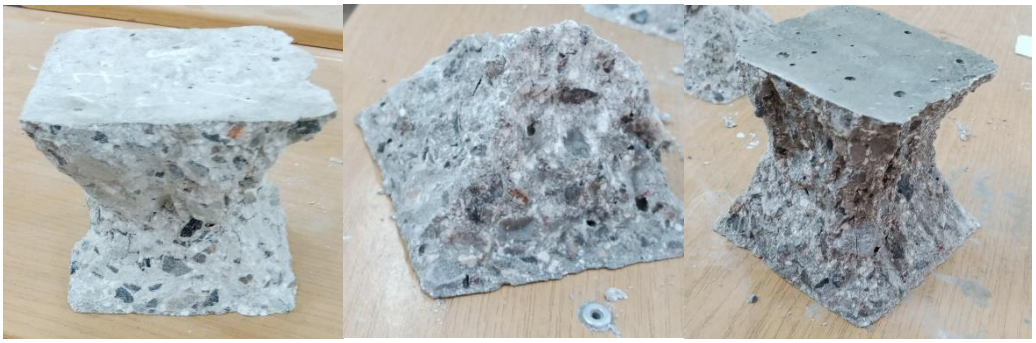


Figure IV.3 : Mode de rupture des éprouvettes cubiques

IV.3.2. La résistance en traction par fendage

La figure IV.4 montre la variation de la résistance mécanique en traction par fendage des bétons.

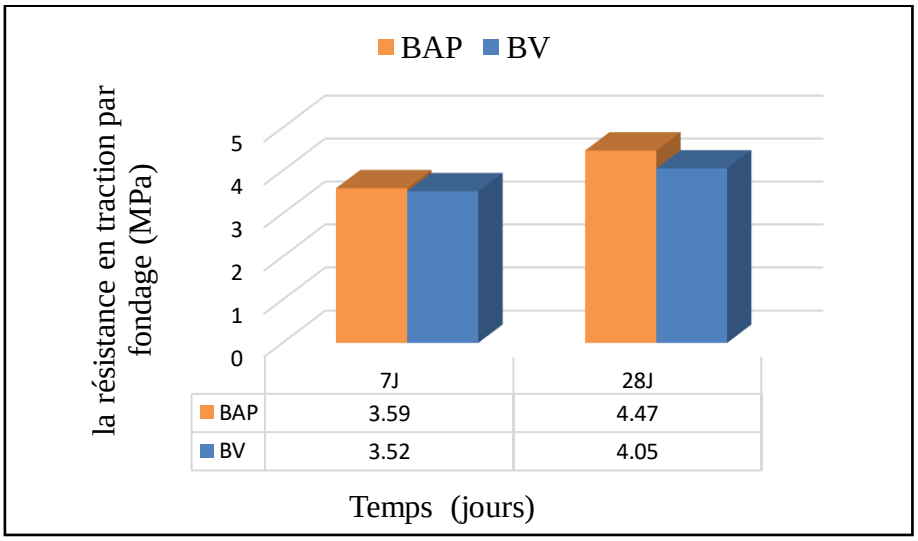


Figure IV.4 : La résistance à traction par fendage

Figure IV.5 : Mode de rupture des éprouvettes cylindriques

Commentaire

En ce qui concerne les résultats obtenus à partir des essais de compression et traction par fendage, on constate une amélioration non considérable de la résistance du béton autoplaçant par rapport au béton vibré correspondant, à l'âge de 7 et à 28 jours. Cette dernière, est peut-être liée à l'existence de fillers calcaires qui contribue à l'amélioration de résistance.

IV.3.3. Essai de coefficient d'absorption capillaire d'eau

L'essai d'absorption d'eau par capillarité est effectué sur des échantillons cylindriques (11x5) cm^2, pour la totalité des mélanges à 28jours.

Tableau IV.2 : Résultat d'essais d'absorption capillaire

temps	0	15min	30min	1h	2h	4h	8h	24h
√temps	0	0,5	0,707	1	1,141	2	2,828	4,898
CA BV	0	0,2825	0,385	0,578	0,715	0,98075	1,279	1,7415
CA BAP	0	0,203	0,307	0,56	0,619	0,713	0,802	1,141

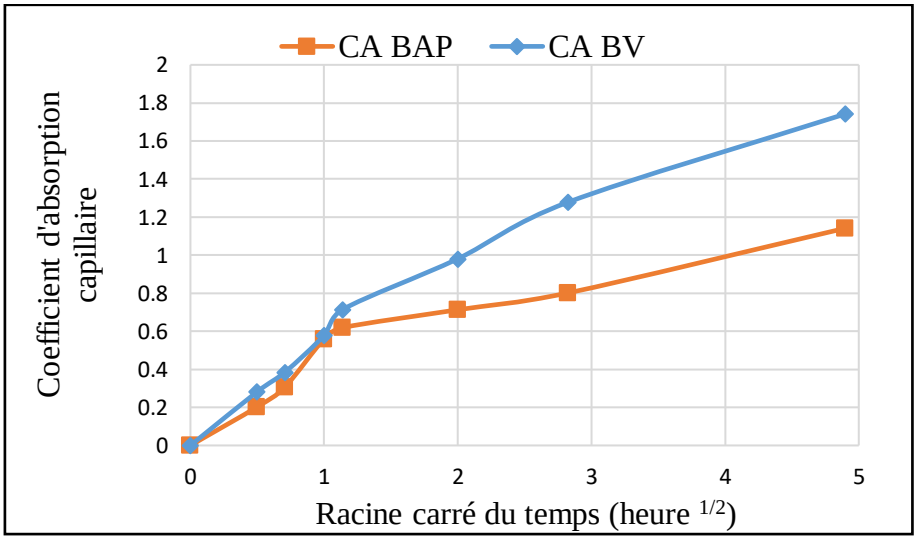


Figure IV.6 : Coefficient d'absorption capillaire d'eau des bétons

Commentaire

On observe que le béton vibré possède un coefficient d'absorption capillaire légèrement supérieur à celui du BAP, car la présence des fillers de calcaires dans le BAP joue un rôle de remplissage.

IV.4. Essai d'auscultation dynamique (essai non destructif)

Dans la partie suivante, nous exposons les résultats d'identification de l'endommagement des différents mélanges testés par une méthode non destructive (ultrasonique), avec l'application de 5 cycles de chargement portés sur des échantillons cubiques 10x10x10 cm^3 à l'âge de 28 jours avec les taux suivants :

-Un faible taux de 25% de la charge de rupture.

-Un taux moyen de 50% de la charge de rupture.

-Un taux élevé de 75% de la charge de rupture.

Le niveau de chargement a été choisi de manière à pouvoir évaluer l'état d'endommagement des bétons à différents taux de chargement exercés durant les cinq cycles.

Figure IV.7 : Le dispositif utilisé pour l'essai d'ultrason

IV.4.1. L'essai d'auscultation dynamique du béton autoplaçant

IV.4.1.1. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 25% de fc_{28} (BAP)

Tableau IV.3 : Vitesse ultrasonique à 25% de chargement (BAP)

Charge (KN)		0	25	50	75	100	102	102
Vitesse/ Cycle (m/s)	VC1	4739	4739	4739	4739	4739	4739	4739
	VC2	4739	4739	4739	4739	4739	4717	4717
	VC3	4717	4717	4717	4717	4717	4717	4717
	VC4	4717	4695	4695	4695	4695	4695	4695
	VC5	4695	4695	4695	4695	4695	4695	4695

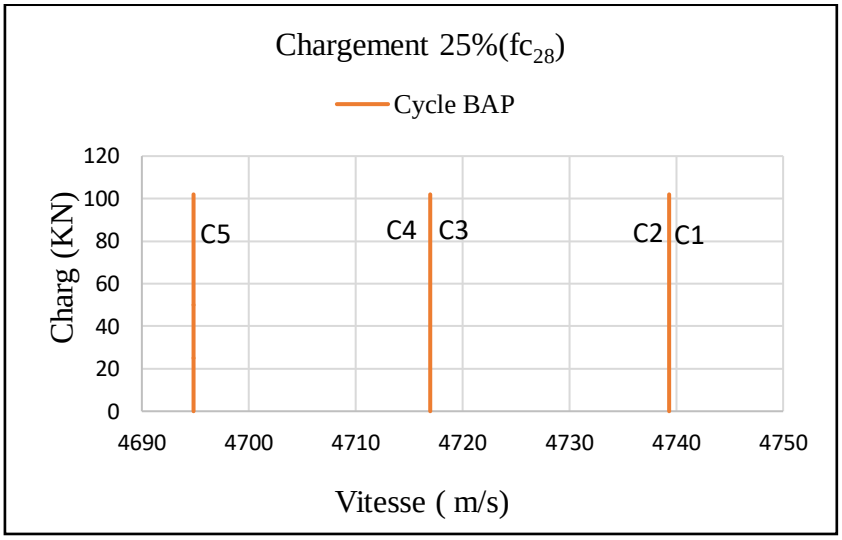


Figure IV.8 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 25% (BAP)

Commentaire

D'après les résultats inscrits dans le tableau et la figure ci-dessus : Les 5 cycles représentent un comportement linéaire, ce qui nous emmène à conclure que le béton est qualifié de sain sous un taux de chargement de 25% de la résistance caractéristique.

IV.4.1.2. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 50% de fc_{28} (BAP)

Tableau IV.4 : Vitesse ultrasonique à 50% de chargement (BAP)

Charge (KN)		0	25	50	75	100	125	150	175	200	205	205	205	205
Vitesse /Cycle (m/s)	VC1	4739	4739	4739	4739	4739	4739	4739	4694	4386	4292	4255	4237	4292
	VC2	4348	4292	4255	4237	4219	4202	4202	4167	4167	4149	4132	4115	4098
	VC3	4167	4098	4082	4237	4219	4207	4207	4167	4167	4149	4132	4132	4115
	VC4	4098	4032	4000	3984	3955	3953	3937	3937	3922	3922	3922	3906	3876
	VC5	4049	3968	3952	3906	3875	3875	3875	3875	3846	3846	3846	3861	3831

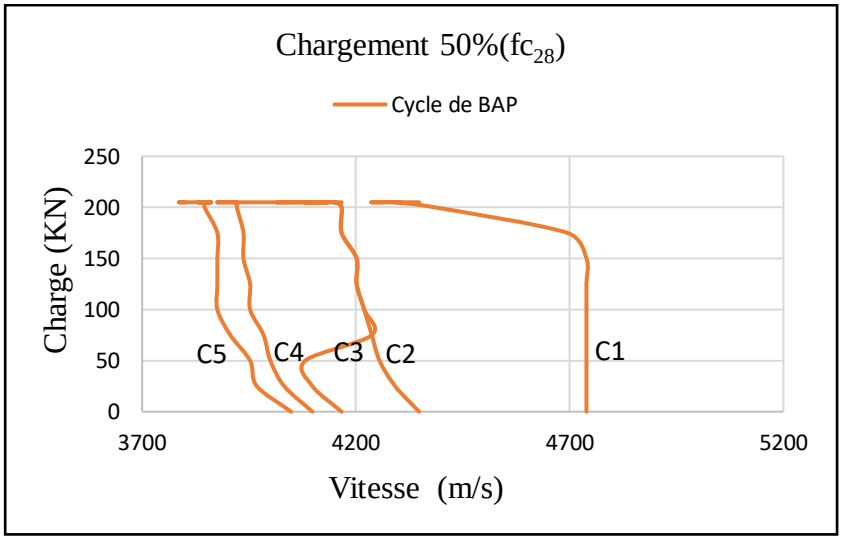


Figure IV.9 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 50% (BAP)

Commentaire

Nous remarquons d'après les résultats présentés précédament (tableau et figure) , une relation inversement proportionnelle entre la charge (50%) et la vitesse de propagation des émissions acoustiques avec une allure semblable pour les 5 cycles. Cette dernière poura étre justifiée par une discontinuité dans le béton, début de dégradation de queleques propriètés du béton.

IV.4.1.2. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 75% de fc_{28} (BAP)

Tableau IV.5. Vitesse ultrasonique à 75% de chargement (BAP)

Charge (KN)		**0**	**25**	**50**	**75**	**100**	**125**	**150**	**175**	**200**	**225**	**250**	**275**	**300**	**308**	**308**
Vitesse/ Cycle (m/s)	**VC1**	4739	4739	4739	4736	4736	4717	4425	4329	4329	4292	4292	4292	4274	4292	4310
	VC2	4310	4065	4049	4049	4098	4098	4149	4202	4219	4219	4255	4255	4274	3984	4065
	VC3	4082	2695	3876	3953	3984	4049	4082	4167	4167	4167	4098	4255	4255	3831	3953
	VC4	3953	3846	3846	3846	3846	3922	4016	4065	4098	4167	4202	4202	4202	4207	3846
	VC5	3846	2625	2618	2625	3731	3788	3906	4032	4032	4049	4115	4167	4202	4167	3717

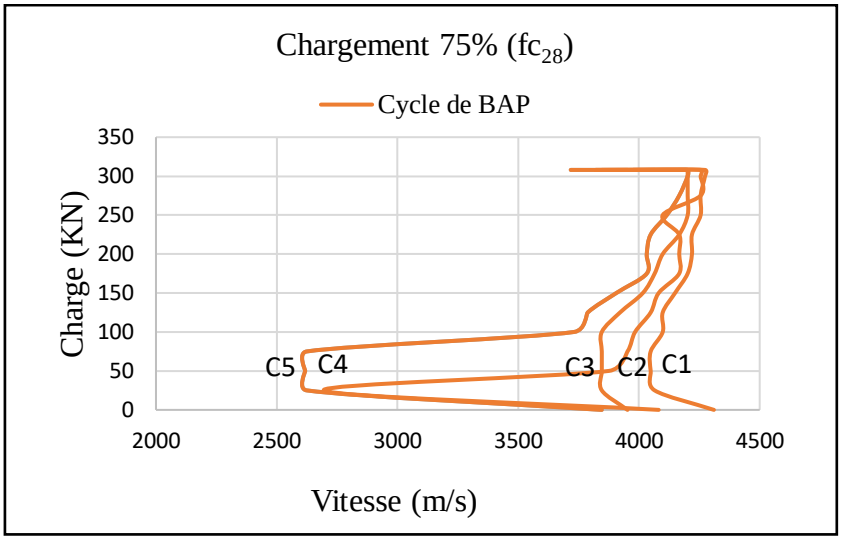


Figure IV.10 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 75% (BAP)

Commentaire

- Les résultats tirés auparavant, exposent la transformation qui se produit dans le BAP à partir du taux 75% de la charge de rupture, car il présente une diminution de la vitesse d'occultation sonique en fonction de l'augmentation de la charge. Cette diminution est le résultat d'apparition des déformations dans le béton qui possède un comportement irréversible

- Au-delà du troisième cycle on remarque un comportement complétement diffèrent au premier et deuxième, interprété par une augmentation de l'amplitude de déformation.

IV.4.1.4. Influence du taux de chargement pour le béton autoplaçant

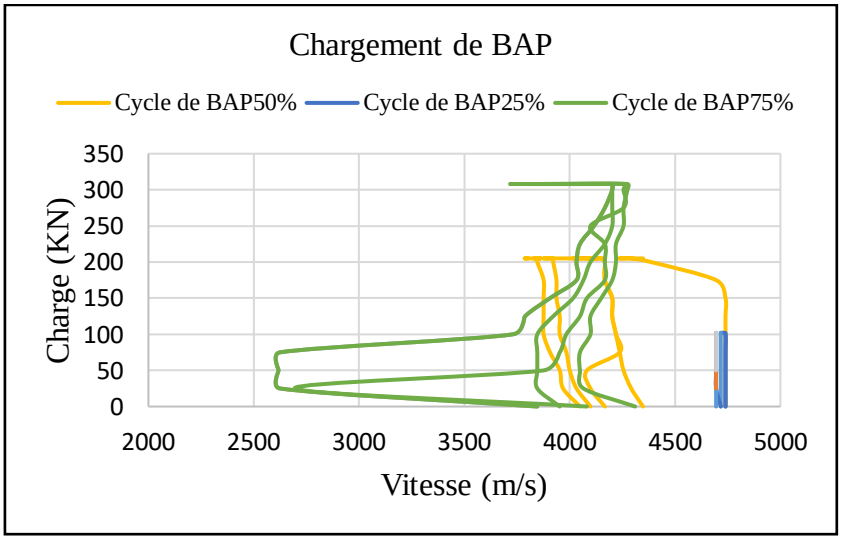


Figure IV.11 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 25%, 50%, 75% (BAP)

Commentaire

On observe pour les 5 cycles réalisés une diminution de la vitesse de propagation des ondes d'ultrason en fonction de l'augmentation du taux de chargement (25%, 50%,75% de la résistance). Cette diminution peut être accordée au développement des fissurations à l'échelle microscopique avec l'accroissement de la charge.

IV.4.2. L'essai d'auscultation dynamique du béton vibré

IV.4.2.1. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 25% de fc_{28} (BV)

Tableau IV.6 : Vitesse ultrasonique à 25% de chargement (BV)

Charge (KN)		**0**	**25**	**50**	**75**	**100**	**100**	**100**
Vitesse/ Cycle (m/s)	**VC1**	4901	4901	4901	4901	4901	4901	4901
	VC2	4901	4901	4901	4901	4878	4878	4878
	VC3	4878	4878	4878	4878	4878	4878	4878
	VC4	4878	4854	4854	4854	4854	4854	4854
	VC5	4854	4854	4854	4854	4854	4854	4854

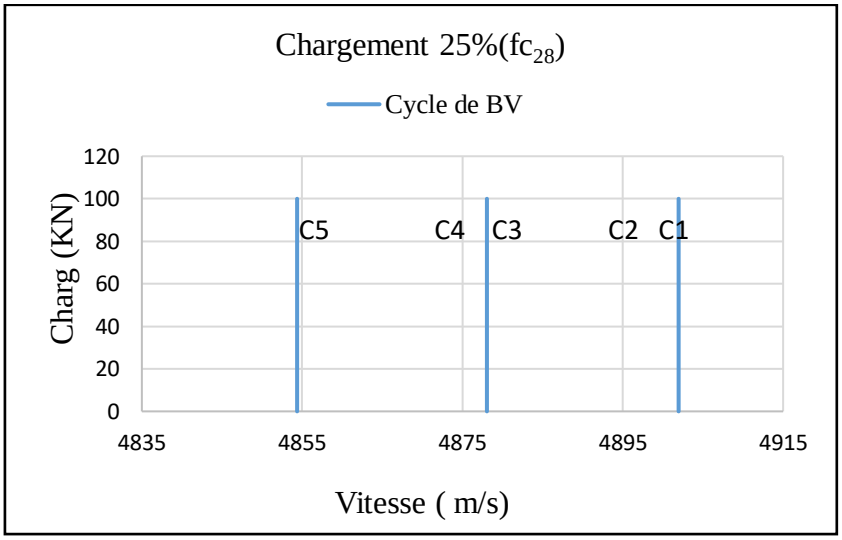


Figure IV.12 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 25% (BV)

Commentaire

Pour un taux de chargement à 25% de la charge de la résistance de compression, on remarque que la vitesse de propagation des émissions acoustiques est constante pour les 5 cycles appliqués, cela signifie que le béton à un comportement élastique où il n'a pas subi aucune déformation.

IV.4.2.2. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 50% de fc_{28} (BV)

Tableau IV.7 : Vitesse ultrasonique à 50% de chargement (BV)

Charge en KN		0	25	50	75	100	125	150	175	200	200	200	200	200
Vitesse/ Cycle (m/s)	VC1	4902	4902	4902	4902	4912	4902	4902	4831	4739	4484	4545	4566	4587
	VC2	4587	4566	4425	4292	4276	4237	4202	4149	4000	4184	4425	4444	4484
	VC3	4484	4348	4255	4087	3968	3831	3922	3937	3968	4167	4348	4386	4405
	VC4	4405	4149	4132	3968	3831	3891	3922	3906	3817	4167	4348	4348	4367
	VC5	4367	4292	4132	3030	3012	3012	3817	3774	3861	3891	3922	4032	4202

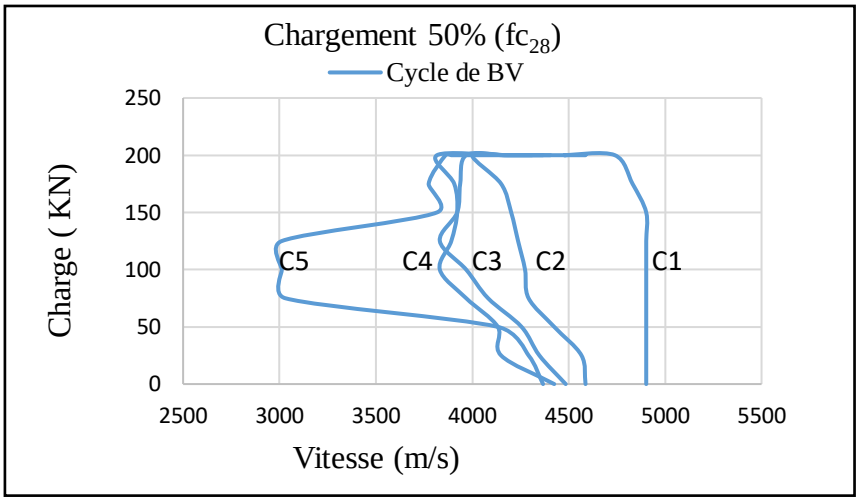


Figure IV.13 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 50% (BV)

Commentaire

On constate que pour les 5 cycles de chargement à 50%, la vitesse des ondes sonores traversant le béton diminue en fonction de l'accroissement de la charge. Celui-là peut être analysé par une modification de quelques propriétés de notre béton.

On observe une accélération dans le temps de passage des impulsions pour le cinquième (dernier) cycle par rapport aux autres cycles.

IV.4.2.3. Variation de la vitesse ultrasonique sous un taux de 75% de fc_{28} (BV)

Tableau IV .8 : Vitesse ultrasonique à 75% de chargement (BV)

Charge(KN)		0	25	50	75	100	125	150	175	200	225	250	275	300	300	300
Vitesse/ Cycle (m/s)	VC1	4902	4902	4902	4902	4902	4902	4808	4608	4444	4386	4292	4274	4274	4349	4369
	VC2	4367	2959	2959	2959	2950	2933	2915	2915	2907	2915	2915	4049	4149	4310	4310
	VC3	4310	2874	2857	2857	2857	2865	2865	2865	2865	2915	2915	4049	4149	4237	4273
	VC4	4274	2801	2809	2817	2817	2825	2825	2793	2841	4082	4032	4098	4132	4202	4219
	VC5	4219	2778	2786	2786	2793	2801	2817	2825	2840	4087	4049	4065	4065	4065	4098

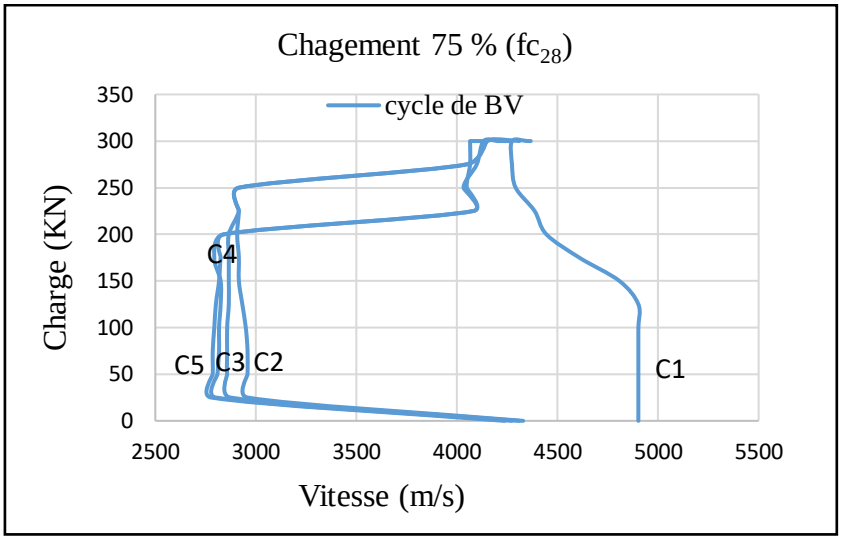


Figure IV.14 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 75% (BV)

Commentaire

Pour un taux de 75% du chargement, on remarque d'après les résultats présentés ci-dessus un comportement non linaire entre la vitesse sonique et la charge appliquée ; cette non linéarité est éventuellement associée à la naissance et la croissance des défauts dans le béton.

A partir du deuxième cycle, en constatant un comportement non semblable aux autres cycles, cela peut être traduit par la propagation progressive de déformations.

IV.4.2.4. Influence du taux de chargement pour le béton vibré correspondant

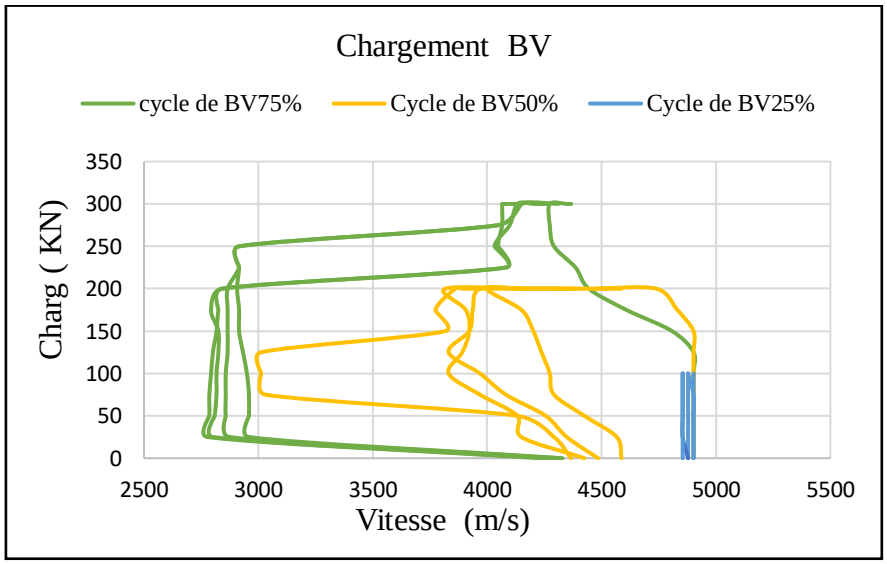


Figure IV.15 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 25%, 50%, 75% (BV)

Commentaire

Concernant les trois taux de chargement étudiés, nous remarquons une diminution de la vitesse de propagation des impulsions soniques en fonction de l'accroissement de la charge pour les 5 cycles appliqués, chose qui apparemment due à la détérioration des certaines caractéristiques de notre béton.

IV.4.3. La comparaison entre le BAP et le BV correspondant

IV.4.3.1. Pour un faible taux de chargement (25%) fc_{28}

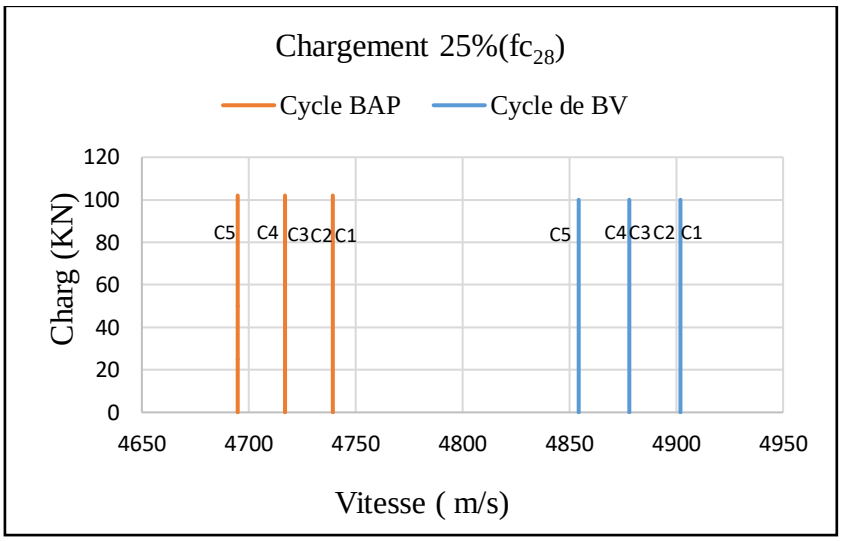


Figure IV.16 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 25% (BAP, BV)

Commentaire

La figure suivante montre qu'avec un chargement faible de 25% de résistance pour les 5 cycles effectués, que les deux types de bétons représentent un comportement linéaire, ce qui implique que le béton est toujours intact. Sachant que la vitesse des émissions acoustiques est supérieure à 4500 m/s ce qui convient à la norme.

IV.4.3.2. Pour un moyen taux de chargement (50%) fc_{28}

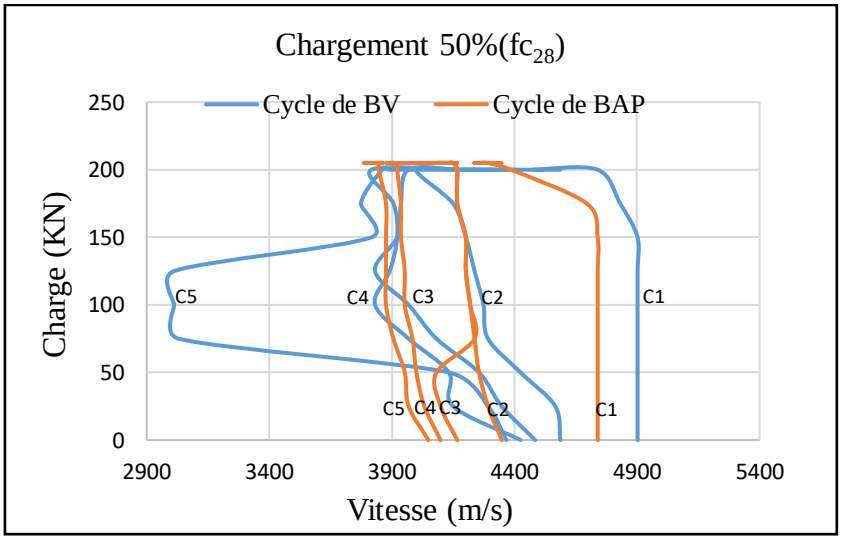


Figure IV.17 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 50% (BAP, BV)

Commentaire

Pour un taux de chargement moyen de 50% de la charge de rupture, nous remarquons que le béton autoplaçant et le béton vibré équivalent possèdent un comportement non linéaire semblable pour les quatre premiers cycles. Cependant, le cinquième cycle du BV il présente un saut important dans la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques.

Cette vitesse est estimée pour le BAP et le BV respectivement à (3831-3012m/s) qui signifie que le béton est de bonne qualité selon la norme [NF EN 12504-4].

IV.4.3.3. Pour un taux élevé de chargement (75%) fc_{28}

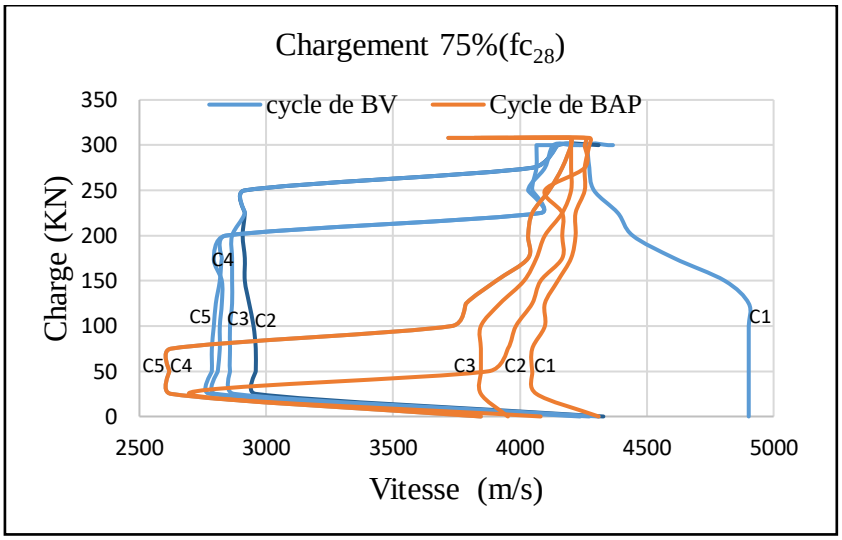


Figure IV .18 : Variation de la vitesse en fonction de chargement 75% (BAP, BV)

Commentaire

Avec un taux élevé de 75% du chargement, on observe un comportement irréversible similaire entre le BAP et le BV pour les trois premiers cycles. Néanmoins, le quatrième et le dernier cycle, le béton autoplacant a pu développer des déformations légèrement plus importantes que le béton vibré, parce que le BV contient un volume de granulats considérable par rapport au BAP.

La vitesse des impulsions soniques est comprise entre (2618-2778m/s) pour le BAP et le BV qui indique que le béton est d'une qualité médiocre suivant la norme [NF EN 12504-4].

IV.5. Mesure de la variable d'endommagement

La perte des performances par création de fissuration du béton, est paramétrée par le calcul de la variable d'endommagement D. Dans notre compagnie expérimentale, nous avons utilisés la méthode d'impulsion acoustique, pour mesure la variable d'endommagement sachant qu'ils existent plusieurs méthodes citées précédemment dans la partie bibliographique. La variable d'endommagement D est calculée par la formule donnée ci-dessous.

$$\mathbf{D = 1 - \left(\frac{\hat{V}_{Tn}^{2}}{V_T^2}\right)}$$

D : La variable d'endommagement

D = 0, le matériau est non endommagé (intact).

D = 1, le matériau est totalement endommagé (ruiné)

0 < D < 1, le matériau est partiellement endommagé (fissuré)

$\mathbf{V^{\wedge}_{Tn}}$: la vitesse instantanée des ondes ultrasoniques au sein du matériau après n cycles

V_T : la vitesse des ondes ultrasoniques du matériau non endommagé

Les résultats de calcul de la variable d'endommagement sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.9 : La variable d'endommagement

	Bétons	**BAP**					**BV**				
	Cycle	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**C5**	**C1**	**C2**	**C3**	**C4**	**C5**
Taux de chargement	**25%**	0	0,0093	0,0093	0,0185	0,0185	0	0,00977	0,00977	0,01949	0,01949
	50%	0,2004	0,252	0,246	0,311	0,346	0,163	0,334	0,389	0,393	0,622
	75%	0,01866	0,293	0,341	0,6765	0,6948	0,239	0,648	0,66	0,6735	0,6788

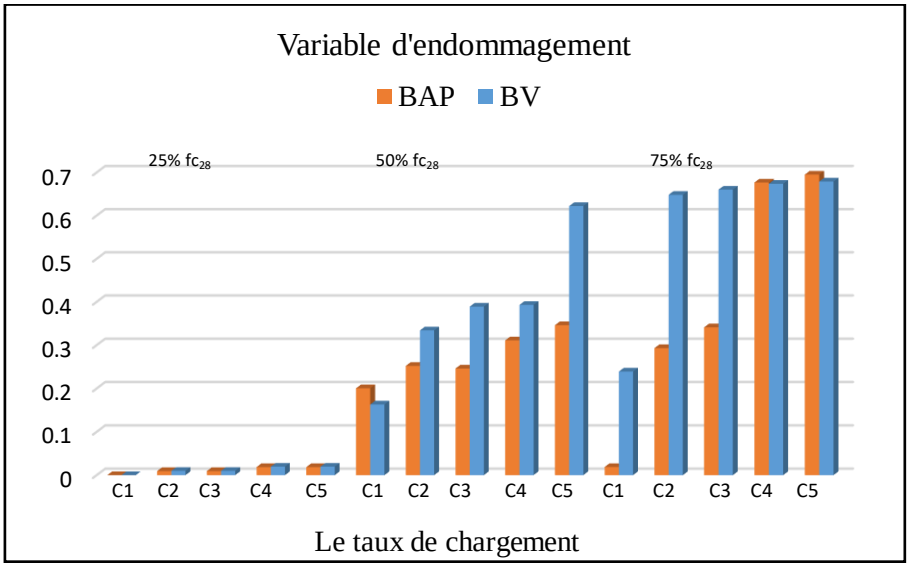


Figure IV.19: La variable d'endommagement

Commentaire

D'âpre la figure IV.19 qui illustre la mesure de variable d'endommagement pour les différents taux de chargement. Nous avons noté ce qui suit :

- D'abord pour le faible taux de chargement de 25% de fc_{28}, la variable d'endommagement D des deux bétons=0 pour le premier cycle, ce qui signifie un béton non endommagé (intact).
- Le chargement modéré de 50% de la charge de rupture, dévoile une variable d'endommagement varie entre (0.346, 0.622) pour le BAP et le BV correspondant respectivement, ce qui témoigne un béton partiellement endommagé.
- Pour un chargement élevé à 75% de la résistance caractéristique, la variable d'endommagement comprise entre (0.694, 0.678), démontrant l'amplification de la propagation des fissurations, ce qui implique un état avancé d'endommagement.

D'après le calcul de la variable d'endommagement en confirme les résultats obtenus de l'évaluation du niveau d'endommagement des bétons testés par méthode ultrasonique sollicités par plusieurs taux de chargement.

IV.6. Mesure des fissurations

Les fissures mesurées par le fissurométre des bétons étudiés sous l'action de plusieurs niveaux de chargement : faible (25%), moyen (50%) et élevé (75%) de la charge de rupture, sont présentées par la suite.

Les résultats des mesures sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.10 : Résultats des mesures par fissurométre

	Fissure en(µm)	
Taux de chargement	**BAP**	**BV**
25%	0	0
50%	50	50
75%	150	150

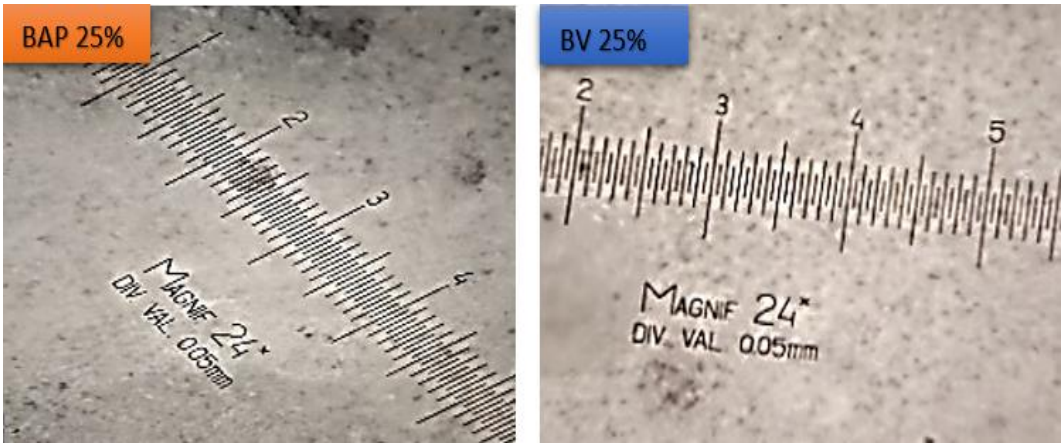


Figure IV.20: Mesure des fissures taux 25%

Commentaire

D'après les figures, on observe une absence totale des fissures sur les éprouvettes testées à un faible taux de chargement.

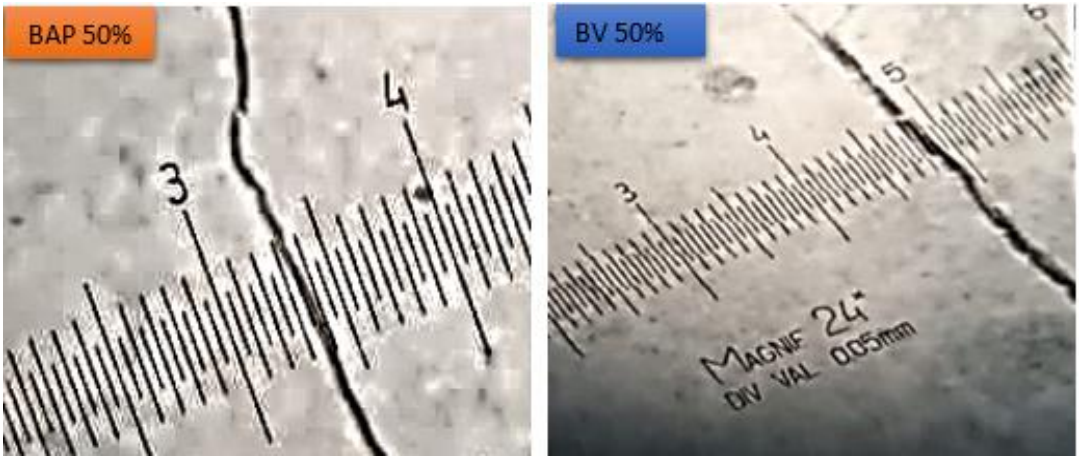


Figure IV.21: Mesure des fissures taux 50%

Commentaire

On constate qu'il existe des fissures perpendiculaires au sens d'application de la charge de l'ordre de 50 µm pour les deux bétons sous un niveau de chargement moyen 50% de fc_{28}.

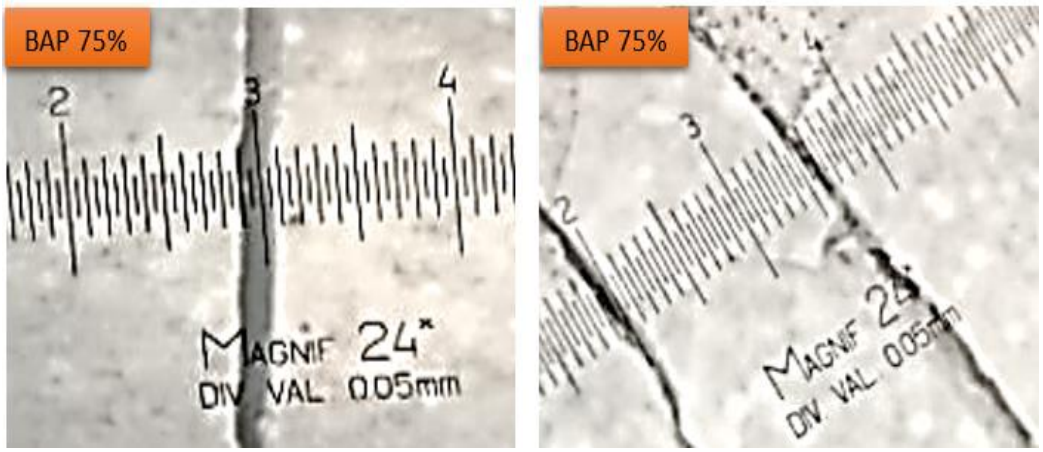


Figure IV.22: Mesure des fissures taux 75% BAP

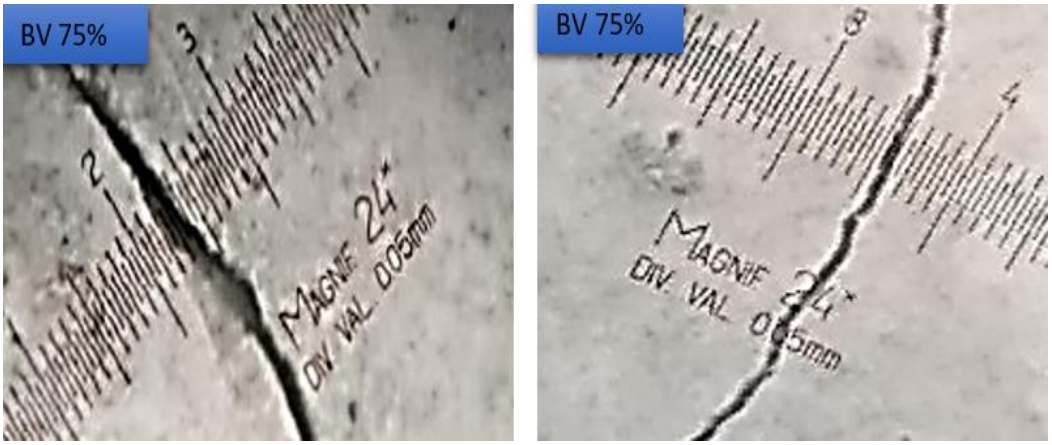


Figure IV.23: Mesure des fissures taux 75% BV

Commentaire

Le béton autoplaçant et le béton vibré correspondant possèdent des fissurations sur toutes les surfaces des éprouvettes avec des valeurs qui varient entre 50 et 150 µm pour un taux élevé du 75% de fc_{28}.

IV.7. Conclusion

Ce dernier chapitre de notre étude expérimentale est destiné à la présentation des principaux résultats obtenus de la caractérisation des différents mélanges et de l'estimation de l'endommagement d'un béton autoplaçant et le béton vibré équivalant par un essai non destructif (ultrason). Nous avons tiré les conclusions suivantes :

Dans l'ensemble, les différentes compositions élaborées possèdent des propriétés satisfaisantes qui remplissent les exigences des normes que ce soit à l'état frais (mobilité en milieu confinée et non confinée), ainsi qu'à l'état durci ; le béton autoplaçant et le béton ordinaire équivalant testés, révèlent des résistances à la compression et la traction par fendage comparable à l'âge de 7 et à 28 jours.

D'après les résultats des mesures par méthodes non destructives ultrasonique on conclut que :

- Les deux bétons étudiés avec un faible taux de 25% de la charge de rupture, montrent qu'ils ont un comportement linéaire élastique. Ils possèdent une vitesse des émissions acoustiques

supérieure à 4500 m/s qui s'inscrivent dans les fourchettes normatives [NF EN 12504-4], ce qui implique que le béton est non endommagé.

- Nous constatons que le béton autoplaçant et le béton vibré correspondant pour un taux de chargement moyen de 50% de la charge de rupture, révèlent un comportement irréversible avec une chute dans la vitesse de propagation des ondes soniques concernant le cinquième cycle du BV. Cette irréversibilité est accordée à la création et au développement des défauts à l'échelle microscopique, chose liée en grande partie au début de l'endommagement des deux bétons.
- Nos bétons testés, pour une intensité élevée de 75% de chargement, dévoilent une vitesse sonique comprise entre (2618-2778 m/s) pour le BAP et le BV respectivement. Chose qui leurs procure une faible compacité induisant une qualité médiocre selon la norme [NF EN 12504-4] en conséquence, le béton subit une perte de performances engendrée par l'endommagement.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de cette étude expérimentale consiste à évaluer l'état d'endommagement des bétons par une technique ultrasonique sous chargement cyclique, ainsi que la détermination des propriétés des compositions adoptées à l'état frais et l'état durci. Tout en mettant en évidence l'exploitation des méthodes non destructives et des outils disponibles pour estimer la qualité du béton.

Nous avons choisi une méthode expérimentale, dite la méthode japonaise, pour la formulation du béton autoplaçant qui doit répondre aux recommandations normatives à l'état frais, et visées à l'état durci (résistance à la compression aux alentours de 40 MPa). A partir du béton autoplaçant, et avec l'utilisation de la méthode Dreux Gorisse, nous avons élaboré le béton vibré correspondant, de maniéré à obtenir des résistances mécaniques les plus proches possibles, tout en gardant le même dosage en ciment et le rapport granulaire G/S.

Ce travail s'appuie sur l'utilisation de la technique non destructive ultrasonique qui a pour but le diagnostic du niveau d'endommagement des bétons sous sollicitations extérieurs. Nous sommes intéressés dans un premier temps à caractériser les mélanges testés à l'état frais (ouvrabilité, capacité de remplissage et la résistance à la ségrégation), ainsi à l'état durci (résistance à la compression et traction par fendage). Dans un second temps, nous nous sommes focalisés sur la détection de l'endommagement du béton autoplaçant et le béton ordinaire équivalent de même résistance caractéristique maximale aux alentours de 40 MPa.

Des essais d'osculation soniques, sont exercés sur des spécimens cubiques de 10x10x10 cm à l'âge de 28 jours, et ce en appliquant 5 cycles de chargement sous trois niveaux d'intensités (25%, 50% et 75% de la résistance caractéristique de compression maximale).
Les principaux résultats acquis lors de notre expérimentation sont cités comme suit :

- A l'état frais ; le béton autoplaçant donne des propriétés d'écoulement admissibles qui s'inscrivent dans les fourchettes normatives de (AFGC). C'est la même remarque pour le béton ordinaire correspondant.
- Concernant l'état durci ; à l'âge de 7 et à 28 jours on constate que le béton autoplaçant indique des meilleures résistances, que ce soit à la compression ou à la traction, par rapport au béton vibré équivalant. Celui-ci peut être expliqué par la présence de fillers calcaires qui améliore la compacité du béton et par conséquent sa résistance.
- Les mesures de l'absorption d'eau montrent que le béton autoplaçant révèle un coefficient d'absorption capillaire légèrement inférieur à celui du béton vibré, qu'on peut l'attribuer au caractère des fillers calcaires garantissant un bon remplissage.

L'estimation de l'état d'endommagement par essais non destructifs des différents mélanges, indique que :

- Nos bétons testés, sous une faible intensité de chargement de 25% de fc_{28}, montrent qu'ils ont un comportement réversible. Sachant que le béton ordinaire possède une légère augmentation de 3% plus que le béton autoplaçant. En mesurant la vitesse de diffusion des impulsions ultrasoniques à travers le béton, il a été constaté que la vitesse du BAP et BV est supérieure à 4500 m/s. Cette dernière s'inscrive dans les fourchettes

normatives [NF EN 12504-4]. Dans ce cas, nous concluons que les deux bétons ont une excellente compacité, ce qui implique qu'ils sont non endommagés.

- Avec un taux de chargement modéré de 50% de la résistance maximale, il a été remarqué que les deux bétons possèdent un comportement non linéaire avec une augmentation de 27% de la vitesse de propagation des ondes du BAP par rapport au BV. Cette dernière est estimée à (3831-3012m/s) respectivement, signifiant qu'ils ont une qualité acceptable selon la norme [NF EN 12504-4], ce résultat est accordé au déclenchement de l'endommagement dans les deux bétons.

- Avec un taux de chargement élevé de 75% de la charge de la rupture, nous avons constaté un comportement irréversible similaire pour les deux mélanges étudiés, avec une différence de 6% entre le béton vibré et le béton autoplaçant, car ils dévoilent une vitesse sonique comprise entre (2778- 2618m/s), ce qui confirme que les deux bétons ont une compacité médiocre suivant la norme [NF EN 12504-4]. En conséquence, les propriétés mécaniques du béton sont affectées à différentes échelles qui se manifestent par un état avancé d'endommagement.
- L'augmentation des taux de chargements (25%, 50% et 75% de la résistance), incite une dégradation de la vitesse de diffusion des impulsions soniques pour les cinq cycles réalisés. Cette dégradation est accordée à l'intensité de la charge (faible, moyenne et élevée) qui provoque la création, l'ouverture et l'amplification des fissurations à l'échelle microscopique. Ce qui induit à distinguer plusieurs niveaux d'endommagement (de la simple fissure jusqu'à la ruine).

Les calculs de la variable de dommage nous confirment les résultats obtenus concernant l'évaluation de l'état d'endommagement par méthode ultrasonique, des bétons testés sollicités par plusieurs taux de chargement. Quand ce dernier est faible, la variable D=0 uniquement pour le premier cycle. Cette valeur implique que le béton est non endommagé. Cependant, lorsque le niveau de chargement augmente la variable D≠0, donc le béton est partiellement endommagé selon la définition de la variable d'endommagement dans la littérature.

REFERANCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] ANIS BOUNENNI « Etude expérimentale de l'effet de l'endommagent sur la perméabilité des roches ». Thèse de doctorat en génie civil. De l'école nationale des ponts et chaussées. Soutenue à Paris le 24 mai 2002.

[2] CHABA MOUNA MOHAMED &KOUADRI HAMZA. « Diagnostic du bétons armé dégradé par la corrosion ». Master en génie civile. Université de Yahia Fares de Médéa. 2017-2018

[3] https://www.infociments.fr/genie-civil/les-facteurs-de-degradation-du-beton. 2 mars 2023

[4] https://www.aquaportail.com/definition-10211-carbonatatio-.html- 2 mars2023

[5] AMMI MOHAMMED BELMAHDI MOHAMED. « Endommagement des structures en bétons armé due aux fissures engendrées par le retrait ». Master en génie civile universitaire de Ahmed Draia. Adrar. 2016/2017

[6]https://www.afgc.asso.fr/app/uplods/2010/06/B-02-Durabilitite-des-béton-face-aux-aggressions-biologiques.pdf (2 mars2023)

[7] JEAN-ARMAND CALGARO & ROGER LACROIX livre « maintenance et réparation des ponts », presses de l'école nationale des ponts et chaussées, France, (1-aout-1997).

[8] CHRISTOPHE CARDE, directeur technique du LERM. www.betons-lemagazine.frn 6 Septembre/Octobre2006 pathologie le retrait des bétons.

[9**]** HAMED ABOUL KACEM MOUTIE. « Diagnostic des ouvrages en béton armé : cas du centre intensif des langues à l'université de Biskra ». Mémoire de Mastère génie civil .2019-2020.Cité par Dr. TAALLAH.B

[10] http://mms2.ensmp.fr/mat-paris/duree/polycop/Ch-23-Endommagement.pdf -4 mars2023

[11] https://www.zwickroell.com/fr/secteurs-dactivite/test-de-materiau-essaide.materiau/essai-de-fatigue/ -4 mars2023

[12]http://.resarachgate.net/figure/desinition-des-parametres-du-chargement-cyclique--en-tet-de-la-sonde-pieu-fin2-325870356-4mars2023

[13] BILAL TAHER. « Analyse et modélisation de l'endommagement dû au couplage thermomécanique des multi-matériaux cylindriques ». Thèse de doctorat on génie mécanique. De l'université de technologies de Belfoet-montbéliard. 20 Décembre 2012.

[14] KEYVZN MZLEKI. « Modélisation numérique de couplage entre l'endommagement et la perméabilité des roches ». Thèse de doctorat en structure matériaux .de l'école nationale des pontes chaussés.5 mars 2004

[15] CECILE COLL « Endommagement des roches argileuses et perméabilité induite au voisinage d'ouvrages souterrains » Thèse de doctorat en génie civile, université de Joseph fourier-grnoble. 2005.

[16] FRANZ-JOSED ULM. « Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structure. Application aux calculs statiques et dynamique des structures en béton armé et bétons précontraint ». Thèse de doctorat en structure matériaux .de l'école nationale des pontes chaussés.1994

[17] LUDOVIC BOURGEON. « Etude et modélisation des mécanismes d'endommagement en forge à froid ». Thèse de doctorat en mécanique numérique. De l'école nationale, supérieure des mines de Paris.2009

[18] BASTINE LINOTTE « Caractérisation expérimentale du comportement en fatigue des matériaux rocheux ». Mémoire de Master en ingénieur civil des constructions. 2019-2020

[19] JIAN-QIND XIAO, DE-XIN DIND, FU-LINANG JIAND, and GEN XU. « Fatigue damage variable and evolution of rock subjected to cyclic loading». International journal of rock machines and mining sciences 47(3):461-468

[20] TOUAHRIA KARIMA. « Formulation d'un BAP avec fibres de palmiers dattier, effet de la longue des fibres sur les propriétés ». Mémoire de Master en gêné civile. Université de Annaba 2020/2021

[21] TAHAR TIOUA. « Contribution à l'étude des bétons auto-plaçant renforcés de fibres végétales en environnement chaud et sec ». Thèse de doctorat en génie civil, Université de Ouargla, Mars2018

[22] AFGC. Documents scientifiques et techniques. « Recommandation pour l'emploi des bétons autoplaçant ». Janvier 2008

[23] HAMZA FADILA. « Optimisions de la composition d'un béton et substitution de la fibre de polypropylène par la fibre de palmier ». Mémoire de master en génie civil. Université de Annaba.2019

[24] BOUDRAA SARRA. « Contribution à la modélisation du retrait des bétons, Application au béton autoplaçant ». Magister en génie civil. Université constanntine1.2014

[25] CHHINE BELGHIT. « Contribution à la formulation d'un béton autoplaçant a base de matériaux locaux ». Diplômes de Magister en génie civil. Université de Annaba.2009

[26] TOUTA LOUBNA & SOUALAH MABROUK. « Etude expérimentale de l'effet du renforcement hybride sur les propriétés mécaniques du béton autoplaçant ». Mémoire de master en génie civil. Université de Annaba.2021/2022

[27] Article The effect of variable percentage of limestone filler on some Mechanical properties of self-compacting concrete OCT 2009

[28] JEAN-CLAUDE SOUCHE. « Etude du retrait plastique des bétons à base de granulats recyclés avec mesure de l'influence de leur degré de saturation ». Thèse de doctorat en génie civil et génie mécanique. Université de Montpellier.2015

[29] WALID YAHIAOUI. « Durabilité du béton autoplaçant en climat chaud ». Thèse de doctorat en génie civil. Université de Blida1.2018

[30] NAAMOUI NEE HADDADOU NAIMA. « Elaboration et caractérisation des béton auto-plaçant fibré avec ajout de poudre de marbre ». Thèse de doctorat en science et génie des matériaux. Université M'Hamed bougrara-Boumerdes.2014/2015

[31] BERKANE OTHMAE. « Les bétons autoplaçant : propriétés au jeune âge ». Mémoire de master en génie civil. Université Ahmed Draria Adrar .2017/2018

[32] BOUSTIA KHAOULA. « Influence de rapport G/S sur les propriétés des bétons autoplaçant ». Mémoire de master en génie civil Université Badji Mokhtar Annaba. 2018

[33] BOUAKKAZ MOHAMMED EL AMIN. « Caractérisation du béton par les méthode non destructifs-application de la méthode de fréquence de résonance ». Magister en génie civil. Université de Tlemcen 2012.

[34] HARDI HANA. « Contrôle de la qualité du béton par essais non destructifs ». Mémoire de Master en génie civil. Université de Guelma. Juin 2016

[35] MEZGHICHE BOUZIDI. « Norme, matériaux, mélanges et essais utilisées ». Cours de 3^{éme}année licence. Université Mohamed Khaider.biskra2013.

[36] https://fr.scribd.com/preszentation/445532454/Essai-de-traction-par-fondage

[37] F.Gorisse « Essais et contrôle des bétons ».Editions Eyrolles.1978 p 1222-125

[38] F.GABRYSAK,SINIDATO .« les bétons : chapitre 04 ». Ecole polytechnique fédérale de LAUSANE, institut des matériaux

[39] MEZGHICHE BOUZIDI. « Essais non-destructifs du béton ». Cours de 3éméannée licence. Université Mohamed Khaider.biskra2013

[40] KODJO APEDOVI « Contribution à la caractérisation des bétons endommagés par des méthodes de l'acoustique non linéaire. Application à la réaction alcalis-silice » Thèse de doctorat. Université de Sherbrooke. 2008

[41] GHANDJETTI NADJET &YAGHLA AHLEM. « Contrôle de la qualité du béton produit localement ». Mémoire de Master en génie civile. Université de 08 Mai 1945 de Guelma 2020

[42] BOUAKKAZ MOHAMMED EL AMIN. « Caractérisation du béton par les méthodes non-destructives-Application de la méthode de fréquence de résonance ». Mémoire de Magister en génie civil. Université Abou Bekr Belkaid Tlemcen. Juin 2012

[43] G.J. Weil «Infrared Thermal Sensing of Sewer Voids» 4 Year Update. Proc.Thermosense X, 934 155,1988.

[44] SAMUEL Naar « Evolution Non Destructive Du béton par Mesure de Résistivité Electrique Et Thermographie Infrarouge Passive » thèse de doctorat en cotutelle de l'université De Bordeaux 1 et l'université de Sherbrooke. 2006

[45] BENAMRANE TOUFIK AMINE. « Caractérisation aux moyens des essais non destructifs(NDT) et essai direct (ED) d'un béton recyclé adjuvante à base des matériaux locaux ». Mémoire de Master génie civile. Université Mohaves Boudiaf M'SILA. Juin 2015

[46] CHEKROUN MATHIEU. « Caractérisation mécanique des premiers centimètres du des ondes de surface » Thèse de Doctorat, Ecole centrale de Nature. 2008

[47] J.S. Popvics, sino dato. « Determination of elastic constants of a concrete specimen using transimentt elastic waves » These de Doctorate, sino loco

[48] « Auscultation sonique : Mesure du temps de propagation d'ode soniques dans le béton » P18-418,1989

[49] BENCHERZI SAID. « Étude des techniques de renforcement des structures en béton arme contreventées par portiques auto stables ». Mémoire de Master génie civile. Université Abd Errahmane MIRA de Bejaia 2017

[50] CHERAIT Yacine et ZAHREDINNE Nafa. « Éléments de matériaux de construction et essais ». Direction de la publication universitaire de Guelma 2007.

[51] BOUCHEMAL HASNA et ABD ELBASSET LIMANI YOUNES. « Prévision de la résistance à la compression du béton par les essais non destructifs au laboratoire ». Mémoire de Master génie civile. Université SAAD DAHILIEB DE Blida.2021

[52] THABTI MAHA. « Mesure des caractéristiques des mortier et bétons par les ultrasons ». Mémoire de master génie civil. Université 8 mai 1945 de Guelma. Juillet 2021

[53] BOUDJEDRA FATIHA. « Contribution à l'utilisation des outils d'analyse et d'interprétation de la propagation des ondes ultrasoniques pour le diagnostic des bétons ». Thèse de doctorat en génie civile. Université Oum El Bouaghi. 2021

[54] BOUDINA Ridha et LOURADI Abd Elouahab. « Proposition d'un modèle de corrélation entre les essais non destructifs et les essais d'écrassement d'un bton fabriqué dans les conditions locales. » Mémoire de Master. Centre Universitaire de Bordj Bou Arreridj.2012

[55] [NF P 18-560] « essai d'analyse granulométrique des granulats ». Septembre1990

[56] [NF EN 1097-3] « essais de détermination des masses volumiques apparentes et absolues des granulats. Aout 1998

[57] [XP P 18-540] « granulats-définition, conformité, spécification » Octobre1997

[58] [NF P 18-597] « essais de détermination de la propreté de sable » Décembre 1990

[59] [NF P18-572] « Granulats –Essais d'usure MICRO-DEVAL » Décembre 1990

[60] [NF P 18-573] « Granulats –Essai de LOS ANGELES » Décembre 1990

[61] « The European Guidelines for self-compacting concrete ». specification, production and use, may 2005.

[62] [NF EN 12350-9] « Essai pour béton frais –partie9 : béton auto-plaçant-Essai d'écoulement à l'entonnoir en V ». Juin 2010.

[63] [NF EN 1250-10] « Essai du taux de remplissage à la boite en (L) sur béton autoplaçant à l'état frais ». Juin 2010.

[64] [NF EN12350-1] « Essai de stabilité au tamis » novembre 2010

[65] [NF EN 206-1] « Essai consistance des bétons à l'aide du cône d'Abrams »

[66] [NF EN 12350-6] « Essai pour bétons frais, Masse volumique » Décembre 1999

[67] [NF EN 12390-3] « Essai pour béton durci, Résistance à la compression sur éprouvettes » Avril 2012

[68] [NF P18-408] « Essai pour béton durci, résistance à la traction par fendage » février 1969

[69] OUIKOTAN TAYO. « Formulation de bétons à démoulage l'immédiat à l'aide du modelé d'amplement compressible : cas des PA VES ». Mémoire de Master en génie civile. Université D'abomey-calavi. 13 mars 2023

[70] [NF EN 12504-4] « Essais pour béton dans les structures partie 4 : détermination de la vitesse de propagation du son »

[71] AOUTA AYOUB &BOUROUGAA FARID. « Détermination de la résistance du béton par l'essai ultrasonique (Effet de la fréquence) ». Mémoire de Master en génie civile. Université de Guelma. 2015

ANNEXES

BUILDING TRUST

NOTICE PRODUIT
Sika® ViscoCrete®-4032 RMX
SUPERPLASTIFIANT /HAUT RÉDUCTEUR D'EAU POUR BÉTON PRÊT À L'EMPLOI

INFORMATIONS SUR LE PRODUIT

Sika® ViscoCrete®-4032 RMX peut être utilisé dans tous les bétons et avec tout type de ciment Portland. Sika® ViscoCrete®-4032 RMX complète l'entrée de gamme existante des ViscoCrete®. L'utilisation d'une base chimique innovante dans sa composition permet d'obtenir des temps d'ouvrabilité plus longs en adap- tant le dosage du produit.

DOMAINES D'APPLICATION

Sika® ViscoCrete®-4032 RMX a été développé spécifi- quement pour l'adjuvantation des bétons courants, en centrale de béton prêt à l'emploi, conformes à la norme NF EN 206-1. Il permet la confection de bétons de consistance S2 à S4.

DESCRIPTION DU PRODUIT

CARACTÉRISTIQUES / AVANTAGES

Sika® ViscoCrete®-4032 RMX permet, par ses proprié- tés physico-chimiques :

- de défloculer les grains de ciment, d'augmenter les résistances mécaniques grâce à son pouvoir haut ré- ducteur d'eau,
- d'accroître la compacité et l'imperméabilité du bé- ton,
- d'obtenir d'excellents maintiens d'ouvrabilité même par temps chaud et d'améliorer la mise en oeuvre du béton frais.

AGRÉMENTS / NORMES

Conforme à la norme NF EN 934-2 Tab 11.1 et 11.2

Conditionnement	▪ Fût de 200 kg ▪ Cubitainer de 1100 kg ▪ Vrac
Durée de Conservation	12 mois dans son emballage d'origine intact.
Conditions de Stockage	À l'abri du gel. En cas de gel accidentel, le produit retrouve ses qualités d'origine une fois dégelé lentement et réhomogénéisé.
Aspect / Couleur	Liquide marron
Densité	1,100 à 1,110
Valeur pH	4 à 6
Teneur Totale en Ions Chlorure	≤ 0,1%
Équivalent Oxyde de Sodium	≤ 3,0%

RENSEIGNEMENTS SUR L'APPLICATION

Dosage	Plage de dosage: 0,4% à 2,5% du poids du liant ou du ciment selon la fluidi- té et les performances recherchées.

Notice produit
Sika® ViscoCrete®-4032 RMX Mars 2022, Version 01.02
021301011000000000

VALEURS DE BASE

Toutes les valeurs indiquées dans cette Notice Produit sont basées sur des essais effectués en laboratoire.

Les valeurs effectives mesurées peuvent varier du fait de circonstances indépendantes de notre contrôle.

ÉCOLOGIE, SANTÉ ET SÉCURITÉ

Pour obtenir des informations et des conseils sur la manipulation, le stockage et l'élimination en toute sé- curité des produits chimiques, les utilisateurs doivent consulter la fiche de données de sécurité (FDS) la plus récente contenant les données physiques, écolo- giques, toxicologiques et autres données relatives à la sécurité.

INSTRUCTIONS POUR L'APPLICATION

Sika® ViscoCrete®-4032 RMX est ajouté, soit en même temps que l'eau de gâchage, soit en différé dans le bé- ton préalablement mouillé avec une fraction de l'eau de gâchage.

RESTRICTIONS LOCALES

Veuillez noter que du fait de réglementations locales spécifiques, les données déclarées pour ce produit peuvent varier d'un pays à l'autre. Veuillez consulter la Notice Produit locale pour les données exactes sur le produit.

INFORMATIONS LÉGALES

Les informations, et en particulier les recommanda- tions concernant les modalités d'application et d'utili- sation finale des produits Sika sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance et l'expé- rience que Sika a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont été convenablement stockés, manipulés et appliqués dans des conditions normales, conformé- ment aux recommandations de Sika. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou recommandations écrites, ou autre conseil donné, n'impliquent aucune garantie de qualité marchande autre que la garantie légale contre les vices cachés, ni aucune garantie de conformité à un usage particulier, ni aucune responsabilité découlant de quelque rela- tion juridique que ce soit. L'utilisateur du produit doit vérifier par un essai sur site l'adaptation du produit à l'application et à l'objectif envisagés. Sika se réserve le droit de modifier les propriétés de ses produits. Notre responsabilité ne saurait d'aucune manière être enga- gée dans l'hypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par des tiers doivent impérativement être respectés. Toutes les commandes sont soumises à nos conditions générales de vente et de livraison en vigueur. Les utili- sateurs doivent impérativement consulter la version la plus récente de la Notice Produit correspondant au produit concerné, accessible sur internet ou qui leur sera remise sur demande.

Sika El Djazair SPA 08 route de Larbaa
16111 Les Eucalyptus ALGERIE
Tél.: 0 21 50 16 92 à 95
Fax: 0 21 50 22 08
dza.sika.com

SikaViscoCrete-4032RMX-fr-DZ-(03-2022)-1-2.pdf
Notice produit
Sika® ViscoCrete®-4032 RMX Mars 2022, Version 01.02
021301011000000000

BUILDING TRUST

ALCAL F15

Fiche technique

Le gisement El-khroub occupe la partie sud ouest du massif Oum Settas au sud-est de Constantine. il est constitué de calcaire d'origine néritique caractérisé par une grande pureté chimique et une blancheur élevée.

Caractéristiques chimiques

$CaCO_3$	99.80%
CaO	55.86%
SiO2	0.01%
Na2O	0.01%
AL2O3	0.01%
MgO	0.12%
Fe2O3	0.01%
K2O	0.01%
P2O5	0.02%
TiO2	0.01%
SO3	0.01%
Perte au feu	43.94%
Ph	9

Caractéristiques physiques

Dureté (MOHS) :	3
Poids spécifique :	2.7
Densité apparente non tassée :	0.94
Blancheur (ELREPHO 070) :	L* ≥ 94 ; a*≤ 0,60 ; b*≤5
Prise d'huile (NF.T 30.022) :	19g/100g de poudre
Humidité à l' ensachage :	0.01%
Indice de réfraction :	1.71

Les éléments toxiques:

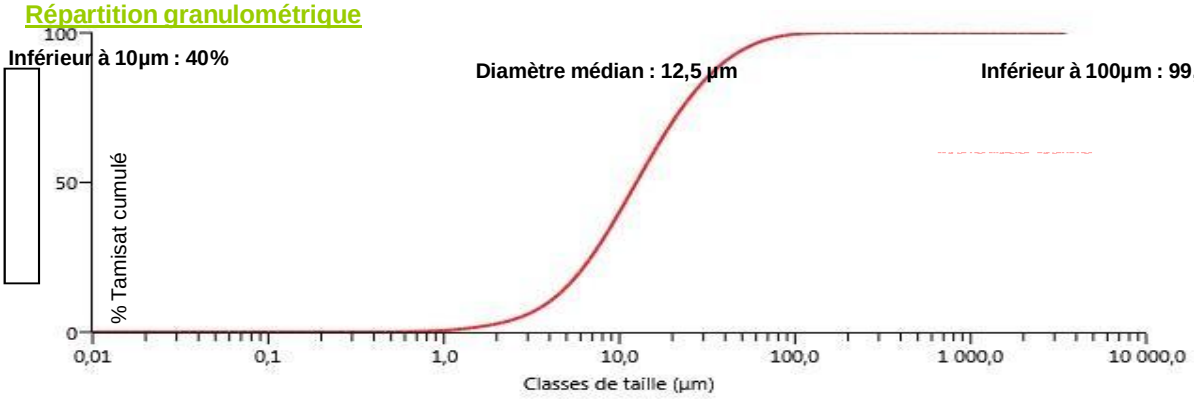
Cyanure	0,045 µg / gr
Mercure	0,35 µg / gr
Arsenic	0,08 µg / gr
Fluor	0,02mg / gr

Répartition granulométrique

Inférieur à 10µm : 40%

Diamètre médian : 12,5 µm

Inférieur à 100µm : 99,5%



Les valeurs figurants dans cette fiche technique sont des valeurs caractéristiques moyennes de la production

Conditionnement

Big-bag (1tonne)
Palettes houssées (48 sacs de 25kg)

Principales utilisations

Peinture mate en phase aqueuse et phase solvant
Peinture hydrodispersible
Enduit en peintureEnduit
base cimentComposites
Poudre et crème à récurerMastic
Améliorant de painboue de
forage