

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

UNIVERSITE ABOU BEKR BELKAID – TLEMCEN



**Faculté de Technologie
Département de Génie Civil**

Mémoire

Pour l'obtention du Diplôme de Magister en Génie Civil

Option : Le matériau béton

Intitulé

**CARACTERISATION DU BETON PAR LES METHODES
NON DESTRUCTIVES – APPLICATION DE LA
METHODE DE FREQUENCE DE RESONANCE**

Présenté par
Mohammed El Amin BOUAKKAZ

Soutenu le 28/06/2012 devant le Jury composé de :

Dr MEGNOUNIF A.	MCA (Univ Tlemcen)	Président
Dr RAHMOUN K.	MCA (univ Tlemcen)	Examineur
Mr BENYELLES Z.	MAA (univ Tlemcen)	Examineur
Pr GHOMARI F.	Professeur (Univ Tlemcen)	Encadreur
Dr BOUKLI HACENE S.M.A	MCA (Univ Tlemcen)	Encadreur

ANNEE UNIVERSITAIRE: 2011-2012

قال الله تعالى: {يرفع الله الذين آمنوا منكم والذين أوتوا العلم درجات والله بما تعملون خبير}

المجادلة: 11

« Aucune profession n'est aussi exigeante que la profession d'enseignant, car aucune n'exige que ses membres sachent jouer autant de rôles différents. »

P. WOODRING

A ma petite famille ; mon épouse la bougie de ma vie et mon fils le trésor Mahmoud Sohayb.

A ma grande famille ; mes quatre parents, ceux qui m'ont amenés à la vie, et ceux qui m'ont élevés, j'exprime pour eux ma profonde gratitude et mes sentiments les plus respectueux. Mes sœurs et mes frères tous sans exception et à tout membre de ma famille.

Au monde du génie-civil

A tous ceux qui me connaissent

Mohammed El Amin

RESUME

Pour atteindre la durabilité voulue des structures, l'existence du béton nécessite une bonne caractérisation des paramètres les plus importants, et ceci avant la conception (données de dimensionnement), après le contrôle (résultats obtenus), et pendant l'entretien de l'ouvrage pour décider comment réagir. Le module d'élasticité, le module de rigidité, et le coefficient de Poisson sont considérés parmi les caractéristiques primordiales pour ces trois phases, cependant, il n'est pas évident de les déterminer statiquement et par des essais destructifs.

Dans ce mémoire, nous avons suivi une démarche non destructive basant sur la détermination de la fréquence de résonance de 48 éprouvettes cylindriques à différentes échéances : 2, 5, 7, 9, 12, 14, 21 et 28 jours, pour déterminer les caractéristiques dynamiques du béton local, tenter de formuler une relation avec les caractéristiques statiques, vérifier aussi l'influence du type de ciment (CEM II/A 42,5 de Beni-Saf et CEM II/A 32,5 de Zahana) et du rapport eau/ciment (E/C) sur ces caractéristiques.

Mots clés : essais non destructifs, béton, module d'élasticité, éprouvettes, type du ciment, résistance, fréquence de résonance

SUMMARY

To reach the desired durability of the structures, the existence of the concrete requires a good characterization of the most significant parameters, and this before the design (given dimensioning), after the control (results obtained), and during the maintenance of the construction to decide how to react. The modulus of elasticity, the module of rigidity, and the Poisson's ratio are considered among the vital characteristics for these three phases, however, it is not obvious to determine them statically and by destructive tests.

In this memory, we followed a nondestructive step basing on the determination of the frequency of resonance of 48 cylindrical specimens in the various term (2, 5, 7, 9, 12, 14, 21 and 28 days), to determine the dynamic characteristics of the local concrete, and to try to formulate a relationship to the static characteristics, and to also check the influence of the type of cement (CEM II/A 42,5 of Beni-Saf and CEM II/A 32,5 of Zahana) and of the ratio water/cement (W/C) on these characteristics.

Key words: non-destructive tests, concrete, modulus of elasticity, test-tubes, type of cement, resistance, frequency of resonance

ملخص

لتحقيق الديمومة المطلوبة من البنايات، وجود الخرسانة يتطلب وصف جيد للخصائص الأكثر أهمية، وهذا قبل الدراسة (بيانات التصميم)، وبعد المراقبة (النتائج المتحصل عليها)، وخلال صيانة البناية من أجل اتخاذ قرار بشأن كيفية التدخل. يعتبر معامل المرونة، معامل الصلابة، ونسبة بواسون من بين الخصائص الأساسية لهذه المراحل الثلاث، ومع ذلك، فإنه ليس من السهل تحديد مقاديرها سكونيا وبتجارب متلفة.

في هذه المذكرة، تابعنا طريقة غير متلفة قائمة على تحديد تردد صدى 48 عينة أسطوانية في آجال مختلفة (2، 5، 7، 9، 12، 14، 21 و 28 يوما)، لتحديد الخصائص الديناميكية للخرسانة المحلية، ومحاولة لصياغة علاقة مع الخصائص الثابتة، والتحقق أيضا من تأثير نوع الأسمنت (CEM II / A 42.5 بني صاف و CEM II/ A 32.5 زهانة) و تأثير نسبة الماء / الأسمنت (E / C) في هذه الخصائص.

الكلمات المفتاحية: اختبار غير متلف، خرسانة، معامل المرونة، عينة ، نوع الأسمنت، القوة، تردد الرنين

REMERCIEMENTS

Ce mémoire a été réalisé au laboratoire de résistance des matériaux de la faculté de Technologie de l'université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen, sous la direction et la bienveillante supervision du professeur **Fouad GHOMARI**, et docteur **Sidi Mohamed Amine BOUKLI HACENE**, à l'université de Tlemcen.

Je tiens à remercier, tout particulièrement, Monsieur GHOMARI Fouad, pour l'intérêt constant qu'il a apporté à ce mémoire, ses compétences scientifiques, autant que ses conseils et encouragements en ayant l'honneur de bénéficier de ses expériences et de sa rigueur.

Je tiens à remercier aussi, Monsieur BOUKLI HACENE Sidi Mohamed Amine, qui m'a accordé cet honneur de travailler sur un sujet de recherche. Un sujet achevé grâce à son suivi quotidien, à son accueil chaleureux et à ces qualités pédagogiques et humaines, qui ont été très enrichissantes.

J'exprime ma profonde reconnaissance à Monsieur A. MEGNOUNIF, Maître de conférences, à l'université de Tlemcen, Pour avoir bien accepté de présider le jury de ce mémoire.

Je tiens, également, à remercier très vivement Madame K. RAHMOUN, Maître de conférences et Monsieur Z. BENYELLES, chargé de cours à l'université de Tlemcen, d'avoir donné un intérêt spécial à ce travail et accepté son examen.

Mes profonds remerciements à tous les travailleurs du laboratoire du département de génie-civil qui ont su créer une ambiance chaleureuse de camaraderie et de travail, particulièrement à mes très chers collègues Mr Mustapha Bouterfas, Mustapha et Adellah (les laborantins).

Je finis par remercier toute personne qui m'a aidé et soutenue, de près ou de loin, pour que ce mémoire aboutisse.

TABLE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : *Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions [Solis-Carcano 08] (P13)*

Tableau 2.1 : *Proportions massiques des composants du béton testé [Kolluru 00] (P 42)*

Tableau 2.2 : *Compositions massiques des échantillons utilisés (P 43)*

Tableau 2.3 : *Paramètres dynamiques pour les éprouvettes cylindriques [Kumar 05] (P 50)*

Tableau 2.4 : *Paramètres dynamiques pour les éprouvettes cubiques [Kumar 05] (P 50)*

Tableau 3.1 : *Composition chimique des ciments testés [Touil 09] ; [Bouhamou 11] (P 57)*

Tableau 3.2 : *Composition de l'eau de gâchage (mg/l) [Boukli Hacene 10] (P 58)*

Tableau 3.3 : *Identification des propriétés des granulats de Djebel Abiod [Boukli Hacene 10] (P 59)*

Tableau 3.4 : *Composition massique du béton de référence [Boukli Hacene 10] (P 60)*

Tableau 3.5 : *Valeurs moyennes des résultats des résistances, masses volumiques, et fréquences de résonance des BCB (P 64)*

Tableau 3.6 : *Valeurs moyennes des résultats des résistances, masses volumiques, et fréquences de résonance des BCZ (P 65)*

Tableau 3.7 : *Résistances à la compression des éprouvettes de béton (P 71)*

Tableau 3.8 : *Modules statiques et dynamiques des bétons BCB (P 72)*

Tableau 3.9 : *Modules statiques et dynamiques des bétons BCZ (P 73)*

TABLE DES FIGURES

Figure 1.1: Sonde Windsor (ASTM C-803) (P 09)

Figure 1.2 : scléromètre ou marteau de Schmidt (P 10)

Figure 1.3: division du matériau en zones à testées selon la norme NF P 18-417 (P 10)

Figure 1.4: Essai d'arrachement d'une barre scellée dans un massif en béton (P 11)

Figure 1.5 : diagramme schématique du circuit de l'auscultation dynamique [ASTM Test Designation C 597-02 03] (P 12)

Figure 1.6 : appareil à ultrason (P 12)

Figure 1.7 : schématisation du principe de la méthode maturométrique (P 15)

Figure 1.8 : déduction de la résistance à la compression à partir de l'histoire de température du béton (P 16)

Figure 1.9 : principe de la radiographie [IAEA 02]. (P 17)

Figure 1.10 : mesures par thermographie infrarouge [Naar 06] (P 19)

Figure 1.11 : Image thermique de la surface du bloc mesuré[Naar 06] (P 19)

Figure 1.12 : effet d'un vide sur la propagation de la chaleur d'une dalle en béton [Carino 03] (P 19)

Figure 1.13 : Un système géoradar portable comportant une antenne centrée sur 400 MHz (P 22)

Figure 1.14 : Un système géoradar spécial pour les surfaces réduites. (P 22)

Figure 1.15: Configuration de test non linéaire : saut temporel [Kodjo 08] (P 24)

Figure 1.16: Vue schématique de la méthode Impact-Écho [Hassani 04] (P 25)

Figure 2.1 : poutre semi encastré soumise à une contrainte de traction (P 29)

Figure 2.2 : poutre semi encastré soumise à une contrainte de cisaillement (P 29)

Figure 2.3 : Bloc diagramme pour une mesure de fréquence de résonance (appareil ERUDIT) (P 30)

Figure 2.4 : L'appareil ERUDIT. (P 30)

Figure 2.5a : Positionnement des transducteurs pour une vibration longitudinale. (P 31)

Figure 2.5b : Mode fondamental pour une vibration longitudinale (P 31)

Figure 2.6 : Position des transducteurs pour une mesure de vibration de torsion. (P 32)

Figure 2.7a : Position des transducteurs pour une mesure de vibration de flexion [Bordas 83]. (P 32)

Figure 2.7b : Mode fondamental pour une vibration de flexion avec les nœuds à $0,224L$ des extrémités. (P 33)

Figure 2.8 : Relation entre amplitude de fréquence pour une poutre de béton à proximité de la résonance [Bordas 83]. (P 33)

Figure 2.9 : propagation des ondes longitudinales (P 34)

Figure 2.10 : Schéma de l'appareil fonctionnant par vibration mécanique torsionnelle (P 36)

Figure 2.11 : Propagation des ondes de cisaillement (P 37)

Figure 2.12 : Module d'élasticité dynamique à 28 jours en fonction de G/S

(Carrière Djebel el biod) [ANNAG 07] (P 40)

Figure 2.13 : Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction du temps

(Carrière Djebel el biod) [ANNAG 07] (P 41)

Figure 2.14 : Evolution du module de cisaillement dynamique en fonction du temps

(Carrière Djebel el biod) [ANNAG 07] (P 41)

Figure 2.15 : schéma de l'expérience de la fréquence de résonance vibratoire [Kolluru 00] (P 42)

Figure 2.16 : comparaison entre les modules d'élasticité de deux méthodes de fréquence de résonance [Giri 10] (P 42)

Figure 2.17 : Influence de l'âge sur l'évolution de E_d pour la pate de ciment, le mortier et le béton [Giri 10] (P 44)

Figure 2.18 : Influence de E/C sur l'évolution de E_d pour la pâte de ciment, le mortier et le béton [Giri 10] (P 44)

Figure 2.19: Comparaison entre le module d'élasticité dynamique transversal et longitudinal [Batchelder 53] (P 47)

Figure 2.20 : Evolution du degré d'hydratation et la résistance à la compression d'un mortier en fonction du temps de maturation [Therrien 00] (P 48)

Figure 2.21: Relation entre le module élastique statique et dynamique pour le béton à haute résistance [Sharma 60] (P 48)

Figure 2.22 : Résistance de compression en fonction du Module d'élasticité dynamique pour un béton contenant un gravier roulé [Hansen 86] (P 49)

Figure 2.23 : Evolution du coefficient de poisson de la pate de ciment en fonction du temps [Dimitrios 09] (P 49)

Figure 2.24 : Module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression des éprouvettes cylindriques [Kumar 05] (P 51)

Figure 2.25 : Module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression des éprouvettes cubiques [Kumar 05] (P 51)

Figure 2.26 : Module d'élasticité dynamique en fonction de la période de cure [Kumar 05] (P 52)

Figure 2.27 : Coefficient de Poisson en fonction de la période de cure (P 53)

Figure 3.1 : Programme expérimental

Figure 3.2 : Plan de situation du gisement de Djebel Abiod (P 58)

Figure 3.3 : Confection des éprouvettes cylindriques (P 60)

Figure 3.4 : Balance utilisée (Précision 0,1Kg) (P 61)

Figure 3.5 : Maturation des éprouvettes dans le bac thermostaté (P 62)

Figure 3.6 : Détermination des caractéristiques dynamiques (ERUDIT) (P 62)

Figure 3.7 : Compression des éprouvettes en béton à la presse (P 64)

Figure 3.8 : Variation de E_d en fonction du temps pour les BCB (P 66)

Figure 3.9 : Variation de E_d en fonction du temps pour les BCZ (P 66)

Figure 3.10 : Variation de G_d en fonction du temps pour les BCB (P 67)

Figure 3.11 : Variation de G_d en fonction du temps pour les BCZ (P 68)

Figure 3.12: Variation du coefficient de poisson ν en fonction du temps pour les BCB (P 69)

Figure 3.13 : Variation du coefficient de poisson ν en fonction du temps pour les BCZ (P 69)

Figure 3.14 : évolution du E_d en fonction du temps pour les deux bétons à $E/C=0,5$ (P 70)

Figure 3.14 : évolution du G_d en fonction du temps pour les deux bétons à $E/C=0,5$ (P 71)

Figure 3.16 : Variation de R_{c28} en fonction de E/C pour les deux types de ciment (P 72)

Figure 3.17 : Variation de E_{v28} en fonction de E_{d28} pour les BCB (P 73)

Figure 3.18 : Variation de E_{v28} en fonction de E_{d28} pour les BCZ (P 73)

Figure 3.19 : Variation de E_{d28} en fonction de G_{d28} pour les BCB (P 74)

Figure 3.20 : Variation de E_{d28} en fonction de G_{d28} pour les BCZ (P 74)

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION GENERALE	4
CHAPITRE 1. METHODES NON DESTRUCTIVES DE CARACTERISATION DU BETON	7
1.1 Introduction	7
1.2 Inspection visuelle	7
1.2.1 Introduction	7
1.2.2 Outillage et équipement pour l'inspection visuelle	8
1.2.3 Procédure générale de l'inspection visuelle	8
1.3 Essais de résistance à la pénétration	9
1.4 Essais de rebondissement	9
1.5 Essais d'arrachement	11
1.6 Auscultation dynamique	11
1.7 La Maturométrie	14
1.7.1 Fondements de la méthode	14
1.7.2 Méthode d'essai	14
1.7.3 Chaîne de mesure	15
1.7.4 Avantages de la maturométrie	16
1.8 Contrôle radiographique	16
1.8.1 Principes fondamentaux	16
1.8.2 Equipements de la méthode d'essai radiographique	17
1.8.3 Applications et limites	18
1.9 Thermographie infrarouge	18
1.9.1 Principes fondamentaux	18
1.9.2 Equipements utilisés dans la thermographie infrarouge	20
1.9.3 Quelques applications de la méthode thermographie infrarouge	21
1.9.4 Avantages et limites de la thermographie infrarouge	21
1.10 Le Géoradar	22
1.10.1 Le matériel	22
1.10.2 Application aux bâtiments et ouvrages d'art	23
1.11 Acoustique non linéaire : le saut temporel.....	23
1.12 Impact-écho	24

1.12.1	Principes de base	24
1.12.2	Analyse des données	24
1.12.3	Le temps de contact	25
1.13	Conclusion	26
CHAPITRE 2. METHODE DE LA FREQUENCE DE RESONANCE		27
2.1	Introduction	27
2.2	Principes généraux	27
2.3	Dispositifs de mesure :	29
2.4	Procédure de contrôle	30
2.4.1	Vibrations longitudinales.....	31
2.4.2	Vibrations de torsion	32
2.4.3	Vibrations de flexion	32
2.5	Détermination des constantes dynamiques	33
2.5.1	Mesures	33
2.5.2	Module d'élasticité dynamique par vibrations longitudinales	33
2.5.3	Module de cisaillement	36
2.5.4	Module d'élasticité « dynamique » pour des vibrations de flexion	38
2.5.5	Coefficient de Poisson	39
2.5.6	Etat de l'art sur la relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique	39
2.6	Travaux et résultats antérieurs concernant la fréquence de résonance du béton	40
2.6.1	Travaux réalisés au sein de l'Université de Tlemcen	40
2.6.2	Travaux au niveau international	41
2.7	Conclusion	53
CHAPITRE 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS		55
3.1	Introduction	55
3.2	Confection du béton	57
3.2.1.	Les ciments utilisés	57
3.2.2.	Eau de gâchage	57
3.2.3.	Agrégats (sable et graviers)	58
3.2.4.	Composition du béton utilisé :	59
3.2.5.	Préparation et confection du béton:	60
3.3	Cure des éprouvettes de béton :	61
3.4	Mesure des caractéristiques dynamiques (ERUDIT) :.....	62

3.4.1. Procédure de mesure :	63
3.5 Conduite des essais d'écrasement :	63
3.6 Résultats et interprétations :	64
3.6.1. Influence du rapport E/C sur le module d'élasticité dynamique :	65
3.6.2. Influence du rapport E/C sur le module de rigidité dynamique :	67
3.6.3. Influence du rapport E/C sur le coefficient de poisson :	68
3.6.4. Influence du type de ciment sur le module d'élasticité et le module de rigidité dynamique :	70
3.6.5. Influence du type de ciment sur la résistance à 28 jours :	71
3.6.6. Dédution d'une relation empirique entre le module d'élasticité dynamique et le module d'élasticité statique à 28 jours :	72
3.6.7. Relation entre le module d'élasticité et le module de rigidité dynamique :	74
3.7 Conclusion :	75
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	76
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	78
ANNEXES.....	84

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est aujourd'hui le matériau de construction par excellence. Environ 7 milliards de mètres cubes de béton sont utilisés tous les ans, de par le monde, pour la construction d'ouvrages de natures diverses dans les secteurs du bâtiment et des travaux publics (immeubles d'habitation, ponts, tunnels, aéroports, barrages, ports, etc.).

Par ailleurs, l'évaluation de l'état des ouvrages en béton, dans une démarche plus globale d'estimation de la durée de vie résiduelle, de planification des réparations ou d'optimisation de la surveillance, constitue de plus en plus une peine d'importance. En effet, de nombreuses structures en béton, risquent d'arriver en fin de vie sans que toute fois, il soit possible de connaître leur état réel, faute de diagnostic fiable. Cela pose d'une part la question de la sécurité pour les usagers, en particulier pour les infrastructures de transport ou de production d'énergie et suscite d'autre part la question de l'optimisation des investissements, dans ces structures qu'il faut choisir de démolir ou de réparer au bon moment.

Les méthodes d'essais indirects sur les constructions en béton, en béton armé ou en béton précontraint sont particulièrement intéressantes pour l'importance que représente le contrôle de la qualité directement sur l'ouvrage. Les avantages de ces essais par rapport aux autres peuvent être résumés dans le caractère non destructif qui nous permet d'obtenir des informations dans des domaines inaccessibles aux méthodes directes, économiser des matériaux, du temps et des outils d'essai, par la possibilité de faire les essais sur le matériau dans l'ouvrage même ou sur une seule éprouvette un nombre pratiquement infini de fois, due à la rapidité de l'exécution de ce type d'essais. Outre le progrès des technologies elles-mêmes, trois raisons principales expliquent l'émergence de ce type de contrôle.

1. L'état de dégradation des ouvrages en service implique une réflexion sur l'opportunité de leur rénovation et sur la notion de risque lié à leur maintien en service. La connaissance de l'état des ouvrages et leur évaluation est donc un enjeu majeur pour décider des interventions de réfection et pour en évaluer le rapport coût / utilité.
2. Dans un souci de sécurité et de durabilité, les exploitants ont mis en œuvre des matériaux susceptibles de supporter des charges toujours plus importantes. Le comportement des nouveaux matériaux face à l'usure et à la fatigue reste assez mal connu. Il convient donc, parallèlement au développement des performances mécaniques, de concevoir des outils permettant de suivre la qualité des matériaux en œuvre et d'évaluer leur évolution dans le temps.
3. Une nouvelle approche se fait jour sur la conception des ouvrages pour une durée de vie donnée. Cette approche rencontre une évolution de la gestion des ouvrages ou des parcs d'ouvrages dans le temps, qui privilégie la prévision des dépenses de maintenance sur la durée de service prévue de l'ouvrage. Les gestionnaires d'ouvrages, pour mener leur politique d'entretien, ont donc maintenant besoin d'une évaluation continue de la valeur résiduelle des ouvrages.

C'est dans ce contexte de besoins de connaissance de l'évolution des caractéristiques intrinsèques des matériaux mis en œuvre et de connaissance de l'évolution générale des ouvrages, qu'émergent et s'affirment les techniques non destructives de contrôle.

En revenant à la résistance des matériaux, certaines caractéristiques du béton sont indispensables lors de la conception et du contrôle des ouvrages. Parmi ces caractéristiques, nous avons le module d'élasticité longitudinale, le module d'élasticité transversal et le coefficient de Poisson. Ces deux derniers figurent dans le cas de la déformation transversale ou de cisaillement, on parle de coefficient de Poisson « ν », et de module d'élasticité transversal « G » appelé aussi module de cisaillement et module de rigidité. Leur intérêt apparaît au niveau des règlements de calcul : EUROCODE, BAEL, CBA et RPA dans la vérification de l'effort tranchant. Quant au premier module, il se distingue selon la déformabilité du béton en un module instantané de déformation longitudinale, lorsque la durée d'application des charges est inférieure à 24 heures, et un module différé de déformation longitudinal, pour une longue durée d'application des charges.

Ces modules sont connus respectivement dans le code BAEL sous la forme E_{ij} et E_{vj} . Leurs valeurs interviennent dans le calcul des flèches et les effets dus au retrait et au fluage du béton.

Nous avons d'autres paramètres comme le module d'élasticité statique, qui exprime la déformation en réponse à une contrainte d'intensité connue ou le module d'élasticité dynamique, qui est déterminé en faisant vibrer une éprouvette de béton avec application d'une contrainte négligeable. En raison de l'absence de contrainte significative appliquée il n'y a pas de microfissuration induite, pas plus qu'il n'y a de fluage sur l'éprouvette. En conséquence, le module d'élasticité dynamique est lié essentiellement aux effets purement élastiques. Pour cette raison, le module d'élasticité dynamique est considéré comme étant sensiblement égal au module d'élasticité tangent à l'origine déterminé dans les essais statiques, ou encore égal au module instantané de déformation longitudinale et, de ce fait, nettement plus élevé que le module sécant déterminé par l'application d'une charge sur une éprouvette de béton et qui est à son tour égal au module différé de déformation longitudinale. Ce point de vue a été cependant contesté [Bastgen 77] et il faut reconnaître que l'hétérogénéité du béton affecte les deux modules de différentes façons [Philleo 55]. On ne peut donc pas s'attendre à ce qu'il existe entre les deux modules une relation unique qui serait basée sur un comportement physique.

Le rapport entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique qui est toujours inférieur à l'unité est d'autant plus élevé que la résistance du béton augmente [Takabayashi 54], ce qui explique probablement qu'il n'y a pas de conversion simple de la valeur du module d'élasticité dynamique, E_{d} , qui est facile à mesurer, en une estimation du module élastique, E_e , dont la connaissance est nécessaire pour la conception des structures en béton. Malgré cela, différentes relations empiriques, valables dans un domaine limité, ont été proposées [Lydron 86], [Swamy 75], [Popovics 75].

L'équipe matériaux granulaires du laboratoire EOLE de l'Université de Tlemcen s'intéresse depuis plus d'une décennie, à l'identification des propriétés des bétons locaux, et les propriétés dynamiques en constituent une partie. Ce travail à caractère expérimental s'insère dans cette optique ; nous avons utilisé un appareil à ultrasons (ERUDIT) qui existe au laboratoire de structures de la faculté de Technologie afin de mesurer la fréquence de résonance de corps d'épreuve confectionnés grâce au béton de référence [Boukli Hacene 10] selon deux (02) modes différents, permettant de déterminer les modules dynamiques d'élasticité et de rigidité. L'objectif étant d'évaluer l'incidence du rapport E/C et du type de ciment sur l'évolution des

propriétés mécaniques de nos bétons en utilisant à la fois les méthodes de mesure directe et indirecte.

Ce mémoire est donc structuré en trois chapitres :

Nous débutons le premier chapitre par un état de l'art sur les méthodes non destructives de caractérisation du béton ;

Le deuxième chapitre présente la description de la méthode et la mise en revue des formules de calcul des différents paramètres dynamiques et les différents travaux utilisant la méthode de la fréquence de résonance ;

Quant au dernier chapitre, il est consacré à la présentation des matériaux utilisés et leur provenance ainsi que les résultats relatifs au programme expérimental élaboré, où nous avons fait varier à la fois la nature du ciment (deux classes de résistance) et le rapport E/C.

Enfin, une conclusion générale clôture ce mémoire en mettant en évidence l'importance des résultats par rapport aux objectifs fixés et introduit quelques perspectives de travail.

CHAPITRE 1. METHODES NON DESTRUCTIVES DE CARACTERISATION DU BETON

1.1 Introduction

La méthode normalisée utilisée pour évaluer la qualité du béton dans les bâtiments ou les ouvrages comprend les essais de résistance à la compression, à la flexion et à la traction effectués sur des éprouvettes coulées au même moment. Néanmoins cette méthode présente quelques inconvénients dont les principaux sont : les résultats ne sont pas obtenus immédiatement; le béton des éprouvettes peut être différent de celui de l'ouvrage car la cure ou le compactage peuvent être différents; et les propriétés de résistance d'une éprouvette de béton dépendent de sa géométrie et de ses dimensions.

Bien qu'il ne soit pas toujours possible d'effectuer une mesure directe de la résistance d'un ouvrage car cela nécessite des opérations de carottage pour le prélèvement d'éprouvettes dans des pièces où les armatures en acier sont présentes, plusieurs méthodes non destructives d'évaluation ont été mises au point [Malhotra 76]. Ces méthodes sont basées sur le fait que certaines propriétés physiques du béton peuvent être reliées à la résistance et peuvent être mesurées par des méthodes dites indirectes. Ces propriétés physiques du béton comprennent la dureté, la résistance à la pénétration des projectiles, la capacité de rebondissement et la capacité de transmettre les impulsions ultrasoniques et les rayons X et gamma. Les méthodes non destructives peuvent être classées comme suit : inspection visuelle, essais de résistance à la pénétration, à la compression, essais d'arrachement, auscultation dynamique, essais électromagnétiques et de maturation. Le but de ce chapitre est de décrire brièvement ces méthodes en soulignant leurs avantages et leurs inconvénients.

1.2 Inspection visuelle

1.2.1 Introduction

Le contrôle visuel est probablement le plus important de tous les essais non destructifs. Il peut souvent fournir des informations utiles à l'œil bien formé. Des informations détaillées peuvent être recueillies à partir d'inspection visuelle pour donner une indication préliminaire de l'état de la structure et de permettre la formulation d'un programme de tests ultérieurs. L'inspection visuelle ne doit cependant pas se limiter seulement à la structure à l'étude. Elle devrait aussi

comprendre les structures voisines, l'environnement et les conditions climatiques. C'est probablement l'aspect le plus difficile de toute l'enquête de diagnostic des structures ou des ouvrages de car ce qui paraît évident pour l'un peut ne pas l'être aussi pour l'autre. L'importance et les avantages d'une inspection visuelle ne doit pas être sous-estimée. Souvent, l'omission de ce qui semble être des preuves insignifiantes peut conduire à une conclusion erronée en cours. L'avantage d'un œil entraîné peut être décrit par Sherlock Holmes quand il écrit: « Je ne vois pas plus que vous, mais je me suis formé à remarquer ce que je vois".

1.2.2 Outillage et équipement pour l'inspection visuelle

Un ingénieur qui procède par l'inspection visuelle devrait être bien équipé des outils pour faciliter l'inspection. Il lui faut une multitude d'accessoires communs tels que les rubans à mesurer ou règles, marqueurs, thermomètres et autres. Les jumelles, le télescope, ou les instruments à fibres optiques coûteux peuvent être utiles lorsque l'accès est difficile. Un bon appareil photo avec les lentilles nécessaires de zoom et de réduction et autres accessoires, tels que les filtres polarisés, facilite la documentation iconographique des défauts, et un nuancier portable est utile pour identifier les variations dans la couleur du béton. Un ensemble complet de plans architecturaux dessins pertinents montrant des vues en plan, les élévations et des détails de structure typique permet l'enregistrement des observations à faire.

1.2.3 Procédure générale de l'inspection visuelle

Avant tout essai visuel, l'ingénieur doit prendre connaissance de tous les dessins structurels pertinents, et de se familiariser avec la structure. Les documents disponibles doivent aussi être examinés et cela comprend les spécifications techniques, rapports antérieurs d'essais ou d'inspections effectuées, les dossiers de construction, les détails des matériaux utilisés, les méthodes et les dates de construction, etc.

L'enquête devrait être effectuée systématiquement et couvrir les défauts présents, l'utilisation actuelle et passée de la structure, l'état des structures adjacentes, et l'état de l'environnement. Tous les défauts doivent être identifiés, la répartition et l'étendue des défauts doivent être clairement reconnue. Par exemple si les défauts sont aléatoires ou apparaissent dans un modèle spécifique et si le défaut se limite à certains endroits ou est présent partout dans la structure. La comparaison visuelle des pièces similaires est particulièrement utile comme un préalable à des tests pour déterminer l'ampleur des problèmes dans de tels cas. Une étude des structures similaires ou d'autres structures construites dans la région avec des matériaux identiques peuvent également être utiles comme « étude de cas», en particulier si ces structures sont plus vieilles que celle concernée par l'enquête. Il est nécessaire d'identifier les défauts communs, et spécialement les plus réponsus.

Une inspection visuelle ne se limite pas à la surface, mais peut aussi inclure l'examen des joints de dilatation, des évacuations et des équipements similaires d'une structure. Tout endommagement peut être identifié par rapport à l'objectif de la conception initiale de la structure.

1.3 Essais de résistance à la pénétration

La sonde de Windsor est généralement reconnue comme le meilleur moyen pour exécuter l'essai de résistance à la pénétration. L'équipement comprend un pistolet à poudre, des sondes en alliage durci, des cartouches chargées, une jauge de profondeur pour mesurer la pénétration des sondes et d'autres accessoires connexes. Une sonde de 6.5 mm de diamètre et de 8.0 cm de longueur est enfoncée dans le béton au moyen d'une charge de poudre de précision (figure 1.1). La profondeur de la pénétration fournit une indication de la résistance du béton à la compression. Quoique des tableaux d'étalonnage soient fournis par le fabricant, l'instrument doit être étalonné selon le type de béton et le type et la grosseur des granulats utilisés [Swamy 84].

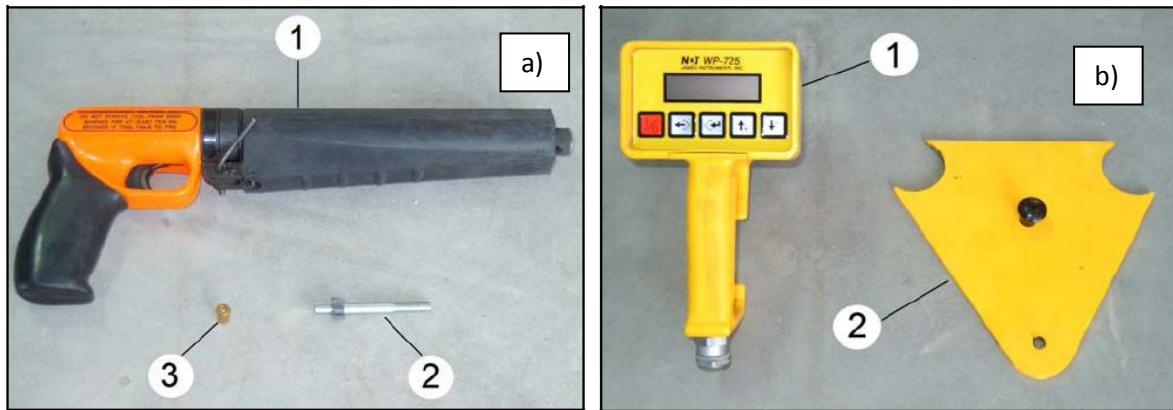


Figure 1.1: Sonde Windsor (ASTM C-803)
a) pistolet (1), sonde (2), charge dynamique (3)

b) démo d'affichage (1), dispositif de mesure digitale (2).

Limites et avantages : Cette méthode donne des résultats variables, et il ne faut pas s'attendre à obtenir des mesures précises de la résistance du béton [Deghfel 10]. Cet essai a toutefois l'avantage de fournir un moyen rapide de contrôler la qualité et la maturation du béton coulé sur place. Il fournit aussi un moyen d'évaluer le développement de la résistance par la cure. Cet essai est essentiellement non destructif puisqu'il peut être effectué sur place sur le béton et les éléments de charpente, et qu'il ne nécessite qu'un rebouchage mineur des trous sur les faces qui ont subi l'essai.

1.4 Essais de rebondissement

L'essai au marteau est destiné à mesurer la dureté superficielle du béton et il existe une corrélation empirique entre la résistance et l'indice sclérométrique. Le marteau de Schmidt (voir figure 1.2) est le seul instrument connu qui utilise le principe du rebondissement pour les essais sur le béton. Ce marteau a une masse approximative de 1.8 kg et convient aux essais en laboratoire comme aux essais sur le chantier. Une masse commandée par un ressort se déplace sur un plongeur dans un tube de protection. La masse est projetée contre la surface de béton

par le ressort, et l'indice sclérométrique est mesuré sur une échelle. La surface sur laquelle l'essai est effectué peut être horizontale, verticale ou à tout autre angle, mais l'appareil doit être étalonné à la position où il sera utilisé.



Figure 1.2 : scléromètre ou marteau de Schmidt

L'étalonnage peut être effectué avec des éprouvettes cylindriques de 16 x 32 cm constituées du même ciment et des mêmes granulats que ceux utilisés pour l'ouvrage. Les éprouvettes doivent être recouvertes d'un chapeau, et être fermement retenues par compression. Il faut effectuer plusieurs lectures bien réparties et reproductibles, la moyenne représentant l'indice sclérométrique de l'éprouvette (figure 1.3). Ces opérations doivent être répétées avec plusieurs éprouvettes pour donner la résistance à la compression.

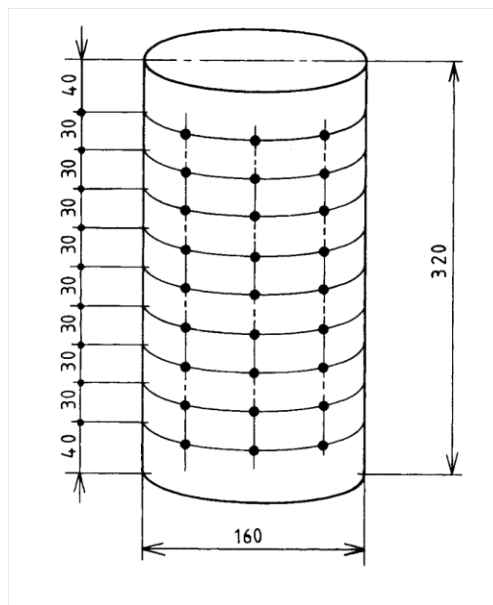


Figure 1.3: division du matériau en zones à testées selon la norme NF P 18-417

Limites et avantages : Le marteau de Schmidt est une méthode peu coûteuse, simple et rapide pour connaître la résistance du béton, mais une précision entre ± 15 et $\pm 20\%$ n'est possible qu'avec des éprouvettes qui ont été coulées et soumises à un traitement de cure et à des essais dans les conditions pour lesquelles les courbes d'étalonnage ont été établies. Les résultats sont influencés par des facteurs tels que l'égalité de la surface, la grosseur et la forme de l'éprouvette, le degré d'humidité du béton, le type de ciment et des gros granulats et enfin le degré de carbonatation de la surface [Samarin 84].

1.5 Essais d'arrachement

Un essai d'arrachement permet de mesurer, à l'aide d'un instrument spécial, la force nécessaire pour extraire du béton une tige d'acier spécialement profilée et dont l'extrémité élargie a été noyée dans le béton à une profondeur de 7.6 cm. Le béton est soumis simultanément à un effort de traction et de cisaillement, mais la force nécessaire pour provoquer l'arrachement peut être fonction de sa résistance à la compression. L'essai d'arrachement permet ainsi de mesurer quantitativement la résistance du béton coulé sur place lorsque des corrélations appropriées ont été effectuées. On a constaté que dans un grand nombre de cas, la résistance à l'arrachement a un coefficient de variation comparable à celui de la résistance à la compression [Malhotra 75].

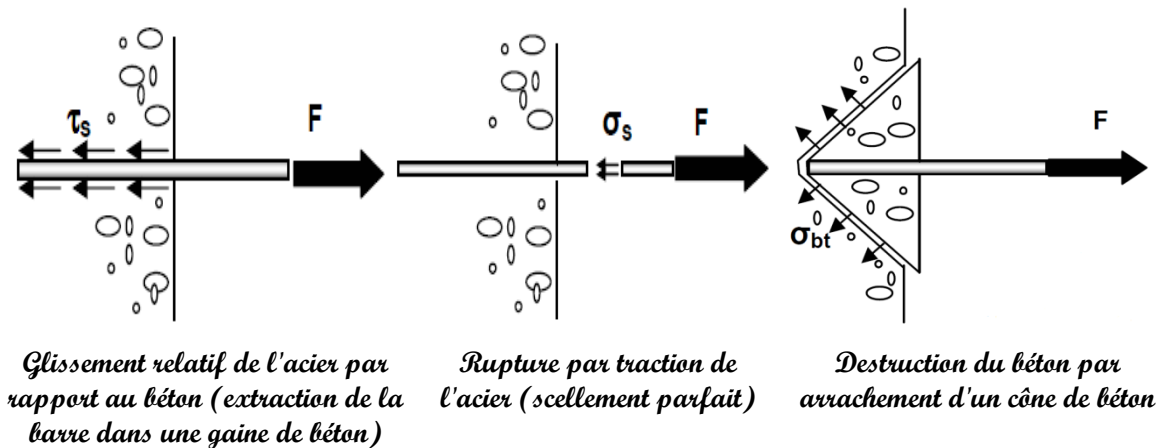


Figure 1.4: Essai d'arrachement d'une barre scellée dans un massif en béton

Limites et avantages : Quoique les essais d'arrachement ne permettent pas de mesurer la résistance intérieure du béton de masse, ils fournissent des indications sur la maturation et le développement de la résistance dans une partie représentative du béton de masse. De tels essais ont l'avantage de donner une mesure quantitative de la résistance du béton coulé sur place. Le principal inconvénient de ces essais est qu'ils exigent une préparation, et que l'ensemble nécessaire à l'arrachement doit être mis en place dans le coffrage avant que le béton ne soit coulé. L'arrachement cause bien sûr quelques dommages mineurs. Cet essai peut toutefois être non destructif si l'application de la force minimale d'arrachement est arrêtée avant la rupture, mais il faut s'assurer qu'une résistance minimale a été atteinte. Ces renseignements sont d'une grande valeur pour savoir à quel moment les coffrages peuvent être enlevés sans danger.

1.6 Auscultation dynamique

La méthode qui consiste à mesurer la vitesse de propagation des impulsions ultrasoniques est actuellement la seule du genre qui permette d'effectuer des essais de résistance sur le béton coulé sur place. Cette méthode permet de mesurer le temps de

propagation d'une impulsion ultrasonique traversant le béton. Les principales caractéristiques de tous les appareils disponibles sur le marché sont très semblables. Ces appareils comprennent un générateur et un récepteur d'impulsions. Les impulsions sont produites par des cristaux piézo-électriques à excitation par choc. Des cristaux semblables sont utilisés dans le récepteur [Nogueira 10]. Le temps de propagation de l'impulsion dans le béton est mesuré par des circuits de mesure électroniques (voir figures 1.5 et 1.6).

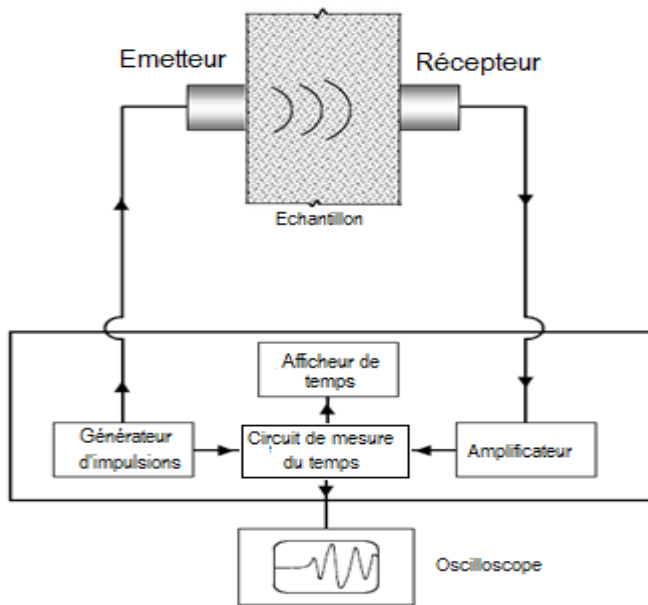


Figure 1.5 : diagramme schématique du circuit de l'auscultation dynamique [ASTM Test Designation C 597-02 03]



Figure 1.6 : appareil à ultrason

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 réalisés. Certains facteurs influent toutefois sur la prise de mesures:

1. 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 paraffine est indispensable.
2. Le parcours doit être préférablement d'au moins 30 cm de façon à prévenir toute erreur occasionnée par l'hétérogénéité du béton.
3. Une augmentation de la vitesse des impulsions se produit à des températures sous le point de congélation à cause du gel de l'eau. En revanche, entre 5 et 30°C, la vitesse des impulsions n'est pas subordonnée à la température.
4. 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 de l'impulsion.

Applications et limites : La méthode consistant à mesurer la vitesse de propagation des impulsions est une méthode idéale pour déterminer l'homogénéité du béton. Elle peut être

utilisée autant sur les ouvrages achevés que sur ceux en construction. Habituellement, lorsque de grands écarts de la vitesse de propagation de l'impulsion sont découverts sans causes apparentes dans l'ouvrage, il y a lieu de soupçonner que le béton est défectueux ou altéré [Rahmoun 11].

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 1.1

Tableau 1.1 : Qualité du béton et vitesse de propagation des impulsions [Solis-Carcano 08].

Qualité du béton	Vitesse de propagation des impulsions, m/s
Excellente	supérieure à 4575
Bonne	3660 - 4575
Douteuse	3050 - 3660
Mauvaise	2135 - 3050
Très mauvaise	inférieure à 2135

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. L'exploitation des résultats de l'essai d'auscultation dynamique, dans le but de déterminer l'importance des dommages, doit être faite avec grand soin puisque ces résultats sont souvent difficiles à interpréter. Il arrive quelquefois que les impulsions ne se propagent pas dans la partie endommagée du béton [Durand 81].

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 13.6-20.4 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 [Nogueira 01].

En résumé, les essais d'auscultation dynamique sont très efficaces pour contrôler la qualité du béton, et particulièrement pour évaluer l'homogénéité et détecter les fissures ou les imperfections. Ces essais ne sont toutefois pas aussi efficaces pour évaluer la résistance à cause du grand nombre de variables influençant la relation entre la résistance et la vitesse de propagation des impulsions.

Dans la partie expérimentale de ce mémoire, nous allons utiliser une méthode qui dérive de cette catégorie, sauf que son principe n'est pas de mesurer la vitesse de propagation des impulsions ultrasoniques, mais plutôt de trouver la fréquence de résonance de l'éprouvette en émettant des vibrations ajustables dans une large bande de fréquences. Cette méthode nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques du béton (module d'élasticité dynamique, module de rigidité dynamique, et coefficient de Poisson dynamique).

1.7 La Maturométrie

La maturométrie consiste, à partir du suivi de la température au sein de l'ouvrage, à déterminer par calcul (au jeune âge) le degré d'avancement des réactions d'hydratation correspondant au durcissement du béton. Le concept de « maturité » permet de traduire l'état de mûrissement du béton, donc son niveau de durcissement. Il intègre les effets couplés de la température et du temps sur la cinétique de mûrissement du béton.

1.7.1 Fondements de la méthode

La maturométrie s'appuie sur la dépendance de la résistance du béton avec son histoire thermique. La loi d'Arrhenius s'est révélée être la plus appropriée pour décrire la sensibilité de la vitesse de durcissement du béton à la température. Elle introduit un paramètre unique, l'énergie d'activation apparente E_a , qui traduit le degré de sensibilité du béton [Kada-Benameur 00] :

$$K = A \cdot \exp(-E_a/R) \quad (1.1)$$

avec :

- A : constante de proportionnalité, 1/s,
- R : constante des gaz parfaits, 8,314 J/mol.K,
- E_a : « énergie d'activation apparente » du béton, J/mol.

Un béton donné est caractérisé par son énergie d'activation apparente et sa courbe de référence (relation maturité/résistance). L'application de la loi d'Arrhénius permet alors de transformer un historique de température en une valeur de maturité d'où une résistance mécanique peut être déduite. L'âge équivalent correspond au temps durant lequel le béton doit être maintenu à la température de référence (en général 20 °C) afin d'obtenir la même valeur de maturité que dans les conditions de cure réelle.

Quelle que soit la voie expérimentale choisie, mécanique (la résistance en compression) ou thermique (la chaleur produite), pour déterminer l'énergie d'activation apparente du béton, la démarche a vocation d'estimer la résistance du béton aux points critiques précédemment définis pour chaque élément. Les valeurs de résistance R_{c_i} requises, appelées valeurs « cibles », sont communiquées par le bureau d'études.

1.7.2 Méthode d'essai

Le béton testé est fabriqué en respectant scrupuleusement la formule prévue sur chantier. Si les essais sont effectués sur mortier de béton équivalent, la construction de la formule correspondante à partir de la formule utilisée sur chantier, et la fabrication du mortier, doivent suivre les recommandations spécifiques à cette méthode. Les matériaux sont conservés à la température nécessaire pour le béton ou le mortier confectionné, soit à une température égale, à ± 2 °C près, à celle du calorimètre.

Le nombre d'éprouvettes testées pour chaque histoire thermique est choisi de façon à obtenir, sur la valeur de la chaleur mesurée, un intervalle de confiance (à 95 %) d'au maximum $\pm 10\%$ relatifs (valeur moyenne sur la durée de l'essai).

Le plan expérimental doit prévoir au moins deux températures de fabrication du matériau à imposer aux éprouvettes des histoires thermiques différentes, dont l'enveloppe contient les courbes de température des points sensibles de l'ouvrage pendant 48 heures au moins. Toutefois, dans le cas d'essais isothermes, si les histoires thermiques des points sensibles dépassent $50\text{ }^\circ\text{C}$, la température de l'essai sera limitée à cette valeur. Pour chaque histoire thermique, les conditions de conservation doivent permettre d'assurer une bonne homogénéité de la température dans chaque éprouvette.

Pour appréhender les effets de la température sur la cinétique de la période dormante du béton ou du mortier, il est recommandé d'avoir, immédiatement après gâchée, au moins $10\text{ }^\circ\text{C}$ d'écart entre les histoires thermiques extrêmes. La température du béton doit être enregistrée au cœur de l'éprouvette dès la mise en place dans le calorimètre et avec une précision inférieure à $0,5\text{ }^\circ\text{C}$ [BRODA 00].

1.7.3 Chaîne de mesure

Les matériels nécessaires à la maturométrie doivent permettre les relevés de températures, leur stockage, et le calcul des âges équivalents (figure 1.7).

Les points critiques de l'ouvrage sont déterminés par le bureau d'étude en comparant les contraintes aux divers points de la structure et les maturités correspondantes aux instants sensibles (décoffrage, levage ou mise en précontrainte). Le nombre de sondes et leur position sont ensuite définis pour ces points critiques.

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

- l'évolution de la température de chaque sonde, soit sous forme d'un tableau, soit sous forme d'un graphique [$\theta\text{ }^\circ\text{C} = f(t)$];
- le calcul de l'âge équivalent pour chaque sonde;
- la courbe de référence utilisée pour la prédiction de la résistance, si l'appareil le prévoit.



Figure 1.7 : schématisation du principe de la méthode maturométrique

La courbe $R_c = f(t_{eq})$, et E_a , sont déterminées à partir de mesures de résistance en compression (voire de chaleur pour E_a) dans une gamme de températures représentatives de celles du chantier suivant la relation (1.2) (figure 1.8).

$$t_{eq\ 0} = \int_0^{t_0} \exp\left(-\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T(\tau)} - \frac{1}{T_{réf}}\right)\right) d\tau \quad (1.2)$$

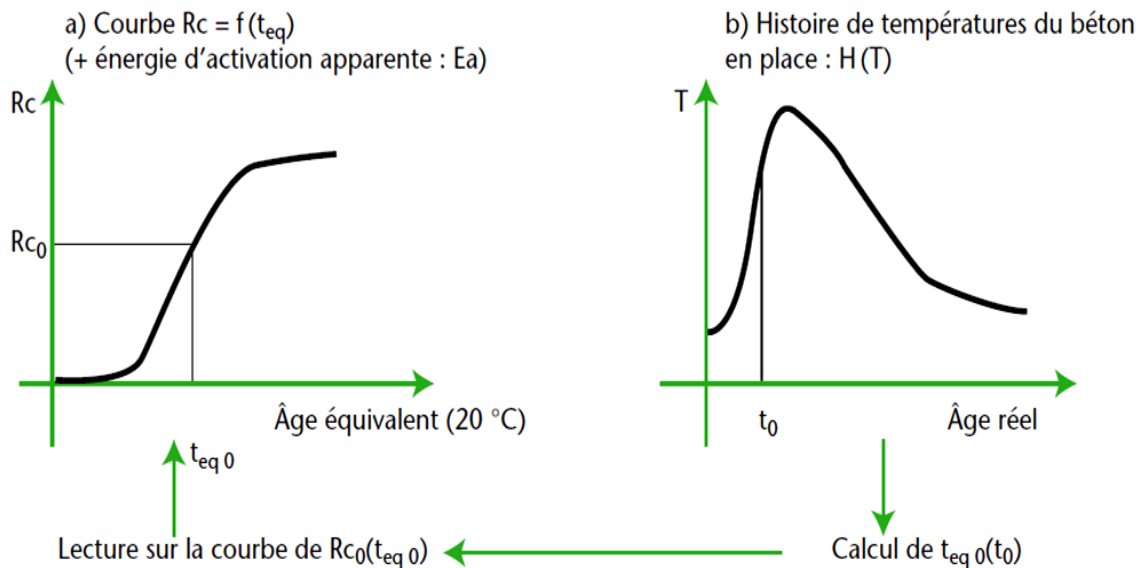


Figure 1.8 : déduction de la résistance à la compression à partir de l'histoire de température du béton

1.7.4 Avantages de la maturométrie

La méthode permet de traiter de façon plus fine l'évaluation de la résistance au jeune âge en définissant, par exemple, les points critiques de l'ouvrage. L'information est quasi-instantanée et ne nécessite pas de transporter des éprouvettes, de fixer ou d'organiser des échéances d'essais de rupture. Elle est également plus riche qu'un simple résultat d'essai de rupture puisque le délai nécessaire à l'obtention de la résistance requise peut facilement être prévu par extrapolation sur la courbe de température. Les données fournies permettent la vérification de la fiabilité des systèmes d'isolation, ou de chauffage in situ.

La maturométrie permet d'évaluer le délai d'obtention de résistances en compression au jeune âge supérieures ou égales à 5 MPa. En deçà de cette valeur, la précision de la mesure devient faible et l'utilisation de la maturométrie est déconseillée. Par ailleurs, on couvre habituellement des plages de résistance ne dépassant pas la moitié de la résistance à 28 jours.

Il faut noter que, dans le cas particulier de béton à longue période dormante (température faible ou retard lié à l'adjuvantation), la méthode reste applicable, mais peut perdre de son intérêt (résultats d'étalonnage dispersés conduisant à des prévisions parfois trop, pessimistes) [LCPC 03].

1.8 Contrôle radiographique

1.8.1 Principes fondamentaux

L'intensité d'un faisceau de rayons X ou gamma subit une perte d'intensité en passant à travers un matériau. Ce phénomène est dû à l'absorption ou la diffusion des rayons X ou gamma par l'objet exposé. La quantité de rayonnement perdu dépend de la qualité du rayonnement, la densité du matériau et l'épaisseur traversée. Le faisceau de rayonnement, qui se dégage du matériau, est généralement utilisé pour exposer un film de rayonnement sensible pour que les différentes intensités de rayonnement soient révélées en densités différentes sur le film.

La relation entre l'intensité des photons incidents et transmis est la suivante:

$$I = I_0 e^{-\mu x} \quad (1.3)$$

où :

- I est l'intensité du photon transmis,
- I_0 est l'intensité du photon incident,
- μ est le coefficient d'atténuation,
- x est l'épaisseur de l'objet.

La Figure 1.9 illustre cette relation. L'échantillon absorbe le rayonnement, mais là où il est mince, ou il renferme un vide, moins d'absorption aura lieu. Les zones correspondantes du film sont donc plus sombres.

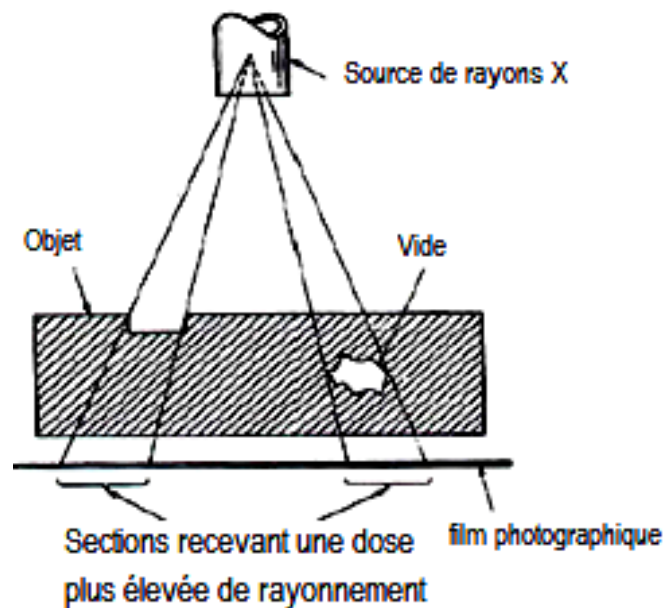


Figure 1.9 : principe de la radiographie [IAEA 02].

1.8.2 Equipements de la méthode d'essai radiographique

Trois exigences fondamentales doivent être réunies pour produire des rayons X, à savoir,

- Une source d'électrons comme un filament chauffé,
- Des moyens de diriger et accélérer les électrons comme une alimentation à haute tension,
- Une cible dans laquelle les électrons peuvent bombarder, normalement sous forme de cible de métal lourd.

Ces exigences sont remplies dans un tube à rayons X (figure 1.9), consistant en une enveloppe de verre dans laquelle deux électrodes sont équipés, une cathode et une anode. La cathode est une source d'électrons. L'application d'une haute tension à travers la cathode et l'anode

accélère les premiers électrons, puis les arrête tout à coup avec une cible solide montée sur l'anode. L'arrêt du mouvement rapide des électrons résulte dans la génération de rayons X.

1.8.3 Applications et limites

Contrairement à la plupart des matériaux métalliques, le béton armé est un matériau hétérogène, composé de :

- composite à faible densité de matrice, constitué d'un mélange de ciment, sable, agrégats et d'eau,
- des armatures de haute densité constituées de barres d'acier ou de câbles tendus.

La radiographie peut donc être utilisée pour localiser la position de la barre d'armature dans le béton armé et aussi des estimations peuvent être faites du diamètre de la barre et de la profondeur sous la surface. Elle peut révéler la présence de vides, les fissures et les matières étrangères, la présence ou l'absence d'injection de coulis dans la construction post tension et les variations de la densité du béton.

Les principales limites de la radiographie sont que le rayonnement de haute énergie est souvent nécessaire pour des sections épaisses. Si des appareils à rayons X doivent être utilisés, ils peuvent être très lourds, et donc difficiles et longs à mettre en place dans le domaine. Le temps d'exposition est également long. Le coût de la radiographie va être élevé.

L'interprétation des radiographies béton peuvent aussi être difficile, car il n'y a pas de terminologie normalisée pour les imperfections et aucun critère d'acceptation n'est normalisé. La forme complexe de nombreuses structures en béton peut également conduire à des problèmes et la documentation des tests et des rapports peuvent être complexes.

Les recommandations sont basées sur les bonnes pratiques et sont conçues pour fournir des méthodes applicables à l'enquête de béton où la radiographie est appropriée [IAEA 02].

1.9 Thermographie infrarouge

1.9.1 Principes fondamentaux

Conformément à la loi fondamentale de Planck tous les objets dont la température est au dessus du zéro absolu émettent un rayonnement infrarouge Figure 1.10 et 1.11. Ce rayonnement ne devient visible à l'œil nu que lorsque la température devient supérieure à environ 500°C. Un matériel de surveillance infrarouge a été développé permettant de détecter les émissions infrarouges et de le concevoir comme une image visible. La gamme sensible du détecteur se situe entre 2 et 14 microns. La gamme de 2 à 5,6 microns est généralement utilisé pour visualiser la température entre 40°C et 2000°C et la gamme 8-14 microns est utilisée pour la température ambiante [Weil 89].



Figure 1.10 : mesures par thermographie infrarouge [Naar 06]

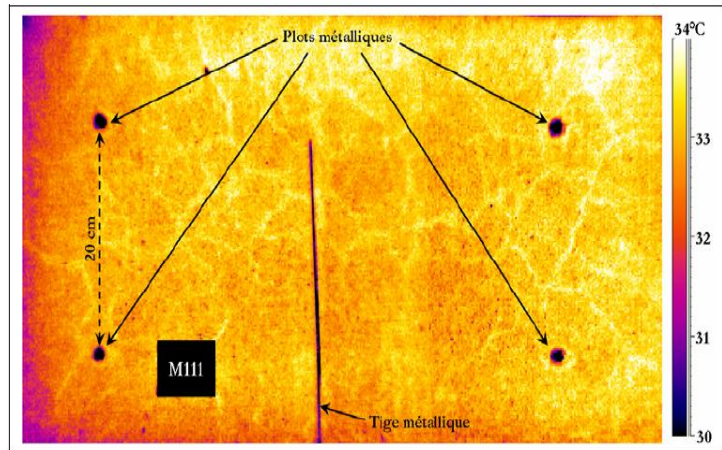


Figure 1.11 : Image thermique de la surface du bloc mesuré [Naar 06]

Les thermogrammes pris avec une caméra infrarouge mesurent la distribution de température à la surface de l'objet au moment de l'essai. Il est important de prendre en considération que cette distribution de la température est le résultat d'un processus dynamique. En prenant un thermogramme de cet objet à un moment avant ou après, ça peut donner lieu à une distribution de température très différente. Cela est particulièrement vrai lorsque l'objet soit chauffé ou refroidi.

La détectabilité de toute structure interne comme les vides, les décollements ou les épaisseurs de couche dépend des propriétés physiques (capacité calorifique, conductivité thermique, la densité, émission) des matériaux de l'objet du test. Naturellement toute «structure» intérieur a un effet sur la distribution de la température à la surface (figure 1.12). Si la température change sur la surface, il y a un délai avant que l'effet de ce changement ne se produit à l'intérieur, là où existe un défaut, comme un vide. Plus la durée de changement de température est longue, plus le défaut sous la surface est profond.

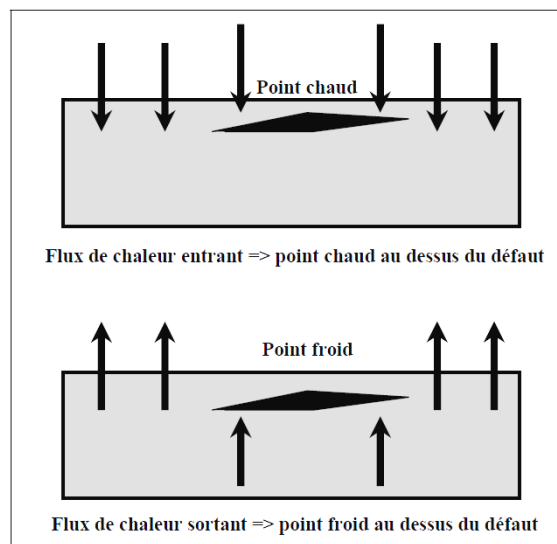


Figure 1.12 : effet d'un vide sur la propagation de la chaleur d'une dalle en béton [Carino 03]

Pendant que le système infrarouge mesure seulement les températures de surface, les résultats sont influencés par trois facteurs: (1) de configuration interne, (2) l'état de surface, et (3) l'environnement. En tant que technique de contrôle non destructif pour l'inspection du béton, l'effet de la configuration interne est généralement plus intéressant. Toutes les informations révélées par le système infrarouge reposent sur le principe que la chaleur ne peut être arrêtée de couler de zones chaudes aux zones plus froides, il ne peut être ralenti par l'effet isolant de la matière à travers laquelle il coule. Différents types de matériaux de construction ont différentes capacités d'isolation ou de conductivité thermique. En outre, différents types de défauts du béton ont différentes valeurs de conductivité thermique. Par exemple, un vide d'air a une conductivité thermique inférieure par rapport au béton environnant. Donc dans la surface d'une section de béton contenant un vide d'air on peut s'attendre à avoir une température légèrement différente d'une section de béton sans vide d'air.

Pour les zones de béton qui ne sont pas accessibles à la lumière du soleil, une alternative est d'utiliser la capacité de stockage de chaleur de la terre pour extraire la chaleur du béton soumis à l'essai. Le point important est que pour utiliser la thermographie infrarouge, la chaleur doit couler dans le béton. Il n'y a aucune importance concernant le sens de coulée de la chaleur.

Le deuxième facteur important est l'état de surface de la zone d'essai. Ce dernier a un effet important sur la capacité de la surface de transférer l'énergie par rayonnement. Cette capacité du matériau à émettre de l'énergie est mesurée par l'émissivité du matériau, qui est définie comme la capacité du matériau à émettre de l'énergie par rapport à un corps noir parfait. Un corps noir est une source de rayonnement hypothétique, qui rayonne de l'énergie maximale théoriquement possible, à une température donnée. L'émissivité d'un corps noir est égale à 1,0. L'émissivité d'un matériau est strictement une propriété de surface. La valeur de l'émissivité est plus élevée pour les surfaces rugueuses et plus faible pour les surfaces lisses. Par exemple, le béton brut peut avoir une émissivité de 0,95 alors qu'un métal brillant peut avoir une émissivité de 0,05. En termes pratiques, cela signifie que lorsqu'on utilise des méthodes thermographiques pour numériser de grandes surfaces de béton, l'ingénieur doit être au courant des différentes textures de surface causées par exemple par des spots balai texture, des traces de pneus en caoutchouc, des taches d'huile ou de sable et les saletés sur la surface [Weil 88].

Le dernier facteur influant sur la mesure de température d'une surface de béton est le milieu environnant qui l'entoure. Certains des facteurs qui influent sur les mesures de température de surface sont : le rayonnement solaire, la température ambiante et l'humidité de surface

1.9.2 Equipements utilisés dans la thermographie infrarouge

En principe, afin de tester les anomalies internes du béton, tout ce qui est vraiment nécessaire, c'est un thermomètre à contact sensible. Cependant, même pour une petite zone d'essai, des milliers de lectures devraient être effectuées simultanément afin de définir précisément l'anomalie. Comme ce n'est pas pratique, des caméras infrarouges à haute résolution thermographique sont utilisées pour inspecter de manière efficace et rapide, les zones importantes de béton. Ce type d'équipement permet de couvrir des vastes zones et les données résultantes peuvent être affichées comme des images avec des zones de différentes

températures désignées par différentes tonalités en gris dans une image en noir et blanc ou en couleurs différentes sur une image couleur.

1.9.3 Quelques applications de la méthode thermographie infrarouge

Afin d'illustrer certaines applications différentes des essais thermographie infrarouge, certaines applications sont passées en revue, à savoir:

- (1) en béton du tablier d'un pont (the Dr. Martin Luther King Bridge, St. Louis.)
- (2) de béton de voies de circulation d'un aéroport (Lambert St. Louis International Airport)
- (3) plate forme en béton d'un garage (Lambert St. Louis International Airport)
- (4) revêtement défectueux sur les bâtiments
- (5) L'infiltration d'eau par les toits plats ou les systèmes de murs extérieurs
- (6) La perte d'énergie dans les bâtiments

1.9.4 Avantages et limites de la thermographie infrarouge

L'avantage évident de l'analyse thermographique infrarouge sur les méthodes d'essais destructifs, c'est que des domaines importants du béton ne doivent pas être détruits au cours des essais. Seuls les petits carottages d'étalonnage sont utilisés. Il en résulte d'importantes économies de temps, de travail, matériel, contrôle de la circulation, et des problèmes d'ordonnancement. En plus, lorsque l'esthétique est importante, aucun défaut ne se produit sur le béton à examiner. Montage et démontage rapide sont également des avantages. Enfin, pas de poussière et de débris de béton sont produits qui pourraient causer des problèmes environnementaux.

D'autres avantages sont que les équipements de thermographie infrarouge ne présentent pas de danger car elles n'émettent aucun rayonnement. Ils enregistrent uniquement le rayonnement thermique, qui est naturellement émis par le béton, ainsi que tout autre objet. La thermographie infrarouge est similaire à un thermomètre ordinaire, seulement beaucoup plus efficace.

L'avantage final et principal de la thermographie infrarouge est qu'il s'agit d'une technique de test en grande surface, tandis que les autres méthodes d'END sont pour la plupart soit ponctuelles ou bien linéaires. Ainsi, la thermographie infrarouge est capable de former une image en deux dimensions de la surface d'essai, montrant l'étendue des anomalies internes.

Il ya un inconvénient majeur à l'essai thermographie infrarouge. A ce stade du développement, la profondeur ou l'épaisseur d'un vide ne peut être déterminée, malgré que ses dimensions extérieures soient évidentes. Il ne peut être déterminé si un vide intérieur est près de la surface ou plus proche des barres d'armatures. Des techniques telles que les méthodes de radar ou de propagation des ondes des efforts peut déterminer la profondeur du vide, mais là encore, ces méthodes ne peuvent pas déterminer les autres dimensions en une seule mesure.

Dans les cas où des informations sur une épaisseur spécifique d'anomalie ou de la profondeur sont nécessaires, il est recommandé de procéder à la technique de combinaison entre la thermographie infrarouge et le radar.

1.10 Le Géoradar

Le géoradar (en anglais GPR pour Ground Penetrating Radar), est une méthode non destructive éprouvée pour l'imagerie interne de nombreux types de matériaux géologiques comme les sols, roches ainsi que les matériaux artificiels de construction comme l'asphalte, le bois, ou le béton. Pour ce dernier, le géoradar peut être utilisé pour l'auscultation d'ouvrages en béton (vides, zones altérées, ferraillements, ancrages)

Le géoradar envoie des impulsions électromagnétiques dans la structure étudiée et enregistre les échos électriques causés par les différences de caractéristiques diélectriques entre les différents matériaux. Quand le radar est déplacé en surface par l'opérateur, une image est créée à la façon d'un scanner à ultrasons.

1.10.1 Le matériel

Le géoradar fonctionne selon le principe de l'analyse de signaux émis puis réfléchis par des hétérogénéités du milieu étudié. Il prend en compte le temps de trajet aller-retour de l'impulsion électromagnétique ainsi que son amplitude, à la manière d'un échosondeur. Le signal émis possède une large bande de fréquences comprises entre 10 MHz et 2 GHz (figure 1.13), l'utilisation de différentes antennes permettant de balayer l'ensemble du spectre en fonction de la profondeur d'investigation désirée et de la taille des objets que l'on recherche. En effet, à basse fréquence (entre 10 et 100 MHz), la profondeur d'investigation est élevée (> 10m) mais la résolution est plus faible. En revanche, pour des antennes centrées sur 1 GHz ou plus, l'inverse est obtenu et permet par exemple de visualiser de fins détails dans les bétons (figure 1.14).

Le géoradar se compose de plusieurs éléments, tous aisément manipulables par une seule personne. L'antenne émettrice/réceptrice est déplacée au dessus de la surface étudiée et sa taille est inversement proportionnelle à sa fréquence centrale. Elle est reliée à une partie électronique de gestion du signal, lequel est transféré à un moniteur d'analyse et de visualisation sur lequel l'opérateur voit en temps réel un profil vertical de sol/structure généré par les multiples réflexions des fronts d'ondes.



Figure 1.13 : Un système géoradar portable comportant une antenne centrée sur 400 MHz.



Figure 1.14 : Un système géoradar spécial pour les surfaces réduites.

1.10.2 Application aux bâtiments et ouvrages d'art

Il existe de nombreuses applications possibles du géoradar en génie civil, notamment pour ce qui concerne l'auscultation des bétons et des matériaux de construction. Equipé d'une antenne haute fréquence légère, un opérateur est en mesure de détecter rapidement et de localiser très précisément les composants internes métalliques ou non (ferraillages, ancrages, câbles, tuyaux, défauts, etc.) sur des murs, radiers, piles et tabliers de ponts, parements, avec une profondeur d'investigation pouvant aller jusqu'à 1 m [Klysz 04]. Il est également possible d'en estimer l'état de vieillissement interne (cartographie d'amplitude), ou de détecter la présence de vides. Le béton étant un matériau relativement homogène, les images délivrées sont souvent de bonne qualité et permettent, si besoin, d'obtenir par voie logicielle une modélisation tridimensionnelle de structure interne [Sbartai 05]. Le géoradar est actuellement la technique la plus compétitive dans ce domaine.

La sensibilité des ondes radar à l'état d'humidité des matériaux (ex : sol, béton) a été rapportée par des nombreux auteurs [Greaves 96, Laurens 02, Sbartai 04, Klysz 05]. L'augmentation de la teneur en eau du béton conduit à une forte variation des paramètres du signal radar. Cela est généralement dû à l'augmentation de la permittivité et la conductivité du béton. Ainsi la présence d'eau et/ou des fissures remplies d'eau (signes caractéristiques de la RAG) peut affecter le comportement du signal radar.

1.11 Acoustique non linéaire : le saut temporel

En acoustique non linéaire, nous provoquons par une onde de forte amplitude l'ouverture-fermeture des microfissures. Ces ouvertures-fermetures des microfissures contribuent à la modification des propriétés élastiques du milieu, entraînant ainsi son comportement non linéaire. Plus le béton est endommagé plus il est non linéaire. Pour évaluer cette non-linéarité, on utilise des rafales d'ondes ultrasonores pour sonder le milieu pendant qu'on applique un impact qui génère une onde basse fréquence et haute amplitude provoquant l'ouverture-fermeture des microfissures. À partir des outils de traitement du signal, on évalue le décalage de temps d'arrivée de l'onde avant l'impact et après l'impact. Plus le matériau est endommagé, plus grand est le décalage de temps [Kodjo 08].

Ce décalage peut être calculé pour trois types d'onde de volume, à savoir les ondes de compression, les ondes de cisaillement et les ondes coda. Les ondes coda résultent d'une superposition de plusieurs ondes secondaires provenant de l'incidence d'ondes primaires sur les hétérogénéités du béton [Herraiz et Espinosa 87]. Elle permet d'obtenir de l'information sur l'état d'un plus grand volume de matériau et non seulement sur une trajectoire précise.

La configuration de test est présentée à la figure 1.15. Lorsque les dimensions de la structure à investiguer le permettent, les deux transducteurs émetteur-récepteur utilisés pour le sondage sont positionnés en mode transmission directe, dans le cas contraire les deux transducteurs seront posés sur la même face, configuration que nous appelons transmission indirecte.

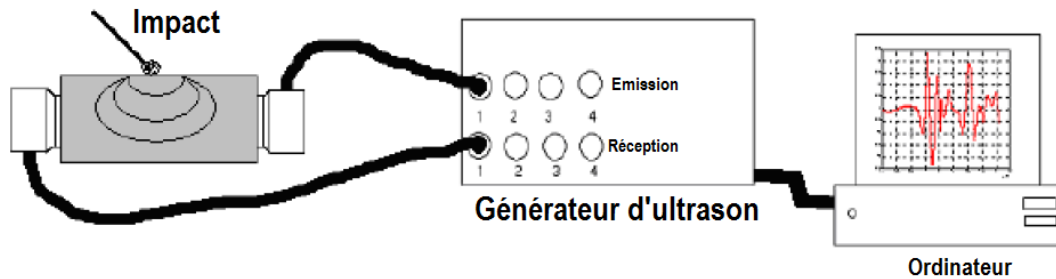


Figure 1.15: Configuration de test non linéaire : saut temporel [Kodjo 08]

1.12 Impact-écho

1.12.1 Principes de base

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

1.12.2 Analyse des données

La méthode d'analyse des données par l'étude des fréquences est un développement majeur du système Impact-Écho. Les ondes de compression sont produites par un impact et subissent des réflexions multiples entre la surface d'essai et l'interface de réflexion. Chaque fois que l'onde de compression arrive à la surface, celle-ci produit un déplacement qui est une caractéristique de l'amplitude de la réflexion. Donc, l'onde de propagation possède une caractéristique périodique; la fréquence (f) dont la définition algébrique est donnée par l'équation 1.4 [Hassani 04].

$$f = C_p / 2D \quad (\text{Hz}) \quad (1.4)$$

Où

C_p = Vitesse de l'onde de compression (m/s)

D = Profondeur de l'interface de réflexion (m)

L'onde de compression ou de cisaillement captée par l'oscilloscope est transformée du domaine de temps au domaine de fréquence. La transformation s'effectue à l'aide du transformé de Fourier (FFT). Le spectre des amplitudes de fréquences captées par le récepteur permet, grâce à cette méthode d'analyse, d'identifier les fréquences dominantes de l'onde de compression et de ces échos. Pour des dalles en béton, la fréquence qui détermine l'épaisseur d'un spécimen est souvent celle qui est dominante dans le spectre. Cette valeur est par exemple utilisée pour calculer la profondeur d'une anomalie en utilisant l'équation (1.4)

1.12.3 Le temps de contact

La durée de contact entre le spécimen et la source d'impact est un aspect clé de la méthode Impact-Écho. En effet, le temps de contact détermine le contenu fréquentiel du train d'onde généré par la source d'impact. Ceci implique que le temps de contact sur la surface détermine les dimensions, de même que la profondeur des défauts qui peuvent être observées sous la surface. Plus le temps de contact est court, plus le contenu fréquentiel de l'onde est caractérisé par des composantes de fréquences élevées (faibles longueurs d'ondes). Il est ainsi plus facile de détecter des défauts de faibles envergures de même que des anomalies localisées très près de la surface de contact. Pour ces raisons, il est recommandé d'utiliser un temps de contact court pour les essais sur dalles de béton. À première vue, la composante fréquentielle la plus élevée (f_{\max}), ayant une forte amplitude dans le train d'onde, est équivalente à l'inverse du temps de contact. Par exemple, un temps de contact de $100 \mu\text{s}$ est équivalent à une fréquence maximale d'environ 10 kHz [Hassani 97].

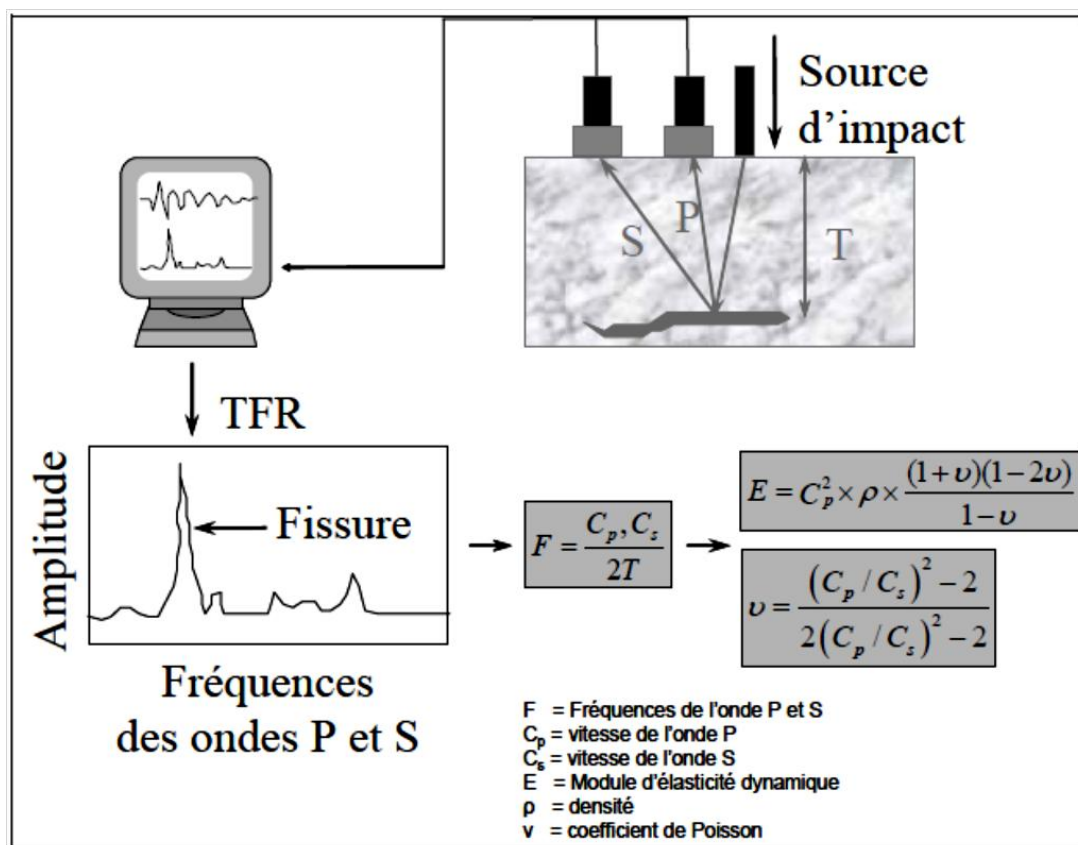


Figure 1.16: Vue schématique de la méthode Impact-Écho [Hassani 04].

Les sources d'impacts ont des formes variées, mais les plus populaires prennent la forme de marteaux ou de sphères d'acier. Les marteaux produisent des énergies d'impact élevées dû au temps de contact long ($> 1 \text{ ms}$) sur la surface. Ce temps de contact est utilisé sur des structures élancées en béton, mais n'est pas acceptable pour des structures telles que des dalles et autres structures moins élancées. En utilisant des sphères ou des sources d'impacts à ressort et à bouts sphériques, des temps de contacts de 20 à $60 \mu\text{s}$ peuvent être générés. Les sphères d'impacts possèdent un avantage important sur le marteau; le temps de contact est directement proportionnel au diamètre de la sphère. Cette simplicité et versatilité expliquent ainsi la popularité de cette méthode auprès des chercheurs.

1.13 Conclusion

Comparée au développement des méthodes d'END dans le domaine des structures en acier, l'évolution de ces techniques pour les ouvrages en béton se fait plus lentement. Cela peut s'expliquer par la complexité du matériau béton, et notamment son hétérogénéité à l'échelle macroscopique, par rapport à l'acier.

Quoique des travaux visant à améliorer les méthodes d'essais non destructifs se poursuivent, et que les essais comme tels ne sont pas difficiles à effectuer, les données fournies par ces essais ne sont pas très faciles à interpréter. Cependant, Ils fournissent des données sur les ouvrages réels que des essais normaux ne sauraient fournir. Ces essais sont aussi excellents pour permettre d'estimer la résistance relative du béton dans les différentes parties d'un même ouvrage. Lorsqu'ils sont correctement effectués, ils constituent un élément très important parmi tous les moyens qui permettent de tester et d'évaluer le béton et les ouvrages en béton.

Par ailleurs, le choix de n'importe quelle méthode se limite à des critères bien définis. Notre choix de méthode est arrêté sur l'auscultation dynamique, suite à son intérêt absolument non destructif, et sa capacité de déterminer les propriétés dynamiques du béton. Les propriétés dynamiques en question sont le module d'élasticité, le module de rigidité et le coefficient de Poisson, soit trois paramètres d'importance capitale dans l'étude des structures en béton (conception, contrôle et entretien).

CHAPITRE 2. METHODE DE LA FREQUENCE DE RESONANCE

2.1 Introduction

Le béton pris par sa nature évolutive, peut être considéré comme un matériau vivant. Il renferme des oscillations microscopiques propres à lui, et le fait d'atteindre ces oscillations par un agent extérieur induit une résonance de vibration qui est l'élément clé dans la dynamique des matériaux et encor pour la statique si on arrive à relier les caractéristiques dynamiques à celles statiques.

Pour l'analyse de la contrainte des structures soumises au chargement de tremblement de terre ou d'impact, il est plus approprié d'employer les caractéristiques dynamiques, dont la détermination est plus facile par rapport aux caractéristiques statiques si on possède un appareil ultrasonore tel que l'ERUDIT. Par ailleurs, si on peut trouver une relation entre ces deux types de caractéristiques, on aurait gagné en temps et en matière lors de la conception ou du contrôle ou de l'entretien des structure, car cet essai est facile et est entièrement non destructif.

Pour ce fait, notre travail s'est orienté vers cette méthode très intéressante que nous allons décrire en détail dans ce présent chapitre.

2.2 Principes généraux

La méthode de la fréquence de résonance définie par la norme NF P18-414 est basée sur l'excitation des oscillations propres d'une éprouvette à tester par une certaine fréquence externe (fréquence de résonance).

Suivant le type d'excitation, on obtient des vibrations longitudinales, de torsion, ou de flexion. La fréquence de résonance est fonction des dimensions géométriques, de la répartition des masses et des propriétés élastiques de l'éprouvette. En général, les éprouvettes doivent avoir une forme géométrique simple. Prismes et cylindres sont les plus adaptés. L'excitation est induite par un émetteur électrodynamique ajustable dans une large bande.

Quand la fréquence d'excitation est égale à la fréquence propre de l'éprouvette, des « ondes stationnaires » s'établissent, ce qui veut dire que la résonance apparaît. L'amplitude des oscillations résultantes atteint un maximum.

Comme la fréquence propre d'une éprouvette dépend largement des propriétés élastiques des matériaux étudiés, on peut en tirer des conclusions en ce qui concerne leurs constantes élastiques.

La méthode est basée sur le fait que le béton peut être considéré comme un matériau quasi homogène et isotrope. Ses propriétés élastiques, dans ces conditions, peuvent être caractérisées par deux constantes élastiques, par exemple le module d'élasticité (E) et le module de cisaillement (G) ou le coefficient de Poisson (ν).

En utilisant la méthode de fréquence de résonance, le matériau est soumis à de très petites forces et aucun changement n'apparaît dans la structure du béton.

Les constantes élastiques du matériau, mesurées de cette façon, sont appelées le module d'élasticité « dynamique » E_d , le module de cisaillement « dynamique » G_d et le coefficient de Poisson « dynamique » ν_d . Elles sont différentes des constantes élastiques mesurées dans les conditions de charges statiques. Pour ces constantes élastiques « statiques », le terme « statique » est en général omis. Il est à noter que la valeur du module d'élasticité dynamique est généralement différente du module d'élasticité statique que l'on détermine en mesurant la déformation d'un corps soumis à une charge donnée orientée dans la même direction que celle de la mesure dimensionnelle. Cet écart est dû à la différence du niveau de sollicitation mécanique des corps d'épreuve entre les deux méthodes. Dans le cas de la mesure par résonance les efforts appliqués sont insignifiants, le module est alors donné par la pente de la tangente à l'origine de la courbe effort - déformation. Dans le cas du module statique, la charge d'essai est élevée, et, les déformations n'étant plus à ce stade proportionnelles aux efforts, le module est donné par une droite sécante à la courbe effort - déformation, c'est-à-dire qu'il est inférieur à la valeur du module dynamique. [LCPC 05]

Pour un matériau de construction tel que le béton, il n'y a pas de corrélation simple entre les constantes « dynamiques » et « statiques ».

Etant donné que le béton peut être considéré comme un matériau quasi homogène, les deux relations 2.1 et 2.2 suivantes entre ses constantes sont considérées comme exactes :

$$Q = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.2)$$

Où :

Q = module d'élasticité volumique (Rapport entre la contrainte et la variation de volume d'un matériau soumis à une charge axiale)

E = module d'élasticité (Vitesse de la variation de la déformation en fonction de la contrainte dans une éprouvette soumise à une charge de compression ou de traction)

G = module de cisaillement (Vitesse de variation de la déformation en fonction de la contrainte dans une éprouvette soumise à une charge de cisaillement ou de torsion)

ν = coefficient de Poisson (Quotient de la déformation latérale et de la déformation axiale d'une éprouvette soumise à une charge axiale)

Ces modules peuvent apparaître à titre d'exemple dans l'étude d'une poutre semi encastrée soumise à une charge parallèle à son axe central (figure 2.1) ou une poutre semi encastrée soumise à une charge perpendiculaire à son axe central (figure 2.2).

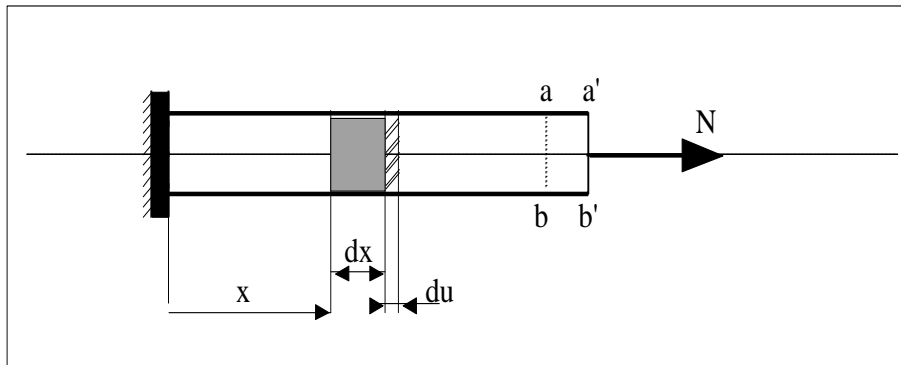


Figure 2.1 : poutre semi encastré soumise à une contrainte de traction

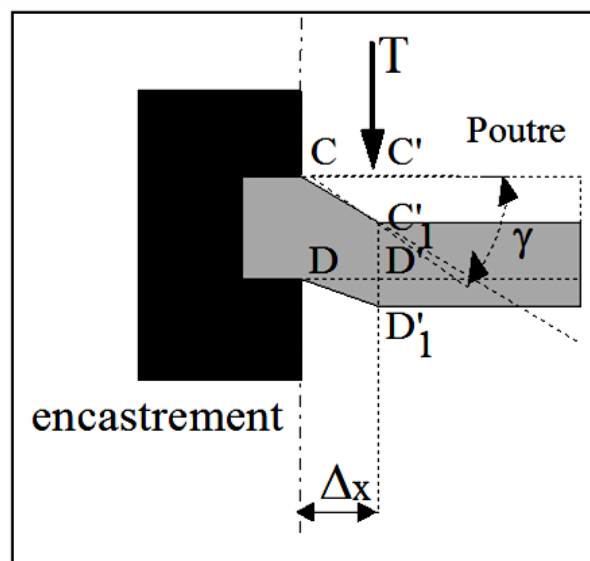


Figure 2.2 : poutre semi encastré soumise à une contrainte de cisaillement

2.3 Dispositifs de mesure :

L'équipement de mesure doit être capable de produire des vibrations harmoniques dans le domaine de 10 à 20000 Hz. La fréquence propre des parties indépendantes de l'équipement, doit se situer en dehors de ce domaine. En général, un générateur électrodynamique de basse fréquence, ajustable de façon continue, pour produire des fréquences dans le domaine ci-dessus, sera suffisant. La fréquence d'excitation doit être indiquée avec une précision de $\pm 1\%$. Le matériel de mesure est composé d'un générateur de basse fréquence, de deux transducteurs électro-acoustiques (émetteur et récepteur), et d'un indicateur de tensions (par exemple un voltmètre électronique) (figure 2.3 et 2.4). Les courants alternatifs, fournis par le générateur de basse fréquence, sont transformés en vibrations mécaniques par le transducteur électro-acoustique (émetteur).

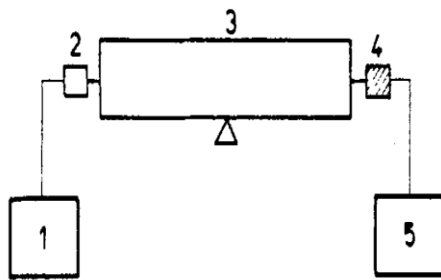


Figure 2.3 : Bloc diagramme pour une mesure de fréquence de résonance (appareil ERUDIT).



Figure 2.4 : L'appareil ERUDIT.

1 : générateur basse fréquence ; 2 : émetteur électro-acoustique ; 3 : éprouvette de béton étudié ; 4 : récepteur électro-acoustique ; 5 : appareil de mesure [Bordas 83].

Les vibrations résultantes de l'éprouvette agissent sur le transducteur électro-acoustique (récepteur) qui transforme les vibrations mécaniques en oscillations électriques.

L'amplitude des oscillations fournies par le récepteur est indiquée, après une amplification adéquate, par le voltmètre. La masse des transducteurs électro-acoustiques en contact avec l'éprouvette doit être inférieure à 3 % de la masse de celui-ci. Pendant les mesures, on doit apporter une attention particulière aux conditions de support de l'éprouvette. Les supports de l'éprouvette doivent être placés aux nœuds de vibration, correspondant à l'excitation désirée, ou l'échantillon doit être posé sur du caoutchouc mousse, de façon à pouvoir vibrer librement. Une attention particulière doit être apportée à un couplage convenable, c'est-à-dire au contact entre l'émetteur et l'éprouvette, et entre l'éprouvette et le récepteur. Le couplage doit être réalisé de telle façon qu'il soit correct et reproductible sans aucune difficulté. Le couplage ne doit pas affecter la fréquence propre de l'éprouvette. Le couplage sans contact est particulièrement avantageux. Le couplage au moyen de graisses de pétrole, pour émetteur et récepteur, s'est avéré adéquat.

2.4 Procédure de contrôle

La procédure de contrôle consiste à placer les supports du prisme ou du cylindre de béton, en fonction du type et du mode de vibration que l'on désire créer, sur le banc d'essais. Ensuite, les transducteurs électro-acoustiques sont placés dans les positions convenables sur les faces de l'éprouvette. L'émetteur est relié au générateur basse fréquence d'excitation. Le récepteur est relié à l'appareil de mesure après amplification. La mesure consiste à rechercher l'amplitude maximale de vibration de l'éprouvette, qui est mise en évidence par la déviation maximale de

l'appareil de mesure, de la tension de sortie. Il existe trois (03) excitations de diverses formes de vibrations :

2.4.1 Vibrations longitudinales

Les vibrations longitudinales sont produites quand la direction de vibration est parallèle à l'axe longitudinal de l'éprouvette. Pour cela les transducteurs acoustiques doivent être placés selon le schéma de la figure 2.5a. Pour un prisme le mode fondamental d'oscillation implique un nœud au milieu (figure 2.5b) et des ventres aux extrémités. Il en résulte :

$$\lambda = 2L \quad (2.3)$$

ou :

λ : La longueur d'onde

L = Longueur de l'éprouvette étudiée.

Les fréquences des harmoniques sont des multiples entiers de l'oscillation fondamentale, mais seuls les harmoniques impairs correspondent à un nœud au milieu de l'éprouvette.

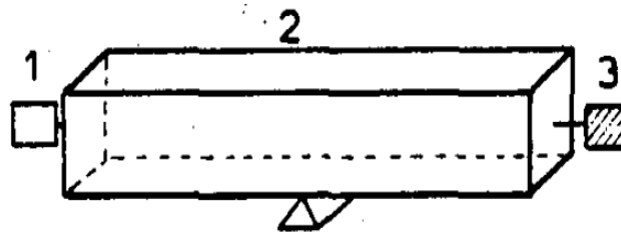


Figure 2.5a : Positionnement des transducteurs pour une vibration longitudinale.

1 : émetteur ; 2 : éprouvette ; 3 : récepteur

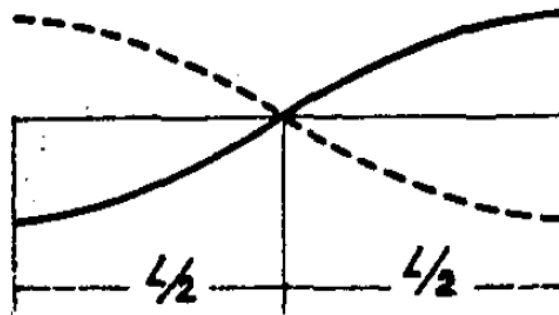


Figure 2.5b : Mode fondamental pour une vibration longitudinale

2.4.2 Vibrations de torsion

Les vibrations de torsion se produisent quand une éprouvette est soumise à un couple alternatif. Dans ce cas, les déplacements se produisant dans les éléments de masse de l'éprouvette, sont fonction du module de cisaillement. Les vibrations de torsion sont excitées en effectuant le couplage selon le schéma de la figure 2.6.

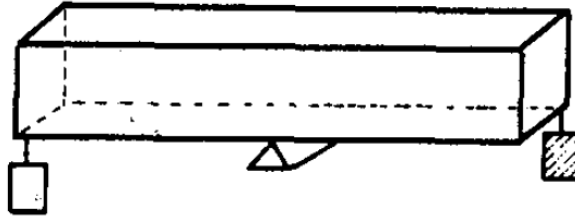


Figure 2.6 : Position des transducteurs pour une mesure de vibration de torsion.

2.4.3 Vibrations de flexion

Les vibrations de flexion se produisent quand l'éprouvette est soumise à des charges de flexion variant alternativement. Dans le cas des vibrations de flexion, des modifications de dimensions et de forme se produisent dans les éléments de masse de l'éprouvette. L'excitation est produite dans un plan perpendiculaire à l'axe longitudinal de l'échantillon (figure 2.7a). Pour le mode fondamental, le nœud de vibration apparaît à $0,224 L$ des extrémités de la poutre (figure 2.7b). La forme de la courbe de résonance, aux environs de son pic, est donnée, pour un exemple, dans la figure 2.8.

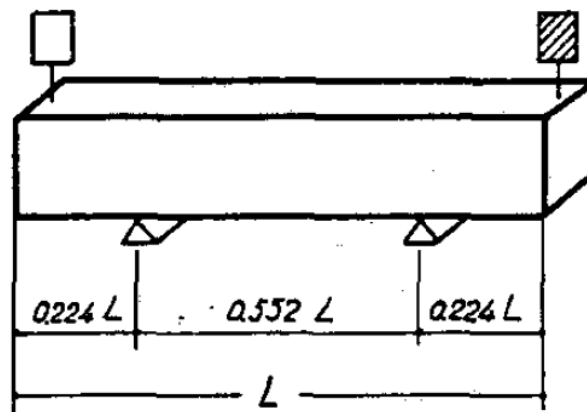


Figure 2.7a : Position des transducteurs pour une mesure de vibration de flexion [Bordas 83].

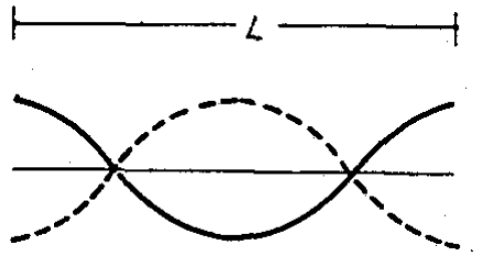


Figure 2.7b : Mode fondamental pour une vibration de flexion avec les nœuds à $0,224L$ des extrémités.

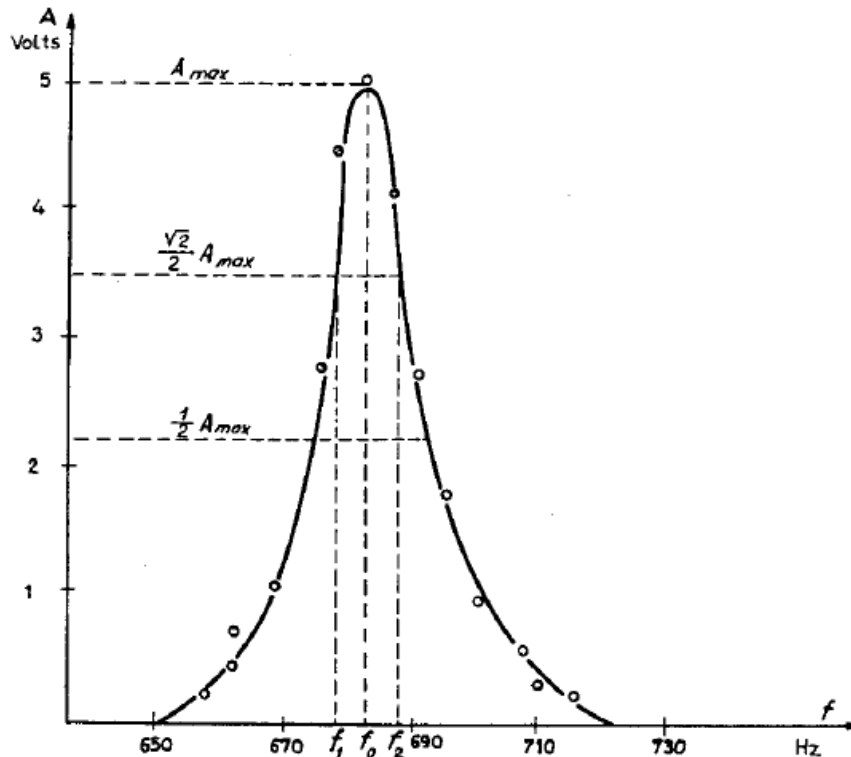


Figure 2.8 : Relation entre amplitude de fréquence pour une poutre de béton à proximité de la résonance [Bordas 83].

2.5 Détermination des constantes dynamiques

2.5.1 Mesures

Après couplage des transducteurs acoustiques (émetteur et récepteur), on fait varier la fréquence d'excitation jusqu'à ce que l'appareil de mesure de la tension de sortie indique une valeur maximale. Dans le cas normal, le résultat est un maximum unique voir figure 2.3. La fréquence, correspondant au maximum, peut être identifiée sans aucun doute.

2.5.2 Module d'élasticité dynamique par vibrations longitudinales

Cette disposition de l'émetteur et du récepteur nous donne la possibilité de supposer qu'on a un déplacement virtuel longitudinal parallèle à l'axe principal de l'éprouvette comme le montre la figure 2.9.

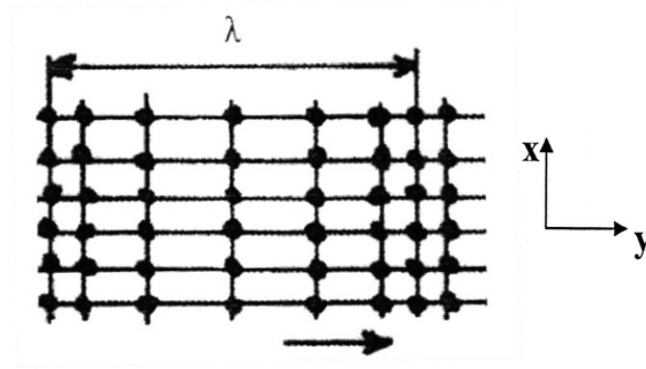


Figure 2.9 : propagation des ondes longitudinales

Dans un milieu élastique et continu, l'équation de mouvement dynamique s'écrit sous la forme suivante:

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \rho \cdot F_x = \rho \ddot{U}_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \rho \cdot F_y = \rho \ddot{U}_y \end{cases} \quad (2.4)$$

Dont :

ρ : Désigne la masse volumique du corps soumis à la vibration (kg/m^3).

\ddot{U} : L'accélération suivant l'axe (oy) (m/s^2).

F_y : Densité de force volumique dans la direction (oy), qui est nulle. Ce qui donne :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \ddot{U}_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \ddot{U}_y \end{cases} \quad (2.5)$$

Sous l'effet de la propagation des ondes longitudinales seul le déplacement virtuel U_y qui dépend seulement de y est considéré comme non nul ; par conséquent une seule composante de tenseur des déformations est également non nulle :

$$\bar{U} = \begin{pmatrix} U_x \\ U_y \end{pmatrix} \Rightarrow \bar{U} = \begin{pmatrix} 0 \\ U_y \end{pmatrix}$$

Ce qui nous ramène à écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \ddot{U}_y \end{cases} \quad (2.6)$$

Par ailleurs, l'éprouvette est régie par la loi de Hooke :

$$\sigma_x = E \varepsilon_x \Rightarrow E \frac{\partial U_x}{\partial x} = 0 \text{ où } \varepsilon_x = \frac{\partial U_x}{\partial x} \quad (2.7)$$

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} \Rightarrow G \left(\frac{\partial U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) = 0 \text{ D'où } \gamma_{xy} = \left(\frac{\partial U_y}{\partial x} + \frac{\partial U_x}{\partial y} \right) \quad (2.8)$$

Ce qui nous donne :

$$\frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = \rho \ddot{U}_y \quad (2.9)$$

En outre, on sait que

$$\sigma_y = E \varepsilon_y \quad (2.10)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial U_y}{\partial y} \quad (2.11)$$

Où :

ε_y : Déformation longitudinale suivant l'axe (oy).

Donc en remplaçant la relation (2.11) dans (2.10), on obtient :

$$\sigma_y = E \frac{\partial U_y}{\partial y} \quad (2.12)$$

Où :

E : Désigne le module d'élasticité.

Par la suite en substituant l'équation (2.12) dans l'équation (2.9), on obtient :

$$E \frac{\partial^2 U_y}{\partial y^2} = \rho \ddot{U}_y \quad (2.13)$$

En réarrangeant l'équation 2.13, on peut écrire :

$$\ddot{U}_y - \frac{E}{\rho} \frac{\partial^2 U_y}{\partial y^2} = 0 \quad (2.14)$$

Où le ratio $\frac{E}{\rho}$ désigne le carré de la vitesse V_p des ondes longitudinales $V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \text{ (Cas de résonance)} \quad (2.15)$$

On remplace (2.15) dans (2.14) on trouve :

$$\ddot{U}_y - V_p^2 U''_y = 0 \quad (2.16)$$

L'équation 2.16 est une équation aux dérivées partielles du second ordre à coefficients constants V_p .

En plus, cette vitesse peut être calculé par $V_p = \frac{2L}{T}$ avec $T=1/F_r$

Où :

L : Longueur de l'éprouvette en m ;

T : Période fondamentale (seconde), dont $T=2t$;

t : Temps de propagation de l'onde de l'émetteur vers le récepteur ;

F : Fréquence de résonance en Hz.

Ce qui nous donne la possibilité d'écrire :

$$V_p = 2LF_r \text{ (Cas de résonance)} \quad (2.17)$$

On remplace (2.17) dans (2.15), on obtient le module d'élasticité dynamique « E_d » :

$$E_d = 4xL^2xF_r^2x\rho x10^{-12} \text{ (MPa)} \quad (2.18)$$

2.5.3 Module de cisaillement

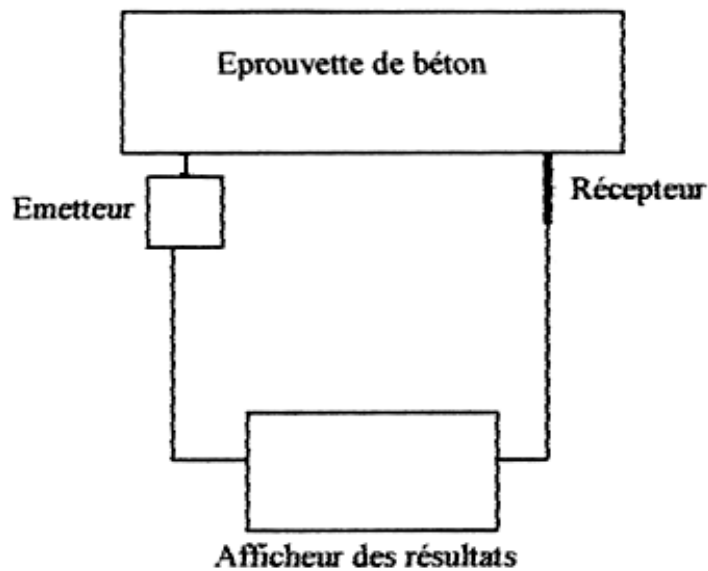


Figure 2.10 : Schéma de l'appareil fonctionnant par vibration mécanique torsionnelle

La disposition latérale de l'émetteur et du récepteur (figure 2.10) engendre un déplacement virtuel perpendiculaire à l'axe principal de l'éprouvette comme c'est mentionné sur la figure 2.11.

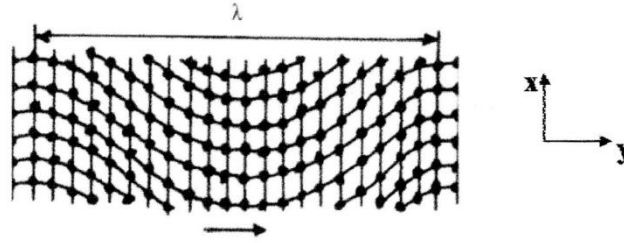


Figure 2.11 : Propagation des ondes de cisaillement

Sous l'effet de la propagation des ondes longitudinales seul le déplacement virtuel U_y qui dépend seulement de y est considéré comme non nul ; par conséquent une seule composante du tenseur des déformations est également non nulle :

$$\bar{U} = \begin{pmatrix} U_x \\ U_y \end{pmatrix} \Rightarrow \bar{U} = \begin{pmatrix} 0 \\ U_y \end{pmatrix}$$

Ce qui nous ramène à écrire :

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \ddot{U}_x \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} = 0 \end{cases} \quad (2.19)$$

où (2.19) représente les deux équations d'équilibre de contraintes.

$$\sigma_y = E \varepsilon_y \Rightarrow E \frac{\partial U_y}{\partial y} = 0$$

$$\sigma_x = E \varepsilon_x \Rightarrow E \frac{\partial U_x}{\partial x} = 0 \text{ Puisque } U_x \text{ ne dépend que de } y$$

$$\text{Donc (2.19) s'écrit } \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} = \rho \ddot{U}_x \quad (2.20)$$

Avec τ_{xy} : Contrainte tangentielle de cisaillement.

$$\text{Par ailleurs, on sait que } \tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad (2.21)$$

γ_{xy} : Désigne la distorsion et G désigne le module de cisaillement

$$\text{Ce déplacement angulaire est sous la forme } \gamma_{xy} = \frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \quad (2.22)$$

On remplace (2.22) dans (2.21), on obtient :

$$\tau_{xy} = G \left(\frac{\partial U_x}{\partial y} + \frac{\partial U_y}{\partial x} \right) \quad (2.23)$$

Or U_y est nul, donc :

$$\tau_{xy} = G \frac{\partial U_x}{\partial y} \quad (2.24)$$

En remplaçant l'équation (2.24) dans (2.20), on peut écrire :

$$G \frac{\partial^2 U_x}{\partial y^2} = \rho \ddot{U}_x \quad (2.25)$$

Réarrangeons l'équation (2.25) pour écrire :

$$\ddot{U}_x - \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 U_x}{\partial y^2} = 0 \quad (2.26)$$

Le ratio $\frac{G}{\rho}$ désigne le carré de la vitesse V_s des ondes de cisaillement défini par : $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$

dans le cas de la résonance on peut écrire :

$$V_s = \sqrt{\frac{G_d}{\rho}} \quad (2.27)$$

On remplace (3.27) dans (3.26) :

$$\ddot{U}_x - V_s^2 U_x'' = 0 \quad (2.28)$$

Où (2.28) est l'équation du mouvement dynamique qui gouverne l'effet des ondes de cisaillement.

On sait pertinemment que $V_s = 2L/T$, ce qui donne l'égalité suivante en écrivant :

$$V_s = 2LF_d \text{ (cas de résonance)} \quad (2.29)$$

En remplaçant (2.29) dans (2.27) nous obtiendrons le module de cisaillement dynamique :

$$G_d = 4 \times L^2 \times F_d^2 \times \rho \times 10^{-12} \text{ (MPa)} \quad (2.30)$$

2.5.4 Module d'élasticité « dynamique » pour des vibrations de flexion

La relation entre la fréquence de résonance des vibrations de flexion f_F et le module d'élasticité « dynamique » E_d est donnée par :

$$E_d = \frac{64 f_F^2 m L^3 T}{(2k+1)^4 \pi^2 J} \quad (2.31)$$

Où :

m = masse de l'éprouvette ;

L = longueur de l'éprouvette ;

k = ordre de l'harmonique ;

J = moment d'inertie de la section droite;

T = facteur de correction.

Le facteur de correction T est déterminé par la géométrie de la section droite de l'éprouvette, le moment d'inertie, la longueur de l'échantillon et par le coefficient de Poisson du béton comme par l'ordre de l'harmonique.

2.5.5 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson peut être calculé au départ des fréquences propres longitudinales et de torsion, en utilisant la formule :

$$\mu_d = \frac{E_d}{2G_d} - 1 \quad (2.32)$$

2.5.6 Etat de l'art sur la relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique

Les travaux antérieurs ont montrés que le module d'élasticité statique est toujours inférieur au module d'élasticité dynamique, et ce rapport tant vers l'unité d'autant plus que la résistance du béton augmente [Takabayashi 54] ce qui explique éventuellement qu'il n'y a pas de conversion simple de la valeur du module d'élasticité dynamique, E_d , qui est facile à mesurer, en une estimation du module élastique, E_c , dont la connaissance est nécessaire pour la conception des structures en béton. Malgré cela, différentes relations empiriques, valables dans un domaine limité, ont été proposées. La plus simple est celle formulée par Lydron et Balendran [Lydron 86]

$$E_c = 0.83E_d \quad (2.33)$$

L'expression suivante était incluse dans la norme britannique CP110 : 1972 pour la conception des structures, les deux modules étant exprimés en GPa :

$$E_c = 1.25E_d - 19 \quad (2.34)$$

Cette équation ne s'applique pas aux bétons à plus de 500kg de ciment par mètre cube, pas plus qu'aux bétons légers. Pour ces derniers, l'équation suivante a été proposée [Swamy 75] :

$$E_c = 1.04E_d - 4.1 \quad (2.35)$$

Pour les bétons légers ou de densité normale, Popovics a suggéré que la relation entre les modules dynamique et statique est fonction de la masse volumique du béton, comme dans le cas de la relation entre le module statique et la résistance [Popovics 75], soit :

$$E_c = k E_d^{1.4} \rho^{-1} \quad (2.36)$$

Où ρ est la masse volumique du béton et k une constante dépendant des unités de mesure.

2.6 Travaux et résultats antérieurs concernant la fréquence de résonance du béton

2.6.1 Travaux réalisés au sein de l'Université de Tlemcen

L'équipe de recherche « Matériaux granulaires, affilié au laboratoire EOLE de l'Université de Tlemcen a eu un intérêt particulier pour l'identification des propriétés des bétons locaux, notamment leurs propriétés dynamiques en utilisant divers granulats de la région (3 carrières) tout en faisant varier le rapport G/S dans un intervalle de 1,4 à 2,4 [ANNAG 07].

Les figures (2.12, 2.13 et 2.14) montrent l'évolution des modules dynamiques d'élasticité et de cisaillement en fonction du temps et de G/S des bétons correspondant à la carrière dont les mêmes granulats sont utilisés dans ce mémoire. Les principales conclusions tirées de cette étude sont :

- Les modules d'élasticité et de cisaillement dynamiques augmentent dans le temps, pour atteindre une valeur maximale à 28 jours
- L'influence du rapport G/S est considérable, ces modules prennent leurs valeurs maximales pour G/S compris entre 1,4 et 1,8.
- Le meilleur rapport G/S qui a donné la meilleur valeur du module d'élasticité dynamique des trois carrières est $G/S = 1,6$.

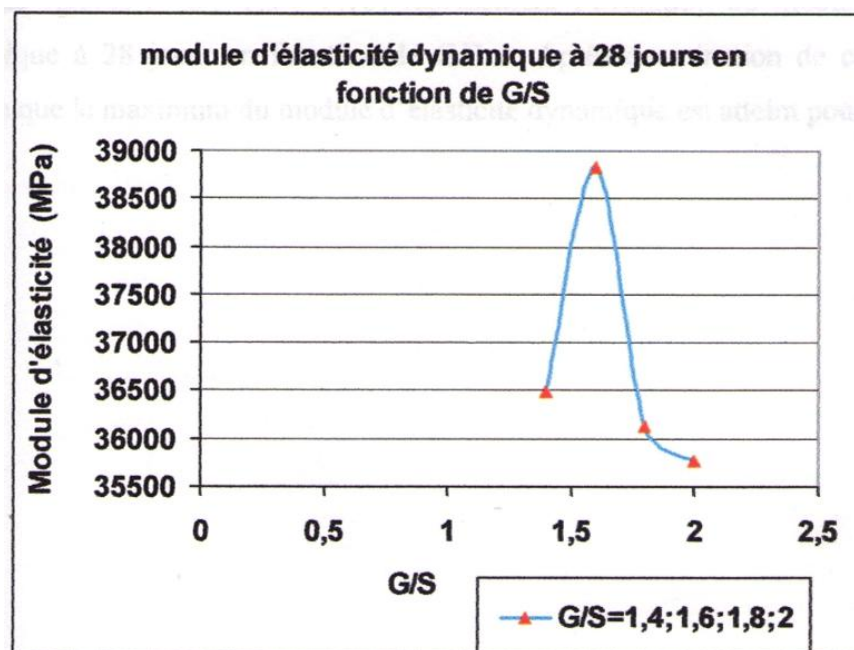


Figure 2.12 : Module d'élasticité dynamique à 28 jours en fonction de G/S

(Carrière Djebel el biod) [ANNAG 07]

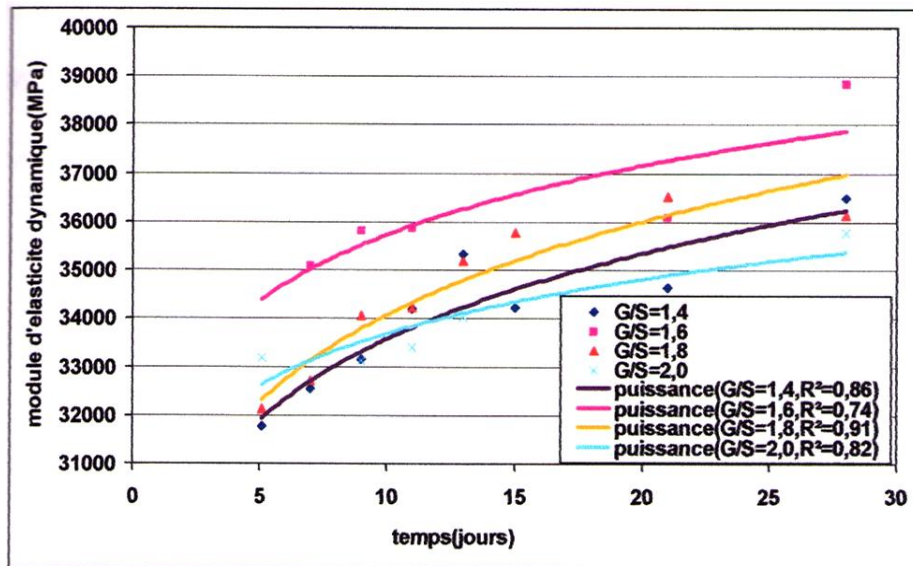


Figure 2.13 : Evolution du module d'élasticité dynamique en fonction du temps

(Carrière Djebel el biod) [ANNAG 07]

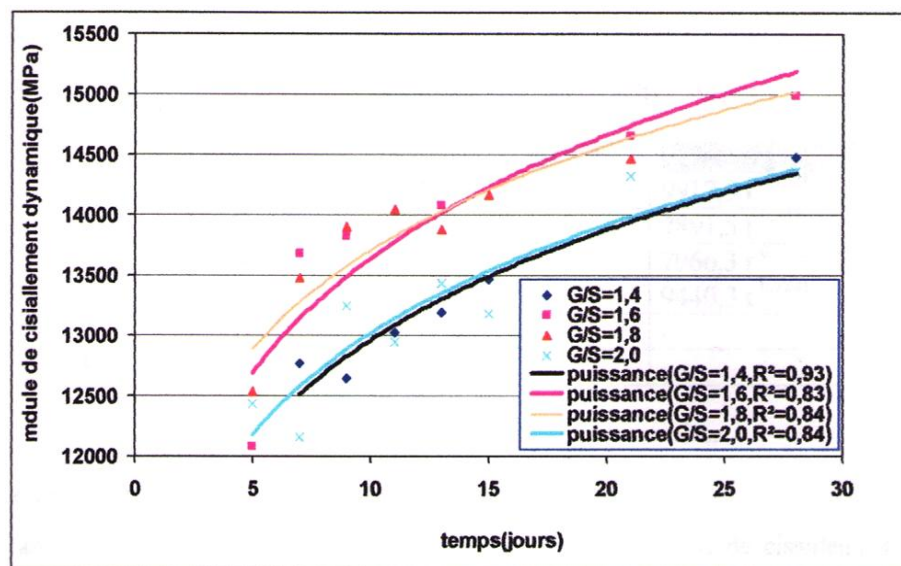


Figure 2.14 : Evolution du module de cisaillement dynamique en fonction du temps

(Carrière Djebel el biod) [ANNAG 07]

2.6.2 Travaux au niveau international

Des essais et des modèles ont été développés à savoir les travaux de [Stock 79] qui ont étudié l'effet du volume global sur le développement du module d'élasticité du béton. Ils ont signalé que le module d'élasticité augmente avec l'addition des agrégats dans le béton. [Boumiz 96] ont étudié l'évolution des modules d'Young des pâtes de ciment et des mortiers au jeune âge par rapport au changement dans le temps et au degré d'hydratation. Ils ont observé que le module d'élasticité était sensible à la connectivité entre les particules. [Sun 05]

ont observé que la connectivité de la phase solide au niveau de la microstructure influe également sur le développement des modules d'élasticités des pâtes de ciment aux jeunes âges.

La figure 2.16 montre une comparaison entre l'évolution du module d'élasticité dynamique donné par deux appareils différents qui sont l'ERUDIT (ASTM C215) et un autre appareil qui se base également sur la fréquence de résonance vibratoire (figure 2.15) et qui a été proposé par Kolluru et all (VRF method 2000). Les deux tests ont été effectués sur un béton dont la composition est présentée sur le tableau 2.1.

Tableau 2.1 : Proportions massiques des composants du béton testé [Kolluru 00]

No.	Eau	Ciment	Sable	Gravier	Température de cure °C	Volume total des agrégats TA, %	Dmax mm	Ed à 72 h GPa
23c	0.38	1	1.74	2.66	23	67	12	33

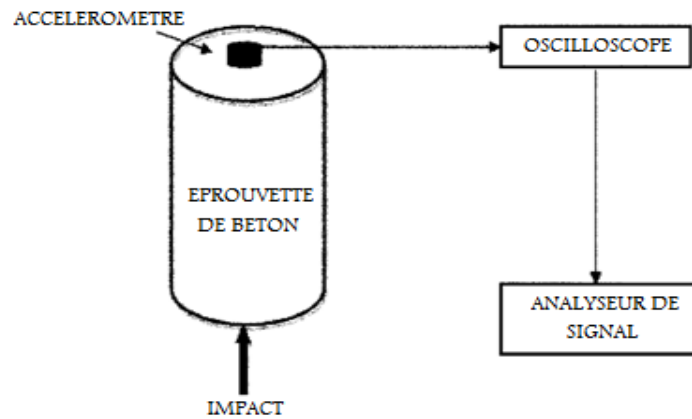


Figure 2.15 : schéma de l'expérience de la fréquence de résonance vibratoire [Kolluru 00]

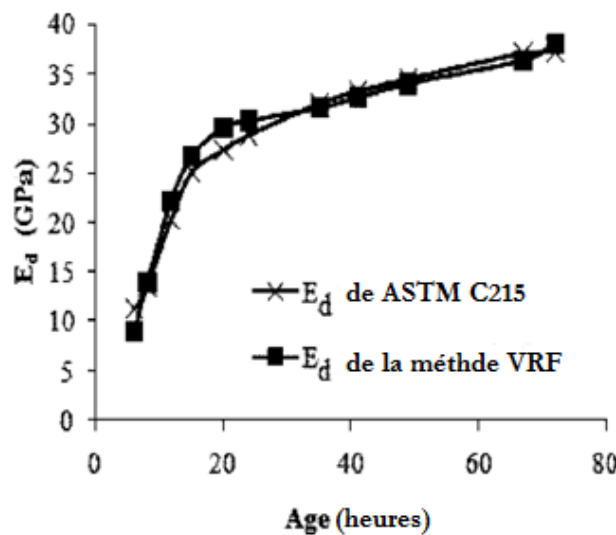


Figure 2.16 : comparaison entre les modules d'élasticité de deux méthodes de fréquence de résonance [Giri 10]

Il est remarquable, pour les deux échantillons, que l'évolution du module d'élasticité dynamique est identique, et qu'il augmente de la même manière avec le temps.

[Giri 10] a présenté un modèle numérique (Artificial Neural Network Modeling) pour la détermination du module d'élasticité dynamique en basant sur les résultats d'une étude paramétrique sur la pâte de ciment, le mortier, et sur le béton. Les compositions en unité de matériau figurent dans le tableau (2.2). Ils ont travaillé à la fréquence de résonance en utilisant un oscilloscope qui suit le principe de la transformée rapide de Fourier pour la déterminer.

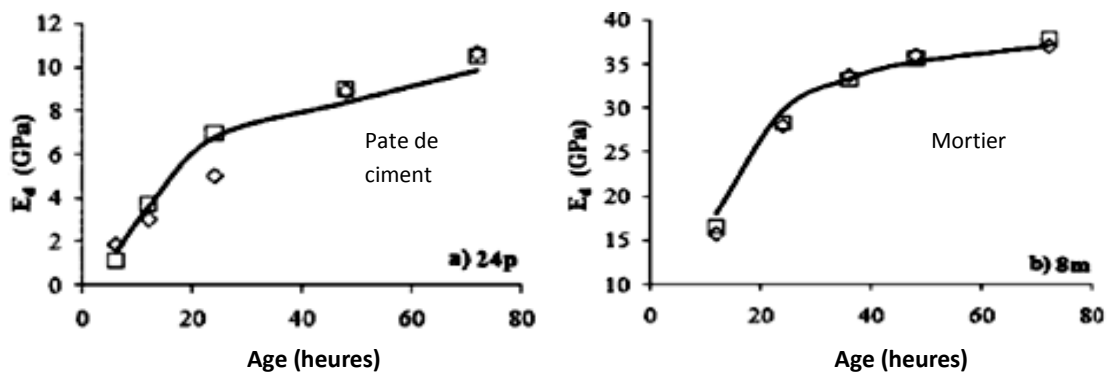
Tableau 2.2 : Compositions massiques des échantillons utilisés

N°.	Eau (unité)	Ciment (unité)	Sable (unité)	Gravier (unité)	Température de cure (° C)	Volume total des agrégats TA, (%)	Dmax (mm)	Ed à 72 h (GPa)
4c (Béton)	0.5	1	2	2.5	25	67.5	12	34.24
8m (Mortier)	0.35	1	2.5	—	25	58.46	4	36.95
24p (Pâte)	0.4	1	—	—	23	0	0	20.13

Cette étude a été faite pour vérifier la convergence des résultats numériques et pour présenter l'influence de plusieurs paramètres sur le développement du module d'élasticité dynamique au jeune âge (6h – 72h). Parmi ces résultats nous avons :

2.6.2.1. Influence de l'âge :

D'après les courbes de la figure 2.17, nous remarquons que le module d'élasticité dynamique que ce soit pour la pâte de ciment, le mortier ou le béton évolue rapidement dans les premières 24h, puis cette évolution commence à s'affaiblir. Mais les valeurs changent de petites pour la pâte de ciment (1GPa à 11GPa) en valeurs plus ou moins semblables pour le mortier et le béton (15GPa à 35GPa).



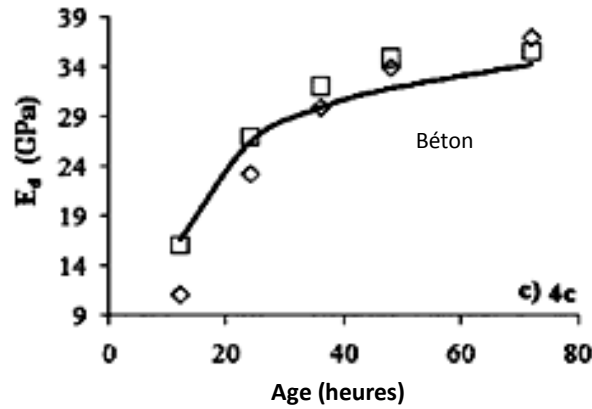


Figure 2.17 : Influence de l'âge sur l'évolution de E_d pour la pate de ciment, le mortier et le béton [Giri 10]

Les nuages de point représentent les valeurs de deux variantes du model numérique.

2.6.2.2. Influence du rapport E/C :

Giri (2010) montre sur la figure 2.18, qu'une réduction du rapport E/C peut mener à un accroissement significatif dans la valeur de E_d , spécialement pour le cas de la pâte de ciment, bien qu'il soit aussi le cas pour le mortier et le béton. Pour la pâte de ciment, l'influence du rapport E/C est maximum parce que la pate elle-même représente 100% du volume de mélange, par contre pour le mortier et le béton, E_d dépend aussi des granulats. Approximativement, une réduction de 80, 60, et 45% en valeur de E_d a été observée pour les compositions dont le rapport E/C égal à 0,7 par rapport à celui égal à 0,2 respectivement pour la pâte, le mortier et le béton [Giri 10].

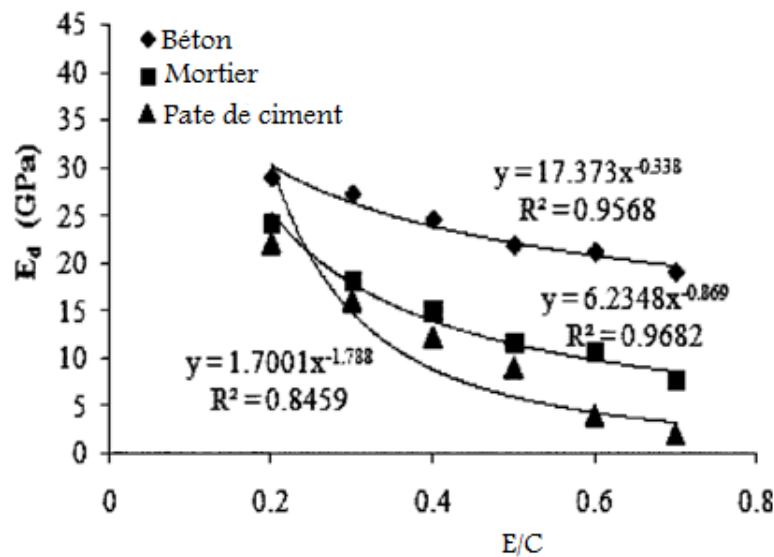


Figure 2.18 : Influence de E/C sur l'évolution de E_d pour la pâte de ciment, le mortier et le béton [Giri 10]

D'autres études ont été faites à hautes fréquences ($>1,5$ MHz), sur des blocs de ciment ou de mortier dont le rapport E/C varie de 0,45 à 0,65. Des mesures ultrasoniques en ondes de compression montrent que le rapport E/C influe fortement sur le facteur d'amortissement [Vergara 01] qui est la propriété d'un matériau de diminuer l'amplitude des vibrations libres en fonction du temps. Par contre, des mesures similaires à plus basses fréquences (inférieures à 800 kHz) montrent que les variations du facteur d'amortissement en fonction du rapport E/C sont plus faibles [Philippidis 05]. Quelle que soit la fréquence considérée, les mesures de vitesses des ondes de compression montrent une très forte sensibilité avec le rapport E/C.

Des études similaires ont été réalisées sur du béton contenant cette fois des granulats de taille importante ($D_{max.} = 37,5$ mm) [Philippidis 03, 05] dans la bande de fréquences 20-800 KHz. Les résultats sont globalement comparables à ceux obtenus sur du ciment ou du mortier, mais du fait du plus grand degré d'hétérogénéité, les allures des courbes de vitesse ou d'amortissement avec la fréquence présentent de brusques variations rendant plus difficile la comparaison des résultats que dans le cas du mortier.

Que ce soit sur du ciment, du mortier ou du béton, des variations du rapport E/C influent fortement sur les valeurs de vitesse. Les variations du facteur d'amortissement sont importantes pour les plus hautes fréquences, mais sont relativement faibles en dessous de 1 MHz, la précision de l'estimation de ces facteurs d'amortissement doit donc être très grande, ce qui est rendu d'autant plus difficile par la présence des granulats.

2.6.2.3. Effet de la taille des échantillons

Obert et Duvall (1941) ont montré que pour un béton donné, la valeur du module d'élasticité dynamique varie en fonction de la taille de l'échantillon utilisé dans les mesures. Les plus gros spécimens, en raison de leurs dimensions et leur poids, ont des fréquences de résonance inférieures. Kesler et Higuchi (1954) ont trouvé que les longues poutres qui atteignent la résonance à des fréquences plus basses ont des plus petits modules d'élasticité dynamique que ceux des plus petites poutres. D'autre part, Jones (1962) a constaté peu de changement dans le module d'élasticité dynamique pour différents spécimens utilisant une gamme de fréquences allant de 70 à 10.000 Hz.

2.6.2.4. Influence des conditions de cure

Obert et Duvall (1941) ont montré que bien que le module d'élasticité dynamique dépend de la teneur en humidité, l'évolution du module élastique avec le séchage est plutôt faible au bout de 3 ou 4 jours de séchage à l'air.

En outre, il a été montré qu'une diminution importante dans le module d'élasticité dynamique se produit au cours des premières 48 h de séchage à l'étuve, mais la modification ultérieure est faible. Un séchage à l'étuve, même à une température aussi basse que 34°C, provoque une réduction irréversible du module d'élasticité. Une explication possible est qu'un retrait résulte dans la microfissuration de la pâte avec une réduction ultérieure de sa rigidité et donc affecte la valeur du module d'élasticité dynamique.

Kesler et Higuchi (1954) dans leurs études ont conclu:

1. Pour les mêmes conditions de cure, le module d'élasticité dynamique augmente avec l'augmentation de la résistance.
2. Si le béton est humide, le module d'élasticité augmente avec l'âge, et s'il est mis au séchage, le module d'élasticité diminue avec l'âge.

Les effets des conditions de cure sur la fréquence de résonance et le module d'élasticité dynamique sont souvent critiques. Dans le cas où des conditions spéciales de cure sont nécessaires, l'eau de cure est préférable et le spécimen doit être dans un état saturé et superficiellement sec au moment de l'essai. Cela aidera à obtenir des résultats plus reproductibles.

2.6.2.5. Corrélation entre le module d'élasticité dynamique et la résistance du béton

Plusieurs chercheurs [Long 45 et Malhotra 70] ont tenté d'établir des relations empiriques entre le module d'élasticité dynamique et la résistance du béton. Certaines de ces corrélations semblent tenir pour un type de béton ; mais il est douteux qu'une relation généralisée peut être donnée. Par conséquent, si les résistances à la flexion et à la compression du béton doivent être estimées à partir du module d'élasticité dynamique, il est essentiel d'abord d'établir une relation expérimentale entre ces résistances et le module d'élasticité dynamique.

2.6.2.6. Comparaison des modules d'élasticité dynamiques déterminés à partir des fréquences longitudinales et transversales

Batchelder et Lewis (1953) ont montré qu'une excellente corrélation existe entre le module élastique calculée à partir des fréquences transversales et longitudinales (Figure 2.19). Dans ses études, Jones (1962) a constaté que pour les bétons humides il n'y avait pas de différence notable dans le module d'élasticité dynamique déterminé à partir des modes transversaux et longitudinaux de vibration. Toutefois, lorsque les éprouvettes ont été testés à sec, le module d'élasticité dynamique calculé à partir des vibrations transversales demeurait inférieur à celui calculé à partir des vibrations longitudinales. Cela a été attribué aux gradients d'humidité dans les échantillons de béton.

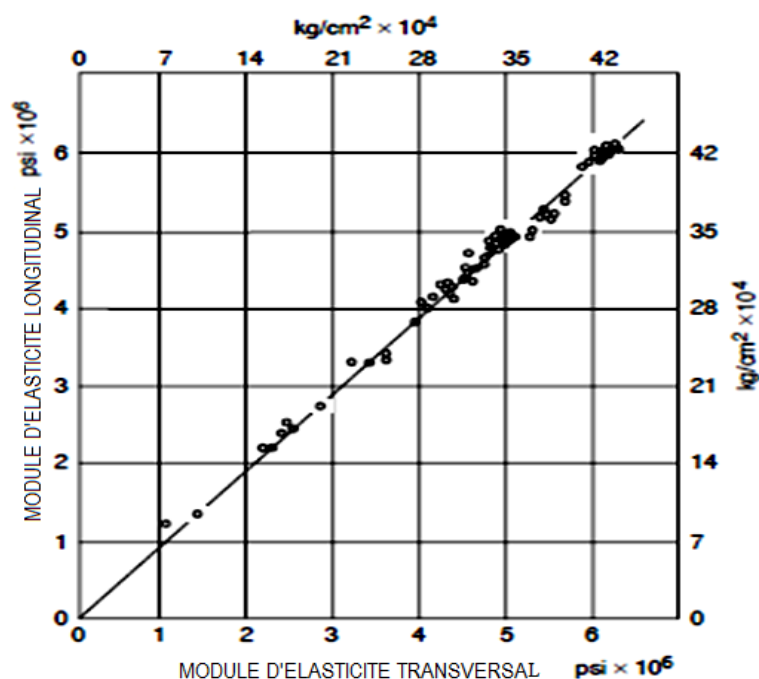


Figure 2.19: Comparaison entre le module d'élasticité dynamique transversal et longitudinal [Batchelder 53]

2.6.2.7. Comparaison du module d'élasticité dynamique et statique

Au fur et à mesure de la formation des C-S-H, les contacts entre les grains augmentent tandis que la porosité capillaire diminue. Ce durcissement conduit à l'augmentation des propriétés mécaniques du matériau (résistances, module d'Young). La figure 2.20 montre l'évolution du degré d'hydratation et de la résistance à la compression en fonction du temps. La résistance dépend donc principalement du degré de formation des hydrates qui remplissent la porosité capillaire. La nature des hydrates formés ayant une influence secondaire sur le développement de la résistance, le module d'Young dépend donc de la résistance à la compression et de l'avancement de l'hydratation.

Un nombre considérable de travaux a été menée par différents chercheurs pour établir la relation entre le module d'élasticité dynamique et le module d'élasticité statique obtenues par des essais de contrainte-déformation conventionnelle menée à faible taux de chargement en respectant la norme ASTM C 469. Il convient de noter que le test de résonance expose le béton à des contraintes très faibles par rapport aux essais de charge statique. Les observations suivantes peuvent être faites à partir des recherches menées par Powers, Stanton, Sharma et Gupta, Whitehurst, Klieger, et Philleo [Malhotra 04] :

1. Le module d'élasticité dynamique est généralement un peu plus élevé que le module élastique statique, la différence dépend du degré de précautions prises lors de la conduite des expériences et l'application des facteurs de correction dans les équations pour le calcul du module d'élasticité dynamique.
2. Comme l'âge de la pièce augmente, le rapport du module d'élasticité statique sur le module dynamique augmente également, et converge vers 1.

3. Pour un module d'élasticité statique plus élevé, les valeurs de chacun des modules d'élasticité dynamiques et statiques montrent un accord proche. La Figure 2.21 montre la relation entre le module élastique statique et dynamique pour le béton à haute résistance développée par Sharma et Gupta (1960).

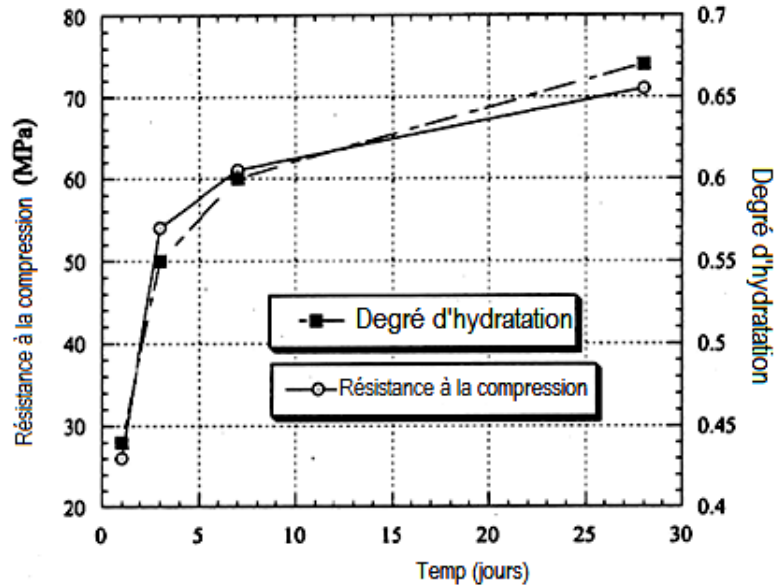


Figure 2.20 : Evolution du degré d'hydratation et la résistance à la compression d'un mortier en fonction du temps de maturation [Therrien 00]

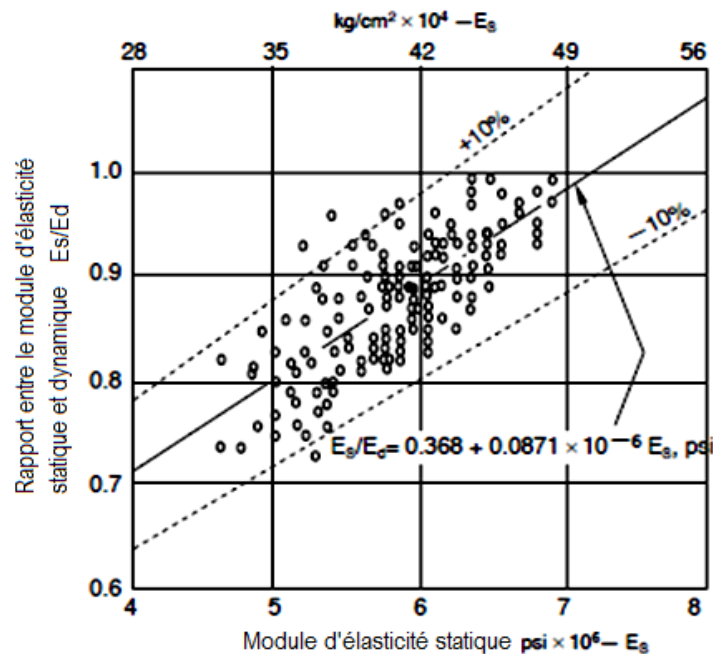


Figure 2.21: Relation entre le module élastique statique et dynamique pour le béton à haute résistance [Sharma 60]

Hansen (1986) a fait une recherche sur des bétons présentant des teneurs en pâte de 32% et 50%, et des rapports E/C de 0,40 et de 0,60. Le ciment a été substitué par la fumée de silice à

une teneur de 20%. Cette étude a montré que le module élastique statique déterminé en fonction de l'ASTM C 469 peut être prédit à partir du module d'élasticité dynamique calculé en utilisant la technique de résonance. La figure 2.22 montre l'excellent accord des résultats de cette étude avec ceux obtenus par Kesler et Higuchi (1953).

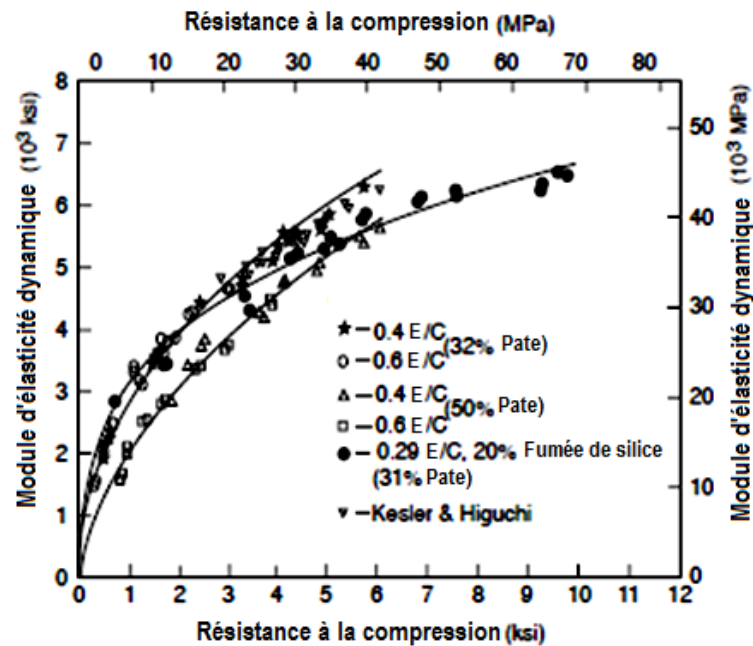


Figure 2.22 : Résistance de compression en fonction du Module d'élasticité dynamique pour un béton contenant un gravier roulé [Hansen 86]

2.6.2.8. Coefficient de poisson :

Dimitrios (2009) a montré l'évolution du coefficient de poisson en fonction du temps sur la pâte de ciment. Les résultats représentés dans la figure 2.23 montrent qu'à l'état frais la pâte de ciment se comporte presque comme un matériau incompressible et le coefficient de poisson était au début égal à 0.4, et il tend vers 0.28 après 40 jours.

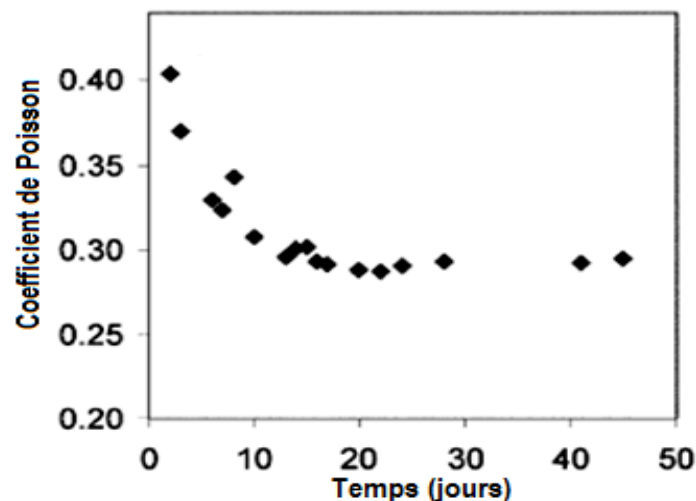


Figure 2.23 : Evolution du coefficient de poisson de la pâte de ciment en fonction du temps [Dimitrios 09]

2.6.2.9. Travaux de S. Kumar (Punjabi INDE 2005)

Dans ce travail les propriétés dynamiques ont été évaluées à partir de la fréquence de résonance et des relations ont été développées en considérant trois catégories de béton, M25 d'un rapport E/C égal à 0,55, M30 d'un E/C égal à 0,50 et M35 d'un rapport E/C égal à 0,45. Les éprouvettes sont de forme cylindrique (15,30) et de forme cubique de 15 cm de chaque côté.

Le ciment utilisé dans cette étude est le Ciment Portland Ordinaire [OPC 89] avec une masse volumique de 3150 kg/m^3 et une finesse de 5%. Le sable utilisé est un sable de rivière de 2.22 de module de finesse et 2.56 de densité. Les agrégats sont d'origine d'une pierre concassée avec la taille nominale maximum de 20 mm et de masse volumique de 2600 kg/m^3 .

Les résultats des paramètres dynamiques ont été récapitulés dans les tableaux 2.3 et 2.4. Les figures 2.24 et 2.25 montrent la variation du module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression obtenue à partir de l'essai de compression du béton. La variation du module d'élasticité dynamique avec la période de cure des spécimens de béton a été présentée sur la figure 2.26.

Tableau 2.3 : Paramètres dynamiques pour les éprouvettes cylindriques [Kumar 05]

Age (jours)	Béton M25			Béton M30			Béton M35		
	ν	Ed (GPa)	Gd (GPa)	ν	Ed (GPa)	Gd (GPa)	ν	Ed (GPa)	Gd (GPa)
3	0.199	14.20	5.92	0.205	15.20	6.33	0.202	18.23	7.60
7	0.201	22.81	9.50	0.205	24.80	10.33	0.201	25.77	10.74
14	0.206	31.02	12.93	0.206	32.52	13.55	0.203	34.11	14.21
21	0.202	34.53	14.39	0.203	36.33	16.39	0.207	43.11	17.97
28	0.205	40.22	16.67	0.207	44.00	18.33	0.202	46.89	19.50

Tableau 2.4 : Paramètres dynamiques pour les éprouvettes cubiques [Kumar 05]

Age (jours)	Béton M25		Béton M30		Béton M35	
	Ed (GPa)	Gd (GPa)	Ed (GPa)	Gd (GPa)	Ed (GPa)	Gd (GPa)
3	13.11	5.46	14.86	5.88	17.36	7.23
7	18.65	7.77	19.85	8.27	22.57	9.40
14	26.73	11.13	28.11	11.71	31.47	13.11
21	34.86	14.53	36.86	14.96	38.56	16.07
28	40.63	16.93	42.58	17.74	46.18	19.24

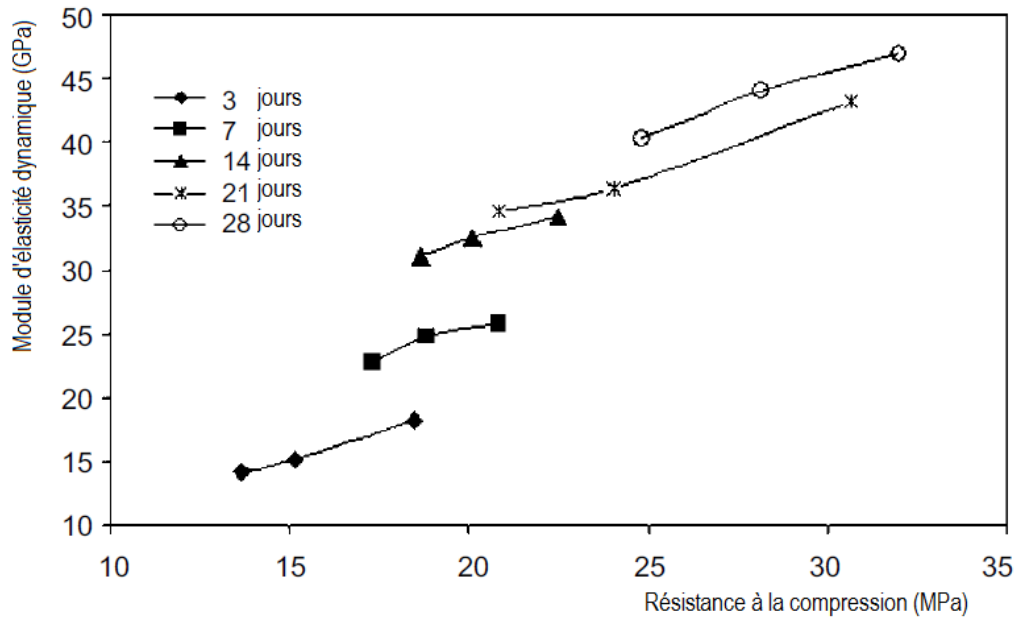


Figure 2.24 : Module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression des éprouvettes cylindriques [Kumar 05]

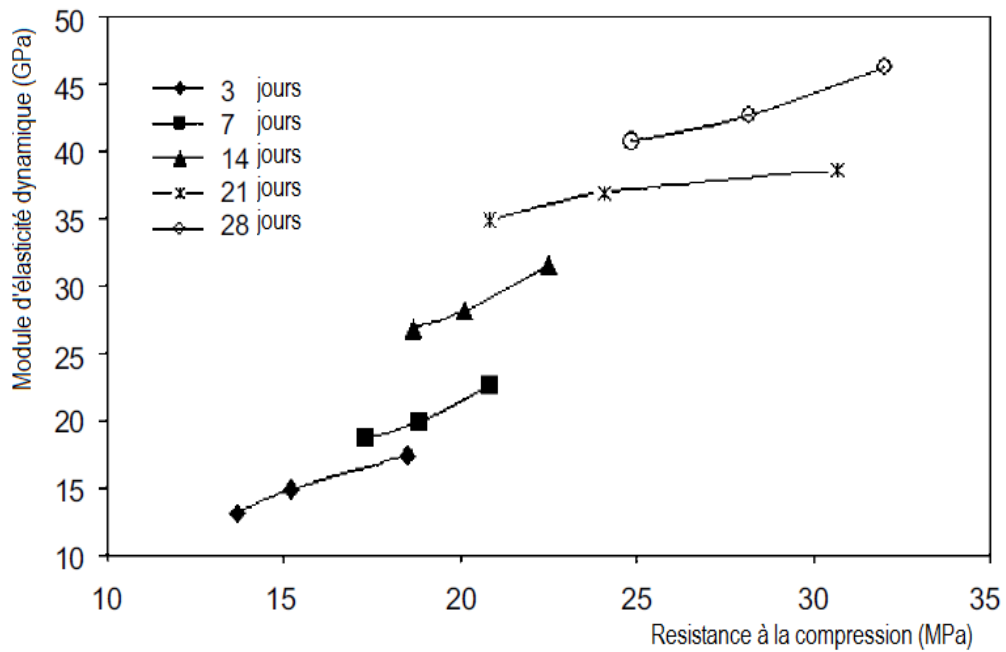


Figure 2.25 : Module d'élasticité dynamique en fonction de la résistance à la compression des éprouvettes cubiques [Kumar 05]

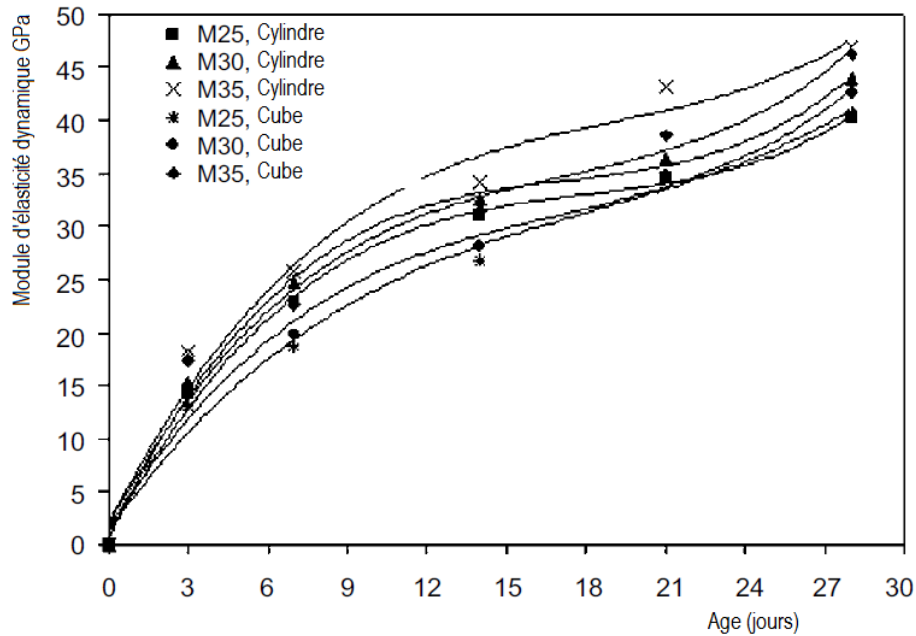


Figure 2.26 : Module d'élasticité dynamique en fonction de la période de cure [Kumar 05]

D'après les figures 2.24 et 2.25, on observe que le module d'élasticité dynamique augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression des spécimens. On observe également une tendance semblable avec l'âge du spécimen. Ainsi, un rapport empirique entre E_d (GPa), f_{ck} et la période de cure a été obtenu comme suit:

Pour les éprouvettes cylindriques

$$E_d = 0.66 \times f_{ck} + 0.0367 \times D \text{ pour } 20\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 40\text{MPa} \text{ et } 0.5 \text{ jour} \leq t \leq 28 \text{ jours} \quad (2.37)$$

Pour les éprouvettes cubiques

$$E_d = 0.49 \times f_{ck} + 0.86 \times D \text{ pour } 20\text{MPa} \leq f_{ck} \leq 45\text{MPa} \text{ et } 1 \text{ jour} \leq t \leq 28 \text{ jours} \quad (2.38)$$

où f_{ck} est la résistance à la compression de caractéristiques du béton, MPa ; et D est la constante du module dynamique :

$D = 675.21 - [t - 26.1062]^2$ Pour le cylindre et $D = [t + 3.4784]$ Pour le prisme, où t est l'âge du béton en jours.

Kumar a observé que les échantillons atteignent 52% et 47% de leur module dynamique final pour les spécimens cylindriques et cubiques, respectivement, dans les 7 jours de la période de cure. En outre, après les 7 jours de cure, les valeurs du module d'élasticité dynamique obtenues pour les éprouvettes cubiques sont inférieures à celles obtenues pour les cylindres. Cependant, à 28 jours, les valeurs du module d'élasticité dynamique pour les deux types de spécimens sont presque identiques pour chaque catégorie de béton. Un comportement semblable pour la variation du module de cisaillement du béton (Figure 2.26).

La variation du coefficient de Poisson en fonction de l'âge du béton est présentée sur la figure 2.27. Ils ont observé que le coefficient de Poisson change avec l'augmentation de la période de cure des spécimens pour chacun des trois mélanges de béton (valeur à 28 jours). Cependant, cette variation était très petite, et comprise entre 0.19 et 0.21.

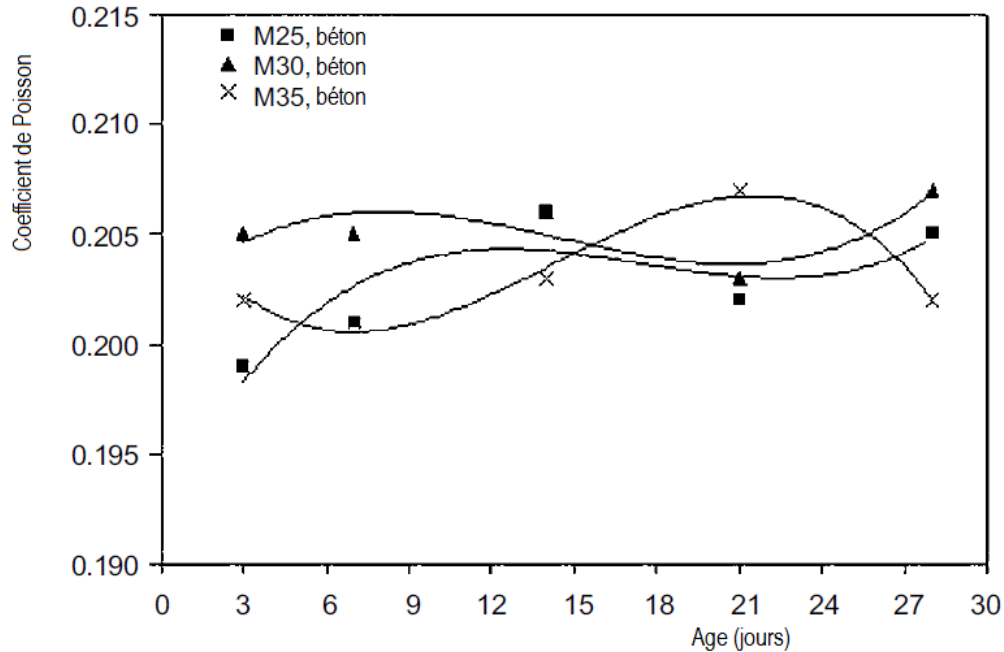


Figure 2.27 : Coefficient de Poisson en fonction de la période de cure

2.7 Conclusion

Plusieurs travaux utilisant la méthode de fréquence de résonance ont été présentés dans ce chapitre. Les auteurs se sont apparentés dans la dépendance des modules dynamiques par rapport à la résistance du béton et les conditions qui influent sur cette résistance. Les résultats ont montré une certaine commodité dans les cas où l'échantillon testé est une pâte de ciment et des interprétations plus ou moins difficiles dans le cas du matériau béton, vu sa nature complexe et vu l'addition de nouveaux matériaux avec la pâte de ciment. Pour cela, il est important de prendre un soin spécial dans toutes les étapes qui rentrent dans l'application de cette méthode notamment la confection, les conditions de cure, la position de l'éprouvette, la position des transducteurs sur l'éprouvette, etcétera, et ceci pour assurer la probité et la justesse des résultats obtenus qui vont servir à générer une corrélation entre les caractéristiques dynamiques et la résistance du béton que nous réalisons localement d'un jour à l'autre.

Néanmoins, cette méthode a fait l'objet de notre choix pour cette initiation à la recherche pour les raisons suivantes :

- Mettre en évidence plus facilement les phénomènes liés à la dynamique des structures (chocs, tremblement de terre, vibrations des ponts, et toute source de vibration) ;
- Possibilité de détermination de plusieurs paramètres dynamiques ;

- Automatisation du mode opératoire et élimination des erreurs humaines par la possibilité de refaire les essais sans complication ;
- Disponibilité du matériel de l'essai au laboratoire de notre université ;
- Ses propriétés non destructives par rapport au matériau béton.
- Nécessité de mesurer les propriétés dynamiques des matériaux que nous produisons car dans la littérature on ne trouve que les résultats sur les matériaux non locaux.

Dans le chapitre qui suit, nous allons présenter le programme réalisé et les résultats obtenus.

CHAPITRE 3. PRESENTATION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

3.1 Introduction

Tous les travaux dans l'état de l'art, ont montré l'incidence du rapport E/C sur les propriétés mécaniques du béton. Nous nous proposons dans le cadre de ce travail, d'estimer l'incidence du rapport E/C sur les propriétés dynamiques d'un béton dit de référence [Boukli Hacene 10] mesurées (voir figure 3.1) :

- de manière indirecte en fonction du temps à l'aide de la méthode de fréquence de résonnance (Erudit),
- de manière directe après écrasement à la presse d'éprouvettes cylindriques ayant mûré pendant 28 jours en immersion totale dans l'eau.

Pour la confection de nos éprouvettes, nous avons testé deux ciments composés de classes de résistance différentes : CEMII/A 42,5 provenant de la cimenterie de Beni-Saf et le CEMII/A 32,5 de la cimenterie de Zahana en suivant le programme consigné dans la figure 3.1:

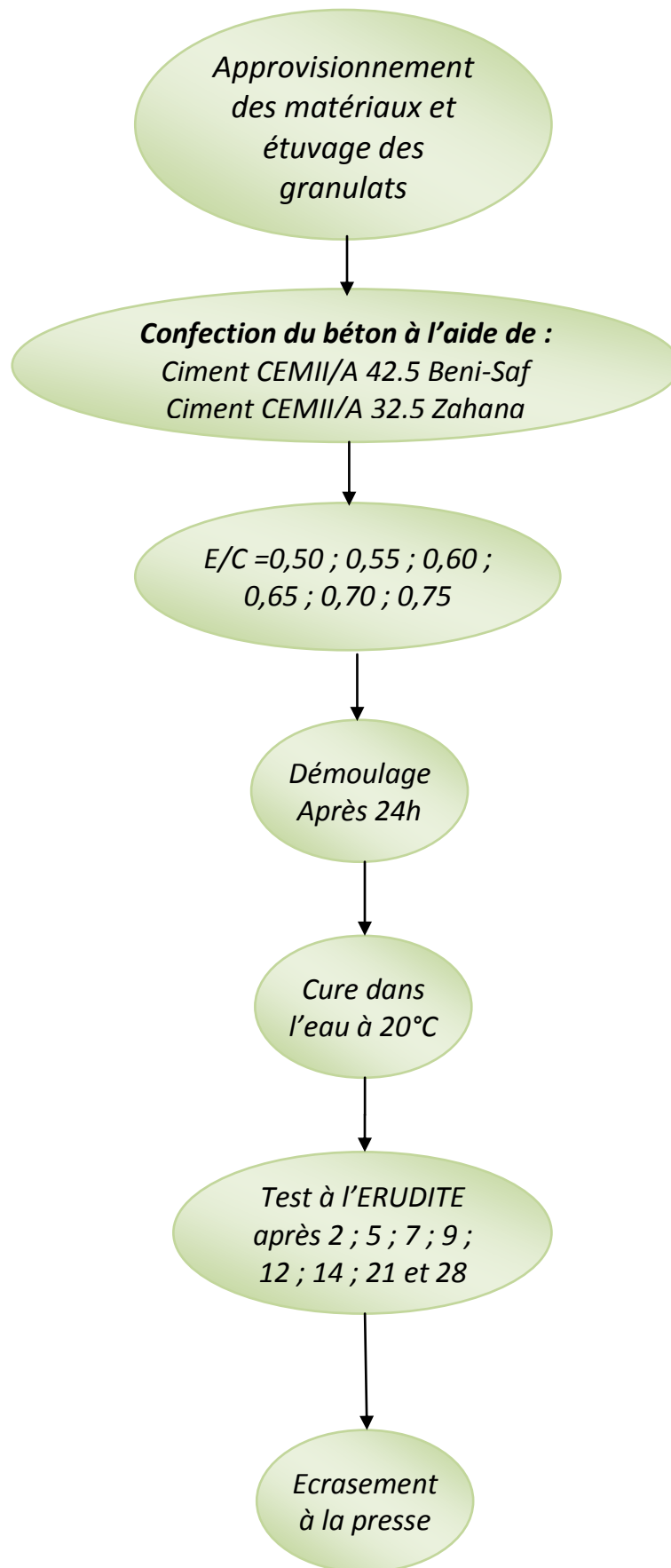


Figure 3.1 : programme expérimental

3.2 Confection du béton

Dans cette partie, nous détaillons les caractéristiques des constituants du béton confectionné ainsi que l'approche préconisée pour la confection du mélange (suivant les normes)

3.2.1. Les ciments utilisés

Nous avons utilisé dans cette étude un ciment à faible classe de résistance, il s'agit du ciment portland composé CPJ – CEM II/A 32,5 (tableau 4.1) de la cimenterie de Zahana¹ qui se situe à la wilaya de Mascara, et un ciment d'une plus forte classe de résistance à savoir le ciment portland composé CPJ –CEM II/A 42.5, de la Société des Ciments de Benisaf² appartenant à la wilaya de Ain-Temouchent, ces deux ciments répondent à la norme Algérienne NA 442/2000, leur analyses chimiques, ainsi que certaines propriétés physiques sont fournies dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 : Composition chimique des ciments testés [Touil 09] ; [Bouhamou 11]

Composition chimique	Teneur en (%)	
	CEMII-CPJ 42.5 Beni-Saf	CEMII-CPJ 32.5 Zahana
SiO ₂	27.97	21.93
Al ₂ O ₃	5.43	6.81
Fe ₂ O ₃	3.05	4.26
CaO	56.37	63.87
MgO	0.71	0.21
K ₂ O	0.43	/
Na ₂ O	0.30	/
SO ₃	2.53	1.31
CaO _{LIBRE}	0.75	0.13
R.I	9.11	/
Perte au feu	3.11	1.83

La masse volumique du ciment de Beni-Saf et du ciment de Zahana est respectivement de 3071,2 kg/m³, et 3000 kg/m³ avec une surface spécifique respective de 3598,13 cm²/g et 3100 cm²/g [Touil 09], [Bouhamou 11].

3.2.2. Eau de gâchage

Pour la confection des différents bétons, nous avons utilisé l'eau distribuée par le réseau du service public de la Daïra de Chetouane appartenant à la ville de Tlemcen (Algérie). Les résultats de l'analyse chimique de cette eau ont été réalisés au laboratoire de l'Algérienne des eaux et sont présentés dans le tableau 3.4. Ils répondent aux prescriptions de la norme XP P 18-303 et NF EN 1008 (IDC P 18-211, 2003).

1 : BCZ désigne les bétons réalisés avec le ciment de Zahana

2 : BCB désigne les bétons confectionnés avec le ciment de Béni-Saf

. Tableau 3.2 : Composition de l'eau de gâchage (mg/l) [Boukli Hacene 10]

Ca	Mg	Na	K	Cl	SO4	CO3	NO3	PH	T (°C)
74.4	49	40	5	95	170	300	42.3	7.5	17.1

3.2.3. Agrégats (sable et graviers)

Nous avons utilisé dans le cadre de notre étude des granulats qui proviennent de la carrière de Djebel Abiod appartenant à l'ENG et qui présentent les propriétés consignées dans le tableau 3.5.

3.2.3.1. Situation géographique

La carrière Djebel Abiod appartient à l'ENG (Entreprise Nationale Des Granulats) et se situe à 28 km au Nord-est de la ville de Tlemcen sur la route nationale N°53 et à 4 km au sud de la localité de Sidi-Abdelli qui recèle des réserves importantes (figure 3.2).

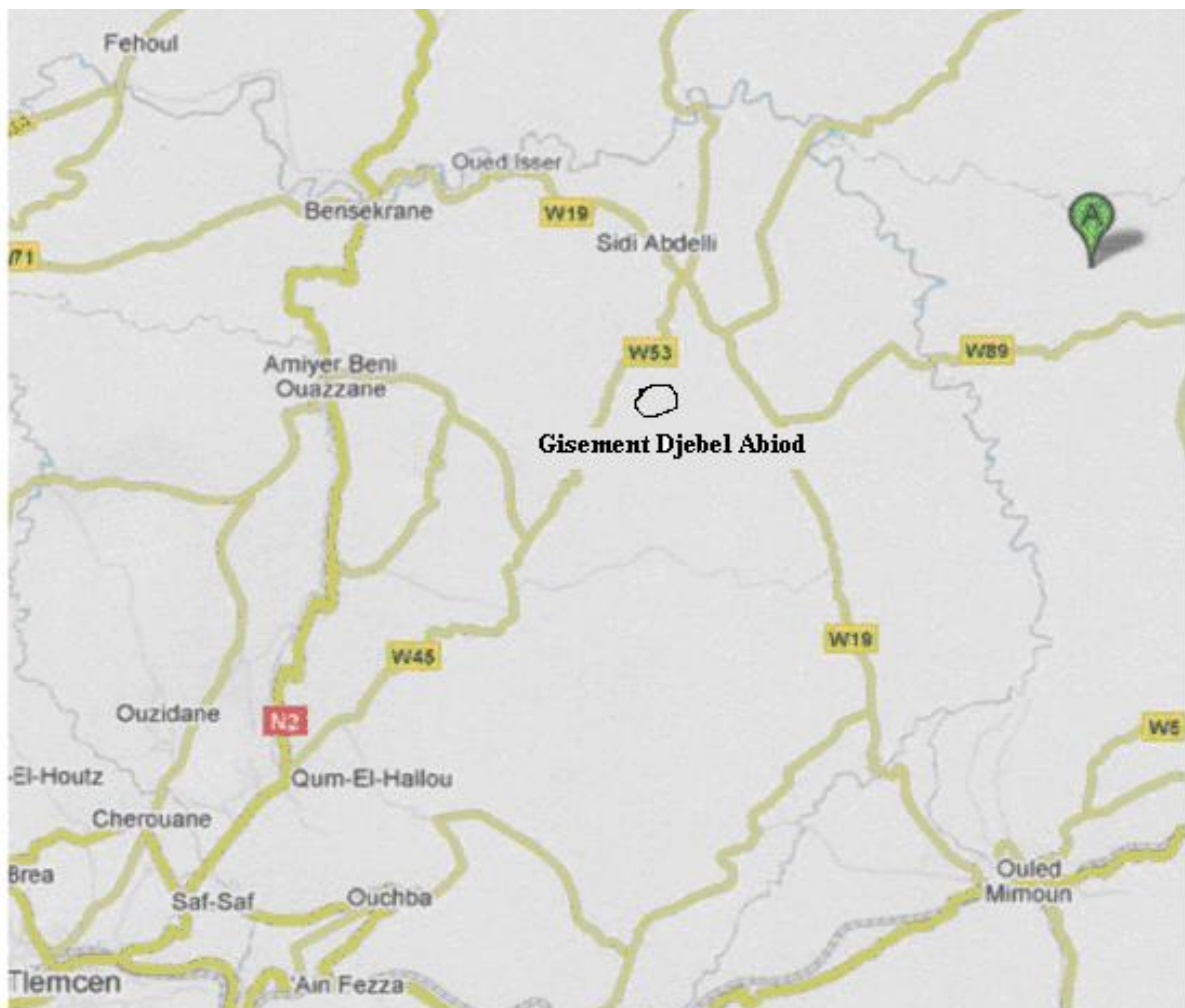


Figure 3.2 : Plan de situation du gisement de Djebel Abiod

3.2.3.2. Morphologie du gisement

Le gisement est attribué à la partie haute du relief connu sous le nom de Djebel Abiod. Cette montagne est constituée de roches du Kimméridgien inférieur du Jurassique supérieur. Dans le contour du gisement sont incluses les roches massives, compactes, dures, légèrement karstifiées. Le taux de karsts au sein du contour des réserves est égal à 5.5%. Ce gisement est à prédominance de calcaires gris, pélitomorphes massifs, compacts à intercalation de calcaires dolomitiques.

Selon les résultats des essais du laboratoire agréé de l'UREG à Boumerdès, les roches carbonatées du gisement sont aptes à la fabrication des agrégats pouvant servir d'agrégats à béton, de ballast ferroviaire et être utilisés dans les travaux de remblai [Tchemiakine 88].

Tableau 3.3 : Identification des propriétés des granulats de Djebel Abiod [Boukli Hacene, 2010]

Caractéristiques des granulats	Classes granulaires			
	0/3	3/8	8/16	16/25
Masse volumique apparente (kg/m ³)	1426	1355	1423	1374
Masse volumique absolue (kg/m ³)	2500	2587	2587	2565
Equivalent de sable (%)	63.2	-	-	-
Foisonnement de sable (%)	W _{opt} = 7 lui correspond M _v app = 1130 kg/m ³			
Coefficient d'absorption (%)	-	1.3	0.7	0.7
Essai de propreté (impuretés) (%)	-	1.92	1.3	0.73
Coefficient d'aplatissement (%)	-	19	8	8
Module de finesse	2.95	-	-	-
Teneur en fines (%)	17	-	-	-
Essai Los Angeles (%)	-	$\frac{4}{6.3}$ 27	$\frac{6.3}{10}$ 31	$\frac{10}{14}$ 31
Essai Micro Deval (%)	-	$\frac{4}{6.3}$ 15	$\frac{6.3}{10}$ 11	$\frac{10}{14}$ 8

3.2.4. Composition du béton utilisé :

Le tableau 3.6 récapitule les quantités massiques des composants du béton

Tableau 3.4 : Composition massique du béton de référence [Boukli Hacene 10]

Constituants	Masse/m ³ de béton (kg)
Gravillon 3/8	144
Gravier 8/16	432
Gravier 16/25	533
Sable 0/3	660
Ciment	350
Eau	Varie selon E/C

3.2.5. Préparation et confection du béton:

Les procédures suivies pour la préparation des bétons ont été conformes à la norme NF P 18-404. Les constituants du béton sont introduits dans la cuve du malaxeur dans l'ordre suivant : gros éléments, liant et sable ; l'eau étant rajoutée après 01 minute de malaxage à sec. Le malaxage de l'ensemble est poursuivi pendant 02 minutes.

L'essai de plasticité du béton frais a été réalisé conformément à la norme NF P 18-451, par la mesure de l'affaissement au cône d'Abrams (slump test).



Figure 3.3 : Confection des éprouvettes cylindriques

3.3 Cure des éprouvettes de béton :

24h après le moulage des éprouvettes, nous procédons à leur démoulage et leur numérotation (figure 3.3), et nous déterminons les masses volumiques apparentes conformément à la norme NA 427, en connaissant le volume et en pesant chacune des éprouvettes (figure 3.4), avec l'application de la formule :

$$\rho = m/V \quad (3.1)$$

Ensuite nous immergeons soigneusement les éprouvettes dans un bassin thermostaté (figure 3.5), où la température est réglée à $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ conformément à la norme NA 426.



Figure 3.4 : Balance utilisée (Précision 0,1Kg)



Figure 3.5 : Maturation des éprouvettes dans le bac thermostaté

3.4 Mesure des caractéristiques dynamiques (ERUDIT) :

Suivant la norme NF P18-414, nous avons déterminé la fréquence de résonance des éprouvettes (figure 3.6) selon le programme présenté.



Figure 3.6 : Détermination des caractéristiques dynamiques (ERUDIT)

3.4.1. Procédure de mesure :

Le contrôle s'effectue selon les étapes suivantes :

- Retirer les éprouvettes destinées à être tester du bac de maturation et essuyer légèrement leurs surfaces à l'aide d'une guenille,
- Centrer l'éprouvette sur le support central, la maintenir à l'aide de la traverse (utiliser les barres d'espacement pour surélever l'éprouvette),
- Graisser légèrement le vibreur et le capteur pour un bon contact avec les surfaces latérales de l'éprouvette à tester,
- Positionner le capteur et le vibreur selon le cas (mesure longitudinale ou torsionnelle),
- Sélectionner la gamme de fréquences désirées pour les éprouvettes de béton,
- Connecter l'accéléromètre à l'arrière du boîtier de l'appareil,
- A partir du menu principal, sélectionner le mode automatique et suivre les instructions.

L'évolution des trois paramètres à savoir le module d'élasticité dynamique, le module de rigidité dynamique et le coefficient de poisson sera présentée graphiquement et interprétée en s'appuyant sur la littérature, sachant que les méthodes de calcul et les applications numériques sont présentées en annexes.

3.5 Conduite des essais d'écrasement :

Les essais ont été conduits, conformément à la norme NF P18-406 de la manière suivante :

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

On assure le contact correct du plateau supérieur de la presse sur la surface supérieure de l'éprouvette, puis on applique la charge d'une manière continue (figure 3.7) telle que la contrainte dans l'éprouvette croisse à la vitesse de 4 ± 2 bars/s. La charge maximale supportée par l'éprouvette est mesurée, ce qui permet de calculer la résistance à la compression par la formule :

$$f_c = P/S \quad (3.2)$$

Si S est la section transversale de l'éprouvette en (mm²) et P la charge de rupture en (N), la résistance f_c sera donnée en MPa ± 0.5 MPa.

L'essai a été réalisé sur quatre (04) éprouvettes, et la valeur de la résistance considérée constitue la moyenne de la contrainte à la rupture des quatre éprouvettes.



Figure 3.7 : Compression des éprouvettes en béton à la presse

3.6 Résultats et interprétations :

Nous consignons dans les tableaux 3.5 et 3.6, les résultats relatifs au programme expérimental élaboré.

Tableau 3.5 : Valeurs moyennes des résultats des résistances, masses volumiques, et fréquences de résonance des BCB

CIMENT 42.5 BENISAF														
E/C	0,5		0,55		0,6		0,65		0,7		0,75			
R _{c28} (Mpa)	32,54		29,08		26,33		24,36		19,17		16,27			
Masse volumique (kg/m ³)	2377,5		2348,4		2344,5		2284,2		2321,2		2288,1			
JOUR	FREQUENCE		LONG		TORTION		LONG		TORTION		LONG		TORTION	
	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)
2	5405,1	3402,7	5004,8	3107,0	5055,4	3138,4	4908,3	2994,3	4594,2	2809,0	4859,3	2935,6		
5									5131,9	3135,8	5080,1	3108,0		
6			5756,3	3635,7			5510,0	3398,0						
7	6032,6	3862,3	5832,6	3663,3	5585,1	3550,1	5535,1	3474,3	5319,9	3338,1	5112,5	3154,8		
8					5660,3	3579,8								
9			5898,6	3723,8			5636,3	3517,8	5372,6	3347,8	5199,7	3253,5		
10	6091,6	3959,7	5965,4	3778,4			5677,5	3589,4						
11	6129,2	3972,9			5743,3	3627,9								
12									5476,1	3462,8	5199,8	3264,5		
14	6181,0	3997,2	6030,9	3829,4	5807,1	3737,3	5795,9	3686,3	5485,8	3472,0	5315,6	3360,6		
21	6260,2	4050,1	6102,7	3885,4	5897,3	3818,1	5831,9	3762,0	5573,4	3539,8	5414,3	3430,1		
28	6330,6	4118,7	6156,1	3931,8	6148,0	3923,0	5918,3	3780,0	5643,9	3589,0	5601,1	3495,3		

Tableau 3.6 : Valeurs moyennes des résultats des résistances, masses volumiques, et fréquences de résonance des BCZ

CIMENT 32.5 ZAHANA														
E/C	0,5		0,55		0,6		0,65		0,7		0,75			
R _{c28} (Mpa)	32,12		25,36		20,85		18,62		15,21		12,65			
Masse volumique (kg/m ³)	2394,1		2373,6		2361,0		2327,0		2313,4		2282,3			
JOUR	FREQUENCE		LONG		TORTION		LONG		TORTION		LONG		TORTION	
	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)	(hz)
2	5158,3	3222,8	5191,3	3223,9			4711,1	2902,3	4789,1	2907,0	4063,3	2441,1		
4	5546,3	3493,7	5508,3	3490,0	5318,3	3336,0	5169,2	3215,4						
5					5431,8	3420,8			5237,8	3282,4	5075,3	3104,1		
7	6004,8	3796,3	5780,3	3670,1			5483,1	3463,8	5357,5	3307,7	5079,7	3178,7		
8					5835,5	3701,1								
9	6098,8	3925,0	5858,1	3726,6			5500,3	3421,9	5428,9	3399,7	5192,5	3235,8		
10														
11	6119,8	3960,9	5917,4	3778,4	5918,8	3768,5								
12									5564,2	3485,6	5328,0	3347,6		
14					5965,4	3806,5	5590,7	3532,5	5611,5	3531,8	5355,6	3394,3		
15	6172,5	3989,8	6011,5	3824,1										
21	6207,4	4021,8	6065,7	3895,5	5997,1	3838,5	5691,0	3647,9	5733,4	3602,9	5476,6	3469,3		
28	6247,4	4075,9	6117,6	3930,4	6109,6	3955,5	6007,4	3829,6	5837,5	3699,3	5585,7	3544,5		

3.6.1. Influence du rapport E/C sur le module d'élasticité dynamique :

Nous présentons sur les figures (3.8) et (3.9) les courbes de tendance en régressions logarithmiques de l'évolution des modules d'élasticité dynamiques pour les deux types de ciments en fonction du temps (jours). En concordance avec les résultats des paragraphes 2.6.1 et 2.6.2.9, nous remarquons un développement rapide du E_d dans les premiers 10 jours, puis une diminution de la vitesse de ce développement qui tant vers une stabilisation prévue.

Aussi, nous remarquons que l'augmentation du rapport E/C qui engendre -d'après la littérature- une réduction de la résistance, induit une diminution du module d'élasticité dynamique.

Les courbes de tendance accordent très bien les nuages de point en considérant la régression logarithmique, ce qui est justifié par les coefficients de corrélation qui dépassent dans tous les cas les 0,9 sauf le cas de E/C=0,75 où $R^2 = 0,8$ à cause de la dispersion des résultats, mais qui n'est pas tellement ennuyant. Cet assemblage des courbes avec les nuages de point facilite l'interprétation des résultats et aide à mieux comprendre les développements des modules dynamiques.

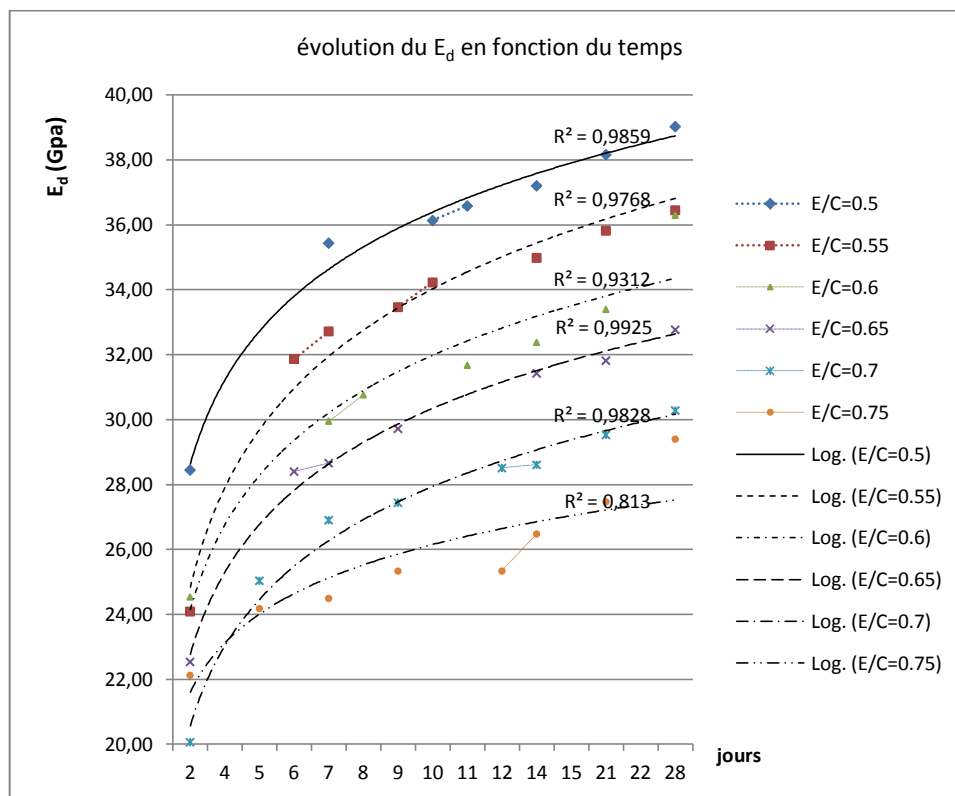


Figure 3.8 : Variation de E_d en fonction du temps pour les BCB

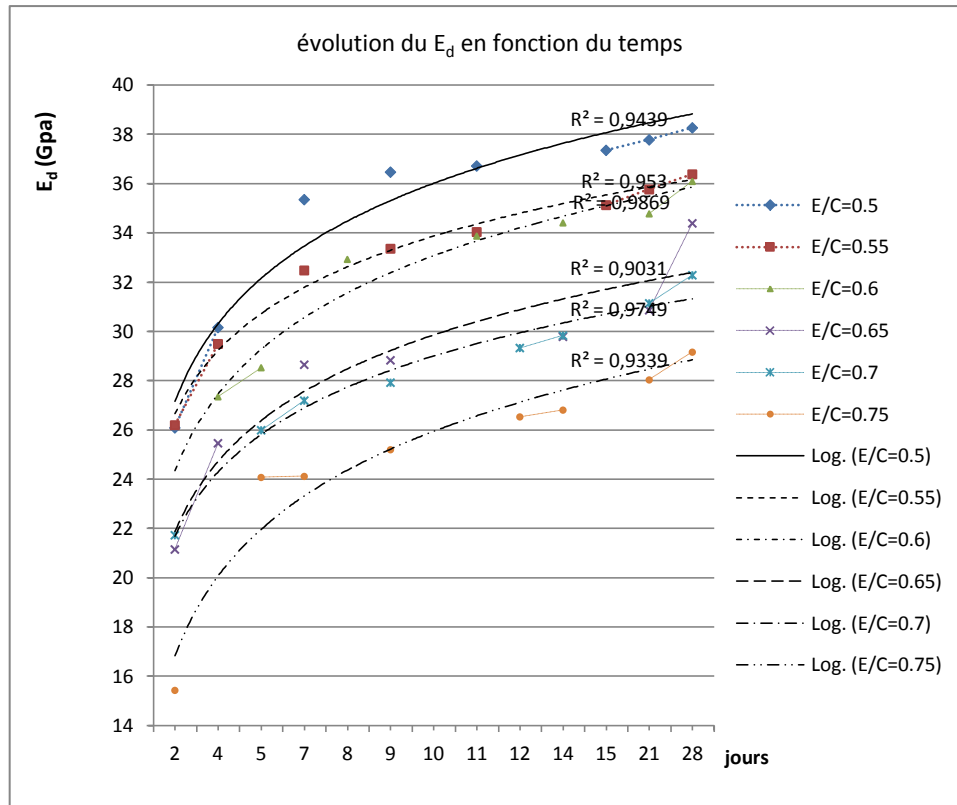


Figure 3.9 : Variation de E_d en fonction du temps pour les BCZ

3.6.2. Influence du rapport E/C sur le module de rigidité dynamique :

De même, les figures 3.10 et 3.11 représentent les courbes de tendance en régressions logarithmiques de l'évolution des modules de rigidité dynamiques pour les deux types de ciment en fonction du temps (jours). Le développement du G_d et l'influence du rapport E/C sont identiques à ceux du module d'élasticité dynamique, sauf que les valeurs de ce dernier sont à peu près 2 fois plus grandes que celles du module de rigidité dynamique.

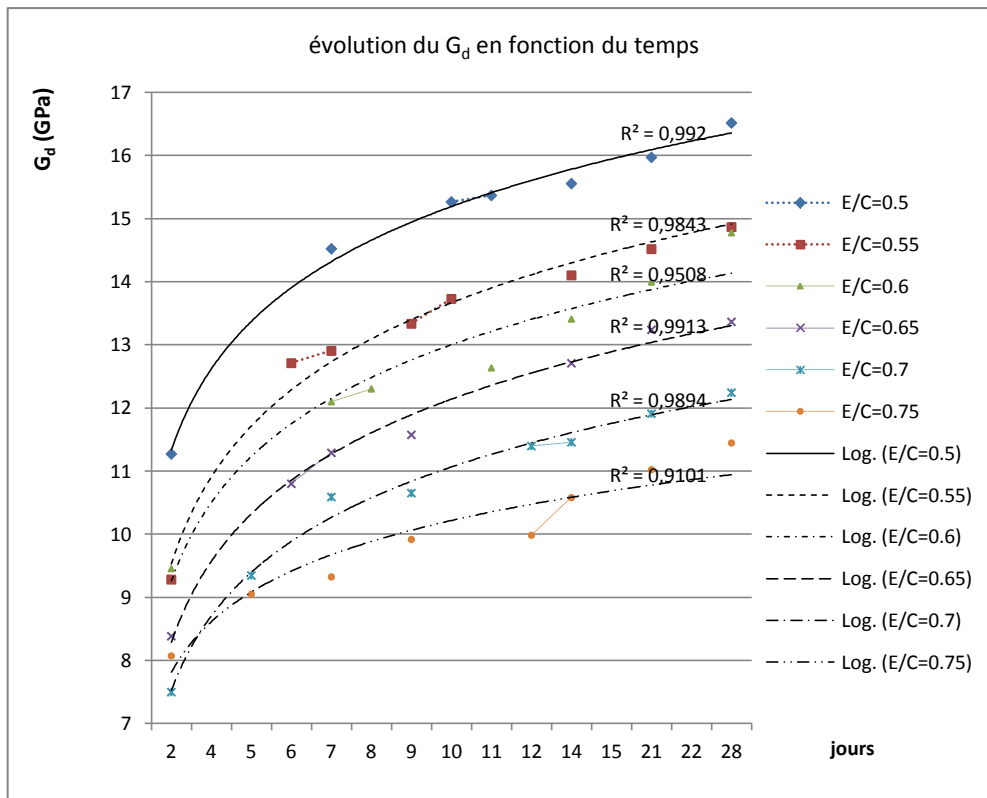


Figure 3.10 : Variation de G_d en fonction du temps pour les BCB

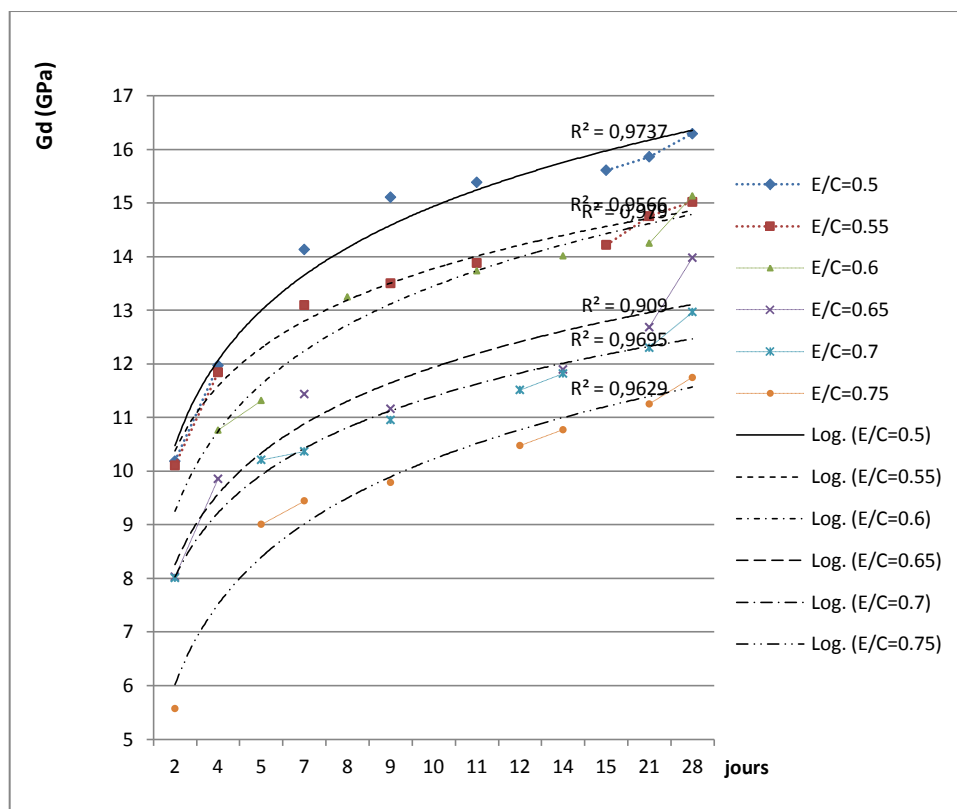


Figure 3.11 : Variation de G_d en fonction du temps pour les BCZ

3.6.3. Influence du rapport E/C sur le coefficient de poisson :

Selon les deux figures 3.12 et 3.13, nous apercevons une distribution descendante du coefficient de poisson par rapport au temps en fixant un même E/C, et une distribution ascendante par rapport à E/C si on prend un jour fixe. En d'autres termes, le coefficient de poisson diminue dans le temps dans un intervalle de [0,36 à 0,18] ce qui veut dire que le durcissement du béton engendre une réduction de la contraction transversale par rapport à l'allongement axial, par ailleurs l'augmentation du rapport E/C conduit à une augmentation de cette contraction transversale par rapport à l'allongement axial.

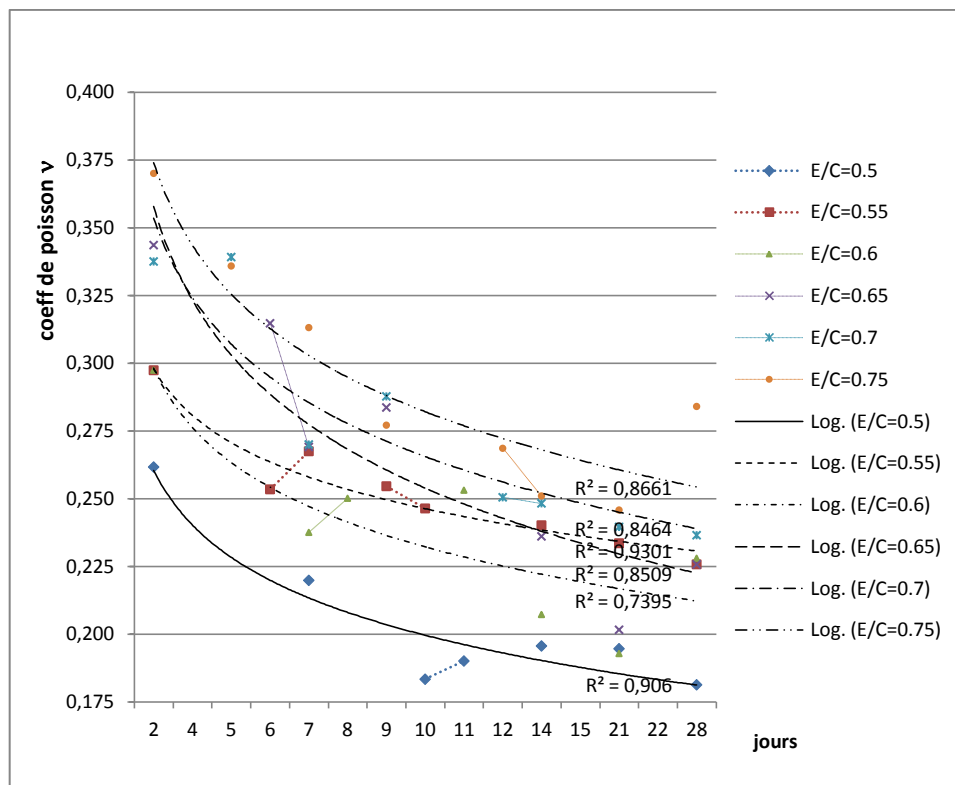


Figure 3.12 : Variation du coefficient de poisson ν en fonction du temps pour les BCB

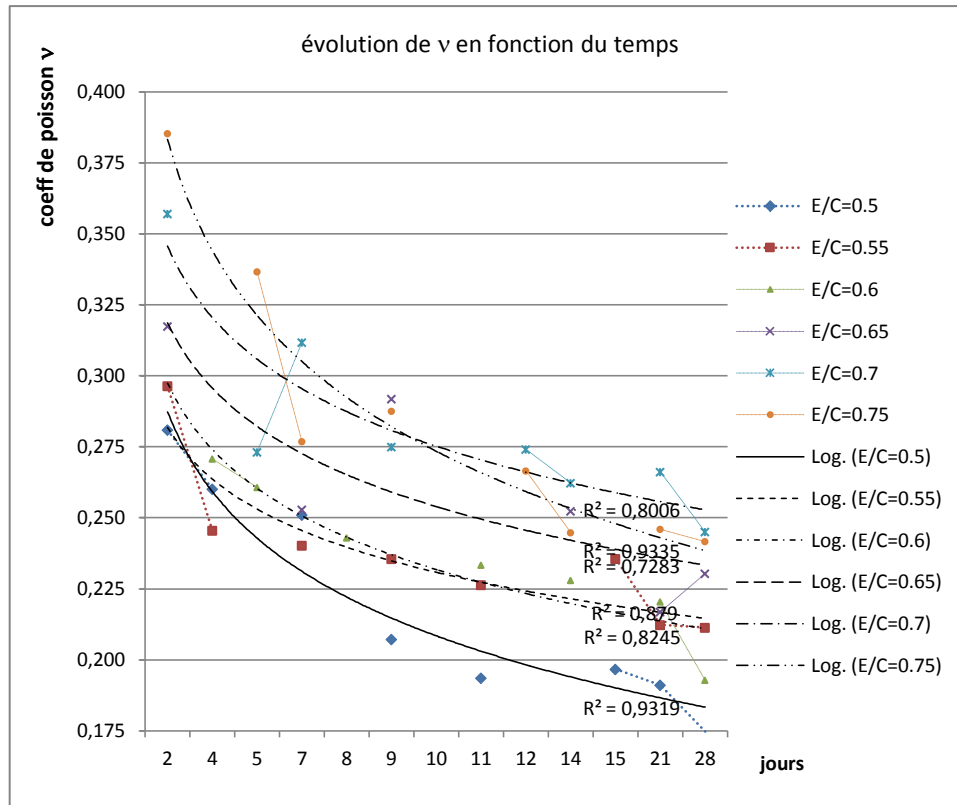


Figure 3.13 : Variation du coefficient de poisson ν en fonction du temps pour les BCZ

3.6.4. Influence du type de ciment sur le module d'élasticité et le module de rigidité dynamique :

Parmi les bétons à différents rapport E/C nous présentons sur les figures 3.14 et 3.15 les évolutions respectives des modules d'élasticité et des modules de rigidité dynamiques qui correspondent à un rapport E/C = 0,5 (rapport qui a donné les meilleurs résultats). Sur ces figures nous remarquons que d'une façon générale, le type de ciment présente une influence directe sur ces modules ; à vrai dire, le ciment à forte classe de résistance donne des modules plus grands que ceux pour le ciment à faible classe de résistance. Ceci dit qu'il n'y a pas d'explication directe pour l'irrégularité qui existe dans la courbe 0,5 BCB au 10^{ème} jour, sauf erreur de manipulation due à la vibration des différents équipements présents dans le laboratoire (table vibrante, presse universelle, bétonnière...) ou encore à un défaut de positionnement des éprouvettes pendant le test.

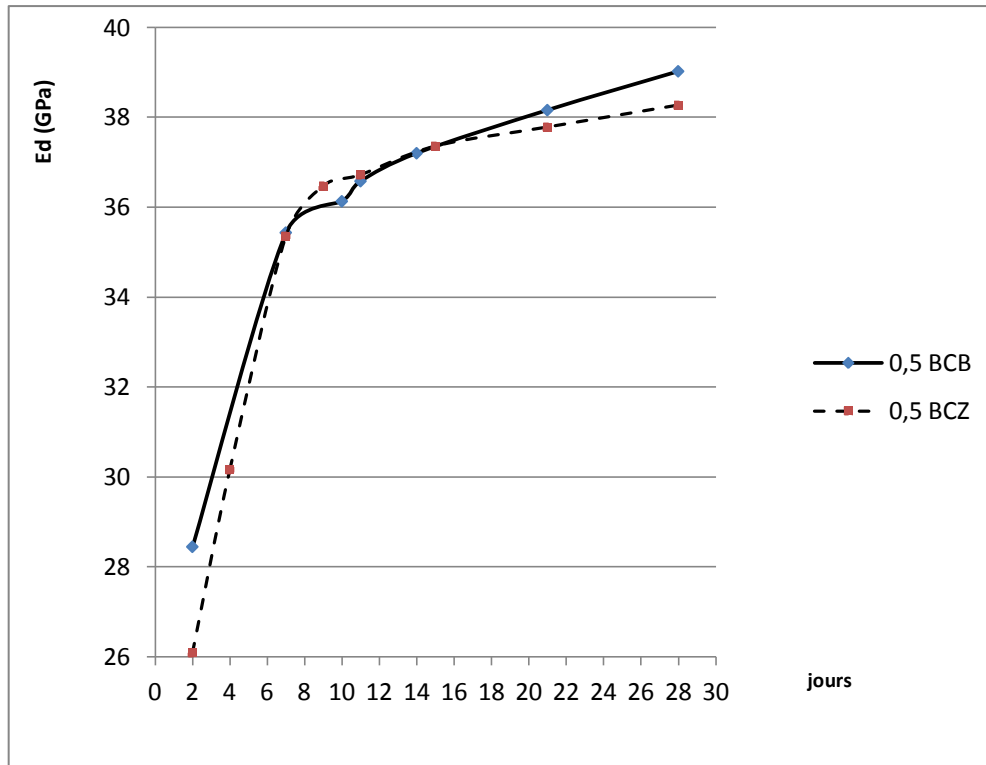


Figure 3.14 : évolution du E_d en fonction du temps pour les deux bétons à $E/C=0,5$

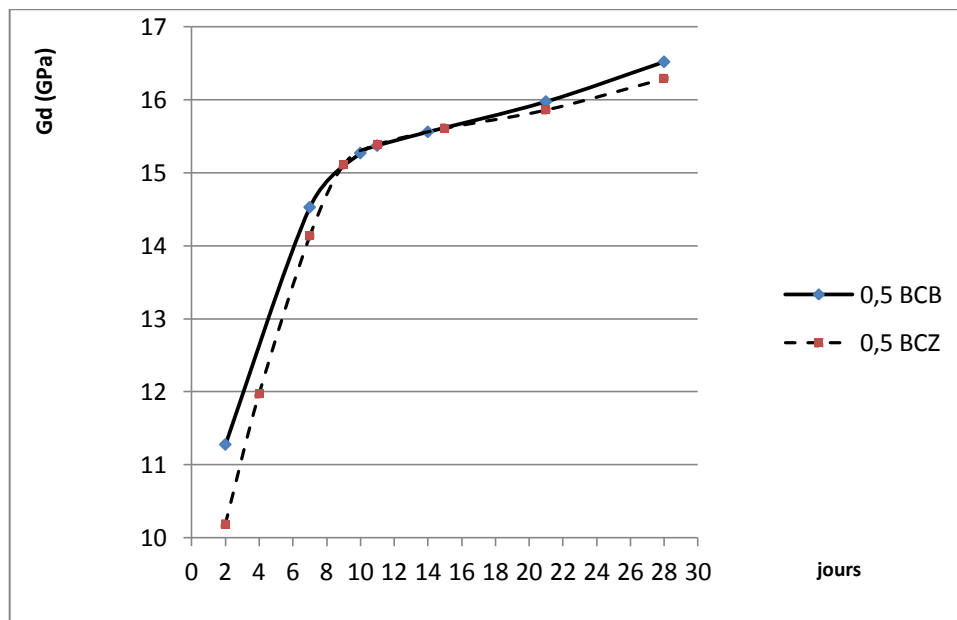


Figure 3.15 : évolution du G_d en fonction du temps pour les deux bétons à $E/C=0,5$

3.6.5. Influence du type de ciment sur la résistance à 28 jours :

Nous présentons sur le tableau 3.9, les résultats respectifs des résistances à la compression.

Tableau 3.7 : Résistances à la compression des éprouvettes de béton

E/C	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
f_{c28} ciment Beni-Saf (MPa)	32,54	29,08	26,33	24,36	19,17	16,27
f_{c28} ciment Zahana (MPa)	32,12	25,36	20,85	18,62	15,21	12,65

Nous présentons sur la figure 3.16 les résultats des résistances à la compression à 28 jours des différents bétons étudiés. Nous constatons qu'à égalité de dosage, un béton de ciment de forte classe de résistance, résiste plus qu'un béton de ciment de classe de résistance plus faible. Mais nous remarquons aussi que les valeurs pour $E/C = 0,5$ se rapprochent de façon considérable et c'est ce qui justifie, par la suite, que les modules dynamiques à 28 jours sont très ressemblants. Et alors la relation « résistance-module dynamique » est confirmée de manière concrète.

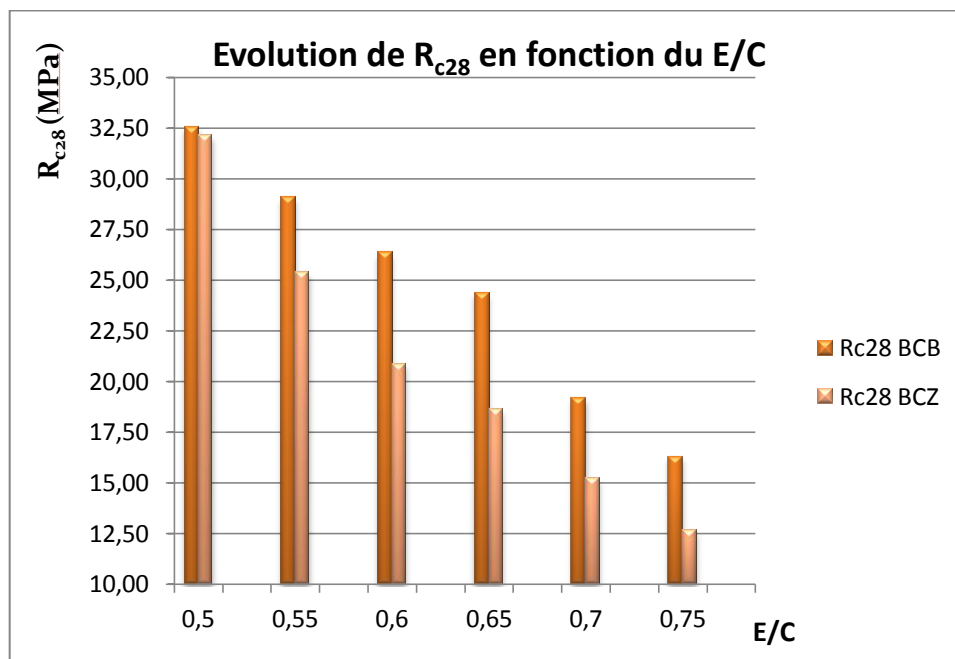


Figure 3.16 : Variation de R_{c28} en fonction de E/C pour les deux types de ciment

La résistance varie de la même façon pour les deux types de ciment. En effet, c'est les éprouvettes confectionnées avec le rapport $E/C = 0,50$ qui ont donné les résistances les plus élevées.

3.6.6. Dédution d'une relation empirique entre le module d'élasticité dynamique et le module d'élasticité statique à 28 jours :

Pour déduire une relation empirique entre le module d'élasticité dynamique et le module d'élasticité statique, nous allons définir ce dernier en utilisant la formule du module différé de déformation longitudinal E_{vj} , pour une longue durée d'application des charges, et qui est connu en règles BAEL par la formule :

$$\bullet \quad E_{vj} = 3700.f_{c1}^{1/3} \quad \text{si } f_{c1} < 60\text{MPa} \quad (3.3)$$

$$\bullet \quad E_{vj} = 4400.f_{c1}^{1/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80\text{MPa, sans fumée de silice} \quad (3.4)$$

$$\bullet \quad E_{vj} = 6100.f_{c1}^{1/3} \quad \text{si } 60 < f_{c28} < 80\text{MPa, avec fumée de silice} \quad (3.5)$$

Evidemment, nous avons utilisé la formule (3.3) pour aboutir aux tableaux 3.10 et 3.11 qui représentent les résultats pour les deux types de ciment, et nous représentons sur les figures 3.17 et 3.18 les variations respectives des modules statiques en fonction des modules dynamiques.

Tableau 3.8 : Modules statiques et dynamiques des bétons BCB

CIMENT CEM II/A 42.5 BENISAF						
E/C	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
E_{v28} (MPa)	11812,69	11377,88	11006,91	10726,02	9902,84	9375,31
E_{v28} (GPa)	11,81	11,38	11,01	10,73	9,90	9,38
E_{d28} (GPa)	39,03	36,45	36,30	32,77	30,28	29,40
G_{d28} (GPa)	16,52	14,87	14,78	13,37	12,25	11,45

Tableau 3.9 : Modules statiques et dynamiques des bétons BCZ

CIMENT CEM II/A 32.5 ZAHANA						
E/C	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75
E_{v28} (MPa)	11761,33	10870,86	10183,36	9806,10	9166,43	8621,27
E_{v28} (GPa)	11,76	10,87	10,18	9,81	9,17	8,62
E_{d28} (GPa)	38,27	36,39	36,10	34,40	32,29	29,17
G_{d28} (GPa)	16,29	15,02	15,13	13,98	12,97	11,74

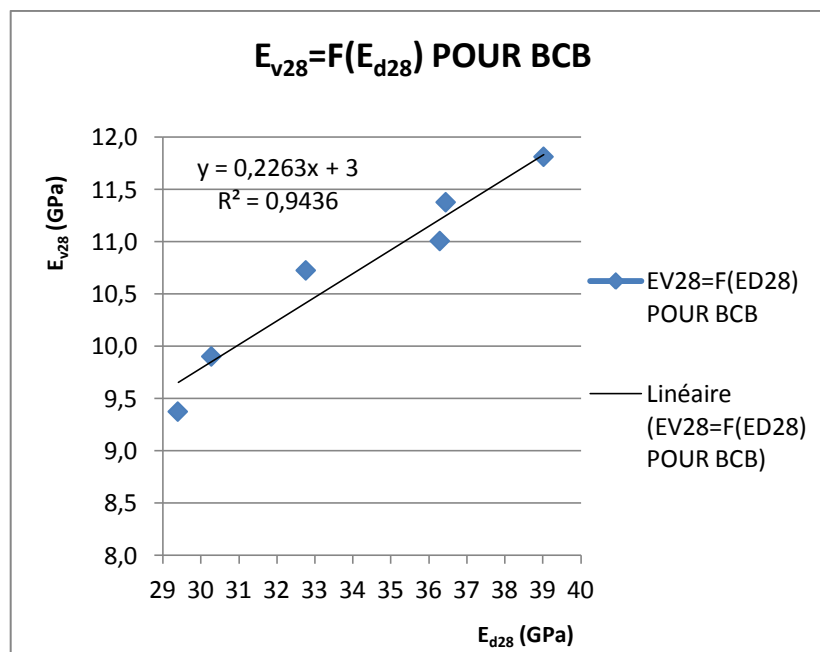


Figure 3.17 : Variation de E_{v28} en fonction de E_{d28} pour les BCB

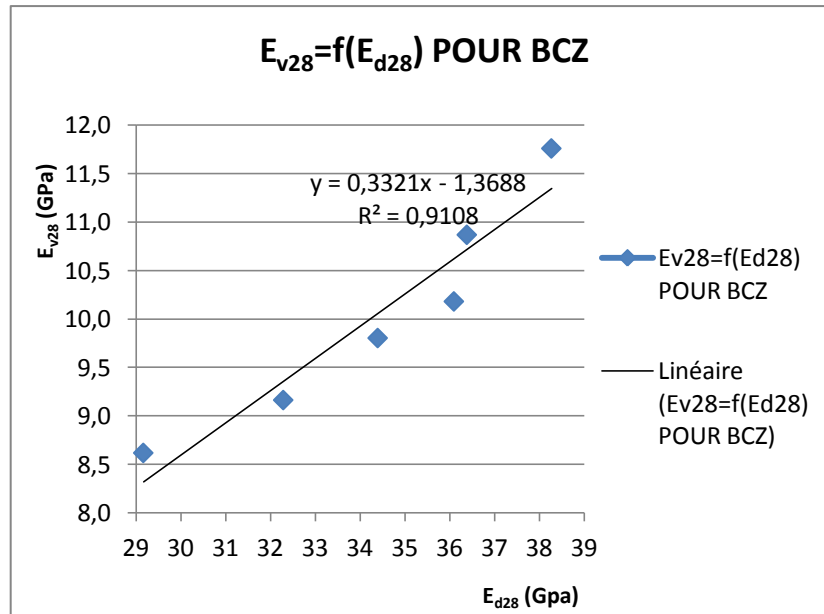


Figure 3.18 : Variation de E_{v28} en fonction de E_{d28} pour les BCZ

Ces deux figures nous permettent de déduire deux relations empiriques entre le module d'élasticité statique et dynamique propres à chaque type de ciment :

Dans le cas des bétons BCB :

$$E_{v28} = 0,2263 E_{d28} + 3 \quad (\text{GPa}) \quad (3.6)$$

Dans le cas des bétons BCZ :

$$E_{v28} = 0,3321 E_{d28} - 1,3688 \quad (\text{GPa}) \quad (3.7)$$

3.6.7. Relation entre le module d'élasticité et le module de rigidité dynamique :

Les deux figures suivantes montrent que le type de ciment n'a pas une influence considérable sur la relation entre le module d'élasticité et le module de rigidité dynamique, en fait, le module d'élasticité dynamique est 2,4 fois plus grand que le module de rigidité dynamique.

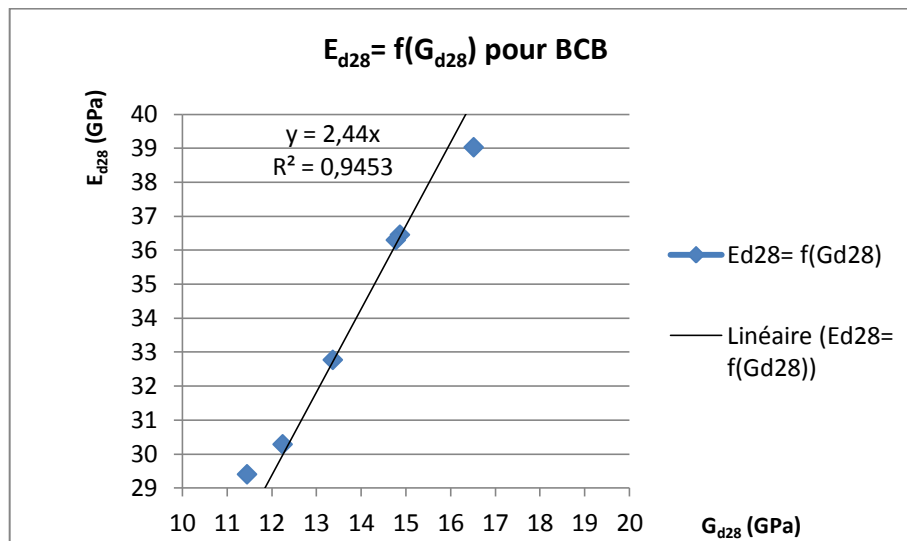
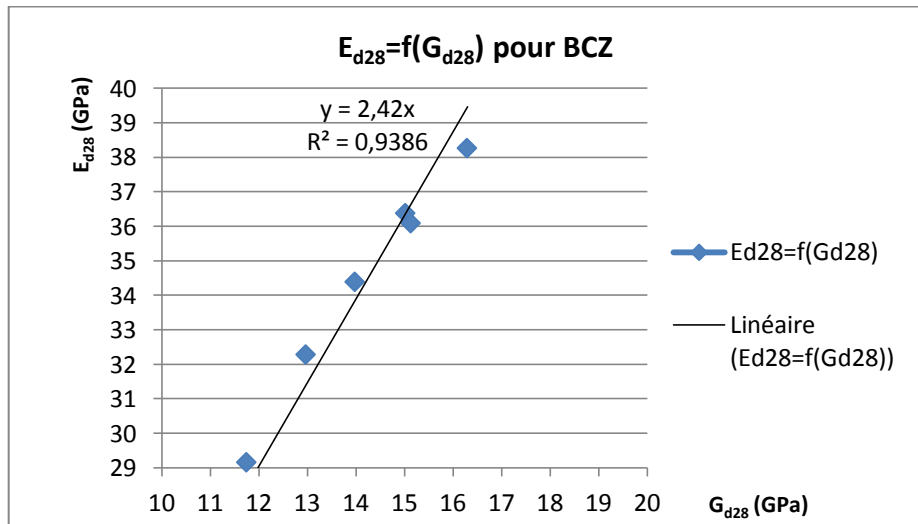


Figure 3.19 : Variation de E_{d28} en fonction de G_{d28} pour les BCB**Figure 3.20** : Variation de E_{d28} en fonction de G_{d28} pour les BCZ

3.7 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons présenté la partie expérimentale de ce travail. Nous avons tenté une approche globale non destructive pour la caractérisation dynamique du béton, Nous avons pu tirer les principaux résultats suivants :

- ✓ Le module d'élasticité dynamique et le module de rigidité dynamique sont d'autant plus grands que le rapport E/C diminue. Ils atteignent 85% de leurs valeurs finales à 7 jours et 95% à 14 jours.
- ✓ Le coefficient de poisson diminue dans le temps d'autant plus que le rapport E/C diminue, mais reste toujours dans un intervalle de [0.36 à 0.18].
- ✓ Le type de ciment présente une influence directe sur les modules dynamiques.
- ✓ Les relations déduites entre le module d'élasticité statique, dynamique et le module de rigidité dynamique sont entièrement locales et originales et sont d'une importance fondamentale.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Dans le contexte actuel du développement des techniques d'évaluation non destructive des ouvrages de Génie Civil, l'auscultation des structures en béton par des méthodes non destructives de temps en temps corrélées à quelques essais destructifs permet d'une part d'évaluer rapidement, et de manière approfondie, l'état des ouvrages anciens, souvent peu documentés, et permet d'autre part de prédire la durée de vie d'un ouvrage en cours de conception, afin de répondre aux récentes exigences pour la « conservation des structures ».

Ce mémoire a pour but principal de caractériser le béton formulé à l'aide de matériaux locaux en se basant sur la détermination de la fréquence de résonance.

Nous avons, pour ce faire, adopté une approche expérimentale non destructive qui consiste à étudier l'influence de deux paramètres pouvant, à priori, affecter l'état physique du béton : le type du ciment et le rapport E/C.

Pour cela nous avons utilisé deux types de ciments de différentes classes de résistances, un ciment CEMII/A 42,5 provenant de la cimenterie de Beni-Saf et le CEMII/A 32,5 de la cimenterie de Zahana. Le rapport E/C quant à lui, varie dans l'intervalle 0,50 à 0,75 avec un pas de 0,05. Ce programme expérimental a nécessité la confection de 48 éprouvettes cylindriques (16x32) cm² servant de corps d'épreuve.

Le dispositif expérimental utilisé (L'ERUDIT) permet de déterminer les facteurs dynamiques de l'élément étudié, en l'occurrence, le module d'élasticité dynamique, le module de rigidité dynamique, et le coefficient de poisson. Ces facteurs de par leurs utilités dans la conception et le contrôle des structures, sont les éléments clés dans la dynamique des matériaux et les résultats montrent qu'ils le sont aussi dans la statique par la possibilité de relier les caractéristiques dynamiques aux statiques.

Les travaux antérieurs ont montré l'existence d'une relation entre les modules dynamiques et la résistance du béton ainsi que les conditions qui influent sur cette résistance. Ce résultat témoigne de l'importance de cette approche non destructive dans le domaine du génie civil, et il a été confirmé dans ce mémoire. Cependant, on n'est pas arrivé au stade où on peut présenter une relation générale entre les modules dynamiques et les modules statiques. Ceci est dû à la variation des caractéristiques intrinsèques des constituants utilisés pour la confection des bétons d'un endroit à l'autre. Néanmoins, il est toujours favorable d'avoir des relations à titre local, ce qui a été produit dans le cadre de ce travail. En effet, dans le cas des bétons

BCB, $E_{v28} = 0,2263 E_{d28} + 3$ et pour les BCZ, $E_{v28} = 0,3321 E_{d28} - 1,3688$. Aussi, le module d'élasticité dynamique équivaut à 2,4 fois le module de rigidité dynamique.

Contrairement aux résultats trouvés par Kumar en 2005 concernant le développement du coefficient de Poisson dont la variation est aléatoire et négligeable, nos résultats ont montré une variation descendante significative allant de 0,36 à 0,18 ce qui a été expliqué par le fait que le durcissement du béton induit une réduction de la contraction transversale par rapport à l'allongement axial.

Au cours de ce travail, nous avons répondu à certaines questions ; mais ces réponses sont naturellement partielles puisque le travail est loin d'être exhaustif. Il serait à titre indicatif, important de l'enrichir par des travaux complémentaires :

Etude de l'effet de la température sur les caractéristiques dynamiques du béton,

Caractériser par la méthode de fréquence de résonance, les différents types des bétons commercialisés dans la wilaya de Tlemcen et voir la possibilité de trouver une relation globale entre les modules dynamique et les modules statique,

Chercher un modèle numérique basé sur le principe des réseaux des neurones artificiels en vue de prédire la résistance des bétons grâce aux mesures de leurs caractéristiques dynamiques par la méthode de fréquence de résonance.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. [ANNAG 07] ANNAG. D « Détermination des propriétés dynamiques des bétons par des impulsions mécaniques » Thèse d'ingénieur de l'université de Tlemcen, 2007.
2. [ASTM 03] « ASTM Test Designation C 597-02, Standard Test Method for Pulse Velocity through Concrete» Annual Book of ASTM Standards, Vol. 04.02, West Conshohocken, PA, 2003.
3. [Bastgen 77] K. J. Bastgen and V. Hermann « Experience made in determining the static modulus of elasticity of concrete, Materials and Structures, 10, No.60, pp.557-64 (1977).
4. [Batchelder 53] Batchelder, G.M. and Lewis, D.W., «Comparison of dynamic methods of testing concretes subjected to freezing and thawing», Proc. ASTM, 53, 1053, 1953.
5. [Bordas 83] Collection BORDAS-DUNOD « Recommandations pour l'emploi de la méthode de fréquence de résonance dans le contrôle des éprouvettes en béton » RILEM recommandation on non-destructive testing methods, Vol. 16 – N° 95 - Matériaux et Constructions, 1983
6. [Bouhamou 11] N. Bouhamou, N. Belas, A. Attar, B. Achour, and ebrouki « Properties of Self-Consolidating Concrete Produced Using Local Algerian Materials » journal de Construction in Developing Countries, 2011.
7. [Boukli Hacene 10] S. M. A. Boukli Hacene « Contribution à l'étude de la résistance caractéristique des bétons de la région de Tlemcen » Thèse de doctorat de l'université de Tlemcen, 2010.
8. [Boumiz 96] A. Boumiz, C. Vernet, and T. Cohen, «Mechanical Properties of Cement Pastes and Mortars at Early Ages Evolution with Time and Degree of Hydration,» Advanced Cement Based Materials, V. 3, No. 3-4, Apr. 1996, pp. 94-106.
9. [Broda 00] M. Broda, L. D'Aloia, V. Waller, E. Wirquin « Maturométrie – Essais complémentaires 1999 » Rapport de synthèse (CTG/LAMTH/LCPC) Rapport du projet national CALIBE, 2000.
10. [Carino 03] CARINO. N, «Nondestructive test methods to evaluate concrete structures», 6^{ème} conférence internationale sur la durabilité du béton (CANMET/ACI), Thessalonique (Grèce), 75 p., Juin, 2003.

11. [Cheng 93] C. Cheng, et M. Sansalone, (1993). « Impact-echo response of concrete plates containing delaminations: numerical, experimental and field studies » *Matériaux et constructions*, volume 26, numéro 159, pp. 274-285.
12. [Deghfel 10] M. Deghfel « Application de l'essai de la dureté pour la caractérisation du béton » Mémoire de magister de l'université de M'sila, 2010.
13. [Dimitrios 09] G. Dimitrios and T. Shiotani "Experimental Study of Wave Propagation through Grouted Concrete" *ACI Materials Journal*, V. 106, No. 1, January-February, 2009.
14. [Durand 81] A. Durand « Contribution à l'étude de la propagation des ultrasons dans les bétons » Thèse de Doctorat des Sciences Physiques, Nancy, 23 avril, 1981.
15. [Giri 10] Giri Venkiteela, Amedeo Gregori, Zhihui Sun, and Surendra P. Shah «Artificial Neural Network Modeling of Early-Age Dynamic Young's Modulus of Normal Concrete» *ACI Materials Journal*, V. 107, No. 3, May-June 2010 pp282 – 289
16. [Greaves 96] Greaves, R.J, Lesmes, D.P, Lee, J.M, Toksöz. N. (1996). «Velocity variations and water content estimated from multi-offset, ground-penetrating radar, *Geophysics*, 61 (3), pp .683-695.
17. [Hansen 86] Hansen, W., « Static and dynamic modulus of concrete as affected by mix composition and compressive strength », *ACI Spec. Publ. SP 95*, American Concrete Institute 1986, 115.
18. [Hassani 97] Hassani, F.P., Sadri, A., Momayez, A. (1997b). «A miniature seismic reflection system for evaluation of concrete linings". *Pure and Applied Geophysics*, vol. 150, 1997, pp. 677-691.
19. [Hassani 04]. « Conception d'un nouvel appareil d'auscultation des couches de béton projeté sur les parois des galeries de mines souterraines » publication de L'Institut de recherche Robert-Sauvé en santé et en sécurité du travail (IRSST), Québec, pp. 10-13, 2004
20. [Herraiz 87] Herraiz, E. et Espinosa, F. (1987). «Coda Waves« : A Review. *PAGEOPH*, volume 125, numéro 4, pp.499-578.
21. [IAEA 02] International Atomic Energy Agency "Guidebook on non-destructive testing of concrete structures" Vienna, Austria, September, 2002, pp. 82-98
22. [Jones 62] Jones "Non-destructive Testing of Concrete", Cambridge University Press, London (1962).

23. [Kada-Benameur 00] Kada-Baenameur H., Wirqui E., Duthoit B., « Determination of apparent activation energy of concrete by isothermal calorimetry » *Cement and Concrete Research* 30 pp. 301 – 305, 2000
24. [Kesler 54] C.E. Kesler, and Y. Higuchi, “Problems in the sonic testing of plain concrete”, *Proc. Int. Symp. On Nondestructive Testing of Materials and Structures*, Vol. 1, RILEM, Paris, 1954,
25. [KLYSZ 04] G. KLYSZ « Caractérisation du béton d’enrobage par technique radar : exploitation de l’onde directe émetteur- récepteur » Thèse de doctorat de l’univ. de Toulouse III - Paul Sabatier, 2004
26. [KLYSZ 05] Klysz, G, Balayssac, J.-P, Laurens, S. (2005). « Spectral analysis of radar surface waves for non-destructive evaluation of cover concrete » *NDT&E International*, article sous presse.
27. [Kolluru 00] Kolluru, S. V.; Popovics, J. S.; and Shah, S. P., «Determining Elastic Properties of Concrete Using Vibrational Resonance Frequencies of Standard Test Cylinders,” *Journal of Cement, Concrete and Aggregates*, V. 22, No. 2, Dec. 2000, pp. 81-89.
28. [Kodjo 08] Kodjo, S. (2008). «Contribution à la caractérisation des bétons endommagés par des méthodes de l’acoustique non linéaire. Application à la réaction alcalis-silice » Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke.
29. [Laurens 02] Laurens, S., Balayssac. J.-P., Rhazi, J., Arliguie, G. (2002). « Influence of concrete moisture upon radar waveform, *RILEM Mater Struct*, 35, (248), p. 198-203.
30. [LCPC 03] Publication des laboratoires des ponts et chaussées « Guide technique sur la maturométrie » *Rapport du projet national CALIBE*, 1^{er} trimestre, 2003.
31. [LCPC 05] Publication des laboratoires des ponts et chaussées « Présentation des techniques de diagnostic de l’état d’un béton soumis à un incendie » *Méthodes d’essai des lpc n°62*, 4^{ème} trimestre, 2005, pp.55-60.
32. [Long 45] Long, B.G., Kurtz, H.J., and Sandenaw, T.A., An instrument and a technique for field determination of the modulus of elasticity and flexural strength of concrete (pavements) » *ACI J. Proc.*, 41(3), 217, 1945.
33. [Lydon 86] F.D. Lydon and R. V. Balendran, « Some observations on elastic properties of plain concrete, *Cement and Concrete Research*, 16, No. 3, pp.314-24(1986).

34. [Malhotra 70] Malhotra, V.M. and Berwanger, C., «Correlations of Age and Strength with Values Obtained by Dynamic Tests on Concrete » Mines Branch Investigation Rep. IR 70-40, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa, June 1970.
35. [Malhotra 75] V.M. Malhotra, et G. Carette. « Comparison of pullout strength of concrete with compressive strength of cylinders and cores, pulse velocity and rebound hammer » Canmet Report 76-8, Nov. 1975.
36. [Malhotra 76] V.M. Malhotra, «Testing hardened concrete: nondestructive methods » Amer. Concrete Inst., Monograph No. 9, 1976.
37. [Naar 06] S. Naar « Evolution Non Destructive Du Béton Par Mesure De Résistivité Electrique Et Thermographie Infrarouge Passive » thèse de doctorat en cotutelle de l'univ. de Bordeaux 1 et l'univ. de Sherbrooke, pp. 153-196, Mai, 2006
38. [Nogueira 01] Nogueira, C.L. and Willam, K.J. «Ultrasonic testing of damage in concrete under uniaxial compression». ACI Materials Journal, 98, No. 3, May-June 2001,
39. [Nogueira 10] Nogueira, C.L. and Willam, K.J. «Wavelet Analysis of Ultrasonic Pulses in Cement-Based Materials». ACI Materials Journal, 107, No. 3, May-June 2010,
40. [Obert 41] Obert, L. and Duvall, W.I., «Discussion of dynamic methods of testing concrete with suggestions for standardization», Proc. ASTM, 41, 1053, 1941.
41. [OPC 89] IS: 8112-1989 (First Revision). .Specification for 43 Grade Ordinary Portland Cement.. Bureau of Indian Standards, New Delhi, 1989.
42. [Oubraham 12] Oubraham C. « Simulation du comportement instantané et différé d'une zone fléchie en béton armé » Mémoire de de magister de l'université Mouloud Mammeri de Tizi- Ouzou, 2012.
43. [Philleo 55] R. E. Philleo, « Comparison of results of three methods for determining Young's modulus of elasticity of concrete, J. Amer. Concr. Inst., 51, pp. 461-9, Jan., 1955.
44. [Philippidis 03] T. P. Philippidis, and D. G. Aggelis, “An acousto-ultrasonic approach for the determination of water-to-cement ratio in concrete. Cem. Concr. Res., 33: 525-538, 2003.
45. [Philippidis 05] T. P. Philippidis, and D. G. Aggelis, “Experimental Study of Wave Dispersion and Attenuation in Concrete,” Ultrasonics, V. 43, pp. 584-595, 2005.

46. [Popovics 75] S. Popovics, « Verification of relationships between mechanical properties of concrete-like materials, *Materials and Structures*, 8, No. 45, pp. 183-91 (1975).
47. [Rahmoun 11] Rahmoun. K communication affichée (poster) au 29ème rencontre de l'AUGC organisées à Tlemcen du 29 au 31 Mai 2011.
48. [Samarin 84] Samarin, a., Dhir, R.K., «Determination of in situ concrete strength: rapidly and confidently by non-destructive testing», ACI SP-82, (Ref. 12), Detroit (1984) 77.
49. [Sbartai 04] Sbartai, Z.M., Klysz, G., Laurens, S., Balayssac, J-P., Ballivy, G., Arliguie, G. (2004). «Aptitude de l'onde directe radar à la détection des gradients d'humidité dans le béton: Essais en laboratoire et étude de cas », INFRA 2004, 15-17 Nov. 2004, Montréal.
50. [Sbartai 05] Sbartai, Z.M. « Caractérisation physique des bétons par radar – Approche neuromimétique de l'inversion » Thèse de doctorat de l'université de Toulouse III - Paul Sabatier, 2005.
51. [Sharma 60] M.R. Sharma, and B.L. Gupta, "Sonic modulus as related to strength and static modulus of high strength concrete, *Indian Concr. J. (Bombay)*, 34(4), 139, 1960.
52. [Solís-Carcaño 08] Solís-Carcaño, R. et Moreno, E. I. (2008). «Evaluation of concrete made with crushed limestone aggregate based on ultrasonic pulse velocity». *Construction and Building Materials*, volume 22, numéro 6, pp. 1225-1231.
53. [Stock 79] A. F. Stock, D. J. Hannant, and R. I. T. Williams, «The Effect of Aggregate Concentration upon the Strength and Modulus of Elasticity of Concrete,» *Magazine of Concrete Research*, V. 31, No. 109, Dec. 1979, pp. 225-234.
54. [Sun 05] Sun, Z.; Ye, G.; and Shah, S. P., «Microstructure and Early-Age Properties of Portland Cement Paste-Effect of Connectivity of Solids Phases,» *ACI Materials Journal*, V. 102, No. 2, Mar.-Apr. 2005, pp. 122-129.
55. [Swamy 75] R. N. Swamy and A. K. Bandyopadhyay, « the elastic properties of structural lightweight concrete, *Proc. Inst. Civ. Engrs., Part 2*, 59, pp. 381-94 (Sept.1975).
56. [Swamy 84] Swamy, R.N. and Al-Hamed, A.H. «Evaluation of the Windsor probe test to assess in-situ concrete strength». *Proc. ICE, Pt 1*, 77, June 1984, 167–194.

57. [Takabayashi 54] T. Takabayashi, « Comparison of dynamic Young's modulus and static Young's modulus for concrete, RILEM Int. Symp. on Non-destructive Testing of Materials and Structures 1, pp. 34-44, (1954).
58. [Tchemiakine 88] TCHEMIKINE A. ; «Projet / Agrégats Tlemcen-2, Gisement Djebel Abiod » Rapport géologique final, Boumerdes, Juin, 1988
59. [Therrien 00] J. Therrien, B. Bissonnette, A. Cloutier "Early-age evolution of the mass transfer properties in mortar and its influence upon ultimate shrinkage", in shrinkage of Concrete, proc, of the Int. RILEM Workshop, edited by V. Baroghel-Bouny and P. C. Aïtcin RILEM, publication PRO 17, pp. 247-268, Paris, 2000
60. [Touil 09] Touil B, « Etude de la diffusion des chlorures dans les bétons locaux » Mémoire de magister de l'univ. de Tlemcen, pp. 104-106, 2009
61. [Vergara 01] L. Vergara, R. Miralles, J. Gosàlbez, F. J. Juanes, L. G. Ullate, J. J. Anaya, M. G. Hernández, and M. A. G. Izquierdo « NDE ultrasonic method to characterise the porosity of mortar. » NDT&E International, 34: 557-562, 2001.
62. [Weil 88] G.J. Weil « Infrared Thermal Sensing of Sewer Voids » 4 Year Update, Proc. Thermosense X, 934 155, 1988.
63. [Weil 89] G.J. Weil « Non-destructive remote sensing of subsurface utility distribution pipe problems using infrared thermography » Proc. 2nd Int. Conf. on Pipeline Constr. Cong. Centrun. 1, Hamburg, 1989.

ANNEXES

A.1 Méthode de calcul du module d'élasticité dynamique à partir de la fréquence de résonance longitudinale :

Nous présentons le résultat obtenu pour un exemple donné. Pour tous les autres cas, les calculs sont identiques.

Si nous prenons le cas des 04 éprouvettes confectionnées le 17/03/2010 avec le ciment CEM II/A 42,5 de Béni-Saf pour un rapport E/C de 0.55, nous cumulons à la date du 14/04/2010, 28 jours de cure. Nous avons mesuré 3 fois à cette date et pour chaque éprouvette, la fréquence de résonance en mode longitudinal. La valeur de F_{rl} que nous allons considérer sera la moyenne pour les 04 éprouvettes testées ; nous aurons par conséquent la moyenne de 12 valeurs ; ce qui permet de minimiser l'erreur de mesure.

Dans cet exemple, les données numériques sont :

$$F_{rl} = 6170 \text{ Hz}; \rho = 2348 \text{ kg/m}^3; L = 320 \text{ mm}$$

La formule générale du module d'élasticité dynamique (équation 2.18), est :

$$E_d = 4 \times F_{rl}^2 \times L^2 \times \rho \times 10^{-12} \quad (\text{MPa})$$

En remplaçant les données dans la formule, nous aurons:

$$E_d = 4 \times (6170)^2 \times (320)^2 \times 2348 \times 10^{-12}$$

$$\boxed{E_d = 36613 \text{ MPa}}$$

A.2 Méthode de calcul du module de rigidité dynamique à partir de la fréquence de résonance torsionnelle :

Nous prenons le même exemple. Pour chaque éprouvette, nous allons déterminer la fréquence de résonance en mode de torsion en trois reprises, et la valeur de F_{rt} est la moyenne de 12 valeurs.

Dans cet exemple, les données numériques sont :

$$F_{rt} = 3955.5 \text{ Hz}; \rho = 2348 \text{ kg/m}^3; L = 320 \text{ mm}$$

La formule générale du module d'élasticité dynamique (équation, 2.30) est :

$$G_d = 4 \times F_{rt}^2 \times L^2 \times \rho \times 10^{-12} \quad (\text{MPa})$$

En remplaçant les données dans la formule, nous aurons:

$$G_d = 4 \times (3955,5)^2 \times (320)^2 \times 2348 \times 10^{-12}$$

$$G_d = 15049.7 \text{ MPa}$$

A.3 Méthode de calcul du coefficient de poisson:

En déterminant les modules dynamiques d'élasticité et de rigidité, le coefficient de poisson peut être déduit directement par la formule (équation 2.32) :

$$\nu = \frac{E_d}{2 \times G_d} - 1$$

Pour notre exemple :

$$\nu = 0,216$$

A.4 Résultat des Ed et Gd pour les BCB :

E/C	CIMENT 42.5 BENISAF											
	0,5		0,55		0,6		0,65		0,7		0,75	
R _{c28} (Mpa)	32,54		29,08		26,33		24,36		19,17		16,27	
Densité (kg/m ³)	2377,5		2348,4		2344,5		2284,2		2321,2		2288,1	
JOUR	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)
2	28450,6	11275,2	24093,5	9285,6	24542,2	9458,4	22540,1	8388,3	20067,3	7501,8	22129,7	8076,5
4												
5									25039,4	9349,1	24186,8	9053,1
6			31872,5	12714,3			28404,9	10803,0				
7	35439,8	14526,7	32722,3	12908,6	29954,7	12102,7	28664,6	11293,8	26907,5	10593,9	24496,4	9327,7
8					30767,4	12305,9						
9			33467,8	13338,5			29722,8	11577,8	27442,6	10655,6	25338,8	9920,6
10	36136,6	15269,0	34230,2	13732,1								
11	36584,7	15371,1			31676,3	12639,2						
12									28510,8	11400,0	25340,0	9987,8
14	37205,6	15559,3	34985,2	14105,3	32383,4	13412,5	31429,3	12713,5	28612,0	11461,0	26481,6	10584,4
15												
21	38165,2	15974,3	35823,4	14520,8	33396,8	13999,3	31821,0	13241,4	29533,3	11913,2	27473,6	11026,7
22												
28	39028,1	16519,5	36452,8	14869,9	36296,9	14778,9	32770,7	13368,4	30284,5	12246,2	29402,4	11449,6

A.5 Résultat des Ed et Gd pour les BCZ :

		CIMENT 32.5 ZAHANA											
E/C	0,5		0,55		0,6		0,65		0,7		0,75		
R _{c28} (Mpa)	32,12		25,36		20,85		18,62		15,21		12,65		
volumique (kg/m ³)	2394,1		2373,6		2361,0		2327,0		2313,4		2282,3		
JOUR	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	E _d (Mpa)	G _d (Mpa)	
2	26092,3	10184,7	26201,0	10105,1			21154,4	8028,7	21733,1	8007,5	15434,4	5570,7	
4	30165,0	11969,0	29499,1	11842,0	27353,0	10762,4	25468,7	9854,3					
5					28533,3	11316,2			25995,3	10209,2	24079,6	9007,3	
7	35358,7	14132,0	32483,9	13095,6			28655,2	11435,8	27197,6	10366,9	24121,1	9445,3	
8					32931,8	13247,1							
9	36474,3	15106,8	33364,6	13501,9			28835,7	11160,5	27927,1	10951,9	25204,6	9787,6	
10													
11	36724,9	15384,2	34043,4	13879,8	33878,3	13733,9							
12									29336,3	11512,4	26537,0	10476,1	
14					34414,1	14012,3	29790,7	11893,7	29837,6	11819,1	26813,1	10770,0	
15	37360,4	15610,0	35135,0	14218,0									
21	37784,6	15860,9	35771,5	14753,7	34780,8	14248,8	30869,6	12683,6	31147,7	12300,0	28038,4	11251,2	
28	38272,7	16290,5	36386,5	15019,1	36097,7	15130,7	34397,3	13978,4	32289,4	12966,8	29166,4	11744,6	

A.6 Résultat des coefficients de Poisson pour les BCB :

		CIMENT 42.5 BENISAF										
E/C	0,5		0,55		0,6		0,65		0,7		0,75	
R _{c28} (Mpa)	32,54		29,08		26,33		24,36		19,17		16,27	
Densité (kg/m ³)	2377,5		2348,4		2344,5		2284,2		2321,2		2288,1	
JOUR	ν		ν		ν		ν		ν		ν	
2	0,262		0,297		0,297		0,344		0,337		0,370	
5									0,339		0,336	
6			0,253				0,315					
7	0,220		0,267		0,238		0,269		0,270		0,313	
8					0,250							
9			0,255				0,284		0,288		0,277	
10	0,183		0,246									
11	0,190				0,253							
12									0,250		0,269	
14	0,196		0,240		0,207		0,236		0,248		0,251	
21	0,195		0,234		0,193		0,202		0,240		0,246	
28	0,181		0,226		0,228		0,226		0,236		0,284	

A.7 Résultat des coefficients de Poisson pour les BCZ :

	CIMENT 32.5 ZAHANA					
E/C	0,5	0,55	0,6	0,65	0,7	0,75
R_{c28} (Mpa)	32,12	25,36	20,85	18,62	15,21	12,65
Masse volumique (kg/m³)	2394,1	2373,6	2361,0	2327,0	2313,4	2282,3
JOUR	v	v	v	v	v	v
2	0,281	0,296		0,317	0,357	0,385
4	0,260	0,246	0,271			
5			0,261		0,273	0,337
7	0,251	0,240		0,253	0,312	0,277
8			0,243			
9	0,207	0,236		0,292	0,275	0,288
10						
11	0,194	0,226	0,233			
12					0,274	0,267
14			0,228	0,252	0,262	0,245
15	0,197	0,236				
21	0,191	0,212	0,220	0,217	0,266	0,246
28	0,175	0,211	0,193	0,230	0,245	0,242

RESUME

Pour atteindre la durabilité voulue des structures, l'existence du béton nécessite une bonne caractérisation des paramètres les plus importants, et ceci avant la conception (données de dimensionnement), après le contrôle (résultats obtenus), et pendant l'entretien de l'ouvrage pour décider comment réagir. Le module d'élasticité, le module de rigidité, et le coefficient de Poisson sont considérés parmi les caractéristiques primordiales pour ces trois phases, cependant, il n'est pas évident de les déterminer statiquement et par des essais destructifs.

Dans ce mémoire, nous avons suivi une démarche non destructive basant sur la détermination de la fréquence de résonance de 48 éprouvettes cylindriques à différentes échéances : 2, 5, 7, 9, 12, 14, 21 et 28 jours, pour déterminer les caractéristiques dynamiques du béton local, tenter de formuler une relation avec les caractéristiques statiques, vérifier aussi l'influence du type de ciment (CEM II/A 42,5 de Beni-Saf et CEM II/A 32,5 de Zahana) et du rapport eau/ciment (E/C) sur ces caractéristiques.

SUMMARY

To reach the desired durability of the structures, the existence of the concrete requires a good characterization of the most significant parameters, and this before the design (given dimensioning), after the control (results obtained), and during the maintenance of the construction to decide how to react. The modulus of elasticity, the module of rigidity, and the Poisson's ratio are considered among the vital characteristics for these three phases, however, it is not obvious to determine them statically and by destructive tests.

In this memory, we followed a nondestructive step basing on the determination of the frequency of resonance of 48 cylindrical specimens in the various term (2, 5, 7, 9, 12, 14, 21 and 28 days), to determine the dynamic characteristics of the local concrete, and to try to formulate a relationship to the static characteristics, and to also check the influence of the type of cement (CEM II/A 42,5 of Beni-Saf and CEM II/A 32,5 of Zahana) and of the ratio water/cement (W/C) on these characteristics.

ملخص

لتحقيق الديمومة المطلوبة من البنايات، وجود الخرسانة يتطلب وصف جيد للخصائص الأكثر أهمية، وهذا قبل الدراسة (بيانات التصميم)، وبعد المراقبة (النتائج المتحصل عليها)، وخلال صيانة البناية من أجل اتخاذ قرار بشأن كيفية التدخل. يعتبر معامل المرونة، معامل الصلابة، ونسبة بواسون من بين الخصائص الأساسية لهذه المراحل الثلاث، ومع ذلك، فإنه ليس من السهل تحديد مقاديرها سكونيا وبتجارب متلفة.

في هذه المذكرة، تابعنا طريقة غير متلفة قائمة على تحديد تردد صدى 48 عينة أسطوانية في آجال مختلفة (2، 5، 7، 9، 12، 14، 21 و 28 يوما)، لتحديد الخصائص الديناميكية للخرسانة المحلية، ومحاولة لصياغة علاقة مع الخصائص الثابتة، والتحقق أيضا من تأثير نوع الأسمنت (CEM II / A 42.5 بني صاف و CEM II / A 32.5 زهانة) و تأثير نسبة الماء / الأسمنت (E / C) في هذه الخصائص.

Mots clés : essais non destructifs, béton, module d'élasticité, éprouvettes, type du ciment, résistance, fréquence de résonance

Key words: non-destructive tests, concrete, modulus of elasticity, test-tubes, type of cement, resistance, frequency of resonance

الكلمات المفتاحية: اختبار غير متلف، خرسانة، معامل المرونة، عينة، نوع الأسمنت، القوة، تردد الرنين