

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Magister

Présenté à l'Université de Guelma
Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil
Option : structures, sol et hydraulique

Par : Labidi Nabil

***Thème : Contribution au diagnostic des renforcements
minces des bétons par les ultrasons***

Sous la direction de : Dr. Benouis Abdelhalim

jury

- **Benmalek m. L.** (Pr.) U. de Guelma : Président
- **Benouis A.** (M.C) U. de Guelma : Rapporteur
- **Cherait Y.** (M.C.) U. de Guelma : Examineur
- **Nafa Z.** (M.C.) U. de Guelma : Examineur

Remerciements

Je tiens à remercier avant tout l'ensemble des personnes qui ont participé au bon déroulement de mon travail, et qui m'ont permis de réaliser ce mémoire.

Je témoigne donc toute ma reconnaissance :

- À Mon promoteur Docteur BENOUIS A/HALIM qui a consacré son précieux temps pour m'aider à réaliser ce modeste travail et qui s'est toujours rendu disponible pour me renseigner et a contribué à l'avancement du travail.

- À Monsieur le directeur du laboratoire LGCH de l'université de Guelma le Pr. Guenfoud Mohamed qui nous a accueillis au sein du laboratoire.

Mes remerciements s'adressent aussi :

- Aux membres de jury, Pr. Benmalek M. L., Dr. Cherait Y. et Dr. Nafa Z. E., d'avoir accepté d'examiner ce travail, qu'ils trouvent ici ma sincère et profonde gratitude.

- À Monsieur le chef du département de Génie civil et d'Hydraulique l'université de Guelma pour son aide .

- Un grand merci à M Guergah cherif qui n'a pas hésité à m'aider à n'importe quel moment ainsi qu'à tous les membres du centre de calcul et le département de génie civil et d'Hydraulique de l'université de Guelma.

- Un grand merci aux personnels de l'APC ELOGLA W TEBESSA.

***D*édicace**

Je dédie ce modeste travail :

- À mon père.
- À la source de tendresse ma mère.
- À mes frères et mes sœurs.
- À mes amis : Karim, Abdelkrim, Soufian, Issam, pour leur soutien et aide surtout pendant le coulage du béton et dans les moments difficiles ainsi qu'à tous mes collègues à l'université de Guelma.
- À mes collègues de travail : Farhat, Abdelaali, abdelhakim, Naseredine, Arassa, Abdelaziz, Yacine, Rebei, Ouahab, Zina, Zahia, Noura, Rahoua, Nassira, et tous les fonctionnaires de l'APC El-ogla W Tébessa
- À les deux P.APC de la commune d'El-ogla laifaoui Elhafsi, et Foudil Houcine
- À mes camarades de la promotion de Magister 2008/2009.
- À tous ceux qui ont participé à ma formation.

Nabil Labidi

RESUME

Le renforcement et la réparation des structures en béton armé est l'une des méthodes curatives utilisées pour la réhabilitation des structures afin d'en assurer le service et le prolongement de la durée de vie. Avec l'apparition des polymères renforcés de fibre (PRF), et afin d'éviter les problèmes liés à l'utilisation de l'acier (corrosion, poids, difficulté de collage et limitation de la longueur, etc.), les éléments de renforcement sont de plus en plus fabriqués avec ce nouveaux type de matériau. Une fois le renforcement ou la réparation réalisé, pour le contrôle de leur qualité la méthode standard utilisée pour tester l'adhérence entre le produit de réparation et le béton d'origine est une méthode destructive qui consiste à mesurer la force nécessaire pour retirer le matériau au composite de réparation du substrat en béton. Cette méthode est longue et coûteuse. Il n'est donc pas étonnant, étant donné la difficulté de ce processus, que les réparations ne sont pas toujours correctement vérifiées.

L'objectif de ce travail est l'utilisation d'une méthode non destructive par l'utilisation des ondes ultrasoniques de surface.

Le travail d'expérimentation a concerné les relations entre l'évolution des vitesses des ondes de surface ultrasoniques, les atténuations des amplitudes des signaux ainsi que les forces d'arrachement en rapport avec la qualité des renforcements par quatre types de matériaux (Lamelles en Fibres de Carbone LFC, Tissus en Fibres de Carbone TFC, Tissus en Fibres de Verre TFV et béton).

Les vitesses dans les poutres bien renforcées sont toujours supérieures aux vitesses dans celles avec un mauvais renforcement. Les différences varient de 15 %, 30% et 50% selon le type de renforcement. On remarque aussi que les amplitudes (ΔV) des signaux sont fortement influencées par la qualité du renforcement. La diminution du signal reçu, entre un bon et un mauvais renforcement varie de 420% à 80%. Enfin les résultats montrent aussi que les vitesses des ultrasons et les forces d'arrachement pour les poutres bien renforcés évoluent dans le même sens. Les relations dans les poutres mal renforcées présentent des relations beaucoup plus dispersées.

Mots clés : béton, composites, renforcement, arrachement, ultrasons.

ملخص

إن تعزيز وإصلاح الهياكل الخرسانية هي واحدة من الطرق المستخدمة لإعادة تأهيل الهياكل الخرسانية لضمان الخدمة وتمديد العمر. مع ظهور البوليمرات المدعمة بالألياف (FRP) و لتجنب المشاكل المرتبطة مع استخدام الصلب (التآكل ، والوزن ، وصعوبة الربط ، والحد من طول ، الخ) ، العناصر المستخدمة لتدعيم يتم تصنيعها على نحو متزايد مع هذا النوع الجديد من المواد. عند ترميم او تدعيم بناية او هيكل الطريقة الاعتيادية المستخدمة لمراقبة جودة الالتصاق بين مواد إصلاح الخرسانة والعناصر الهيكلية هو يتم قياس القوة المطلوبة لإزالة مواد إصلاح الخرسانة. هذا الأسلوب هو يتطلب الكثير من الوقت إضافة إلى تكلفته العالية . فإنه ليس من المستغرب ، و نظرا لصعوبة هذه العملية ، ان نجد عملية الإصلاح غير مراقبة بشكل جيد.

الهدف من هذا العمل هو استخدام طريقة غير مباشرة عن طريق استخدام الموجات فوق الصوتية السطحية.

يتعلق العمل التجريبي في إيجاد علاقة بين التغيرات في سرعة الأمواج فوق الصوتية السطحية ، وتخدم سعة الموجات فوق الصوتية مع قوة التصاق ماد الإصلاح مع عناصر الهيكل وذلك باستخدامنا لأربعة أنواع من مواد التدعيم (أقمشة ألياف الكربون TFC ، أقمشة ألياف الزجاج TFV ، صفائح ألياف الكربون LFC ، الخرسانة).

سرعة الأمواج فوق الصوتية في الكمرات المدعمة بشكل جيد دائما اكبر من سرعة الأمواج فوق الصوتية في الكمرات المدعمة بشكل سيئ تصل نسبة الاختلاف في السرعات الى 15% و 30% و 50% حسب نوع و مادة التدعيم .

ونلاحظ أيضا أن سعة الأمواج فوق الصوتية متأثرة بشكل ملاحظ بنوعية التدعيم ,نسبة اختلاف سعة الأمواج فوق الصوتية تتراوح بين 42 % و 80 % بين المناطق المدعمة بشكل جيد و المناطق المدعمة بشكل سيئ.

أخيرا تظهر النتائج أيضا أن هناك علاقة طردية بين سرعة الموجات فوق الصوتية وقوة التصاق مواد التدعيم في الكمرات المدعمة بشكل جيد , على عكس الكمرات المدعمة بشكل سيئ أين تظهر النتائج أن هناك علاقة متشعبة بين الموجات فوق الصوتية وقوة التصاق مواد التدعيم .

الكلمات الرئيسية: الخرسانة، المواد المركبة، تدعيم، الموجات فوق الصوتية.

ABSTRACT

Reinforcement and repair of concrete structures are used for the rehabilitation to ensure service. With the appearance of reinforced fibre polymers (PRF), and to avoid the problems involved with the use of steel (corrosion, weight, difficulty of joining and limitation length, etc.) The elements of reinforcement are increasingly manufactured with this new type of material. Once reinforcement or repair carried out, for the control of their quality the standard method used to test adherence of repair material and concrete is a destructive method which consists in measuring the force necessary to pull out repair composite material of the concrete substrate. This method is long and expensive. It is so difficult that repairs are not always correctly checked. This work focuses on the use of a non destructive method by the use of the ultrasonic waves of surface.

The experimental work related to the relations between evolution speeds of the surface ultrasonic pulse velocities waves, amplitudes attenuations of signals as well as the pull out forces in relation with the quality of reinforcements for four types of materials (Carbon fibre Plates LFC, Carbon fibre Fabrics TFC, Glass fibre Fabrics TFV and concrete). Velocities in the well reinforced beams are always higher than in the bad reinforcement. The differences vary from 15 %, 30% and 50% according to the type of reinforcement. It is also noticed that the amplitudes (ΔV) of the signals are strongly influenced by the quality of the reinforcement. The reduction in the received signal, between a good and a bad reinforcement, varies from 420% to 80%. Finally results also show that ultrasonic velocities and pull out forces for the beams well reinforced evolve in the same direction. The relations in the badly reinforced beams present dispersed relations.

Keywords: concrete, composites, reinforcement, pull out, ultrasounds.

TABLE DE MATIERES

INTRODUCTION-----01

PARTIE - I - ETUDE BIBLIOGRAPHIE

Premier chapitre - Le Béton -

I.1. LE BETON-----03
I.1. 1. Formulation et composition des bétons courants-----03
I.1. 2.Caractéristiques des bétons à l'état frais-----06
I.1. 3.Caractéristiques des bétons à l'état durci-----06
I.1. 4. Apparence et esthétique-----08

Deuxième chapitre - Pathologies et durabilité des ouvrages en béton

II - 1 Introduction-----09
II - 2 Principales causes de désordres affectant les ouvrages en béton-----09
II - 2- 1 Dégradation des matériaux-----09
II - 2- 1- 1 Érosion, abrasion, chocs-----09
II - 2- 1- 2 Action des cycles de gel-dégel----- 09
II - 2- 1- 3 Action des sels de déverglaçage-----11
II - 2- 1- 4 Retrait du béton-----11
II - 2- 1-4-1 Retrait plastique----- 11
II - 2- 1-4 -2 Retrait thermique -----12
II -2- 1-4-3 Le retrait endogène (retrait d'auto dessiccation ou retrait d'hydratation)----12
II - 2- 1-4 -4 Retrait de séchage (ou retrait de dessiccation) ----- 12
II - 2- 1-5 La carbonatation----- 13
II - 2- 1-5 -1 Conséquences-----14
II - 2- 1-5 -2 Prévion de la carbonatation-----14
II - 2- 1-5 -3 Vitesse de carbonatation-----14
II - 2- 1-5 -4 Facteurs influençant la carbonatation-----15
II - 2- 1- 6 Attaque du béton par des sulfates -----16
II - 2- 1-7 Efflorescences-----17
II - 2-1-7-1 Formation des efflorescences -----17
II - 2- 1-8 Perméabilité à l'eau du béton -----17
II - 2- 1-9 Perméabilité à l'air et à la vapeur du béton -----17
II - 2- 1-10 Dégradation par la réaction alcali-granulats (R.A.G) -----18
II - 2- 1-10-1 Réaction alcali-silice (R .A.S) -----18
II - 2- 1-11 Corrosion des armatures métalliques -----19
II - 2- 1-11-1 Les stades de corrosion-----20
II - 2-2 Désordres dus aux erreurs de conception ou d'exécution-----21
II - 2-3 Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages-----22

Troisième chapitre- Les matériaux composites dans le génie civil-

III.1 LES POLYMERES DANS LE GENIE CIVIL.	23
III.1.1 Définitions	23
III.2 LES FIBRES DE RENFORT	24
III.3 PROPRIETES DES RESINES EPOXYDES.	25
III.3.1. Propriétés mécaniques	25
III.4. DURABILITE	26
III.5.LES THEORIES DE L'ADHESION	26
III.5.1 Théorie du mouillage	26
III.5.2. Théorie de l'ancrage mécanique	27
III.5.3. Théorie des interactions moléculaires	27
III.5.4. Théorie des liaisons chimiques	27
III.5.5. Théorie des couches interfaciales de faible cohésion	27
III.6. Le collage en milieu poreux : cas du béton	28
III.7.CARACTERISATION DE L'ADHERENCE	30
III.7.1. Modes de rupture	30
III.7.2. Modes de sollicitation	30

QUATRIEME CHAPITRE - Contrôle non destructif des matériaux de structure -

IV.1. Intérêt du Contrôle Non-Destructif (CND)	33
IV.2. Les techniques de CND	33
IV.2. 1. Les techniques ultrasonores	33
IV.2. 1.1. L'onde ultrasonore	34
IV.2. 1.1.1 Caractéristiques	34
IV.2. 1.1.2 Propagation d'ondes dans les milieux hétérogène du génie civil	36
IV.2. 1.1.3 Les types d'ondes	37
IV.2. 1.1.3.1 Les ondes de surface	39
ii- Conclusion	42

PARTIE- II - ETUDE EXPERIMENTALE

Première chapitre -Présentation des méthodes de contrôle utilisées

I. Les méthodes de contrôle utilisées	43
I.1 Auscultation dynamique	43
I.1.1 Principes de base	44
I.1.2 Description de l'appareil	44
I.1.3 Résultats des essais et évaluation	44
I. 2 Oscilloscope	49

I.2.1 Les oscilloscopes numériques-----	50
I.3 Dynamomètre de traction-----	51
I.3.1. Principe de l'essai d'arrachement-----	51
I.4 Essai de compression-----	52
I.4.1 Présentation de la presse utilisée (essai de compression) -----	52

Deuxième chapitre - caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux utilisés -

I.1 Le sable de mer-----	54
I.1.1 Analyse granulométrique-----	54
I.1.2 Module de finesse-----	56
I.1.3 Equivalent de sable-----	57
I.1.3.1. Equipement utilisé-----	57
I.1.3.2. Mode Opérateur de l'essai-----	57
I.2. Le gravier-----	58
I.2.1. Analyse granulométrique-----	58
I.2.2. Propreté-----	61
I.2.2.1. Equipement utilisé-----	61
I.2.2.2. Mode opératoire-----	61
I.2.3. La dureté-----	61
I.2.3.1. Equipement utilisé-----	62
I.2.3.2 Mode opératoire-----	62
I.2.4. La masse volumique absolue. -----	62
I.2.4.1. Equipement utilisé-----	63
I.2.4.2. Mode opératoire-----	63
I.2.5. L'humidité-----	63
I.2.5. 1. Equipement utilisé-----	63
I.2.5. 2. Mode opératoire-----	63
I.2.6. Caractéristiques chimiques des graviers utilisés-----	64
I.3 Ciment -----	64
I.3.1 Caractéristiques physiques -----	64
I.4 Eau de gâchage-----	64
I.5. Colle époxydique thixotrope à deux composants sans solvant-----	65
I.5.1 Présentation-----	65
I.5.2 Caractéristiques physiques et mécaniques-----	65
I.5.3. Stockage – Conservation-----	65
I.5.4 Consommation-----	65
I.5.5 Mode d'emploi-----	65
I.6. Lamelle composée de fibres de carbone (SIKA CARBODUR LAMELLE) -----	67
I.6.1. Caractères généraux-----	67
I.6.2. Domaines d'application-----	67
I.6.3. Caractéristiques physiques et mécaniques-----	67
I.6.4. Caractéristiques dimensionnelles des lamelles-----	68
I.6.5. Mode d'emploi-----	68

II.7.	Tissu de fibre de carbone-----	69
II.7.1	Domaines d'application-----	69
I.7.2	Avantages-----	70
I.7.3	Caractéristiques physiques et mécaniques-----	70
I.8.	Composition des bétons (béton à réparer et béton de réparation) -----	71
I.9.	Bétonnage-----	72
I.9.1.	Mode opératoire-----	72
I.9.2.	Contrôle de la maniabilité-----	73
I.10.	Essais sur béton à réparer-----	74
I.10.1.	Résistance mécanique du béton (Essai de compression) -----	74
I.10.1.1.	Fabrication des éprouvettes-----	74
I.10.1.2.	Equipement utilisé-----	74
I.10.1.3.	Conduite de l'essai-----	75
I.11.	Essai sur béton de réparation-----	75
I.11.1.	Résistances mécaniques du béton de réparation-----	75
II.11.1.1.	Equipement utilisé-----	75
II.11.1.2.	Conduite de l'essai-----	76
II.12.	Méthodologie expérimentale-----	78

Troisième chapitre - INTERPRETATION ET EXPLOITATION DES RESULTATS

III.1-	Introduction-----	84
III.2.	la qualité des renforcements et des réparations-----	84
III.3.	Mesures expérimentales non destructives et destructives-----	84
III.3.1.	Essais non destructifs : mesure de la vitesse ultrasonore de l'onde de surface et détection des signaux par l'oscilloscope-----	84
III.3.1.1	Eprouvettes témoins -----	85
III.3.1.2.	Eprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone LFC-----	92
III.3.1.3	Eprouvettes renforcées par tissus de fibres de carbone TFC-----	99
III.3.1.4	Eprouvettes réparées par du béton-----	106
III.3.1.5	Eprouvettes réparées par tissu de fibres de verre FV-----	113
III.3.2.	Essais non destructifs : mesure de la force d'arrachement-----	120
III.3.2.1	Eprouvettes renforcées par lamelles composites de fibres de carbone--	120
III.3.2.2	Eprouvettes renforcées par tissus de fibres de carbone-----	120
III.3.2.3	Eprouvettes renforcées par du béton-----	120
III.3.2.4.	Eprouvettes renforcées par tissus de fibres de verre-----	121
III.3.3	Relations entre la vitesse des ultrasons et la force d'arrachement -----	122
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVS	-----	123

LISTE DES FIGURES

PREMIER PARTIE

CHAPITRE – I -

Figure I.1 : Formulation des bétons.

CHAPITRE – II -

Figure II -1. Comportements dimensionnels des pâtes de ciment au cours du gel en fonction du facteur d'espacement des bulles d'air.

Figure II – 2. La création d'un réseau bien réparti de microbulles d'air, accroît la résistance au gel de certains types de bétons en diminuant les tensions internes dans les capillaires.

Figure II -3. Coupe théorique d'un mur en béton dégradé par la carbonatation.

Figure II -4. Progression de la carbonatation de béton en fonction du temps d'exposition sous différentes conditions.

Figure II -5. Relation entre la profondeur de la carbonatation et la résistance à la compression de béton après 2 ans d'exposition à l'air à une humidité relative de 65 %.

Figure II -6. Relation entre la perméabilité à l'oxygène et la résistance à la compression de béton muris pendant 28 jours dans l'eau et dans l'air à une H.R de 65%.

Figure II - 7. Fissuration dans l'ouvrage due à la réaction alcali-silice.

Figure II - 8. Relation entre l'expansion après 224 jours et la teneur en silice réactive dans les granulats.

Figure II – 9. Stades de dégradation par corrosion due à des agents agressifs venant du milieu environnant agressifs.

Figure II-10. Etapes de la corrosion des armatures.

Figure II – 11. Impact provoqué d'un camion hors gabarit sur un tablier de pont.

CHAPITRE – III -

Figure III.1 : Evolution du module d'Young avec la température.

Figure III.2 : Modèle idéalisé d'une surface réparée.

Figure III.3 : Modes de rupture de joints collés.

QUATRIEME PARTIE

Figure IV. 1 : *Décroissance des échos en négligeant la diffraction.*

Figure IV. 2: *Diffusion par une hétérogénéité.*

Figure IV.3. *La Polarisation Longitudinales (fluides, solides)*

Figure IV.4. *La Polarisation Longitudinales et Transversales (solides)*

Figure IV. 5. *déplacement rectiligne parallèle à la direction de propagation.*

Figure IV. 6. *Déplacement rectiligne perpendiculaire à la direction de propagation.*

Figure IV.7. *Onde de Rayleigh : déplacement elliptique parallèle à la direction de propagation.*

Figure IV .8 *Dispositif de base.*

DEUXIEME PARTIE

CHAPITRE - I -

Figure I.1. Appareillage ultrasonique utilisé.

Figure I.2. Vitesse de propagation déterminée en transmission indirecte ou de surface.

Figure I.3. Estimation des modules élastiques statiques et dynamiques à partir de la vitesse de propagation.

Figure I.4 L'oscilloscope numérique utilisé.

Figure I.5. Configuration d'un essai classique d'arrachement.

Figure I.7. La presse de compression utilisée.

Figure I.6. Dynamomètre de traction utilisé.

CHAPITRE - II -

Figure II.1 : photo de la tamiseuse utilisée.

Figure II.2. Courbes des granulats du béton à réparer.

Figure II.3. Courbes des granulats du béton de réparation.

Figure II.4. Photo de la bétonnière utilisée.

Figure II.5. Photo du cône d'Abrams utilisé.

Figure II.6. Photo de la presse de la compression.

Figure II.7. Dispositif de l'essai de flexion (béton de renforcement).

Figure II.8. Dispositif de l'essai de compression (béton de renforcement).

Figure II.9. Les moules des éprouvettes renforcées.

Figure II.10 : les éprouvettes.

Figure II.11 : Les éprouvettes a réparer.

Figure II.12. Schéma du dispositif de mesure.

Figure II.13. Photo du dispositif de mesure.

Figure II.14. Essai d'arrachement.

Figure II.15. Rupture de la réparation (couche de renforcement).

CHAPITRE – III -

Figure III.1. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (10 cm).

Figure. III.2. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (13 cm).

Figure. III.3. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (15 cm).

Figure. III. 4. Exemples des signaux enregistrés sur l'éprouvette témoin à pas constant par l'oscilloscope.

Figure. III.5. Estimation de la vitesse sur des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone (pas de 10 cm).

Figure. III.6. Estimation de la vitesse sur des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone (pas de 13 cm).

Figure. III.7. Estimation de la vitesse sur des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone (pas de 15 cm).

Figure. III.8. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur toute l'éprouvette T1 renforcée par lamelles de fibres de carbone (pas de 10 cm).

Figure. III.9. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur toute l'éprouvette T1 renforcée par lamelles de fibres de carbone (pas de 13 cm).

Figure. III.10. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur toute l'éprouvette T1 renforcée par lamelles de fibres de carbone (pas de 15 cm).

Figure. III. 11. Exemples des signaux enregistrés sur l'éprouvette renforcée par lamelles de fibres de carbone.

Figure III.12. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 10 cm).

Figure III.13. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 13 cm).

Figure III.14. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 15 cm).

Figure III.15. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 10 cm).

Figure III.16. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 13 cm).

Figure III.17. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 15 cm).

Figure III.18. Signaux enregistrés sur un profil sur l'éprouvette renforcée par tissu de fibre de carbone.

Figure. III.19. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 10 cm).

Figure. III.20. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 13 cm).

Figure. III.21. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 15 cm).

Figure. III.22. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par béton (pas de 10 cm).

Figure. III.23. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 13 cm).

Figure. III.24. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 15 cm).

Figure. III. 25 . Signaux enregistrés sur un profil sur les éprouvettes renforcées par du béton.

Figure. III. 26. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 10 cm).

Figure. III. 27. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 13 cm).

Figure. III. 28. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 15 cm).

Figure. III. 29. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 10 cm).

Figure. III. 30. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 13 cm).

Figure. III. 31. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 15 cm).

Figure. III. 32 . Exemples des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par du tissu de fibres de verre.

LISTE DES TABLEAUX

PREMIER PARTIE

CHAPITRE – I -

Tableau I.1 : *Ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton courant.*

Tableau I.2 : *Référencement de granulats suivant leurs dimensions.*

Tableau I.3 : *Aspect du béton suivant le degré d'humidité des granulats.*

Tableau I.4 : *Référencement des bétons suivant l'affaissement du cône d'Abrams.*

CHAPITRE – II -

Tableau II -1 *Le retrait de séchage survient lorsqu'on abaisse le taux d'humidité interne de béton*

CHAPITRE – III -

Tableau III.1: *Propriétés des différentes fibres.*

Tableau III.2 : *Propriétés mécaniques des résines époxydes.*

Tableau III.3 : *Modes de sollicitation d'un joint cohésif.*

CHAPITRE – IV -

Tableau IV. 1 : *Définition des trois régions de diffusion.*

DEUXIEME PARTIE

CHAPITRE - I -

Tableau I.1. Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions.

CHAPITRE - II -

Tableaux II.1. Analyse granulométrique n°1 du sable de mer.

Tableaux II.2. Analyse granulométrique n°2 du sable de mer.

Tableau II.3. Module de finesse M_f des sables.

Tableau II.4. Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable ES.

Tableau II.5. Analyse granulométrique n°1 du gravier 5/15.

Tableau II.6. Analyse granulométrique n°2 du gravier 5/15.

Tableau II.7. Analyse granulométrique n°1 du gravier 15/25

Tableaux II.8. Analyse granulométrique du gravier 15/25.

Tableau II.9. Résultats des essais de propreté.

Tableau II.10 : Résultats des essais de dureté.

Tableau II.11. Résultats des essais d'humidité.

Tableau II.12. Analyse chimique des graviers.

Tableau II.13. Caractéristiques physiques du ciment utilisé

Tableau II.14. Caractéristiques dimensionnelles des lamelles.

Tableau II.15. Caractéristiques physiques et mécaniques du tissu de fibre de carbone.

Tableau II.16. Composition des deux bétons utilisés.

Tableau II.17. Résistance mécanique du béton à renforcer.

Tableau II.18. Résistances mécaniques du béton de renforcement.

CHAPITRE - III -

Tableaux III. 1. Temps de propagation de l'onde de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (10 cm).

Tableaux III.2. Temps de propagation de l'onde de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (13 cm).

Tableaux III.3. Temps de propagation de l'onde de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (15 cm).

Tableau III.4 Vitesses des ultrasons des éprouvettes témoins.

Tableau III. 5. Amplitudes des signaux enregistrés sur les éprouvettes témoins à pas constants.

Tableau III.6. Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone.

Tableau III.7. Amplitude des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone.

Tableau III.7.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone (pas 10 cm).

Tableau III.7.b. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone (pas 15 cm).

Tableau III .8 . Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par tissus de fibres de carbone.

Tableau III .9. Amplitudes enregistrés sur les éprouvettes renforcées par tissu de fibre de carbone.

Tableau III.9.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par tissus de fibre en carbone (pas 15 cm)

Tableau III.10. Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par du béton.

Tableau. III. 11. Amplitudes des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par du béton.

Tableau III.11.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par béton (pas 15 cm).

Tableau III.12. Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par du tissu de fibres de verre.

Tableau III.13. Amplitudes des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par du tissu de fibres de verre.

Tableau III.13.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par tissu de fibres de verre (pas 15 cm)

Tableau III.14. Force d'arrachement des éprouvettes renforcées par lamelles composites de fibres de carbone.

Tableau III. 15. Force d'arrachement des éprouvettes renforcées par tissu de fibres de carbone.

Tableau III.16. Force d'arrachement des éprouvettes renforcées par du béton.

Tableaux III. 17. Force d'arrachement des éprouvettes renforcées par tissu de fibres de verre.

Tableaux III.18. Forces moyennes d'arrachement des éprouvettes renforcées par différents matériaux.

Tableau III.19. Relations entre les vitesses des ultrasons et les forces d'arrachement.

INTRODUCTION

L'étude des pathologies des ouvrages en béton met en évidence l'existence de désordres induits par la dégradation des matériaux. On constate ainsi une altération mécanique et physicochimique des bétons et des armatures métalliques. Les mécanismes de dégradation se traduisent par des fissurations excessives du béton, par des pertes de caractéristiques des armatures corrodées et donc par une diminution des propriétés mécaniques.

Afin de pallier les pertes de résistance mécanique des ouvrages, il est devenu nécessaire d'effectuer des réparations. Les progrès réalisés ces dernières années dans la formulation des produits organiques de synthèse permettent d'envisager l'utilisation du collage de matériaux composites. L'intérêt des solutions composites réside principalement dans les performances de tenue à la corrosion des polymères, à leur facilité de pose et de formage sur les structures à réhabiliter ainsi que dans les propriétés mécaniques spécifiques des fibres qui leur sont associées.

Il est donc important de pouvoir mesurer la qualité des réparations. La méthode standard utilisée pour tester l'adhérence entre le produit de réparation et le béton d'origine consiste à attendre plusieurs semaines que la réparation soit entièrement prise, à coller un cylindre d'essai sur la surface, puis à mesurer la force nécessaire pour retirer le matériau au composite de réparation du substrat en béton. Cette méthode est longue et coûteuse. Il n'est donc pas étonnant, étant donné la difficulté de ce processus, que les réparations ne sont pas toujours correctement vérifiées.

ii-Objectif

L'objectif de ce travail est l'utilisation de la technique ultrasonore pour mesurer la qualité des renforcements et réparations. Cette méthode peut s'avérer adéquate aussi bien en terme de temps d'intervention que d'économie des essais. La réflexion et la vitesse des ultrasons peuvent être utilisées pour qualifier la réparation et donner un diagnostic sur les réparations minces des bétons.

iii-Présentation de l'étude

Ce présent mémoire est composé de deux parties, en plus de l'introduction et de l'objectif de l'étude :

- **LA PREMIERE PARTIE:** est une étude bibliographique composée de quatre chapitres :

- **Premier chapitre :** Le béton.
- **Deuxième chapitre :** Les pathologies et la durabilité des ouvrages en béton.
- **Troisième chapitre :** Les matériaux composites dans le génie civil
- **Quatrième chapitre :** Contrôle non destructif des matériaux de structure

- **LA DEUXIEME PARTIE :** est une étude expérimentale, elle est composée de trois chapitre :

- **Premier chapitre :** caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux utilisés
- **Deuxième chapitre :** présentation des méthodes de contrôle utilisées.
- **Troisième chapitre :** interprétation et exploitation des résultats des essais.

PREMIER CHAPITRE - Le Béton -

I.1. LE BETON.

I .1. 1. Formulation et composition des bétons courants

Le béton est une agrégation de graviers, de sable, de ciment, d'adjuvants et d'eau. Sa composition a une profonde influence sur ses caractéristiques. Les paramètres à contrôler sont nombreux et peuvent être recensés notamment :

_ **Les données du projet** : caractéristiques mécaniques, dimensions de l'ouvrage, etc.,

_ **Les données du chantier** : conditions climatiques, etc.,

_ **Les données liées aux propriétés du béton** : compacité, durabilité, aspect, etc.

Le **Tableau I.1** donne les proportions utilisées classiquement dans un béton courant [01].

<i>constituants</i>	<i>eau</i>	<i>air</i>	<i>ciment</i>	<i>granulats</i>
en volume [%]	14-22	1-6	7-14	60-78
en masse [%]	5-9	-	9-18	63-85

Tableau I.1 : Ordre de grandeur des proportions des constituants d'un béton courant (d'après [01]).

a. Dosage en ciment

Le choix du type de ciment et son dosage dépendent à la fois des performances recherchées (Résistance mécanique, résistance aux agents agressifs, apparence, etc.) et de la nature des autres composants (distribution granulométrique des granulats notamment) [02].

Le dosage en ciment présente de plus un caractère primordial, car celui-ci remplit deux fonctions essentielles dans le béton :

_ **La fonction de liant** : elle est déterminante dans la résistance mécanique du béton, qui dépend de la nature du ciment, de sa propre résistance et de l'évolution de son durcissement ;

_ **La fonction de remplissage ("filler")** : le ciment complète la distribution granulométrique du béton dans les éléments fins. De plus, le développement dans le temps des hydrates du ciment colmate progressivement les capillaires, contribuant ainsi à diminuer la porosité d'ensemble du béton et à améliorer notablement sa durabilité. La fonction "filler" conduit à un dosage en ciment supérieur aux valeurs habituellement fixées par les cahiers des charges ou les documents normatifs [02].

b. Dosage en eau

Nécessaire à l'hydratation du ciment, l'eau facilite aussi la mise en oeuvre du béton (effet lubrifiant) dans la mesure où une certaine proportion n'est pas dépassée, ce qui aurait alors pour effet de diminuer les résistances et la durabilité du béton.

La quantité d'eau varie avec un très grand nombre de facteurs (teneur en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais, etc.) : elle est en général comprise entre 140 et 320 L.m⁻³. Il convient de tenir compte dans ce cas de la quantité d'eau apportée par les granulats. L'eau doit par ailleurs être propre et ne pas contenir d'impuretés nuisibles (matières organiques, alcalis, etc.) [02].

L'eau est un élément très important : son influence sur la porosité du béton est prévisible. En effet, des vides se créent lors de l'élimination d'eau par évaporation, combinaison chimique ou absorption par les granulats [01].

c. Dosage en granulats

La distribution granulométrique est une propriété géométrique essentielle. Les granulats utilisés pour réaliser un béton doivent permettre d'une part de remplir correctement et en totalité le moule ou le coffrage et d'autre part d'assurer un enrobage correct des armatures [03]. La satisfaction de ces exigences impose une limitation de dimension pour le plus gros granulats (notée D), en fonction de :

- _ La plus petite dimension de l'ouvrage, notée h, telle que : $D < 0,25 \times h$;
- _ L'espacement entre les deux armatures les plus rapprochées, noté e, tel que : $D < (e - 0,5)$ [cm] ;
- _ L'enrobage des armatures, noté d, tel que : $D < 0,65 \times d$.

La norme XP p 18-540 [04] définit les différentes classes de granulats, comme présentées dans le **Tableau II.2**.

La plupart du temps, un béton est composé à partir de deux classes granulaires : un sable de type 0/5 et un gravillon 5/12,5 ; 5/15 ou 5/20. Deux facteurs ont une influence sur les qualités du béton :

- _ **La proportion volumique relative gravillons / sable, traduite par le facteur G/S** : des études récentes ont fait apparaître que son action était peu importante tant que ce facteur reste inférieur à 2 ;
- _ **La distribution granulométrique du sable**, qui peut être caractérisée par son module de finesse (qui correspond à la somme de pourcentages des refus cumulés, ramenés à l'unité, pour les tamis 0,08 ; 0,16 ; 0,32 ; 0,63 ; 1,25 ; 2,50 et 5,0 mm) : un sable pour béton a généralement un module de finesse compris entre 2,2 et 2,8.

<i>type de granulats</i>	<i>désignation</i>	<i>d [mm]</i>	<i>D [mm]</i>
fillers	0/D	0	< 2
sablons	0/D	0	≤ 1
sables	0/D	1	≤ 6,3
gravillons	d/D	1	≤ 125
graves	0/D	0	> 6,3
ballast	d/D	25	≤ 50

Tableau I.2 : Référencement de granulats suivant leurs dimensions (d'après [04]).

Où d est la dimension des grains les plus petits ;
 D est la dimension des grains les plus gros.

degré d'humidité des granulats		sec	humide	mouillé	trempe
aspect		mat, un peu poussiéreux	brillant, légère adhérence sur la main	très humide, dépôt d'eau sur la main	l'eau ruisselle sur les granulats, qui sont saturés
% d'eau	sable	0 à 3 %	4 à 7 %	8 à 11 %	12 à 15 %
	gravillons	1 %	3 %	5 %	6 %

Tableau I.3 : Aspect du béton suivant le degré d'humidité des granulats (d'après [01]).

d. Choix et dosage des adjuvants

Selon la propriété recherchée pour le béton, il sera possible d'avoir recours à divers adjuvants qui permettent de conférer des caractéristiques singulières : accélérateur de prise (pour faciliter le bétonnage par temps froid) ou au contraire retardateur de prise (adapté au bétonnage par temps chaud), plastifiant, voire superplastifiant (qui favorisent la mise en place du béton dans les pièces fortement armées minces ou fortement élancées), entraîneur d'air (pour limiter la porosité résiduelle), etc... La valeur de réduction d'eau sera à déterminer selon l'adjuvant utilisé, son dosage, et en fonction des indications données par le fabricant [02].

En conclusion, la **Figure I-1** récapitule le raisonnement à effectuer pour la formulation d'un béton.

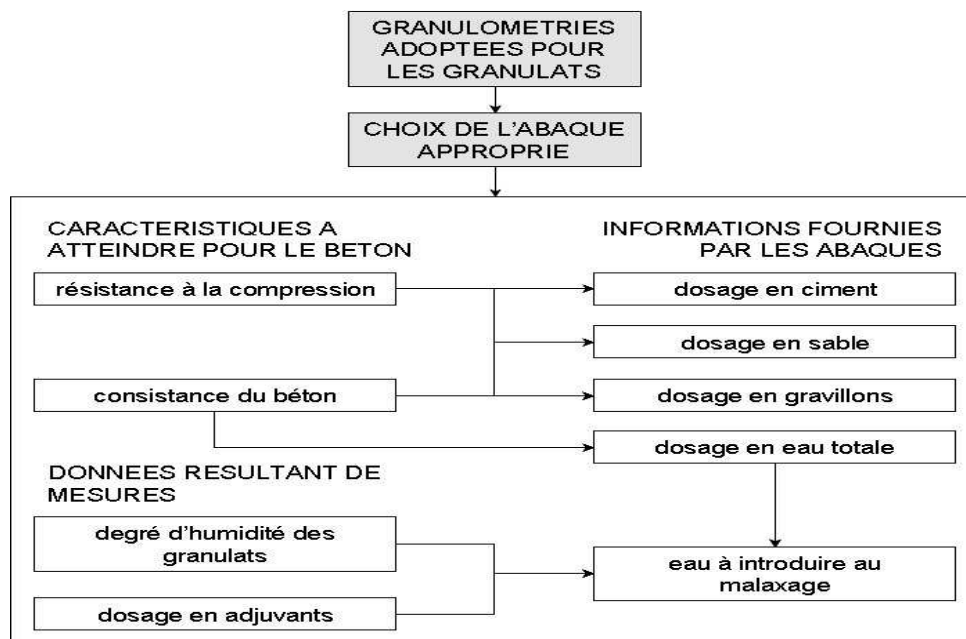


Figure I.1 : Formulation des bétons

I.1. 2. Caractéristiques des bétons à l'état frais

La maniabilité est la propriété du béton caractérisée par des mesures de consistance. Elle est indispensable pour permettre la mise en œuvre du béton dans les moules, dont les formes sont parfois complexes. La maniabilité doit être adaptée aux moyens de mise en forme (possibilité d'utiliser des moyens de vibration appropriés). La maniabilité est mesurée par l'essai au cône d'Abrams (test normalisé) qui consiste à former un cône de béton et à déterminer l'affaissement du béton frais au démoulage (qui dépend directement de la consistance du béton, puisque la mise en place du béton dans le moule est normalisée de façon à être constante). La mesure en centimètres de la hauteur d'affaissement est donc liée à la maniabilité du béton [04] (Tableau I.4).

<i>consistance</i>	<i>désignation</i>	<i>affaissement au cône [cm]</i>
ferme	F	0 à 4
plastique	P	5 à 9
très plastique	Tp	10 à 15
fluide	Fl	>16

Tableau I.4 : Référencement des bétons suivant l'affaissement du cône de Abrams (d'après [04]).

I.1. 3. Caractéristiques des bétons à l'état durci

a. La porosité

La caractéristique essentielle du béton durci est sa porosité (rapport du volume des vides au volume total). Les études de Féret [05] avaient déjà établi le lien entre la porosité du béton et sa résistance mécanique. Il a été prouvé depuis l'importance de cette caractéristique sur la résistance du béton aux agents agressifs et sur la tenue au gel : c'est donc le facteur essentiel de la durabilité du béton. La recherche d'une porosité minimale passe nécessairement par :

_ L'augmentation de la compacité du béton frais grâce à une bonne composition du béton et à des moyens de mise en œuvre adaptés. Les compacités réellement atteintes ne dépassent guère 85% (Les 15% restant étant formés d'air ou d'eau formant des capillaires, répartis dans la pâte de ciment durcie) ;

_ L'augmentation de la fraction de ciment et le choix de son type ont une influence favorable sur la diminution de la porosité : les hydrates formés par l'hydratation du ciment ont un rôle essentiel de colmatage des capillaires.

La compacité du béton est également améliorée en ajustant la distribution granulométrique des granulats dans la fraction des éléments fins et en réduisant la teneur en eau. Elaborer un béton à faible porosité présente de nombreux avantages déterminants pour sa durabilité :

_ Un béton en contact avec un milieu agressif (eau pure, eaux séléniteuses, eau contenant des acides organiques) subit une attaque beaucoup plus lente si les capillaires du béton sont moins nombreux, plus fins et moins connectés ;

_ Dans le cas du béton armé, une faible porosité non-connectée est indispensable, pour protéger les armatures contre l'oxydation (à ce titre, le ciment Portland dégage de la chaux anhydre au cours de son durcissement).

Pour les bétons devant présenter une forte étanchéité (réservoirs, piscine, tuiles), une faible porosité non-connectée est également requise pour éviter toute migration d'eau au travers des capillaires [02].

b. Résistance mécanique

Une bonne résistance à la compression est bien souvent recherchée pour le béton durci. Cette résistance est généralement caractérisée par la valeur mesurée à vingt-huit jours correspondant au durcissement maximal. La résistance dépend d'un certain nombre de paramètres, en particulier la classe et le dosage du ciment, la porosité du béton et le facteur E/C.

Les propriétés mécaniques des bétons sont contrôlées par des essais destructifs [06, 07] (éprouvettes généralement cylindriques de diamètre 16 cm et hauteur 32 cm) ou non destructifs [08] (à l'aide d'un scléromètre, appareil basé sur le rebondissement d'une bille d'acier sur la surface à tester, ou d'instruments de mesure de la vitesse du son au travers du béton).

c. Variations volumiques

Au cours de son vieillissement, le béton est l'objet de modifications physico-chimiques qui entraînent des variations dimensionnelles.

_ Le retrait hydraulique avant prise et en cours de prise :

Il est dû à un départ rapide de l'eau de gâchage, soit par évaporation (rapport surface/volume des pièces élevé, pour une atmosphère sèche, un temps chaud, un vent violent), soit par absorption (dans le cas de coffrages et granulats poreux). Une surface de béton frais peut évaporer plus d'un litre d'eau par mètre carré et par heure. Ce retrait est limité par une bonne compacité du béton ou par un traitement de cure (film freinant l'évaporation par exemple).

_ Le retrait hydraulique à long terme :

Il s'agit d'un lent départ d'eau en atmosphère sèche. Il varie suivant les ciments (nature, finesse), et il est proportionnel au dosage en volume absolu de la pâte pure.

_ Le retrait hydraulique thermique :

Il est issu d'une baisse rapide de la température qui provient soit du ciment lui-même lors de son hydratation aux premiers âges (qui provoque une élévation de température suivie d'un refroidissement), soit des variations climatiques du milieu. Ces deux causes additionnent parfois leurs effets. Les effets de la première peuvent être réduits en utilisant des ciments à faible chaleur d'hydratation. L'ordre de grandeur du retrait total est de 200 à 300 $\mu\text{m.m}^{-1}$ pour un béton usuel [09].

I.1. 4. Apparence et esthétique

Le béton offre une variété d'apparences qui permet d'enrichir aussi bien l'architecture des constructions que les traitements esthétiques des ouvrages, les plus usuels sont :

_ **forme** : les coffrages et les moules de natures très diverses permettent la réalisation de toutes les formes imaginées, grâce à la plasticité du matériau. Les paramètres essentiels sont la composition du béton, les moules et les coffrages, et la mise en oeuvre ;

_ **teinte** : en jouant sur les constituants du béton (ciments, granulats, pigments de coloration), leurs dosages et les traitements de surface, il est possible de réaliser une grande variété de teintes. Gris ou blanc, le ciment, mélangé aux éléments les plus fins du sable (les "fines"), donne au béton brut de démoulage sa teinte de fond. Elle peut être modifiée par l'ajout de colorants (oxydes métalliques ou éventuellement pigments de synthèse), en donnant la préférence aux colorants naturels. Les paramètres essentiels sont donc les ciments, les sables, les gravillons et les colorants

_ **aspect/texture** : la surface peut être lisse ou rugueuse, comporter des creux et des reliefs (stries, cannelures), ou reproduire des motifs décoratifs. Les dispositions adoptées lors du moulage ou de la mise en oeuvre, les traitements de surface mécaniques ou chimiques (lavage, sablage, grésage, polissage, désactivation pour faire réapparaître les granulats à la surface du béton frais, décapage à l'acide) avant ou après démoulage, sur béton frais ou plus ou moins durci, créent une large variété d'aspects qui seront accentués par la lumière [10].

DEUXIEME CHAPITRE - Pathologies et durabilité des ouvrages en béton

II - 1 Introduction

La durabilité des ouvrages fait partie des nouvelles exigences des maîtres d'ouvrages. Le diagnostic et la rénovation occupent une part sans cesse croissante des activités du secteur de la construction, ils représentent l'actuelle orientation permettant la préservation des ouvrages.

Etablir un diagnostic nécessite une forte expérience et une approche pluridisciplinaire dans les domaines du contrôle et de la pathologie des matériaux.

II - 2 Principales causes de désordres affectant les ouvrages en béton

II - 2- 1 Dégradation des matériaux

Les propriétés physiques et, plus particulièrement, le comportement mécanique du béton et des aciers sont susceptibles de se dégrader en fonction des conditions d'environnement définies par la localisation géographique de l'ouvrage. Les principales causes de vieillissement sont liées aux phénomènes suivants [11] :

II - 2- 1- 1 Érosion, abrasion, chocs

Les ouvrages sujets à l'érosion se situent essentiellement en milieu fluvial et maritime. Ils sont soumis au charriage d'éléments solides induits par les courants, à l'action des vagues à chaque marée. La dégradation du béton par frottement se traduit par la création de défauts géométriques de surface, l'apparition d'épaufrure et par des éclatements superficiels qui entraînent la mise à nu des armatures et l'accélération des risques de corrosion.

II - 2- 1- 2 Action des cycles de gel-dégel

Il est généralement admis que l'accroissement de volume, de l'ordre de 9 %, accompagnant la transformation de l'eau en glace (le béton contient toujours de l'eau non combinée, une partie de cette eau gèle dès que la température descend de quelques degrés en dessous de 0 °C).

Dans la zone atteinte par le gel, des cristaux de glace se forment dans les plus gros capillaires, créant un déséquilibre thermodynamique qui va déclencher une migration de l'eau des capillaires les plus fins vers les capillaires dans lesquels l'eau est gelée (l'eau dans les capillaires les plus fins restants à l'état liquide). C'est l'accroissement des pressions hydrauliques dans les capillaires, engendré par ces mouvements de l'eau interne non gelée vers les « fronts de congélation », ainsi que les pressions osmotiques créées par les différences de concentrations en sels dissous entre l'eau située à proximité de l'eau gelée et celle non gelée présente dans les capillaires fins, qui sont considérés aujourd'hui comme la cause principale des

dégradations. Ces pressions (hydrauliques et osmotiques) peuvent localement fissurer la pâte de ciment si elles sont supérieures à la résistance à la traction de la pâte (**Figure. II -1**). Ce sont les modifications répétées et alternées de température (température positive à température négative) qui après un certain nombre de cycles peuvent dégrader le béton. Les dégradations sont le résultat d'un endommagement progressif. Elles dépendent de la vitesse de descente en température, du nombre de cycles et de la durée du gel. Les dégradations de gel interne ne se produisent pas lorsqu'il existe dans le béton un réseau de petites bulles d'air, dense et homogène, permettant le déplacement de l'eau ou lorsque la quantité d'eau gelable est suffisamment faible (c'est le cas de certains BHP qui ont une compacité très élevée) (**Figure. II -2**).

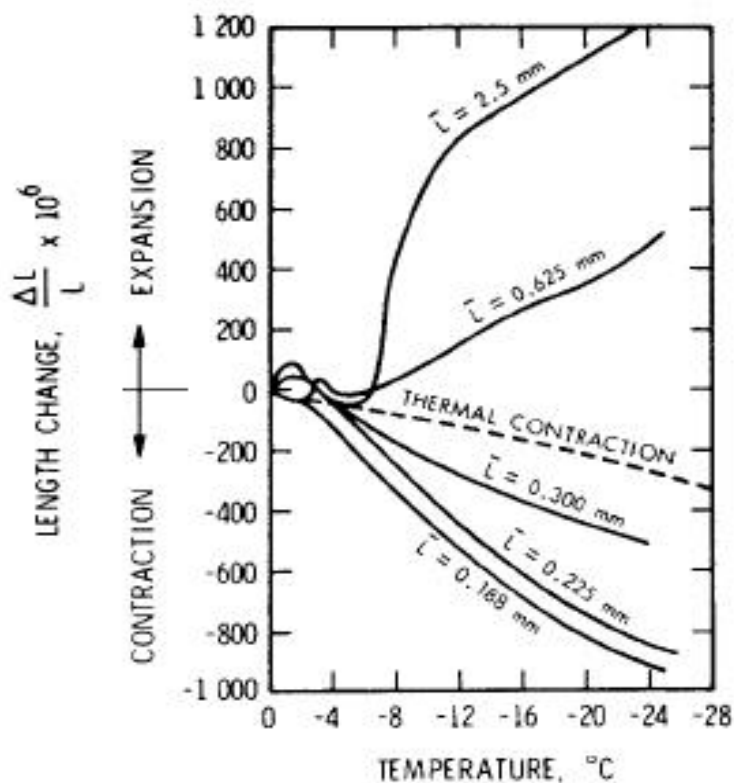


Figure II -1. Comportements dimensionnels des pâtes de ciment au cours du gel en fonction du facteur d'espacement des bulles d'air. [12]

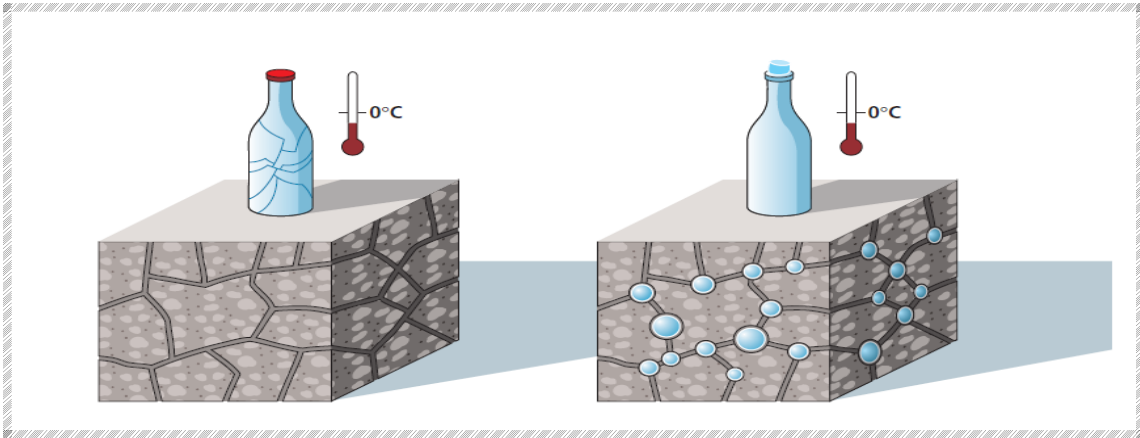


Figure II - 2. La création d'un réseau bien réparti de microbulles d'air, accroît la résistance au gel de certains types de bétons en diminuant les tensions internes dans les capillaires.

II - 2- 1- 3 Action des sels de déverglaçage

Il est admis que la cause principale des dégradations de surface pouvant résulter de la diffusion des sels de déverglaçage dans les capillaires du béton est un accroissement des pressions osmotiques.

L'importante chute de température de surface, due à la quantité de chaleur consommée pour provoquer la fusion de la glace, amplifie les effets du gel dans la zone du béton proche de la surface. La peau du béton va donc se refroidir brutalement. Mais ce phénomène est rarement générateur d'un écaillage, car les sels de déverglaçage sont répandus dans la plupart des cas à titre préventif sur les ouvrages d'art des réseaux routier et autoroutier, pour garantir la sécurité des usagers. Il n'y a donc pas de film de glace lorsque les sels sont répandus. Parallèlement aux phénomènes essentiellement d'ordre physique, la présence des chlorures doit être considérée en vue de se prémunir des risques de corrosion des armatures, en respectant de manière rigoureuse les prescriptions relatives à l'enrobage.

II - 2- 1- 4 Retrait du béton

La maturation des matériaux cimentaires s'accompagne d'une réduction dimensionnelle ou retrait au cours son durcissement, même en l'absence de chargement. On distingue une composante exogène, due à des gradients hydriques ou thermiques régnant entre le matériau et le milieu environnant, et une composante endogène générée par le matériau lui-même sans échange avec l'extérieur.

II - 2- 1-4-1 Retrait plastique. [13]

Il peut affecter le béton au très jeune âge (pendant la prise initiale). Il est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface libre du béton frais qui ne peut pas être compensée par un apport d'eau provenant de la masse de béton sous la surface, et cette perte est fonction de la température, de l'humidité relative et de la vitesse du vent, qui peut conduire à la formation de fissures superficielles qui n'atteignent que quelques millimètres ou centimètres de profondeur, et peut influencer l'aptitude de service mais pas le comportement statique général de la structure. Le retrait plastique est généralement associé à une technique de cure mal adaptée aux conditions climatiques.

II - 2- 1-4 -2 Retrait thermique [13]

Il résulte de l'augmentation de température due aux réactions d'hydratation. A son maximum, la température du béton peut atteindre 40 à 50°C lors de la prise. La diminution de température qui se produit ensuite provoque des gradients de déformation qui induisent des autocontraintes qui peuvent provoquer des fissures à la surface du béton, plus froide que le cœur de la section. Le retrait thermique peut avoir un effet important sur les autocontraintes dans la section transversale tandis que son influence sur le comportement général de la structure est souvent négligeable.

II -2- 1-4-3 Le retrait endogène (retrait d'auto dessiccation ou retrait d'hydratation) [13]

Est une conséquence de la consommation interne d'eau lors d'hydratation du ciment. Les phénomènes sont internes au matériau et s'effectuent sans échange d'humidité avec l'extérieur [14], [15]. Ce retrait vient du fait que le volume des hydrates formés est inférieur au volume des composants initiaux eau et ciment. Il fait apparaître des vides dans la pâte de ciment hydratée (vides capillaires) qui ont pour effet de diminuer le taux d'humidité interne (auto dessiccation). Il y a alors un processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment qui provoque une contrainte [16]. La diminution de volume après la prise du béton est de l'ordre de $40 \cdot 10^{-6}$ à l'âge d'un mois et de 10^{-4} au bout de 5 ans [17].

Ce retrait ne devient important que lorsque le rapport eau/ciment (E/C) est petit. Il reste inférieur à 0,1 mm/m pour des bétons avec $E/C > 0,45$ alors qu'il peut atteindre 0,3 mm/m quand le rapport $E/C < 0,40$ et ce retrait est important lorsque le dosage de ciment, la finesse de ciment, la fumée de silice, et la température sont élevés ainsi qu'avec les ciments ayant une teneur élevée en C_3A et en C_4AF .

II - 2- 1-4 -4 Retrait de séchage (ou retrait de dessiccation) [13]

L'eau qui s'évapore d'un béton conservé dans l'air non saturé provoque le retrait de séchage et qui se produit par diffusion de l'eau vers les faces exposées au séchage en présence d'un gradient hydrique entre le béton et l'air ambiant [18].

Le retrait de séchage est une diminution du volume de la pâte provoquée par une réorganisation de l'eau. Le retrait de séchage survient lorsqu'on abaisse le taux d'humidité interne de béton (**Tableau II -1**) [13]. Dès que l'humidité est inférieure à 100%, c'est l'eau libre dans les grands pores capillaires qui commence à s'échapper.

C'est la forme la plus courante et la plus visible du retrait. La cause principale du retrait de séchage est l'assèchement progressif de la pâte de ciment. Ce retrait se produit très lentement et dure plusieurs années. Il peut avoir des conséquences importantes sur le comportement statique de la structure. Le retrait de dessiccation varie généralement entre 0,2 et 1 mm/m.

taux d'humidité	L'évaporation
100% - 90%	L'eau libre
90% - 50%	L'eau non libre
50% - 30%	L'eau adsorbée
30% - 10%	L'eau zéolithe
< 10% (chauffage)	L'eau combinée chimiquement (non évaporable)

Tableau II -1 Le retrait de séchage survient lorsqu'on abaisse le taux d'humidité interne de béton

II - 2- 1-5 La carbonatation [19]

La carbonatation est un phénomène chimique présent dans l'épiderme du béton tout au long de sa vie. La carbonatation du béton est due à l'action de l'acide carbonique CO₂ (dioxyde de carbone) qui se trouve dans l'atmosphère (en faible quantité environ 0.05 %) sur la chaux (contenu dans le ciment) libérée par l'hydratation des carbonates de calcium CaCO₃ :



Cette carbonatation qui progresse dans le béton à partir des faces en contact avec l'atmosphère fait baisser le ph de la solution interstitielle dans la pâte durcie de ciment portland d'une valeur de l'ordre de 12.6 à 13.5 à une valeur d'environ 9 neutralisant ainsi progressivement l'alcalinité du béton et son rôle (passivant) sur les armatures qui, n'étant plus protégées, se corrodent.

La carbonatation commence donc à la surface du béton et concerne une certaine épaisseur (dite profondeur de carbonatation) de ce matériau, ses effets sont importants, l'un de ceux-ci est le retrait de carbonatation.

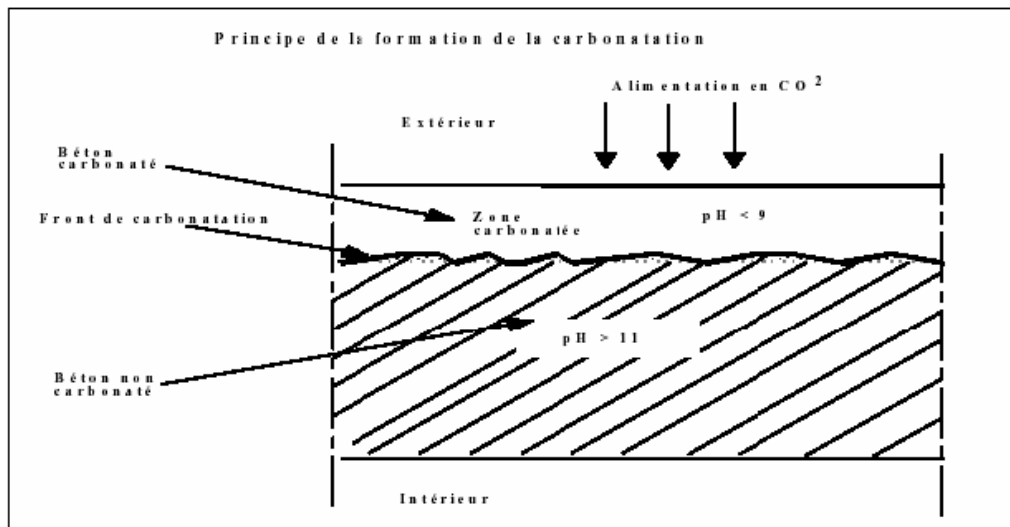


Figure II -3. Coupe théorique d'un mur en béton dégradé par la carbonatation.
[19]

II - 2- 1-5 -1 Conséquences

Les armatures métalliques incorporées au béton à une distance inférieure à 25 mm de la surface se trouveront, dans les conditions habituelles de construction, soumises à la corrosion. Lors de sa formation, la rouille foisonne et fait éclater l'épiderme du béton du même coup le front de carbonatation.

II - 2- 1-5 -2 Prévision de la carbonatation

Il est communément admis que la profondeur de carbonatation correspond à une valeur particulière de la teneur en dioxyde de carbone dans le béton. Cette pénétration de la carbonatation correspond ainsi à une diffusion du dioxyde de carbone pour déterminer la diffusivité D de la carbonatation. La profondeur de carbonatation X_c est mesurée à divers âges « t ». Dans une première approximation. Ces grandeurs sont reliées par la loi de FICK qui donne :

$$X_c = k (D.t)^{1/2}$$

Avec :

- $k (D)^{1/2} = K$
- t : temps d'exposition en année.

Cette approximation n'est pas rigoureuse, toutefois dans la pratique c'est cette loi qui est utilisée, surtout pour un béton qui est assez âgé. Les valeurs de K sont souvent supérieures à 3 ou 4 mm/an^{1/2} pour le béton de faible résistance [20].

II - 2- 1-5 -3 Vitesse de carbonatation

La vitesse de carbonatation dépend de divers facteurs et son évolution est d'autant plus lente que le phénomène se développe, car le carbonate forme un frein

à la diffusion du gaz carbonique, cette pénétration, non linéaire étant proportionnelle à la racine carrée du temps. **La figure (II- 4)** montre un exemple de la progression de la carbonatation sur une période de 16 ans.

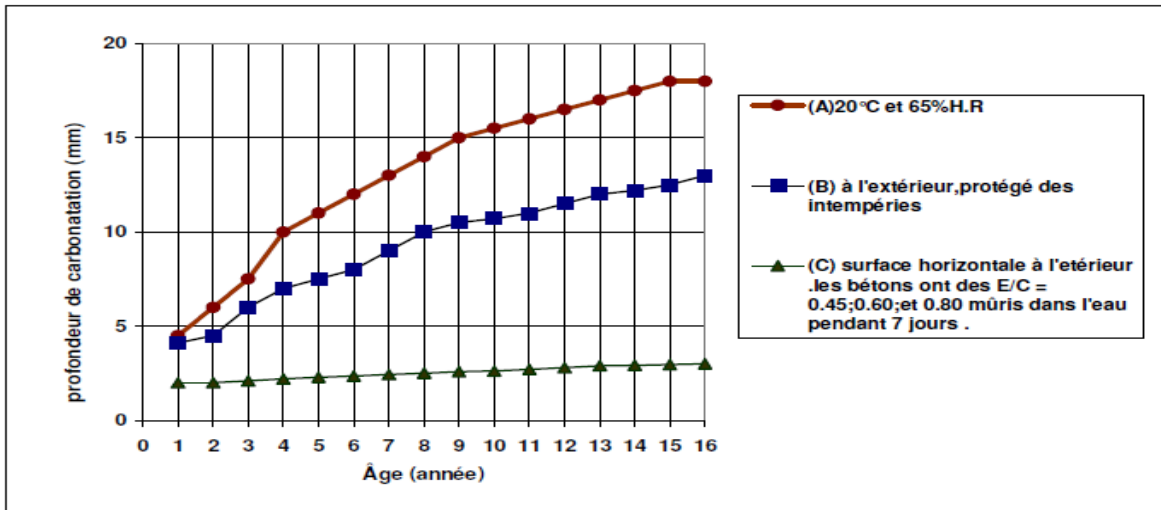


Figure II -4. Progression de la carbonatation de béton en fonction du temps d'exposition sous différentes condition. [21]

II - 2- 1-5 -4 Facteurs influençant la carbonatation

✓ L'humidité ambiante

La vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60 à 65%. Elle peut être estimée, lorsque les autres facteurs sont également défavorables. Dans la nature, les ouvrages étant alternativement soumis à des cycles d'humidification et de séchage, l'apparition du phénomène de carbonatation s'en trouve retardé. En atmosphère parfaitement sèche ou totalement saturée, la vitesse de carbonatation est, sinon nulle, extrêmement faible; donc l'effet de mûrissement humide a un effet néfaste [22]. **La figure (II-5)** montre la profondeur de carbonatation de deux béton l'un mûris dans l'eau pendant 28 jours, l'autre mûri dans l'air à 65% de HR; par la suite, toutes les éprouvettes ont été entreposées pendant 2 ans à l'air à 20°C et 65% de H.R

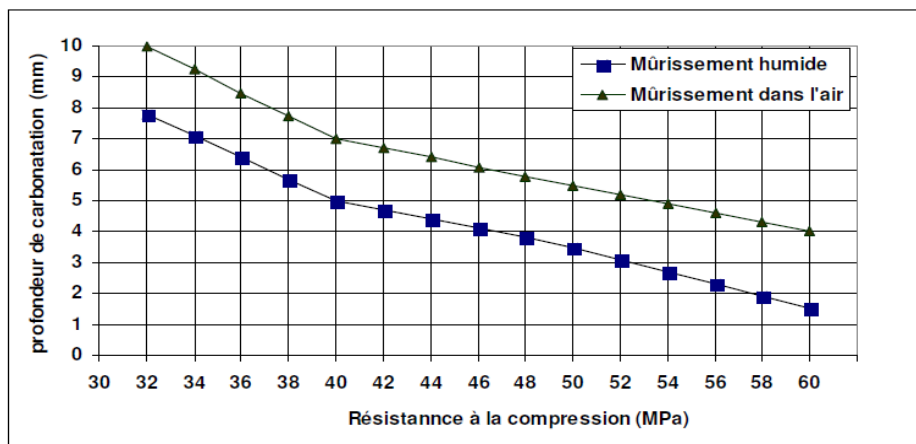


Figure II -5. Relation entre la profondeur de la carbonatation et la résistance à la compression de béton après 2 ans d'exposition à l'air à une humidité relative de 65 %. [22]

✓ **Température ambiante [23]**

✓ **La compacité de béton [23]**

Plus le béton est compact, c'est-à-dire moins sa porosité est forte et donc moins les pores seront interconnectés, plus lente est la vitesse de carbonatation. Des essais ont montré que la profondeur de carbonatation au bout d'un an était trois fois plus grande pour un béton dont la résistance était 20 MPa à 28 jours, comparativement à un béton dont la résistance était 40 MPa, toutes autres conditions étant par ailleurs les mêmes pour les deux bétons ;

✓ **La pollution de l'environnement**

La concentration de gaz carbonique étant beaucoup plus importante en ville qu'en campagne

II - 2- 1- 6 Attaque du béton par des sulfates [24]

Les eaux souterraines contiennent parfois des sulfates en solution (les eaux séléniteuses contiennent du sulfate de calcium) ; un gonflement peut alors être occasionné, si la teneur en sulfate atteint une certaine concentration ; l'alumine tricalcique, et le sulfate se combinent pour donner un trisulfate « etringite » hydrate qui constitue un gel gonflant par suite de fixation d'un grand nombre de molécules d'eau. Les ciments qui résistent le mieux aux sulfates sont donc ceux qui contiennent de l'aluminate tricalcique comme le CEM I ES ou CEM II-A et B ES ainsi que les ciments très chargés en laitier (CHF-CEM III/C et CLC-CEM V/A et B).

II - 2- 1-7 Efflorescences [25]

Le terme «**Efflorescences**» désigne le dépôt de sels blancs de carbonate de calcium observés sur la surface du béton ou de mortier. Il en résulte des hétérogénéités de teinte d'autant plus visible que la surface de béton est sombre. Les efflorescences ne modifient en rien la résistance mécanique et la porosité du béton. Elles affectent uniquement son aspect.

II - 2-1-7-1 Formation des efflorescences

Au cours de la prise, puis de durcissement du béton, le ciment libère une quantité importante de chaux dénommée aussi d'hydroxyde de calcium, de formule chimique Ca(OH)_2 , ou CH. Les efflorescences récentes peuvent être supprimées simplement avec une brosse et de l'eau. Les dépôts incrustés dans le béton peuvent exiger un traitement des surfaces à l'acide.

II - 2- 1-8 Perméabilité à l'eau du béton [25]

La facilité avec laquelle l'eau sous pression se déplace dans un matériau poreux et saturé est influencée par l'importance de la différence de pression, volume des pores reliés entre eux, et par la part des pores plus larges.

II - 2- 1-9 Perméabilité à l'air et à la vapeur du béton [26]

La facilité avec laquelle l'air, certains gaz et la vapeur d'eau peuvent pénétrer à l'intérieur du béton est liée à sa durabilité sous différentes conditions d'exposition. Le rapport entre la perméabilité au gaz et la perméabilité à l'eau varie environ entre 6 et près de 100 [26]. La perméabilité à l'air est grandement influencée par le type de murissement, en particulier pour les bétons de résistance faible ou moyenne [27]. **La figure (II- 6)** montre cette influence pour un béton mûri à 28 jours (a) dans l'eau et (b) dans l'air à 65% de H.R et ensuite interposé pendant un an dans l'air à 20°C et 65% de HR.

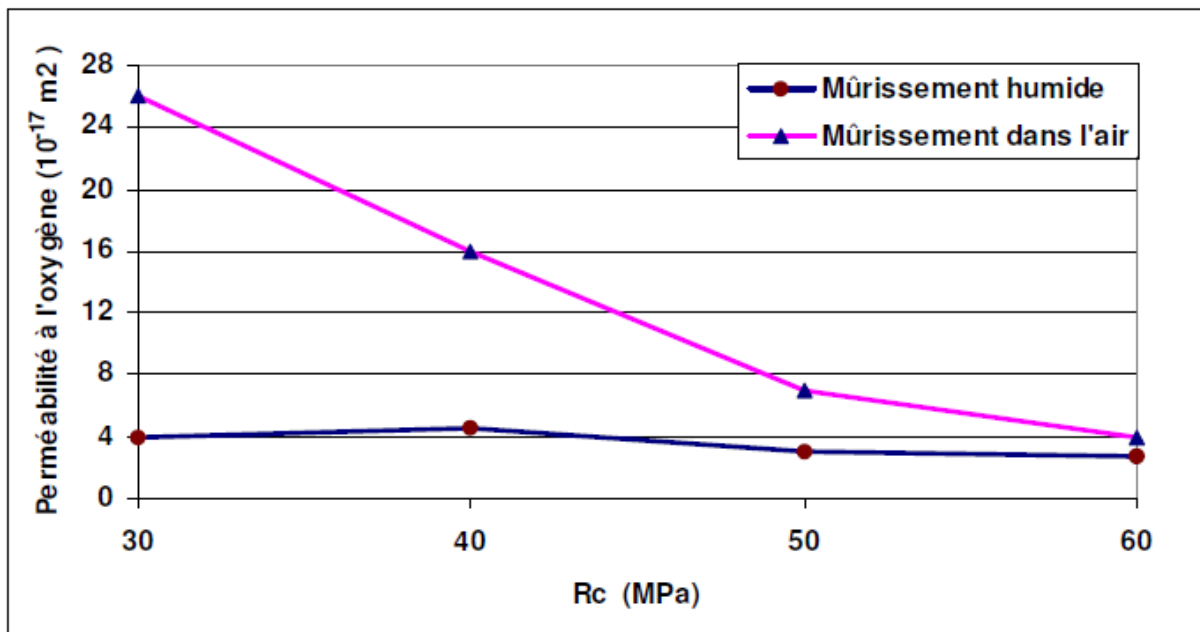


Figure II -6. Relation entre la perméabilité à l'oxygène et la résistance à la compression de béton muris pendant 28 jours dans l'eau et dans l'air à une H.R de 65% [27]

Il est mentionné que l'ordre de grandeur de la perméabilité intrinsèque (au gaz) du béton avec un rapport eau /ciment de 0,33 est de 10^{-18} m^2 . [27]

II - 2- 1-10 Dégradation par la réaction alcali-granulats (R.A.G)

Parmi les trois réactions alcali-granulats, nous retrouvons la réaction alcali-silice comme étant la plus répandue (R.A.S). Les autres réactions alcali-granulats étant les réactions alcali-silicates et alcali-carbonates.

II - 2- 1-10-1 Réaction alcali-silice (R .A.S) [28]

L'alcali-silice est une réaction entre les phases siliceuses réactives des granulats et les alcalis du ciment utilisé, il résulte la formation d'un gel silico-alcaline hydraulique (C-S-K ou C-S-H) dans les pores des granulats où à la surface des granulats peut détruire l'adhérence entre les granulats et la pâte de ciment et absorber l'eau de façon presque illimitée [28]. La réaction peut être destructrice et ce manifeste sous forme de fissuration et en présence d'eau, il peut donc provoquer des éclatements du béton [25]. L'expansion provoqué par réaction alcali-silice est d'autant plus grande que la teneur en silice réactive est élevée, mais seulement jusqu'à une certaine teneur en silice ; au-delà de cette teneur, l'expansion est plus faible [29] voir (**figure. II- 8**), et a pour la fissuration dans les ouvrages tels que les ponts, les routes, ces fissures sont en général dans le sens de la contrainte et des

armatures. Par contre, lorsqu'il n'y a pas des contraintes particulières, l'ouvrage prend un aspect « faïence ».



Figure II - 7. Fissuration dans l'ouvrage du la réaction alcali-silice

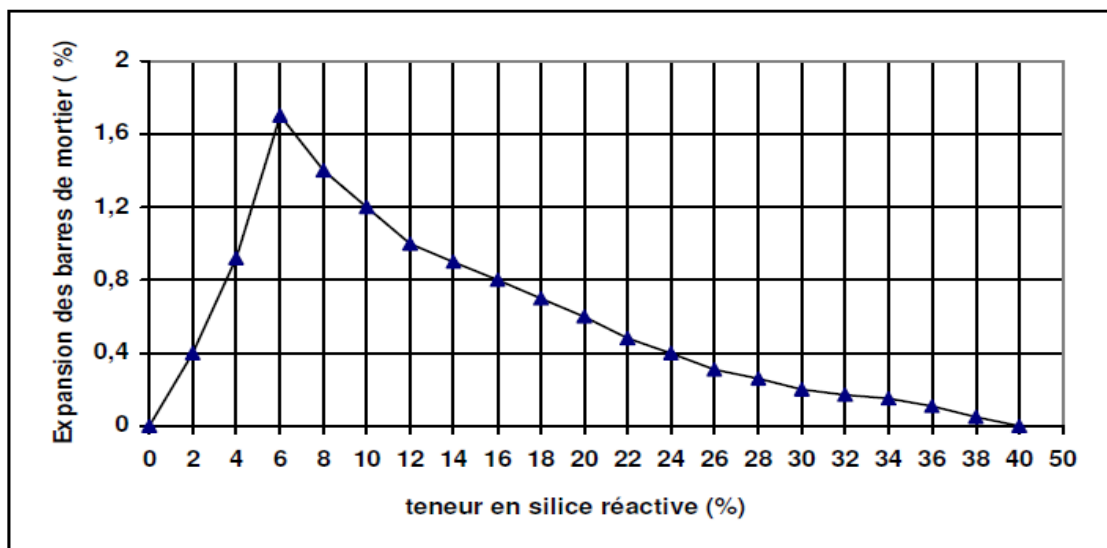


Figure II - 8. Relation entre l'expansion après 224 jours et la teneur en silice réactive dans les granulats

II - 2- 1-11 Corrosion des armatures métalliques [30]

Les corps dissous dans le milieu qui environne l'ouvrage, peuvent pénétrer progressivement dans le béton. Certains d'entre eux sont agressifs, par exemple le dioxyde de carbone (CO_2), les acides (engrais, etc.) et les chlorures.

Un acier mis au contact d'un béton qui a une forte basicité (pH de l'ordre de 12) et qui n'est pas pollué par des chlorures, se recouvre d'oxydes protecteurs. Si

son enrobage est chimiquement modifié, cet acier se recouvre de produits “ intermédiaires ” qui ne sont pas stables en présence d’oxygène dissous dans le béton. Ils se transforment en des produits “ finaux ” non protecteurs, ce qui conduit à la dissolution et à l’enrouillement continu de l’acier.

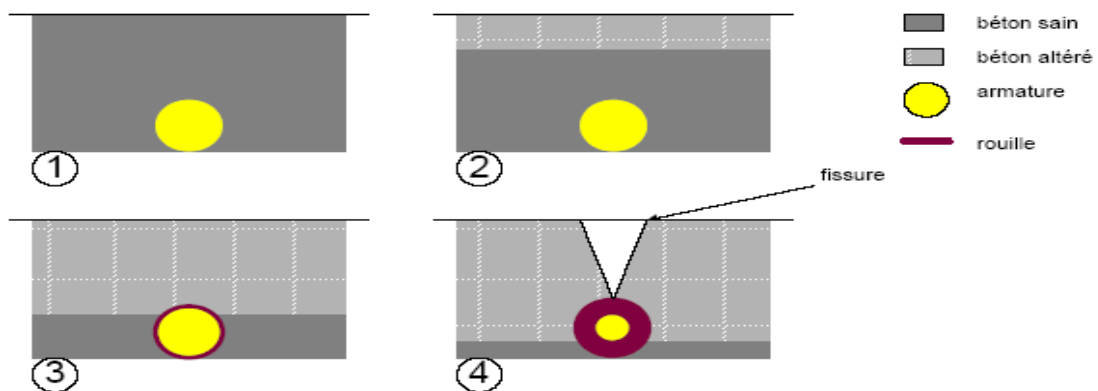
C’est pourquoi, les dégradations par corrosion des armatures produisent des défauts qui ne deviennent visibles qu’après un certain délai. Les défauts invisibles sont des modifications chimiques et parfois physiques (liés à la microstructure) de l’enrobage de béton. Il s’agit aussi du début d’un éclatement (délaminage) de cet enrobage ou de la formation d’une fine couche de rouille sur l’acier. Dans certains cas, la dissolution des armatures se produit, sans aucune trace visible sur le parement.

Les dégradations mises en évidence sont des éclatements, des épaufrures et des fissures du béton d’enrobage. D’autres mécanismes peuvent également être à l’origine de ce type de désordres. Lorsque la corrosion est très avancée, des traces de rouille sont visibles, les armatures peuvent être mises à nu et leur dissolution (perte de section) constatée.

II - 2- 1-11 -1 Les stades de corrosion

Le stade d’incubation de la corrosion correspond à la durée pendant laquelle les agents agressifs (dioxyde de carbone, chlorures) pénètrent dans l’enrobage de béton, sans corroder les armatures. Il s’arrête lorsqu’au niveau des armatures, la teneur en agent agressif atteint un certain seuil.

La figure ci-après illustre ces stades de dégradation par corrosion due à des agents agressifs venant du milieu environnant agressifs.



*Dégradation due à la corrosion.
 Cette dégradation procède par étape : dans le béton sain (1), un agent agressif pénètre progressivement (2), lorsque sa teneur est assez forte, l'armature commence à se corroder (3) et la rouille peut faire éclater l'enrobage (4)*

Figure II - 9. Stades de dégradation par corrosion due à des agents agressifs venant du milieu environnant agressifs

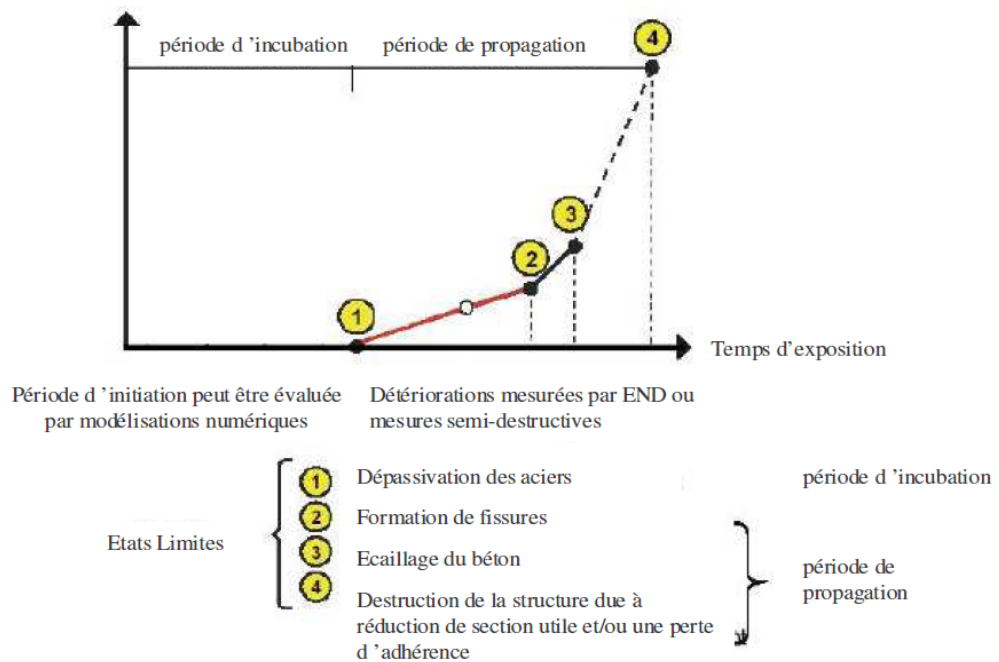


Figure II-10. Etapes de la corrosion des armatures

Dans le cas de la carbonatation, ce seuil correspond au fait que les armatures se trouvent dans un béton carbonaté et suffisamment humide.

Dans le cas des chlorures, le béton étant alors généralement humide et oxygéné, le seuil correspond très approximativement à un taux de 0,4% par rapport au poids de ciment. Cette valeur correspond à un rapport de concentrations $[Cl^-/OH^-]$ compris entre 0,6 et 1, suivant les ciments.

Pendant le stade de développement de la rouille, la vitesse de dissolution (corrosion) de l'acier est significative. La rouille formée est le plus souvent gonflante et provoque une désagrégation de l'enrobage, par épaufrure, éclatement ou fissuration.

L'apparition des fissures dépend fortement des caractéristiques de l'enrobage : épaisseur, résistance mécanique, etc. Plus précisément, une fois que l'armature a commencé à se corroder, les fissures apparaissent très tôt même dans un béton de bonne résistance mécanique. Les produits de corrosion diffusent facilement dans un béton poreux et tachent le parement.

II - 2-2 Désordres dus aux erreurs de conception ou d'exécution

Ce type de désordres peut être induit par des erreurs intervenant soit au stade du dimensionnement de l'ouvrage, soit au stade de son exécution. Dans le premier cas, les causes de fissuration et de dégradation de la structure sont généralement induites par de graves erreurs dans la vérification de la stabilité de l'ouvrage et des conditions de résistance ou, plus simplement, par la prise en

considération d'hypothèses erronées au niveau des conditions de chargement, d'environnement, de fonctionnement de l'ouvrage.

Ces erreurs sont à l'origine, généralement, d'un mauvais dimensionnement des sections et d'une disposition non satisfaisante des armatures qui se traduisent par des localisations de fissures ou des ruptures non acceptables.

De nombreux ponts présentent des désordres induits par des mauvais dimensionnements vis-à-vis des résistances en flexion et à l'effort tranchant [31].

Parmi les conditions particulièrement mal évaluées, il est possible de faire état de l'action des gradients de température sur un ouvrage, de la mauvaise estimation des efforts de précontrainte due à des erreurs de tracé mais aussi à des données erronées sur la relaxation des câbles et sur leur interaction avec la structure (frottement).

En dernier lieu, une évaluation imparfaite des conditions de sollicitations cycliques des ouvrages et des lois de comportement en fatigue des matériaux est susceptible de remettre en cause les résultats de calcul et le dimensionnement pour une durée de vie escomptée.

Les erreurs d'exécution qui sont susceptibles de justifier une intervention au niveau de l'ouvrage portent sur les imperfections de coffrage, les défauts de bétonnage, les incohérences du ferrailage ou sur les conditions non satisfaisantes de décoffrage.

II - 2-3 Modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages

En fonction de l'évolution du trafic, ou de la voirie, il est possible de justifier la nécessité de renforcer ou d'améliorer la portance d'un ouvrage.

L'évolution des conditions de chargement est souvent induite soit par la modification des charges réglementaires sur essieux, soit par une modification de la fréquence des sollicitations qui s'exercent.

Il faut aussi évoquer la nécessité, dans certains cas, de prendre en considération des sollicitations extrêmes (climatiques ou accidentelles) qui avaient été sous-estimées lors de l'exécution de l'ouvrage. C'est notamment le cas de la mise en conformité des ponts ou bâtiments vis-à-vis des sollicitations sismiques ou le renforcement de certains éléments de l'ossature (piles de pont, poutres latérales) vis-à-vis de sollicitations accidentelles telles que l'impact de véhicules [32] (figure II - 11).

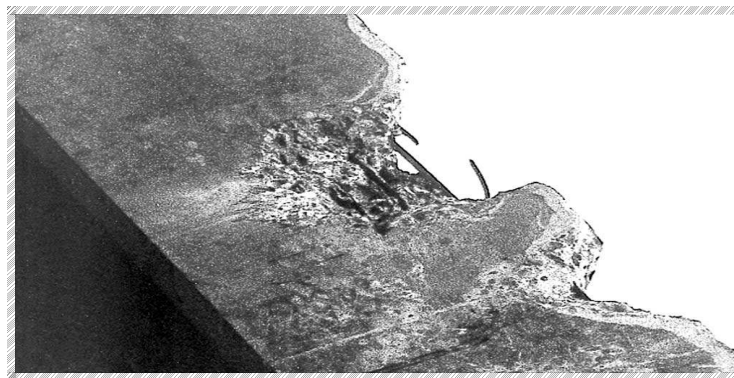


Figure II - 11. Impact provoqué d'un camion hors gabarit sur un tablier de pont

TROISIEME CHAPITRE- Les matériaux composites dans le génie civil-

L'intérêt des solutions de réparation par matériaux composites dépend essentiellement des propriétés mécaniques spécifiques des fibres, des performances de tenue à la corrosion des polymères et de la facilité de pose et de formage sur les structures à réhabiliter.

Un matériau composite est issu de l'association de tissus de fibres haute résistance noyés dans une matrice polymère. Les polymères les plus couramment utilisés dans le génie civil, sont les polyesters insaturés ou les résines époxydes [33]. Ces dernières sont souvent préférées aux autres polymères pour leur bonne mouillabilité sur une grande variété de substrats, leur grande gamme de viscosité, leur adhésivité élevée et leur excellente résistance chimique.

Les trois grandes familles de renfort actuellement utilisées dans l'industrie des matériaux composites sont le verre, l'aramide et le carbone. Cependant, de par leurs excellentes propriétés spécifiques, les fibres de carbone sont généralement préférées lorsque les contraintes de coût le permettent. Les tissus utilisés sont le plus souvent des nappes unidirectionnelles, des toiles ou taffetas.

Il existe différentes techniques de réparation par matériaux composites : le collage de plats composites ou bien l'imprégnation des renforts in situ sur la structure à réparer. Dans tous les cas, les phénomènes qui donnent lieu à l'adhésion apparaissent lors du contact de la résine sur le support.

III.1 LES POLYMERES DANS LE GENIE CIVIL.

III.1.1 Définitions

Les polymères sont constitués d'un grand nombre de monomères, lesquelles sont des molécules organiques dont le noyau est essentiellement constitué d'atomes de carbone. L'atome de carbone, qui possède quatre électrons de valence, peut établir des liaisons covalentes avec des atomes de même nature ou de nature différente. L'énergie de liaison entre les divers atomes est relativement élevée. C'est par réaction de polymérisation à partir des monomères que se forment les polymères. On distingue deux grandes catégories de polymères selon leur structure :

- Les polymères thermoplastiques (TP) : ce sont des polymères linéaires ou ramifiés où les macromolécules ne sont liées entre elles que par des liaisons de faible intensité.

- Les polymères thermodurcissables (TD) : ce sont des polymères constitués d'un réseau tridimensionnel de macromolécules. Ils sont amorphes et infusibles. Toutes les liaisons atomiques sont de forte intensité et, contrairement aux thermoplastiques, il ne peut y avoir aucun déplacement des chaînes les unes par rapport aux autres. On appelle ces matières thermodurcissables parce que, en général, une élévation de température favorise sa réaction de polymérisation et son degré de réticulation, donc sa rigidité.

III.2 LES FIBRES DE RENFORT.

Les fibres de renfort permettent d'améliorer les propriétés mécaniques du polymère qui sert de matrice au matériau composite. On peut les rencontrer sous forme de fibres tissées ou en mâts. Les trois grandes familles de fibres actuellement utilisées sont le carbone, l'aramide et le verre. Cependant, malgré leur coût assez élevé, les fibres de carbone possèdent un ensemble de propriétés physiques et mécaniques qui en font un matériau de renforcement de toute première qualité dans l'industrie du génie civil. Leurs propriétés sont les suivantes :

- Une grande résistance et un haut module d'élasticité en traction longitudinale.
- Une grande résistance à la fatigue et à la déformation.
- Une faible masse volumique.
- Une grande résistance à l'usure.
- Absorption des vibrations.
- Une grande stabilité dimensionnelle.
- Une grande stabilité thermique (pratiquement incombustible).
- Une bonne conductivité thermique et électrique.
- Une grande résistance à la corrosion vis-à-vis des acides, des bases, des sels et des produits organiques.

Le Tableau III.1 donne un ordre de grandeur des caractéristiques des fibres traditionnellement utilisées dans le domaine des composites [34].

Les fibres de verre et d'aramide sont plus économiques mais les premières ont un faible module et manquent de résistance face aux solutions salines et/ou basiques. Les secondes présentent un faible module, une résistance à la fatigue limitée en milieu aqueux et une tenue thermique limitée.

<i>Filament</i>	<i>Diamètre (µm)</i>	<i>Densité</i>	<i>Résistance à la traction (MPa)</i>	<i>Module de traction (MPa)</i>	<i>Allongement à la rupture (%)</i>	<i>Température de fusion (°C)</i>
<i>Verre E</i>	3 à 30	2,54	3 400	73 000	4,5	850
<i>Verre D</i>	3 à 30	2,14	2 500	55 000	4,5	-
<i>Verre R</i>	3 à 30	2,48	4 400	86 000	5,2	990
<i>Carbone HR</i>	8	1,78	3 500	200 000	1	2 500
<i>Carbone HM</i>	8	1,8	2 200	400 000	0,5	2 500
<i>Aramide HR</i>	12	1,45	3 100	70 000	4	480
<i>Aramide HM</i>	12	1,45	3 100	130 000	2	480

Tableau III.1: Propriétés des différentes fibres [34].

III.3 PROPRIETES DES RESINES EPOXYDES.

III.3.1. Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques des résines époxydes peuvent être assez variables selon leur formulation. Elles sont rassemblées dans le **Tableau III.2**.

Caractéristiques	Valeur moyenne
Résistance à la traction (MPa)	70 à 80
Allongement à rupture en traction (%)	1 à 1,5
Résistance à la compression..... (MPa)	140 à 150
Résistance à la flexion..... (MPa)	110 à 130
Allongement à rupture en flexion..... (%)	1,2 à 1,7
Module de traction (GPa)	3 à 10
Coefficient de Poisson.....	0,35

Tableau III.2 : Propriétés mécaniques des résines époxydes [35].

Le comportement mécanique de la résine va dépendre de sa température d'utilisation par rapport à la température de transition vitreuse. Cette transition marque, en effet, une brusque variation de beaucoup de propriétés physiques du matériau (**Figure III.1**). En dessous de T_g , la mobilité moléculaire est très réduite et ne permet pas d'atteindre l'équilibre. Le polymère se trouve à l'état vitreux. Ses propriétés dépendent essentiellement de la densité d'énergie de cohésion qui est directement liée à la structure moléculaire du matériau. Au dessus de T_g , les mouvements moléculaires sont suffisamment rapides pour que l'on soit toujours à l'équilibre de la structure et le polymère se trouve à l'état caoutchoutique. Ses propriétés sont indépendantes de la structure moléculaire et dépendent principalement de la densité de réticulation du réseau [36].

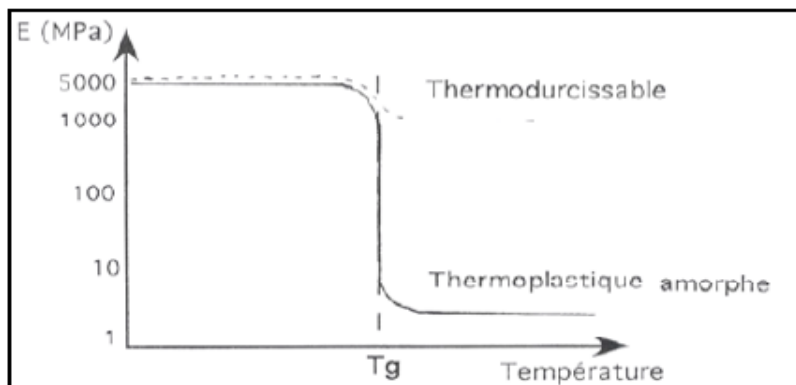


Figure III.1 : Evolution du module d'Young avec la température [37].

III.4. DURABILITE.

Wu et al. [38] ont étudié l'influence de l'eau, ils ont montré que la présence d'eau distillée en faible quantité accélère la réaction de polymérisation et améliore les propriétés mécaniques des résines.

Micelli et al. [39] ont, quant à eux, réalisé une étude comparative sur la tenue de différents composites en environnements agressifs tels que l'immersion en solution alcaline ou l'exposition à des cycles de gel-dégel, d'humidité, de température... Les éprouvettes soumises à un vieillissement accéléré en milieu alcalin ont été immergées dans une solution d'eau distillée contenant 0,16% de Ca(OH)_2 , 1% de Na(OH) , 1,4% de K(OH) . La température choisie pour accélérer le vieillissement est de 60°C et le temps d'immersion est de 21 et 42 jours. Selon Litherland et al. [40] ces durées peuvent être assimilées à des temps réels d'exposition qui sont respectivement de 14 et 28 ans. Les conclusions tirées de ces recherches montrent une très bonne tenue des résines époxydes lorsqu'elles sont exposées à un milieu basique. Le gain de masse de ces résines est très faible (0,05% après 900h), les propriétés mécaniques ne sont pas affectées et l'interface fibres/matrice est intacte. D'autres études sur les résines polyester ou vinylester [41] sont arrivées, après 100h d'immersion en eau salée à 60°C ou en eau interstitielle du béton, à constater une perte de masse du polyester alors que le vinylester devient stable après un gain de masse sur les 50 premières heures.

Peu d'études ont réellement été menées sur la tenue des résines époxydes en environnement alcalin représentatif de l'eau interstitielle de béton. Zhang et al. [42] présentent des exemples de solutions référencées dans la littérature pour étudier le vieillissement des adhésifs utilisés dans le génie civil. Ils précisent qu'il n'est pas rare de voir des chercheurs qui ne prennent en compte que la basicité de la solution ou seulement la présence de divers sels sans vérifier la composition d'une solution contenue dans les pores du béton.

La conclusion qui peut malgré tout être tirée de ces études, est que la tenue des résines époxydes en présence d'ions alcalins et d'un pH fortement basique est meilleure que celle des autres résines testées. Elles présentent une faible absorption d'eau lorsqu'elles sont en immersion pendant plusieurs jours, et leurs propriétés mécaniques ne sont pas modifiées de manière significative. Il a été noté tout de même qu'une trop forte quantité d'eau devient néfaste pour la résine.

III.5.LES THEORIES DE L'ADHESION

III.5.1 Théorie du mouillage

L'adhésion se produit lorsqu'un polymère liquide mouille suffisamment (aspect thermodynamique) et rapidement (aspect cinétique) la surface de l'adhérent. L'expérience nous montre que lorsqu'une goutte de colle est déposée sur une surface solide, celle-ci possède un angle de contact fini avec la surface et le mouillage n'est que partiel. La goutte de colle demeure sur la surface jusqu'à durcissement. Il n'est pas possible de déposer un film mince de colle sur une surface sans avoir recourt à un solvant ou à un surfactant. Ceci n'empêche pourtant pas la

colle de coller si l'on force le mouillage par pression sur l'adhérent. Le mouillage favorise donc l'adhésion mais ce n'est pas une condition nécessaire [43].

III.5.2. Théorie de l'ancrage mécanique

L'idée du modèle d'adhésion mécanique est que l'adhésif liquide pénètre dans les pores de la phase solide, l'adhérence étant assurée après réticulation, par l'effet d'interpénétration mécanique. Les pores et aspérités représentent un terrain où l'adhésif peut s'accrocher par de simples effets géométriques. La rugosité est un facteur favorable à une bonne adhérence puisqu'elle permet d'augmenter l'aire de contact et le nombre de sites de réaction. Cependant une rugosité trop importante peut avoir pour conséquence un mauvais mouillage du substrat par l'adhésif. De l'air ou de l'eau piégé dans les creux, créent des zones de sur-contraintes dues à un mauvais contact substrat / adhésif provoquant des amorces de rupture.

III.5.3. Théorie des interactions moléculaires

Les théories moléculaires de l'adhésion sont basées sur l'idée que des forces intermoléculaires peuvent affecter l'adhésion entre différentes phases. L'effet de ces forces de liaison est basé sur la formation de champs électriques. L'orientation de ces champs, leur intensité, leur distance permettent de les classer en deux catégories fondamentales : les forces de Van Der Waals et les liaisons hydrogènes.

Les premières n'ont pas d'orientation privilégiée et s'exercent sur des distances relativement longues [44]. Leur énergie de liaison est inférieure à 40 kJ / mole. Les liaisons par pont hydrogène sont dirigées dans l'espace et sont plus fortes que les forces de Van Der Waals. Leur énergie de liaison est d'environ 50 kJ / mole.

III.5.4. Théorie des liaisons chimiques

Cette théorie considère l'établissement de véritables liaisons chimiques entre groupements actifs des chaînes polymériques et de la surface du substrat. L'efficacité du couplage chimique varie étroitement avec deux paramètres : le nombre de liaisons interfaciales et la longueur des chaînons assurant le couplage. Ces liaisons mettent en oeuvre des énergies beaucoup plus grandes que les précédentes. Les liaisons chimiques peuvent être classées en trois catégories : les liaisons covalentes dont l'énergie de liaison est comprise entre 60 et 700 kJ/mole, les liaisons métalliques dont l'énergie est comprise entre 110 et 260 kJ/mole et les liaisons ioniques dont l'énergie est comprise entre 600 et 1000 kJ/mole.

III.5.5. Théorie des couches interfaciales de faible cohésion

Lorsqu'un assemblage substrat / adhésif est réalisé, plusieurs interfaces ou interphases sont créées. Ce sont des zones dans lesquelles les propriétés physico-chimiques sont différentes de celles du polymère et du substrat. Il est possible que la rupture de l'assemblage ne se propage pas strictement à l'interface mais dévie en suivant un chemin près de l'interface dans la masse de l'un ou l'autre des composants. La fracture est alors cohésive et a lieu dans une zone où la résistance

mécanique est faible. Bikerman a proposé une liste de sept types de couches interfaciales de faible cohésion qui peuvent par exemple être dues à la présence de poches d'air, d'impuretés ou bien issues de réactions entre composants et milieu.

III.6. Le collage en milieu poreux : cas du béton.

L'adhésion en milieu poreux résulte d'un processus en plusieurs étapes : la première correspondant à l'établissement du contact entre les matériaux, la création de liaisons plus fortes, susceptibles d'assurer le maintien du contact entre les matériaux, s'effectuant dans une seconde étape. La théorie du mouillage permet d'expliquer l'établissement d'un contact intime entre les matériaux pour que des liaisons puissent éventuellement se créer (théories des interactions moléculaires et des liaisons chimiques).

La théorie de l'ancrage mécanique dans le réseau poreux vient ensuite compléter les précédentes théories, en contribuant à accroître le champ des forces interfaciales grâce à l'augmentation de l'aire de contact effective ainsi qu'à la tortuosité du réseau. La résine déposée sur le béton pénètre progressivement dans les pores pour former une zone dite de transition ou interphase [45].

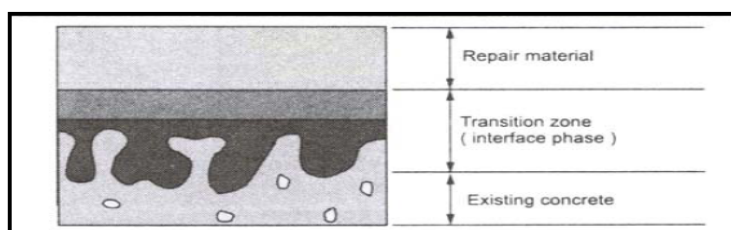


Figure III.2 : Modèle idéalisé d'une surface réparée [45]

Cardon et Hiel [46] ont montré qu'une résine déposée sur une surface de béton crée une zone de transition dont les propriétés sont caractéristiques de la qualité de l'adhésion. Ils considèrent que l'adhésion est totale lorsque l'épaisseur de la zone de transition est infinie. De plus, si la couche adhésive est fine, ils font le postulat que les propriétés de la zone de transition et l'influence des facteurs environnementaux sur celles-ci, conditionnent la qualité de l'assemblage. A l'inverse, si la couche adhésive est épaisse, ce sont les propriétés massives de l'adhésif qui conditionnent l'adhérence. Suite à diverses études menées ces dernières années, plusieurs paramètres caractéristiques des matériaux et de l'environnement dans lequel s'effectue l'assemblage ont été identifiés comme ayant une influence primordiale dans la création de la zone de transition :

- La rugosité et la porosité du béton contribuent toutes deux à augmenter l'aire de contact effective, favorisant un meilleur ancrage mécanique. Il est alors nécessaire de réaliser un traitement de la surface à revêtir afin, dans un premier temps, d'éliminer la couche de très faible cohésion en surface ainsi que toute présence d'huile ou autre agent polluant, mais également pour obtenir une surface de rugosité souhaitée et ouvrir les porosités surfaciques. Toutanji et Ortiz [47] ont montré l'influence du traitement effectué à la surface du substrat sur l'adhésion d'un composite sur un support en béton. Celle-ci semble être liée au niveau de rugosité

obtenu sur le substrat après un traitement par sablage ou par jet d'eau sous haute pression. En effet, la rugosité a un effet direct sur la valeur de l'angle de contact et par conséquent sur la mouillabilité du support. Néanmoins, un traitement trop agressif peut entraîner une forte rugosité, néfaste à la bonne tenue du revêtement. De l'air peut rester piégé et provoquer par la suite une décohésion du revêtement. Il n'y a pas systématiquement de corrélation entre la force d'adhésion et la rugosité de surface du substrat, puisque des liaisons fortes peuvent être obtenues sur des matériaux de très faible porosité comme le verre [48]. Prin [49] affirme d'ailleurs que l'absorption d'un liquide par mouillage de la surface solide est d'autant meilleure que la rugosité de cette surface est faible.

Par ailleurs, un support poreux signifie aussi une surface de contact plus grande, ce qui a pour effet d'augmenter l'énergie de rupture nécessaire à la séparation des matériaux assemblés. Ainsi, la porosité ouverte du béton est un paramètre essentiel puisqu'elle gouverne l'imprégnation de la surface par la résine. Ainsi selon Munger [50], la qualité de l'adhésion d'un revêtement et sa durée de vie seraient proportionnelles à la profondeur de pénétration de la résine.

D'après Courard [44], le béton est déjà tellement poreux que la rugosité ne modifiera pas la valeur des angles de contact.

- La teneur en eau du béton : pour que la pénétration de la résine soit optimale, les pores du béton doivent être vides, en particulier d'eau. Le support peut être humide mais ne doit pas être saturé en eau. En effet, si le support est saturé, le phénomène de capillarité n'existe pas.

Pour pénétrer la résine devra évacuer une partie de l'eau. La seule possibilité est alors que la mouillabilité de la résine soit supérieure à celle de l'eau. Sasse et Fiebrich [48] ont montré que le mécanisme de pénétration de la résine dans le béton, est quasiment parfait sur substrat sec alors que des délaminages et des fissures sont visibles sur substrat humide. Pour prévenir la formation d'un film de condensation d'eau au niveau de l'interface juste après l'application de la résine, la température du béton ne doit jamais être inférieure à celle de l'air. C'est pourquoi il est souvent conseillé de sécher la surface du substrat avant tout assemblage. Généralement l'application du revêtement doit être réalisée lorsque la température du support est supérieure de 3 à 5°C à la température du point de rosée. Cette température est la limite au-dessous de laquelle la vapeur d'eau commence à condenser sur la paroi. Dans ce cas, l'adhésion de la résine sur le béton se fait plus intime et la force à rupture du revêtement est nettement meilleure [49].

Paillère et al. [50] ont par ailleurs montré que l'adhérence d'un polymère sur un support en béton humide serait liée à l'absorption plus ou moins élevée de l'eau présente en surface du substrat.

Wu et al. [38] ont montré qu'en réalité la présence d'eau en faible quantité favorise la réaction de réticulation de la résine et donc permet d'augmenter ses propriétés mécaniques.

- La viscosité de la résine est le paramètre essentiel gouvernant le flux capillaire à l'intérieur des porosités du béton. En effet, une faible viscosité et une énergie de surface élevée permettent d'augmenter le flux capillaire de résines dans les cavités et d'éviter la formation de poches de gaz [51, 48]. La résine pourra pénétrer dans les

pores ouverts du béton, et la profondeur en sera plus importante. Certaines résines époxydes pénètrent sur une distance de quelques millimètres [50].

III.7. CARACTERISATION DE L'ADHERENCE.

III.7.1. Modes de rupture.

Les essais mécaniques pratiqués sur les assemblages collés permettent de déterminer l'adhérence des matériaux joints. L'objectif de ces essais mécaniques est d'évaluer les conditions de rupture des adhésifs et d'en déterminer la durée de vie du joint. Au niveau de l'assemblage de deux matériaux A et B, on définit l'interface comme la zone en deux dimensions qui sert de frontière et l'interphase est la zone où les propriétés physico-chimiques et mécaniques sont différentes à la fois de A et de B. Lors d'un essai d'adhérence, on peut distinguer plusieurs cas de rupture

Figure III.3 :

- Une rupture cohésive lorsqu'elle ne se produit pas à l'interface. Dans ce cas, la cohésion du matériau ou de l'interphase qui a cédé est plus faible que l'adhésion des deux partenaires. La rupture peut alors être cohésive dans le béton ou dans le polymère.
- Une rupture adhésive lorsqu'elle se produit à l'interface et la cohésion de chacun des matériaux est meilleure que leur adhésion.
- Une rupture mixte lorsqu'elle est à la fois cohésive par endroits et adhésive à d'autres. Notons que la distinction entre rupture adhésive et cohésive dépend de l'échelle d'observation. La présence du composé A sur la surface B non observée à l'oeil nu, peut parfois être détectée par des méthodes d'analyse de surface.

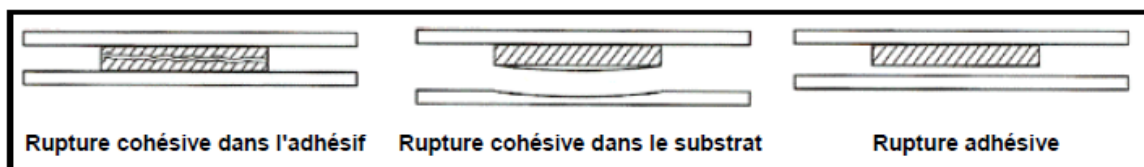


Figure III.3 : Modes de rupture de joints collés.

Les joints collés peuvent être sollicités de diverses manières : traction, cisaillement, flexion, fluage. L'adhérence et les autres propriétés mécaniques des adhésifs et des joints collés sont donc mesurées selon différentes techniques.

III.7.2. Modes de sollicitation.

Les différents essais de caractérisation mécanique des assemblages collés sont répertoriés dans le **tableau III.3**. Si on regarde le comportement mécanique des matériaux polymères et cimentaires, on constate une forte différence de propriétés. En effet, la résistance en traction des résines époxydes est environ dix fois supérieure à celle du béton qui est un matériau fragile. Néanmoins, si l'on considère le module élastique le rapport de proportion est inversé. Pour choisir et interpréter correctement les essais qui sont menés pour caractériser l'adhérence d'un

assemblage béton / résine il est important de prendre en considération le fait que le béton sera le facteur limitant à toute sollicitation mécanique.

La résistance à la rupture en cisaillement des joints en recouvrement simple est la valeur la plus largement utilisée par les constructeurs, comme les fournisseurs, pour décrire les propriétés d'un collage. Le principe de l'essai consiste à mesurer la force nécessaire à la rupture en soumettant le joint à une force de vitesse constante. Cependant, la signification de la valeur mesurée est relative à la géométrie de l'essai et au procédé d'assemblage. Pour éviter la déformation créée par le désalignement du joint, des essais en double recouvrement ont été développés. Curieusement, les substrats se déforment quand même pendant l'essai et les valeurs obtenues sont comparables à celles de l'essai en simple recouvrement [43]. Des efforts de traction apparaissent dans le béton, créant une rupture cohésive. Il est, dans ce cas, impossible de conclure sur la résistance de l'interface puisque l'apparition de contraintes secondaires entraîne une rupture prématurée dans le substrat.

L'essai d'arrachement, de par sa facilité d'utilisation sur site, est celui qui est généralement préconisé dans l'industrie du génie civil. Il consiste à appliquer un effort de traction sur le revêtement à tester. Il est cependant assez peu reproductible et ce principalement à cause de problèmes d'alignement du système d'ensemble. Les conditions de traction ne sont pas toujours symétriques durant la totalité de l'essai (variation d'épaisseur du revêtement, asymétrie des mors, mauvaise planéité du substrat...).

Le blister test, appelé également test de cloquage, consiste à introduire un gaz ou un liquide sous pression à travers le substrat préalablement percé. Un défaut de collage au niveau du trou permet d'initier la fracture à l'interface. Lorsqu'on applique une pression il se forme une cloque dont la taille augmente progressivement, jusqu'à une pression critique qui provoque le décollement du revêtement. Cet essai est intéressant et permet d'obtenir de bons résultats, mais sa validité est limitée aux adhérences moyennes ou faibles. Lorsque l'adhérence est forte, le film éclate [43].

Les contraintes liées à la réalisation des essais ainsi qu'à la géométrie des éprouvettes, entraînent bien souvent des problèmes d'alignement et font apparaître des contraintes secondaires. Un revêtement appliqué sur une surface verticale est principalement soumis à des efforts de cisaillement. Cependant, la sollicitation appliquée est rarement pure et combine souvent des contraintes normales et tangentielles. Le faible comportement en traction du béton implique systématiquement des ruptures cohésives dans le substrat. L'essai le plus facile à mettre en œuvre étant l'essai d'arrachement, il a été décidé de le sélectionner pour caractériser l'interface de nos assemblages.

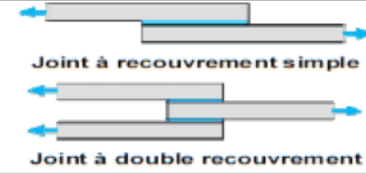
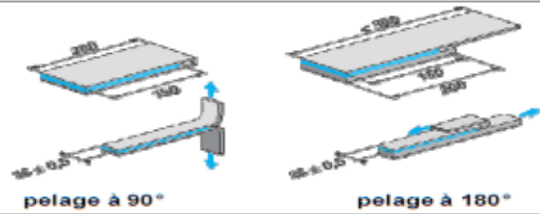
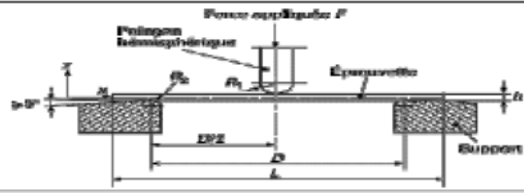
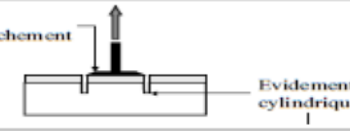
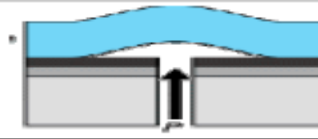

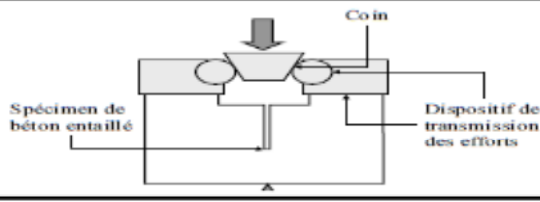
<p>Sollicitation par cisaillement :</p>	 <p>Joint à recouvrement simple</p> <p>Joint à double recouvrement</p>
<p>Sollicitation par pelage :</p>	 <p>pelage à 90°</p> <p>pelage à 180°</p>
<p>Sollicitation par flexion :</p>	 <p>Force appliquée P</p> <p>Point de flexion</p> <p>Éprouvette</p> <p>Support</p>
<p>Sollicitation d'arrachement :</p>	 <p>Plot d'arrachement</p> <p>Evidement cylindrique</p>
<p>Blister test :</p>	
<p>Wedge test :</p>	
<p>Wedge splitting test :</p>	 <p>Coin</p> <p>Spécimen de béton entaillé</p> <p>Dispositif de transmission des efforts</p>

Tableau III.3 : Modes de sollicitation d'un joint cohésif

QUATRIEME CHAPITRE - Contrôle non destructif des matériaux de structure -

IV.1. Intérêt du Contrôle Non-Destructif (CND)

Le contrôle non destructif (CND) consiste à évaluer par une méthode physique (ultrasons, radiographie ...) l'intégrité d'une structure à l'intérieur de laquelle peuvent apparaître d'éventuels défauts lors de l'élaboration, de la transformation et du traitement thermique des matériaux ou lors du cycle de vie de la structure. De fait, la plupart des méthodes de CND nécessitent une bonne connaissance de la physique du matériau et de son endommagement pour détecter et caractériser les défauts, c'est à dire évaluer leur emplacement, leur dimension et leur densité afin d'être en mesure d'estimer s'il y a lieu ou non d'intervenir sur l'objet (nécessité de mettre en œuvre une maintenance dans le cas de structures en service, etc.). Afin d'éviter autant que faire ce peut les pertes de matériau et le recours à des réparations souvent onéreuses, l'idée d'intégrer des méthodes de CND dès les phases de conception et de fabrication des structures est désormais bien répondue. Les principales méthodes de CND utilisées relèvent de la détection, de l'estimation, de la classification, de la reconnaissance de formes, de la résolution de problèmes inverses, de la reconstruction d'images, de la fusion de données. Le CND des matériaux trouve son utilité dans un large domaine d'applications comme les produits de fabrication industrielle (métallurgie, verre), les infrastructures de transport ou d'habitat, les matériaux aéronautiques, etc.

IV.2. Les techniques de CND

Il existe de nombreuses méthodes d'évaluation non destructive des matériaux, et il serait hasardeux de tenter d'en dresser une liste exhaustive. Parmi les méthodes classiques de CND, on peut citer le simple contrôle visuel, qui est souvent le premier maillon de la chaîne de détection d'imperfections ou de défauts en production industrielle ou en maintenance de structures. Viennent ensuite les techniques classiques de radiographie X, les ultrasons (en transmission, en réflexion, en double transmission), les courants de Foucault, l'émission acoustique, la thermographie, l'interférométrie holographique, etc.

Toutes ces méthodes ont pour but le contrôle des matériaux par la mesure de leur épaisseur ou par la détection de défauts de surface ou de défauts internes - inclusions, porosités, fissures, décohésions, délaminations, etc.

IV.2. 1. Les techniques ultrasonores

Les techniques d'échographie ultrasonore se sont en premier lieu beaucoup développées en médecine, du fait de la grande facilité de propagation des ultrasons dans les tissus biologiques. De plus l'innocuité des ondes ultrasonores a établi la prépondérance de l'utilisation des techniques échographiques sur d'autres méthodes d'imagerie médicale (rayons X, scanner, scintigraphie, résonance magnétique nucléaire, etc.) en particulier dans le domaine de la médecine obstétrique.

Le contrôle par ultrasons consiste à engendrer une impulsion brève dans le matériau à contrôler, et à observer les échos éventuels réfléchis par les discontinuités rencontrées.

IV.2. 1.1. L'onde ultrasonore

L'onde ultrasonore est une onde acoustique dont le mode de propagation de l'énergie s'effectue sans transport de matière. L'onde ultrasonore provoque localement des variations de pression dans le milieu élastique traversé. Une onde ultrasonore est caractérisée par sa célérité, son impédance et sa fréquence. L'onde subira ensuite diverses modifications qui dépendent des propriétés du milieu matériel étudié.

IV.2. 1.1.1 Caractéristiques

- Vitesse de propagation et impédance

La célérité de l'onde dépend uniquement des caractéristiques du milieu matériel traversé qui sont son élasticité et sa densité. $c^2 = E / \rho$ avec E et ρ , l'élasticité et la densité du matériau étudié et c la célérité de l'onde.

- Fréquence et longueur d'onde

La longueur d'onde λ mesure l'étendue spatiale d'un cycle de variation. La longueur d'onde est reliée à la fréquence f par la relation : $\lambda = c / f$

- Généralités et définition de l'atténuation

Une onde ultrasonore perd de l'énergie lors de sa propagation dans un milieu réel. Cette observation expérimentale immédiate constitue une caractéristique importante de la propagation. Dans un matériau homogène et à faces parallèles par exemple, on observe cette perte d'énergie en enregistrant les échos successifs par une mesure en écho. L'enveloppe d'une séquence d'échos de fond de pièce présente alors une décroissance exponentielle de l'amplitude de la forme $\exp(-\alpha x)$ en négligeant les effets de la diffraction du faisceau [52] (Figure IV. 1).

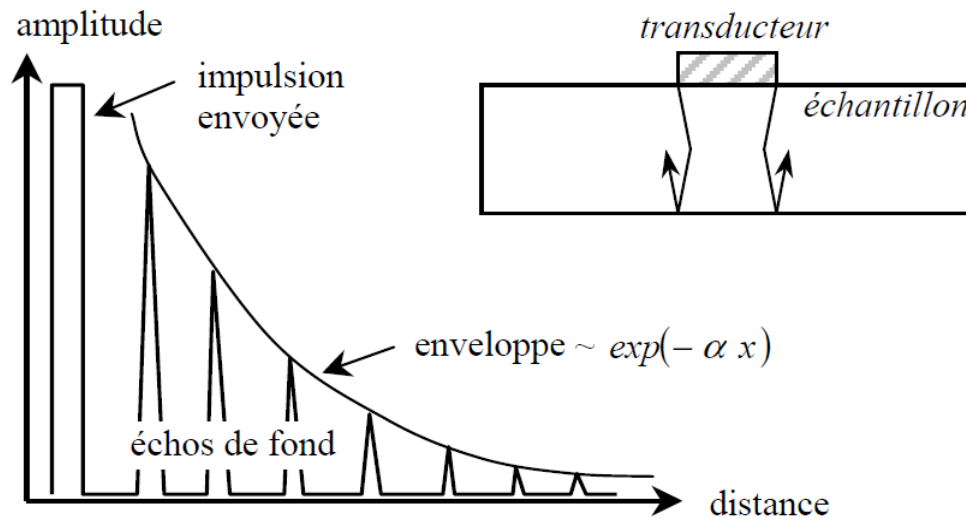


Figure IV. 1 : Décroissance des échos en négligeant la diffraction [52].

La notion d'"atténuation intrinsèque" désigne la perte d'énergie due exclusivement aux interactions entre la microstructure du milieu et l'onde. Elle ne dépend ni de la géométrie de la pièce, ni de la méthode et de la configuration de mesure. Autrement dit, tous les phénomènes extérieurs ne peuvent être assimilés à l'atténuation intrinsèque du milieu traversé. Ces phénomènes peuvent être la réflexion/transmission aux interfaces entre l'échantillon et le milieu extérieur, ou encore la divergence du faisceau, propre à la propagation de tout faisceau de section limitée. L'atténuation intrinsèque est causée par deux catégories de phénomènes :

-L'absorption :

Elle résulte de la conversion de l'énergie mécanique vibratoire en chaleur. Ce type d'atténuation intrinsèque est lié à la viscosité du matériau contrôlé. La dissipation de l'énergie sous forme de chaleur est due d'une part à des pertes thermo élastiques résultant du déphasage entre contrainte et déformation, et d'autre part à la non linéarité entre la contrainte et le déplacement atomique. Certains défauts cristallins comme les dislocations peuvent contribuer à l'atténuation par absorption.

L'atténuation par absorption est négligeable dans les métaux polycristallins [53].

- La diffusion :

Dans le cas de la diffusion (aussi appelée dispersion), une fraction de l'onde est déviée ou réfléchi lors de la rencontre de discontinuités d'impédance acoustique (**Figure IV. 2**). Ces hétérogénéités acoustiques peuvent être des porosités, des précipités, des inclusions, des joints de grains, ou encore des défauts... Ici, une partie de l'énergie "quitte" le trajet rectiligne prévu par la théorie.

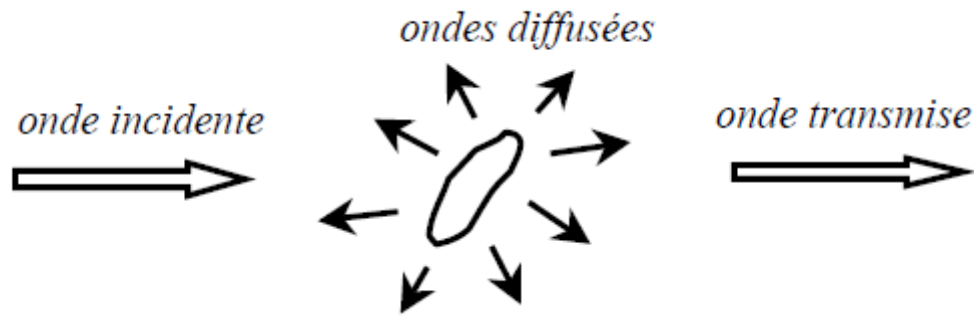


Figure IV. 2: Diffusion par une hétérogénéité.

Dans un milieu isotrope, l'atténuation par diffusion est indépendante de la direction de propagation des ondes. Elle dépend de la taille, de la forme et de l'orientation des grains, et également du type d'ondes propagé : la diffusion est plus forte en mode transversal qu'en mode longitudinal [54].

En revanche, dans un milieu anisotrope, l'atténuation est également fonction de la direction de propagation [54]. L'analyse de l'atténuation par diffusion dans le cas anisotrope est donc plus compliquée que dans le cas isotrope.

On distingue classiquement trois domaines de diffusion, selon le rapport de la longueur d'onde sur la taille moyenne des grains [56]. Chaque domaine est associé à une loi théorique du coefficient d'atténuation par diffusion α_d . Elles sont données dans le **Tableau IV. 1**, où λ est la longueur d'onde, d est la taille moyenne des grains, et f est la fréquence. On peut remarquer que lorsque les grains sont très grands par rapport à la longueur d'onde, c'est-à-dire dans le domaine géométrique, l'atténuation ne dépend plus de la fréquence.

Domaine	λ/\bar{d}	Loi de α_d
Rayleigh	$\gg 1$	$\propto \bar{d}^3 f^4$
Stochastique	$\cong 1$	$\propto \bar{d} f^2$
Géométrique	$\ll 1$	$\propto 1/\bar{d}$

Tableau IV. 1 : Définition des trois régions de diffusion.

IV.2. 1.1.2 Propagation d'ondes dans les milieux hétérogène du génie civil

L'hétérogénéité du béton sera un paramètre très important à prendre en compte. Les longueurs d'ondes utilisées étant du même ordre de grandeur que les granulats, et il y aura donc une interaction forte entre les ultrasons et les granulats; les ondes se propageront en régime multidiffusif. La disposition des granulats dans

le béton étant aléatoire. Les signaux mesurés comporteront donc une partie cohérente et également une importante partie incohérente. La partie cohérente résiste à la moyenne sur plusieurs réalisations indépendantes du désordre, c'est à dire plusieurs configurations de position, quantité, forme et taille de granulats. Ces réalisations indépendantes du désordre sont en pratique obtenues en répétant la même mesure en différents endroits du béton, en conservant les mêmes natures de sources et de récepteurs. Ce champ cohérent correspond donc à un milieu homogène dit «milieu effectif». La partie incohérente ne résiste pas au calcul des moyennes. Elle est constituée d'arrivées tardives des ondes ayant été multiples diffusées par les granulats et est spécifique de la configuration en positions, formes et dimensions de granulats rencontrés au cours de la propagation.

IV.2. 1.1.3 Les types d'ondes

Dans les milieux solides, on considère la propagation d'ondes suivantes différentes types de critères :

- polarisation
- domaine d'application
- milieux d'existence

➤ **polarisation**

Une caractéristique fondamentale est la direction de vibration :

- la Polarisation Longitudinales (fluides, solides)
- la Polarisation Transversales (solides)
- la Polarisation Quasi L ou T (milieux anisotropes)
- Dans les fluides : une seule polarisation possible : OL

1 onde longitudinale ($v^2 = \chi/\rho$)

\vec{n}	normale au plan d'onde (équiphase)
$\vec{V} = v \vec{n}$	vecteur vitesse de phase
$\vec{m} = \vec{n}/v$	vecteur lenteur ($=k/\omega$)
\vec{V}_e	vecteur vitesse d'énergie
\vec{P}	vecteur polarisation

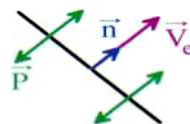


Figure IV.3. La Polarisation Longitudinales (fluides, solides)

Dans les solides isotropes : deux polarisations possibles : OL et OT

1 onde longitudinale (\vec{P} parallèle à \vec{n})

2 ondes transversales (2 polarisations indépendantes, \vec{P} perpendiculaire à \vec{n})

On a toujours \vec{V}_e parallèle à \vec{n}



Figure IV.4. La Polarisation Longitudinales et Transversales (solides)

➤ **Domaines d'existence**

On distingue les ondes de Volume (OL, OT.....)

Onde Longitudinale : déplacement rectiligne parallèle à la direction de propagation

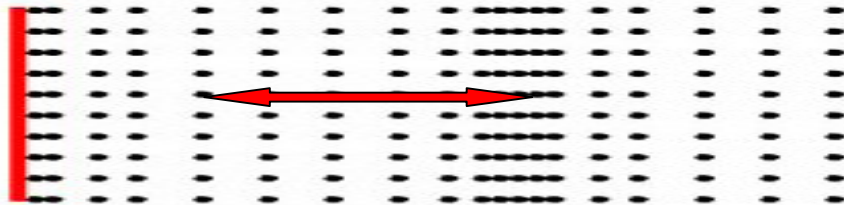


Figure IV. 5. déplacement rectiligne parallèle à la direction de propagation

Onde Transversale :

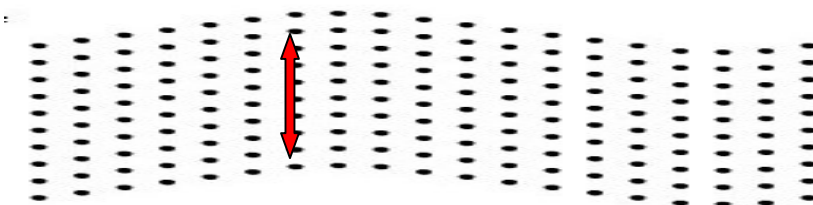


Figure IV. 6. Déplacement rectiligne perpendiculaire à la direction de propagation

Des ondes de Surface (Rayleigh, Lamb.....)

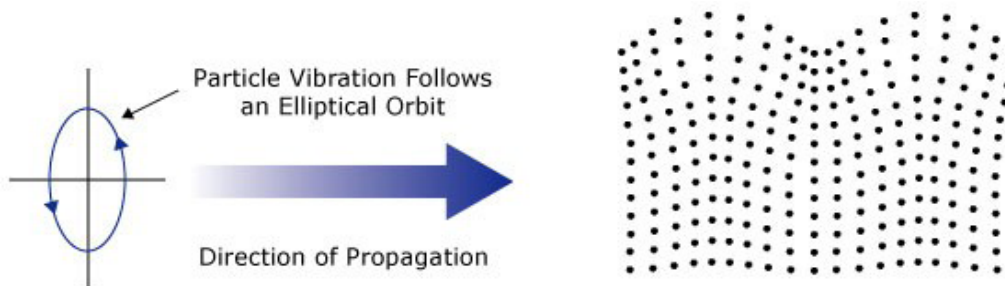
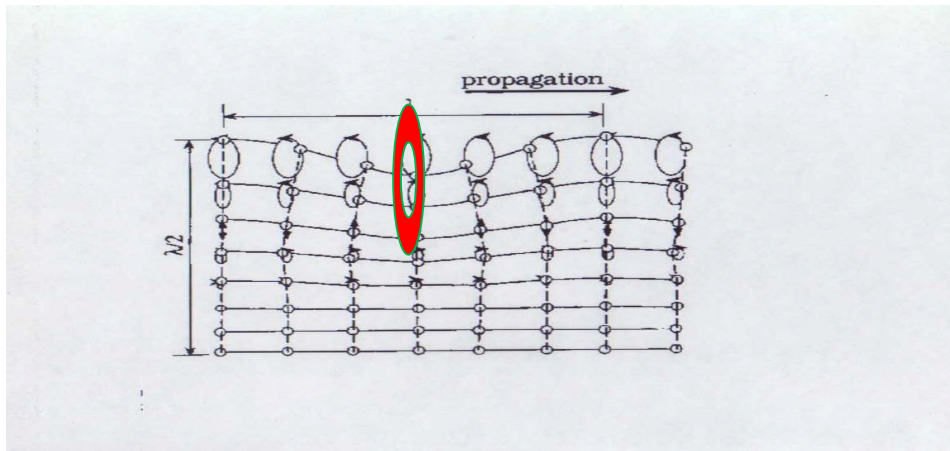


Figure IV.7. Onde de Rayleigh : déplacement elliptique parallèle à la direction de propagation

IV.2. 1.1.3.1 Les ondes de surface

L'utilisation des ondes de surface pour la reconnaissance des objets du génie civil n'est pas nouvelle. Les premières expériences avec des ondes de surface dans le génie civil furent principalement entreprises sur les chaussées avec des pots vibrants. Par exemple, dans les années 60 en France, le vibreur Goodman permettait la mesure de courbes de dispersion de l'onde de surface sur les chaussées [57].

L'exploitation des mesures consistait alors à comparer les courbes de dispersion mesurées à des courbes de dispersion théoriques. La lenteur des mesures et l'exploitation empirique des courbes de dispersion freinèrent l'essor de ces méthodes.

Dans les années 80, une nouvelle méthode nommée SASW (Spectral Analysis of Surface Waves) vit le jour au Etats Unis pour la reconnaissance des chaussées [58]. Les progrès technologiques combinés à des modèles analytiques performants

conduisirent à l'utilisation de sources impulsionnelles et à l'inversion des courbes de dispersion.

- Caractéristiques principales des ondes de Rayleigh

Dans un demi-espace homogène et isotrope, 67% de l'énergie d'une source vibrant verticalement se propage en une onde de surface dite de Rayleigh, 26% en une onde de cisaillement (S) et 7% en une onde de compression (P) [59]. A la surface du sol, l'amortissement géométrique de l'onde de surface est en $1/\sqrt{r}$ et celui des ondes de volume, S et P en $1/r^2$ où r est la distance à la source [60]. Cet aspect énergétique montre que les ondes de surface vont être relativement faciles à générer et à mesurer. L'amplitude des ondes de surface décroît exponentiellement avec la profondeur. Elles sont donc adaptées à l'étude des couches superficielles. D'autre part, la profondeur de pénétration des ondes de surface diminue avec la longueur d'onde λ et ne dépasse pas quelques longueurs d'onde. Si un milieu est par exemple stratifié, la vitesse de phase V_R des ondes de surface sera fonction de la fréquence f . C'est ce phénomène, appelé dispersion, qui est mis à profit dans les méthodes de reconnaissance.

Dans un modèle stratifié, la vitesse de phase des ondes de Rayleigh dépend de la vitesse des ondes S et des ondes P, de la densité et de la hauteur de chacune des couches. La vitesse des ondes S, V_s , est le paramètre le plus sensible.

- Mesure de la courbe de dispersion

En pratique, dans la méthode SASW, la courbe de dispersion est obtenue à l'aide d'une source et de deux récepteurs (géophones ou accéléromètres). L'écartement des récepteurs, d , et leur éloignement de la source, L , dépendent des longueurs d'ondes considérées λ (figure IV.8).

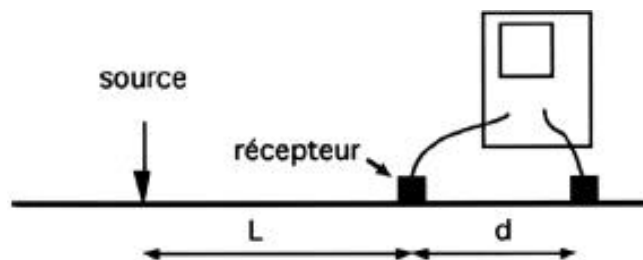


Figure IV.8 Dispositif de base

Tokimatsu *et al* [61] recommandent de suivre la règle suivante : $\lambda / 4 \leq L$ et $\lambda / 16 \leq d \leq L$ Si la source est un pot vibrant, le déphasage Φ entre les deux récepteurs est déterminé pour chaque fréquence successivement. Si la source est impulsionnelle, la phase de l'interspectre des signaux est utilisée. La vitesse de phase de l'onde de Rayleigh est reliée à f par l'expression $V_R(f) = f \lambda / \Phi$

Différentes valeurs de L et d sont couvertes soit en conservant la même position de la source, soit en gardant le point milieu des deux récepteurs, commun à toutes les mesures.

Le principal défaut de ce dispositif expérimental est de négliger l'influence des modes supérieurs. Il est possible d'y remédier en utilisant les algorithmes de traitement du signal classiquement utilisés en Physique du Globe [62].

Le Laboratoire des Ponts et Chaussées a été impliqué dans le développement des méthodes de reconnaissance basées sur les ondes de surface dès les années soixante [63] pour l'auscultation des chaussées.

- Application à la reconnaissance des structures

Le vieillissement du parc des ouvrages d'art et le souci d'optimiser les coûts de maintenance tout en maintenant un haut niveau de sécurité font du Contrôle Non Destructif des ouvrages d'art un domaine de recherche d'actualité. Les ondes de surface peuvent être avantageusement utilisées pour leur auscultation.

Par exemple, l'épaisseur endommagée de la surface d'un béton et ses caractéristiques mécaniques peuvent être étudiées en procédant comme pour l'auscultation des couches superficielles des sols à l'aide des courbes de dispersion de l'onde de surface.

ii- Conclusion

Cette revue bibliographique a mis en exergue la multitude des paramètres intervenant dans la réparation et le renforcement des ouvrages en béton. Elle a aussi montré la possibilité de l'utilisation de la technique ultrasonore dans la qualification des réparations ou des renforcements en exploitant les propriétés des ondes. Elle nous a permis de s'orienter vers l'utilisation des ondes de surface par l'exploitation de deux de leurs propriétés. A savoir la vitesse de propagation et l'atténuation du signal. Ceci est possible par les deux appareils disponibles (appareil à ultrasons et l'oscilloscope) au niveau du LGCH à l'université de Guelma.

PREMIERE CHAPITRE -Présentation des méthodes de contrôle utilisées

I. Les méthodes de contrôle utilisées

I.1 Auscultation dynamique (NF P 18-418) [64]

Cette méthode permet de mesurer le temps de propagation d'une impulsion ultrasonique traversant le béton. Les principales caractéristiques de tous les appareils disponibles sur le marché sont très semblables. Ces appareils comprennent un générateur d'impulsions et un récepteur [65] d'impulsions. Les impulsions sont produites par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc. Des cristaux semblables sont utilisés dans le récepteur. Le temps de propagation de l'impulsion dans le béton est mesuré par des circuits de mesure électroniques. Les essais consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions peuvent être effectués sur des éprouvettes de laboratoire comme sur des ouvrages en béton terminés. Certains facteurs influent toutefois sur la prise de mesures :

- La surface sur laquelle l'essai est effectué doit épouser parfaitement la forme de l'appareil qui lui est appliqué, et une substance de contact telle une mince couche de gel de contact est indispensable.
- 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.
- La présence d'acier d'armature dans le béton a un effet appréciable sur la vitesse des impulsions. Il est par conséquent souhaitable et souvent indispensable de choisir des parcours d'impulsions qui ne sont pas influencés par la présence d'acier d'armature ou d'effectuer des corrections si de l'acier se trouve sur le parcours d'impulsion.

En plus de la vitesse de propagation, on procède à l'évaluation de l'atténuation de l'amplitude des ondes à l'aide d'un oscilloscope. L'atténuation est aussi en relation avec le milieu traversé par les ondes.



Figure 1.1. Appareillage ultrasonique utilisé

I.1.1 Principes de base

L'appareil génère des impulsions ultrasoniques qui sont transmises au béton par transducteurs mis en contact avec la zone à évaluer. Le temps de propagation à travers le béton est visualisé sur un afficheur digital.

I.1.2 Description de l'appareil

L'appareil utilisé comprend :

- Le testeur ultrasonique 58-E0048
- Une tête de transmission et une de réception (54 kHz)
- Deux câbles de connexion (BNC)
- Un barreau de calibrage
- Un flacon de gel de contact

I.1.3 Résultats des essais et évaluation

a-Positionnement des transducteurs

Bien que la direction pour laquelle le maximum d'énergie soit par rapport à la face d'émission, il est possible de détecter des impulsions s'étant propagées dans le béton en d'autres directions. Il est possible donc de faire des mesures de vitesses de propagation en plaçant les deux transducteurs en opposition (transmission directe), adjacents (transmission semi-directe) ou sur le même plan (transmission indirecte ou de surface).

b- Mesure du temps de propagation et de la longueur de parcours

En transmission directe, la longueur de parcours est la distance entre les deux transducteurs et sa mesure devra être effectuée, si possible, à une précision de $\pm 1\%$.

En transmission semi-directe, il est généralement suffisant de déterminer la distance de centre à centre des transducteurs. La précision d'estimation de la longueur de parcours dépendra de la dimension des transducteurs comparée à la distance centre à centre.

En transmission directe et semi-directe, la vitesse de propagation sera calculée selon la formule :

$$V = \frac{L}{T} \quad (I.1)$$

Où :

V est la vitesse conventionnelle de propagation, en km/s

L est la longueur de parcours, en mm

T est le temps de propagation en ms.

Note : en exprimant L en mètres et T en secondes, la vitesse obtenue sera en mètres/secondes. La détermination de la vitesse de propagation sera arrondie au plus proche 0.01 km/s ou trois chiffres significatifs.

En transmission indirecte ou de surface, il y a une certaine incertitude par rapport à la longueur exacte de la longueur de parcours, liée à la dimension des surfaces de transducteur en contact avec le béton. Il est dès lors souhaitable d'effectuer une série de mesures à différents espacements de transducteurs pour éliminer cette incertitude.

Pour cela, le transducteur émetteur sera placé en contact avec la surface du béton en un point P fixe et le transducteur récepteur sera déplacé en différents points alignés à des distances fixes. Les temps de propagation relevés seront reportés sur une courbe donnant la relation temps/distance entre transducteurs. Un exemple est montré en **Figure I.2**.

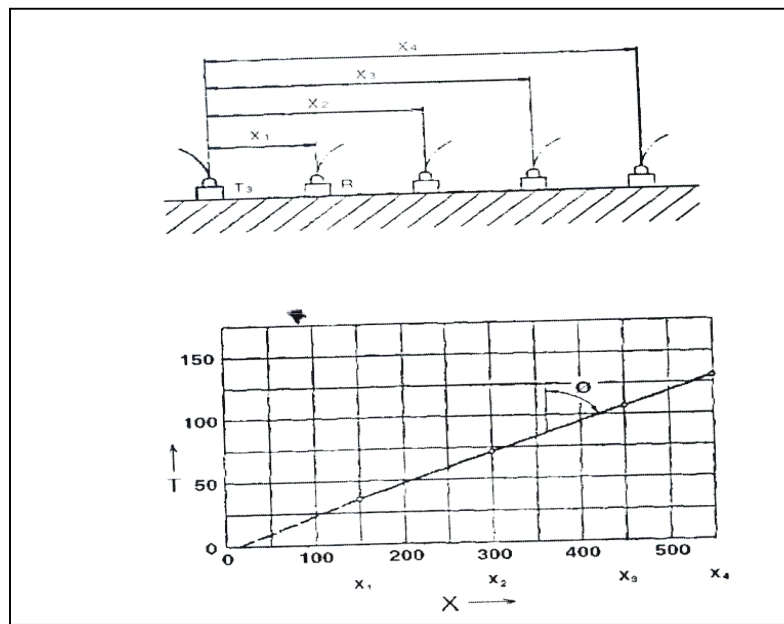


Figure I.2. Vitesse de propagation déterminée en transmission indirecte ou de surface

La pente de la meilleure droite tractable passant par les points sera mesurée et relevée comme vitesse conventionnelle de propagation sur la ligne de mesure. Si une discontinuité apparaît dans la courbe, il est probable qu’une fissure ou une zone de moindre qualité de béton soit présente et la vitesse mesurée n’est dès alors pas significative. Une vitesse élevée de propagation des impulsions indique généralement un béton de bonne qualité. Une relation générale entre la qualité du béton et la vitesse de diffusion des impulsions est décrite au **tableau I.1.** [66]

Qualité	Vitesse de propagation des impulsions m/s
Excellente	Supérieure à 4575
Bonne	3660-4575
Douteuse (Moyenne)	3050-3660
Mauvaise	2135-3050
Très mauvaise	inférieure à 2135

Tableau I.1. Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions

Il est possible d’obtenir une assez bonne corrélation entre la résistance d’une éprouvette cubique à la compression et la vitesse de diffusion d’une impulsion. Ces relations permettent d’évaluer la résistance du béton d’un ouvrage avec une marge d’erreur de $\pm 20\%$ pourvu que la composition du béton et les types de granulats ne varient pas.

La méthode consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions a été utilisée pour étudier les effets sur le béton du gel et dégel ; des attaques par les

sulfates et les eaux acidifiées. Généralement, la réduction de la vitesse de propagation des impulsions est subordonnée à l'importance des dommages. Les fissures peuvent aussi être détectées.

Cette méthode peut aussi être utilisée pour évaluer le degré de durcissement et de développement de la résistance du béton au début de la prise, et permet donc de déterminer le moment où les coffrages peuvent être enlevés. Des ouvertures doivent être pratiquées dans le coffrage pour que le transducteur soit en contact direct avec la surface du béton. Lors du vieillissement du béton, le taux d'accélération des impulsions diminue beaucoup plus rapidement que le taux de croissance de la résistance, de sorte que lorsque le béton possède une résistance supérieure à 20 Mpa, il est possible de déterminer la résistance avec un degré de précision inférieur à $\pm 20\%$. 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.

c- Evaluation de l'homogénéité et de l'uniformité du béton

En traçant un quadrillage sur l'élément béton et en mesurant les temps de propagation correspondants, il est possible d'évaluer l'homogénéité du béton. Il est souhaitable de se servir d'un diagramme pour visualiser les résultats d'essais et démontrer les variations éventuelles de la qualité du béton.

d- Présence de fissures, vides, zones dégradées

Lorsqu'une onde ultrasonique rencontre une interface béton air, il y a une diffraction et une réflexion qui atténue la vitesse et allonge donc le temps de propagation. En utilisant ce phénomène, il est possible de localiser les défauts, vides, zones dégradées et fissures.

e- Corrélation entre vitesse de propagation et résistance du béton

Il est à noter que les caractéristiques physiques d'un matériau qui influencent la vitesse de propagation sont le module élastique et la densité. Pour du béton, ces caractéristiques sont relatives au type de granulats, leur proportion dans le mélange, leurs propriétés physiques, celles du ciment liées principalement au dosage eau/ciment que par le type de granulats et les proportions granulats/pâte de ciment. Les corrélations entre vitesse de propagation et résistance du béton sont indirectes et devront être établies pour un mélange spécifique. Pour un béton non connu, l'estimation de la résistance, en se fiant seulement à la vitesse de propagation, n'est pas significative.

f- Estimation du module élastique

A partir des mesures de vitesse de propagation, il est possible de calculer le module dynamique E_D selon la formule :

$$E_d = V^2 \gamma \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (1.2)$$

Où :

V= vitesse en km/s

γ = masse volumique du béton en kg/m³

ν = coefficient de Poisson (pour béton haute résistance $\nu=0.15$; pour béton faible résistance $\nu=0.30$)

E_d = Module élastique dynamique en Mpa .

A partir d'un diagramme similaire à **la figure I.3**, il est possible de corrélér le module élastique dynamique au module élastique statique et ceci en connaissant la vitesse de propagation des ondes.

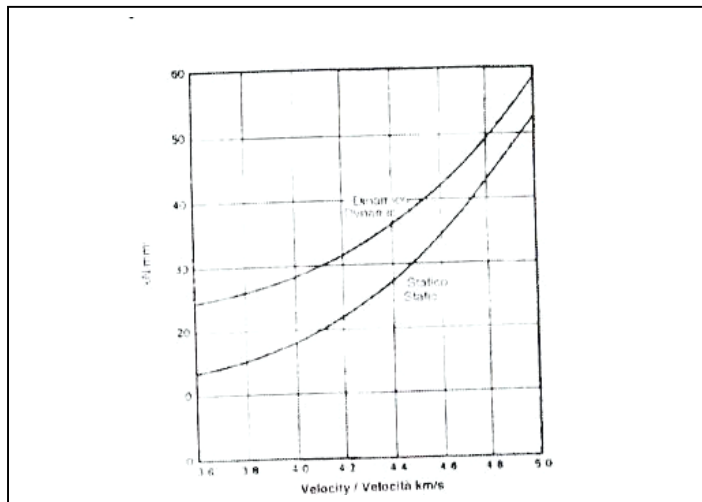


Figure I.3. Estimation des modules élastiques statiques et dynamiques à partir de la vitesse de propagation

g- Relation vitesse du son-résistance [67]

D'une façon générale, la résistance augmente avec la vitesse du son. Mais il n'existe pas de relation unique valable pour tous les bétons. Comme pour le scléromètre, un certain fuseau de dispersion est constaté et la corrélation est surtout bonne pour les bétons de faible résistance.

Pour les hautes résistances, la vitesse du son ne croit pratiquement plus au-delà de 35 Mpa environ car elle est principalement fonction de la compacité du béton ; étant donné un béton de résistance supérieure à 35 Mpa est pratiquement toujours un béton compact, ceci explique cela. C'est d'ailleurs une des raisons qui font que l'on a encore besoin des essais destructifs sur éprouvettes.

Bon nombre de bétons aujourd'hui, en particulier pour les ouvrages d'art, ont en effet des résistances assez élevées ; dans ce cas, il est bien difficile de savoir si la résistance est de 40 ou de 50 Mpa.

Par contre, les bétons poreux, gelés, etc., sont assez facilement détectés par la vitesse du son.

La vitesse du son est fonction également de la nature des granulats employés. Mais c'est à nouveau une question de compacité et les granulats poreux, les granulats légers en particulier, procurent pour une même résistance à la compression, une vitesse plus faible. Il est donc nécessaire, quand cela est possible, d'établir au préalable un étalonnage avec les granulats et le dosage en ciment qui seront utilisés pour l'ouvrage considéré.

Nous citons cependant deux relations parmi toutes celles proposées :

$$R = 16.7 \exp. \frac{E_d}{122500} \quad (I.3)$$

E_d est le module d'élasticité dynamique qui est fonction de la vitesse du son d'après la relation :

$$E_d = V^2 \gamma \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad (I.4)$$

γ = masse volumique du béton en kg/m³

I. 2 Oscilloscope

Un oscilloscope est un instrument de mesure destiné à visualiser un signal électrique, le plus souvent variable au cours du temps. Il est utilisé par de nombreux scientifiques afin de visualiser soit des tensions électriques, soit diverses autres grandeurs physiques préalablement transformées en tension au moyen d'un convertisseur adapté.

On distingue généralement les oscilloscopes analogiques qui utilisent directement un multiple de la tension d'entrée pour produire la déviation du spot et les oscilloscopes **numériques** qui transforment, préalablement à tout traitement, la tension d'entrée en nombre. L'affichage est reconstruit après coup. Il devient alors

une fonction annexe de l'appareil qui peut même en être dépourvu, la visualisation du signal étant effectuée par un ordinateur extérieur relié à l'oscilloscope.

I.2.1 Les oscilloscopes numériques

Contrairement aux modèles analogiques, le signal à visualiser est préalablement numérisé par un convertisseur analogique-numérique (interface A/D). La capacité de l'appareil à afficher un signal de fréquence élevée sans distorsion dépend de la qualité de cette interface.

Les principales caractéristiques à prendre en compte sont :

- La résolution du convertisseur analogique-numérique.
- La fréquence d'échantillonnage en Mé/s (mégaéchantillons par seconde) ou Gé/s (gigaéchantillons par seconde).
- La profondeur mémoire.

L'appareil est couplé à des mémoires permettant de stocker ces signaux et à un certain nombre d'organes d'analyse et de traitement qui permettent d'obtenir de nombreuses caractéristiques du signal observé :

- Mesure des caractéristiques du signal : valeur de crête, valeur efficace, période, fréquence, etc.
- Transformation rapide de Fourier qui permet d'obtenir le spectre du signal.
- Filtres perfectionnés qui, appliqués à ce signal numérique, permettent d'accroître la visibilité de détails.

L'affichage du résultat s'effectue de plus en plus souvent sur un écran à cristaux liquides, ce qui rend ces appareils faciles à déplacer et, beaucoup moins gourmands en énergie.

Les oscilloscopes numériques ont désormais complètement supplanté leurs prédécesseurs analogiques, grâce à leur plus grande portabilité, une plus grande facilité d'utilisation et, surtout, leur coût réduit.



Figure I.4 L'oscilloscope numérique utilisé

I.3 Dynamomètre de traction

I.3.1. Principe de l'essai d'arrachement.

L'essai d'arrachement consiste à coller un plot métallique sur la surface revêtue et à appliquer un effort de traction jusqu'à la rupture (**Figure I.5**). Les plots utilisés dans le cadre de ce travail sont des plots en aluminium de largeur 50 mm- La norme NF EN 24624 préconise de pratiquer une entaille dans le revêtement tout autour du plot jusqu'au substrat, à l'aide d'une scie. La force appliquée sur le plot est progressivement augmentée à une vitesse constante, jusqu'à une force maximale correspondant à la rupture. La contrainte d'arrachement est calculée comme le rapport de la force maximale sur la surface du plot

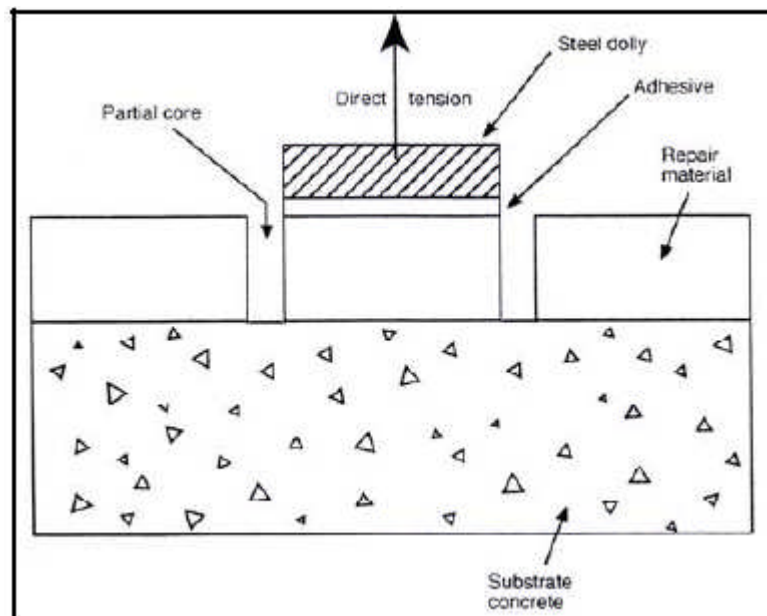


Figure I.5. Configuration d'un essai classique d'arrachement [33]

Ce type d'essai est fréquemment utilisé sur site pour contrôler l'adhérence d'un matériau composite sur du béton en raison de la facilité de réalisation d'une telle mesure. Il existe des dynamomètres à trois pieds qui viennent se fixer sur la surface et saisissent le plot afin de lui appliquer l'effort de traction. Dans le cas où la rupture survient dans le béton, l'essai est considéré comme satisfaisant puisqu'il implique que la force d'adhésion entre les deux matériaux est supérieure à la résistance même du béton.

La réalisation de tels essais entraîne une grande dispersion des résultats obtenus. Lors de la découpe pratiquée autour du plot il est difficile de s'assurer que le trait de scie s'arrête systématiquement au niveau de l'interface résine-pâte de ciment, principalement à cause des épaisseurs variables de résine déposée.



Figure I.6. Dynamomètre de traction utilisé

I.4 Essai de compression

L'essai lui même doit être conduit rigoureusement pour obtenir de bons résultats. On observera en particulier :

- Un bon centrage de l'éprouvette ;
- Une vitesse de chargement donnée ;
- La transcription immédiate du résultat et de tout renseignement utile [67].

I.4.1 Présentation de la presse utilisée (essai de compression) (NF P 18-406)

Les éprouvettes sont placées entre les plateaux d'une presse. Elles sont placées de telle façon que l'axe des sections de compression soit centré sur la rotule du plateau supérieur, et la charge appliquée doit croître (une vitesse de montée en charge constante de 0.5 Mpa par seconde \pm 0.2 Mpa par seconde) [67], jusqu'à la rupture et on mentionne le résultat d'essai d'écrasement selon la norme NF P.18-406 [68]. On considère, bien que l'état des contraintes dans l'éprouvette soit assez complexe, que la rupture se fait en compression simple. La contrainte a pour expression :

$$f_c = \frac{P_{\max}}{S} \quad (I.5)$$

avec $S = 200 \text{ cm}^2$ pour une éprouvette 16 x 32 .



Figure I.7. La presse de compression utilisée

Commentaire

Avant l'exécution de l'essai, on doit s'assurer de la planéité de surface de contact supérieure ainsi que de l'orthogonalité du cylindre. On a déposé entre les plateaux et les faces des éprouvettes du carton. Ceci dans le but de diminuer l'effet du frottement.

DEUXIEME CHAPITRE - caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux utilisés -

Nous allons présenter dans ce chapitre, les caractéristiques mécaniques et physiques des matériaux utilisés pour la confection du béton, les essais de caractérisation des bétons frais et durcis. On y retrouve aussi dans ce chapitre les caractéristiques des matériaux composites ainsi que celles relatives à la colle.

Le choix des matériaux, pour la confection des bétons, s'est porté sur leurs disponibilités dans la région de GUELMA.

Les matériaux utilisés sont :

- Le sable de mer.
- Trois types de gravier d'origine calcaire issus de carrière de Bendjerrah (SARL SAPAM).
- Ciment CEM II-A (CPJ) élaboré dans la cimenterie de Hdjar soud.

I.1 Le sable de mer

I.1.1 Analyse granulométrique

A- Principe de l'essai

L'essai consiste à fractionner au moyen d'une série de tamis un matériau en plusieurs classes granulaires de tailles décroissantes. Les dimensions de mailles et le nombre des tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et de la précision attendue. Les masses des différents refus ou celles des différents tamisât sont rapportées à la masse initiale de matériau, les pourcentages ainsi obtenus sont exploités, soit sous leur forme numérique, soit sous une forme graphique (courbe granulométrique). L'échantillon doit être préparé suivant les prescriptions de la norme P 18-553. La masse M de l'échantillon pour essai doit être supérieure à 0,2 D, avec M exprimée en kilogrammes et D plus grande dimension spécifiée en millimètres.

B- Expression des résultats

• Calculs

Les masses des différents refus cumulés R_i , sont rapportées à la masse totale calculée de l'échantillon pour essai sec M_s et les pourcentages de refus cumulés ainsi obtenus,

$$\frac{R_i}{M_s} \cdot 100$$

Inscrits sur la feuille d'essai. Les pourcentages de tamisât correspondants sont égaux à :

$$100 - \left(\frac{R_i}{M_s} 100 \right)$$

- **Présentation des résultats :**

Les pourcentages de tamisât cumulés ou ceux des refus peuvent être présentés soit sous forme de tableau (exploitation statistique), soit le plus souvent sous forme de courbe.

- **Tracé de la courbe :**

Il suffit de porter les divers pourcentages des tamisât ou des différents refus cumulés sur la feuille de papier semi-logarithmique.

- En abscisse : les dimensions des mailles, sur une échelle logarithmique.

- En ordonnée : les pourcentages sur une échelle arithmétique.

La courbe représentant la distribution granulométrique des éléments doit être tracée de manière continue et peut ne pas passer rigoureusement par tous les points.

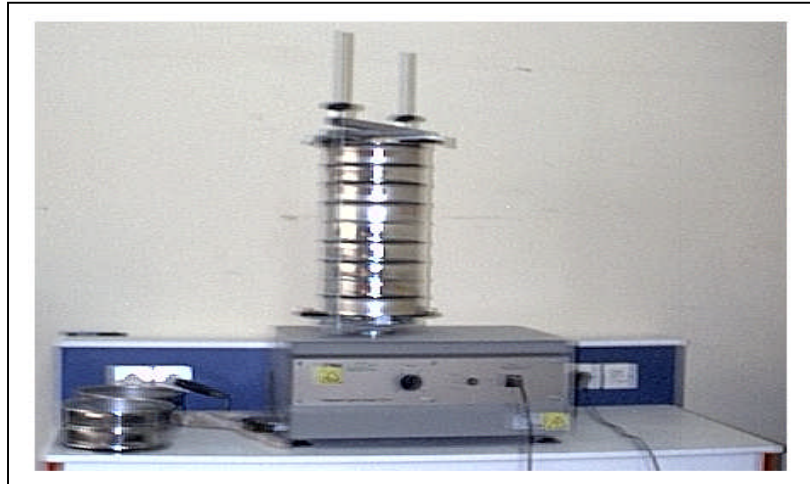


Figure II.1 : photo de la tamiseuse utilisée.

On a effectué deux essais sur le sable de mer ; les résultats sont les suivants :

Essai N° 1 : $P_1=2038.95$ g.

Maille	Poids (g) tamis	Poids après vibration (g)	Refus (g)	%
1.18 mm	578.19	578.46	0.27	0.013
600 μm	532.85	543.83	10.98	0.553
425 μm	527.52	1023.12	495.60	24.85
300 μm	462.83	1535.83	1073.00	77.47
212 μm	459.49	825.05	365.56	95.40
150 μm	435.72	512.40	76.68	99.16
75 μm	275.26	281.48	6.22	99.46
63 μm	422.96	423.54	0.58	99.49
Fond	245.81	247.13	1.32	99.55

Tableaux II.1. Analyse granulométrique n°1 du sable de mer

Essai N° 2 : $P_1=2008.54$ g.

Maille	Poids (g) tamis	Poids après vibration (g)	Refus (g)	%
1.18 mm	578.19	578.53	0.34	0.017
600 μm	532.85	542.53	9.68	0.50
425 μm	527.52	973.62	446.1	22.71
300 μm	462.83	1578.00	1115.17	78.23
212 μm	459.49	814.98	355.49	95.93
150 μm	435.72	499.02	63.3	99.08
75 μm	275.26	281.60	6.34	99.39
63 μm	422.96	423.47	0.51	99.41
Fond	245.81	246.99	1.18	99.47

Tableaux II.2. Analyse granulométrique n°2 du sable de mer

I.1.2 Module de finesse

C'est un facteur très important, qui nous permet de juger la grosseur du sable utilisé. On déduit ce facteur (le module de finesse du sable) de la somme des refus, exprimés en pourcentages sur les différents tamis de la série suivante :

$$0.16 - 0.315 - 0.63 - 1.25 - 2.5 - 5.$$

La formule est : $M_f = (\sum R_c / 100) = 1.77$.

Avec R_c : refus cumulé sur tamis de module 23, 26, 29, 32, 35, 38.

Les normes NF EN 196-6 spécifie la finesse du sable selon le module de finesse comme suit :

sable gros	$M_f = 3.2$
sable moyen	$M_f < 3.2$
sable fin	$M_f < 1.8$

Tableau II.3. Module de finesse M_f des sables

D'après le **tableau I.3** : le sable a une majorité d'éléments fins et très fins ce qui nécessite une augmentation du dosage en eau, il est à utiliser si on recherche particulièrement la facilité de mise en œuvre du point de vue de la granularité.

I.1.3 Equivalent de sable

Pour les sables la propreté peut se contrôler comme pour les graviers, mais de préférence par l'essai dit <<Equivalent de Sable>> qui est l'une des caractéristiques physiques et qui a été déterminé conformément à la norme NF P 18-598[69].

I.1.3.1. Equipement utilisé

Le matériel utilisé est précisé par la Norme NF P 08 501 [70] comme suite :

- ✓ Eprouvettes, en matière plastique, avec deux traits repères; bouchons.
- ✓ Entonnoir.
- ✓ Bonbonne de 5 litres et son bouchon, avec siphon et tube souple de 1.5 m.
- ✓ Tube laveur, prolongeant le tube souple; métallique.
- ✓ Machine agitatrice, électrique ou manuelle.
- ✓ Règle de mesure.
- ✓ Piston taré, dont la masse mobile est de 1000g.

I.1.3.2. Mode Opératoire de l'essai

- ✓ Remplir l'éprouvette jusqu'au premier trait avec la solution lavant.
- ✓ Verser la quantité de sable sec peser 120g, Eliminer les bulles d'air et laisser reposer 10mn.
- ✓ Agiter l'éprouvette bouchée en mouvement rectiligne, horizontal, sinusoïdal. (90 allers et retours en 30s).
- ✓ Laver le sable en utilisant le tube laveur, laisser reposer 20mn.
- ✓ Mesurer la hauteur de sable propre seulement (h_2) et la hauteur du sable propre y compris le floculat (éléments fins) (h_1).
- ✓ Mesurer la hauteur du sable plus précisément avec le piston taré (h'_2).

L'équivalent de sable visuel est : $ESV = (h_2 / h_1) \times 100\%$.

L'équivalent de sable au piston est : $ESP = (h'_2 / h_1) \times 100\%$.

ESV	ESP	Nature et qualité du sable
ESV<65	ESP<60	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour des bétons de qualité.
65=ESV<75	60=ESP<70	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour bétons de qualité courante quant on ne craint pas particulièrement le retrait.
75=ESV<85	70=ESP<80	Sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.
ESV=85	ESP=80	Sable très propre: l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par augmentation du dosage en eau.

Tableau II.4. Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable ES

Les résultats obtenus sont les suivants :

- ✓ Equivalant de sable déterminé visuellement : **ESV = 95.05%**.
- ✓ Equivalant de sable déterminé à l'aide du piston : **ESP = 94.41%**.

C'est un sable très propre, l'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra rattraper par augmentation du dosage en eau.

I.2. Le gravier

Dans ce paragraphe, on présente les caractéristiques des graviers utilisés dans notre travail. Les trois types de graviers employés pour préparer les deux bétons (béton à réparer, béton de réparation) sont issus de la carrière Bendjerrah "SARL SAPAM" de Guelma, leur masse volumique absolue est : 2766.2 Kg/m³
Leurs classes granulaires sont : fraction 5/15 (béton de réparation et béton à réparer) fraction 15/25 (béton à réparer).

I.2.1. Analyse granulométrique

L'analyse granulométrique a été effectuée de la même façon que celle pour le sable avec les différences suivantes :

- ✓ poids de l'échantillon 5000g.
- ✓ maille des tamis:
 - pour le gravier 5/15: 20 – 14 – 11.2 – 10 – 8 – 6.3 – 5 – 3.35 – 2 – 1.12.
 - pour le gravier 15/25: 20 – 14 – 11.2 – 10 – 8 – 6.3 – 5.

Leurs analyses granulométriques ont été réalisées au laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma selon la norme: NF P18-560 [71], les résultats obtenus sont récapitulés dans **les tableaux, II.5, II.6, II.7, II.8** pour les deux types de graviers; 5/15 et 15/25 respectivement, et schématisés sur les **figures: II.2, II.3.**

Essai sur le Gravier 5/15 :

Essai N° 1 : $P_1=5001.32$ g.

Maille	Poids (g)	Poids après vibration (g)	Refus (g)	%
20 mm	451.68	3092.24	2640.56	49.19
14 mm	436.00	2476.08	2040.08	89.98
10 mm	459.93	618.19	158.26	93.14
8 mm	444.13	540.57	96.44	95.06
6.30 mm	432.28	481.93	49.65	96.05
5.00 mm	429.26	437.24	7.98	96.20
2 mm	410.71	411.80	1.09	96.22
Fond	245.81	249.44	3.63	96.29

Tableau II.5. Analyse granulométrique n°1 du gravier 5/15

Essai N° 2 : $P_1=5001.60$ g.

Maille	Poids (g) tamis	Poids après vibration (g)	Refus (g)	%
20 mm	451.68	2450.34	1998.66	39.96
14 mm	436.00	2591.49	2155.49	83.05
10 mm	459.93	909.48	449.55	92.03
8 mm	444.13	728.75	284.62	97.72
6.30 mm	432.28	512.96	80.68	99.33
5.00 mm	429.26	447.05	17.79	99.68
2 mm	410.71	413.24	2.53	99.73
Fond	245.81	256.00	10.19	99.93

Tableau II.6. Analyse granulométrique n°2 du gravier 5/15

Essai sur le Gravier 15/25 :

Essai N° 1 : $P_1=5007.45$ g.

Maille	Poids (g) tamis	Poids après vibration (g)	Refus (g)	%
37.5 mm	442.41	-	-	-
28 mm	434.73	2442.08	2007.35	40.08
20 mm	451.68	2585.53	2133.85	82.69
14 mm	436.04	1155.50	719.46	97.05
10 mm	459.94	567.90	107.96	99.20
Fond	245.42	282.87	37.45	99.94

Tableau II.7. Analyse granulométrique n°1 du gravier 15/25

Essai N° 2 : $P_1=5000.64$ g.

Maille	Poids (g) tamis	Poids après vibration (g)	Refus (g)	%
37.5 mm	442.41	-	-	-
28 mm	434.73	2234.59	1799.86	35.99
20 mm	451.68	2568.88	2117.20	78.32
14 mm	436.04	1223.50	787.46	93.79
10 mm	459.94	614.30	154.36	96.87
Fond	245.42	386.35	140.93	99.68

Tableaux II.8. Analyse granulométrique du gravier 15/25

I.2.2. Propreté

La norme P18-301 [70] prescrit que dans les granulats le pourcentage des impuretés ne doit pas excéder 5%. George Dreux avise qu'elle ne doit pas dépasser 2% dans les granulats pour bétons de qualité.

La propreté des graviers a été déterminée conformément à la norme NF P18-591 [69] dans le laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma.

I.2.2.1. Equipement utilisé

- ✓ Une balance.
- ✓ Un séchoir (étuve de marque CONTROLS à Thermo – régulateur digital)
- ✓ Un récipient d'une hauteur de 300mm au moins.

I.2.2.2. Mode opératoire

- ✓ Sécher l'échantillon qui doit être de 5Kg au moins jusqu'au poids constant, le peser, soit (g).
- ✓ Remplir le récipient au niveau plus haut que celui des agrégats avec l'eau, agiter le contenu du récipient.
- ✓ Laisser reposer pendant 2mn, verser l'eau en plus.
- ✓ Répéter l'opération jusqu'au ce que l'eau soit claire après l'agitation.
- ✓ Sécher à nouveau jusqu'au poids constant. Soit (g').

La masse des impuretés est : $G = g - g'$.

Le pourcentage est : $(G/g') \times 100\%$ [70].

Les résultats des essais sont rassemblés dans le **tableau II.9**

	Gravier 5/15	Gravier 15/25
Impuretés (%)	1	1.32

Tableau II.9. Résultats des essais de propreté

D'après les résultats donnés au **tableau II.9**, nous pouvons constater que les graviers 5/15 et 15/25 sont propres et leur propreté est admissible pour la confection des bétons de qualité.

I.2.3. La dureté

L'essai Los Angeles peut être effectué sur des granulats de différentes granulométries. Le même principe est appliqué mais la masse de l'échantillon, la charge des billes d'acier et le nombre de tours, sont dans chaque cas, définis en fonction de la classe granulométrique utilisée.

La dureté a été déterminée conformément à la norme NF P18-573 [71] au laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma.

I.2.3.1. Equipement utilisé

- ✓ Une balance.
- ✓ Une étuve.
- ✓ Un tamis : pour les trois graviers 5/15 et 15/25 de maille 2 mm.
- ✓ Machine Los Angeles de marque : CONTROLS avec cabinet de protection et d'isolation phonique.

I.2.3.2 Mode opératoire

- ✓ Laver les graviers et sécher les progressivement dans l'étuve, à température basse pour ne pas faire éclater les grains contenant de l'eau et pour éviter la modification chimique de l'échantillon.
- ✓ Tamiser les graviers avec le tamis de maille 2 mm.
- ✓ Peser des quantités bien définies de chaque type de gravier; soit M :
M = 5Kg pour les graviers 5/15 et 15/25.
- ✓ Mettre l'échantillon dans la machine, puis mettre les billes (11 pour les graviers 5/15 ; 15/25).
- ✓ Après 500 tours, vider le cylindre de la machine dans un plateau.
- ✓ Tamiser avec le même tamis cité au part avant.
- ✓ Récupérer le passant, peser le, soit P.

Le coefficient Los Angeles est : $L_A = 100 \frac{P}{M}$ **(II.1)**

Les résultats obtenus des essais sont rassemblés dans le **tableau II.10**.

	Gravier 5/15	Gravier 15/25
L_A (%)	27	32

Tableau II.10 : Résultats des essais de dureté.

Remarques

Selon le mode opératoire défini par la norme NF P18-573 [71] et d'après [72], pour le coefficient de Los Angeles, le seuil est fixé à 40%.

Pour les deux types de gravier 5/15 et 15/25 $L_A < 40 \%$, nous pouvons conclure qu'ils sont utilisables pour le béton hydraulique.

I.2.4. La masse volumique absolue.

Le volume absolu du corps est généralement déterminé en mesurant le volume d'un liquide que déplace l'introduction de ce corps.

La masse volumique absolue a été déterminée conformément à la norme NF P18-558 [69] au laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma.

I.2.4.1. Equipement utilisé

- ✓ Récipient en verre.
- ✓ Plaque de verre épais.
- ✓ Balance de précision (marque CONTROLS).
- ✓ Chiffons propres.

I.2.4.2. Mode opératoire

- ✓ Peser le récipient plein d'eau, avec la plaque, soit P_1 .
- ✓ Peser un échantillon du gravier: P_2 (environ 300g).
- ✓ Introduire le gravier dans le récipient, remplir à nouveau d'eau, remettre la plaque et peser : P_3 .
- ✓ Le poids de l'eau chassée par le corps est : $P = P_1 + P_2 - P_3$; et la densité de l'eau étant sensiblement égale à 1 à la température ambiante; la masse volumique absolue est :

$$mv_{abs} = P_2 / (P_1 + P_2 - P_3). \quad (II.2)$$

Les résultats obtenus sont les suivantes :

La masse volumique absolue est $mv_{abs} = 2766.2 \text{ Kg/m}^3$.

I.2.5. L'humidité

L'eau existant dans les granulats (sable – gravier) doit être pris en compte dans la quantité d'eau de gâchage. Pour cela, on doit déterminer cette quantité d'eau par des essais d'humidité.

I.2.5. 1. Equipement utilisé

- ✓ Une balance de précision.
- ✓ Un séchoir (étuve).

I.2.5. 2. Mode opératoire

- ✓ Peser une quantité d'environ 2000g pour le sable et de même pour le gravier, soit (g').
 - ✓ Les mettre dans des plateaux, sécher jusqu'au poids constant (g).
- L'humidité est obtenue, à 0.1% près, par la formule suivante :

$$W = [(g' - g)/g] \times 100\% \quad (II.3)$$

La valeur adoptée sera la moyenne arithmétique résultant de deux prises d'échantillons différentes [74].

Les résultats obtenus sont les suivantes :

W (%)	Sable	Gravier 5/15	Gravier 15/25
	2.45	0.315	0.315

Tableau II.11. Résultats des essais d'humidité

I.2.6. Caractéristiques chimiques des graviers utilisés

Les résultats de l'analyse chimique des graviers ont été communiqués par la SARL SAPAM. Ils sont donnés par le tableau suivant :

Désignation	% Insolubles	% Carbonates	% Gypses	Observations
Gravier 5/15	9.10	88.62	-	Calcaires marneux
Gravier 15/25	10.40	84.80	-	Calcaires marneux

Tableau II.12. Analyse chimique des graviers

I.3 Ciment

Le ciment de base utilisé dans notre recherche, est un ciment portland composé de classe 32.5, qui provient de la cimenterie de Hedjar Essoud (wilaya de SKIKDA).

I.3.1 Caractéristiques physiques

Les différentes caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Caractéristiques	Ciment
	CEM II-A 42.5
Masse volumique absolue	3.1
Masse volumique apparente	1.12
Surface spécifique	3702

Tableau II.13. Caractéristiques physiques du ciment utilisé

I.4 Eau de gâchage

L'eau de gâchage utilisée est une eau potable fournie au laboratoire de génie civil et d'hydraulique de l'université de Guelma.

I.5. Colle époxydique thixotrope à deux composants sans solvant

I.5.1 Présentation

Kit prédosé comprenant :

- ✓ le composant A (résine de couleur blanche),
 - ✓ le composant B (durcisseur de couleur grise).
- Après mélange, on obtient une colle de couleur grise.

I.5.2 Caractéristiques physiques et mécaniques

- ✓ Densité du composant A : 1,5 environ.
- ✓ Densité du composant B : 1,2 environ.
- ✓ Densité du mélange A + B : 1,35 environ.
- ✓ Proportion du mélange A/B = 1/1 en volume.
- ✓ Adhérence sur béton sablé après 14 jours à 23°C : > 1,5 MPa.
- ✓ Résistances mécaniques à 14 jours à 23°C
 - à la compression : > 50 MPa,
 - à la traction par flexion : > 15 MPa,

Les résistances mécaniques sont proches de leur maximum au bout de 48 heures à 20°C.

I.5.3. Stockage – Conservation

Le produit doit être stocké en emballages intacts entre + 5°C et + 25°C. Sa durée de conservation est de 1 an.

I.5.4 Consommation

Pour 1 m² et par mm d'épaisseur : environ 1,35 kg de mélange A + B.

I.5.5 Mode d'emploi

- Conditions d'utilisation

La température d'utilisation doit être comprise entre + 10°C et + 35°C (température ambiante, du produit et du support). Une température du produit inférieure à + 10°C lors de l'extrusion risque de provoquer le déchirement des poches dans la machine.

- Préparation des supports

Les supports doivent être propres et sains. Ils doivent notamment être exempts de laitance, de parties non adhérentes, de toute trace de graisse, d'huile, de rouille, etc. Les bétons et mortiers doivent avoir au moins 28 jours.

- Préparation du mélange

- ✓ Le produit mélangé doit avoir une couleur uniforme constante. D'éventuelles variations seraient le signe d'un mélange défectueux ou d'un mauvais ratio A/B et, dans ce cas, le mélange ne doit pas être utilisé (ce phénomène peut se produire au tout début de la première extrusion d'un kit).
- ✓ Ne préparer que la quantité nécessaire à l'application envisagée.
- ✓ Remplacer le mélangeur statique lorsque l'attente entre deux extrusions est supérieure à 1 heure.
- ✓ Les composants non encore mélangés dans la machine peuvent se conserver plusieurs semaines.

- Durée pratique d'utilisation (DPU)

- ✓ D.P.U. à 23°C : 60 minutes pour 1 litre.
- ✓ La D.P.U. diminue lorsque la température ou la quantité du produit préparé augment

- Mise en œuvre

Appliquer le SIKADUR 33 sur le support avec une spatule pour obtenir une couche d'épaisseur voulue. Sur support légèrement humide, veiller à bien faire pénétrer le SIKADUR 33 dans le support. Les faces à coller doivent être mises en contact dans un délai maximum de 60 minutes à 23°C.

1.6. Lamelle composée de fibres de carbone (SIKA CARBODUR LAMELLE)

Présentation

Lamelle composée de fibres de carbone, noyées dans une matrice époxydique. Elle est de couleur noire.

1.6.1. Caractères généraux

- ✓ Très haute résistance mécanique en traction.
- ✓ Epaisseur faible (1,2 mm).
- ✓ Excellent comportement à la fatigue.
- ✓ Insensible à la corrosion.
- ✓ Faible poids propre.
- ✓ Croisement aisé des lamelles.
- ✓ Application économique : pose sans moyen auxiliaire.
- ✓ Facile à transporter grâce à sa présentation en rouleau.
- ✓ Manutention souple et aisée.

1.6.2. Domaines d'application

Utilisation avec la colle époxydique SIKADUR 33 COLLE dans le cadre du procédé SIKACARBODUR pour la réparation et le renforcement des structures en béton, dans les cas suivants :

- ✓ augmentation des charges d'exploitation,
- ✓ ferrailage insuffisant par conception, défaut de positionnement, etc,
- ✓ création de trémies dans un plancher,
- ✓ endommagement de l'existant : corrosion ou sectionnement d'armatures, dommage par accident, etc,
- ✓ amélioration des conditions de service : réduction de flèche de plancher, réduction des contraintes dans les armatures, réduction de largeur de fissures.

1.6.3. Caractéristiques physiques et mécaniques

- ✓ Résistance à la rupture par traction : > 2 800 MPa.
- ✓ Allongement à la rupture : > 17 ‰.
- ✓ Module d'élasticité E : > 165 000 MPa.
- ✓ Densité : 1,5.
- ✓ Pourcentage volumétrique des fibres : > 68 ‰.

I.6.4. Caractéristiques dimensionnelles des lamelles

Type	Largeur	Epaisseur	Section
S 512	50 mm	1,2 mm	60 mm ²
S 812	80 mm	1,2 mm	96 mm ²
S 1012	100 mm	1,2 mm	120 mm ²
S 1512	150 mm	1,2 mm	180 mm ²

Tableau II.14. Caractéristiques dimensionnelles des lamelles

I.6.5. Mode d'emploi

- Conditions d'utilisation

- ✓ Le système SIKA CARBODUR doit être protégé d'une exposition directe au rayonnement solaire.
- ✓ La température maximale admissible en service est de + 50°C.

- Matériel de mise en œuvre

- ✓ Scie à métaux.
- ✓ Spatule.
- ✓ Rouleau marouffleur.

- Préparation du support

- ✓ Le support, préalablement préparé, doit avoir une résistance superficielle à la traction d'au moins 1,5 MPa.
- ✓ Le support doit être plan. Balèbres de coffrage et saillies ne doivent pas excéder 0,5 mm.
- ✓ La tolérance de planéité est fixée à 10 mm sur une longueur de 2 m.

- Préparation de la lamelle

Nettoyer et dégraisser la face à encoller (face opposée à celle qui fait l'objet du marquage du numéro de lot) avec le NETTOYANT SIKADUR (notice technique n° 6.90). Appliquer de façon uniforme une couche de SIKADUR 30 COLLE de 1 à 2 mm d'épaisseur sur l'ensemble de la surface.

Consommation totale de colle (double encollage) par mètre de lamelle :

- type S 512 : 0,35 kg,
- type S 812 : 0,55 kg,
- type S 1012 : 0,7 kg,
- type S 1512 : 1 kg.

La consommation peut varier suivant la planéité et la rugosité du support et les éventuels croisements de lamelles.

- Mise en œuvre

Positionner et plaquer manuellement la lamelle. Ceci doit se faire pendant le temps limite d'assemblage, soit 50 minutes environ à 20°C. Le pouvoir collant de la SIKADUR 33 COLLE permet de la maintenir sans dispositif d'étalement particulier. Presser fortement sur la lamelle avec un rouleau maroufleur afin d'éliminer le surplus de colle de part et d'autre puis nettoyer les balèvres.

Dans le cas de la juxtaposition de deux ou plusieurs lamelles, prévoir un espace libre d'au moins 5 mm entre celles-ci afin de permettre l'évacuation de l'excès de colle.

II.7. Tissu de fibre de carbone

II.7.1 Domaines d'application

- **Augmentation de la charge**
 - ✓ Augmentation de la charge vive dans les entrepôts.
 - ✓ Augmentation du débit de circulation sur les ponts.
 - ✓ Installation de matériel lourd dans les bâtiments industriels.
 - ✓ Structures vibrantes.
 - ✓ Changement de vocation d'un bâtiment.

- **Renforcement sismique**
 - ✓ Colonnes.
 - ✓ Murs de maçonnerie.

- **Dommages aux éléments structuraux**
 - ✓ Vieillessement des matériaux de construction.
 - ✓ Impacts de véhicules.
 - ✓ Incendies.

- **Changements structuraux aux systèmes de construction**
 - ✓ Enlèvement de murs ou de colonnes.
 - ✓ Enlèvement de sections de dalles pour pratiquer des ouvertures.

- **Défauts de conception ou de construction**
 - ✓ Renforts insuffisants.
 - ✓ Épaisseur structurale insuffisante

I.7.2 Avantages

- ✓ Employé pour le renforcement en cisaillement, en confinement ou à la flexion.
- ✓ Souple (s'enroule facilement autour de formes complexes).
- ✓ Haut module d'élasticité.
- ✓ Résistance en tension, compression et à la fatigue.
- ✓ Faible poids.
- ✓ Non corrosif.
- ✓ Résistance aux alcalis.
- ✓ Faible impact sur l'esthétique.

I.7.3 Caractéristiques physiques et mécaniques

Couleur	Noir				
Conservation	Entreposer au sec entre 5° - 32°C (41° - 89°F).				
Propriétés à 23 °C (73 °F) et 50 % H.R.					
Direction de la fibre primaire	0° (unidirectionnelle)				
Résistance en traction	3,8 GPa (5,5 x 10 ⁶ lb/po ²)				
Module en traction	235 GPa (34 x 10 ⁶ lb/po ²)				
Allongement	1,5 %				
Densité	1,8 g/cm ³ (0,065 lb/po ³)				
Poids par unité de surface	610 g/m ² (18 oz/v ²)				
Propriétés du tissu mûri et imprégné avec Sikadur® 300 ou Sikadur® Hex 300 (21° - 24°C (70° - 75°F)/5 jours et suivi d'une cure à 60°C (140°F)/48 h)					
	Valeur moyenne ¹		Valeur de conception ²		Méthode d'essai
Propriétés	MPa	(lb/po ²)	MPa	(lb/po ²)	ASTM
Résistance à la traction*	849	(1,23 x 10 ⁶)	717	(1,04 x 10 ⁶)	D 3039
Module à la traction*	70 552	(10,24 x 10 ⁶)	65 087	(9,45 x 10 ⁶)	D 3039
Allongement à la rupture %*	1,12	(1,12)	0,98	(0,98)	D 3039
60°C (140°F) - Résistance à la traction	847	(1,23 x 10 ⁶)	699	(1,01 x 10 ⁶)	D 3039
60°C (140°F) - Module à la traction	69 843	(10,14 x 10 ⁶)	63 088	(9,16 x 10 ⁶)	D 3039
60°C (140°F) - Allongement à la rupture %	1,13	(1,13)	0,97	(0,97)	D 3039
Résistance à la compression	779	(1,13 x 10 ⁶)	715	(1,04 x 10 ⁶)	D 695
Module d'élasticité en compression	67 014	(9,73 x 10 ⁶)	61 532	(8,93 x 10 ⁶)	D 695
90° - Résistance à la traction	24	(3500)	16	(2300)	D 3039
90° - Module à la traction	4861	(7,06 x 10 ⁶)	3973	(5,77 x 10 ⁶)	D 3039
90° - Allongement à la rupture %	0,45	(0,45)	0,33	(0,33)	D 3039
Résistance en cisaillement dans un plan ± 45°	52	(7500)	46	(6700)	D 3518
Module en cisaillement dans un plan ± 45°	2498	(3,63 x 10 ⁶)	2394	(3,48 x 10 ⁶)	D 3518
Épaisseur	1,016 mm	(0,04 po)	-	-	-
Résistance à la traction par po de largeur	21,9 kN	(4928 lb)	18,5 kN	(4160 lb)	D 3039

Tableau II.15. Caractéristiques physiques et mécaniques du tissu de fibre de carbone

I.8. Composition des bétons (béton à renforcer et béton de renforcement)

La composition du béton utilisé pour le béton à renforcer et le béton de renforcement a été déterminée suivant la méthode pratique <<Dreux – Gorisses>>. Les deux compositions sont récapitulées dans le **tableau II.16**. Les compositions des bétons à renforcer et de renforcement sont schématisées respectivement sur la **figure II.2**, et la **figure II.3**.

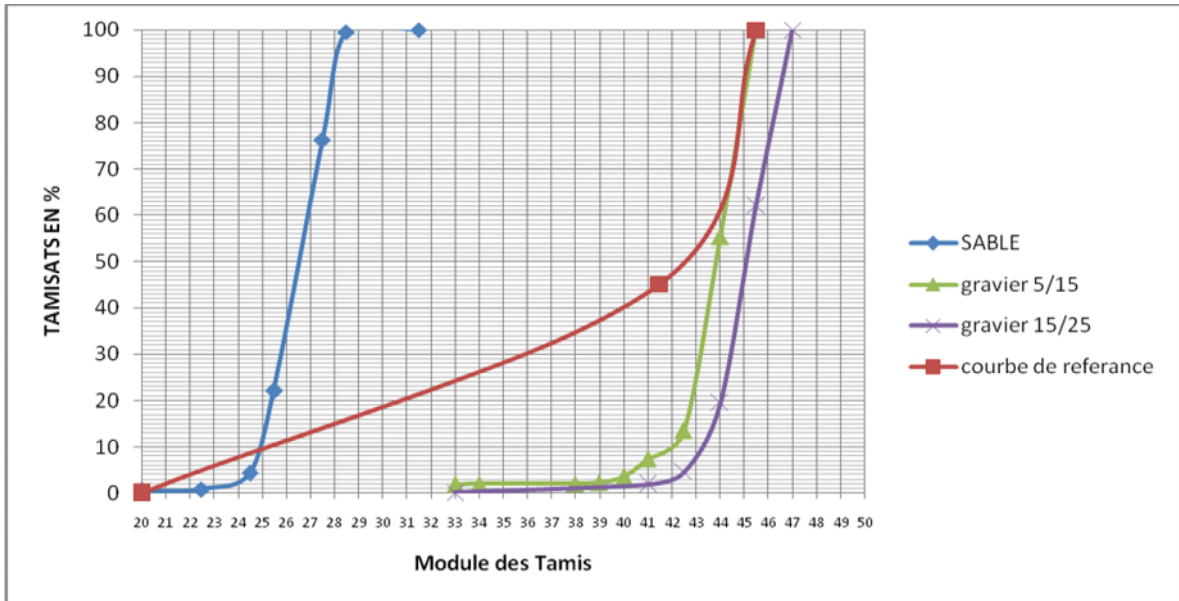


Figure II.2. Courbes des granulats du béton à renforcer

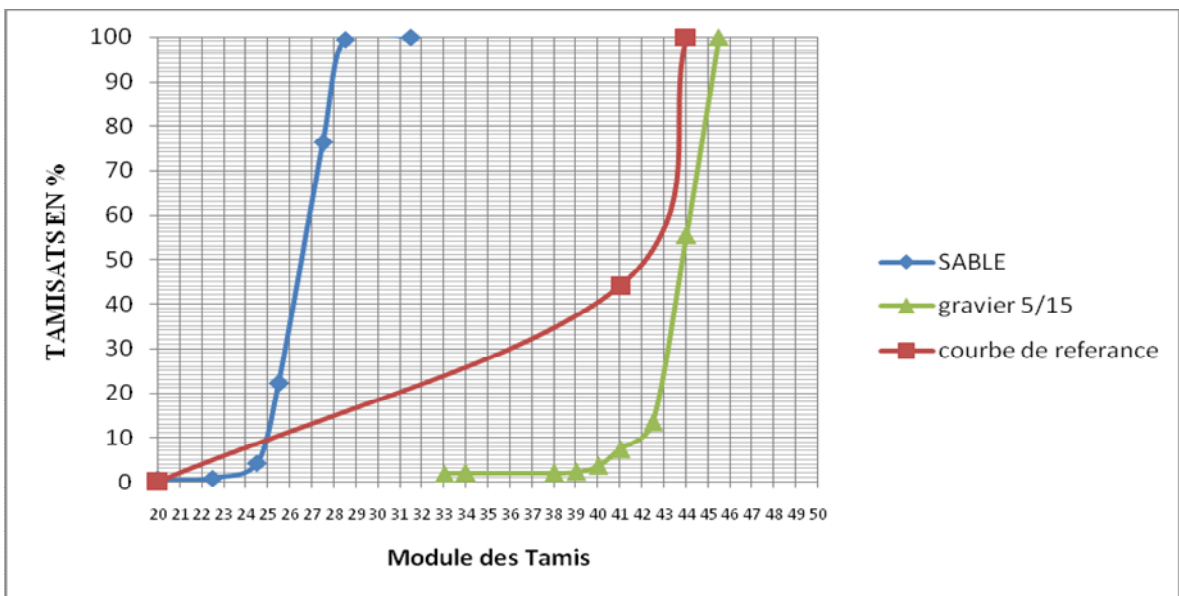


Figure II.3. Courbes des granulats du béton de renforcement

Composition (Kg/m³)	Béton à renforcer	Béton de renforcement
Sable	257,21	257,21
Gravier 5/15	1469,02	1560,83
Gravier 15/25	91,81	---
Ciment	350	350
Eau	212,12	212,12

Tableau II.16. Composition des deux bétons utilisés

I.9. Bétonnage

Pour le béton à renforcer et le béton de renforcement, on a utilisé une bétonnière à axe incliné de marque GUYNOEL avec cuve tournante; sur les parois intérieures sont fixées des palettes hélicoïdales assurant le brassage du mélange et permettant la vidange par inversion du sens de rotation.



Figure II.4. Photo de la bétonnière utilisée

I.9.1. Mode opératoire

Le bétonnage s'est effectué en introduisant dans la bétonnière les trois matériaux: graviers, sable et ciment.

- ✓ Malaxage à sec pendant une minute.
- ✓ Introduction de la quantité d'eau en proportion.
- ✓ Malaxage entre 3mn et 5mn.
- ✓ Vidage du mélange pendant le mouvement de la bétonnière.

I.9.2. Contrôle de la maniabilité

La maniabilité est contrôlée à l'aide du cône d'Abrams ou de la table de choc [70], suivant les dimensions D des granulats et comme $D < 40$ mm la maniabilité a été contrôlée à l'aide du cône d'Abrams.

- Affaissement au cône d'Abrams (SLUMP-TEST)

L'affaissement a été déterminé conformément à la Norme NF P18-451 [70] au laboratoire de Génie Civil et d'Hydraulique de l'Université de Guelma.

- Equipement utilisé

- ✓ Cône d'Abrams de forme tronconique ($\Phi_{\text{inf}} = 200\text{mm}$; $\Phi_{\text{sup}} = 100\text{mm}$; $h = 300\text{mm}$).
- ✓ Poignées de préhension, à la 2/3 de h.
- ✓ Plaque de base.
- ✓ Portique de mesure, avec règle graduée.
- ✓ Tige de piquage, acier doux, $\Phi 16\text{mm}$, $L = 60\text{cm}$, à extrémité hémisphérique.
- ✓ Entonnoir.

- Mode opératoire

- ✓ Huiler légèrement le moule, et humecter la plaque de base.
- ✓ Remplir le cône de béton.
- ✓ 4 couches de hauteurs sensiblement égales.
- ✓ Chaque couche piquée de 25 coups de tige.
- ✓ Mesurer H_1 , hauteur entre béton et portique.
- ✓ démouler, laisser le mouvement d'affaissement se stabiliser (environ 1mn).
- ✓ Mesurer H_2 la nouvelle hauteur.
- ✓ L'affaissement est: $\Delta H = H_2 - H_1$ (II.4)



Figure II.5. Photo du cône d'Abrams utilisé

Les résultats obtenus pour les deux bétons donnent des affaissements voisins ($\sim 5 \div 6 \text{ cm}$). Ce sont des bétons fermes, qui nécessitent une bonne vibration pour leurs mise en œuvre.

I.10. Essais sur béton à renforcer

I.10.1. Résistance mécanique du béton (Essai de compression)

L'essai consiste à évaluer les résistances à la compression d'éprouvettes cylindriques (16×32) cm^2 du béton à renforcer à différents âges. La procédure suivie est conforme à la norme NF P18-406 [70].

I.10.1.1. Fabrication des éprouvettes

Les dimensions des moules et des éprouvettes sont fixées conformément à la Norme NF P18-400 [70] et pour leur confection conformément à la Norme NF P18-404 [70].

Les éprouvettes ont été conservées dans les conditions d'ambiance au LGCH jusqu'au jour de l'essai (7j, 14j, 28j).

I.10.1.2. Equipement utilisé

- ✓ Des moules cylindrique (16×32) cm^2 métalliques et démontables.
- ✓ Tige de piquage, acier doux, brosse métallique pour nettoyage.
- ✓ Machine d'essai de compression, conforme à la norme NF P18-411 [70] de marque Controls capable de réaliser des essais sur des éprouvettes cylindriques et cubiques en béton. Elle se compose d'un bâti Mécano – soudé extrêmement rigide, plateaux de compression et rotule, ensemble vérin/piston, pompe hydraulique double action.

Les lectures et les graphes des résultats son affichés sur un module d'affichage et traitement DIGIMAX PLUS.



Figure II.6. Photo de la presse de la compression

I.10.1.3. Conduite de l'essai

Les détails d'exécution et toutes les précautions à prendre sont précisés dans la Norme NF P18-406 [33]. En suivant les points suivants :

- ✓ On a interposé du carton entre les plateaux de la presse et les faces des éprouvettes pour diminuer l'effet de freinage.
- ✓ L'éprouvette doit être bien centrée entre les plateaux de la presse.
- ✓ La mise en charge doit s'effectuer d'une manière continue à la vitesse (0.5 ± 0.2) MPa /s.
- ✓ La lecture de la contrainte sur l'écran d'affichage avec le diagramme de la déformation en fonction du temps.

Les résultats obtenus sont résumés dans **le tableau II.17**.

Age (jrs)	Résistance (MPa)			R_{moy} (MPa)	écart type
28 j	24.27	21.27	23.30	22,95	1.25

Tableau II.17. Résistance mécanique du béton à renforcer

I.11. Essai sur béton de renforcement

I.11.1. Résistances mécaniques du béton de renforcement

L'essai consiste à déterminer les résistances à la traction par flexion et à la compression des éprouvettes prismatiques $(4 \times 4 \times 16)$ cm³ à l'âge de 28 jours. Il est réalisé conformément à la Norme NF P18-407 et NF P18-406 [70].

Les éprouvettes prismatiques sont testées premièrement en flexion puis les deux prismes résultants sont rompus en compression.

Les deux essais, flexion / compression sont réalisés à l'aide d'une machine de flexion et de compression.

II.11.1.1. Equipement utilisé

- ✓ Des moules normalisés permettant de réaliser 3 éprouvettes prismatiques de dimensions: $(4 \times 4 \times 16)$ cm³,(Norme NF P18-401[70]).
- ✓ Une machine d'essais de résistance mécanique de marque CONTROLS universelle digitale, de capacité 50KN, pour compression/flexion, à charge et déplacement contrôlé, elle est équipée d'une cellule de charge de 50 KN avec une vitesse d'avancement (cadence de déplacement): variable en continu de 0.01 à 51 mm/min et une cadence de charge: variable en continu de 0.01 à 99.99 N/s.

Les deux dispositifs de flexion et de compression sont présentés respectivement par **les figures : II.7, II.8**



Figure II.7. Dispositif de l'essai de flexion (béton de renforcement)



Figure II.8. Dispositif de l'essai de compression (béton de renforcer)

I.11.1.2. Conduite de l'essai

Avec le béton de renforcement préparé comme indiqué au **tableau II.16**, on remplit un moule 4cm x 4cm x 16cm. Le démoulage se fait après 24 h, ces éprouvettes sont entreposées à l'air libre jusqu'au moment de l'essai de rupture à 28 jours. Si F_f est la charge de rupture de l'éprouvette en flexion, le moment de rupture vaut :

$$M_{rf} = q [(L_0^2/8) - a^2] + F_f [(L_0/4) + (a/2)]. \quad (\text{II.5})$$

Et la contrainte de traction correspondante sur la face inférieure de l'éprouvette est :

$$\sigma_f = (6/h^3) M_{rf} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- **h** : Hauteur d'éprouvette = 40 mm.
- **L₀** : distance entre les deux appuis = 100 mm.
- **a** : distance du premier ou dernier extrémité de l'éprouvette à l'appuis =30 mm.
- **q** : poids propre de l'éprouvette :

$$\rho \times s = 2200 (0.04)^2 = 3.52 \text{ Kg/ml.}$$

Cette contrainte est appelée la résistance à la flexion.

Les essais de compressions sont réalisés sur les demis - prismes résultant des essais de flexion. La contrainte de rupture vaudra: $\sigma_c = F_c / h^2$ **(II.7)**
 Cette contrainte est appelée résistance à la compression.

Les deux essais de flexion et de compression sont schématisés statiquement sur **les figures II.7, II.8.**

Les résultats obtenus des deux essais sont résumés dans **le tableau II.18.**

Ep R _{ce}	1		2		3		4		5		6	
F_{tf} (MPa)	5.62		7.52		7.75		5.62		5.13		7.92	
F_c (MPa)	31.17	27.56	27.39	32.20	31.71	33.53	30.35	35.62	32.32	28.90	34.18	35.26
F_{tf} (MPa)	6.59 ± 1.33											
F_c (MPa)	31.68 ± 2.35											

Tableau II.18. Résistances mécaniques du béton de renforcement

II.12. Méthodologie expérimentale

Cette méthodologie est décrite comme suit :

1^{eme} étape : Corps d'épreuve

Les dimensions des éprouvettes prismatiques sont 0.10 x 0.12 x 1 m pour les éprouvettes renforcées. Trois éprouvettes pour chaque type de renforcement (matériaux composites et béton), donc 12 éprouvettes.

Les dimensions des éprouvettes prismatiques sont 0.10 x 0.12 x 1.20 m pour les éprouvettes témoins (non renforcées).



Figure II.9. Les moules des éprouvettes renforcées



Figure II.10 : les éprouvettes



Figure II.11 : Les éprouvettes a renforcées

2^{ème} étape

Préparation des supports

- ✓ on partage chaque éprouvette en deux parties pour obtenir une bonne adhésion et une mauvaise du matériau de renforcement. Le support de ces de la première partie est nettoyée pour être propre et sain. Il est exempt de laitance, de parties non adhérentes, de toute trace de graisse, d'huile, de rouille, etc. On provoque des rainures transversales d'une profondeur de 2 à 3 mm pour une bonne adhérence de surface.
- ✓ Les supports de l'autre moitié n'a subi aucun traitement. Elle est notamment lisse.

3^{ème} étape

Préparation du mélange de la colle

- ✓ Le produit mélangé doit avoir une couleur uniforme constante. D'éventuelles variations seraient le signe d'un mélange défectueux ou d'un mauvais ratio A/B et, dans ce cas, le mélange ne doit pas être utilisé (ce phénomène peut se produire au tout début de la première extrusion d'un kit).
- ✓ Ne préparer que la quantité nécessaire à l'application envisagée.
- ✓ Remplacer le mélangeur statique lorsque l'attente entre deux extrusions est supérieure à 1 heure.
- ✓ Les composants non encore mélangés dans la machine peuvent se conserver plusieurs semaines.

4^{ème} étape

Renforcement des éprouvettes

- ✓ On met une couche de 2mm de la colle sur la première partie de chaque éprouvette de telle façon de ne pas laisser des vides ou de bulles d'aires.
- ✓ Sur la deuxième partie de chaque éprouvettes,on met une couche de faible épaisseur (inférieure à 1 mm) et on laisse des zones vides de colle.
- ✓ Les matériaux composites sont ensuite collés au béton.
- ✓ on met une deuxième couche colle sur les matériaux composites et lisse
- ✓ Les essais d'auscultation et les essais d'arrachements seront exécutés 48 heures après la renforcement.

Remarque

La deuxième couche de la colle ne concerne pas les lamelles composées de fibres de carbone.

5^{ème} étape

Résistances des bétons

Les résultats des essais expérimentaux effectués sont présentés dans l'ordre suivant :

- ✓ détermination de la résistance en compression par l'essai destructif sur des éprouvettes cylindriques 16*32 cm,
- ✓ détermination de la résistance en flexion et en compression par l'essai destructif sur des éprouvettes prismatique 4*4*16 cm pour le béton de réparation

Essais non destructifs par les ultrasons

La vitesse de l'onde de surface (onde de Rayleigh) est mesurée en utilisant un émetteur et un récepteur (**Figure. II.13**). L'émetteur est fixe, le récepteur est déplacé à pas constant de 10 cm suivant l'axe de l'émetteur sur tout la partie étudiée puis à un pas constant de 13 cm puis a pas constant de 15 cm. Simultanément on fait l'acquisition de l'image de l'atténuation des ondes à l'aide d'un oscilloscope (**Figure II.12**)

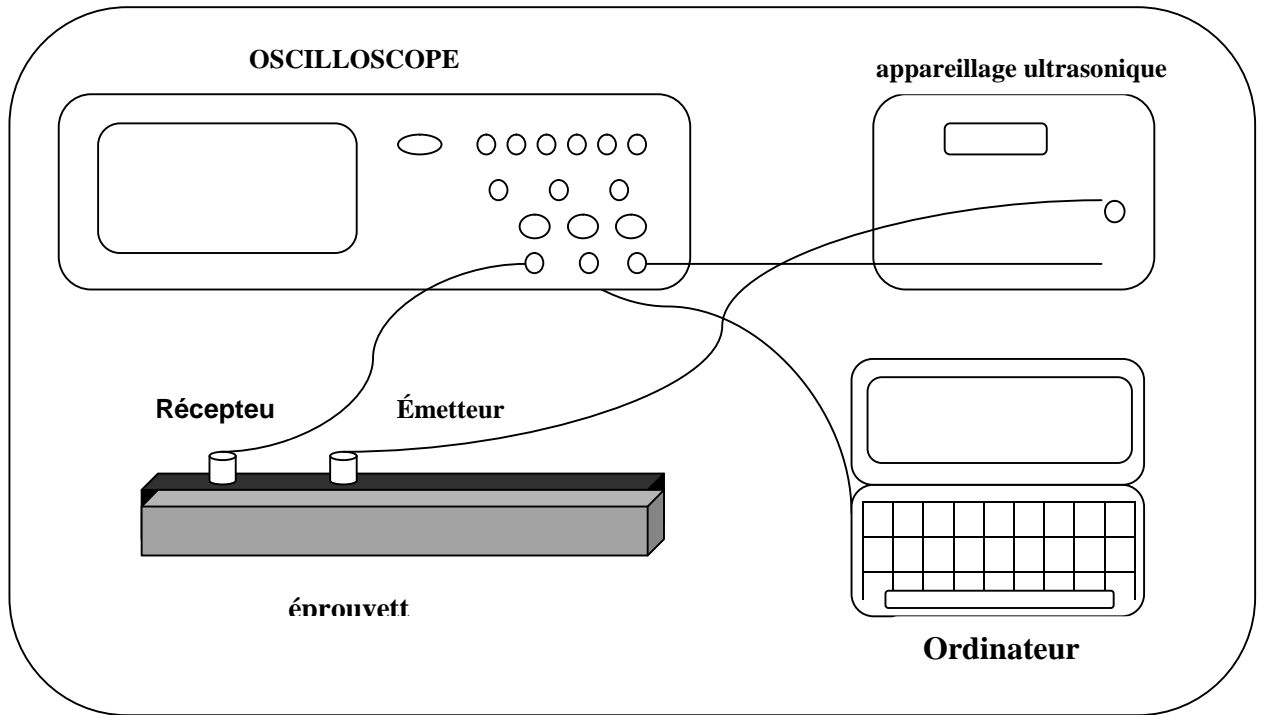


Figure II.12. Schéma du dispositif de mesure



Figure II.13. Photo du dispositif de mesure

Les résultats sont regroupés dans la partie suivant de ce chapitre.

Essais destructifs (arrachement)

L'essai d'arrachement consiste à coller un plot métallique 5cm x 5cm sur la surface revêtue ou réparée (**Figure. II.14**) et à appliquer un effort de traction jusqu'à la rupture(**Figure. II.15**), par un dynamomètre de traction en trois positions pour chaque partie pour avoir une moyenne.



Figure II.14. Essai d'arrachement



Figure II.15. Rupture de la réparation (couche de renforcement)

Les résultats sont regroupés dans le chapitre suivant de ce chapitre.

TROISIEME CHAPITRE- INTERPRETATION ET EXPLOITATION DES RESULTATS

III.1- Introduction

Ce chapitre consiste à présenter d'une façon globale les résultats obtenus et leurs interprétation afin d'en tirer des conclusions.

A partir des résultats des essais expérimentaux, nous tentons d'établir la relation existante entre les différentes propriétés étudiées ; à savoir : la vitesse et l'atténuation des ultrasons et la qualité de réparations du béton en fonction de l'influence

III.2. la qualité des renforcements et des réparations

La qualification des différents renforcements et réparations est celle déterminée par les essais destructifs (arrachement). Ces résistances à l'arrachement vont être corrélées aux évolutions de la vitesse et de l'atténuation des ultrasons pour des réparations avec différents matériaux composites (tissu de fibre de verre ; tissu de fibre de carbone ; plaque de carbone dure) et avec un régréage en béton.

III.3. Mesures expérimentales non destructives et destructives

III.3.1. Essais non destructifs : mesure de la vitesse ultrasonore de l'onde de surface et détection des signaux par l'oscilloscope

Les essais non destructifs par les ultrasons ont été conduits pour différents pas entre l'émetteur et le récepteur. Ces espacements sont conformes à la règle proposée par Tokimatsu *et al* [61], qui recommandent un espacement L supérieur à quatre fois la longueur d'onde : $\lambda / 4 \leq L$. Notre béton est un béton ordinaire ($V=3000$ m/s), la fréquence des pulsations utilisées est $f=54$ kHz ; ce qui conduit à une longueur d'onde $\lambda=5.5$ cm.

On a utilisé des pas de 10, 13 et 15 cm, les transducteurs utilisés ont un diamètre de 4.95 cm, pour prospecter l'effet des espacements entre l'émetteur et le récepteur tout en respectant la règle de Tokimatsu.

III.3.1.1 Eprouvettes témoins

- *Eprouvette témoin T1*

X (cm)	t (μ S)
0	0
10	23.9
20	54.9
30	77.8
40	101.4
50	124.7
60	149.2
70	179.7
80	234.4
90	266.2

Tableaux III. 1. Temps de propagation de l'onde de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (10 cm).

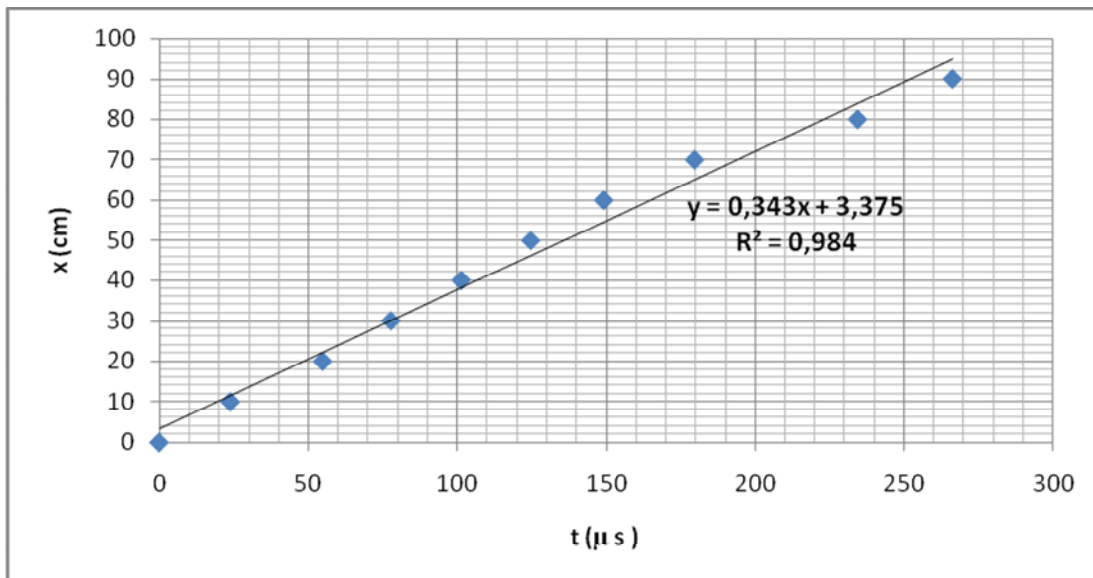


Figure III.1. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (10 cm).

Commentaires :

La vitesse des ondes de surface est estimée à partir de la pente de la courbe linéaire présentée sur la **Figure II.1.** qui donne la variation du temps (acquisition du signal) en fonction de la distance (entre l'émetteur et le récepteur) : **$V_{1-10} = 0.343 \text{ cm}/\mu\text{S}$**

X	t (μS)
0	0
13	29.2
26	58.3
39	99.2
52	126.2
65	188.4
78	230.2
91	264.4

Tableaux III.2. Temps de propagation de l'onde de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (13 cm).

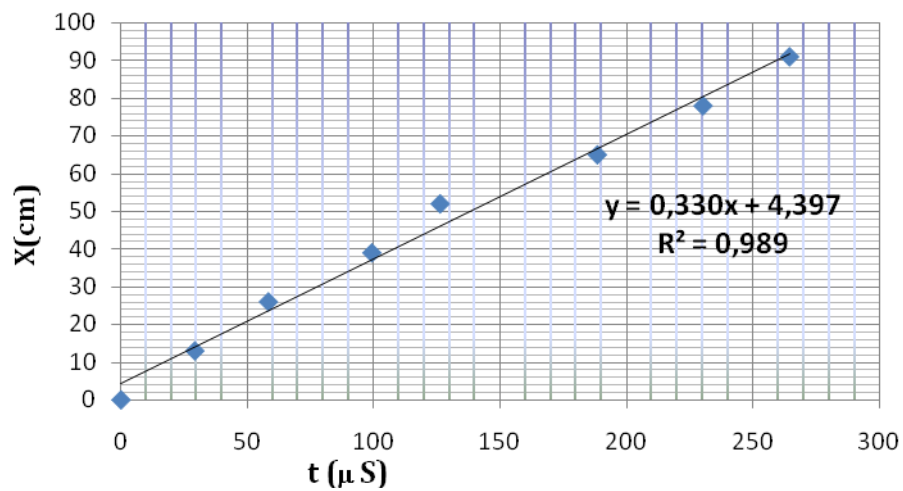


Figure. III.2. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (13 cm).

La vitesse des ondes de surface est $V_{1-13} = 0.330 \text{ cm}/\mu S$

X	t (μ S)
0	0
15	34.7
30	78.1
45	109.7
60	157.2
75	227.2
90	264.3

Tableaux III.3. Temps de propagation de l'onde de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (15 cm).

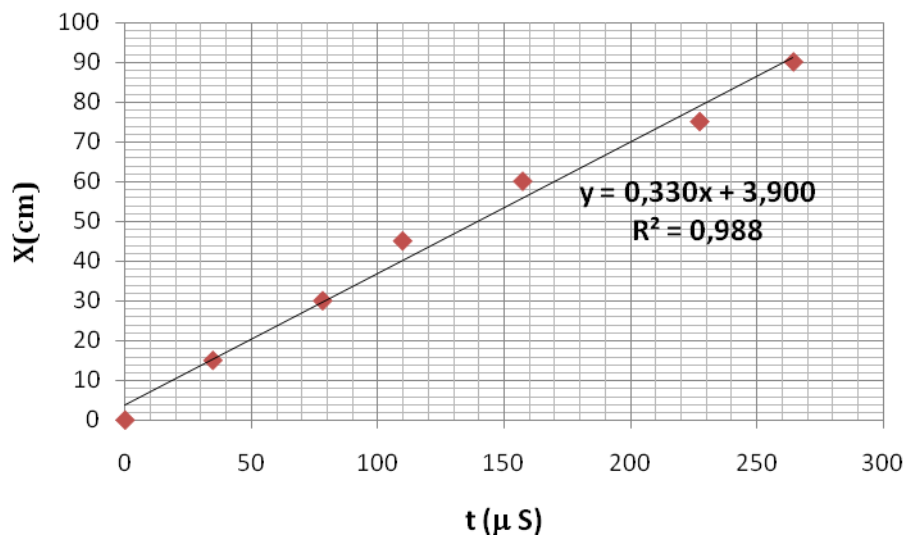


Figure. III.3. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur l'éprouvette témoin T1 à pas constant (15 cm).

La vitesse des ondes de surface est $V_{1-15} = 0.330 \text{ cm}/\mu \text{ S}$

Les résultats des différentes vitesses sur les trois poutres témoins sont résumés dans le tableau suivant :

Eprouvette	V [cm/μ s]			Vmoy. [cm/μ s]
	T1	T2	T3	
Pas de mesure (cm)				
10	0.343 $R^2=0.984$	0.343 $R^2=0.987$	0.322 $R^2=0.970$	0.336± 0.012
13	0.330 $R^2=0.989$	0.342 $R^2=0.996$	0.357 $R^2=0.977$	0.343±0.014
15	0.330 $R^2=0.988$	0.339 $R^2=0.993$	0.411 $R^2=0.998$	0.360±0.044

Tableau III.4 Vitesses des ultrasons des éprouvettes témoins.

Commentaires :

Les vitesses obtenues pour les différentes poutres indiquent que la qualité du béton est acceptable et confirment les résultats d'écrasement pour déterminer la résistance. L'éprouvette T3 présente, pour le pas de mesure de 15 cm, une valeur de vitesse supérieure aux autres éprouvettes ce qui a conduit à un écart dépassant les 10% de la moyenne des mesures pour ce pas. On remarque que l'effet du pas de mesure (pour les pas retenus) est négligeable (7 % avec prise en compte de la valeur de T3).

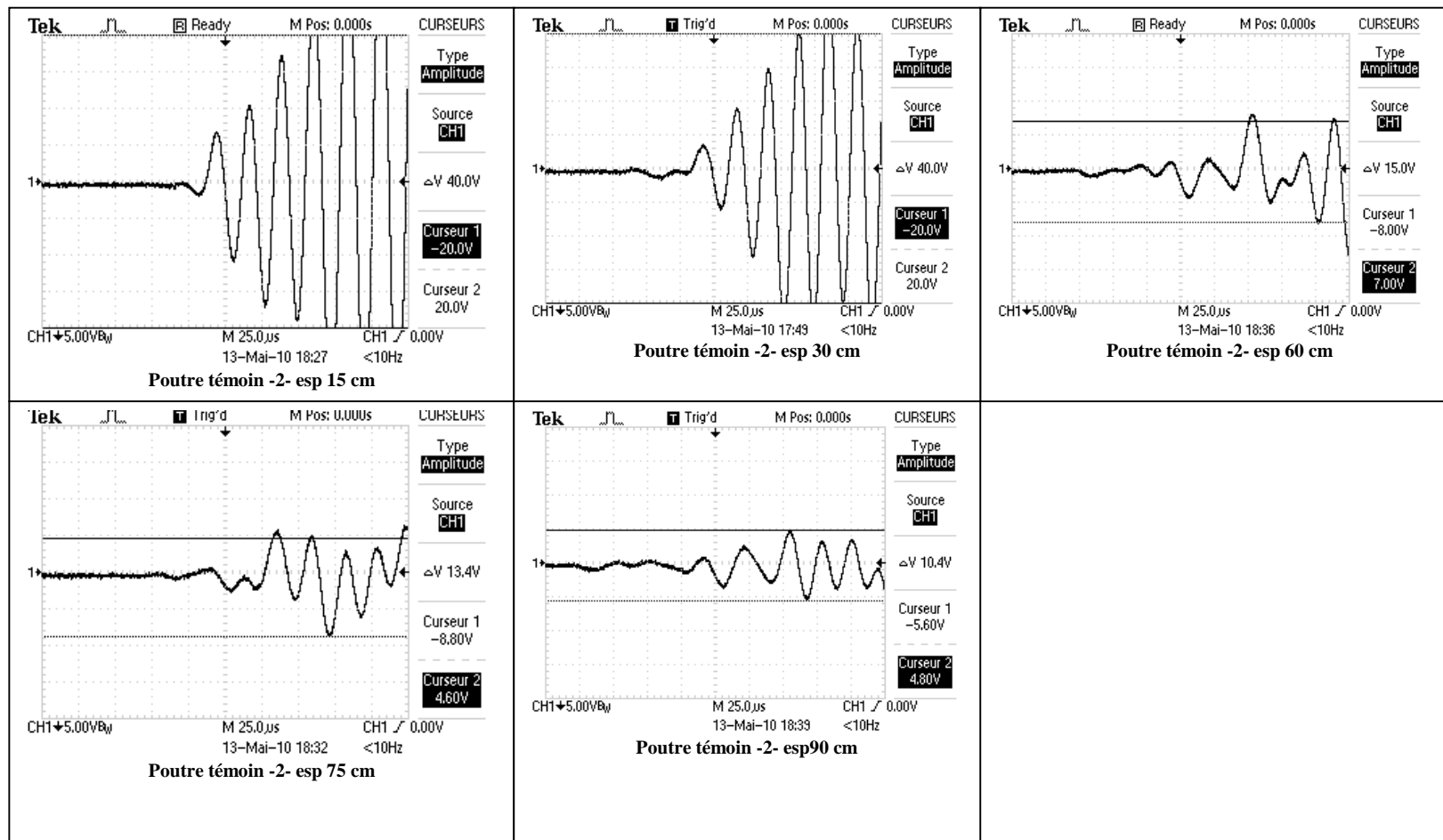


Figure. III. 4. Exemples des signaux enregistrés sur l'éprouvette témoin à pas constant par l'oscilloscope.

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	ΔV [v]													
		T1				T2				T3					
10	combinée	ΔV [v]	Espacement (cm)	10	ΔV [v]	Espacement (cm)	13	15	ΔV [v]	Espacement (cm)	15	17.6	19		
														10	20
		20	30	39	52	45	60	16.2	26.2	25.6	23.4	20.4	18		
														30	40
		40	50	65	78	90	91	13.4	10.4	9	13.6	15	11.2		
														50	60
		60	70	91	91	90	91	13.4	10.4	9	13.6	15	11.2		
														70	80
		80	90	91	91	90	91	13.4	10.4	9	13.6	15	11.2		
														90	90

Tableau III. 5. Amplitudes des signaux enregistrés sur les éprouvettes témoins à pas constants.

Commentaires :

Nous observons que les signaux enregistrés sur un profil sur l'éprouvette témoin à pas constant **FigureIII.10** commencent par une grande amplitude pour les premières distances et l'amplitude commence à diminuer pour les grandes distances. Cette diminution de l'amplitude est due à l'atténuation de propagation des ondes de surfaces sous l'effet de la composition du béton (gravier de différentes dimensions, sable, ciment) et le degré de la compacité de béton et l'état de la surface traité. Les diminutions du signal à la moitié et à l'extrémité de la poutrelle sont respectivement 33% et 73 % pour le pas de 10 cm, 30 % et 73,5 % pour le pas de 13 cm et enfin 33 % et 74,5% pour le pas de 15 cm. Comme pour les vitesses, l'effet du pas utilisé est négligeable sur les amplitudes du signal.

III.3.1.2_Éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone LFC

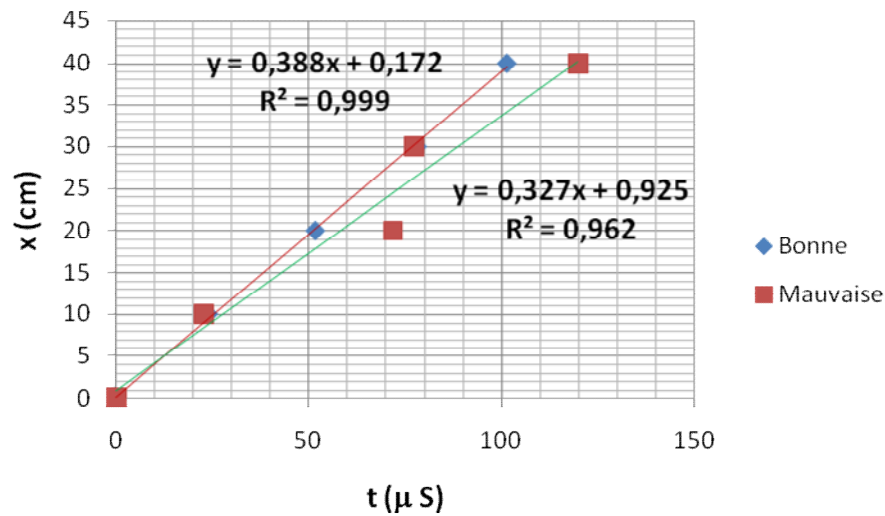


Figure. III.5. Estimation de la vitesse sur des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone (pas de 10 cm).

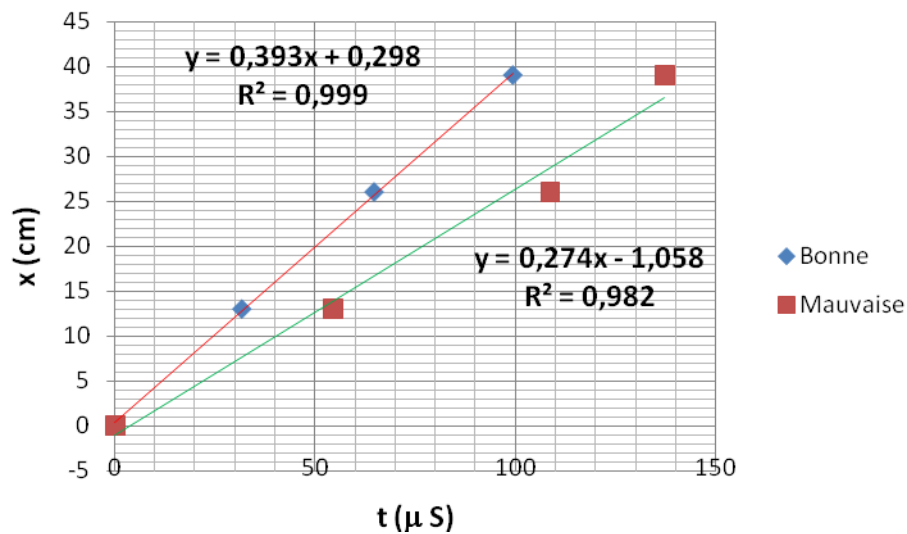


Figure. III.6. Estimation de la vitesse sur des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone (pas de 13 cm).

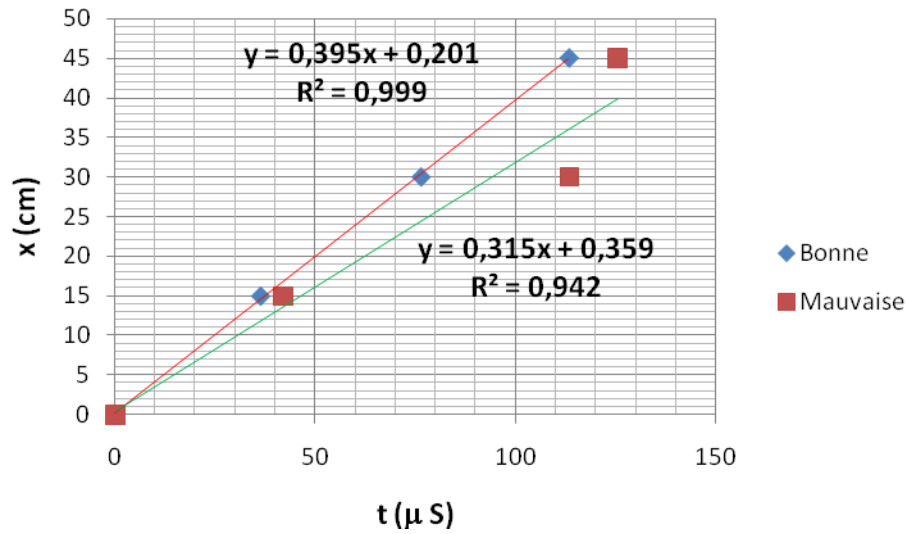


Figure. III.7. Estimation de la vitesse sur des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone (pas de 15 cm).

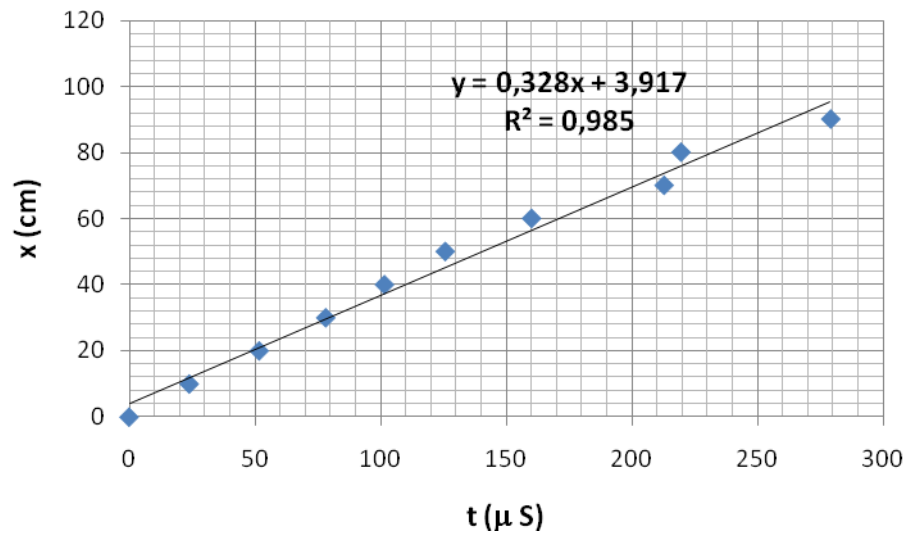


Figure. III.8. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur toute l'éprouvette T1 renforcée par lamelles de fibres de carbone (pas de 10 cm).

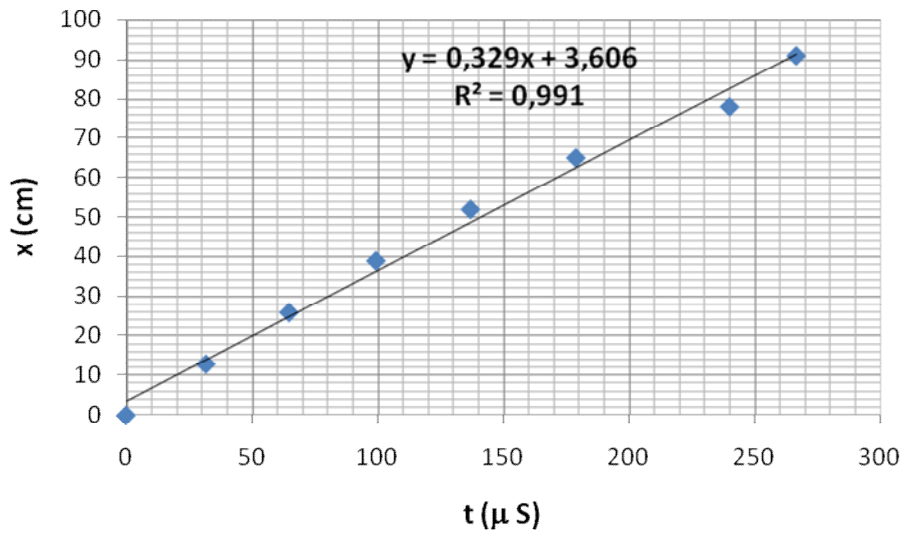


Figure. III.9. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur toute l'éprouvette T1 renforcée par lamelles de fibres de carbone (pas de 13 cm).

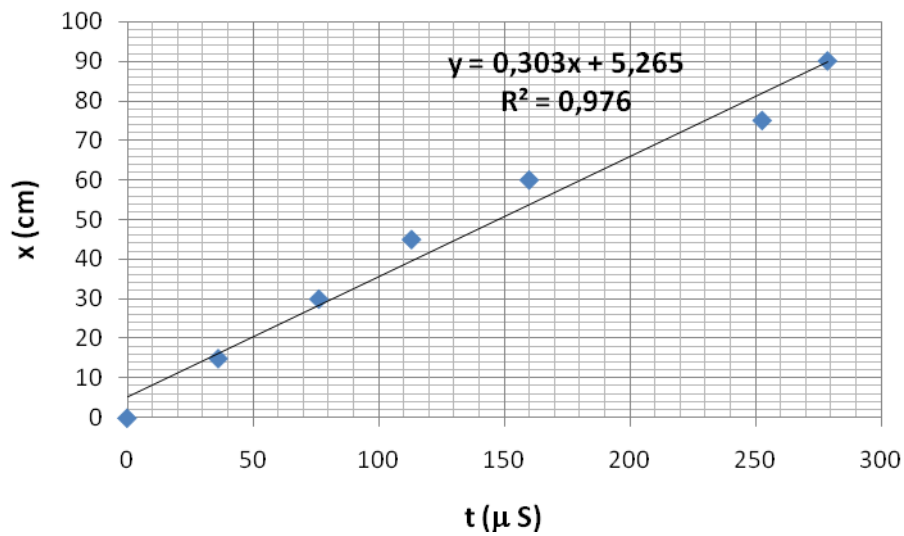


Figure. III.10. Estimation de la vitesse des ondes de surface sur toute l'éprouvette T1 renforcée par lamelles de fibres de carbone (pas de 15 cm).

La vitesse des ondes de surface est estimée à partir de la pente de la courbe linéaire présentée sur les figure III « 5 6 7 8 9 10 » qui donne la variation du temps) en fonction de la distance (entre l'émetteur et le récepteur) :

Les résultats des différentes vitesses sur les trois poutres renforcées par des lamelles composites de fibres de carbone sont résumés dans le tableau suivant :

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	V [cm/μ s] R ²			Vmoy. [cm/μ s]
		T1	T2	T3	
10	bonne	0.388 <i>R</i> ² =0.999	0.397 <i>R</i> ² =0.998	0.405 <i>R</i> ² =0.996	0.397± 0.008
	mauvaise	0.327 <i>R</i> ² =0.962	0.321 <i>R</i> ² =0.984	0.291 <i>R</i> ² =0.973	0.314±0.018
	combinée	0.328 <i>R</i> ² =0.985	0.383 <i>R</i> ² =0.979	0.341 <i>R</i> ² =0.994	0.351±0.029
13	bonne	0.393 <i>R</i> ² =0.999	0.395 <i>R</i> ² =0.999	0.404 <i>R</i> ² =0.997	0.397±0.006
	mauvaise	0.274 <i>R</i> ² =0.982	0.379 <i>R</i> ² =0.998	0.276 <i>R</i> ² =0.987	0.310±0.060
	combinée	0.329 <i>R</i> ² =0.991	0.352 <i>R</i> ² =0.993	0.352 <i>R</i> ² =0.990	0.344±0,013
15	bonne	0.395 <i>R</i> ² =0.999	0.408 <i>R</i> ² =0.999	0.407 <i>R</i> ² =0.999	0.403±0.007
	mauvaise	0.315 <i>R</i> ² =0.942	0.355 <i>R</i> ² =0.993	0.364 <i>R</i> ² =0.981	0.345±0.026
	combinée	0.303 <i>R</i> ² =0.976	0.282 <i>R</i> ² =0.919	0.344 <i>R</i> ² =0.994	0.310±0.032

Tableau III.6 Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par des lamelles de fibres de carbone.

Commentaires :

Les vitesses dans les poutres bien renforcées sont toujours supérieures aux vitesses dans celles avec un mauvais renforcement. Les différences sont respectivement de 31 %, 28% et 10 % pour les pas de mesure 10 cm, 13 cm et 15 cm. L'effet du pas de mesure conduit à une différence maximale, des vitesses mesurées, de 1.5% pour les poutres bien-renforcées et 12% pour les poutres mal-renforcées.

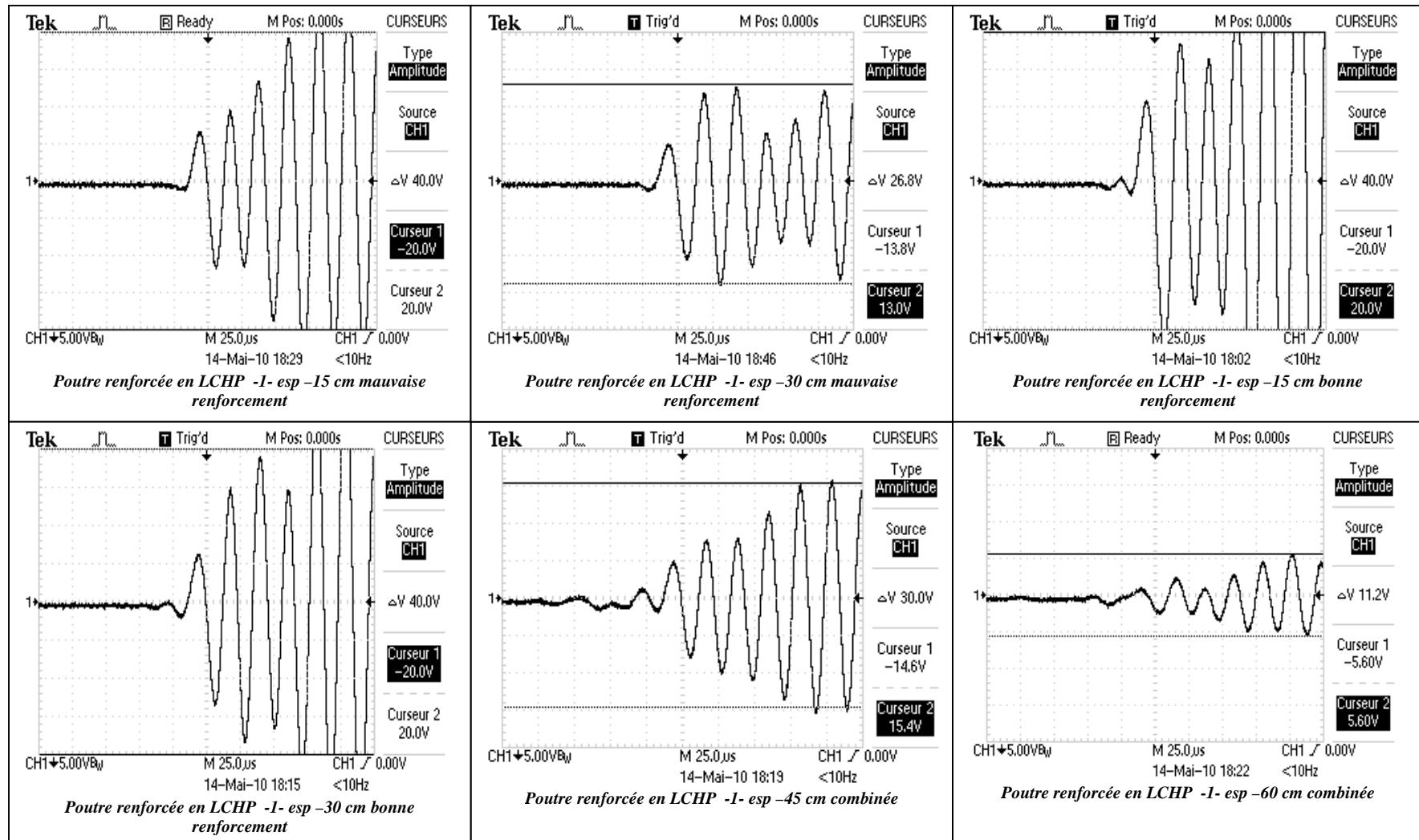


Figure. III. 11. Exemples des signaux enregistrés sur l'éprouvette renforcée par lamelles de fibres de carbone.

Partie II - Chapitre III interprétations et exploitation des résultats

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	ΔV [v]																								
		T1				T2				T3																
		10	bonne	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40							
>40	>40			>40	>40	>40	>40	>40	31.2	>40	>40	>40	>40	>40	>40	>40	>40									
mauvaise	10		20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40									
	>40		>40	8.6	4.4	14.2	10.2	9.4	6.6	15.4	15	9.4	8.4													
combinée	10	20	30	40	50	60	70	80	90	10	20	30	40	50	60	70	80	90								
	>40	>40	>40	40	14	11.2	6.4	5.2	5	>40	>40	>40	31.2	13.2	11.2	9.4	7.2	5	>40	>40	>40	>40	27.8	19.8	18.6	18
13	bonne	13	26	39		13	26	39		13	26	39														
		>40	>40	>40		>40	>40	34.2		>40	>40	>40														
	mauvaise	13	26	39		13	26	39		13	26	39														
		24	20.6	5.2		16.2	10.8	5		12	10	9.8														
combinée	13	26	39	52	65	78	91		13	26	39	52	65	78	91		13	26	39	52	65	78	91			
	>40	>40	>40	17.6	14.8	11	11		>40	>40	>40	19	16.4	16.2	10.6		>40	>40	>40	22.2	15.4	14.2	13			
15	bonne	15	30	45		15	30	45		15	30	45														
		>40	>40	30		>40	>40	34.2		>40	>40	>40														
	mauvaise	15	30	45		15	30	45		15	30	45														
		40	26.8	19.2		16.2	10.8	5		12	10	9.8														
combinée	15	30	45	60	75	90		15	30	45	60	75	90		15	30	45	60	75	90						
	>40	>40	30	11.2	11	10		>40	>40	34.2	30	28.6	14.6		>40	>40	>40	18	15	8.2						

Tableau III.7. Amplitude des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone.

Les amplitudes moyennes des trois éprouvettes, pour les pas de 10 et 15 cm, sont résumées dans les tableaux suivants :

Type	10	20	30	40	50	60	70	80	90
Bonne	40 ± 0	40 ± 0	40 ± 0	37,7 ± 5					
Mauvaise	23,3 ± 15,56	21,73 ± 16	9,13 ± 0,46	6,47 ± 2					
Combinée	40 ± 0	40 ± 0	40 ± 0	37,4 ± 4,5	18,33 ± 8,2	12,4 ± 2,08	11,46 ± 6,36	10,13 ± 6,88	7,07 ± 3,58

Tableau III.7.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone (pas 10 cm).

Type	15	30	45	60	75	90
Bonne	40	40	34,73			
Mauvaise	22,37	15,87	11,3			
Combinée	40	40 ± 0	37,73	19,73	18,2	10,93

Tableau III.7.b. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par lamelles de fibres de carbone (pas 15 cm).

Commentaires :

On remarque que les amplitudes (ΔV) des signaux sont fortement influencées par la qualité du renforcement. La diminution du signal reçu, entre un bon et un mauvais renforcement, varie de 42 % à 82% pour les pas de 10 cm et de 43 % à 67 % pour les pas de 15 cm. Ceci conforte l'aptitude de l'utilisation des amplitudes des signaux pour caractériser la qualité du renforcement. Les signaux reçus le long de toute la poutre (combinée) montrent aussi l'effet de la qualité du renforcement. Mais dans cette condition, l'effet du parcours entre l'émission et la réception influe aussi sur la diminution des signaux.

III.3.1.3 Eprouvettes renforcées par tissus de fibres de carbone TFC

▪ Eprouvette T01

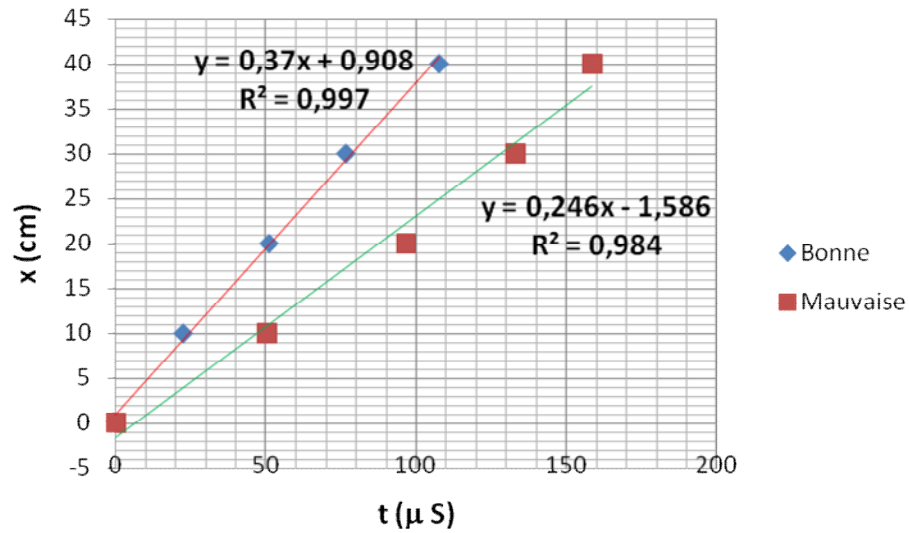


Figure III.12. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 10 cm).

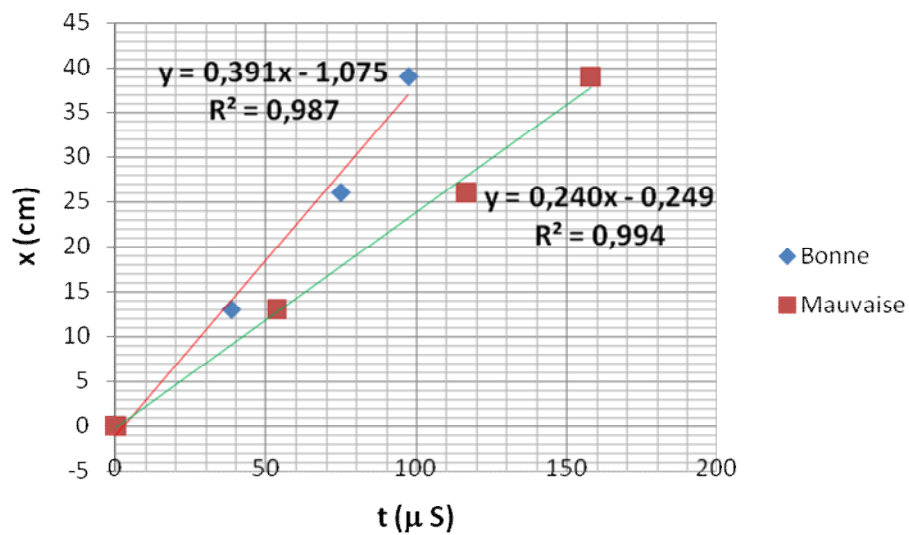


Figure III.13. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 13 cm).

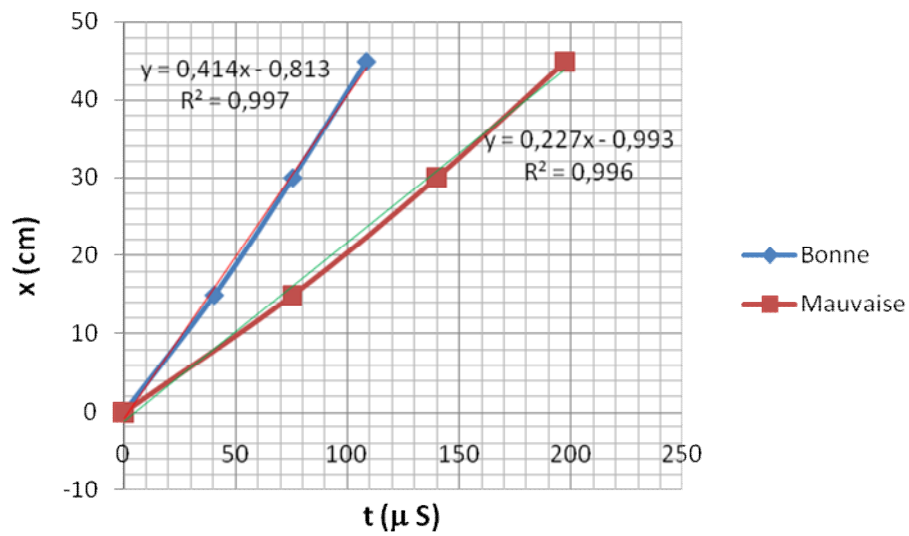


Figure III.14. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 15 cm).

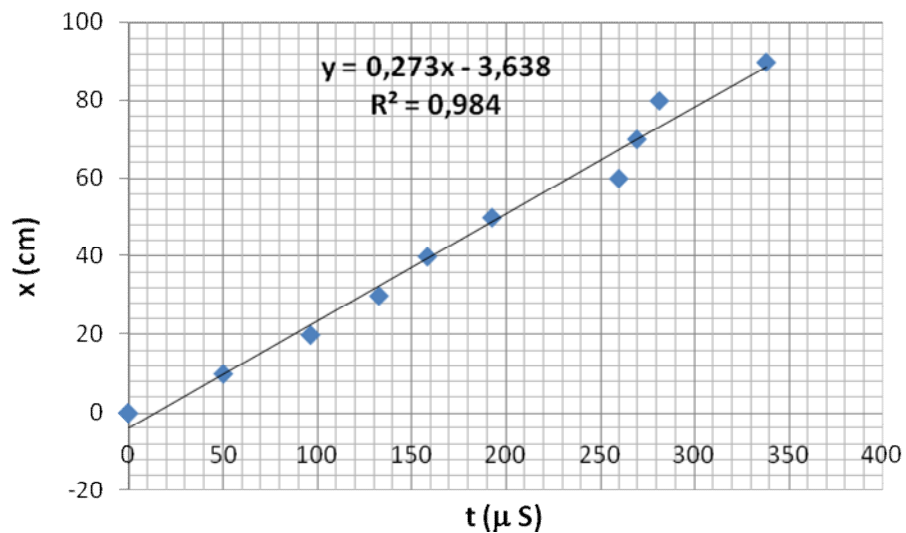


Figure III.15. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 10 cm).

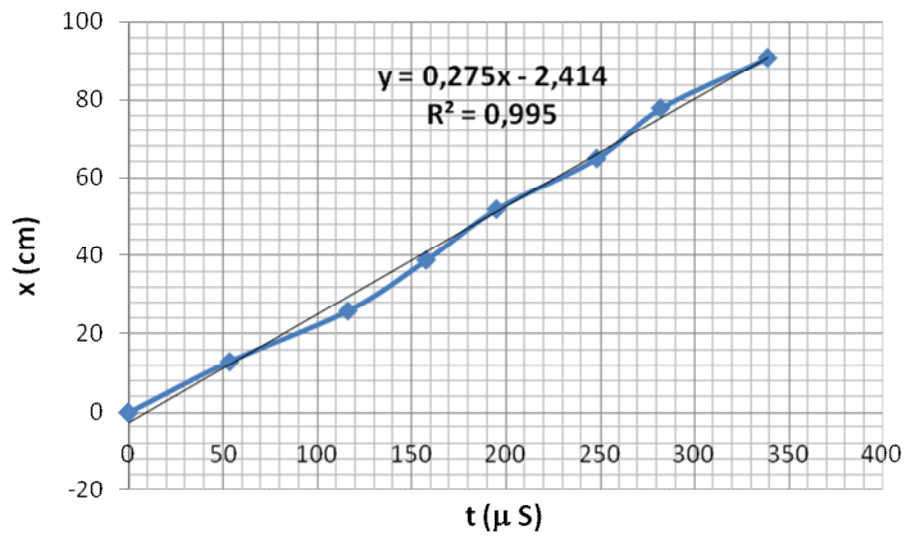


Figure III.16. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 13 cm).

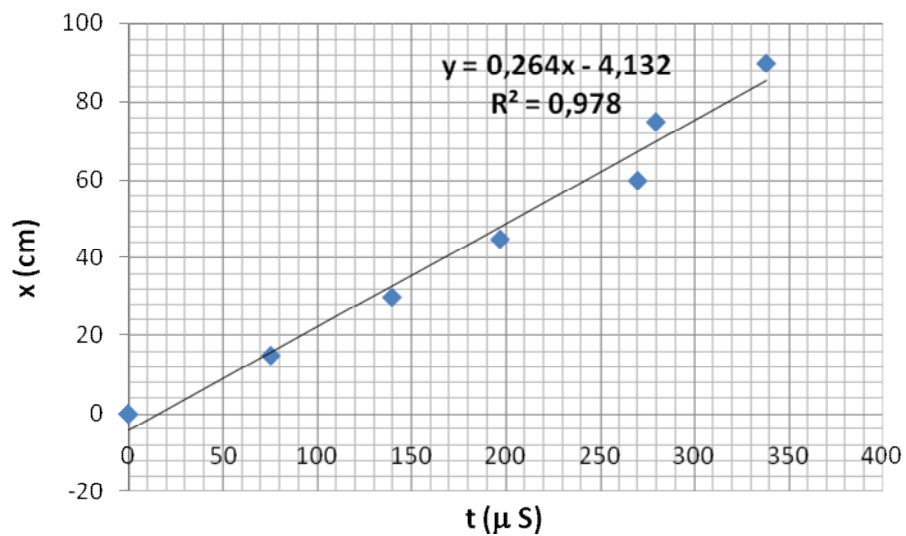


Figure III.17. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibre de carbone (pas de 15 cm).

Les résultats des différentes vitesses sur les trois poutres renforcées par des lamelles composites de fibres de carbone sont résumés dans le tableau suivant :

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	V [cm/μ s] R ²			V _{moy.} [cm/μ s]
		T1	T2	T3	
10	bonne	0.370 <i>R</i> ² =0.997	0.356 <i>R</i> ² =0.996	0.323 <i>R</i> ² =0.981	0.350±0.024
	mauvaise	0.246 <i>R</i> ² =0.984	0.205 <i>R</i> ² =0.984	0.191 <i>R</i> ² =0.981	0.214±0.029
	combinée	0.273 <i>R</i> ² =0.984	0.324 <i>R</i> ² =0.974	0.326 <i>R</i> ² =0.968	0.308±0.030
13	bonne	0.391 <i>R</i> ² =0.994	0.359 <i>R</i> ² =0.988	0.336 <i>R</i> ² =0.997	0.362±0.028
	mauvaise	0.240 <i>R</i> ² =0.987	0.253 <i>R</i> ² =0.999	0.190 <i>R</i> ² =0.979	0.228±0.033
	combinée	0.275 <i>R</i> ² =0.995	0.326 <i>R</i> ² =0.964	0.313 <i>R</i> ² =0.970	0.305±11.7
15	bonne	0.414 <i>R</i> ² =0.996	0.368 <i>R</i> ² =0.997	0.312 <i>R</i> ² =0.998	0.403±0.027
	mauvaise	0.227 <i>R</i> ² =0.997	0.228 <i>R</i> ² =0.998	0.211 <i>R</i> ² =0.990	0.211±0.010
	combinée	0.264 <i>R</i> ² =0.978	0.294 <i>R</i> ² =0.949	0.308 <i>R</i> ² =0.944	0.289±0.022

Tableau III.8 Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par tissus de fibres de carbone.

Commentaires :

Les vitesses dans les poutres bien renforcées sont toujours supérieures aux vitesses dans celles avec un mauvais renforcement. Les différences sont respectivement de 27 %, 28% et 17 % pour les pas de mesure 10 cm, 13 cm et 15 cm. L'effet du pas de mesure conduit à une différence maximale de 1.5 % des vitesses mesurées, pour les poutres bien-renforcées et 11% pour les poutres mal-renforcées.

Partie II - Chapitre III interprétations et exploitation des résultats

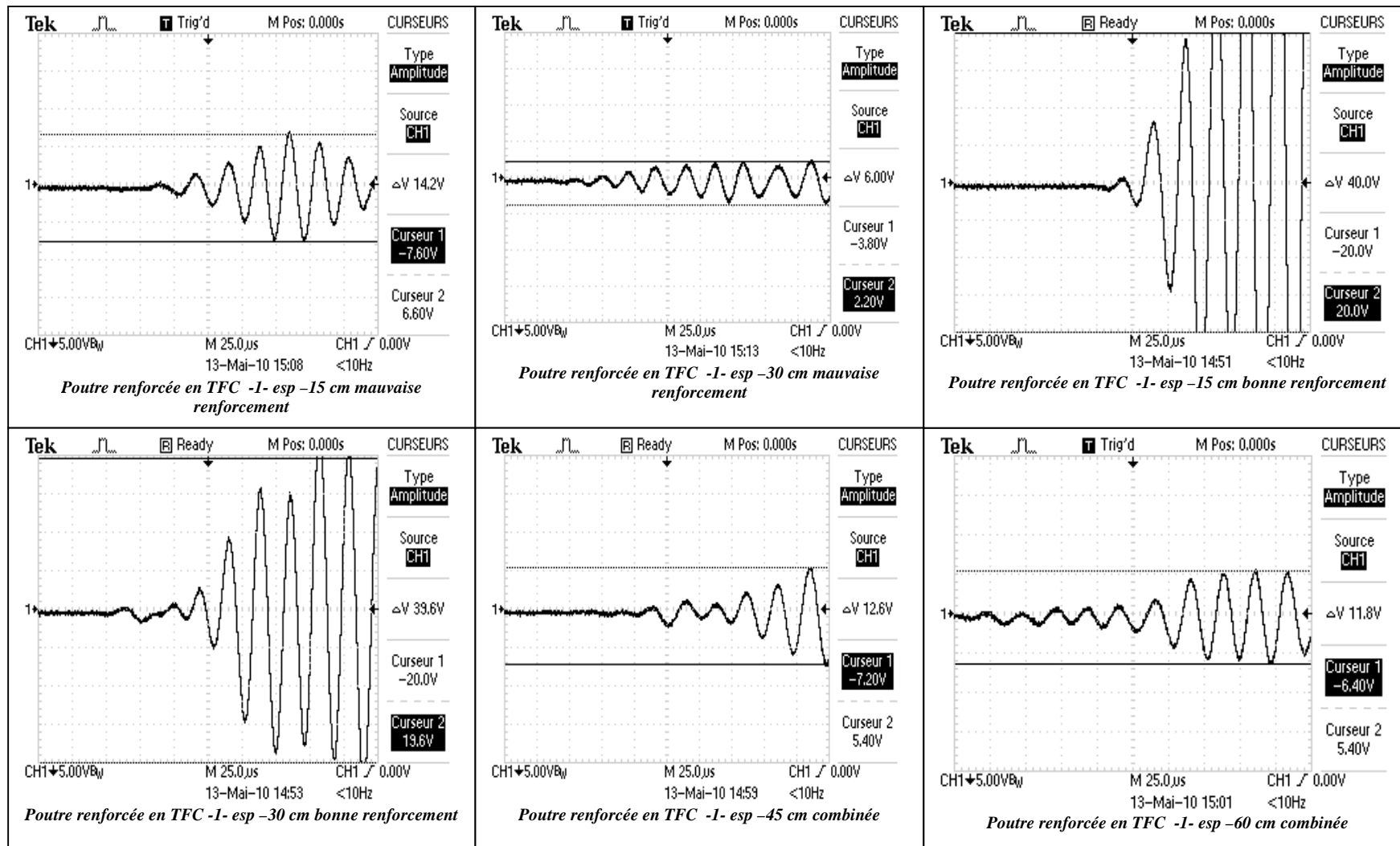


Figure III.18. Signaux enregistrés sur un profil sur l'éprouvette renforcée par tissu de fibre de carbone.

Partie II - Chapitre III interprétations et exploitation des résultats

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	ΔV [v]																								
		T1				T2				T3																
10	bonne	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40													
		>40	40	37.2	23.6	>40	>40	>40	27.8	>40	>40	40	35.2													
	mauvaise	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40													
		13.2	6.8	5.2	4.8	13.8	5.4	5	4.8	6.2	4.4	3.8	3.4													
	combinée	10	20	30	40	50	60	70	80	90	10	20	30	40	50	60	70	80	90							
		>40	40	37.2	23.6	21.8	16	8.6	9.6	3.8	>40	>40	>40	27.8	23.2	14.2	8.8	8.2	6.8	>40	>40	40	35.2	17.2	16.4	16
13	bonne	13	26	39		13	26	39		13	26	39														
		>40	40	27.6		>40	>40	30.2		>40	25.2	24.2														
	mauvaise	13	26	39		13	26	39		13	26	39														
		18.4	8	4		>40	>40	3.2		6.4	3.8	2														
	combinée	13	26	39	52	65	78	91		13	26	39	52	65	78	91										
		>40	40	27.6	21.8	12.8	11.8	5.4		>40	>40	30.2	29.4	18	14	11		>40	25.2	24.2	17	14.4	12.4	9		
15	bonne	15	30	45		15	30	45		15	30	45														
		>40	40	19.6		>40	39.5	9		>40	40	30.2														
	mauvaise	15	30	45		15	30	45		15	30	45														
		14.2	6	5.2		7.8	6.8	6		5.2	3.8	3														
	combinée	15	30	45	60	75	90		15	30	45	60	75	90												
		>40	39.6	19.6	12.6	11.8	10.2		>40	39.2	9	6	6	4.4		>40	40	30.2	18.4	11.4	8.6					

Tableau III.9. Amplitudes enregistrés sur les éprouvettes renforcées par tissu de fibre de carbone.

Type	15	30	45	60	75	90
Bonne	40	39,83	19,6			
Mauvaise	9,07	5,53	4,73			
Combinée	40	39,6	19,6	12,33	9,73	6,5

Tableau III.9.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par tissus de fibre en carbone (pas 15 cm)

Commentaires :

La diminution du signal reçu, entre un bon et un mauvais renforcement, varie de 75 % à 86 % pour ces pas de 15 cm. On remarque cette diminution est beaucoup moins sensible à la position du transducteur de réception.

III.3.1.4_Eprouvettes réparées par du béton

▪ *Eprouvette T1*

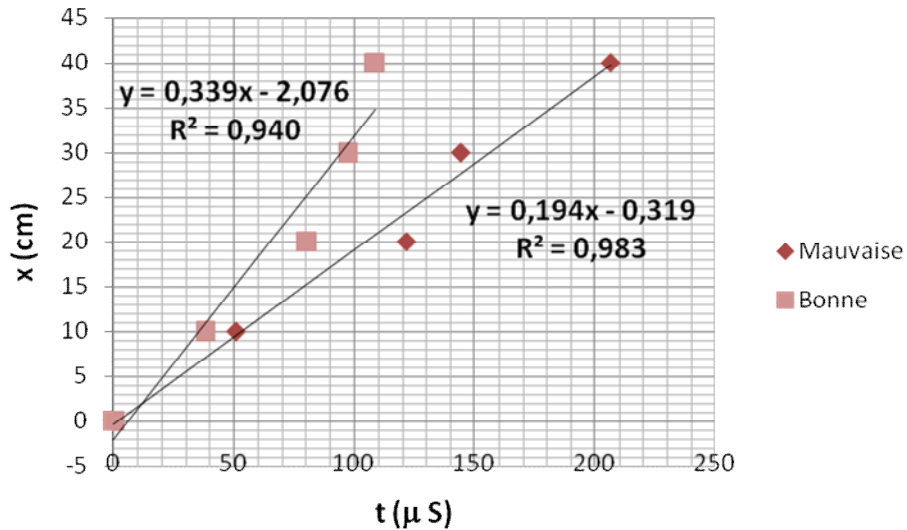


Figure. III.19. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 10 cm).

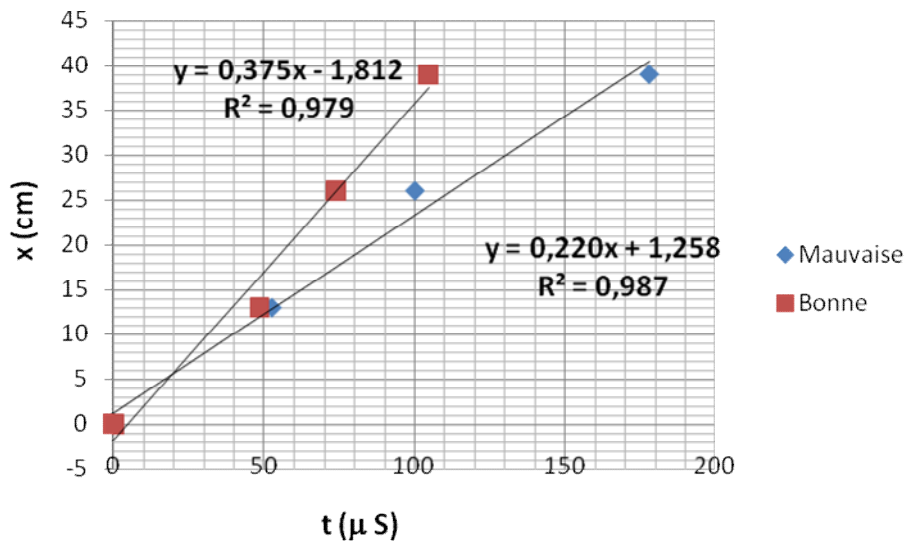


Figure. III.20. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 13 cm).

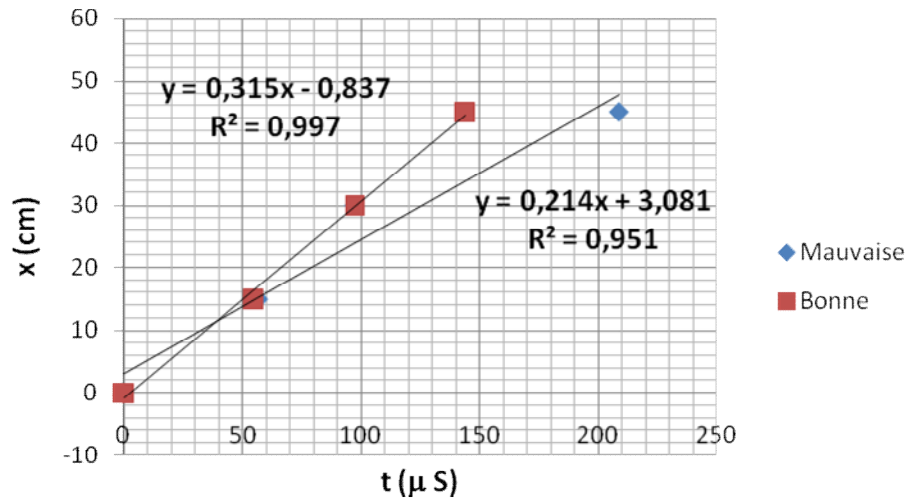


Figure. III.21. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 15 cm).

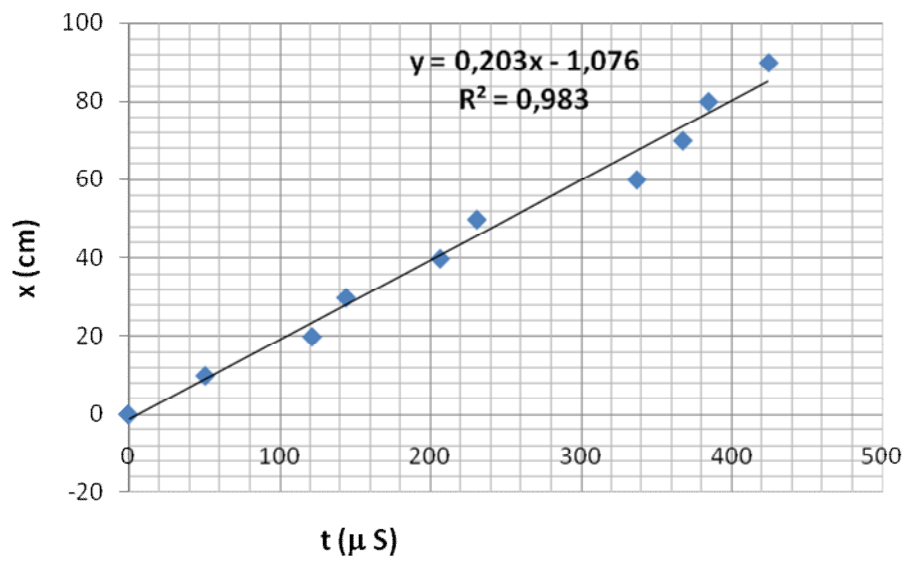


Figure. III.22. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par béton (pas de 10 cm).

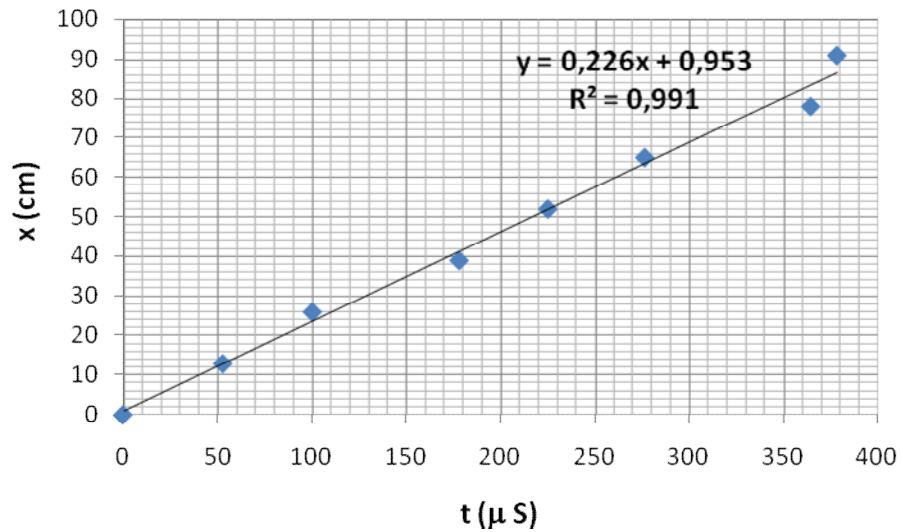


Figure. III.23. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 13 cm).

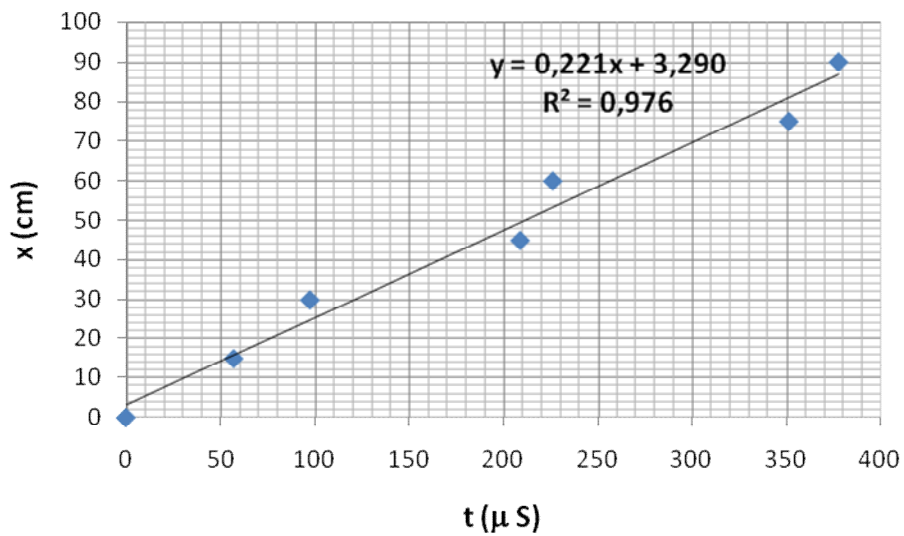


Figure. III.24. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par du béton (pas de 15 cm).

La vitesse des ondes de surface est estimée à partir de la pente de la courbe linéaire présentée sur les figures III « 19 20 21 22 23 24 » qui donne la variation du temps (acquisition du signal) en fonction de la distance (entre l'émetteur et le récepteur) :

Les résultats des différentes vitesses sur les trois poutres renforcées par du béton sont résumés dans le tableau suivant :

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	V [cm/μ s] R ²			Vmoy. [cm/μ s]
		T1	T2	T3	
10	bonne	0.339 <i>R²=0.940</i>	0.379 <i>R²=0.991</i>	0.312 <i>R²=0.993</i>	0.343±0.034
	mauvaise	0.194 <i>R²=0.983</i>	0.342 <i>R²=0.969</i>	0.273 <i>R²=0.987</i>	0.270±0.074
	combinée	0.203 <i>R²=0.983</i>	0.203 <i>R²=0.983</i>	0.318 <i>R²=0.989</i>	0.241±0.066
13	bonne	0.375 <i>R²=0.987</i>	0.364 <i>R²=0.998</i>	0.385 <i>R²=0.998</i>	0.375±0.011
	mauvaise	0.220 <i>R²=0.979</i>	0.376 <i>R²=0.999</i>	0.309 <i>R²=0.991</i>	0.302±0.078
	combinée	0.226 <i>R²=0.991</i>	0.226 <i>R²=0.991</i>	0.355 <i>R²=0.989</i>	0.269±0.074
15	bonne	0.315 <i>R²=0.997</i>	0.315 <i>R²=0.997</i>	0.398 <i>R²=0.998</i>	0.343±0.048
	mauvaise	0.214 <i>R²=0.951</i>	0.214 <i>R²=0.951</i>	0.285 <i>R²=0.989</i>	0.238±0.041
	combinée	0.221 <i>R²=0.976</i>	0.221 <i>R²=0.976</i>	0.370 <i>R²=0.989</i>	0.271±0.086

Tableau III.10 Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par du béton.

Commentaires :

Les vitesses dans les poutres bien renforcées sont supérieures à celles avec un mauvais renforcement. Les différences sont respectivement de 27 %, 24% et 44 % pour les pas de mesure 10 cm, 13 cm et 15 cm. Si pour les premiers pas (10 et 13 cm), l'effet du pas de mesure est le même que les deux renforcements avec des fibres de carbone, on a une plus grande différence pour le pas de 15 cm.

Partie II - Chapitre III interprétations et exploitation des résultats

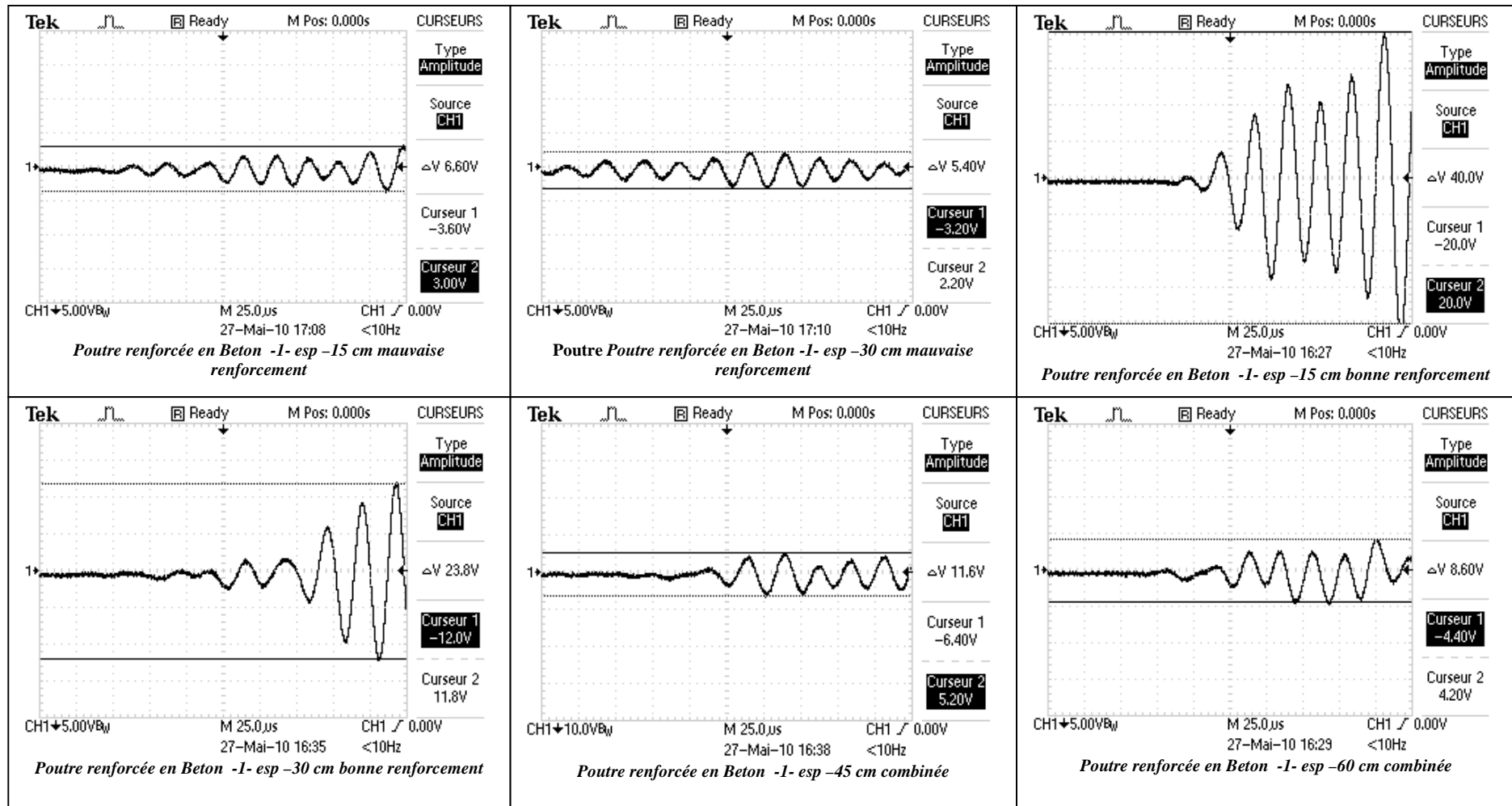


Figure. III. 25 . Signaux enregistrés sur un profil sur les éprouvettes renforcées par du béton.

Partie II - Chapitre III interprétations et exploitation des résultats

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	ΔV [v]																										
		T1									T2									T3								
10	bonne	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40			
		27	13.4	11.8	9.8	9	6.8	5	4.6	12.8	11.6	4.6	4.6															
	mauvaise	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40			
		10.4	8	8	7.6	16.2	9.6	9.2	8.8	6.4	5.4	4.8	4.8															
	combinée	10	20	30	40	50	60	70	80	90	10	20	30	40	50	60	70	80	90	10	20	30	40	50	60	70	80	90
		27	13.4	11.8	9.8	8	6	4.6	4.6	3.6	9	6.8	5	4.6	4.6	4.4	3.8	3.8	3.4	12.8	11.6	4.6	4.6	4.4	4.4	3.8	3.8	3.6
13	bonne	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39			
		40	27.2	16.2	17.2	16.8	13.2	39.6	36.4	19																		
	mauvaise	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39			
		9	7.4	7	33.8	26.8	17.8	6	4	4																		
	combinée	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91						
		40	27.2	16.2	12.2	10.6	9	8.6	17.2	16.8	13.2	11.4	9.2	9.2	7.8	39.6	36.4	19	16.6	10.2	9.6	7.2						
15	bonne	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45			
		40	23.8	11.6	32.2	12.6	10.2	39.8	23.6	14.8																		
	mauvaise	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45			
		6.6	5.4	4.2	9.2	8.8	8.8	5.4	5	4.4																		
	combinée	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90									
		40	23.8	11.6	8.6	7.6	7.2	32.2	12.6	10.6	10.2	10	6.2	39.8	23.6	14.8	13.6	13.6	9.4									

Tableau. III. 11. Amplitudes des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par du béton.

Type	15	30	45	60	75	90
Bonne	37,33	20	12,2			
Mauvaise	7,07	6,4	5,97			
Combinée	37,33	20	12,33	10,8	10,37	7,53

Tableau III.11.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par béton (pas 15 cm).

Commentaires :

La diminution du signal reçu, entre un bon et un mauvais renforcement par béton, varie de 49 % à 81 % pour les pas de 15 cm. On remarque que même dans la partie bien renforcée l'amplitude du signal diminue. Cet effet est constaté dans la poutre témoin dû au parcours entre l'émission et la réception (absorption et dispersion du signal).

III.3.1.5 Eprouvettes réparées par tissu de fibres de verre FV

▪ Eprouvette T1

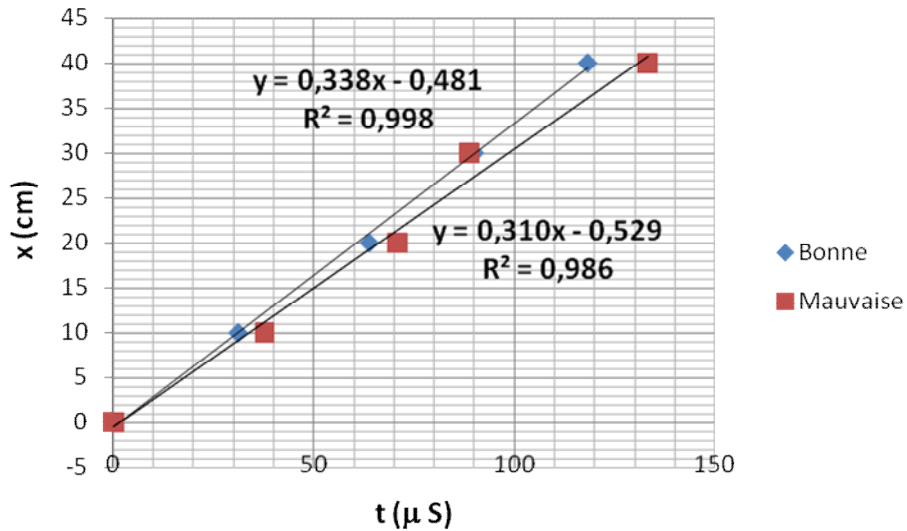


Figure. III. 26. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 10 cm).

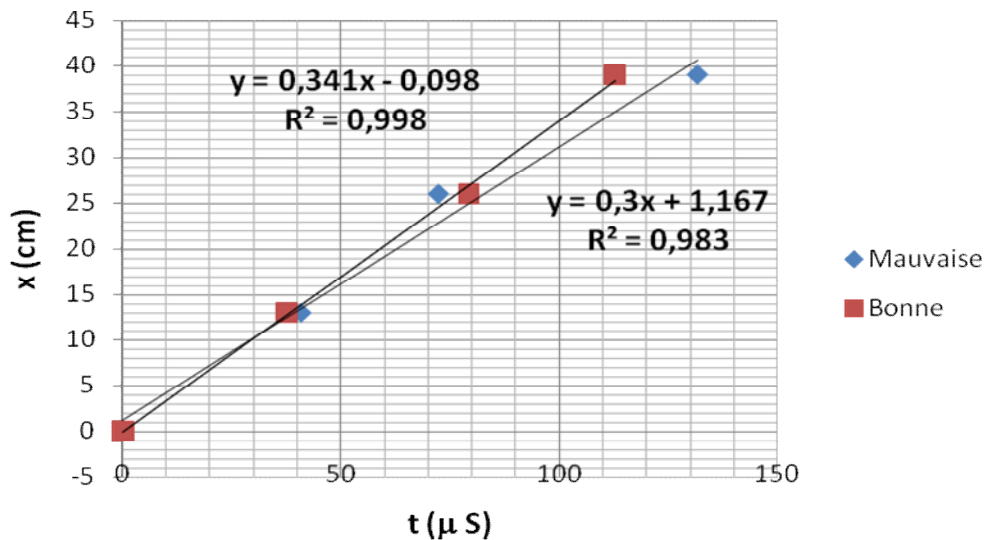


Figure. III. 27. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 13 cm).

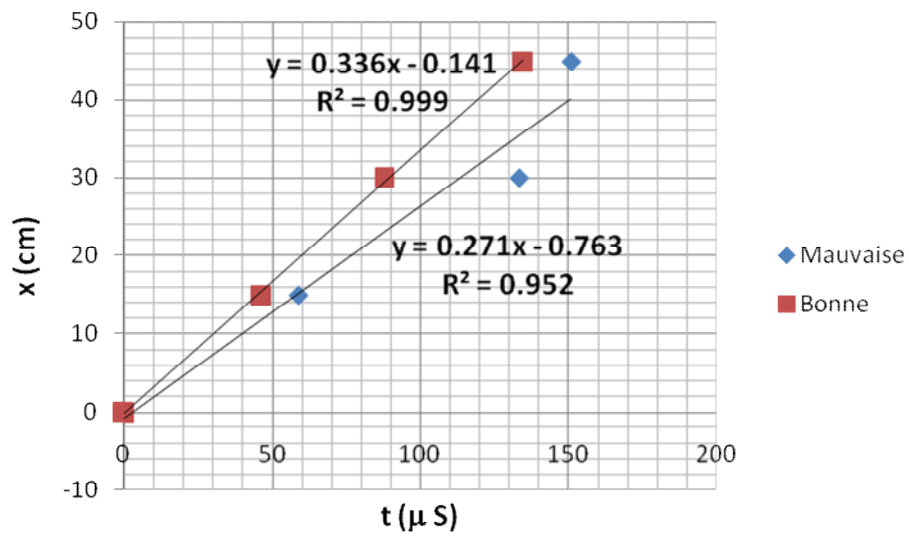


Figure. III. 28. Estimation de la vitesse sur l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 15 cm).

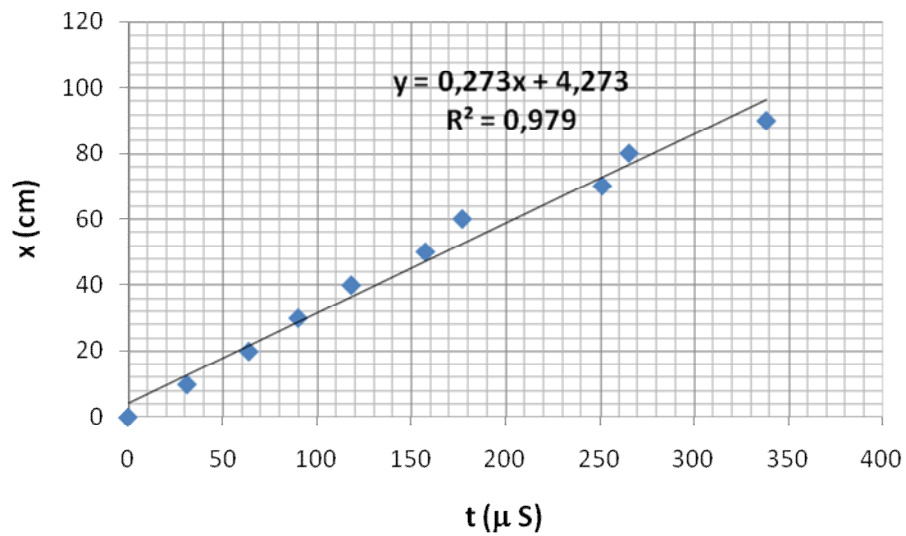


Figure. III. 29. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 10 cm).

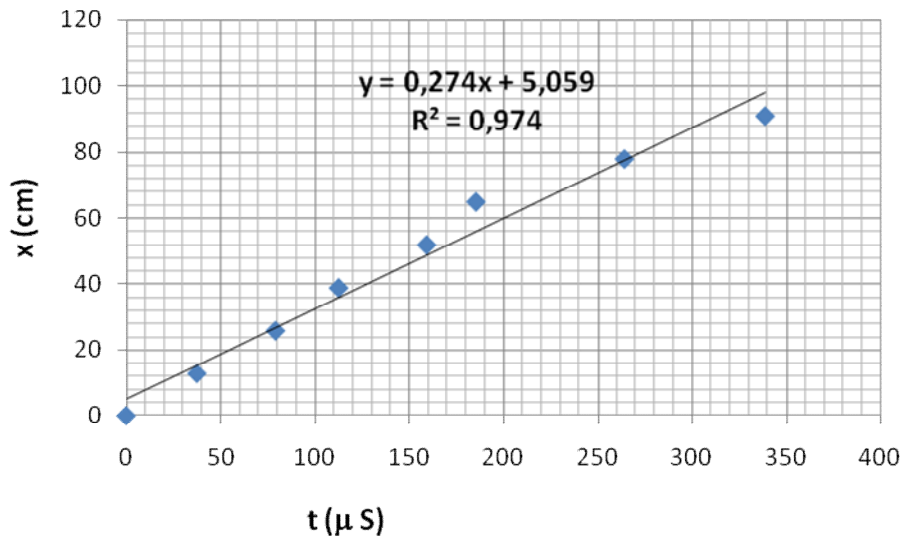


Figure. III. 30. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 13 cm).

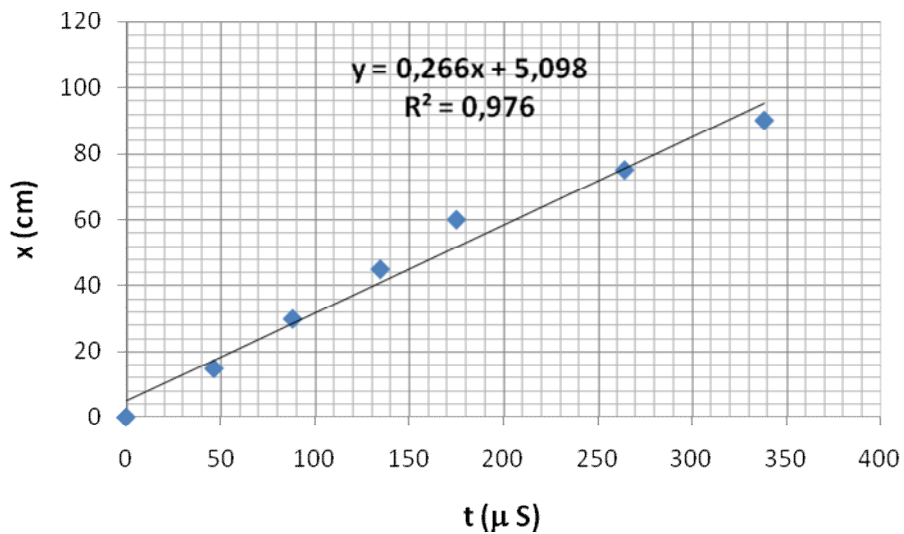


Figure. III. 31. Estimation de la vitesse sur toute l'éprouvette T1 renforcée par tissu de fibres de verre (pas de 15 cm).

Les résultats des différentes vitesses sur les trois poutres réparées par du tissu de fibres de verre sont résumés dans le tableau suivant :

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	V [cm/μ s] R ²			Vmoy. [cm/μ s]
		T1	T2	T3	
10	bonne	0.388 <i>R²=0.998</i>	0.361 <i>R²=0.995</i>	0.363 <i>R²=0.997</i>	0.371 ±0.015
	mauvaise	0.310 <i>R²=0.986</i>	0.322 <i>R²=0.993</i>	0.208 <i>R²=0.925</i>	0.280 ±0.063
	combinée	0.273 <i>R²=0.979</i>	0.308 <i>R²=0.990</i>	0.309 <i>R²=0.990</i>	0.297 ±0.021
13	bonne	0.341 <i>R²=0.998</i>	0.328 <i>R²=0.999</i>	0.363 <i>R²=0.997</i>	0.344 ±0.018
	mauvaise	0.300 <i>R²=0.983</i>	0.287 <i>R²=0.998</i>	0.208 <i>R²=0.925</i>	0.265 ±0.05
	combinée	0.274 <i>R²=0.974</i>	0.377 <i>R²=0.996</i>	0.361 <i>R²=0.999</i>	0.337 ±0.055
15	bonne	0.336 <i>R²=0.999</i>	0.356 <i>R²=0.999</i>	0.368 <i>R²=0.991</i>	0.353 ±0.016
	mauvaise	0.271 <i>R²=0.952</i>	0.322 <i>R²=0.996</i>	0.337 <i>R²=0.997</i>	0.310 ±0.035
	combinée	0.266 <i>R²=0.976</i>	0.332 <i>R²=0.997</i>	0.328 <i>R²=0.991</i>	0.309 ±0.037

Tableau III.12 Vitesses des ultrasons des éprouvettes renforcées par du tissu de fibres de verre.

Commentaires :

Les vitesses dans les poutres bien renforcées sont toujours supérieures aux vitesses dans celles avec un mauvais renforcement. Les différences sont respectivement de 32 %, 30% et 14 % pour les pas de mesure 10 cm, 13 cm et 15 cm. L'effet du pas de mesure conduit à une différence, des vitesses mesurées, 8% pour les poutres bien renforcées et 17% pour les poutres mal renforcées.

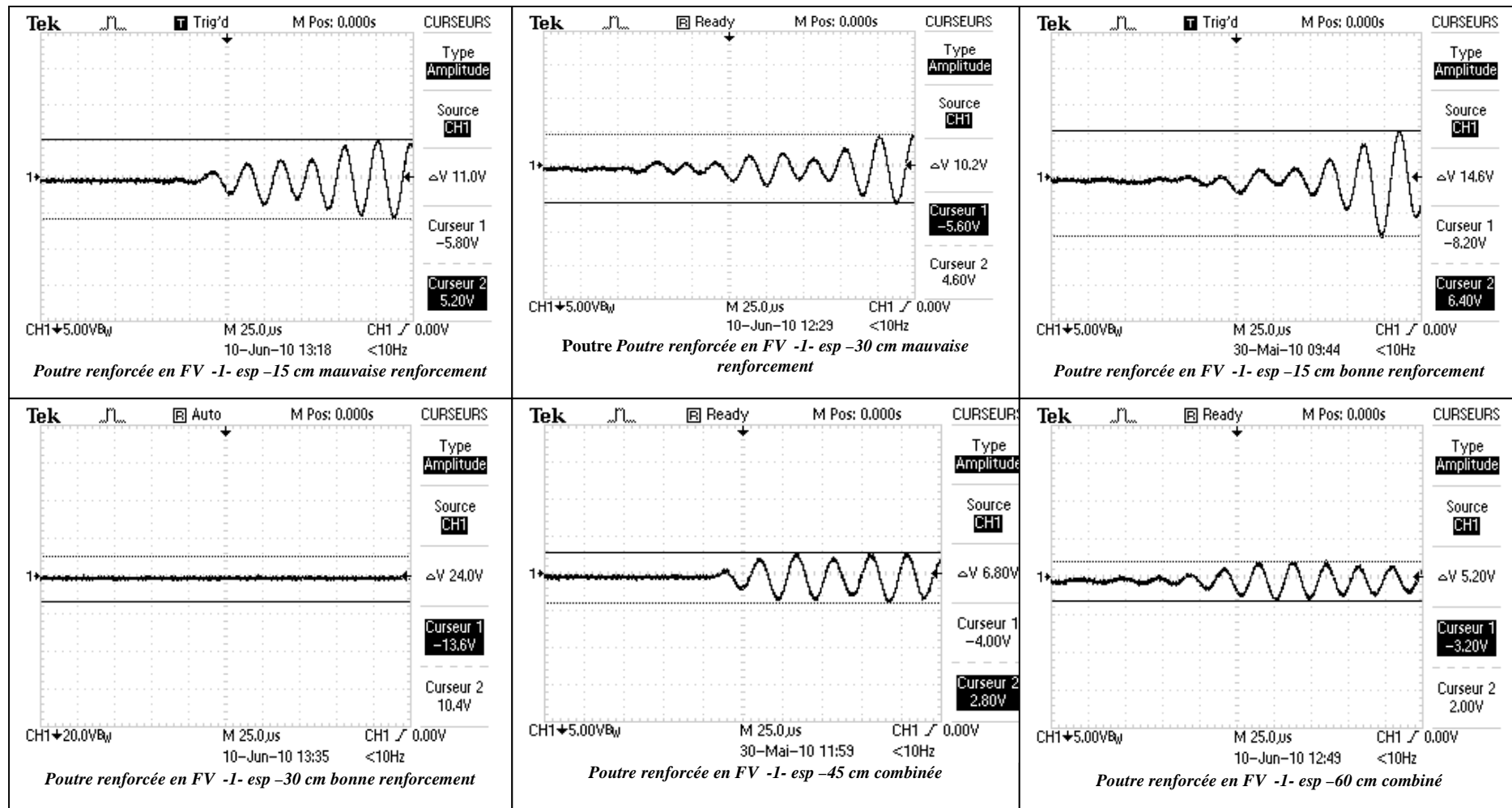


Figure. III. 32 . Exemples des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par du tissu de fibres de verre.

Partie II - Chapitre III interprétations et exploitation des résultats

Pas de mesure (cm)	Qualité de la réparation	ΔV [v]																																			
		T1					T2					T3																									
10	bonne	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40																
		>40	11.8	10.2	9.8	37.6	24.4	21	19.6	38	30	25	20																								
	mauvaise	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40	10	20	30	40																
		6	6	00	00	8.8	8.6	6.8	6.8	9.2	8.7	7.2	4.4																								
	combinée	10	20	30	40	50	60	70	80	90	10	20	30	40	50	60	70	80	90	10	20	30	40	50	60	70	80	90									
		>40	11.8	10.2	9.8	5	3.8	3.8	2.2	2	37.6	24.4	20.4	37.6	20.4	19.6	18	14.6	4.8	38	30	25	20	19.7	12.1	7	4.2	00									
13	bonne	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	23.8	12.8	6	>40	>40	29.4	36	29	20.4												
		13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	20	15.2	00	23.2	16	4.6	9	7.8	7.2												
	mauvaise	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	13	26	39	23.8	12.8	6	6	5.2	4.2	3.6	>40	>40	29.4	19.6	19.2	12.4	7.2	36	29	20.4	20	14.7	7.2	6.4
		13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91								
	combinée	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91	13	26	39	52	65	78	91								
		23.8	12.8	6	6	5.2	4.2	3.6	>40	>40	29.4	19.6	19.2	12.4	7.2	36	29	20.4	20	14.7	7.2	6.4															
15	bonne	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	11	10.2	5.6	29	20	12	36	25	18.2												
		15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	15	30	45	14.6	00	00	19.8	11.8	6.8	7.2	6.3	4.6												
	mauvaise	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90												
		11	10.2	5.6	6.8	4	3.8	29	20	12	7.8	7	4.8	36	25	18.2	16.6	7.6	4.2																		
	combinée	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90	15	30	45	60	75	90												
		11	10.2	5.6	6.8	4	3.8	29	20	12	7.8	7	4.8	36	25	18.2	16.6	7.6	4.2																		

Tableau III.13. Amplitudes des signaux enregistrés sur les éprouvettes renforcées par du tissu de fibres de verre.

Type	15	30	45	60	75	90
Bonne	25,33	18,4	11,93			
Mauvaise	13,87	6,03	5,47			
Combinée	25,33	22,07	11,93	10,04	6,2	4,27

Tableau III.13.a. Amplitudes moyennes sur les éprouvettes renforcées par tissu de fibres de verre (pas 15 cm).

Commentaires :

Si le bon renforcement présente des amplitudes supérieures à celles du mauvais renforcement, on remarque que les amplitudes des signaux diminuent plus rapidement avec l'augmentation de la position du récepteur que les autres types de renforcement. Il y'a aussi une plus grande dispersion des résultats. On pense que le mode de mise en oeuvre des tissus en fibres de verre influence ces résultats. En plus de la couche de colle sur le support, le tissu est complètement imprégné de résine.

III.3.2. Essais non destructifs : mesure de la force d'arrachement

III.3.2.1 Eprouvettes renforcées par lamelles composites de fibres de carbone

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Eprouvette Qualité du renforcement	T1	T2	T3	F _{moy.} R ²
Bonne	7240 N	7340 N	8990 N	7857 ± 983 N
Mauvaise	3050 N	3520 N	3100 N	3223 ± 258 N

Tableau III.14. Force d'arrachement des épreuves renforcées par lamelles composites de fibres de carbone.

III.3.2.2 Eprouvettes renforcées par tissus de fibres de carbone

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Eprouvette Qualité du renforcement	T1	T2	T3	F _{moy.} R ²
Bonne	8430 N	8600 N	8750 N	8593 ± 160 N
Mauvaise	4550 N	4930 N	5920 N	5133 ± 707 N

Tableau III. 15. Force d'arrachement des épreuves renforcées par tissu de fibres de carbone.

III.3.2.3 Eprouvettes renforcées par du béton

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Eprouvette Qualité du renforcement	T1	T2	T3	F _{moy.} R ²
Bonne	5340 N	6260 N	6690 N	6097 ± 690 N
Mauvaise	4950 N	5440 N	6040 N	5477 ± 546 N

Tableau III.16. Force d'arrachement des épreuves renforcées par du béton.

III.3.2.4. Eprouvettes renforcées par tissus de fibres de verre

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Eprouvette Qualité du renforcement	T1	T2	T3	F _{moy.} R ²
Bonne	5850 N	7950 N	8080 N	7293 ± 1252 N
Mauvaise	1760 N	1770 N	4320 N	2617 ± 1475 N

Tableaux III. 17. Force d'arrachement des éprouvettes renforcées par tissu de fibres de verre.

L'ensemble des résultats est récapitulé par le tableau suivant :

Type Qualité	Lamelles fibres de carbone LFC	Tissu fibres de carbone TFC	béton	Tissu fibres de verre TFV
Bonne	7857 ± 983 N	8593 ± 160 N	6097 ± 690 N	7293 ± 1252 N
Mauvaise	3223 ± 258 N	5133 ± 707 N	5477 ± 546 N	2617 ± 1475 N

Tableaux III.18. Forces moyennes d'arrachement des éprouvettes renforcées par différents matériaux.

Commentaires :

Nous remarquons que les forces d'arrachement dans les poutres bien renforcées sont toujours supérieures à celles des poutres dont le renforcement a été négligé. Cette différence varie d'un type de renforcement à un autre. Le rapport des deux forces est de 2.45 pour les lamelles de fibres de carbone, 1.67 pour les tissus de fibres de carbone, 1.11 pour le béton et 2.77 pour les tissus de fibres de verre.

La différence entre les deux types de réparation est beaucoup plus importante dans le cas du renforcement par les lamelles que dans les autres cas. L'imprégnation des TFC et de TFV par la colle augmente l'adhésion du matériau avec le béton. La valeur maximale de résistance à l'arrachement est obtenue par le renforcement TFC mais les résistances restent voisines pour les trois types de matériaux composites où la différence ne dépasse pas les 18%. Le renforcement par béton présente une diminution plus importante (plus de 40% par rapport au TFC).

III.3.3 Relations entre la vitesse des ultrasons et la force d'arrachement

L'ensemble des résultats des vitesses des ultrasons et des forces d'arrachement est résumé par le tableau III.13.

Qualité	Type	LFC	TFC	Béton	TFV
Bonne	V (m/s)	3993	3717	3537	3560
	F (N)	7857	8593	6097	7293
Mauvaise	V (m/s)	3230	2177	2700	2850
	F (N)	3223	5133	5477	2617

Tableau III.19. Relations entre les vitesses des ultrasons et les forces d'arrachement.

Commentaires :

Les résultats montrent bien la proportionnalité des vitesses des ultrasons et des forces d'arrachement pour les poutres bien renforcées. Les relations mal renforcées présentent des relations beaucoup plus dispersées. La non répétitivité de la mise en œuvre des mauvais renforcements serait la cause, surtout dans le cas des tissus et du béton.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [01] : BERNIER G., Formulation des bétons, Techniques de l'Ingénieur, C 2210, 2004.
- [02] : WITIER G. et al., Analyse et caractérisation de matériaux de construction, Techniques de l'Ingénieur, P 3660, 1999.
- [03] : TOURENO C., Granulats, sables, graviers et concassés de carrières, Techniques de l'Ingénieur, C 902, 1993.
- [04] : Collection Technique Cimbéton, Le ciment et ses applications. Constituants des mortiers et bétons : les granulats, Ed. Centre d'Information sur le Ciment et ses Applications, Paris, G10, 07/2001.
- [05] : BOUMIZ A., Etude comparée des évolutions mécaniques et chimiques des pâtes de ciment et mortiers à très jeune âge, développement des techniques acoustiques", Thèse de troisième cycle, Université de ParisVI, 95p 1995.
- [06] : **Norme** NF EN 12390-3, Essai pour béton durci – Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes, 2003.
- [07] : **NF** EN 12390-6, Essai pour béton durci – Partie 6 : résistance en traction par fendage d'éprouvettes, 2001.
- [08] : Norme NF EN 12504-2, Essais pour béton dans les structures – Partie 2 : essais non-destructifs –Détermination de l'indice de rebondissement, 2003.
- [09] : **Collection** Technique Cimbéton, Le ciment et ses applications. Les bétons hautes performances BHP, Ed. Centre d'Information sur le Ciment et ses Applications, Paris, G10, 07/2001.
- [10] : **Collection** Technique Cimbéton, L'essentiel sur les ciments et les bétons. Les bétons : matière d'apparence et d'esthétique, Ed. Centre d'Information sur le Ciment et ses Applications, Paris, B51, 01/2001.
- [11] : PERCHAT J., Béton armé- règles BAEL-13 Pathologie et réparation des ouvrages.
- [12] : RAMACHANDRAN et al . concrete science, treatise on current research heyden sond, Ltd 427 p., 1981.

[13] : ACKER P., Limiter la fissuration : conditions indispensables à la durabilité des structures en béton, BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS et CHAUSSES, n°238, pp.13-24, MAI- JUIN 2002.

[14] : LECHATELIER H., Sur les changements de volume qui accompagne le durcissement de l'encouragement pour l'industrie national 5eme série tome5. 1990.

[15] : BOIVIN S. G., Retrait au jeune âge du béton : développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène, thèse de doctorat de l'école national des ponts et chaussées, 251 p., Paris, 1999.

[16] : GCI-714, Durabilité et réparation du béton. Chapitre 2, Université de Sherbrooke, Canada.

[17] : CSA BETON ; constituants et exécution des travaux /essais concernant le béton Canada.

[18] : NEVILLE A. N., Propriétés des bétons, Edition eyrolles, 2003.

[19] : PARADAKIS V. G. and al., Effet of composition environmental factor and ciment- line mortar coating on concrete carbonation, materials and structures, pp. 293-304, 1992.

[20] : CURRIE R. J., Carbonatation depths in structural quality concrete, building research etablissement report, 19 p., Watford.UK, 1986.

[21] : JWifrig H., longtime studies on the carbonatation of concrete under normal out door exposure, RILEM symposium on durability of concrete under normal outdoor exposure, pp.182-190, Hanover, 1984.

[22] : BENBASSAT M. et al., The effect of différence in the composition of Portland ciment on the properieties of hardned concrete, Mag. concr, Res, (1990)-pp. 59-66, 1990.

[23] : DREUX G. et JEAN FESTA J., Nouveau guide du béton et de ses constituantes, p2047-205 et p314-315, 8 éditions, Eyrolles.

[24] : DREUX G. et FESTA J., Nouveau guide du béton et de ses constituantes, p201-202, 8 éditions Eyrolles.

[25] : J.BARON J. et J-P OLLIVIER J. P., La durabilité des bétons, 456 p, press nationale des ponts et chaussees, 1992.

[26] : P.B BAMFORTH/ the realtionship between permeability coefficients for concrete obtamed using liquid and gas, Mag Concr, (1987).pp.3-11.

[27] : BENOUNICHE S., Modélisation de l'endommagement du béton en compression, Thèse de doctorat 3eme cycle, Université paris VI, 1979.

[28]: T.C.POWERS and H.H.STEMOUR, an interpretation of published researches on the alkali aggregate reaction J. amer inst, (feb 1955) ,51pp.497-516 and (april 1955) pp785-811.

[29]: HE Vivian, studies in ciment -aggregate reaction : X. the effect on mortar expansion of amount of reactive component commonwealth scientifique and industriel research organisation (Melbourne 1950) Bull NO 2569913-20.

[30]: AFGC, Rehabilitation du BA dégradé par la corrosion, document scientifique et technique, pp. 11-14, AFGC et CEFACOR, 1998.

[31]: CALGARO J.A. et LACROIX R., Pathologie et évaluation des ponts existants, C4502, Traité construction, 1999.

[32]: POINEAU D., La précontrainte dans les travaux de réparation et de renforcement des ponts, Annales ITBTP, n° 501, pp. 43-84, FEVRIER 1992.

[33]: HOLLOWAY L. C. and M.B LEEMING M. B., Strengthening of reinforced concrete structures, Woodhead publishing limited, Cambridge, 327 pages, 1999.

[34]: HAMELIN P., Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites. Techniques de l'Ingénieur, traité Plastiques et Composites, 2002.

[35]: BARDONNET P., Résines époxydes : composants et propriétés, techniques de l'ingénieur, traité Plastiques et Composites, 1992.

[36]: PASCAULT J. P. and al., Thermosetting polymers. Editions Marcel Dekker, New-York, 477 pages, 2002.

[37]: ROY A., Comportement mécanique en sollicitation monotone et cyclique d'assemblages collés composite/composite et composite/acier, Thèse de doctorat de ENSMA, Poitiers, 1994.

[38]: WU L. and al., Effects of water on the curing and properties of epoxy adhesive used for bonding FRP composite sheet to concrete. Journal of applied polymer science, vol.92, pp.2261-2268, 2004.

[39]: MICELLI F. and A. NANNI A., Durability of FRP rods for concrete structures, Construction and building materials, vol.18, pp. 491-503, 2004.

[40]: LITHERLAND K. L. and al., The use of accelerated ageing procedures to predict the long term strength of GRC composites. Cement and concrete research, vol.11, pp. 455-466, 1981.

[41]: CHIN J.W. and al., Effects of environmental exposure on fiber reinforced plastic materials used in construction, Journal of composites technology & research, vol.19, n°4, pp. 205-213, 1997.

- [42]: ZHANG S. and V.M. KARBHARI V. M., Effects of alkaline environment on the durability of e-glass fiber composites for use in civil infrastructure, In : Proceedings of the 14th technical conference, Dayton USA, September 27,29 1999.
- [43] : J COGNARD G. , Science et technologie du collage, Presses polytechniques et universitaires romandes, 322 pages, 2004.
- [44] : COURARD L., Contribution à l'analyse des paramètres influençant la création de l'interface entre un béton et un système de réparation, Thèse de doctorat, 198 pages , université de Lièges, 1999.
- [45]: VAYSBURD A. M., Interfacial bond and surface preparation in concrete repair, The Indian Concrete Journal, janvier 2001.
- [46]:A.H CARDON, C.C HIEL. Durability analysis of adhesive joints. In : Colloque RILEM, Adhesion between polymers and concrete – bonding, protection, repair, 16-19 sept. 1986, Aix en Provence, pp. 3-7.
- [47] :TOUTANJI H., and ORTIZ G., The effect of surface preparation on the bond interface between FRP sheets and concrete members, Composite structures, vol.53, pp 457-462, 2001.
- [48]:SASSE H. R., FRIEBRICH M., Bonding of polymer materials to concrete, Technical Committes, pp 293-301., 1983.
- [49] PRIN D., Les interactions physico-chimiques des polymères avec les matériaux hydrauliques, Séminaire AFREM, Les matériaux composites pour le renforcement des ouvrages en béton armé et béton précontraint, France, 21 mars 1996.
- [50] MUNGER C. G. and VINCENT L. D., Corrosion prevention by protective coatings, Houston, Texas, National Association of Corrosion Engineers, 1997.
- [51] : D. MAUGIS, M. BARQUINS. Adhésion, collage et mécanique de la rupture. Colloque RILEM, Adhesion between polymers and concrete – bonding, protection, repair, Aix en Provence , 16-19 sept. 1986.
- [52]: GOEBBELS K., Structure Analysis by Scattering Ultrasonic Radiation, In: R.S. SHARPE. Research Techniques in Nondestructive Testing, chapter 4, p. 87-157, Academic Press, New York, 1980.
- [53]: BAIKIE B.L. and YAPP D., Oriented Structures and Properties in Type 316 Stainless-Steel Weld Metal, Proceedings of the International Conference on Casting Metals Society, London, United Kingdom, p. 438-443,1977.
- [54] :QEDELMAANN X., Manuel pour l'Examen par Ultrasons des Soudures à Structure Austénitique, Institut International de la Soudure, 69 p ; Paris, 1986.

[55]: AHMED S. and THOMPSON R.B., Effect of Preferred Grain Orientation and Grain Elongation on Ultrasonic Wave Propagation in Stainless Steel, Review of Progress in Quantitative Nondestructive Evaluation, Vol. 11, pp. 1999-2006, 1992.

[56]: PAPADAKIS E. P., Revised Grain-Scattering Formulas and Tables, Journal of the Acoustical Society of America, Vol. 37, No. 4, p. 703-710, 1965.

[57]: LCPC, Bulletin de liaison des laboratoires routiers, Utilisation du vibreur Goodman en auscultation des chaussées, Paris, 187 p., 1968.

[58] Hesej J.S. and al., Determination of in situ shear waves velocities from spectral analysis of surface waves, Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, USA, 277 p., 1982.

[59]: Miller G.F. and Pursey H., On the partition of energy between elastic waves in a semi infinite solid. Proceedings of the Royal Society, London, Serie A, Vol.233, pp. 55-69, 1955.

[60]: Aki K. and Richards P.G., Quantitative seismology - Theory and practice. 2 volumes, W.H. Freeman and Company, 1980.

[61]: Tokimatsu K. and al., détermination front steady state rayleigh wave method. Soils and Foundations, Vol.31, N°2, pp. 153-163, 1991.

[62]: Herrmann R.B., 1986. Computer Program in Seismology. Saint Louis University, USA, 1986.

[63] : Caprioli P., Auscultation structurale des sols et des chaussées routiers à partir de la propagation d'ondes mécaniques totalement et partiellement guidées, Thèse de l'Université Louis Pasteur de Strasbourg, 1991.

[64] : R.Dupain, R.Lanchon, J-C.Saint.Arroman, Editions Casteilla.

[65] : Jones R., Testing of concrete by the ultrasonic pulse method, materials and structures, vol.2,N.10, July-August 1969,P 253-661.

[66] : Leslie J.R. and Cheeseman W. J., An ultrasonic method for studying deterioration and cracking in concrete structures, Amer. Concr. inst. proceedings, vol.46, pp. 17-36, 1949.

[67] : Gorisse F., Essais et contrôle des bétons, pp. 122-130, Editions Eyrolles, 1978.

[68] : Nasr-Eddine Kedjour N ; E ., Le laboratoire du béton , Office des publications universitaires, Algérie, 2003.

[69]: CERIB – Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton.
<http://www.cerib.com/normalisation/norma-beton.html>.

[70]: DREUX G., Nouveau Guide du Béton,, Edition Eyrolles. Paris, 1979.

[71]: CONTROLS , Appareils et matériels d'essai pour le bâtiment et les travaux publics, , 5^{ème} Edition, 2000.

[72] : BARON J. et OLLIVIER J. P., Les bétons bases et données pour leur formulation, pp. 82 - 83, Edition Eyrolles, 1997.

[73]: CERIB - Centre d'Etudes et de Recherches de l'Industrie du Béton.
<http://www.cerib.com/normalisation/norma-beton.html>

[74]: N-E. KEDJOUR. <<Le Laboratoire du Béton>>. O.P.U. (Mars 2003)