

FORMULATION ET ÉVALUATION DES MÉTHODES DE
MISE EN ŒUVRE ET D'ESSAI EN LABORATOIRE SUR
L'ENDOMMAGEMENT ET LE RECOUVREMENT
MÉCANIQUE DES BASES GRANULAIRES TRAITÉES
AU CIMENT

par

Jordan OUELLET

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
COMME EXIGENCE PARTIELLE À L'OBTENTION DE
LA MAÎTRISE AVEC MÉMOIRE EN GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
M. Sc. A.

MONTREAL, LE 7 SEPTEMBRE 2018

ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE
UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

© Tous droits réservés

Cette licence signifie qu'il est interdit de reproduire, d'enregistrer ou de diffuser en tout ou en partie, le présent document. Le lecteur qui désire imprimer ou conserver sur un autre média une partie importante de ce document, doit obligatoirement en demander l'autorisation à l'auteur.

PRÉSENTATION DU JURY

CE MÉMOIRE A ÉTÉ ÉVALUÉ

PAR UN JURY COMPOSÉ DE :

M. Alan Carter, ing., Ph. D., directeur de mémoire
Département du génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Michel Vaillancourt, ing., Ph. D., codirecteur de mémoire
Département du génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Daniel Perraton, ing., Ph. D., président du jury
Département du génie de la construction à l'École de technologie supérieure

M. Guillaume Lemieux, ing., M. Sc. A., membre du jury
Directeur commercialisation ciment et services techniques chez Ciment Québec inc.

IL A FAIT L'OBJET D'UNE SOUTENANCE DEVANT JURY ET PUBLIC

LE 29 AOÛT 2018

À L'ÉCOLE DE TECHNOLOGIE SUPÉRIEURE

REMERCIEMENTS

Dans un premier temps, j'aimerais remercier mon directeur de mémoire, Alan Carter, pour son enthousiasme, sa confiance et sa motivation. Merci à mon codirecteur de mémoire, Michel Vaillancourt, pour les opportunités offertes, sa rigueur et son professionnalisme. J'aimerais également remercier Guillaume Lemieux, de l'Association Canadienne du Ciment, pour son investissement, sa passion contagieuse et sa confiance en moi.

Merci au club scientifique du Canoë de béton de l'ÉTS de m'avoir fait rencontrer toutes ces personnes, incluant moi-même. Shandy, Jules, Taps, Maggie, Kirouak, Gen, Béru, j'en oublie. Ce club a été une famille, un terrain de jeu, un tremplin. Ce club m'a fait rencontrer Éric Lachance-Tremblay, qui a su croire en moi et qui m'a ouvert une quantité innombrable de portes. Merci aussi à Jean-Luc Martel pour sa confiance et ses conseils.

Merci à Karine Bassler, du Collège Montmorency, de m'avoir transmis la passion du génie, des matériaux et de l'enseignement. Sa motivation, son enthousiasme, sa rigueur et son professionnalisme font d'elle un modèle pour moi. Pendant ces années, j'ai rencontré Martine Lanthier, une collègue de longue date, mais surtout une meilleure amie.

Merci à la communauté de l'ÉTS et du LCMB pour son appui, sa confiance, son support. Merci à Daniel Perraton, Sébastien Lamothe, Claudiane Ouellet-Plamondon et Victor Brial pour leurs collaborations. Je tiens à adresser des remerciements particuliers aux techniciens de l'ÉTS : Mauricio Juan Rios, Francis Bilodeau, Jonathan Auger, John Lescelleur, Sylvain Bibeau, Alexis Vadeboncoeur Andres Barco et Richard Prowt. Votre passion, votre aide et votre confiance ont été essentielles.

Finalement, je ne peux me permettre de déposer ce document sans mentionner le support, l'encouragement, la motivation et la confiance indéfectible venant de ma famille. Line, Serge et Jade, vous avez contribué à toutes mes réussites et avez été essentiels pendant les moments plus difficiles. Merci François, de ton support et de ta compréhension pendant ces années.

FORMULATION ET ÉVALUATION DES MÉTHODES DE MISE EN ŒUVRE ET D'ESSAI EN LABORATOIRE SUR L'ENDOMMAGEMENT ET LE RECOUVREMENT MÉCANIQUE DES BASES GRANULAIRES TRAITÉES AU CIMENT

Jordan OUELLET

RÉSUMÉ

Dans son ensemble, le réseau routier mondial souffre de sous-financement et ses besoins complexes ont poussé l'Association Canadienne du Ciment (ACC) à mettre de l'avant une technique économique, durable, polyvalente et performante, qui consiste à traiter au ciment les bases granulaires de chaussées revêtues ou non. Par contre, les bases granulaires traitées au ciment (BTC) subissent du retrait lors de la cure, qui résulte en fissuration. La remontée de ces fissures dans la chaussée mène à des problématiques de durabilité et de performance, ce qui limite l'utilisation actuelle des BTC. Une nouvelle approche contre-intuitive à cette problématique consiste à volontairement endommager le matériau à jeune âge, afin d'induire une microfissuration uniforme (préfissuration) qui permet de répartir ce retrait sur une multitude de petites fissures à sévérité réduite. Ainsi, un recouvrement mécanique des fissures peut être anticipé. Depuis cette découverte, quelques projets s'y sont intéressés, mais les résultats ou la mise en œuvre sont mal documentés, incomplets ou inaccessibles.

Ce projet de maîtrise vise à approfondir la technique de préfissuration des BTC, en développant une méthode d'évaluation de l'endommagement en laboratoire pour comprendre son influence sur les propriétés mécaniques. Pour ce faire, le projet a été divisé en 3 phases. La phase de formulation a permis de mesurer des propriétés mécaniques (compression, tension, CBR et module) et rhéologiques (masse volumique, vides), sur des mélanges contenant entre 3 % et 5 % de ciment GU (par rapport à la masse granulaire de MG 20 avec sable), auxquels on ajoute 5,2 % d'eau. Étant donné qu'il n'existe pas de normalisation et très peu de méthodes d'essai sur les BTC, une deuxième phase a porté sur l'évaluation des procédés généraux. Ainsi, les différentes techniques de malaxage, de compaction et d'endommagement des BTC ont été étudiées, en plus des différentes méthodes d'évaluation de l'hydratation, du retrait, de la fissuration et de la microfissuration. Les différents essais de la phase d'évaluation ont permis une meilleure compréhension du matériau et une sélection judicieuse des méthodes, éléments essentiels pour entamer la phase d'expérimentation de l'endommagement en laboratoire. Ainsi, la troisième phase a permis de montrer l'évolution des propriétés mécaniques (module, coefficient de Poisson, résistance en compression) des BTC non endommagées dans le temps (1 jour à 28 jours). Également, des critères et trois niveaux d'endommagement à 24 heures de cure ont été définis et évalués pour mesurer l'impact sur les propriétés mécaniques. Finalement, le recouvrement mécanique a été mesuré en laboratoire par les mêmes essais, jusqu'à 28 jours après l'endommagement. Les résultats ont montré qu'il y a un niveau d'endommagement optimal à jeune-âge en laboratoire pour un recouvrement mécanique complet, qui surpasse même les propriétés non endommagées.

Mots clés : Base traitée au ciment, fissuration par retrait, préfissuration, microfissuration, endommagement mécanique, recouvrement

FORMULATION, FABRICATION AND TESTING METHODS EVALUATION IN LABORATORY OF MECHANICAL DAMAGE AND RECOVERY OF CEMENT TREATED BASE

Jordan OUELLET

ABSTRACT

Globally, the road network suffers from underfunding and its complex requirements have pushed the Cement Association of Canada (CAC) to put forward a cost-effective, sustainable, versatile and efficient technique that consists of treating with cement granular bases of paved and unpaved roads. However, cement-treated bases (CTB) experience shrinkage during curing, which results in cracking. Reflective cracking leads to durability and performance issues, which limits the CTB usage. However, a new counter-intuitive approach to this problem is to intentionally damage the material at a young age, in order to induce a uniform microcracking pattern (precracking) which allows shrinkage distribution over a multitude of cracks. Thus, a mechanical recovery can be anticipated, because of the reduced severity of the cracks. Since this discovery, some projects have been interested by this method, but the results or implementation are poorly documented, incomplete or simply inaccessible.

This current project aims to deepens the CTB precracking technique by developing in the laboratory a damage evaluation method, to understand its influence on mechanical properties. The formulation phase measured mechanical properties (compression, tension, CBR and modulus) and rheological properties (density, air content) over a combination between 3% and 5% of GU cement by granular mass (0–20 mm with sand), to which 5.2% water is added. Since there is no CTB standardization and very few test methods, a general evaluation of methods was essential. Thus, the different techniques of mixing, compaction and damage of CTB were studied, in addition to different methods of evaluation of hydration, shrinkage, cracking and microcracking. The various tests of the evaluation phase allowed a better understanding of the material and a judicious selection of the methods, both essential to begin the damage experimentation phase in the laboratory. The experimentation phase demonstrated the evolution of the mechanical properties (modulus, Poisson's ratio, compressive strength) of undamaged CTB in time (1 day to 28 days). Also, the criteria and three levels of damage at 24 hours of cure were evaluated, in order to measure its influence on these same mechanical properties. Finally, the mechanical recovery was measured in the laboratory always by these same tests, up to 28 days after damage. The results showed that there is an optimal level of early-age damage for a full mechanical recovery at 28 days, that even surpasses the undamaged properties.

Key words: Cement Treated Base, Shrinkage Cracking, Precracking, Microcracking, Mechanical Damage, Recovery

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE	3
1.1 L'état du réseau global des chaussées	3
1.1.1 Réseau mondial	3
1.1.2 Réseau nord-américain	4
1.1.3 État qualitatif du réseau canadien	4
1.2 Définition des chaussées	6
1.2.1 Chaussée revêtue	6
1.2.2 Chaussée non revêtue	9
1.2.3 Chaussées à faible trafic	10
1.3 Problématiques des chaussées non revêtues	11
1.3.1 Poussière	11
1.3.2 Drainage et pollution	12
1.3.3 Dégradations physiques	13
1.3.4 Coûts supplémentaires aux usagers	14
1.3.5 Adhérence de la surface	15
1.3.6 Entretien	15
1.4 Traitement de surface des chaussées non revêtues	15
1.4.1 Liant bitumineux	16
1.4.2 Liants chimiques	16
1.4.3 Liants hydrauliques	17
1.5 Les matériaux granulaires utilisés en base de chaussées	17
1.5.1 Matériaux granulaires vierges	17
1.5.2 Matériaux recyclés	18
1.6 Traitement des bases granulaires	19
1.6.1 Définition du traitement	19
1.6.2 Ciment Portland	20
1.6.3 Chaux	21
1.6.4 Cendres volantes	21
1.6.5 Émulsion et mousse de bitume	21
1.6.6 Polymères	22
1.6.7 Produits chimiques	22
1.7 Définition des matériaux ou techniques similaires	22
1.7.1 Béton de ciment	22
1.7.2 Béton compacté au rouleau	24
1.8 Propriétés mécaniques des bases traitées au ciment	24
1.8.1 Coefficient de Poisson	25
1.8.2 Capacité portante	27

1.8.3	Module élastique.....	27
1.8.4	Module résilient.....	29
1.8.5	Résistance mécanique.....	29
1.9	Durabilité des bases traitées au ciment.....	31
1.9.1	Résistance à la fatigue.....	31
1.9.2	Résistance au gel.....	33
1.9.3	Adhérence du revêtement sur les BTC.....	33
1.9.4	Retrait et fissuration.....	34
1.10	Avantage des bases traitées au ciment.....	40
1.10.1	Environnemental.....	40
1.10.2	Économique.....	40
1.10.3	Autres considérations.....	41
1.11	Utilisation des BTC au Canada.....	41
1.12	La formulation des BTC en laboratoire.....	41
1.12.1	Méthodes de formulation.....	41
1.12.1.1	Méthode européenne (EN).....	42
1.12.1.2	Méthode américaine (ASTM).....	42
1.12.1.3	Méthode NCHRP.....	43
1.12.1.4	Méthode PCA.....	43
1.12.2	Paramètres de mise en œuvre en laboratoire.....	44
1.12.2.1	Malaxage.....	44
1.12.2.2	Compaction.....	44
1.12.2.3	Cure.....	45
1.12.3	Essais conventionnels en laboratoire.....	45
1.12.3.1	Résistance en compression non confinée.....	45
1.12.3.2	Résistance en tension indirecte.....	46
1.12.3.3	Chaleur d'hydratation.....	46
1.12.3.4	California Bearing Ratio (CBR).....	47
1.12.3.5	Essais de module et coefficient de Poisson.....	48
1.13	La mise en œuvre des BTC en chantier.....	49
1.13.1	Dosage et malaxage in situ.....	49
1.13.2	Dosage et malaxage en centrale.....	52
1.13.3	Nivellement et compaction.....	53
1.13.4	Cure.....	55
1.14	La préfissuration des BTC.....	56
1.14.1	Historique et mise en contexte.....	56
1.14.2	Mise en application de la préfissuration.....	57
1.14.3	Énergie et endommagement.....	57
1.14.4	Recouvrance mécanique après endommagement.....	59
1.14.5	Mesures et essais en chantier.....	63
1.14.6	Mesures et essais en laboratoire sur la microfissuration et l'endommagement.....	65
1.14.6.1	Émissions ultrasoniques.....	65
1.14.6.2	Imagerie 3D (tomodensitométrie).....	66
1.14.6.3	Imagerie 2D (microscopie).....	69

1.14.6.4	Perméabilité	73
1.14.6.5	Mesures mécaniques	73
1.15	Sites expérimentaux de préendommagement.....	74
1.15.1	Edelweiss Pavement, College Station, Texas (Scullion, 2002)	74
1.15.2	Texas A&M's Riverside Campus, Bryan, Texas (Sebesta, 2004; 2005) ..	76
1.15.3	Salt Lake City, Wyoming (Guthrie et Hope, 2013; Hope, 2011)	83
1.16	Synthèse de la revue de la littérature	85
CHAPITRE 2 PROBLÉMATIQUE, OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE		87
2.1	Problématique	87
2.2	Objectifs de recherche.....	88
2.3	Programme des essais du projet.....	89
2.3.1	Formulation (Chapitre 4)	91
2.3.2	Évaluation des méthodes (Chapitre 5)	91
2.3.3	Expérimentation (Chapitre 6)	92
CHAPITRE 3 MATÉRIAUX DE BASE		93
3.1	Matériau cimentaire	94
3.2	Matériaux granulaires	95
3.2.1	Pierre concassée MG 20.....	95
3.2.2	Sable naturel.....	96
3.2.3	Mélange granulaire MG-20 MTQ.....	97
3.3	Eau de gâchage	100
CHAPITRE 4 FORMULATION, ESSAIS DE BASE ET PROPRIÉTÉS DE BASE		101
4.1	Approche de formulation	103
4.2	Essai de résistance en compression, de module et de tension indirecte.....	105
4.2.1	Équipement d'essai	105
4.2.2	Formulation à 3 %, 4 % et 5 % avec table vibrante.....	108
4.2.3	Formulation à 4 % et 5 % avec marteau Marshall	113
4.3	Capacité CBR.....	117
4.4	Sommaire de la formulation, des essais de base et des propriétés de bases	122
CHAPITRE 5 ÉVALUATION DES MÉTHODES DE MISE EN ŒUVRE ET D'ESSAI		123
5.1	Évaluation des techniques de malaxage.....	125
5.1.1	Tambour rotatif.....	125
5.1.2	Malaxeur planétaire	126
5.1.3	Malaxage manuel	128
5.2	Évaluation des méthodes de compaction	128
5.2.1	Plaque vibrante.....	128
5.2.2	Bourroir.....	131
5.2.3	Marteau Marshall	131
5.2.4	Marteau à impacts	132
5.2.5	Analyse de l'énergie de compaction	135
5.3	Évaluation de la mesure de l'hydratation.....	139
5.3.1	Calorimétrie	139

5.4	Évaluation de la mesure du retrait	146
5.4.1	Plaques de retrait	146
5.5	Évaluation des méthodes d'endommagement.....	152
5.5.1	Plaques vibrantes.....	152
5.5.2	Chute d'une charge libre	153
5.5.3	Chute d'une charge coulissante (Marteau Marshall)	154
5.5.4	Marteau à impacts	154
5.5.5	Marteau Proctor automatisé	155
5.6	Évaluation de la mesure de la microfissuration	157
5.6.1	Observation visuelle.....	157
5.6.2	Mesure acoustique (ultrasonique).....	164
5.6.3	Mesure au déflectomètre léger à masse tombante (LWD).....	168
5.6.4	Tomodensitométrie	173
5.6.5	Mesure mécanique non destructive (module et Poisson).....	179
5.6.6	Mesure mécanique destructive (résistance en compression)	185
5.7	Sommaire de l'évaluation des méthodes de mise en œuvre et de mesure	189
CHAPITRE 6 EXPÉRIMENTATION DE L'ENDOMMAGEMENT ET ANALYSE		191
6.1	Choix de mélange	193
6.2	Définition et préparation des éprouvettes	195
6.2.1	Liste des éprouvettes.....	195
6.2.2	Préparation des éprouvettes	197
6.2.3	Cure.....	198
6.2.4	Données statistiques des éprouvettes	201
6.3	Mesure des propriétés dans le temps (sans endommagement)	202
6.3.1	Méthodologie	202
6.3.2	Résultats de la mesure des propriétés dans le temps (sans endommagement).....	202
6.3.3	Analyse des résultats de la mesure des propriétés dans le temps (sans endommagement).....	204
6.4	Mesure de l'endommagement.....	206
6.4.1	Méthodologie d'endommagement	206
6.4.2	Détermination des critères et niveaux d'endommagement.....	209
6.4.3	Détermination du moment de l'endommagement.....	210
6.4.4	Résultats de l'endommagement	211
6.4.5	Analyse de l'endommagement.....	213
6.5	Mesure du recouvrement.....	221
6.5.1	Méthodologie de la mesure du recouvrement.....	221
6.5.2	Résultats de la mesure du recouvrement.....	222
6.5.3	Analyse des résultats de la mesure du recouvrement.....	226
6.6	Équivalence des méthodes de mesure.....	236
CHAPITRE 7 ANALYSE DE LA FIABILITÉ.....		239
7.1	Sources d'erreur et écarts.....	239
7.1.1	Précision des mesures	239

7.1.2	Chronologie.....	242
7.1.3	Répétabilité des résultats.....	244
7.2	Validation de la littérature	245
7.2.1	Propriétés mécaniques	245
7.2.2	Comportements	246
CONCLUSION.....		249
RECOMMANDATIONS		253
ANNEXE I PROPORTIONS RÉELLES		255
ANNEXE II FICHES D'ÉPROUVETTES		261
ANNEXE III GRAPHIQUES CONTRAINTE-DÉFORMATION JUSQU'À RUPTURE..		307
ANNEXE IV MODULES ET COEFFICIENT DE POISSON MÉCANIQUES.....		329
ANNEXE V SIGNAUX ULTRASONIQUES		431
ANNEXE VI PHOTOS DES ÉPROUVETTES DE LA PHASE EXPÉRIMENTALE		451
LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES		471

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 1.1	Proportion des routes pavées dans le monde (Greening et DFID, 2001)3
Tableau 1.2	Répartition des routes revêtues au Canada, par province (Transports Canada, 2007)4
Tableau 1.3	Pourcentage composé d'utilisation des routes non revêtues, par province (Transports Canada, 2007).....5
Tableau 1.4	Coûts unitaires moyens des chaussées (Archondo-Callao, 2000)6
Tableau 1.5	Excédent du coût unitaire par VKP sur les routes non revêtues par province (Transports Canada, 2007).....14
Tableau 1.6	Exigences granulométriques (BNQ, 2014)18
Tableau 1.7	Composition des matériaux recyclés (BNQ, 2003)18
Tableau 1.8	Valeurs typiques de coefficient de Poisson pour divers matériaux (Maher et Bennert, 2008)26
Tableau 1.9	Valeurs typiques de modules au déflectomètre (Grontmij, 2009)28
Tableau 1.10	Relation entre les propriétés des BTC et leurs dégradations (Wen et al., 2014)37
Tableau 1.11	Résultats à l'appareil de rigidité Humboldt (MN/m) (Scullion, 2002)75
Tableau 1.12	Résultats de fissuration de retrait après 6 mois (Scullion, 2002).....75
Tableau 1.13	Résultats de module au FWD (ksi) (Scullion, 2002)75
Tableau 1.14	Suivi de la fissuration des planches d'essai (Sebesta, 2005)78
Tableau 2.1	Objectifs secondaires du projet et moyens privilégiés.....88
Tableau 3.1	Essais physiques et composition chimique du ciment (données du fabricant)94
Tableau 3.2	Analyse granulométrique MG 20 Uniroc Mirabel (analyse par fabricant et externe)95

XVIII

Tableau 3.3	Propriétés physiques et mécaniques MG 20 Uniroc Mirabel (fabricant et externe)	96
Tableau 3.4	Analyse granulométrique Sablière Fournel Saint-André d’Avelin (fabricant et externe)	96
Tableau 3.5	Propriétés physiques et mécaniques Sablière Fournel Saint-André d’Avelin (fabricant et externe)	97
Tableau 3.6	Analyse granulométrique MG 20 MTQ Uniroc.....	98
Tableau 3.7	Propriétés physiques et mécaniques MG 20 MTQ Uniroc	99
Tableau 3.8	Propriétés de l’eau de gâchage (Ville de Montréal, 2017).....	100
Tableau 4.1	Moyenne des essais à 7 jours de cure (scellée) pour différentes teneurs en ciment, par table vibrante	109
Tableau 4.2	Exemple de tableau de calcul des proportions réelles	111
Tableau 4.3	Propriétés de base pour les proportions réelles.....	111
Tableau 4.4	Résultat du calcul des proportions réelles.....	112
Tableau 4.5	Moyenne des propriétés mécaniques de base dans le temps, énergie Proctor standard	114
Tableau 4.6	Propriétés de base pour les proportions réelles.....	115
Tableau 4.7	Résultat du calcul des proportions réelles.....	115
Tableau 4.8	Valeurs CBR en fonction du temps pour divers dosages en ciment	119
Tableau 4.9	Propriétés de base pour les proportions réelles des éprouvettes CBR	120
Tableau 4.10	Résultat du calcul des proportions réelles des éprouvettes CBR	121
Tableau 5.1	Spécifications de la table vibrante Syntron VP-51	129
Tableau 5.2	Caractéristiques marteau Marshall manuel (LC, 2016)	132
Tableau 5.3	Spécifications techniques marteau Milwaukee SDS-MAX	133
Tableau 5.4	Masse volumique en fonction de l’énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment	136
Tableau 5.5	Teneur en air en fonction de l’énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment	137

Tableau 5.6	Moyenne résistance en compression à 7 jours en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment	138
Tableau 5.7	Propriétés des éprouvettes de calorimétrie	141
Tableau 5.8	Informations calorimétriques des éprouvettes	144
Tableau 5.9	Temps de prise des mélanges.....	145
Tableau 5.10	Moyennes de module au LWD en fonction du temps pour divers endommagements	171
Tableau 5.11	Paramètres de résolution des projections.....	174
Tableau 5.12	Configurations de l'essai en compression.....	187
Tableau 5.13	Synthèse de l'évaluation des méthodes de mise en œuvre et de mesure	189
Tableau 6.1	Propriétés de base pour les proportions réelles.....	193
Tableau 6.2	Résultat du calcul des proportions réelles.....	194
Tableau 6.3	Nomenclature des éprouvettes	195
Tableau 6.4	Détail de l'expérimentation.....	196
Tableau 6.5	Données statistiques des éprouvettes	201
Tableau 6.6	Propriétés dans le temps sans endommagement	203
Tableau 6.7	Données de calcul énergie compaction rouleau.....	208
Tableau 6.8	Phase A de l'endommagement.....	209
Tableau 6.9	Énergie d'endommagement en fonction du temps de vibration	210
Tableau 6.10	Résultats de l'endommagement	211
Tableau 6.11	Pourcentage de perte de module mécanique pour une énergie d'endommagement à 24 h de cure	215
Tableau 6.12	Recouvrement dans le temps après endommagement léger	223
Tableau 6.13	Recouvrement dans le temps après endommagement moyen.....	224
Tableau 6.14	Recouvrement dans le temps après endommagement élevé	225

Tableau 6.15	Recouvrement relatif du module mécanique pour différents endommagements (calculé par éprouvette)	227
Tableau 6.16	Recouvrement relatif de différentes propriétés en fonction de diverses énergies d'endommagement (calculé à partir des moyennes) ...	231
Tableau 6.17	Paramètres de la courbe contrainte-déformation de l'essai en compression (moyenne de 3 éprouvettes).....	234
Tableau 7.1	Précision des appareils de mesure.....	240
Tableau 7.2	Plages de résultat des différents essais.....	241
Tableau 7.3	Chronologie des essais et écarts depuis le contact eau-ciment	243
Tableau 7.4	Chronologie des essais et écarts depuis l'endommagement	243
Tableau 7.5	Tolérance sur le temps de cure (ASTM, 2016a)	244
Tableau 7.6	Validation des propriétés mécaniques de la littérature	245

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Évolution de l'état des infrastructures publiques au Canada considérant un investissement actuel (Zuker, 2004).....	5
Figure 1.2	Structure de chaussée typique (Transports Québec, 2016).....	7
Figure 1.3	Schématisation des sollicitations dans une chaussée (Di Benedetto et Corté, 2005)	8
Figure 1.4	Distribution des charges au sein d'une structure rigide et souple (Smith, Tighe et Fung, 2001).....	8
Figure 1.5	Contraintes d'une base granulaire non traitée suivant un passage de roue (Lekarp, 1999)	10
Figure 1.6	Sources de poussière (Greening et DFID, 2001)	12
Figure 1.7	Excédent du coût sur les routes non revêtues selon la catégorie et l'âge des véhicules (Transports Canada, 2007)	14
Figure 1.8	Constituants volumétriques de bétons conventionnels (Kosmatka et al., 2004)	23
Figure 1.9	Mise en œuvre typique du BCR (Rashed, 2000)	24
Figure 1.10	Distribution des contraintes dans une fondation non stabilisée et stabilisée (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)	25
Figure 1.11	Relation entre coefficient de Poisson et résistance en compression de bétons de ciment conventionnels (Allos et Martin, 1981)	26
Figure 1.12	Index de dégradation (I_d) en fatigue des BTC (Jia et al., 2018).....	32
Figure 1.13	Délamination typique entre l'enrobé et les BTC (Buttlar et al., 2018).....	33
Figure 1.14	Fissuration par blocs (Scullion, 2002)	35
Figure 1.15	Fissuration transversale (Freeman et Little, 2002)	36
Figure 1.16	Degré de saturation des pores et fissuration des matériaux cimentaires (Fetz, 1982).....	38

Figure 1.17	Méthode des fractions pour estimer les temps de prise (Wang et al., 2015)	47
Figure 1.18	Relation entre déformation transversale et axiale (Allos et Martin, 1981)	48
Figure 1.19	Épandage du ciment par voie sèche (Luhr, Adaska et Halsted, 2005)	49
Figure 1.20	Épandage du ciment par voie humide (laitance) (Luhr, Adaska et Halsted, 2005)	50
Figure 1.21	Mesure du taux d'épandage du ciment (Hope, 2011)	50
Figure 1.22	Recycleuse de chaussée (Hope, 2011)	51
Figure 1.23	Malaxage et injection (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)	51
Figure 1.24	Centrale de malaxage mobile de type "Pugmill" (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)	52
Figure 1.25	Chambre de malaxage d'une centrale (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)	53
Figure 1.26	Compacteur à cylindre d'acier vibrant (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)	54
Figure 1.27	Nucléodensimètre (Troxler 3440) (Hope, 2011)	54
Figure 1.28	Citerne pour arrosage (Hope, 2011)	55
Figure 1.29	Évolution de l'hydratation dans le temps (Hearn, 1998)	60
Figure 1.30	Relation entre le temps d'endommagement et le recouvrement à 28 jours (Zhong et Yao, 2008)	61
Figure 1.31	Résistance en compression et module en fonction du degré d'hydratation (Boumiz, Vernet et Tenoudji, 1996)	62
Figure 1.32	Résistance en compression et module en fonction du temps (Boumiz, Vernet et Tenoudji, 1996)	62
Figure 1.33	Recouvrement de l'endommagement (George, Bajracharya et Gaddam, 2002)	63
Figure 1.34	Jauge de rigidité (HSG) (Hope, 2011)	64
Figure 1.35	Défectomètre léger à masse tombante (LWD ou PFWD) (Hope, 2011)	64

Figure 1.36	Signal mesuré sur un appareil Proceq (Corbett, 2016)	66
Figure 1.37	Composition typique d'un tomographe (Henry, Sugiyama et Darma, 2014)	67
Figure 1.38	Modélisation 3D de la fracture d'éprouvettes de mortier (Landis et Nagy, 2000).....	68
Figure 1.39	Imagerie 4D de la fissuration par tomodensitométrie (Landis et al., 2007)	68
Figure 1.40	Modélisation des pores et fissures Adapté de (Fan et Li, 2014).....	69
Figure 1.41	Préparation des tranches (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000).....	70
Figure 1.42	Microscopie de tranches pour mesure de la microfissuration (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000).....	70
Figure 1.43	Relation entre le degré de sollicitation et la microfissuration (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000).....	71
Figure 1.44	Quantité de fissures en fonction du degré de chargement (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000).....	71
Figure 1.45	Séquence d'analyse optique 2D des microfissures (Ammouche et al., 2000)	72
Figure 1.46	Microfissuration de la base traitée (Scullion, 2002)	74
Figure 1.47	Schéma des divers traitements (Sebesta, 2004)	77
Figure 1.48	Évolution du module au FWD à court terme	78
Figure 1.49	Modules au FWD en juin 2005	79
Figure 1.50	Plan de la fissuration pour section à 4 % (Sebesta, 2005)	80
Figure 1.51	Plan de la fissuration pour section à 8 % (Sebesta, 2005)	81
Figure 1.52	Analyse économique d'une section de 1000 pieds (Sebesta, 2005)	82
Figure 1.53	Endommagement de la surface lors de la microfissuration (Hope, 2011)	83
Figure 1.54	Évaluation de la rigidité sur la section Redwood Drive (Hope, 2011)	84
Figure 2.1	Organigramme du projet.....	90

Figure 3.1	Organigramme du chapitre 3	93
Figure 3.2	Courbe granulométrique MG 20 MTQ Uniroc	98
Figure 3.3	Aspect visuel du MG 20 MTQ.....	99
Figure 4.1	Organigramme du chapitre 4	102
Figure 4.2	Composants des BTC.....	103
Figure 4.3	BTC à l'état frais avec 5 % de ciment	104
Figure 4.4	Presse hydraulique MTS 815.04 de 4,6 MN.....	106
Figure 4.5	Mesure de la résistance en compression et du module mécanique.....	106
Figure 4.6	Presse en compression pour essai de tension indirecte	107
Figure 4.7	Châssis pour essai de tension indirecte	107
Figure 4.8	Table vibrante Syntron VP-51 et cylindres.....	108
Figure 4.9	Résistances mécaniques à 7 jours de cure (scellée), par table vibrante ...	109
Figure 4.10	Masse volumique humide moyenne en fonction de la teneur en ciment, par table vibrante.....	110
Figure 4.11	Marteau manuel de type Marshall.....	113
Figure 4.12	Sommaire des propriétés mécaniques de base dans le temps, énergie Proctor standard	114
Figure 4.13	Évolution de la rupture en compression, 0,6 MJ/m ³ , 3 %, 28 d.....	116
Figure 4.14	Rupture d'un échantillon en tension indirecte, 0,6 MJ/m ³ , 5 %, 7 d	116
Figure 4.15	Mise en place des moules CBR	117
Figure 4.16	Installation du moule CBR dans la presse	118
Figure 4.17	Valeurs CBR en fonction du temps pour divers dosages en ciment	119
Figure 5.1	Organigramme du chapitre 5	124
Figure 5.2	Malaxeur à tambour rotatif	125
Figure 5.3	Malaxeur planétaire	126

Figure 5.4	Conditionnement de la trémie.....	127
Figure 5.5	Prélèvement du mélange.....	127
Figure 5.6	Plaque vibrante Syntron VP-51	128
Figure 5.7	Texture externe des échantillons, vibration à la table, 3 %	130
Figure 5.8	Texture interne des échantillons, vibration à la table, 5 %	130
Figure 5.9	Marteau manuel de type Marshall.....	131
Figure 5.10	Confection éprouvettes cylindriques.....	133
Figure 5.11	Marteau mécanique Milwaukee SDS-MAX 50 mm (# 5229-21).....	134
Figure 5.12	Masse volumique en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment	136
Figure 5.13	Teneur en air en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment	137
Figure 5.14	Résistance en compression en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment.....	138
Figure 5.15	Interface LabVIEW de 72 canaux.....	140
Figure 5.16	Assemblage cylindre calorimétrie.....	140
Figure 5.17	Éprouvettes et isolation de l'essai de calorimétrie.....	141
Figure 5.18	Calorimétrie avec temps relatif au départ des essais (moyenne de 2 éprouvettes).....	142
Figure 5.19	Calorimétrie en temps absolu (moyenne de 2 éprouvettes)	143
Figure 5.20	Énergie massique en temps relatif (moyenne de 2 éprouvettes).....	145
Figure 5.21	Moule pour plaque de retrait empêché.....	147
Figure 5.22	Mise en place de la plaque de retrait.....	148
Figure 5.23	Application de la pellicule de fissuration.....	148
Figure 5.24	Observation optique	149
Figure 5.25	Monitoring vidéo de la plaque.....	149

Figure 5.26	Plaque de retrait à 24 h de cure (image ajustée)	150
Figure 5.27	Plaque de retrait à 39 jours (image ajustée)	150
Figure 5.28	Plaque de retrait démoulée.....	151
Figure 5.29	Table vibrante Syntron VP-181	152
Figure 5.30	Masse de 10 kg pour endommagement.....	153
Figure 5.31	Marteau Proctor standard automatisé.....	155
Figure 5.32	Schéma de chute du marteau (ASTM, 2012a)	156
Figure 5.33	Surface de l'éprouvette endommagée.....	156
Figure 5.34	Tranchage d'un cylindre	157
Figure 5.35	Scie au diamant	158
Figure 5.36	Polissage des lames.....	158
Figure 5.37	Numériseur Canon 9000F Mark II de 4800 p.p.p.	159
Figure 5.38	Lame de 75 mm x 135 mm polis numérisée	160
Figure 5.39	Numérisation 75 mm x 135 mm (contrasté)	161
Figure 5.40	Capture 25 mm x 25 mm (original)	162
Figure 5.41	Capture 1 mm x 1 mm (original)	162
Figure 5.42	Capture 25 mm x 25 mm (contrasté)	163
Figure 5.43	Capture 1 mm x 1 mm (contrasté)	163
Figure 5.44	Appareillage ultrasonique	165
Figure 5.45	Mesure avec appareil Proceq Pundit PL-200.....	165
Figure 5.46	Spécifications techniques des transducteurs ultrasoniques (Proceq)	166
Figure 5.47	Signal ultrasonique en cisaillement sur cylindre non endommagé.....	167
Figure 5.48	Signal ultrasonique en cisaillement sur cylindre légèrement endommagé	167

Figure 5.49	Signal ultrasonique en cisaillement sur cylindre hautement endommagé	167
Figure 5.50	Signal ultrasonique en compression sur cylindre moyennement endommagé	167
Figure 5.51	Nivellement des bases pour LWD	168
Figure 5.52	Bases pour LWD	169
Figure 5.53	LWD sur base de laboratoire	170
Figure 5.54	Module au LWD en fonction du temps pour divers endommagements	172
Figure 5.55	Éprouvette soumise à la numérisation	173
Figure 5.56	Tomographe (CT Scan) Nikon XT H 225	174
Figure 5.57	Image de l'éprouvette sortie du CT Scan (cylindre)	175
Figure 5.58	Image de reconstitution de section transversale avec le logiciel VG Studio	176
Figure 5.59	Reconstitution 3D avec le logiciel Dragonfly	177
Figure 5.60	Détail d'une coupe de reconstruction filtrée	177
Figure 5.61	Résolution maximale de la modélisation du logiciel Dragonfly	178
Figure 5.62	Jauge de contraintes de 50 mm et 100 mm	179
Figure 5.63	Mesure du déplacement axial et circonférentiel	180
Figure 5.64	Presse MTS 810 haute précision (100 kN)	181
Figure 5.65	Fenêtres de contrôle et d'état du logiciel MultiPurpose TestWare	182
Figure 5.66	Positionnement des extensomètres	183
Figure 5.67	Déplacement typique des extensomètres en fonction de la contrainte (moyenne de 2 cycles de chargement continus)	183
Figure 5.68	Résultat typique de module élastique graphique avant endommagement (moyenne de 2 cycles de chargement continus)	184
Figure 5.69	Résultat typique de coefficient de Poisson graphique avant endommagement	185

Figure 5.70	Presse hydraulique et système d'acquisition.....	186
Figure 5.71	Mesure du déplacement lors de la résistance en compression.....	187
Figure 5.72	Endommagement ultime par compression.....	188
Figure 5.73	Courbe contrainte-déformation typique jusqu'à rupture.....	188
Figure 6.1	Organigramme du chapitre 6	192
Figure 6.2	Exemple d'une fiche d'éprouvette	197
Figure 6.3	Meuleuse (surfaceuse) à cylindre.....	198
Figure 6.4	Recouvrement des cylindres frais	199
Figure 6.5	Chambre environnementale	200
Figure 6.6	Contrôle numérique de la chambre environnementale	200
Figure 6.7	Éprouvettes en cure.....	201
Figure 6.8	Évolution des modules sans endommagement dans le temps.....	204
Figure 6.9	Évolution des coefficients de Poisson sans endommagement dans le temps.....	205
Figure 6.10	Évolution de la résistance en compression dans le temps sans endommagement.....	205
Figure 6.11	Gaine en caoutchouc pour confinement.....	207
Figure 6.12	Socle d'endommagement en acier	207
Figure 6.13	Fissuration de l'éprouvette C24EC1-1 après endommagement élevé	212
Figure 6.14	Bris de l'éprouvette D24EC4-1 après endommagement élevé	213
Figure 6.15	Modules en fonction de l'énergie d'endommagement à 24 h E/C.....	214
Figure 6.16	Relation entre le module ultrasonique et le module mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C	214
Figure 6.17	Pourcentage de perte relatif de module mécanique en fonction d'une énergie d'endommagement à 24 h de cure	215
Figure 6.18	Coefficients de Poisson en fonction de l'énergie d'endommagement à 24 h E/C.....	216

Figure 6.19	Résist. en compression en fonction de l'énergie d'endommagement à 24 h E/C	217
Figure 6.20	Différents modèles de continuité du mélange (Scrivener et Kirkpatrick, 2008).....	218
Figure 6.21	Rupture typique à l'interface pâte-granulat à 24 heures de cure.....	219
Figure 6.22	Relation entre le module ultrasonique et le module mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C	220
Figure 6.23	Relation entre le coef. de Poisson ultrasonique et mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C	220
Figure 6.24	Relation entre la résist. en compression et le module mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C	221
Figure 6.25	Recouvrement du module mécanique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements	226
Figure 6.26	Taux de recouvrement du module mécanique en fonction de l'énergie d'endommagement pour différents temps de recouvrement	227
Figure 6.27	Recouvrement du module ultrasonique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements	228
Figure 6.28	Recouvrement de la résistance en compression en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements.....	229
Figure 6.29	Recouvrement du coef. de Poisson mécanique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements.....	230
Figure 6.30	Recouvrement du coef. de Poisson ultrasonique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements	230
Figure 6.31	Écart relatif de quelques propriétés en fonction des valeurs non endommagées (à 28 jours)	232
Figure 6.32	Courbe contrainte-déformation typique	233
Figure 6.33	Représentation graphique des schémas de rupture en compression (ASTM, 2016a)	235
Figure 6.34	Nucléation de l'hydroxyde de calcium (Gopalakrishnan et al., 2011)	236
Figure 6.35	Équivalence des modules	236

XXX

Figure 6.36	Équivalence de propriétés mécaniques	237
Figure 7.1	Calibration des extensomètres avec vis micrométrique mécanique MTS-650.03.....	242
Figure 7.2	Perte de module en fonction de l'énergie d'endommagement.....	247

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ACC	Association canadienne du ciment (CAC)
ACC	Association canadienne de la construction (CCA)
ACNOR	Association canadienne de normalisation (CSA)
ACTP	Association canadienne des travaux publics
ACTU	Association canadienne des transports urbains
ACV	Analyse du cycle de vie (LCA)
ASTM	<i>American Society for Testing Material</i>
BHP	Béton hautes-performances (HPC)
BNQ	Bureau de normalisation du Québec
BPM	<i>Beats per minute</i> (Impacts par minute)
BTC	Base traitée au ciment (CTB)
CAC	<i>Cement Association of Canada</i> (ACC)
CAT	<i>Computer-assisted Tomography</i> (Tomodensitométrie contrôlée par ordi.)
CBM	<i>Cement-Bound Materials</i> (Matériaux liés par du ciment)
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CCA	<i>Canadian Construction Association</i> (ACC)
CIA	<i>Central Intelligence Agency</i>
CLC	<i>Channel Limited Channel</i>
CNRC	Conseil national de recherches Canada (NRC)
CSA	<i>Canadian Standards Association</i> (ACNOR)
CSCE	<i>Canadian Society for Civil Engineering</i> (SCGC)
CSH	<i>Calcium Silicate Hydrate</i> (Silicate de calcium hydraté)
CSL	<i>Cementitiously Stabilized Layers</i> (Couches stabilisées au ciment)
CSM	<i>Cementitiously Stabilized Materials</i> (Matériaux stabilisés au ciment)
CT	<i>Computerized Tomography</i> (Tomodensitométrie informatisée)
CTA	<i>Cement Treated Aggregates</i> (Granulats traités au ciment)
CTB	<i>Cement Treated Base</i> (BTC)
CTM	<i>Cement Treated Materials</i> (Matériaux traités au ciment)
CTM	Capacité thermique massique
DFID	<i>Department for International Development</i>
EN	<i>European Norms</i>
END	Essais non destructifs
ÉTS	École de technologie supérieure
FCM	Fédération canadienne des municipalités
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FS	<i>Full Scale</i> (Échelle de mesure maximale)
FWD	<i>Falling-weight Deflectometer</i> (Déflectomètre à masse tombante)
GBR	Granulats bitumineux recyclés (RAP)
GU	<i>General Use</i> (Usage général)
HPC	<i>High Performance Concrete</i> (BHP)
IRF	<i>International Road Federation</i> (Fédération routière internationale)

LC	Laboratoire des chaussées (Transport Québec)
LCA	<i>Life Cycle Assessment</i> (ACV)
LCMB	Laboratoire sur les chaussées et les matériaux bitumineux
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
LWD	<i>Light Falling-weight Deflectometer</i> (Déflectomètre léger à masse tombante)
MDMDET	Ministère des Transports, Mobilité durable et Électrification des transports
MEPDG	<i>Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide</i>
MG	Matériau granulaire
MR	Matériau recyclé
MTQ	Ministère des Transports du Québec (ancienne appellation)
MTS	<i>Material Testing System</i>
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
NDT	<i>Non-destructive Testing</i> (END)
NRC	<i>National Research Council Canada</i> (CNRC)
OST-R	<i>Office of the Assistant Secretary for Research and Technology</i>
PCA	<i>Portland Cement Association</i>
PFWD	<i>Portable Falling Weight Deflectometer</i> (Déflectomètre à masse tombante portatif)
PM	<i>Particulate Matter</i>
PVC	Polychlorure de vinyle
QC	Québec
RAP	<i>Reclaimed Asphalt Pavement</i> (GBR)
RD	<i>Readability</i> (Valeur mesurée)
RILEM	Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages
SCGC	Société canadienne de génie civil (CSCE)
SSS	Saturé-superficiellement-sec
USDOT	<i>United States Department of Transportation</i>
2D	Deux dimensions
3D	Trois dimensions
4D	Quatre dimensions

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE

SYMBOLES

μ	Coefficient de friction
ν	Coefficient de Poisson
σ	Contrainte
ϵ	Déformation
γ	Masse volumique du sol
ρ_f	Masse volumique fraiche (plastique) du matériau
σ_c	Contrainte en tension au centre de l'élément
ϵ_c	Déformation de retrait
σ_d	Contrainte cyclique déviatorique
ϵ_r	Déformation stabilisée après plusieurs cycles
ϵ_t	Déformation en tension
σ_u	Résistance ultime
%W	Teneur en eau
a	Amplitude
b	base (largeur)
C	Teneur massique en ciment du mélange
c_v	Coefficient de variation (% écart-type/moyenne)
DTS	Résistance en tension directe
E	Énergie
e	épaisseur
E	Module élastique (Young)
E_0	Module initial
E/C	Rapport massique d'eau sur le ciment (W/B)
E_c	Module élastique en compression
E_d	Énergie dynamique
E_t	Module élastique en tension
$E_{(N)}$	Module à un nombre de cycles N
$E_{v, impacts}$	Énergie vibration d'impacts
$E_{v, rouleau}$	Énergie vibration rouleau vibrant
$E_{v, table}$	Énergie vibration d'une table
$f'c$	Résistance en compression à 28 jours de cure
fc	Résistance en compression (contrainte maximale admissible)
fr	Fréquence
ft	Résistance en tension (contrainte maximale admissible)
h	hauteur
I_d	Index de dégradation
L	longueur
l	Nombre de couches (layers)
L_f	Espacement des fissures

XXXIV

M_R	Module résilient
n	nombre
N_f	Nombre de cycles de fatigue
q	Chaleur d'hydratation
t	Temps
vol	Volume
W	Poids
W_c	Force centrifuge dynamique
W_f	Largeur de la fissure
W_s	Poids statique

LISTE DES SYMBOLES ET UNITÉS DE MESURE (SUITE)

UNITÉS DE MESURE

FORCE

N	newton
kN	kilonewton
MN	méganewton

CONTRAİNTE

Pa	pascal
kPa	kilopascal
MPa	mégapascal
GPa	gigapascal
psi	livre par pouce carré
pcf	livre par pied carré
ksi	1000 livres par pouce carré

MASSE

mg	milligramme
g	gramme
kg	kilogramme
t	tonne métrique
lb	livre

TEMPÉRATURE

°C	degré Celsius
----	---------------

AUTRE

v/j	véhicule par jour
VKP	véhicule-kilomètres
parcourus	
Grit	finesse sablage
p.p.p.	pixel par pouce

DISTANCE

μm	micromètre
mm	millimètre
m	mètre
km	kilomètre
po (in)	pouce
pi (ft)	pied
yd	verge
mile	mile

VOLUME

μm ³	micromètre cube
mm ³	millimètre cube
ml	millilitre (cm ³)
l ou L	litre
cm ³	centimètre cube
m ³	mètre cube (1 000 L)

AIRE

mm ²	millimètre carré
m ²	mètre carré
ha	hectare (10 000 m ²)

MASSE VOLUMIQUE

g/cm ³	gramme par centimètre cube
kg/m ³	kilogramme par mètre cube
pcf	livre par pied cube

VITESSE

km/h	kilomètre par heure
mph	miles par heure

VALEUR MONÉTAIRE

k\$	millier \$
M\$	million \$
G\$	milliard \$

TEMPS

s	seconde
min	minute
h	heure
d	jour (day)
sem	semaine

ÉNERGIE

J	joule
kJ	kilojoule
MJ	mégajoule

DÉFORMATION

μdef	micromètre par mètre
m/m	mètre par mètre

FRÉQUENCE

Hz	hertz
kHz	kilohertz

PUISSANCE

W	watts
V	volts
kV	kilovolts
μA	microampère
A	ampère

DOSAGES

kg/m^3	masse par m^3 de matériau
l/m^3	volume par m^3 de matériau

CONDUCTIVITÉ

$\mu\text{S}/\text{cm}$	microsievert par centimètre
-------------------------	-----------------------------

DONNÉES

Mo	mégaoctet
Go	gigaoctet

CONCENTRATION

mg/l	milligramme par litre
------	-----------------------

DÉFORMATIONS

μdef	micromètre par mètre
m/m	mètre par mètre

CALORIMÉTRIE

J/g	chaleur massique
$\text{J}/(^{\circ}\text{C}\cdot\text{g})$	capacité therm. massique

INTRODUCTION

Les différents réseaux routiers mondiaux souffrent actuellement de sous-financement et leurs besoins complexes mènent souvent à des solutions inadaptées, peu durables ou très coûteuses. Ainsi, l'Association Canadienne du Ciment (ACC) est à la recherche d'une technique économique, durable, polyvalente et performante qui pourrait résider en le traitement des bases granulaires au ciment (BTC). Que ce soit pour des constructions neuves revêtues, pour des chemins ruraux à faible trafic ou à faibles sollicitations, ou bien pour le recyclage des chaussées en place, le traitement des bases granulaires au ciment semble avantageux. Cependant, ce matériau cimentaire subit du retrait lors de la cure, qui résulte en fissuration par blocs de la matrice. La remontée de ces fissures, jusqu'au revêtement final, mène à des problématiques de durabilité et de performance limitant ainsi l'utilisation de cette technique intéressante.

Il y a une vingtaine d'années, une approche contre-intuitive a fait surface en Autriche pour tenter de réduire la fissuration des BTC. Cette technique consiste à volontairement endommager les BTC à jeune âge, afin d'induire une microfissuration uniforme, qui permettrait de répartir la fissuration de retrait sur une multitude de petites fissures, en réduisant ainsi la sévérité. De ce fait, un recouvrement des propriétés mécanique suite à l'endommagement est désormais envisageable, vu la sévérité réduite des fissures. Différents mécanismes chimiques d'hydratation et de cristallisation peuvent entrer en jeu après l'endommagement, permettant ainsi de ponter les microfissures. Depuis cette découverte, quelques projets in situ ou en laboratoire ont été menés, mais les résultats ou la mise en œuvre sont mal documentés, incomplets ou inaccessibles. Ainsi, cette maîtrise vise à approfondir la technique de préfissuration des BTC, en développant une méthode d'évaluation de l'endommagement des BTC en laboratoire pour comprendre son influence sur les propriétés mécaniques.

Ce document présente tous les travaux faits dans le cadre de cette maîtrise et sera divisé selon les chapitres suivants :

CHAPITRE 1 Revue de la littérature : Ce chapitre traite de l'état des connaissances sur les chaussées en général et vise à préciser les acquis actuels spécifiques aux bases traitées au ciment (BTC) et à la méthode de préfissuration par endommagement.

CHAPITRE 2 Problématique, objectifs et méthodologie : Ce chapitre présente et décrit la problématique des BTC et présente les objectifs du projet. Ensuite, la méthodologie envisagée pour répondre aux objectifs est annoncée.

CHAPITRE 3 Matériaux de base : Ce chapitre fait état des propriétés et des fonctions des matériaux qui seront utilisés dans le cadre du programme expérimental de trois phases.

CHAPITRE 4 Formulation, essais de base, propriétés de base : Cette première phase du programme expérimental a pour objectif de développer une approche de formulation, à l'aide d'essais de base génériques de bétons et de sols afin d'y obtenir les propriétés mécaniques et rhéologiques de base. Cette formulation vise à fournir quelques mélanges pour la prochaine phase, évaluer les méthodes de mise en œuvre et d'essai.

CHAPITRE 5 Évaluation des méthodes : Cette deuxième phase du programme expérimental présente l'évaluation des différentes méthodes de mise en œuvre de malaxage, de compaction et d'endommagement. Également, les différentes méthodes d'essai telles que l'hydratation, le retrait, la fissuration et la microfissuration sont analysées. L'objectif est de sélectionner des méthodes optimales pour la phase d'expérimentation de l'endommagement.

CHAPITRE 6 Expérimentation de l'endommagement et analyse : Cette dernière phase du programme expérimental a pour but de mesurer et analyser l'influence de l'endommagement et du recouvrement face à des valeurs non endommagées.

CHAPITRE 7 Analyse de la fiabilité : Ce dernier chapitre avant la conclusion et les recommandations analyse la fiabilité du programme expérimental.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE

Ce chapitre traite de l'état des connaissances sur les chaussées en général et vise à préciser les acquis actuels spécifiques aux bases granulaires traitées au ciment (BTC) et à la méthode de préfissuration à jeune-âge par endommagement mécanique.

1.1 L'état du réseau global des chaussées

Le projet s'inscrit dans un contexte particulier du Canada. Cependant, un bref survol de l'état mondial mettra en perspective les particularités locales au Canada et à ses provinces. La technique des BTC s'applique tant aux chaussées revêtues que non-revêtues et le début de cette revue présente la proportion de chacun de ces réseaux.

1.1.1 Réseau mondial

Au niveau mondial, le réseau des chaussées est caractérisé par plus de 36 millions de km de routes (IRF, 2009). Ces chaussées sont soit revêtues ou non revêtues. Tous les pays d'Afrique, de l'Amérique latine et des Caraïbes ont moins de 40 % de leur réseau qui est revêtu. En Afrique seulement, 18 pays ont moins de 20 % de leur réseau qui est revêtu. Le Tableau 1.1, indique les statistiques mondiales en termes de proportion de chaussées qui sont revêtues, en allant de 10 % à 40 %.

Tableau 1.1 Proportion des routes pavées dans le monde
(Greening et DFID, 2001)

Country	40%	20%	10%
Africa (24)	100% (24)	75% (18)	25% (6)
Asia (10)	20% (2)	10% (1)	0
Latin America/Caribbean (11)	100% (11)	64% (7)	30% (4)

1.1.2 Réseau nord-américain

Au niveau de l'Amérique du Nord, les États-Unis dominent le classement de longueur (2012) avec plus de 6,5 millions de km, dont 4,3 millions de km qui sont revêtus (65 %). Au Canada, la longueur du réseau (2011) est un peu plus de 1 million de km avec 415 600 km pavés (40 %) et 17 000 km d'autoroutes (16 %) (CIA, 2016). Au Canada, en 2015, le stock net d'infrastructures publiques essentielles est réparti à travers 3 niveaux gouvernementaux : 1,8 % des infrastructures sont fédérales, 56,8 % municipales et 41,4 % provinciales. (ACC et al., 2016). Le réseau québécois compte à lui seul environ 185 000 km de routes, dont 1 200 km de chemins d'accès aux ressources et 3 600 km de chemins de mines. Le Ministère des Transports gère 29 000 km, les municipalités 92 000 km et 60 000 km sont gérés par d'autres organismes, dont le gouvernement fédéral et Hydro Québec. Le parc automobile total au Québec a augmenté de 42 %, passant de 3 281 021 de véhicules en 1985 à 4 660 987 véhicules en 2000 (ACC et al., 2016). Au niveau canadien, la répartition des chaussées en termes de revêtement peut être observée au Tableau 1.2.

Tableau 1.2 Répartition des routes revêtues au Canada, par province (Transports Canada, 2007)

Province	Routes	
	Revêtues	Non revêtues
Terre-Neuve-et-Labrador	55 %	45 %
Île-du-Prince-Édouard	71 %	29 %
Nouvelle-Écosse	67 %	33 %
Nouveau-Brunswick	62 %	38 %
Québec	56 %	44 %
Ontario	63 %	37 %
Manitoba	22 %	78 %
Saskatchewan	13 %	87 %
Alberta	27 %	73 %
Colombie-Britannique	68 %	32 %

1.1.3 État qualitatif du réseau canadien

Selon l'édition 2016 du Bulletin de rendement des infrastructures canadiennes (ACC et al., 2016), le taux annuel de réinvestissement nécessaire pour éviter la dégradation du réseau

routier se situe entre 2,0 et 3,0 %. Actuellement, le taux de réinvestissement se situe seulement aux environs de 1,1 %, ce qui signifie que le réseau se détériore plus rapidement qu'il est réhabilité. La Figure 1.1 présente la détérioration envisagée du système d'infrastructures publiques canadiennes pendant sa durée utile, en supposant un maintien des pratiques et la reconstruction de chacun des éléments en état considéré « très mauvais ».

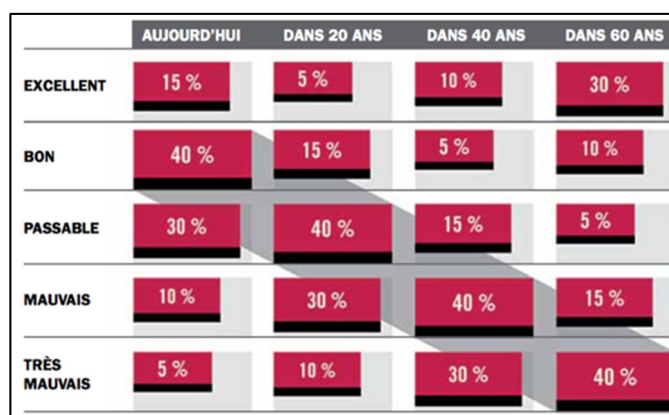


Figure 1.1 Évolution de l'état des infrastructures publiques au Canada considérant un investissement actuel (Zuker, 2004)

Le Tableau 1.3 présente le pourcentage composé d'utilisation des routes non revêtues, par province canadienne (Transports Canada, 2007). Au Québec, l'utilisation des chaussées non revêtues se fait au maximum par 11 % des usagers et au minimum 0,07 %. La valeur d'utilisation moyenne estimée de ce réseau non revêtu est de 4 % de l'ensemble des usagers. Ainsi, le réseau non revêtu (44 % du réseau routier québécois) est utilisé par environ 4 % des usagers, ce qui rend l'investissement public très peu intéressant malgré son ampleur.

Tableau 1.3 Pourcentage composé d'utilisation des routes non revêtues, par province (Transports Canada, 2007)

Utilisation des routes non revêtues	T.-N.-L.	Î.-P.-É.	N.-É.	N.-B.	Qc	Ont.	Man.	Sask.	Alb.	C.-B.
Maximum	27 %	17 %	14 %	4 %	11 %	8 %	31 %	41 %	17 %	5 %
Minimum	0,04 %	0,31 %	0,08 %	0,02 %	0,07 %	0,06 %	0,80 %	2,76 %	0,44 %	0,04 %
Valeur estimée	11 %	7 %	6 %	2 %	4 %	3 %	13 %	18 %	7 %	2 %

Cet état du réseau permet de mettre en perspective le besoin actuel de réhabilitation, particulièrement au niveau des chaussées revêtues, particulièrement coûteuses à construire ou à reconstruire (Tableau 1.4). Ainsi, il serait pertinent en tant que société de s’interroger sur la pertinence de revêtir les chaussées. De plus, l’utilisation du réseau non revêtu étant faite par très peu d’usagers, la préoccupation politique de ces réseaux est très faible.

Tableau 1.4 Coûts unitaires moyens des chaussées (Archondo-Callao, 2000)

Chaussées revêtues	Coût (\$US/km)	Chaussées non revêtues	Coût (\$US/km)
Scellement	20 000	Entretien	11 000
Couche non structurale	56 000	Amélioration	72 000
Couche structurale	146 000		
Réhabilitation	214 000	Réhabilitation	31 000
Construction neuve	866 000	Mise en œuvre	254 000

Une technique durable, économique et performante telle que les BTC permettrait de ne pas revêtir structurellement les chaussées, réduisant ainsi le coût de construction et d’entretien tout en préservant une capacité structurale élevée.

1.2 Définition des chaussées

Dans cette section, les chaussées revêtues, non revêtues et à faible trafic seront définies.

1.2.1 Chaussée revêtue

Par définition, le gouvernement du Canada entend par « route revêtue » l’utilisation semi-permanente et structurale d’asphalte ou de béton (Environnement et Changement climatique Canada, 2016). Au Québec, à l’exception de grandes villes, la structure d’une chaussée souple typique est généralement composée d’une sous-fondation en matériau granulaire MG 112 composé de granulats naturels ou recyclés, d’une fondation granulaire MG 20 en granulats concassés naturels ou recyclés, et d’un revêtement en enrobé posé en une ou plusieurs couches (Transports Québec, 2015) (Figure 1.2). Plus de 95 % du réseau québécois revêtu sous la direction de Transports Québec est en enrobé (Transports Québec, 2012).

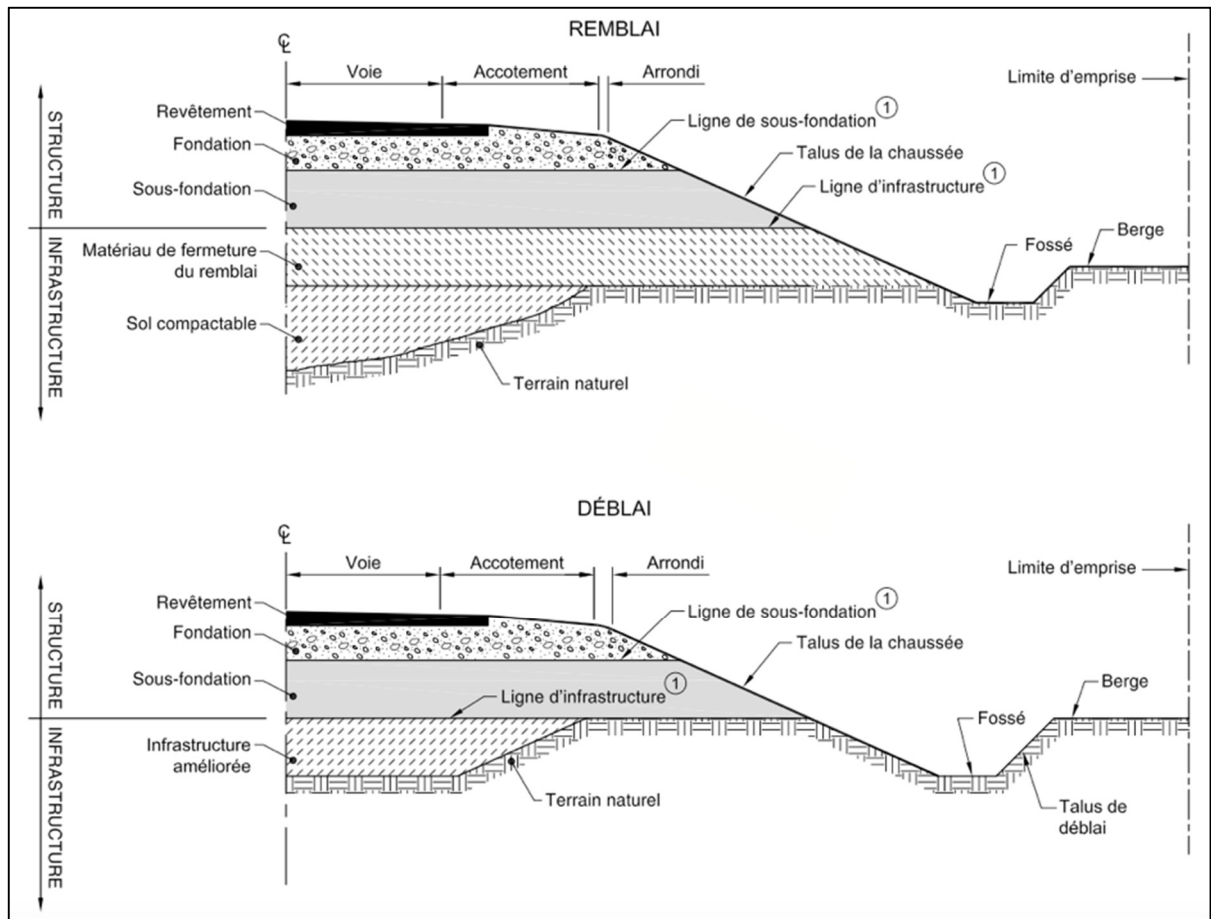


Figure 1.2 Structure de chaussée typique (Transports Québec, 2016)

Une chaussée comportant un revêtement structural en surface transmettra différemment les charges à l'infrastructure qu'une chaussée granulaire non revêtue. Les sollicitations critiques en contraintes et en déformations d'un revêtement structural sont situées en bas de couche (Huang, 1993). Au niveau des chaussées souples, la transmission des contraintes s'opère comme présenté à la Figure 1.3 (Di Benedetto et Corté, 2005; Lachance Tremblay, 2014). Au niveau d'un système structural revêtu multicouche, la performance mécanique provient en partie de l'adhésion des couches. Cet effet monolithique est essentiel afin de bien transmettre les efforts au sein de toutes les couches.

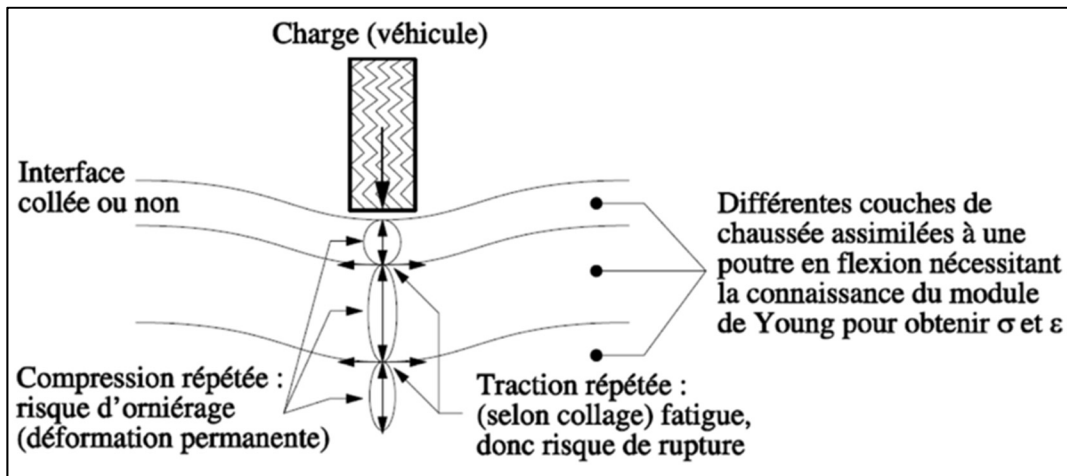


Figure 1.3 Schématisation des sollicitations dans une chaussée
(Di Benedetto et Corté, 2005)

Au niveau des chaussées rigides, la distribution des charges se fait sur une plus grande surface, réduisant ainsi la profondeur et l'ampleur des contraintes au sein de la structure de la chaussée (Smith, Tighe et Fung, 2001) (Figure 1.4). Essentiellement, cette différence est attribuable à la rigidité, soit au module élastique du matériau (Vaillancourt, 2004).

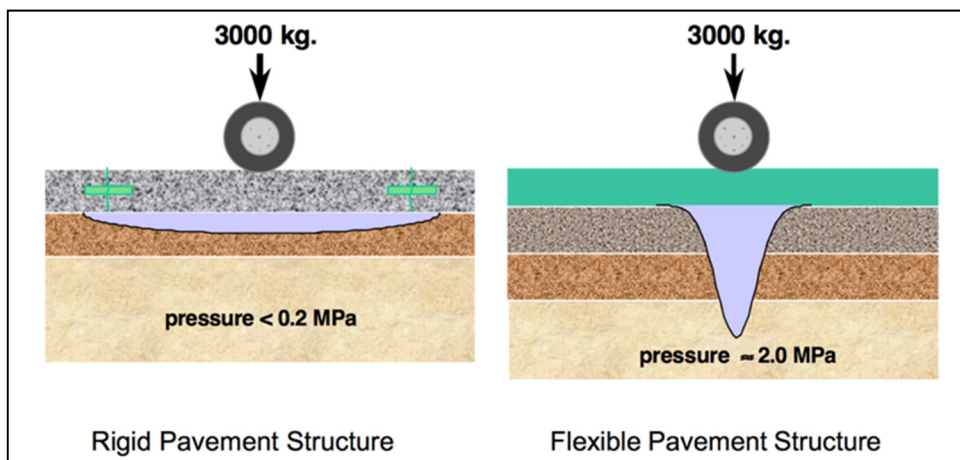


Figure 1.4 Distribution des charges au sein
d'une structure rigide et souple (Smith, Tighe et Fung, 2001)

Cependant, il est possible d'utiliser la base granulaire de la chaussée revêtue comme surface de roulement, ce qu'on appellera plus bas une chaussée non revêtue.

1.2.2 Chaussée non revêtue

Selon le gouvernement du Canada, une chaussée non revêtue, ou non traitée, n'a pas reçu de traitement permanent qui vise à améliorer ses propriétés structurales. Ainsi, les types les plus courants de routes non revêtues sont les routes de gravier, à membrane de bitume mince (coating), à surface traitée (surface treatment) ou à surface de mélange bitumineux posé à froid. Il est à noter que selon le gouvernement, l'application d'un anti-poussière ne modifie pas le caractère de la route, et sera tout de même considérée comme une route dont la surface n'est pas revêtue (Environnement et Changement climatique Canada, 2016).

La structure d'une chaussée non revêtue peut contenir les mêmes matériaux que ceux présentés à la Figure 1.2, à l'exception du revêtement bitumineux. Ainsi, la fondation granulaire d'une structure revêtue devient la surface de roulement d'une chaussée non revêtue. Parmi les matériaux utilisés en surface de roulement, la pierre concassée demeure le choix de prédilection pour ses propriétés mécaniques (USDOT et FHWA, 2015). Le matériel de structure de roulement d'une chaussée non revêtue peut consister en la décohesion d'une chaussée in situ ou ex situ, contenant ainsi des matériaux recyclés. Certaines régions côtières des États-Unis vont utiliser du sable coquiller, tandis que d'autres vont utiliser des matériaux industriels recyclés tels que du clinker, des scories ou du laitier granulé (USDOT et FHWA, 2015). Les granulats concassés offrent une meilleure stabilité que les graviers naturels (roulés). La granulométrie de la pierre concassée destinée à une surface de roulement ne devrait pas être la même que pour une fondation de chaussée, ce qui n'est largement pas respecté (USDOT et FHWA, 2015).

Un matériau granulaire non traité subit trois réponses mécaniques suite à une sollicitation d'un passage de roue : une contrainte verticale, horizontale et du cisaillement (Lekarp, 1999). La Figure 1.5 présente les différentes réponses suivant la position de la roue. Cette théorie est basée sur le modèle d'élasticité présentée par Burmister et al. (1944) et s'applique à des systèmes multicouches pour les chaussées.

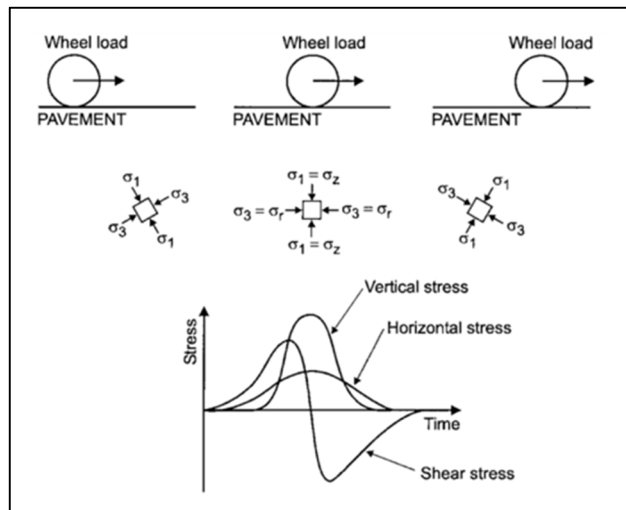


Figure 1.5 Contraintes d'une base granulaire non traitée suivant un passage de roue (Lekarp, 1999)

Les différents facteurs qui gouvernent les conditions de contraintes sont la charge, la fréquence et la composition des essieux des véhicules, la pression des pneus et l'air de contact (Wright et Dixon, 2004). Ainsi, la quantité de trafic influence mécaniquement la sollicitation des chaussées et le dimensionnement des chaussées doit en tenir compte.

1.2.3 Chaussées à faible trafic

Aux États-Unis, selon l'AASHTO, une route à très faible trafic est utilisée par moins de 400 véhicules par jour (v/j) (Hall et Bettis, 2000). Au niveau du dimensionnement des chaussées à faible trafic, le Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (NCHRP, 2004), définit une chaussée à faible trafic comme étant empruntée par moins de 750 000 véhicules lourds (autobus et camion) pendant sa durée de vie. Ceci représente un maximum de 100 véhicules lourds par jour si une durée de vie de 20 ans est assumée.

Au Québec, les routes à moins de 200 v/j sont considérées à faible débit au moment de leur construction. Celles-ci devront conserver un débit maximum de 400 v/j 10 ans après la construction (Transports Québec, 2008). Il est mentionné également de tenir compte de la

classe de véhicules même si le volume est faible, car il y circule principalement de gros camions lourdement chargés sur les chemins d'accès aux ressources. Toujours selon Transports Québec (2008), la vitesse de base affichée des routes à faible débit varie de 40 km/h à 80 km/h. Il n'est toutefois pas mentionné le type de revêtement à considérer.

Il est à noter qu'une chaussée à faible trafic ou faible débit peut être très fortement sollicitée. En fait, les chemins d'accès aux ressources telles que les mines ou forestières sont peu fréquemment empruntés, mais quand elles le sont, c'est pour de très grandes charges (e.g. poids lourds surdimensionnés ou surchargés). Ainsi, il faut considérer la classe de véhicules et leur contrainte appliquée à la structure de la chaussée.

1.3 Problématiques des chaussées non revêtues

L'utilisation de chaussées non revêtues peut être la source de différentes problématiques et la littérature en présente plusieurs catégories. Souvent, ces problématiques proviennent du fait que les granulats ne sont pas liés ensemble. Ainsi, la poussière, le drainage, les dégradations physiques, l'adhérence de surface et l'entretien accru sont les problématiques principales des chaussées non revêtues.

1.3.1 Poussière

Une des grandes problématiques des chaussées non revêtues est sans contredit la poussière générée par la désagglomération des fines du squelette granulaire. Les dimensions de particules sont classées en deux catégories, les PM₁₀ et les PM_{2,5}. Le terme « PM » signifie « Particulate Matter » et le nombre signifie le diamètre en micromètres (µm) de la particule. La Figure 1.6 présente l'ensemble des sources des deux catégories de poussières PM₁₀ et PM_{2,5} mesurées sur divers sites. Il est à noter que 40 % de toutes les particules proviennent des chaussées non pavées. Au total, 50 % des PM₁₀ et 19 % des PM_{2,5} proviennent des chaussées non pavées.

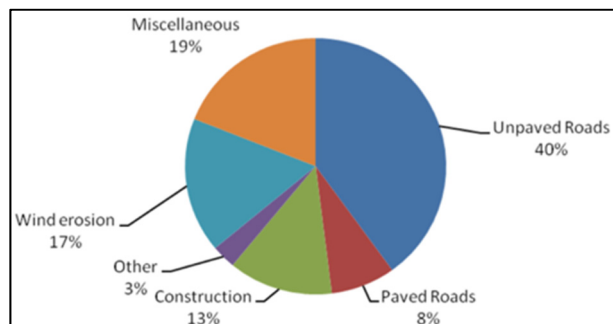


Figure 1.6 Sources de poussière
(Greening et DFID, 2001)

La poussière générée par les chaussées non revêtues a un impact important sur son environnement tel que montré dans un rapport de la World Bank (Greening et DFID, 2001). Les statistiques de ce rapport mondial sont les suivantes :

- 1,5 M à 2 M de personnes touchées par la mort prématurée due à une haute exposition aux PM_{10} et $PM_{2,5}$;
- 13 millions de km de chaussées causent une baisse de productivité de 26 millions d'hectares de plantations ;
- 260 M\$ US de pertes mondiales en agriculture dues à la poussière ;
- 5-6 millions (10 %) des accidents annuels sont occasionnés sur des chaussées non revêtues ;
- 6 tonnes de poussière/km de chaussées générée en Afrique par année ;
- 40 % de la composition de la poussière provient des chaussées non revêtues.

1.3.2 Drainage et pollution

La sédimentation de l'eau sur les chaussées non revêtues cause une augmentation des particules en suspension dans l'eau, nuisant ainsi à l'écosystème aquatique et végétal à proximité (FCM et CNRC, 2005; MDEP et USEPA, 2001).

1.3.3 Dégradations physiques

Les chaussées non revêtues sont plus sujettes à des dégradations physiques que les chaussées revêtues. Ainsi, ces principales dégradations sont présentées ci-dessous (FCM et CNRC, 2005; MTU, USDOT et OST-R, 2016) :

- Perte du devers : surviens quand la pente transversale de la chaussée est changée par migration des granulats ;
- Perte du drainage : surviens quand les granulats gênent l'écoulement de l'eau, dans les fossés, cours d'eau ou ponceaux ;
- Nids de poule : dépressions circulaires permanentes en surface de la chaussée qui sont typiquement plus petites qu'un mètre (1 m) de diamètre. L'eau accélère la prolifération des nids de poule, en s'accumulant et en dégradant le pourtour de la dépression, combiné aux impacts répétés du trafic ;
- Ornières : dépressions longitudinales permanentes et locales aux pistes de roues causées par une sollicitation excessive des véhicules. Les ornières favorisent l'accumulation de l'eau, créant ainsi des problèmes d'adhérence à la chaussée en plus d'un drainage hors cours d'eau. La largeur d'une ornière d'une voiture conventionnelle se situe entre 150 mm et 175 mm et peut atteindre 600 mm pour des poids lourds ;
- Planche à laver : ondulations transversales répétitives à faible rayon, causées par le trafic, des conditions sèches et une mauvaise construction. L'espacement crête en crête de ces ondulations varie entre 0,2 m et 1,0 m. La profondeur de ces ondulations est suffisante pour générer de la vibration et des pertes de contrôle lors de la conduite ;
- Déchaussement des gros granulats : une faible qualité de granulat ou une mauvaise mise en place peut favoriser le déchaussement de granulats, qui par conséquent, entraînent des dégradations secondaires. Le déchaussement favorise la projection de granulats lors des passages à haute vitesse ;
- Perte de fines : la perte de particules fines ne génère pas seulement de la poussière nuisible, mais réduit la cohésion et la plasticité de la couche granulaire.

1.3.4 Coûts supplémentaires aux usagers

L'utilisation de chaussées non revêtues engendre des coûts supplémentaires aux usagers par rapport à l'utilisation de chaussées revêtues. Selon une étude de Transports Canada (2007), l'excédent de coûts peut atteindre jusqu'à 4,1 % au Québec pour une utilisation sur des routes non revêtues par véhicule-kilomètre parcouru (VKP), tel que présenté au Tableau 1.5.

Tableau 1.5 Excédent du coût unitaire par VKP sur les routes non revêtues par province (Transports Canada, 2007)

T.-N.-L.	Î.-P.-É.	N.-É.	N.-B.	Qc	Ont.	Man.	Sask.	Alb.	C.-B.
3,3 %	4,3 %	4,1 %	3,9 %	4,1 %	4,0 %	3,6 %	3,8 %	3,9 %	4,0 %

La Figure 1.7 présente des statistiques intéressantes qui tendent à montrer que généralement, plus le véhicule est vieux, plus le coût d'opération sera grand sur les chaussées non revêtues. Cependant, il n'y a pas de lien direct avec le type de véhicule ; les VUS et camionnettes présentent généralement le même excédent de coûts que les autres types.

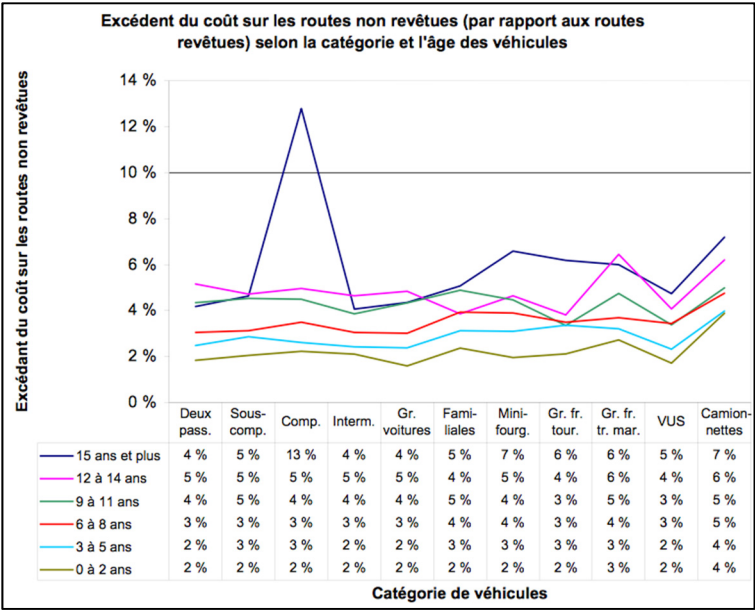


Figure 1.7 Excédent du coût sur les routes non revêtues selon la catégorie et l'âge des véhicules (Transports Canada, 2007)

Essentiellement, cette augmentation de coûts proviendrait des défauts de surface présents sur les chaussées non revêtues (i.e. déchaussement de granulats, planches à laver, nids de poule) (FCM et CNRC, 2005).

1.3.5 Adhérence de la surface

Les routes non traitées peuvent contribuer à une augmentation de la fréquence et de la gravité d'accidents. Le risque d'accident est plus élevé en raison de la perte de visibilité et de la diminution de la traction causée par le gravier meuble. Aux États-Unis, le nombre de décès par mille-véhicule parcouru est d'environ 2,3 fois supérieures sur les routes non revêtues par rapport aux routes revêtues (FCM et CNRC, 2005).

1.3.6 Entretien

Selon le guide d'entretien et de maintenance des chaussées en pierre concassée du USDOT et FHWA (2015), plusieurs éléments d'entretien sont essentiels afin de préserver le bon état de la surface de roulement. Parmi ces éléments, une procédure stricte de nivelage doit être respectée pour l'entretien. Également, l'entretien doit être planifié et la réhabilitation envisagée au bon moment. Ainsi, selon ce guide, il est possible d'améliorer significativement le niveau de service des ouvrages non revêtus en comprenant bien leur comportement.

1.4 Traitement de surface des chaussées non revêtues

Les problématiques liées aux chaussées non revêtues peuvent être diminuées lors de l'utilisation d'un traitement de surface. Le traitement de surface ne vise pas à conférer à la chaussée un apport structural, mais plutôt au niveau de la durabilité et du confort (Ministry of Transportation of British Columbia, 2015). Ainsi, plusieurs types de traitement seront présentés ci-dessous, tels que les traitements aux liants bitumineux, chimiques, et hydrauliques.

1.4.1 Liant bitumineux

L'objectif principal des traitements de surface avec liants bitumineux est de rendre étanche la chaussée, en plus d'améliorer la qualité de la surface de roulement. L'utilisation des liants bitumineux peut se faire seule, ou en combinaison avec des granulats (Johnson, 2003). Ces techniques s'opèrent à des épaisseurs très faibles et sont souvent appelées « microsurfaçage ». Parmi ces traitements, le « Seal », « Chip Seal » et « Otta Seal » sont les plus répandus. Le « Seal » conventionnel consiste à déposer une mince couche de bitume sur la surface du granulat ; il peut être aussi appelé « Fog Seal ». Le « Chip Seal » consiste à déposer des granulats à granulométrie uniforme sur une couche de liant bitumineux (Gransberg et James, 2005). L'origine de l'« Otta Seal » remonte quant'à elle en Norvège dans la vallée Otta (Thurmann-Moe et Ruistuen, 1983). Ce traitement de surface consiste à déposer des granulats à granulométrie étalée sur une couche de liant bitumineux posée sur la chaussée non revêtue. Au Canada, seulement en Saskatchewan, plus de 6 000 km de routes utilisent un surfaçage bitumineux de type « thin membrane surface » (Saskatchewan Ministry of Transportation, 2016).

1.4.2 Liants chimiques

L'utilisation de produits chimiques par épandage est répandue pour traiter la surface, mais la majorité de ces produits n'ont qu'un effet temporaire, ou bien ce sont des produits qui ont un impact négatif du point de vue environnemental. Ces produits sont souvent dénommés comme « abat-poussières ». Cependant lors de la même étude, Poulin (2010) a déterminé que les produits de la famille hygroscopique ont un effet bénéfique sur la condition des routes traitées. Une analyse de cycle de vie sur l'utilisation de liants chimiques a été réalisée par l'auteur et ont permis d'établir que l'utilisation de produits stabilisants (section 1.6) combinés aux abat-poussières chimiques peuvent réduire les coûts de construction et d'opération d'un réseau routier (Poulin, 2010).

1.4.3 Liants hydrauliques

Les liants hydrauliques ne sont pas utilisés généralement en traitement de surface, car ils procurent une matrice à la fois structurale et rigide. Seule une faible quantité de ciment suffit à rendre rigide et fragile un matériau. Ainsi, les techniques telles que le « Whitetopping » ne sont pas considérées comme du traitement de surface, mais comme un renforcement structural (Smith, Tighe et Fung, 2001). Les traitements ultras minces (ultra-thin whitetopping) sont cependant une bonne alternative aux couches de réparation en enrobés bitumineux (Roesler et al., 2008).

1.5 Les matériaux granulaires utilisés en base de chaussées

La quasi-totalité des chaussées actuelles utilise des matériaux granulaires en base. Ces matériaux sont habituellement produits pour cet usage, par concassage ou par tamisage et sont dits « vierges ». Les bases peuvent également être composées de matériaux recyclés, dont la provenance peut être in situ ou ex situ. Ces matériaux sont souvent utilisés tels quels et subissent rarement un traitement ou procédé de stabilisation.

1.5.1 Matériaux granulaires vierges

Les matériaux granulaires vierges pour les bases de chaussées proviennent souvent du concassage et parfois du tamisage. Étant donné que le type de matériau granulaire utilisé influence grandement la qualité de chaussées, les matériaux vierges sont souvent priorisés. À elle seule, la nature pétrographique des granulats a une grande influence sur leurs propriétés mécaniques (Little et al., 1995). Le fait d'utiliser des granulats vierges permet de bien contrôler la source et ainsi maximiser les performances. Cependant, les sources de granulats vierges de bonne qualité se raréfient dans le monde et le coût d'exploitation et de transport ne fait qu'augmenter (Jia et al., 2018). La fabrication sur mesure de granulats permet de mieux contrôler le produit final. Au niveau de la géométrie des particules (granulométrie), Transports Québec exige que les matériaux granulaires respectent les fuseaux granulométriques de la norme NQ 2560–114 au Tableau 1.6 (Transports Québec, 2015).

Tableau 1.6 Exigences granulométriques (BNQ, 2014)

Matériau granulaire	Tamis, en mm									Tamis, en μm	
	112	80	56	40	31,5	20	14	5	1,25	315	80
Passant, en %											
MG 20				s. o.	100	90-100	68-93	35-60	15-38	5-17	2,0-7,0
MG 20b				s. o.	100	90-100	68-93	35-60	15-38	5-17	5,0-11,0
MG 31,5			100	s. o.	90-100	s. o.	60-90	30-60	15-40	5-20	2,0-8,0
MG 56		100	82-100	s. o.	55-85	s. o.	s. o.	25-50	11-30	4-18	2,0-7,0
MG 80	100	80-100	60-85	s. o.	35-60	s. o.	23-45	12-29	5-17	1-15	0-10,0
MG 112	100	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.	s. o.	12-100	s. o.	s. o.	0-10,0

Les propriétés mécaniques des granulats routiers au niveau québécois sont spécifiées dans la norme 2101 du tome VII (Transports Québec, 2007). Leurs caractéristiques intrinsèques sont évaluées par le biais d'essais Micro-Deval (LC 21-070) et Los Angeles (LC 21-400) et leurs caractéristiques de fabrication par l'essai de fragmentation (LC 21-100) et de particules plates et allongées (LC 21-265). L'utilisation de granulats vierges facilite l'obtention des différentes exigences des autorités et permet d'assurer de bonnes performances, souvent au détriment du coût et de l'environnement.

1.5.2 Matériaux recyclés

Les granulats peuvent être le résultat du décohesionnement ou du concassage de matériaux existants. Au Québec, ces matériaux sont classés de MR-1 à MR-7 selon la norme NQ 2560-600 (BNQ, 2003). Le Tableau 1.7 présente les différentes classes de matériaux recyclés en fonction de leur composition.

Tableau 1.7 Composition des matériaux recyclés (BNQ, 2003)

Constituants NQ 2560-600	Proportion des constituants (%)						
	MR-1	MR-2	MR-3	MR-4	MR-5	MR-6	MR-7
GN (Granulat naturel)	35-100	0-50	35-85	0-55	0-75	0-50	0-15
BC (Béton de ciment)	0-50	50-100	0-30	30-85	0-65	0-50	0-15
EB (Enrobé bitumineux)	0-15	0-15	15-35	15-35	35-50	50-85	85-100

Une attention particulière doit être donnée aux granulats contenant de l'enrobé bitumineux en raison du comportement viscoélastique possible. Un tel comportement mécanique peut mener à du fluage, de la relaxation des contraintes et un changement du comportement en fonction de la température et de la fréquence de sollicitation (Carter, 2002). Souvent, pour être conforme, l'amendement du matériau recyclé est nécessaire et se fait en ajoutant des matériaux vierges contrôlés (Puppala, Saride et Williammee, 2011). Ainsi, le traitement des matériaux, vierges ou recyclés, peut être une bonne alternative pour améliorer les performances de manière économique et environnementale.

1.6 Traitement des bases granulaires

Il a été possible de voir plus haut que les bases granulaires peuvent subir un traitement de surface dans le but d'améliorer ses propriétés, toutefois sans augmenter sa capacité mécanique et structurale. Cependant, cette section vise à présenter les traitements possibles en vue d'augmenter la capacité structurale d'une base granulaire. Ainsi, une BTC peut être utilisée en chaussée revêtue ou bien directement comme surface de roulement. Le traitement peut se faire en usine sur des matériaux vierges, ou bien in situ sur des matériaux vierges ou recyclés.

1.6.1 Définition du traitement

Selon le guide *Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials* de Little et Nair (2009), 7 facteurs du matériau à traiter doivent être tenus en compte lors de l'utilisation de stabilisants : consistance et granulométrie, composition et minéralogie, propriétés recherchées, utilité du traitement, mécanismes de stabilisation, conditions environnementales et économiques. Essentiellement, les matériaux les plus communs pour le traitement des bases sont le ciment Portland, la chaux, les cendres volantes, les émulsions de bitume et la mousse de bitume. Au niveau du réseau routier géré par le MTQ, seul le retraitement en place est utilisé et les liants les plus souvent utilisés sont les émulsions de bitume auxquelles on ajoute une faible quantité de ciment ou de chaux (0,8 à 1,5 % en masse de matériaux secs) (Pouliot et al., 2004b).

1.6.2 Ciment Portland

L'utilisation du ciment en Amérique remonte à la fin du 19^e siècle (Radford, 1910) et depuis, son utilisation s'est beaucoup diversifiée. L'utilisation du ciment pour la stabilisation des sols remonte à 1919, pour le traitement de l'infrastructure de pistes d'aéroport militaire (Middleton, 1975). C'est en 1935 que le ciment fait son apparition pour traiter les bases granulaires (Halsted, Luhr et Adaska, 2006). Depuis, plusieurs chercheurs se sont intéressés à ce matériau pour traiter les bases granulaires en raison de sa performance. En France, cette technique est souvent dénommée *grave ciment* dans la littérature. Selon Bonnot (1988), une *grave-ciment* est caractérisée par son module élastique, sa résistance à la traction et son comportement à la fatigue. La rigidité élevée de la couche en *grave-ciment* limite considérablement les contraintes verticales de compression transmises au sol support (infrastructure), pourvu que l'on contrôle l'ouverture et la sévérité des fissures transversales. Toutefois, la *grave-ciment* est particulièrement sensible aux passages répétés des véhicules et à l'endommagement par fatigue. Il existe 3 niveaux de traitement des bases granulaires selon Little et al. (1995) : fortement (4 % à 9 %), modérément (2 % à 4 %) et légèrement stabilisées (1 % à 2 %). Selon ce même auteur, une teneur de 4 % maximale serait optimale. À titre d'équivalences, 5 % de ciment avec 5 % de teneur en eau équivaut à environ 100 l/m³ de pâte (200 kg/m³) et 100 kg/m³ de ciment.

En fait, l'utilisation du ciment est idéale afin de traiter les bases granulaires dont un maximum de 45 % de particules sont retenues au tamis 4,75 mm (Little et Nair, 2009). Si le matériau contient plus de fines, la quantité de ciment requise sera plus grande afin de bien couvrir la surface de tous les grains. Les cinq réactions principales entre le ciment et la base à traiter sont les suivantes (Little et al., 1995) : (1) l'échange de cations, (2) la flocculation et l'agglomération, (3) la réaction pozzolanique entre le calcium disponible du ciment Portland et le granulat, (4) la réaction du ciment et finalement, (5) la carbonatation. Un temps de malaxage insuffisant peut limiter le potentiel d'échange de cations, la flocculation, l'agglomération et la réaction pozzolanique avec les fines.

Malgré le fait que la principale dégradation observée sur une chaussée en grave ciment est la fissuration transversale sous l'effet du retrait de prise et du retrait thermique (Bonnot, 1988), cette technique demeure très économique, efficace et facilement mise en œuvre.

1.6.3 Chaux

Selon Little et Nair (2009), l'utilisation de la chaux n'est pas optimale pour des bases granulaires, car pour créer une matrice résistante, la chaux nécessite des particules fines. Ainsi, considérant que les bases granulaires contiennent moins de 10 % par masse de particules fines ($< 75 \mu\text{m}$), la chaux n'offrirait pas des performances optimales.

1.6.4 Cendres volantes

Le traitement des bases granulaires aux cendres volantes n'est pas très commun dans la littérature. Les cendres volantes sont un sous-produit de la combustion de charbon pour les centrales thermiques et sa composition varie en fonction de l'approvisionnement en charbon (Little et Nair, 2009). Les cendres volantes sont divisées en deux classes dans la méthode d'essai ASTM C618 : Classe C (autocimentation) et classe F (non-autocimentation). La classe C contient une quantité considérable de chaux. Ainsi, pour stabiliser avec des cendres volantes de classe F, l'ajout de ciment est essentiel pour l'apport de chaux libre (CaO) pour réagir. Ainsi, il est recommandé d'utiliser les cendres volantes de pair avec la chaux ou le ciment, afin de bonifier les performances (Little et Nair, 2009; Mandal, Edil et Tinjum, 2017).

1.6.5 Émulsion et mousse de bitume

Les matériaux bitumineux ne procurent pas une stabilisation chimique avec les granulats, mais créent une matrice qui enrobe les granulats. Ainsi, ces types de traitements, tant sous forme d'émulsion que de mousse, ne s'appliquent pas bien aux matériaux avec de grandes surfaces spécifiques (Little et Nair, 2009). De plus, l'énergie de surface des granulats doit être compatible avec le traitement bitumineux. La source de granulat peut donc influencer la qualité du traitement.

1.6.6 Polymères

L'utilisation de polymères, sous forme de latex dispersible, peut contribuer à améliorer les propriétés mécaniques et rhéologiques des matériaux cimentaires, au détriment du coût (Ouellet et al., 2016). Les bases granulaires peuvent être traitées également à l'aide de polymères. Quelques études suggèrent l'utilisation d'une émulsion carboxylée de styrène-butadiène. L'utilisation de 8 % massique de ce polymère (Tylac 4190) augmenterait de 81,4 % la résistance en flexion comparativement à 4 % de ciment, et de plus de 288,4 % lors de l'utilisation du polymère avec le ciment (Baghini et al., 2017; Baghini et al., 2016).

1.6.7 Produits chimiques

L'utilisation de produits chimiques tels que des huiles sulfonées, enzymes ou stabilisants ioniques peut être possible, mais sous des conditions très précises (Little et Nair, 2009).

Finalement, le matériau de traitement recommandé pour les bases granulaires demeure le ciment selon plusieurs ouvrages. Cette technique se différencie des autres matériaux à liants hydrauliques, tant par sa composition que par sa mise en œuvre.

1.7 Définition des matériaux ou techniques similaires

Les bases granulaires traitées au ciment (BTC) se distinguent des autres matériaux qui utilisent du ciment et des granulats. Cette section a pour objectif de définir et comparer le matériau aux autres techniques similaires tel que le béton de ciment et le béton compacté au rouleau (BCR).

1.7.1 Béton de ciment

Le béton de ciment conventionnel a souvent pour objectif d'être économique, tout en ayant de bonnes performances. Le béton haute-performance (BHP) vise de meilleures propriétés au détriment du coût. En moyenne, le béton conventionnel au ciment Portland compte entre 1 % et 8 % d'air, tout dépendant des adjuvants ajoutés (Kosmatka et al., 2004). Les bétons maigres

comptent au minimum 23 % volumétrique de pâte et les bétons riches jusqu'à 36 %. Au niveau massique, en moyenne, la teneur en ciment varie entre 10 % et 20 % (200 kg/m³ à 500 kg/m³). La Figure 1.8 présente les proportions volumétriques de bétons de ciment usuels. La rhéologie des bétons conventionnels les distingue des autres types de matériaux cimentaires, afin de viser une mise en œuvre traditionnelle par coulée ou par pompage. Ainsi, la maniabilité du mélange est importante, car la qualité de mise en place influencée par l'aptitude du mélange à s'autoconsolider (Long et al., 2014). Un effort de vibration est souvent ajouté en chantier pour faciliter la répartition du mélange, mais l'énergie déployée est très limitée. La teneur en eau doit ainsi être élevée et peut être compensée par l'utilisation d'adjuvants réducteurs d'eau ou de superplastifiants (Kosmatka et al., 2004). La mise en place du béton conventionnel nécessite ainsi des coffrages ou des ouvrages physiques de rétention.

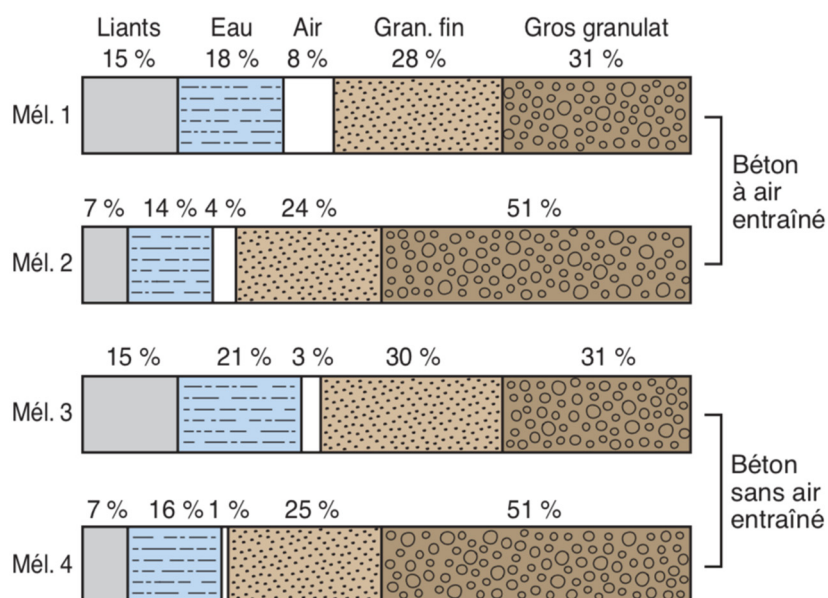


Figure 1.8 Constituants volumétriques de bétons conventionnels (Kosmatka et al., 2004)

1.7.2 Béton compacté au rouleau

Le béton compacté au rouleau (BCR) est plus une technique qu'un matériau proprement dit. Sa technique de mise en œuvre s'apparente aux bases granulaires traitées au ciment. Typiquement, la teneur en ciment varie entre 80 kg/m³ et 300 kg/m³ pour une teneur en eau entre 4 % et 7 % de masse de matériaux granulaires secs (Atiş et al., 2004). Ce matériau se fabrique en usine fixe ou mobile et est transporté par des camions à bennes et non des bétonnières (Gauthier et Marchand, 2004). Il nécessite une énergie de compaction élevée pour sa mise en place, étant donné sa consistance nettement inférieure au béton conventionnel (Figure 1.9). Aucun coffrage n'est nécessaire pour sa mise en place et on peut comparer ses propriétés mécaniques à une dalle de béton conventionnelle. Sa teneur en pâte se limite généralement à 200 l/m³ (Gauthier et Marchand, 2004). Généralement, les BCR sont bien documentés dans la littérature et sont assez répandus, tant au niveau géographique qu'historique.

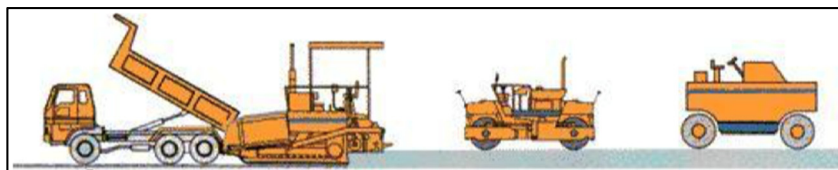


Figure 1.9 Mise en œuvre typique du BCR (Rashed, 2000)

1.8 Propriétés mécaniques des bases traitées au ciment

La littérature présente des propriétés particulières à ce matériau et la prochaine section en fait état. Lors de dimensionnement de chaussées revêtues, on considère que les contraintes et déformations critiques surviennent dans le bas des couches des matériaux bitumineux (Huang, 1993). Cependant, dans le cas des bases granulaires traitées, la localisation critique se trouve à la base des bases granulaires traitées. Le comportement mécanique d'une base traitée au ciment, présenté à la Figure 1.10, est comparable à celui d'une dalle de béton, en raison de son module élastique élevé et de son effet monolithique (Halsted, Luhr et Adaska, 2006).

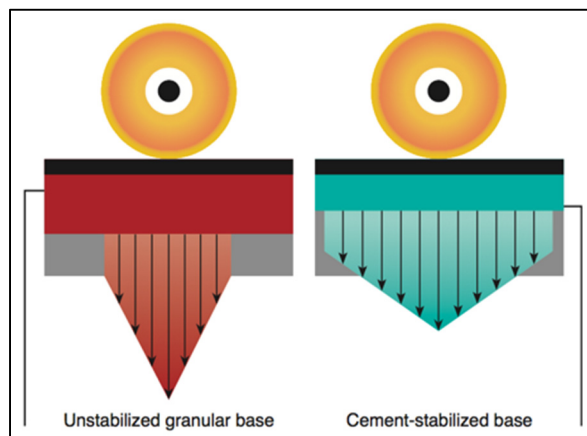


Figure 1.10 Distribution des contraintes dans une fondation non stabilisée et stabilisée (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)

C'est à partir d'un dosage en ciment d'environ 2 % qu'un matériau granulaire adopte un comportement plus rigide, fragile et monolithique (Bell, 2014).

1.8.1 Coefficient de Poisson

Le coefficient de Poisson permet de caractériser le déplacement d'un matériau perpendiculairement à l'axe de sollicitation et représente le ratio entre la déformation transversale et axiale. Sa valeur varie théoriquement entre -1,0 et 0,5, où les valeurs négatives sont propres aux matériaux dits auxétiques (Azoti, 2012). La connaissance de cette caractéristique intrinsèque est essentielle pour le bon dimensionnement et le calcul des chaussées. Pour les bases granulaires traitées au ciment Portland, Huang (1993) propose une valeur de coefficient de Poisson sur une plage de 0,10 – 0,20, pour une valeur typique de 0,15. Le Tableau 1.8 présente des valeurs typiques du MEPDG pour plusieurs matériaux analogues (Maher et Bennert, 2008). Les bases granulaires traitées au ciment auraient un coefficient de Poisson légèrement plus faible que le béton de ciment conventionnel. Également, il est mentionné dans cette étude du MEPDG que la fissuration longitudinale d'un enrobé bitumineux diminue considérablement quand le coefficient de Poisson de sa base granulaire diminue.

Tableau 1.8 Valeurs typiques de coefficient de Poisson pour divers matériaux (Maher et Bennert, 2008)

Material	Range of Values	Typical Value
Hot Mix Asphalt	0.30 - 0.40	0.35
Portland Cement Concrete	0.15 - 0.20	0.15
Untreated Granular Materials	0.30 - 0.40	0.35
Cement-Treated Granular Materials	0.10 - 0.20	0.15
Cement-Treated Fine-Grained Soils	0.15 - 0.35	0.25
Lime-Stabilized Materials	0.10 - 0.25	0.20
Lime-Fly Ash Mixtures	0.10 - 0.15	0.15
Loose Sand or Silty Sand	0.20 - 0.40	0.30
Dense Sand	0.30 - 0.45	0.35
Fine-Grained Soils	0.30 - 0.50	0.40
Saturated Soft Clays	0.40 - 0.50	0.45

Également, le coefficient de Poisson serait indépendant de la résistance en compression, au niveau du béton (Figure 1.11).

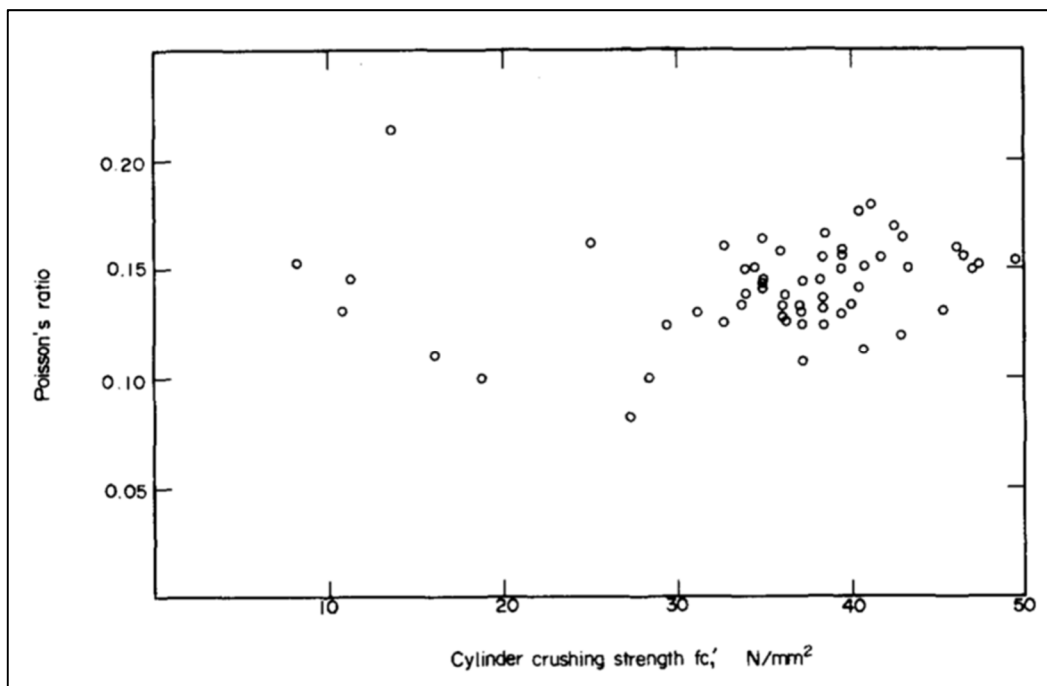


Figure 1.11 Relation entre coefficient de Poisson et résistance en compression de bétons de ciment conventionnels (Allos et Martin, 1981)

1.8.2 Capacité portante

Souvent, au niveau américain, la capacité portante d'un sol est exprimée par l'essai du *California Bearing Ratio* (CBR), en % par rapport à de la pierre concassée conventionnelle. Cet indice est calculé par un essai ASTM (ASTM, 2016d). Selon le *Guide for Mechanistic-Empirical Design : Appendix CC-1: Correlation of CBR Values with Soil Index Properties* (NCHRP, 2001) un lien entre le module résilient et le CBR des sols non-traités peut être fait suivant à l'équation (1.1). Une valeur de CBR peut également être obtenue à partir de paramètres granulométriques du matériau (1.2).

$$M_R = 2555 \cdot CBR^{0,64} \quad (1.1)$$

Où les paramètres sont les suivants :

M_R	→	Module résilient du sol non traité (ksi)
CBR	→	Valeur à l'essai de California Bearing Ratio (%)

$$CBR = 28,091 \cdot D_{60}^{-0,3581} \quad (1.2)$$

Où les paramètres sont les suivants :

CBR	→	Valeur à l'essai de California Bearing Ratio (%)
D60	→	Diamètre à 60 % de passant (mm)

1.8.3 Module élastique

Le module élastique, ou module de Young, est la constante qui relie la contrainte et la déformation d'un matériau sous sollicitation dans le domaine élastique. La loi de Hooke permet d'obtenir cette constante qui représente la rigidité du matériau. Selon le guide technique de Grontmij (2009), le module élastique des bases se situe autour des valeurs présentées au Tableau 1.9. Il est important de faire la distinction entre le module statique et dynamique, car les valeurs sont différentes.

Ainsi, la méthode de mesure du module est souvent présentée de pair avec la valeur, afin de ne pas le confondre avec d'autres méthodes. Les valeurs du Tableau 1.9 sont typiques pour un essai au déflectomètre à masse tombante (FWD). Le module (complexe) des enrobés bitumineux évolue en fonction de la température et de la fréquence de sollicitation. De ce fait, les valeurs présentées au tableau suivant peuvent varier.

Tableau 1.9 Valeurs typiques de modules
au déflectomètre (Grontmij, 2009)

Matériau de chaussée	Module E (MPa)
Sol d'infrastructure (subgrade)	5 - 60
Sous-fondation (subbase)	100 - 150
Fondation pierre concassée/enrobé recyclé	300 - 350
Béton concassé	350 - 400
Pavés (briques)	1 500 - 2 500
Sable traité au ciment	3 000 - 10 000
Pierre concassée traitée au ciment	6 000 - 15 000
Enrobé bitumineux	2 000 - 8 000
Béton de ciment	10 000 - 30 000

Il a été présenté (Jordaan, 1992) que les modules mesurés in situ au FWD sont plus faibles en réalité que ceux mesurés et qu'ils varient considérablement en fonction de la profondeur. Le temps de sollicitation étant très court, il est possible de penser que le module est mesuré dynamiquement. Également, il a été montré que le comportement mécanique des bases traitées avec des modules entre 7 000 et 14 000 MPa doit être considéré comme celui des dalles de béton. Des précautions doivent être envisagées afin que l'écart de modules entre le sol support et la base traitée sus-jacente ne soit pas trop grand.

Il est à noter que le module en tension (E_t) des bases traitées n'est pas équivalent à celui en compression (E_c). Le ratio bimodulaire E_c/E_t varie entre 0,5 et 3 ou 5 tout dépendant du type de granulat (Raad, 1988).

1.8.4 Module résilient

Le module résilient est présenté comme M_R et suit la relation suivante (Rahman, 2015) :

$$M_R = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (1.3)$$

Où les paramètres sont les suivants :

M_R	→	Module résilient (MPa)
σ_d	→	Contrainte cyclique déviatorique (MPa)
ε_r	→	déformation stabilisée après plusieurs cycles (m/m)

Le module résilient pour un sable-ciment a été approximé autour de $14,48 \times 10^3$ MPa (Mitchell et Shen, 1967). Ce module se distingue du module élastique par sa valeur stabilisée après plusieurs cycles de sollicitation.

1.8.5 Résistance mécanique

Selon Halsted, Luhr et Adaska (2006), une teneur en ciment adéquate permet d'atteindre une résistance en compression non confinée de 2,1 à 2,8 MPa à 7 jours de cure, pour une méthode de malaxage in situ. Il est possible d'envisager 5,5 MPa à 7 jours pour des bases avec du gravier grossier. Une résistance plus élevée engendrerait des problématiques de retrait (Halsted, Luhr et Adaska, 2006).

George (1990) présente la relation entre la résistance en compression à 7 jours et le module résilient des bases granulaires traitées au ciment :

$$f_c = 4,4 \cdot M_R \quad (1.4)$$

Où les paramètres sont les suivants :

f_c	→	Résistance en compression à 7 jours des BTC (MPa)
M_R	→	Module résilient (MPa)

Wang et Huston (1972) présentent l'équation suivante pour prédire la résistance en tension directe des sols stabilisés au ciment :

$$DTS = [0,5 + 60 \cdot C^{1,33} / (32 + C^{1,33})] [1 + (2 \log(t/92))^{2,67} + (\log(t))^{2,67}] \quad (1.5)$$

Où les paramètres sont les suivants :

DTS	→	Résistance en tension directe du sol stabilisé au ciment (MPa)
C	→	Teneur massique en ciment du mélange (%)
t	→	Temps de cure (jours)

Lim et Zollinger (2003) ont développé une équation pour prédire la résistance à 28 jours des BTC (1.6), ainsi que le module élastique (1.7) :

$$fc = f'c \cdot \frac{t}{2,5 + (0,9 \cdot t)} \quad (1.6)$$

Où les paramètres sont les suivants :

fc	→	Résistance à un nombre de jours t des BTC (psi)
f'c	→	Résistance à 28 jours (psi)
t	→	Nombre de jours de cure

$$E(t) = 4.38 \cdot \gamma^{1.5} \cdot f_c(t)^{0.75} \quad (1.7)$$

Où les paramètres sont les suivants :

E(t)	→	Module élastique à un nombre de jours t des BTC (psi)
fc(t)	→	Résistance en compression à un nombre de jours t (psi)
t	→	Nombre de jours de cure
γ	→	Masse volumique du matériau (pcf)

Les recherches de Mandal, Edil et Tinjum (2017) présentent beaucoup de relations mécaniques des matériaux stabilisés au ciment, particulièrement la résistance en flexion et à la fatigue.

1.9 Durabilité des bases traitées au ciment

Comparativement aux propriétés mécaniques intrinsèques, la durabilité est une propriété beaucoup plus complexe, en raison de la multitude de facteurs impliqués. Généralement, la durée de vie des bases granulaires traitées au ciment est directement reliée à son épaisseur et à son degré de compacité (Pouliot et al., 2004b). La fatigue, les cycles de gel-dégel, le retrait et la fissuration sont des facteurs qui influencent grandement la durabilité.

1.9.1 Résistance à la fatigue

Selon Little et al. (1995), la résistance à la fatigue des bases granulaires doit être vérifiée, car les bases traitées très rigides présentent rapidement des signes de faiblesses suite à des passages intensifs répétés.

Les auteurs Nussbaum et Larsen (1965) ont développé un modèle de prédiction de la fatigue pour les sols traités au ciment. Pretorius (1970) a cependant présenté un modèle de fatigue estimant la perte de rigidité suivant le nombre de cycles :

$$\%M_R = 94,4 - 4,71 \log N_f \quad (1.8)$$

$$\log N_f = 9,11 - 0,0578 \epsilon_t \quad (1.9)$$

Où les paramètres sont les suivants :

$\%M_R$	→	Contrainte critique : pourcentage du module de rupture
ϵ_t	→	déformation initiale en tension à la fibre basse de la base
N_f	→	nombre de cycles avant que la rupture en fatigue survienne

Le modèle Griffith présenté par Raad, Monismith et Mitchell (1977) offre une approche pour évaluer la réponse d'une couche granulaire traitée au ciment sous l'influence de chargement. Ce modèle évalue la susceptibilité de la base à développer de la fissuration par fatigue basée sur la propagation des fissures et la mécanique des fractures.

Un récent article sur la fatigue des BTC indique que le principal mode de rupture de cette technique est au niveau de la fatigue (Jia et al., 2018). Ainsi, les auteurs développent un modèle pour prédire la durée de vie, basée sur un index de dégradation (I_d) de module élastique dynamique ($E_{(N)}$) par rapport au module élastique dynamique original (E_0). Ainsi, 3 phases sont caractérisées au niveau de la fatigue (Figure 1.12).

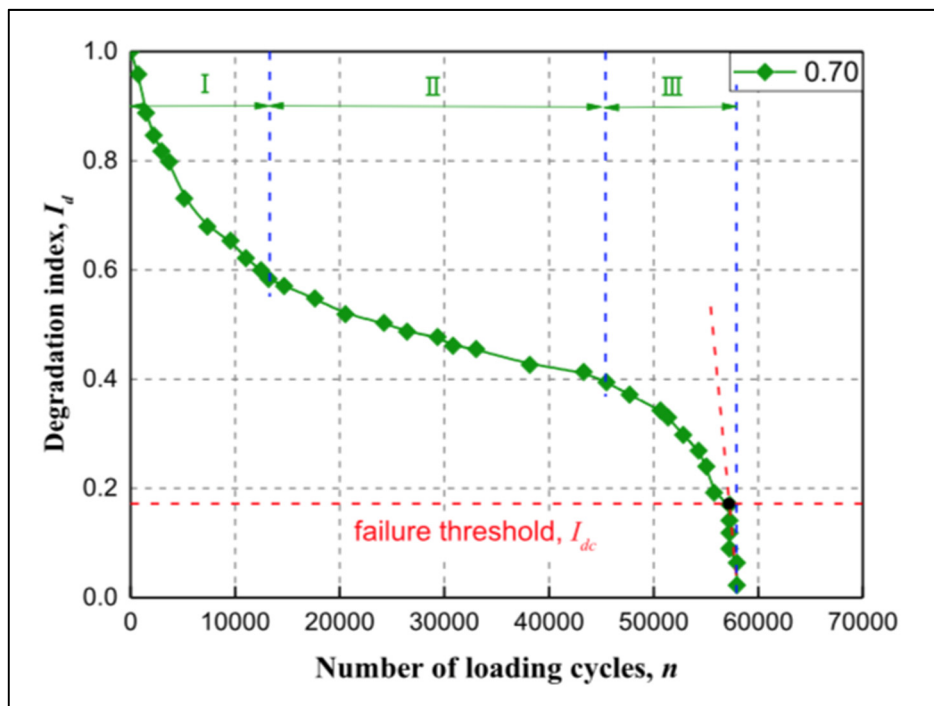


Figure 1.12 Index de dégradation (I_d) en fatigue des BTC (Jia et al., 2018)

La pente ultime de la troisième phase de fatigue (III) permet d'estimer le nombre de cycles nécessaires pour mener à une défaillance structurale du matériau. La caractérisation de la fatigue est essentielle en vue d'un bon dimensionnement de chaussée.

1.9.2 Résistance au gel

Des études sur le gel des sols légèrement traités au ciment ont mené à la conclusion qu'une teneur en ciment de 6 % est moins susceptible au gel qu'une teneur de 3 %, en raison de la résistance mécanique accrue des pores à l'expansion (Lake, Yousif et Jamshidi, 2016). Également, une teneur en eau réduite lors de la compaction (6 %) mène à moins de dommage au gel que la teneur en eau correspondant à une masse volumique optimale (10 %). Une teneur en eau supérieure à la valeur optimale (14 %) mène également à plus de dommage au gel (par conductivité hydraulique). Les auteurs expliquent ce phénomène par le fait qu'une teneur en eau inférieure à l'optimum se résulte à une création de plus de vides, qui offrent des chambres d'expansion pour l'eau qui gèle.

1.9.3 Adhérence du revêtement sur les BTC

Buttlar et al. (2018) rapportent que 5 tronçons de chaussées semi-rigides (enrobé sur BTC) ont été mis en œuvre il y a 20 à 25 ans et ont dû être réhabilités suite à de sévères dégradations. Après une étude approfondie, les BTC ne montraient finalement pas de signes d'endommagement ni de fatigue, mais la délamination de l'enrobé de la base a été mise en cause dans tous les cas (Figure 1.13).



Figure 1.13 Délamination typique entre l'enrobé et les BTC (Buttlar et al., 2018)

1.9.4 Retrait et fissuration

La fissuration par retrait (de séchage et thermique) est la plus grande problématique au niveau du comportement des bases granulaires traitées au ciment (Bonnot, 1988; George, 1990; Louw et Jones, 2015; Wen et al., 2014). Les effets indésirables ne se produisent pas lors de la fissuration elle-même, mais plutôt lors de la détérioration face aux divers agents agressants comme l'eau, le gel-dégel et les cycles répétés de sollicitation (Costigan et Thompson, 1986). Les performances et la durée de vie utile de la structure du revêtement peuvent être gravement affectées. Pouliot et al. (2004b) ont déterminé que les facteurs influençant la fissuration de retrait sont les suivants : la nature et la granulométrie des granulats, la nature et le dosage du liant, la période de mise en œuvre, le climat annuel, le trafic, l'épaisseur et la nature de l'enrobé bitumineux de surface (si applicable). Freeman et Little (2002) énoncent quant à eux les conclusions suivantes en lien avec le retrait :

- le retrait initial est occasionné par la perte de l'eau par séchage ;
- les granulats plus grossiers sont moins susceptibles que les fins ;
- une base compactée avec plus d'eau que l'optimum subira plus de retrait ;
- une variation de la teneur en ciment, de la densité ou de la température aura peu d'effet sur le retrait comparativement à l'effet de la teneur en eau utilisée lors de la compaction ;
- l'espacement et la largeur des fissures dépendent de la résistance en tension du matériau, du type de sol et de la friction entre la base traitée et la couche sous-jacente.

Généralement, une teneur en ciment inférieure à 1,5 % en masse de matériaux secs n'entraîne pas de fissuration par retrait et retrait thermique (Pouliot et al., 2004b). Les BTC montrent généralement un espacement entre les fissures transversales se formant de façon naturelle qui varie entre 5 m à 10 m. L'étude de Scullion (2002) attribue également la dégradation de plusieurs chaussées souples avec bases traitées au ciment en raison de l'eau qui s'infiltre dans les fissures de retrait. Le phénomène de fissuration se répartit en blocs (Figure 1.14) et serait attribuable à la fissuration par retrait de la base traitée.

Selon Scullion (2002), le projet de la ville de College Station (Texas) a été gravement impacté par la fissuration due au retrait de la base traitée. Selon le même auteur, les paramètres influençant le retrait seraient la quantité de ciment, le contenu en eau utilisé, les propriétés des granulats, la méthode de cure, les conditions environnementales, le degré de confinement de la base et le type/temps de pose du revêtement. La fissuration en blocs apparaîtrait dans les premiers mois après la mise en œuvre. Celle-ci s'opère à partir d'une teneur en ciment avoisinant les 6 % à 8 %, teneur nécessaire pour atteindre 3,5 MPa (500 psi) à 7 jours de cure. Freeman et Little (2002) ont également énoncé les problèmes de retrait, mais en mentionnant seulement de la fissuration transversale (Figure 1.15). Les chaussées rigides dont les bases granulaires ont été traitées au ciment sont également victimes de dégradations particulières, malgré l'augmentation marquée des performances mécaniques (Wang, 2013).

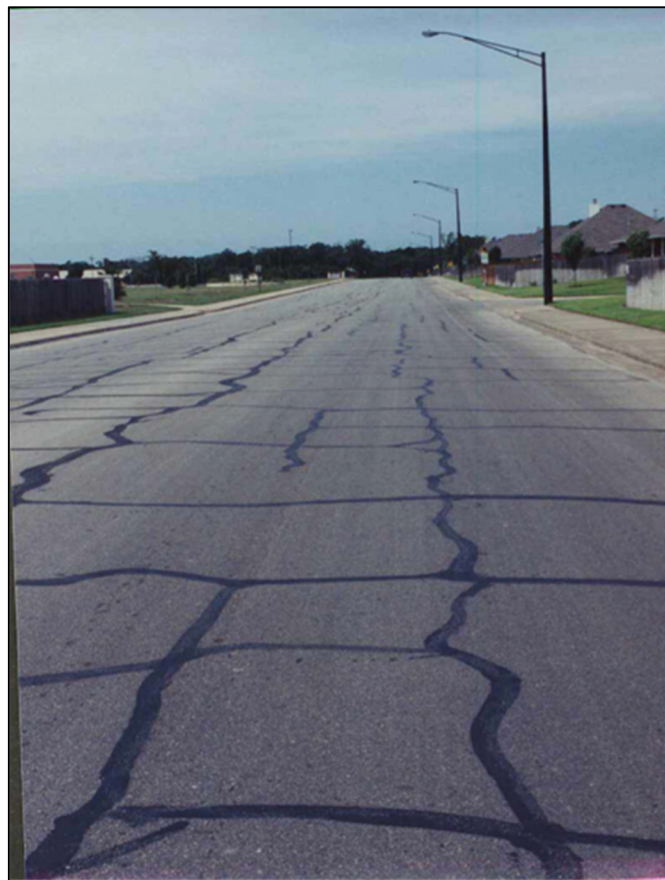


Figure 1.14 Fissuration par blocs
(Scullion, 2002)

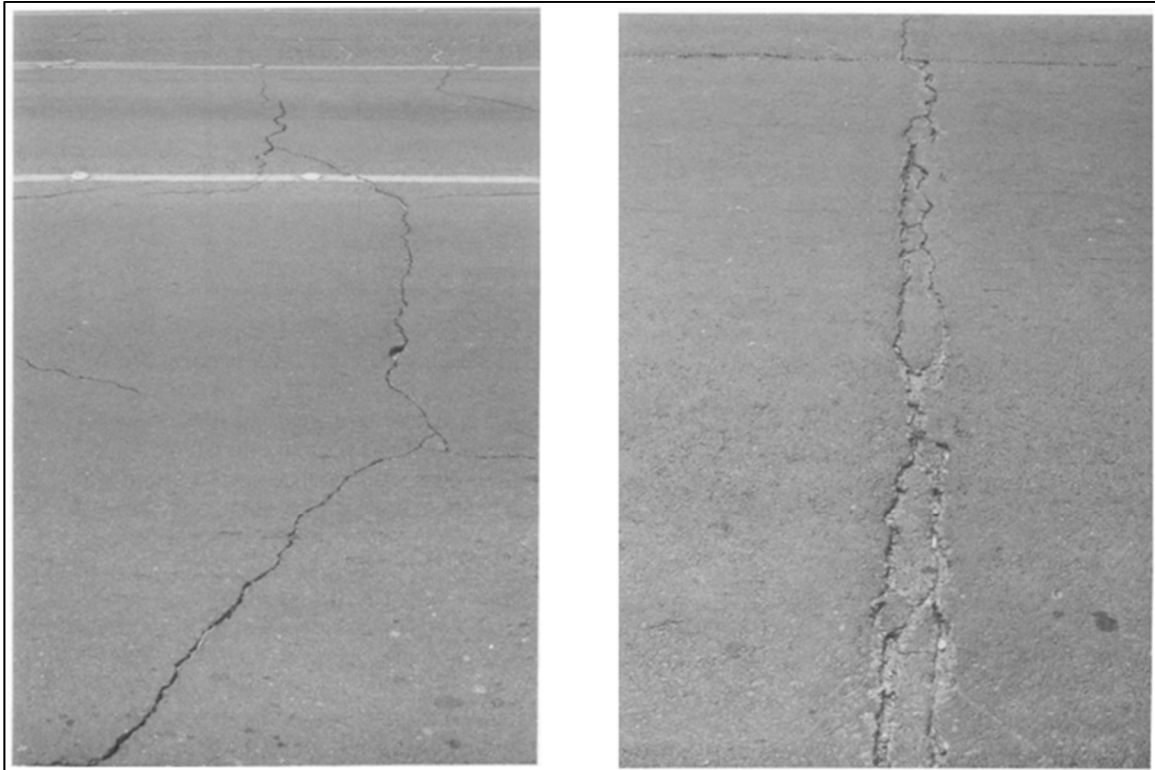


Figure 1.15 Fissuration transversale (Freeman et Little, 2002)

Wen et al. (2014) présente le Tableau 1.10 qui montre la relation entre les propriétés des BTC et leur influence sur les dégradations du revêtement. Ainsi, un signe positif dans le tableau indique une relation positive (e.g. le potentiel d'orniérage d'un revêtement en enrobé bitumineux augmente quand la rigidité ou le module de la BTC augmente). À l'opposé, un signe négatif indique une relation négative (e.g. la fissuration transversale du revêtement en béton sur une BTC augmente quand la résistance au retrait des BTC diminue). Il est intéressant de remarquer l'influence conflictuelle de la rigidité et de la résistance sur les différentes dégradations (e.g. orniérage vs fissuration).

Tableau 1.10 Relation entre les propriétés des BTC et leurs dégradations
(Wen et al., 2014)

Pavement Distress	CSL Property						
	Stiffness/Modulus	Strength	Durability (freeze-thaw, wet-dry)	Fatigue Resistance	Erodibility Resistance	Shrinkage Resistance	Swell Resistance
Rutting in Asphalt Layer	(+) CSL Base	(+) CSL Base		(-) CSL Base	(-) CSL Base		
Block Cracking in Asphalt Layer						(-) CSL Base	
Bottom-Up Alligator Cracking of Asphalt Layer	(-) CSL Base/Subbase	(-) CSL Base	(-) CSL Base/Subbase	(-) CSL Base/Subbase	(-) CSL Base		
Transverse Cracking in Asphalt Layer						(-) CSL Base	
Top-Down Longitudinal Cracking in Wheel-Path	(+) CSL Base/Subbase	(+) CSL Base					
Heaving							(-) CSL Base/Subbase
Transverse Cracking of Concrete Pavement					(-) CSL Base	(-) CSL Base	
Faulting of Concrete Pavement					(-) CSL Base		

Également, le degré de saturation aurait une grande influence sur le retrait et la fissuration des BTC. Limiter le degré de saturation de la base à 70 % lors de la cure réduirait significativement la fissuration (Fetz, 1982). En utilisant les principes de mécanique des sols, l'auteur a montré que le liquide est en phase continue lorsque la saturation des pores atteint 70 %. Cette situation présentée à la Figure 1.16 explique ce principe de continuité. Cependant, selon Sebesta (2004), seule la technique de microfissuration à jeune âge est efficace pour contrer la fissuration par retrait et la saturation ne serait pas un facteur décisif.

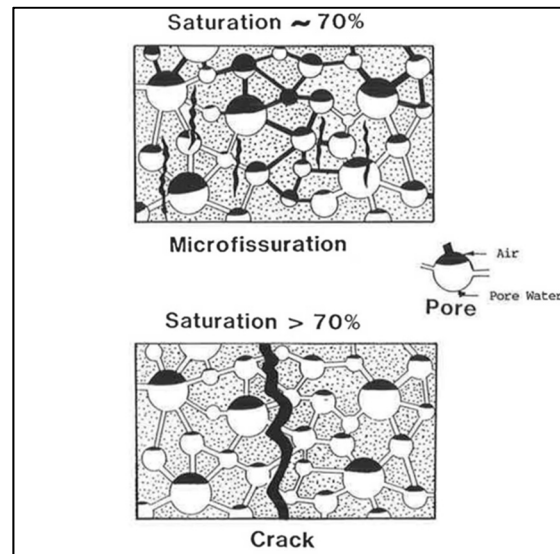


Figure 1.16 Degré de saturation des pores et fissuration des matériaux cimentaires (Fetz, 1982)

Certaines recherches ont permis de déterminer des modèles de prédiction de fissuration. En effet, George (1968) a développé un modèle pour prédire la largeur et l'espacement des fissures des bases traitées au ciment. L'espacement des fissures est présenté en (1.10) et la largeur des fissures en (1.11). Le coefficient de friction entre la BTC et la fondation peut être déterminé à partir de l'équation (1.12).

$$L = \frac{2\sigma_u}{\mu\gamma} \quad (1.10)$$

Où les paramètres sont les suivants :

L	→	Espacement des fissures de retrait (ft)
σ_u	→	Résistance ultime en tension (psf)
μ	→	Coefficient de friction
γ	→	Masse volumique de la BTC (pcf)

$$W_f = \varepsilon_c L_f - \frac{\mu \gamma L^2}{4E_t} \quad (1.11)$$

Où les paramètres sont les suivants :

W_f	→	Largeur des fissures (ft)
ε_c	→	Déformation de retrait (in./in.)
L_f	→	Espacement des fissures de retrait (ft)
μ	→	Coefficient de friction
γ	→	Masse volumique de la BTC (pcf)
E_t	→	Module élastique de la BTC (psf)

$$\sigma_c b h = \mu \gamma b h \frac{L}{2} \quad (1.12)$$

Où les paramètres sont les suivants :

σ_c	→	Contrainte en tension au centre de la BTC (psf)
b	→	Largeur de la BTC (ft)
h	→	Épaisseur de la BTC (ft)
L	→	Longueur de la BTC (ft)
μ	→	Coefficient de friction
γ	→	Masse volumique de la BTC (pcf)

Également, toujours au niveau de la modélisation, la thèse de Wang (2013) *Characterization and modeling of shrinkage cracking of cementitious stabilized layers in pavement* présente un modèle global de prédiction de la fissuration à des fins de dimensionnement, à être incorporé au *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) de l'*American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

De manière à contrer ce retrait, l'utilisation de fibres réduirait le changement volumétrique et par le fait même, la fissuration par retrait (Firoozi et al., 2017). Également, l'utilisation d'agents expansifs, d'agents réducteurs de retrait et de cendres volantes semblerait réduire l'ampleur de la fissuration de retrait (Cho, Lee et Ryu, 2006). Cependant, la répartition uniforme semble difficile, en plus du coût supplémentaire engendré.

1.10 Avantage des bases traitées au ciment

Cette section présente les divers avantages des BTC, tant au niveau environnemental, économique, que pour d'autres considérations.

1.10.1 Environnemental

La technique permet de réduire la dépendance aux nouvelles sources de granulats dont l'abondance et la qualité sont de plus en plus difficiles à trouver (Berthelot et al., 2007). Il est possible de non seulement traiter des granulats vierges, mais aussi une chaussée en place décohésionnée. Cette technique est présentée sous le terme *Full-Depth Reclamation* dans la littérature anglo-saxonne (Luhr, Adaska et Halsted, 2005). Pouliot et al. (2004b) présente une étude de cas de recyclage à froid avec du ciment au Québec, mais des problèmes au niveau de la fissuration par retrait ont fait abandonner la technique. Quelques analyses de cycle de vie (ACV ou LCA) sont présentées dans la littérature (Sudarno, Purwanto et Pratikso, 2014; Yeo, Jitsangiam et Nikraz, 2009) et vantent la technique.

1.10.2 Économique

L'utilisation du ciment permet de bonifier les propriétés mécaniques des bases granulaires, et ce, à faible coût (Berthelot et al., 2007). Dans le cas de mauvais granulats, de source éloignée ou de granulats usagés de mauvaise qualité, le traitement au ciment peut permettre d'éviter de devoir s'approvisionner en granulats vierges, en économisant ainsi transport et frais de disposition pour les granulats usagés (Jia et al., 2018; Mohammad, Raghavandra et Huang, 2000). Le béton recyclé peut même être utilisé et traité avec du ciment (Behiry, 2013).

1.10.3 Autres considérations

L'utilisation d'une base traitée au ciment mène à une surface de chaussée plus chaude en période froide et plus fraîche en période chaude dans 60 % du temps (Kaphle, 2018). Ce comportement réduirait les écarts de température élevés, problématiques du niveau des chaussées souples l'été et au niveau du gel-dégel en période plus froide (Sen et Roesler, 2014). De plus, la perméabilité réduite des BTC permet de limiter la remontée capillaire de l'eau, diminuant ainsi les problématiques de stabilité au gel (Halsted, Luhr et Adaska, 2006).

1.11 Utilisation des BTC au Canada

La littérature ne couvre que très peu l'utilisation au Canada des bases granulaires traitées au ciment. Étant donné qu'aucun ministère ne semble donner de directives sur son utilisation, l'usage des BTC demeure ponctuel, académique ou sous l'initiative du privé. L'ouvrage le plus complet au Québec semble être celui de Pouliot et al. (2004a), où le ministère est directement impliqué. L'étude couvre le traitement au bitume et au ciment des fondations de chaussées. Le document mentionne qu'au Québec, une première planche d'essai a été mise en œuvre à Saint-Célestin entre 1996 et 1998 et qu'une fissuration majeure (par blocs) est apparue au niveau du revêtement souple seulement 4 ans après la construction. Ainsi, cette technique a été délaissée au profit de la stabilisation aux émulsions de bitume, qui est de loin, celle la plus utilisée au Québec. Ainsi, suite à ces résultats mitigés du traitement au ciment, aucun autre projet d'envergure ne semble avoir été étudié par le ministère.

1.12 La formulation des BTC en laboratoire

Cette section a pour objectif de présenter les différentes normalisations de formulation dans le monde, et présenter les divers paramètres de mise en œuvre en laboratoire.

1.12.1 Méthodes de formulation

Les méthodes de formulation européenne, américaine ainsi que de la PCA seront présentées.

1.12.1.1 Méthode européenne (EN)

La méthode d'essai européenne EN 14227-1:201, *Mélanges traités aux liants hydrauliques - Spécifications — Partie 1 : mélanges granulaires traités au ciment* (AFNOR, 2013), stipule que le dosage en liant doit être déterminé à partir d'éprouvettes confectionnées avec un essai Proctor. La teneur en eau des mélanges doit être choisie de manière à optimiser le compactage et les performances mécaniques et doit être déterminée par l'essai Proctor (EN 13286-1,2,3,4,5). Trois exigences sont applicables au mélange frais : la compacité, l'indice de portance et le délai de maniabilité. Le mélange durci doit être classifié en fonction de sa résistance en compression (EN 13286-41), sa résistance en traction indirecte (EN 13286-42) et son module d'élasticité (EN 13286-43). La résistance en compression minimale exigée doit être entre 2 et 4 MPa. Un essai de gel-dégel doit également être exécuté sur les éprouvettes préparées avec un essai Proctor. Il est à noter qu'aucune considération n'est portée au retrait.

1.12.1.2 Méthode américaine (ASTM)

Au niveau américain, aucune méthode d'essai n'est spécifiée pour les matériaux granulaires traités au ciment. Quelques méthodes sont applicables aux sols-ciments par contre, mais plusieurs ont été retirées. La méthode ASTM D558 (ASTM, 2011b) couvre la détermination de la relation entre la teneur en eau et la masse volumique d'un sol-ciment compacté avant l'hydratation. La méthode D560 (ASTM, 2015a) utilise l'éprouvette confectionnée en D558 (ASTM, 2011b) pour déterminer les pertes de sol-ciment, le changement de la teneur en eau et le changement de volume sous des cycles répétés de gel-dégel. Finalement, un essai de résistance en flexion ASTM D1635 (ASTM, 2012c) permet de mesurer les propriétés mécaniques d'une poutre en chargement trois-points. La méthode ASTM D1633 (*Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders*) a été retirée en 2016 et n'a pas été remplacée avant 2018, lors de la fin du projet expérimental (ASTM, 2017a). Cette méthode s'applique aux sols traités au ciment et non spécifiquement aux bases granulaires.

1.12.1.3 Méthode NCHRP

Le guide *Recommended Practice for Stabilization of Subgrade Soils and Base Materials* de Little et Nair (2009) de la NCHRP présente des recommandations pour le traitement des bases granulaires. Si les granulats sont de qualité faible, il est recommandé de suivre une procédure pour les sols. Si la qualité est modérée ou bonne, cette procédure peut être suivie. Une qualité modérée est définie comme suit : (1) pas plus de 20 % de passant au tamis no. 40 (0,425 mm), (2) un index de plasticité d'au plus 12 % et (3), une limite de liquidité d'au plus 40 %. Il est recommandé d'évaluer la plasticité du passant no. 40 (0,425 mm) traité avec la quantité de ciment visé afin de mesurer l'influence du ciment sur les fines. Il est aussi recommandé de déterminer la relation masse volumique-teneur en eau pour les dosages en ciment de 1 %, 2 % et 3 % par masse du mélange total. Ensuite, il est recommandé de mesurer la résistance en compression sur les mélanges à densité maximale par la méthode ASTM D1633 (ASTM, 2017a). Finalement, la teneur en ciment correspondant aux besoins de résistance est retenue. Cette méthode ne tient pas compte du retrait dans sa procédure.

1.12.1.4 Méthode PCA

Le *Guide to Cement-Treated Base (CTB)* produit par Halsted, Luhr et Adaska (2006) pour la *Portland Cement Association* (PCA) présente une méthode de dosage complète. Généralement, une teneur en ciment adéquate permet d'obtenir une résistance en compression non confinée à 7 jours entre 300 et 400 psi (2,1 à 2,8 MPa). La résistance lorsque fabriqué en centrale peut atteindre 800 psi (5,5 MPa). Ces résistances sont visées afin de limiter la fissuration par retrait qui augmente avec la teneur en ciment. La première étape du dosage consiste à déterminer l'optimum Proctor du granulat à traiter (e.g. teneur en eau optimale et masse volumique sèche maximale). Ensuite, 3 teneurs en ciment peuvent être choisies (i.e. 2 %, 5 % et 8 %) en vue de tracer la résistance en fonction de la teneur en ciment. La teneur correspondant à la résistance voulue est alors retenue, sans toutefois bénéficier du plein potentiel mécanique de la technique en raison de la limitation pour le retrait.

1.12.2 Paramètres de mise en œuvre en laboratoire

La mise en œuvre en laboratoire des BTC est peu répertoriée, mais quand même présente. Ainsi, le malaxage, la compaction et la cure seront détaillés dans cette présente section.

1.12.2.1 Malaxage

L'influence du malaxage (e.g. type, configuration, temps) peut avoir de grands impacts tant sur les propriétés durcies que fraîches (Dils, De Schutter et Boel, 2012). De plus, les mélanges à faibles dosages en ciment sont d'autant plus sensibles au type de malaxeur ou à la séquence de malaxage (Chang et Peng, 2001). Selon Williams, Saak et Jennings (1999), les méthodes de malaxage les plus communes en laboratoire sont les suivantes :

- Malaxage à la main
- Batteur sur pied
- Malaxeurs à haut cisaillement (planétaire)
- Malaxeurs rotatifs (bétonnières)

L'utilisation de malaxeurs de type planétaire est préconisée dans le cas de mélanges secs. De plus, en raclant le fond et les côtés, ces malaxeurs contribuent à limiter la perte de pâte (Neville, 1995).

1.12.2.2 Compaction

Compacter une éprouvette de sol traité au ciment au Proctor modifié réduit le retrait de 50 % comparativement à une compaction au Proctor standard (Bhandari, 1973). De plus, la teneur en eau optimale du Proctor modifié est plus faible que le Proctor standard, réduisant ainsi le retrait (Adaska et Luhr, 2004). Ainsi, atteindre 95 % du Proctor modifié voire 98 % sont de bonnes pratiques pour réduire le retrait. Également, limiter la teneur en eau à 2 % au-dessus de l'optimum Proctor serait idéal afin de limiter le retrait.

Au niveau ASTM, aucune normalisation de mise en œuvre de BTC n'était présente lors de la planification du programme expérimental. Cependant, au niveau de la compaction, une méthode d'essai pour les bétons compactés au rouleau (BCR) est présente (ASTM C1435), à l'aide d'un marteau mécanique à impacts (ASTM, 2014). Vu les propriétés rhéologiques similaires des BCR et des BTC, cette méthodologie pourrait être appliquée en vue de confectionner des éprouvettes en laboratoire.

L'énergie de compaction des marteaux mécaniques, tables vibrantes et autre peut être estimée à l'aide des travaux de McLachlan et Bagshaw (2017). Les marteaux mécaniques semblent cependant créer une problématique de fracturation des granulats comparativement aux autres méthodes.

1.12.2.3 Cure

Une cure prolongée des BTC a une influence limitée sur le retrait de séchage. La cure retarde la fissuration, mais ne la limite pas (Adaska et Luhr, 2004). Cependant, l'effet bénéfique d'une cure prolongée se situe au niveau des propriétés mécaniques et non au niveau de la fissuration.

1.12.3 Essais conventionnels en laboratoire

Cette section a pour but de présenter les essais normalisés de laboratoire sur les BTC, ainsi que leurs objectifs.

1.12.3.1 Résistance en compression non confinée

La littérature présente que la résistance à 7 jours de cure peut atteindre jusqu'à 50 % de la résistance à 28 jours. Également, la grande majorité du gain de résistance se fait dans les premiers 28 jours (Little et al., 1995). L'essai de prédilection selon Wang (2013) est celui selon l'ASTM C39/C39M, (ASTM, 2016a).

1.12.3.2 Résistance en tension indirecte

Recommandé par Yeo, Jitsangiam et Nikraz (2009), l'essai de tension indirecte ASTM C496 (ASTM, 2011a) est préférable vis-à-vis l'essai de tension directe en raison de son caractère pratique, économique, productif et précis.

1.12.3.3 Chaleur d'hydratation

L'hydratation des matériaux cimentaires peut être caractérisée directement avec des méthodes physiques, mais également de manière indirecte à l'aide de méthodes mécaniques (e.g. temps de prise, résistances mécaniques). L'hydratation étant la réaction chimique entre les divers composés au ciment et l'eau, celle-ci a la propriété d'être exothermique. Ainsi, la mesure de la température permet d'interpréter et de mieux comprendre les divers paliers d'hydratation.

Le calcul de chaleur d'hydratation via un essai de calorimétrie semi-adiabatique est utile pour se renseigner sur les différentes phases d'hydratation (Boulay et al., 2010). Une telle information serait pertinente afin de se renseigner sur la mise en œuvre des BTC.

La méthode des fractions, corrélée au temps de prise ASTM C403 (ASTM, 2016b) par (Taylor et al., 2006), permet d'évaluer la prise initiale et la prise finale par rapport au dégagement maximal de chaleur (Figure 1.17).

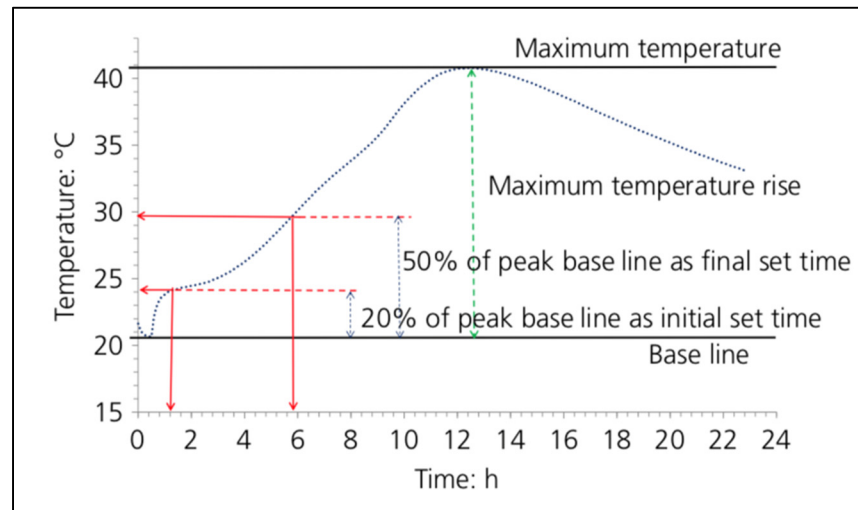


Figure 1.17 Méthode des fractions pour estimer les temps de prise (Wang et al., 2015)

Ainsi, cet essai, assez simple en soi, semble être populaire dans la littérature pour évaluer les différentes phases d'hydratation.

1.12.3.4 California Bearing Ratio (CBR)

L'essai CBR est essentiel pour évaluer la capacité portante lors de dimensionnement selon les agences de transports américaines. Cet essai est gouverné par la méthode d'essai ASTM D1883-16 : Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils (ASTM, 2016d).

Le principe de l'essai est de mesurer la résistance au poinçonnement, ou à l'effort tranchant, d'un sol compacté, et de le comparer à un sol standard. La contrainte nécessaire pour enfoncer un mandrin de 50 mm de diamètre de 2,5 mm (0,1 po) dans le sol correspond à la valeur recherchée. Le résultat CBR de cet essai consiste en un rapport entre la contrainte mesurée (MPa) et celle d'un sol standard de 6,9 MPa (1000 psi) et est exprimé en pourcentage. Ainsi, un CBR de 100 % signifie une capacité portante standard basée sur du calcaire de Californie concassé et bien compacté.

1.12.3.5 Essais de module et coefficient de Poisson

Le module élastique et le coefficient de Poisson peuvent être mesurés de manière mécanique (statique) et ultrasonique (dynamique). Ces essais sont tous deux non destructifs. Dans le cas de la mesure mécanique, la méthode ASTM C469 (ASTM, 2010) décrit la procédure où on doit charger l'éprouvette à 40 % de sa résistance en compression. On mesure, sous ce chargement, le déplacement axial et transversal à l'aide d'extensomètres et d'une chaîne circonférentielle. Le module élastique dynamique et le coefficient de Poisson dynamique se mesurent à l'aide de transducteurs calibrés, et la vitesse des ondes en cisaillement et en compression permet de déterminer les propriétés.

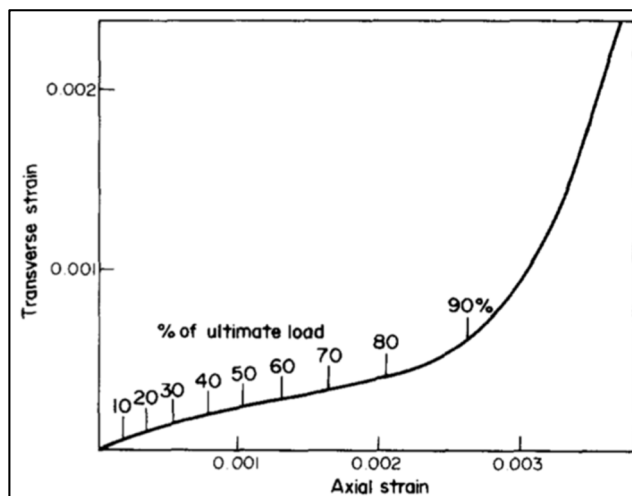


Figure 1.18 Relation entre déformation transversale et axiale (Allos et Martin, 1981)

Lee et al. (2017) présentent des relations entre les modules mécaniques et ultrasoniques. L'utilisation d'ondes en cisaillement (S) serait tout aussi répétable que les ondes en compression (P) de l'ASTM C597 (ASTM, 2016c). Les valeurs obtenues de manière dynamique seraient plus élevées que celles mécaniques avec ASTM C469 (ASTM, 2010). La connaissance de la valeur du module est essentielle pour estimer la rigidité, paramètre clé lors du dimensionnement des chaussées. La loi de Hooke permet d'utiliser ce module pour estimer les déformations engendrées sous l'effet d'une contrainte donnée (suite à une sollicitation).

1.13 La mise en œuvre des BTC en chantier

Essentiellement, deux méthodes de mise en œuvre sont possibles pour le traitement des bases granulaires : in situ et en centrale (mobile ou fixe).

1.13.1 Dosage et malaxage in situ

Le dosage en chantier peut s'opérer de deux manières : par épandage à sec (Figure 1.19) et par épandage en laitance (Figure 1.20) dite *slurry* (Luhr, Adaska et Halsted, 2005). Il est cependant recommandé de prémouiller les granulats et appliquer le ciment à sec afin d'éviter que la laitance se draine dans le bas de la base (Halsted, Luhr et Adaska, 2006).



Figure 1.19 Épandage du ciment par voie sèche (Luhr, Adaska et Halsted, 2005)



Figure 1.20 Épandage du ciment par voie humide (laitance) (Luhr, Adaska et Halsted, 2005)

Le taux d'application ou d'épandage du ciment peut être validé par le biais d'un récipient à superficie connue positionné sur la surface à traiter (Figure 1.21).



Figure 1.21 Mesure du taux d'épandage du ciment (Hope, 2011)

Suite à l'application du ciment, un malaxeur de type recycleuse de chaussée est utilisé afin de bien homogénéiser les matériaux ensemble (Figure 1.22). Certains malaxeurs permettent l'injection directement de la laitance ou du ciment (Figure 1.23).



Figure 1.22 Recycleuse de chaussée
(Hope, 2011)



Figure 1.23 Malaxage et injection
(Halsted, Luhr et Adaska, 2006)

1.13.2 Dosage et malaxage en centrale

Le matériau granulaire traité au ciment mélangé en centrale est souvent fait à l'aide d'un malaxeur à axe vertical dit *Pugmill* (Halsted, Luhr et Adaska, 2006). Ces centrales sont installées sur une remorque et peuvent être déplacées pour des projets d'envergure (Figure 1.24).



Figure 1.24 Centrale de malaxage mobile de type "Pugmill" (Halsted, Luhr et Adaska, 2006)

La chambre de malaxage (Figure 1.25) favorise une homogénéisation des matériaux et une répartition uniforme sans engendrer trop de ségrégation.



Figure 1.25 Chambre de malaxage d'une centrale
(Halsted, Luhr et Adaska, 2006)

Selon les recherches de Mohammad, Raghavandra et Huang (2000), le malaxage en centrale (pugmill) et en chantier (recycleuse de chaussée) permettrait d'obtenir les mêmes résistances en compression, et ce, pour des teneurs en ciment de 4 % à 10 %.

1.13.3 Nivellement et compaction

Des essais en laboratoire ont montré que la compaction par vibration (Figure 1.26) menait à plus de retrait que la compaction statique dans le cas de rouleaux compacteurs. La vibration pourrait faire remonter la pâte, créant ainsi de la ségrégation et une exposition accrue aux agents extérieurs. Il est recommandé d'utiliser un compacteur à pieds de mouton ou un compacteur pneumatique dans les cas où le retrait est critique (Adaska et Luhr, 2004). Little et al. (1995) recommandent une compaction de la base au maximum 4 h à 8 h après le malaxage. Les bases doivent être compactées à 98 % du Proctor modifié avec une moyenne de 5 essais consécutifs, sans avoir de résultat sous 96 %.



Figure 1.26 Compacteur à cylindre d'acier vibrant
(Halsted, Luhr et Adaska, 2006)

La compaction peut être validée par un nucléodensimètre avec ASTM D6938 (ASTM, 2017b) présenté à la Figure 1.27, par la méthode du cône de sable avec ASTM D1556 (ASTM, 2015b) et par le ballon de caoutchouc avec ASTM D2167 (ASTM, 2015c). La teneur en eau ne doit pas varier de plus ou moins 2 % de l'optimum, la compaction doit se faire en 2 heures maximum et doit être exécutée dès que possible (Halsted, Luhr et Adaska, 2006).

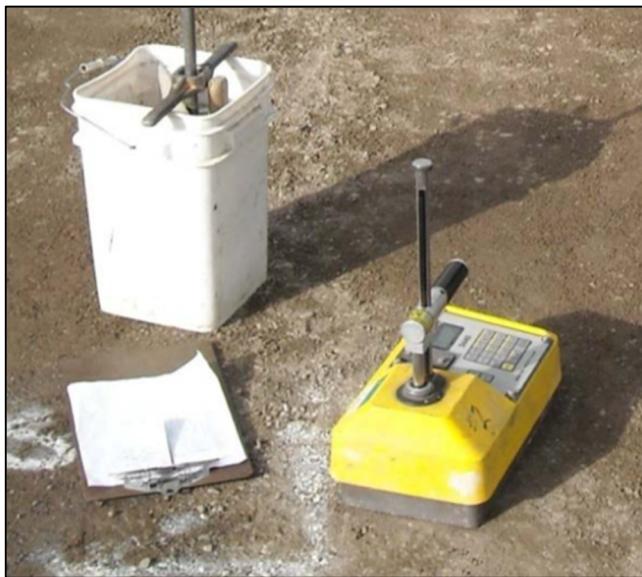


Figure 1.27 Nucléodensimètre (Troxler 3440)
(Hope, 2011)

1.13.4 Cure

Il a été suggéré de procéder à une cure humide en place (Figure 1.28) suivant la mise en œuvre (Hope, 2011; Scullion, 2002). Il faut cependant attendre la prise du matériau avant de procéder à la cure, afin de ne pas lessiver le ciment. Par contre, les recherches de Fetz (1982) montrent qu'une saturation du matériau de plus de 70 % engendre de la macrofissuration. Ainsi, il serait bien d'arroser légèrement à plusieurs reprises, plutôt que de noyer le matériau. Les études de Sebesta (2004) ont montré sur chantier que la cure humide augmente le module et réduit la fissuration comparativement à la même base traitée à 4 % et 8 % de ciment sans cure. Il a été montré que seule la microfissuration a un impact significatif sur la macrofissuration de la base. Cependant, selon Adaska et Luhr (2004), la fissuration ne serait pas limitée par la cure, mais changerait sa configuration (i.e. espacement). Plusieurs états américains consignent de protéger les bases granulaires avec un enduit, sans nécessairement favoriser un apport en eau (Hope, 2011; Wang, 2013). Une protection du gel doit être assurée pour au moins 7 jours (Halsted, Luhr et Adaska, 2006).



Figure 1.28 Citerne pour arrosage (Hope, 2011)

1.14 La préfissuration des BTC

Cette section fera état des connaissances actuelles sur la méthode de préfissuration des BTC, qui vise à réduire l'ampleur de la fissuration par retrait. L'historique de la technique sera présenté, ainsi que les techniques de mise en œuvre en laboratoire et en chantier, en plus des essais typiques et projets reliés à la technique.

1.14.1 Historique et mise en contexte

Le concept de la préfissuration a pris naissance lors de projets au Japon (Yamanouchi, 1973) et en Suisse (Fetz, 1982). Il a été remarqué que circuler prématurément sur les bases traitées au ciment améliorerait la performance en induisant de la microfissuration à jeune âge (George, 1990). L'approche de préfissuration volontaire a été mentionnée dans la littérature pour la première fois en 1995 par les chercheurs autrichiens Litzka et Haslehner (1995). Ils présentent la préfissuration des BTC par le passage répété de rouleaux compacteurs vibrants entre 24 h et 72 h suivant leur mise en œuvre. L'expérience pratique de ces chercheurs a montré que 5 passes de rouleau suffisent pour microfissurer la matrice cimentaire de la base, prévenant ainsi de plus grosses fissures de retrait, en se répartissant plutôt sur une infinité de petites fissures. Cette technique a permis de contrer la fissuration du revêtement en enrobé en évitant une éventuelle remontée. Les chercheurs autrichiens ont également déterminé que la préfissuration par microfissuration n'avait pas significativement affecté les propriétés mécaniques de la base, après recouvrement. En août 2000, des ingénieurs du Texas ont cherché à valider cette technique sur trois bancs d'essai, dans la ville de College Station (Scullion, 2002). Depuis, seulement quelques études sur le sujet de la préfissuration par microfissuration ont été conduites, spécialement au Texas (Sebesta, 2004; 2005). Plusieurs références à la préfissuration par microfissuration sont présentes dans la littérature, cependant souvent dans le cas des sols ou chaussées existantes traités au ciment (Adaska et Luhr, 2004; Cimbéton, 2007; Halsted, 2009; Hope, 2011; Li et al., 2014; Li, 2014; Louw et Jones, 2015; Pouliot et al., 2004b; Wang, 2013).

1.14.2 Mise en application de la préfissuration

La méthode de mise en œuvre en soi est très simple : elle consiste à microfissurer mécaniquement la base traitée à jeune âge (préfissuration). Cependant, les paramètres de mise en œuvre, les exigences et méthodes de contrôle sont moins évidentes. Les critères de mise en œuvre de cette technique ne sont pas bien présentés et/ou développés dans la littérature. Les critères ont un objectif commun, réduire l'ampleur et la fréquence de la fissuration due au retrait. La majorité des études suggèrent un nombre de passes de rouleau type, variant entre 2 et 5, en précisant vaguement le temps de cure initial (Litzka et Haslehner, 1995; Scullion, 2002; Sebesta, 2004). Cependant, Sebesta (2004) établit un critère mécanique de microfissuration ; une baisse de module d'au moins 40 %, validée par déflectomètre léger à masse tombante (LWD). Scullion (2002) a remarqué une baisse de module de 30 % après 2 passes de rouleau, pour ensuite réduire de 15 % à 20 % supplémentaire après 2 autres passes. Toutefois, rien ne valide ou ne justifie la valeur cible de 40 % qui semble arbitraire. Quelques études de cas sont présentées à la section 1.15 de ce présent document.

1.14.3 Énergie et endommagement

Dans la littérature, au niveau des matériaux cimentaires, l'énergie mécanique peut être difficilement corrélée à l'endommagement. Cependant, le calcul de l'énergie peut être estimé facilement de manière théorique, peu importe le type d'appareil (Kokubu, Cabrera et Ueno, 1996). Parmi les appareils d'endommagement, il existe les masses tombantes, les plaques vibrantes, les marteaux vibrants et les appareils de compaction de chantier. L'énergie déployée par un rouleau à cylindre d'acier vibrant (George et Thomas, 1993) et un marteau vibratoire est relativement similaire (Trtík et al., 2017). Également, l'influence de différentes méthodes de compaction a été comparée pour des bases granulaires (Karan, Wilson et Larkin, 2014). L'énergie mécanique d'un marteau dynamique utilisé en laboratoire peut être calculée facilement (Kelfkens, 2008) selon l'équation (1.13). L'utilisation d'un tel équipement pour l'endommagement des BTC simule bien l'effet d'un rouleau vibrant en chantier. L'utilisation de marteaux à impacts est recensée dans la littérature (ASTM, 2014), pour la mise en place d'éprouvettes de béton compacté au rouleau (BCR) en laboratoire.

$$E_c = \frac{W \cdot fr \cdot a \cdot t \cdot l}{1000} \quad (1.13)$$

Où les paramètres sont les suivants :

E_c	→	Énergie de compaction (KJ)
W	→	Poids du marteau (N)
fr	→	Fréquence (Hz)
a	→	Amplitude (m)
t	→	Temps de compaction par couche (sec)
l	→	Nombre de couches compactées

Une modélisation de l'endommagement du béton a été présentée dans la littérature (Chung, Meyer et Shinozuka, 1989) et serait principalement fonction du rapport E/C, ou précisément de sa densité. La microfissuration lors de l'endommagement prend origine à l'interface de la pâte et du granulat, dans l'auréole de transition (Samaha et Hover, 1992). Lorsqu'une éprouvette est soumise à 50 % de sa contrainte maximale en compression, la microfissuration s'étend dans la pâte et se propage de manière continue. La relation contrainte et déformation ne devient plus linéaire. À 75 % de la contrainte maximale, la microfissuration devient instable et mène à la macrofissuration. La quantification de la microfissuration a été possible grâce à divers essais (Loo, 1992).

Plusieurs modèles de fracturation sont basés sur l'énergie, mais aucun consensus ne peut être défini, et que certains sont mêmes contradictoires (Comi et Perego, 2001). Ainsi, un modèle isotropique est présenté par l'auteur, mais son application est fonction de paramètres très complexes. Ainsi, il est difficile de corréler l'énergie d'endommagement et la microfissuration directement.

Les travaux les plus proches du sujet sont ceux de George, Bajracharya et Gaddam (2002), qui corrélaient l'endommagement, non pas à une quantité de microfissures, mais à une perte des propriétés mécaniques. Le dommage est évalué en termes de baisse de module final sur module initial (exprimé en %). Le programme expérimental en laboratoire a recouru à l'utilisation de poutres, endommagées par une table vibrante. L'endommagement a été évalué en 3 niveaux soit 9, 12 et 18 %. Ces valeurs sont toutefois loin de l'objectif de 40 % présenté dans la littérature. Le module avant et après endommagement a été mesuré avec une méthode de fréquences naturelles, déterminées avec une analyse modale dans le programme ABAQUS à l'aide d'éléments finis. La mise en œuvre de cette méthode de mesure semble très complexe et peu accessible à ceux qui ne sont pas experts. Ainsi, la viabilité de cette méthode de mesure est limitée et les travaux présentés dans le document mal contextualisés. Cependant, la conclusion mentionne qu'il y a un optimum d'endommagement, sans l'avoir déterminé.

1.14.4 Recouvrance mécanique après endommagement

Les études sur la microfissuration sont unanimes sur la possibilité de recouvrement des propriétés mécaniques suite à la préfissuration si les conditions de mise en œuvre sont adéquates. Au total, 74 % de la rigidité initiale a été récupéré en seulement 2 jours (Scullion, 2002). Sebesta (2005) avance même un recouvrement complet des propriétés d'avant fissuration. Dans le cas du béton conventionnel, la littérature mentionne à plusieurs reprises que les microfissures finissent par recouvrir d'elles-mêmes par autoscellement avec le passage de l'eau, grâce à la formation de cristaux de carbonates de calcium (calcite) préalablement dissous (Edvardsen, 1999). L'article de Hearn (1998) présente les différents mécanismes possibles de recouvrement de fissures, soit par autoscellement (self-sealing), par guérison autogène (autogenous healing) ou par hydratation continue (continued hydration). Ce même article présente à la Figure 1.29 l'évolution de l'hydratation dans le temps ainsi que la perméabilité. Ainsi, à 24 heures de cure, 50 % de l'hydratation aurait été exécutée et à 100 heures, 60 % de l'hydratation. Il est possible de remarquer que la perméabilité évolue énormément entre 24 h et 100 h, ce qui signifie que la matrice se densifie. Ainsi, le potentiel d'hydratation après endommagement est élevé si le dommage est exécuté après 24 h de cure.

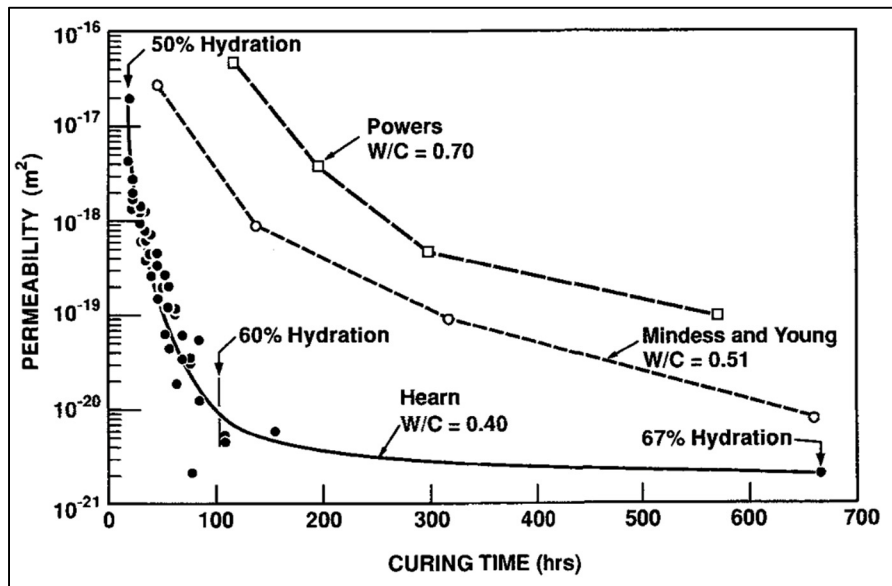


Figure 1.29 Évolution de l'hydratation dans le temps (Hearn, 1998)

Zhong et Yao (2008), dans leur article *Influence of damage degree on self-healing of concrete*, présentent le recouvrement de la résistance après endommagement par compression. Il est mentionné que la création de microfissures résulte en l'exposition de particules de ciment non hydraté, enveloppées d'une coquille de ciment hydraté. Dans un environnement très humide, ces particules non hydratées et les microfissures se recouvrent graduellement. Si le degré d'endommagement est trop faible, peu de particules non hydratées seront exposées. À l'opposé, si le niveau d'endommagement est trop grand, le recouvrement de la fissure sera trop difficile, voire impossible.

Ainsi, les fissures d'une largeur de 100 μm à 300 μm ont un potentiel élevé de recouvrement. Selon ces mêmes auteurs, le temps auquel l'endommagement est fait dans la cure est décisif. Plus tôt l'endommagement est fait, meilleur sera le recouvrement. De ce fait, il y a un optimum d'endommagement pour favoriser le recouvrement des propriétés mécaniques après 28 jours (voir la Figure 1.30).

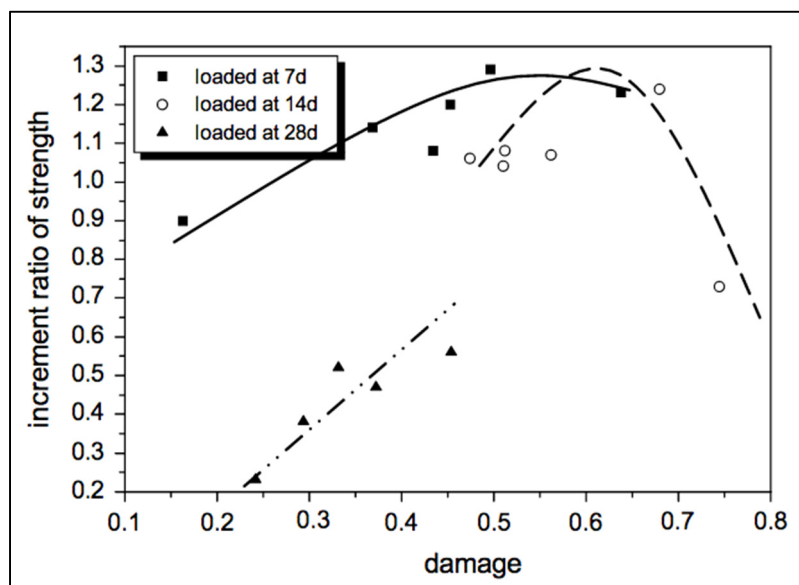


Figure 1.30 Relation entre le temps d'endommagement et le recouvrement à 28 jours (Zhong et Yao, 2008)

Au niveau du degré d'hydratation dans le temps, les propriétés mécaniques de résistance et de rigidité semblent linéaires (Boumiz, Vernet et Tenoudji, 1996). La Figure 1.31 et la Figure 1.32 présentent graphiquement la relation entre l'hydratation et les propriétés mécaniques pour du béton conventionnel. L'évolution de la résistance en compression et du module semble être linéaire au degré d'hydratation. Cependant, la relation de la résistance en compression et le temps semble être plus accélérée en début de cure. Ainsi, en fonction de ces recherches, il serait possible de déterminer que seulement 24 heures de cure suffisent pour hydrater 50 % du ciment. Ainsi, préfissurer les BTC après une journée de cure permettrait d'endommager la structure, tout en gardant un bon potentiel de recouvrement.

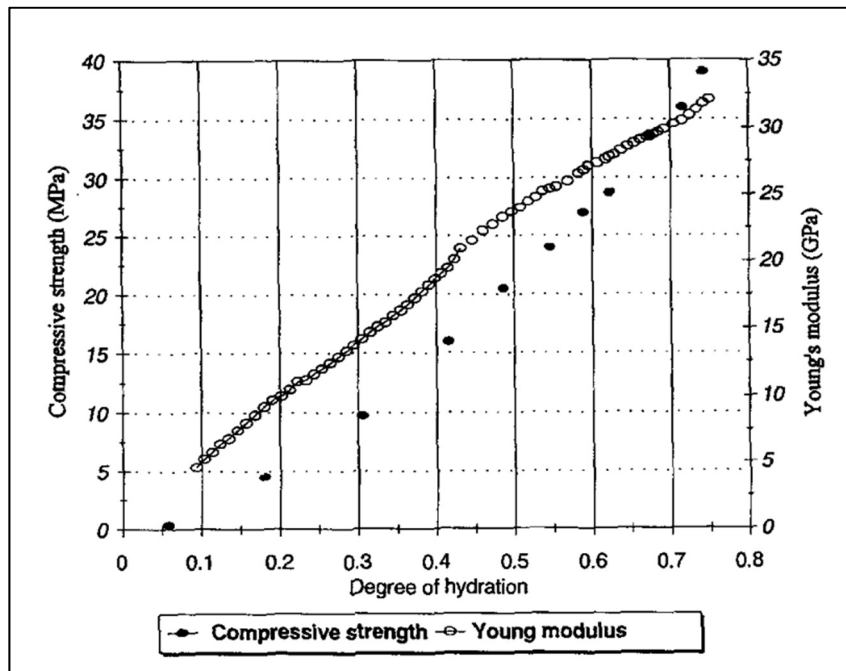


Figure 1.31 Résistance en compression et module en fonction du degré d'hydratation (Boumiz, Vernet et Tenoudji, 1996)

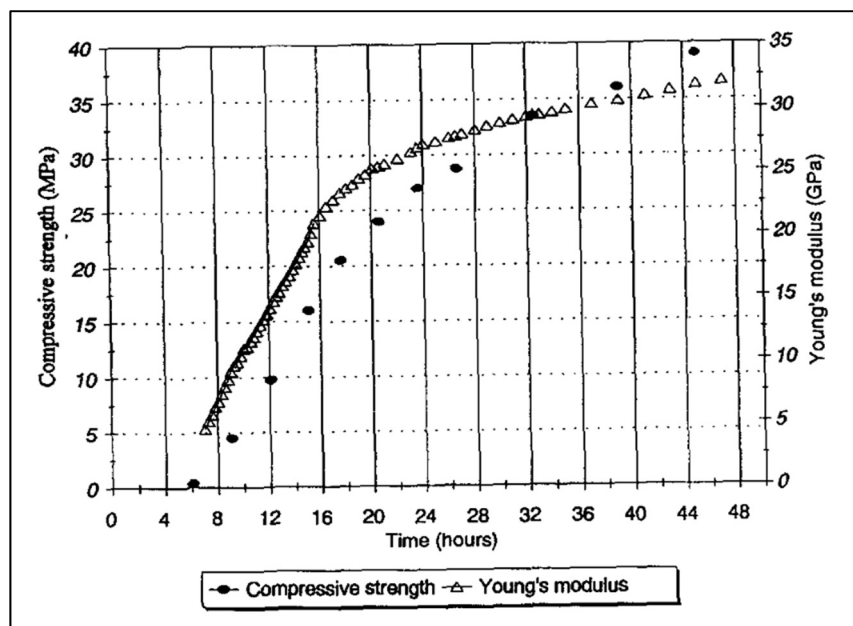


Figure 1.32 Résistance en compression et module en fonction du temps (Boumiz, Vernet et Tenoudji, 1996)

Un article sur l'endommagement des matériaux traités au ciment présente qu'il est possible de recouvrir le module, même au-dessus de la valeur sans endommagement (Figure 1.33). Le module de l'ensemble 1 a été endommagé de 18 %, l'ensemble 2 de 12 % et l'ensemble 3 de 8 %. Les auteurs, George, Bajracharya et Gaddam (2002), mettent en cause l'hydratation secondaire de certaines particules de ciment réexposées, ainsi que la migration d'hydroxyde de calcium dans les fissures. Les auteurs mettent en lumière le fait qu'il existerait un endommagement optimal.

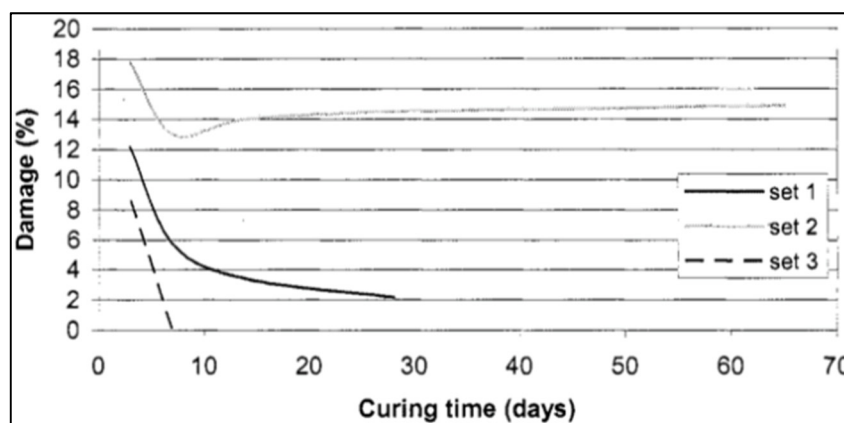


Figure 1.33 Recouvrement de l'endommagement
(George, Bajracharya et Gaddam, 2002)

1.14.5 Mesures et essais en chantier

Dans l'étude de Scullion (2002), des jauges de rigidité (Humboldt Stiffness Gauge) à la Figure 1.34 et un déflectomètre léger à masse tombante (Light-Falling Weight Deflectometer – LWD ou Portable Falling Weight Deflectometer – PFWD) à la Figure 1.35 sont employés pour mesurer la rigidité de la base in situ. Le projet de Hope (2011) en fait également l'utilisation. Le suivi qualitatif et l'auscultation des chaussées peuvent être également exécutés facilement à l'aide de drones (MTU, USDOT et OST-R, 2016). Cependant, la précision de cette mesure aérienne ne permet pas de mesurer la microfissuration, mais seulement les dégradations à grande échelle. L'utilisation de déflectomètres à masse tombante sur remorque (FWD) est adaptée pour couvrir de plus grandes surfaces rapidement. Le carottage in situ peut également être utile pour caractériser le matériau en laboratoire.



Figure 1.34 Jauge de rigidité (HSG)
(Hope, 2011)

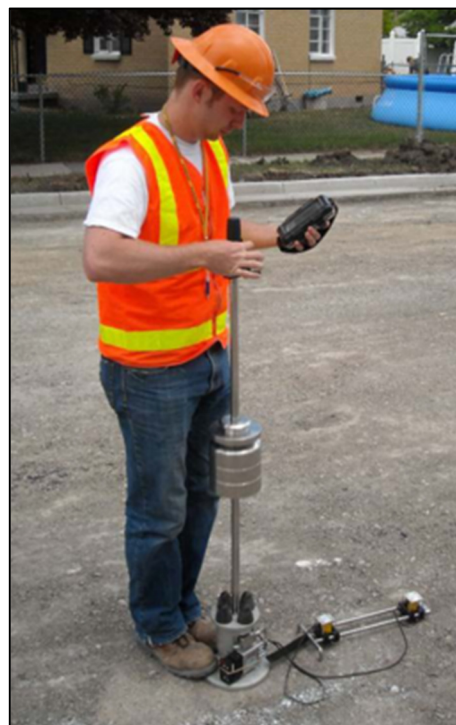


Figure 1.35 Déflectomètre léger
à masse tombante (LWD ou PFWD)
(Hope, 2011)

1.14.6 Mesures et essais en laboratoire sur la microfissuration et l'endommagement

Au niveau des matériaux cimentaires en général, la littérature semble statuer qu'il est difficile de mapper une arborescence de microfissures (avec une méthode directe), malgré les avancées technologiques des dernières années (Ringot et Bascoul, 2001). Mesurer de manière indirecte la microfissuration consisterait à mesurer la conséquence d'une microfissuration sur d'autres propriétés. Une mesure directe de microfissuration consiste à obtenir une lecture d'un appareil en unités qui quantifient ou quantifient les fissures. Également, le défi de le faire sans briser l'éprouvette est encore plus grand, mais quelques méthodes non destructives (END ou NDT) sont mentionnées dans la littérature (Loo, 1992; Shah et Choi, 1999). Ces méthodes non destructives (directes ou non) sont divisées en quatre grandes catégories : émissions ultrasoniques, imagerie (tomodensitométrie ou microscopie), perméabilité (liquides ou gaz) et mesures mécaniques (résistances, modules).

1.14.6.1 Émissions ultrasoniques

Des méthodes de mesure de la fissuration peuvent être exécutées par ultrasons (Lee et al., 2017; Selleck et al., 1998). La méthode ASTM C597 (ASTM, 2016c) présente une méthode d'essai pour mesurer de manière non destructive la vitesse d'une onde acoustique dans le béton. L'acquisition des données est rapide, et certains appareils intègrent un ordinateur qui produit directement les résultats à partir des signaux de l'onde (Corbett, 2016). La Figure 1.36 présente l'écran d'un appareil de marque Proceq qui évalue le module en fonction d'une onde en cisaillement et en compression (250 kHz). Le début du signal correspond à l'onde en compression et l'augmentation du signal correspond à l'onde en cisaillement. Ainsi, en ajustant les curseurs de l'appareil à l'origine des signaux, la vitesse de l'onde acoustique est mesurée et utilisée afin de calculer le module dynamique et le coefficient de Poisson dynamique. La masse volumique est nécessaire afin d'obtenir les valeurs mécaniques.



Figure 1.36 Signal mesuré sur un appareil Proceq (Corbett, 2016)

1.14.6.2 Imagerie 3D (tomodensitométrie)

L'imagerie est une méthode qui permet de mesurer directement la microfissuration, avec l'aide d'appareils et de logiciels de mesure. Il est même possible d'observer l'endommagement du béton avec une caméra infrarouge, car la fissuration qui s'opère libère de l'énergie qui se traduit sous forme de chaleur (Luong, 1990). Cependant, l'acquisition des images doit se faire exactement au moment de la fissuration, ce qui complique la mesure. De plus, cet auteur mentionne que l'intensité du bruit acoustique généré par la fissuration peut être mesurée et corrélée à la quantité d'endommagement. Cependant, l'utilisation de tomographes, ou Computer Assisted Tomography Scanner (CAT-Scan), est bien plus courante pour l'imagerie des matériaux. Utilisant des rayons X pour pénétrer la structure, les tomographes enregistrent ensuite les projections sur un écran radiosensible (Figure 1.37). Une acquisition de plusieurs images sur une éprouvette en rotation permet la reconstruction d'une maquette 3D, à l'aide de logiciels graphiques.

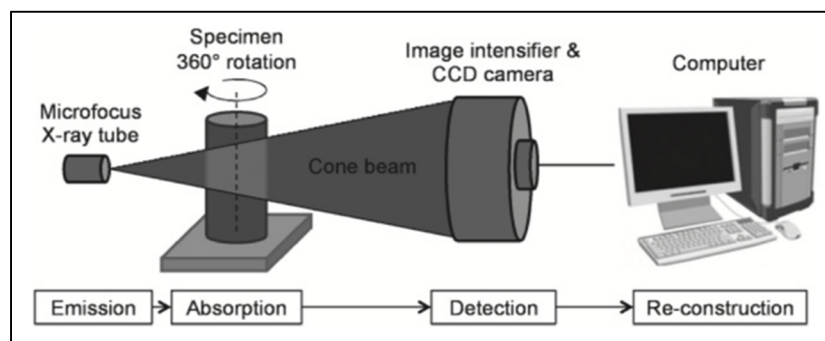


Figure 1.37 Composition typique d'un tomographe
(Henry, Sugiyama et Darma, 2014)

Une reconstitution précise et détaillée des matériaux cimentaires est plus complexe que les autres matériaux, car cette méthode se base sur les écarts de densité. Ainsi, un matériau plus dense laisse moins passer de rayons X à travers sa structure qu'un matériau moins dense. Cette différence de densité se traduit par une exposition de rayons plus ou moins grande sur l'écran radiosensible, qui enregistre ainsi les projections en tons de noirs et de blancs. Malheureusement, la densité de la pâte de ciment peut s'apparenter beaucoup à celle des granulats, ce qui complique l'interprétation des composants par la suite (Schlangen, 2008). De plus, pour une projection de résolution plus élevée, une petite taille d'éprouvette est idéale, ce qui complique la donne considérant que le béton est composé de particules de dimension relativement élevée.

Pour l'analyse de la microfissuration, les études de Landis et Nagy (2000) utilisent des cylindres de mortier de 4 mm de diamètre par 4 mm de haut (Figure 1.38). Cette petite dimension d'échantillon leur permet d'obtenir une résolution de $9,6 \mu\text{m}$ par voxel, un pixel en 3D. Ainsi, le volume couvert par un voxel est de $(9,6 \mu\text{m})^3$, soit $885 \mu\text{m}^3$. Plus la taille de l'éprouvette augmente, plus la taille des voxels augmente (principe de projection trigonométrique).

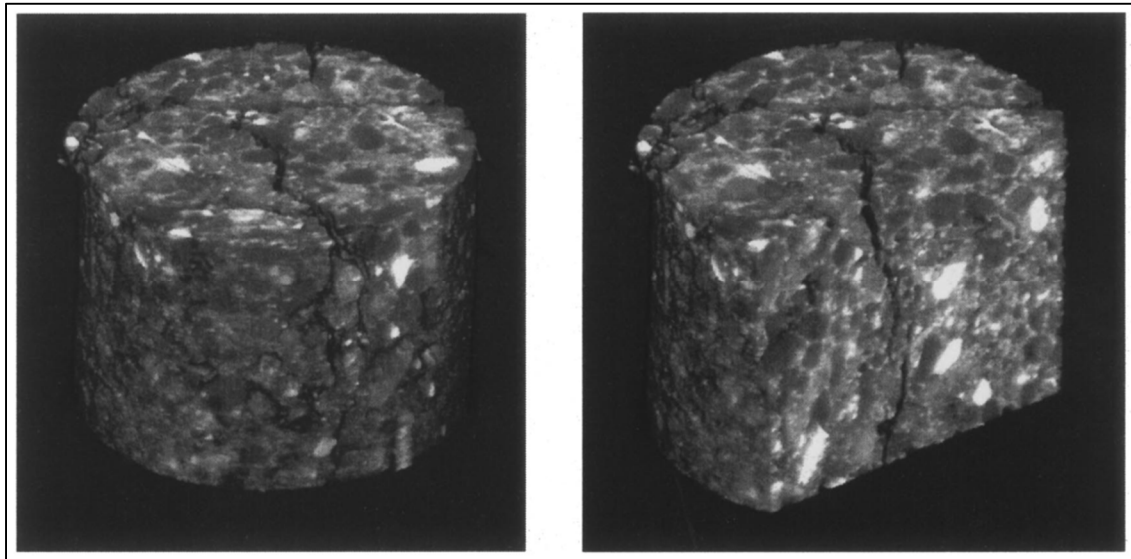


Figure 1.38 Modélisation 3D de la fracture d'éprouvettes de mortier (Landis et Nagy, 2000)

Lors de recherches plus récentes, ces mêmes auteurs ont poussé la tomodensitométrie du mortier à un autre niveau, en installant dans le tomographe un système de compression des cylindres. Ainsi, ils ont pu mesurer en temps réel la fissuration des éprouvettes (Figure 1.39), ce qu'ils considèrent quatre dimensions (4D).

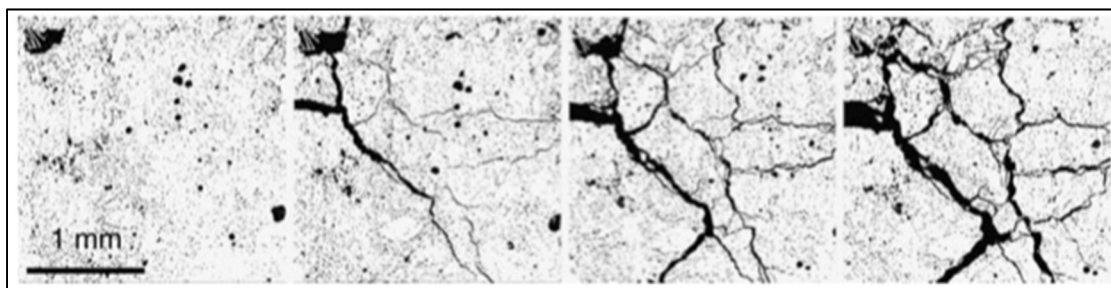


Figure 1.39 Imagerie 4D de la fissuration par tomodensitométrie (Landis et al., 2007)

D'autres auteurs ont modélisé la fissuration et les vides du mortier pour des dimensions aussi petites que 15 micromètres, mais le tout sur une éprouvette de 1 mm^3 , extrait d'une matrice fissurée (Fan et Li, 2014). À la Figure 1.40, les pores/vides de la matrice sont présentés en rouge et les fissures en vert.

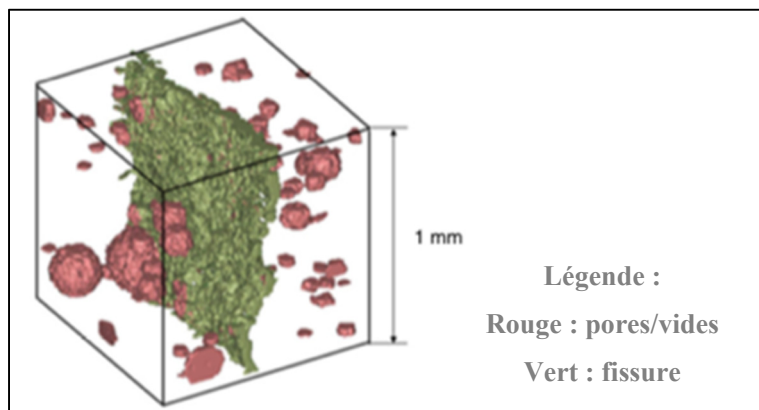


Figure 1.40 Modélisation des pores et fissures
Adapté de (Fan et Li, 2014)

Cependant, aucun de ces auteurs n'a été en mesure d'obtenir cette précision sur de plus gros échantillons, contenant de plus gros granulats. Ainsi, la seule manière envisageable d'obtenir une telle précision d'imagerie, sur de plus gros cylindres, est de cibler une petite zone du cylindre, idéalement inférieure à 5 mm de côté. Des éprouvettes cylindriques de 20 mm de diamètre par 40 mm de diamètre ont été utilisées, mais pour des mélanges contenant des granulats de 1,7 mm de taille maximale (Darma, Sugiyama et Promentilla, 2013).

L'utilisation de traceurs radio-opaques, comme le carbonate de césium (Cs_2CO_3), permet d'augmenter le contraste de certains éléments du matériau. Étant soluble dans l'eau, cette substance peut être absorbée par la pâte ou les microfissures, rendant ainsi leur observation plus facile (Darma, Sugiyama et Promentilla, 2013; Henry, Sugiyama et Darma, 2014).

1.14.6.3 Imagerie 2D (microscopie)

Au niveau de l'imagerie optique visuelle (microscopie), très peu de recherches sont concluantes pour mesurer directement la microfissuration. Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon (2000) présentent une méthode destructive pour estimer et quantifier la microfissuration sur des tranches de 102 mm de diamètre par 10 mm d'épaisseur (Figure 1.42). Du même échantillon, les auteurs ont conservé une tranche de 50 mm d'épaisseur pour évaluation de la perméabilité aux chlorures (Figure 1.41).

La surface de la tranche de 10 mm a été saturée d'une teinture rouge et ensuite polie avec une poudre de carbure de silicium. Les tranches ont été prises en photo haute résolution et ont été observées ensuite au microscope optique 20X à 40X. L'observation au microscope a été ensuite transposée sur la photographie manuellement, section par section.

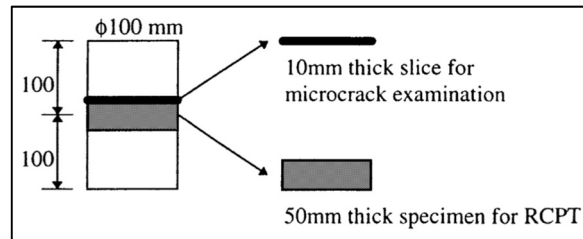


Figure 1.41 Préparation des tranches
(Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000)

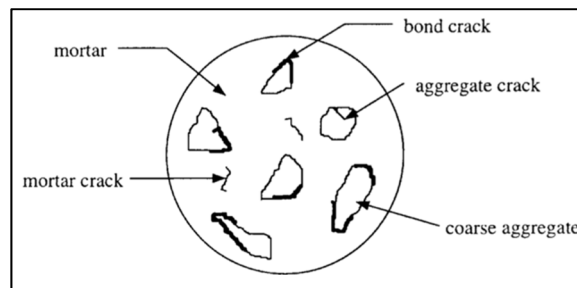


Figure 1.42 Microscopie de tranches
pour mesure de la microfissuration
(Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000)

Les auteurs ont ensuite procédé à des essais de compression non destructifs à différents degrés de sollicitation et comparé ces valeurs en fonction de la microfissuration (Figure 1.43). Ces derniers mentionnent qu'un chargement en compression sous 50 % de sa résistance ne l'endommage pas et que toutes les microfissures se referment. Cependant, entre 70 % et 95 %, plusieurs fissures demeurent présentes et ne se referment pas complètement (Figure 1.44). La sollicitation critique, soit le moment où la microfissuration se propage de manière instable, correspond à un niveau de chargement de 80 % à 85 %.

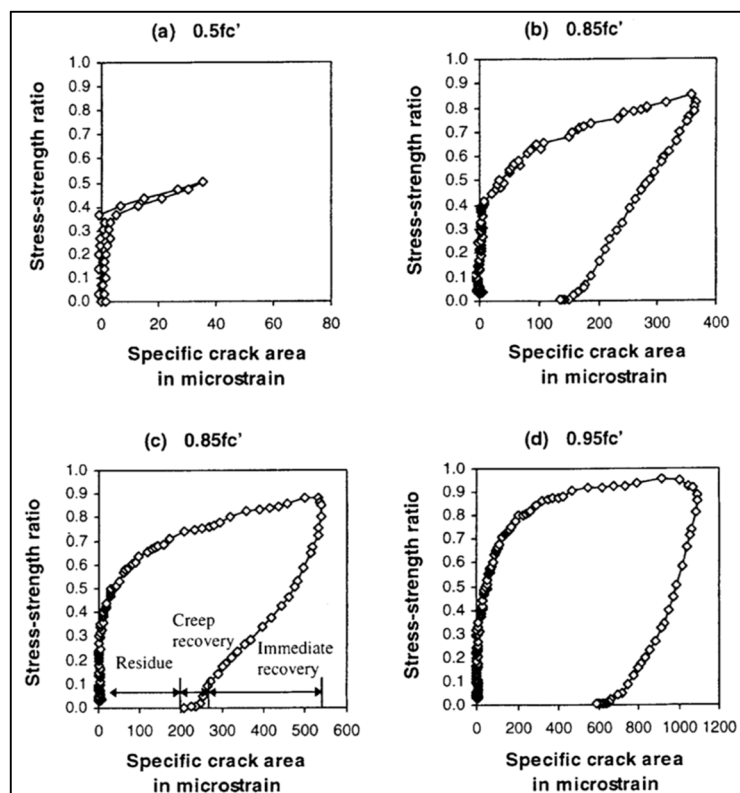


Figure 1.43 Relation entre le degré de sollicitation et la microfissuration (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000)

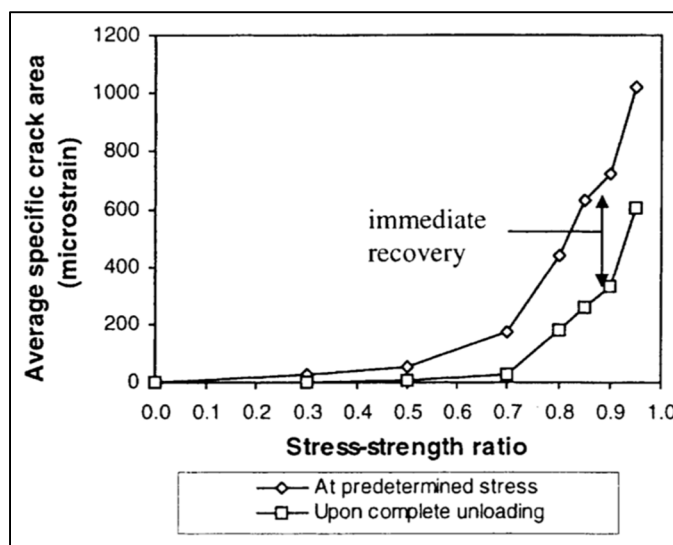


Figure 1.44 Quantité de fissures en fonction du degré de chargement (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000)

Quelques auteurs ont présenté une méthode pour quantifier la microfissuration avec des logiciels d'imagerie 2D (Ammouche et al., 2000; Soroushian, Elzafraney et Nossoni, 2003). Ainsi, une multitude d'images haute résolution contrastée (256 pixels par 256 pixels) de tranches sont compilées dans un logiciel, qui calcule finalement la longueur des fissures. La séquence d'analyse est présentée à la Figure 1.45.

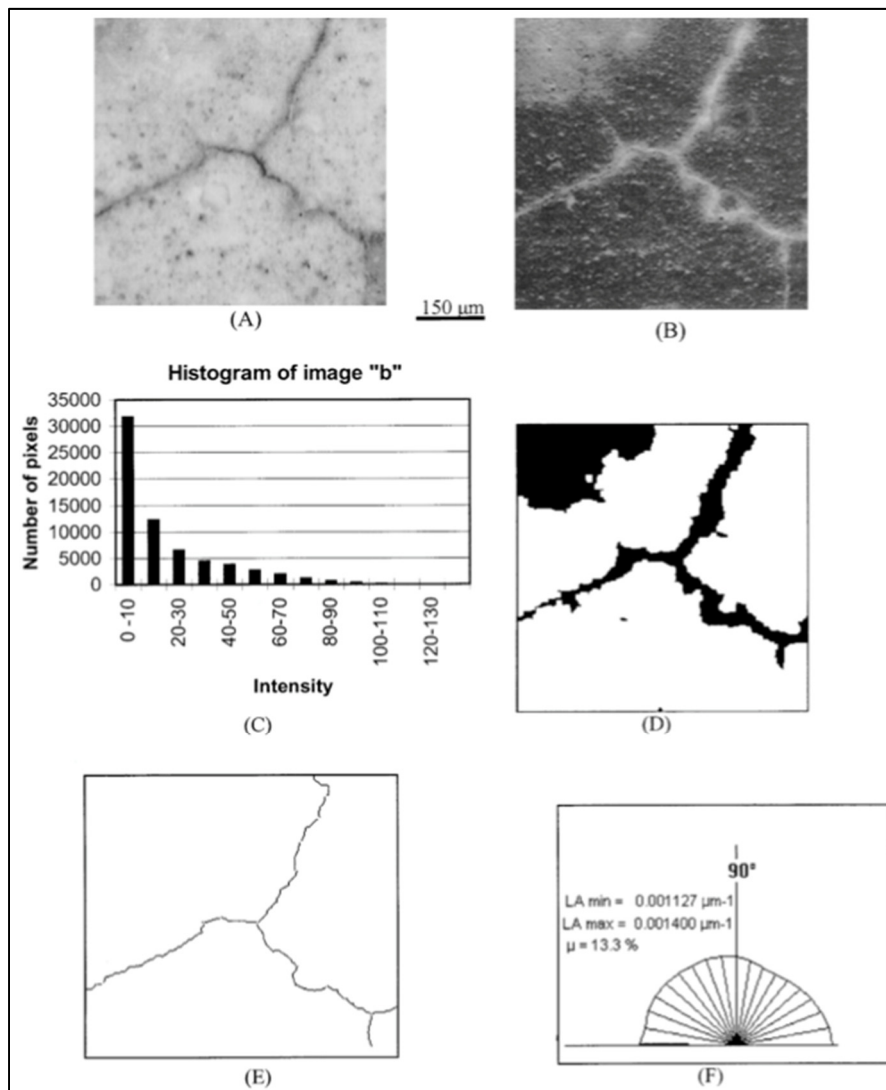


Figure 1.45 Séquence d'analyse optique 2D des microfissures (Ammouche et al., 2000)

Ces méthodes d'analyse destructives permettent bien de mesurer la microfissuration, mais seulement en 2D, pour une petite portion d'un éprouvette seulement.

1.14.6.4 Perméabilité

Une autre méthode de mesure indirecte de la microfissuration consiste en la capacité d'un fluide ou d'un gaz à traverser le matériau. Ainsi, il serait possible de mesurer directement la microfissuration suivant la perméabilité aux ions de chlorures (Lim, Gowripalan et Sirivivatnanon, 2000). D'autres travaux ont même mené à la corrélation de la perméabilité avec d'autres propriétés mécaniques (Samaha et Hover, 1992). Sous 75 % de f_c , l'endommagement dû à une compression uniaxiale ne modifie pas l'écoulement d'agents migrants au sein de la structure interne. Un changement de 0,5 % m/m d'absorption se fait lors d'un chargement d'une éprouvette à 75 %. Cependant, la microfissuration peut être mesurée par écoulement seulement lorsqu'il y a une interconnexion, ce qui survient près de la limite de fissuration (Samaha et Hover, 1992). Ainsi, la mesure de la fissuration semble possible seulement suite à la création d'un réseau majeur, ce qui peut compliquer la mesure d'une légère microfissuration.

1.14.6.5 Mesures mécaniques

La meilleure manière de mesurer la microfissuration serait de mesurer des propriétés indirectes qui témoignent de l'endommagement (e.g. rigidité, résistance mécanique). Les essais de résistance mécanique sont destructifs, mais permettent également l'acquisition de plusieurs autres paramètres que la résistance seule. Ainsi, l'acquisition d'un signal de déplacement lors d'un essai en compression permet de tracer une courbe contrainte-déformation. De cette courbe, il est possible d'extraire le module élastique, la déformation admissible à rupture et le module d'adoucissement d'écrouissage (crack softening) (Vonk, 1992). Les informations sur l'adoucissement de l'écrouissage d'une éprouvette peuvent renseigner sur ses propriétés. De plus, Loo (1992) mesure la microfissuration en se basant sur la variation du coefficient de Poisson lors d'un écrasement en compression.

1.15 Sites expérimentaux de préendommagement

Quelques sites expérimentaux complets ont été recensés dans la littérature, particulièrement aux États-Unis. Exécutées en collaboration avec le milieu académique, ces études de cas semblent crédibles et présentent des conclusions intéressantes.

1.15.1 Edelweiss Pavement, College Station, Texas (Scullion, 2002)

Lors de ce projet, 4 différentes sections ont été construites en octobre 2000 : Salzburg Court, Vonn Trapp, Neuburg Court et Sophia Lane (Scullion, 2002). De bas en haut, la structure consiste en 150 mm d'infrastructure stabilisée à la chaux, 150 mm de base traitée au ciment et 50 mm d'enrobé bitumineux conventionnel. Après 24 heures ou 48 heures de cure, un rouleau de 12 tonnes à amplitude maximale a fait soit 2 passes ou 4 passes. Il a été difficile de voir l'impact de la microfissuration excepté à quelques endroits (Figure 1.46). Une cure humide de 2 jours a été appliquée aux différentes sections, après la microfissuration.



Figure 1.46 Microfissuration de la base traitée (Scullion, 2002)

Les différentes sections ont été évaluées avec un appareil de rigidité Humboldt avant l'endommagement, après et suivant 2 jours de recouvrement (Tableau 1.11). Il est possible de remarquer que l'endommagement est plus effectif à 24 heures qu'à 48 heures pour une même énergie. Lors d'un endommagement à 24 heures, 2 passes de rouleau diminuent d'environ 35 % la mesure et 2 passes supplémentaires diminuent d'un autre 15 %.

Tableau 1.11 Résultats à l'appareil de rigidité
Humboldt (MN/m) (Scullion, 2002)

Street	Age when Cracked (days)	Humboldt Measurement			
		Before Cracking	After 2 Passes	After 4 Passes	2 Day Recovery
Salzburg Court	1	56.5 (100%)	36.7 (65%)	27.7 (49%)	41.2 (74%)
Von Trapp	2	57.4 (100%)	43.6 (76%)	34.6 (60%)	
Neuburg CT	1	52.3 (100%)	33.7 (64%)	26.1 (50%)	

Au niveau du monitoring du retrait, les différentes sections traitées ont montré une grande diminution de la fissuration, tant à 24 heures qu'à 48 heures. En effet, le Tableau 1.12 présente la longueur surfacique de la fissuration.

Tableau 1.12 Résultats de fissuration de retrait
après 6 mois (Scullion, 2002)

Street	Crack Length in feet per 100 ft of pavement (2400 sq.ft.)
Salzburg	5.6
Von Trapp	3.5
Neuburg	2.4
Control	27.3

Finalement, un suivi du module au déflectomètre à masse tombante a été fait avant et après endommagement, et après 6 mois de recouvrement. Cependant, aucune valeur de module n'est présentée pour la section de référence.

Tableau 1.13 Résultats de module au FWD (ksi) (Scullion, 2002)

Street	Time				
	Before (Age)	After 2 Passes	After 4 Passes	After 2 Days Recovery	6 months
Salzburg Ct	935 (1 day)	241	135	646	838
Von Trapp	1316 (2 days)	324	223	-	2334
Neuburg	1232 (1 day)	316	158	-	1964

Les recommandations finales du projet sont en lien avec la microfissuration. En effet, l'auteur conseille d'arrêter la microfissuration lorsque le module en place est réduit de 40 %.

Une séquence de 4 étapes est conseillée :

- 1) La rigidité doit être déterminée en place par l'entrepreneur à l'aide d'un appareil approuvé par l'ingénieur, et ce, à chaque section de 30 mètres. Les essais doivent être localisés afin de pouvoir tester à nouveau au même endroit.
- 2) Après deux passes de rouleau, la rigidité doit être mesurée et la section inspectée. Basé sur la réduction de 40 %, un nombre de passes supplémentaire peut être estimé.
- 3) Après deux passes de rouleau, la rigidité doit être mesurée et la section inspectée. Basé sur la réduction de 40 %, un nombre de passes supplémentaire peut être estimé, basé sur les recommandations de l'ingénieur.
- 4) Après la cessation de la microfissuration, la base doit être curée de manière humide pendant 48 heures.

1.15.2 Texas A&M's Riverside Campus, Bryan, Texas (Sebesta, 2004; 2005)

Construite le 8 septembre 2003, cette section d'essai au Texas A&M Riverside Campus base ses travaux sur ceux de Scullion en 2002 (Scullion, 2002). Une base granulaire de 150 mm a été traitée avec 4 % de ciment, valeur optimale selon la résistance et la valeur diélectrique à l'essai de tube à succion. La teneur en eau a été fixée à 7 %, valeur optimale selon un essai Proctor modifié Tex-113-E, à 2186 kg/m³. La résistance en compression à 7 jours de cure est de 2,1 MPa. L'essai de valeur diélectrique mesure la capillarité d'une éprouvette trempée, afin d'évaluer sa susceptibilité à l'humidité. L'indice de cet essai doit être inférieur à 10. Ainsi, le choix de 4 % s'est fait sur la base de ces deux critères.

Afin d'évaluer les techniques de contrôle de fissuration, un total de 6 traitements ont été appliqués sur la base, en plus d'une planche miroir avec une teneur de 8 %. La Figure 1.47 présente un schéma des divers traitements. La microfissuration a été appliquée avec un rouleau Vibromax W1105 D 2001 de 11 000 kg, à amplitude maximale et fréquence de 36 Hz. La largeur du cylindre était de 2,13 m et circulait à une vitesse entre 3,2 et 4,8 km/h. Un déflectomètre à masse tombante (FWD) a été employé afin de mesurer le module de la base en place avant et après traitement. Une diminution de 40 % du module initial était recherchée lors de la microfissuration.

Au niveau de la section de 4 %, les trois passes de microfissuration ont diminué le module en moyenne de 60 %, avec une plage variant de 51 % à 70 % de réduction. Sur la section de 8 %, 2,5 passes à 4 passes ont permis de réduire le module de 65 %, avec une plage variant de 58 % à 69 %.

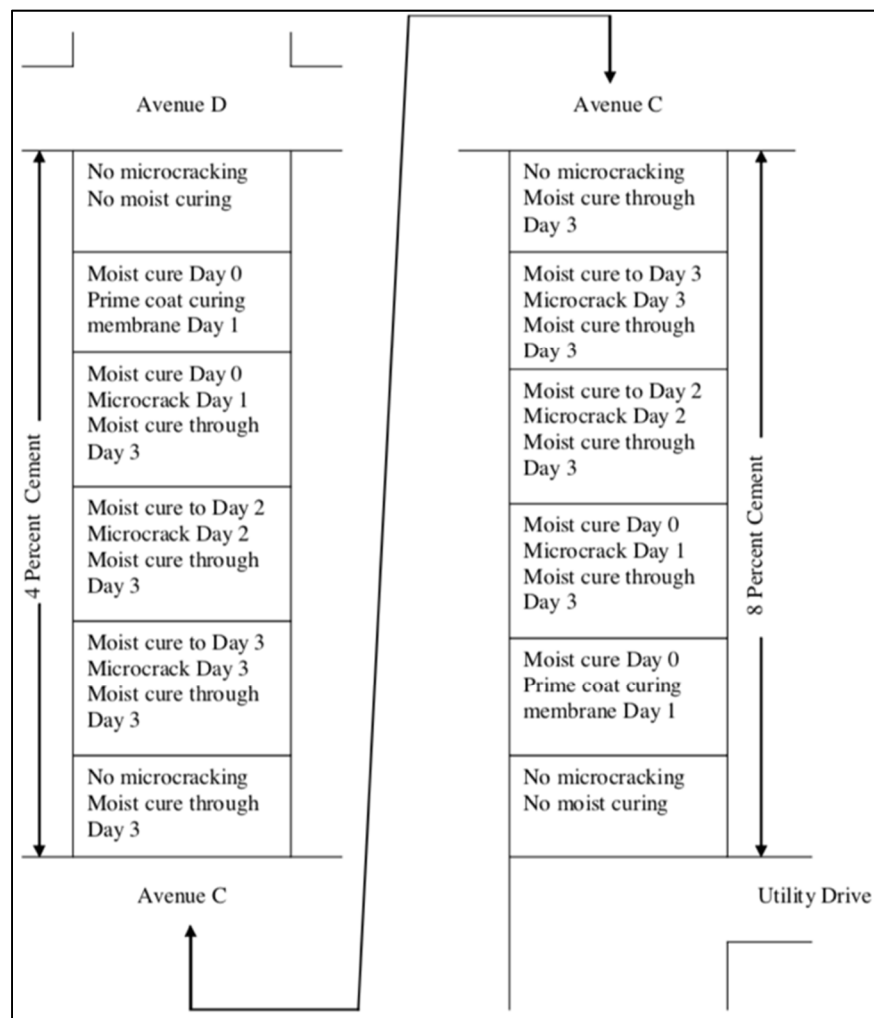


Figure 1.47 Schéma des divers traitements (Sebesta, 2004)

Le suivi de la fissuration a commencé dès le lendemain de la mise en œuvre, jusqu'à environ deux ans après la première lecture (Tableau 1.14). Il est possible de remarquer que la meilleure performance est attribuable à la section de 4 % microfissurée après 2 jours de cure.

Au niveau du dosage de 8 %, la meilleure performance est attribuable à une microfissuration à 1 jour de cure. Une cure humide aide également à réduire la fissuration par retrait. La fissuration débute dès le lendemain de la mise en œuvre et évolue beaucoup en quelques jours. Les Figure 1.50 et Figure 1.51 présentent schématiquement la fissuration dans les différentes sections d'essai.

Tableau 1.14 Suivi de la fissuration des planches d'essai (Sebesta, 2005)

Cement Content (%)	Treatment	Crack Length per 100 Feet							Crack change as % of moist cure (preventable)
		9/9/2003	9/15/2003	1/28/2004	3/29/2004	6/28/2004	6/28/2005	6/28/2005*	
4	Dry Cure	9	43	57	57	89	416	N/A	32
	Prime Cure	18	29	51	59	78	306	288	-8
	Crack 1 Day	14	35	35	45	76	206	192	-39
	Crack 2 Day	0	0	17	19	34	98	98	-69
	Crack 3 Day	0	6	6	19	81	192	192	-39
	Moist Cure	0	8	50	50	50	315	315	N/A
8	Dry Cure	29	29	46	76	277	441	N/A	26
	Prime Cure	0	48	89	125	328	517	517	48
	Crack 1 Day	31	62	62	92	92	242	211	-40
	Crack 2 Day	58	58	58	73	105	369	311	-11
	Crack 3 Day	80	80	80	80	88	306	226	-35
	Moist Cure	0	0	15	33	70	350	350	N/A

L'évolution du module FWD à court terme est présenté à la Figure 1.48. La diminution du module est plus marquée pour la 3^e passe que pour les deux premières. Seulement deux jours après la microfissuration, le module recouvre sa valeur avant endommagement à une journée.

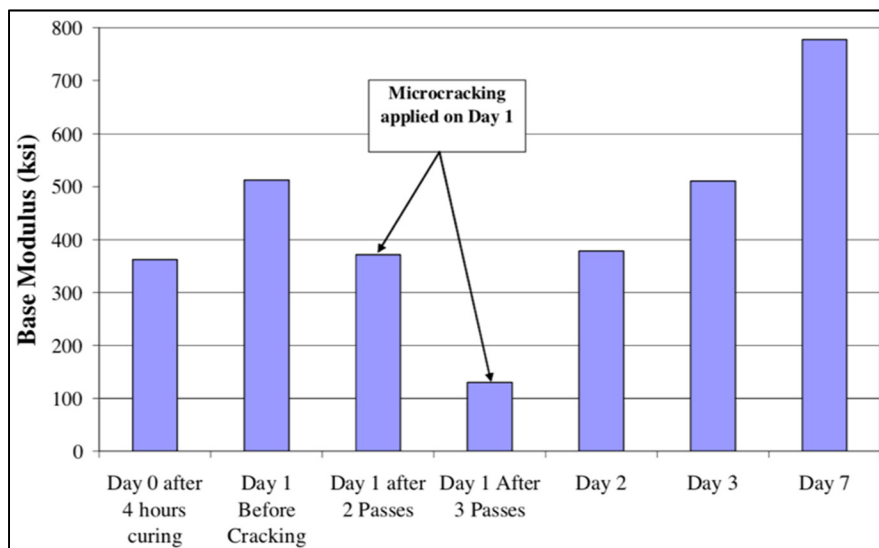


Figure 1.48 Évolution du module au FWD à court terme

Les mesures des modules au FWD en juin 2005 (un peu moins de 2 ans après la construction) sont présentées à la Figure 1.49. Il est possible de remarquer qu'à long terme, la microfissuration permet d'obtenir des modules plus élevés que non endommagés. L'influence de l'endommagement à long terme est plus marquée pour les plus grandes teneurs en ciment.

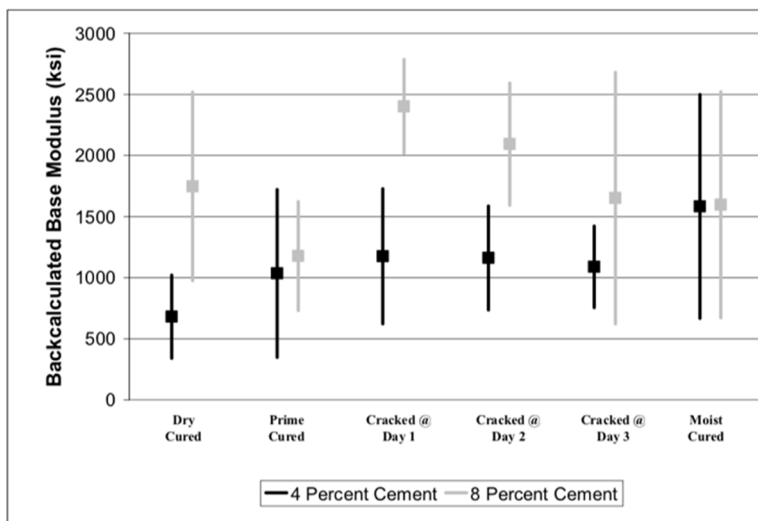


Figure 1.49 Modules au FWD en juin 2005

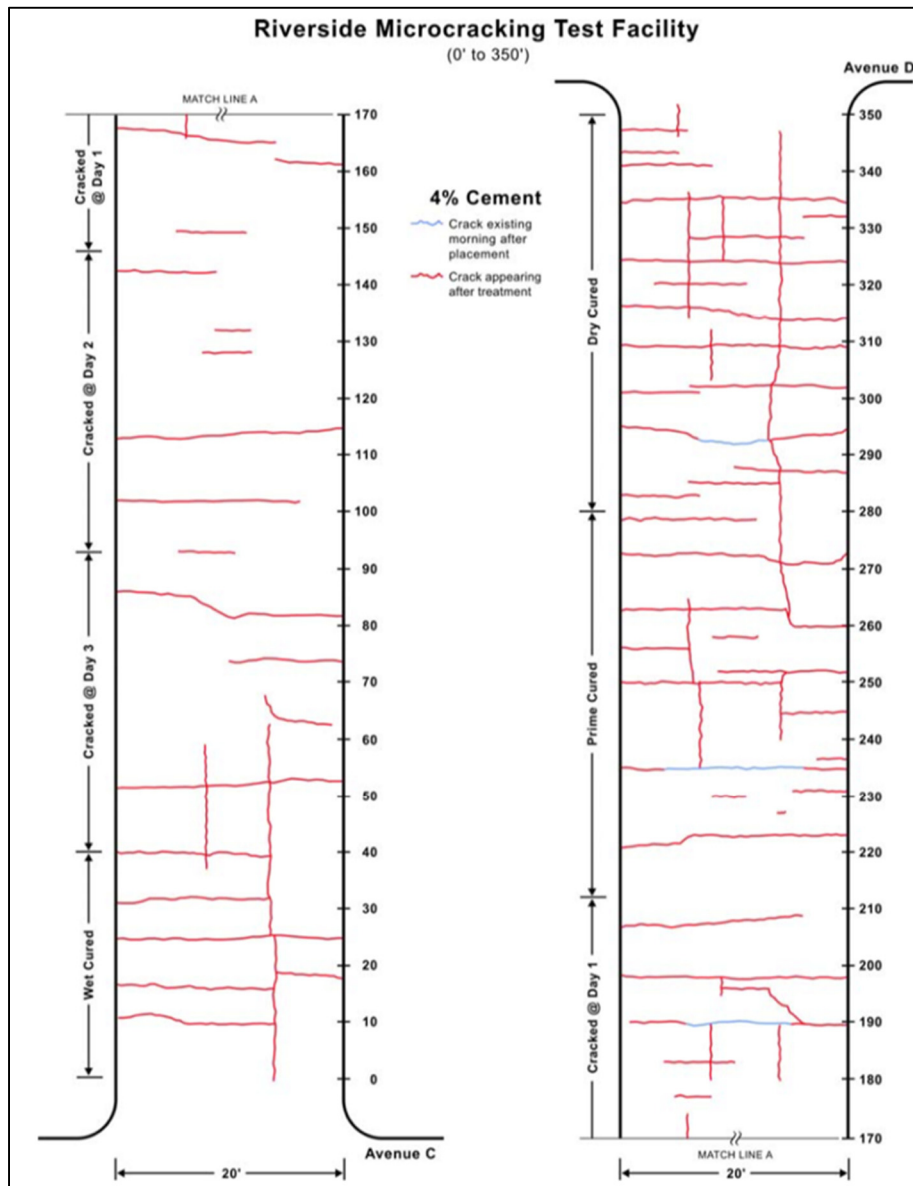


Figure 1.50 Plan de la fissuration pour section à 4 % (Sebesta, 2005)

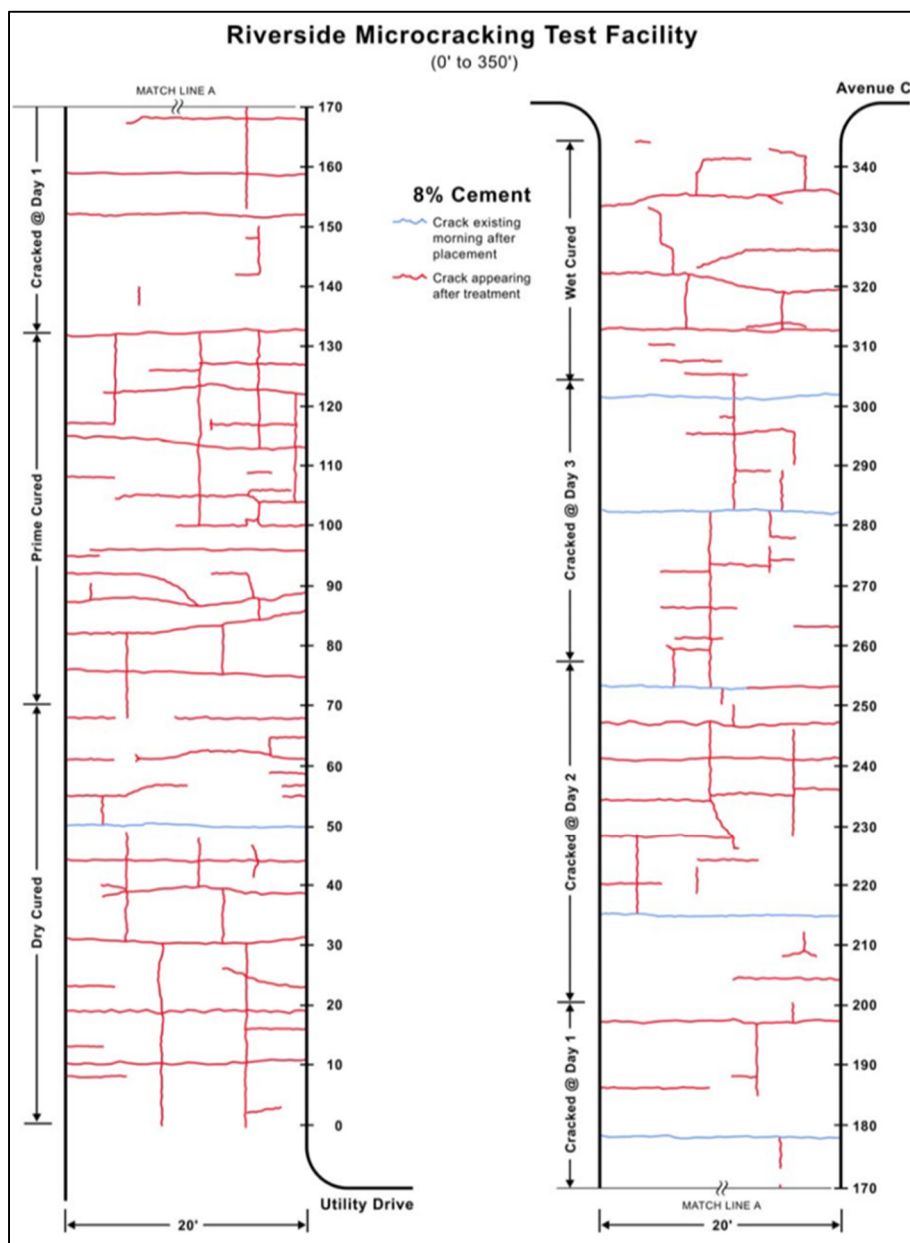


Figure 1.51 Plan de la fissuration pour section à 8 % (Sebesta, 2005)

Au niveau économique, une analyse financière sur 1000 pieds (Figure 1.52) a permis de déterminer que la réduction de la fissuration permet une économie sur le scellement de fissures. Cette réduction de coûts permet un taux de retour de 47,2 %.

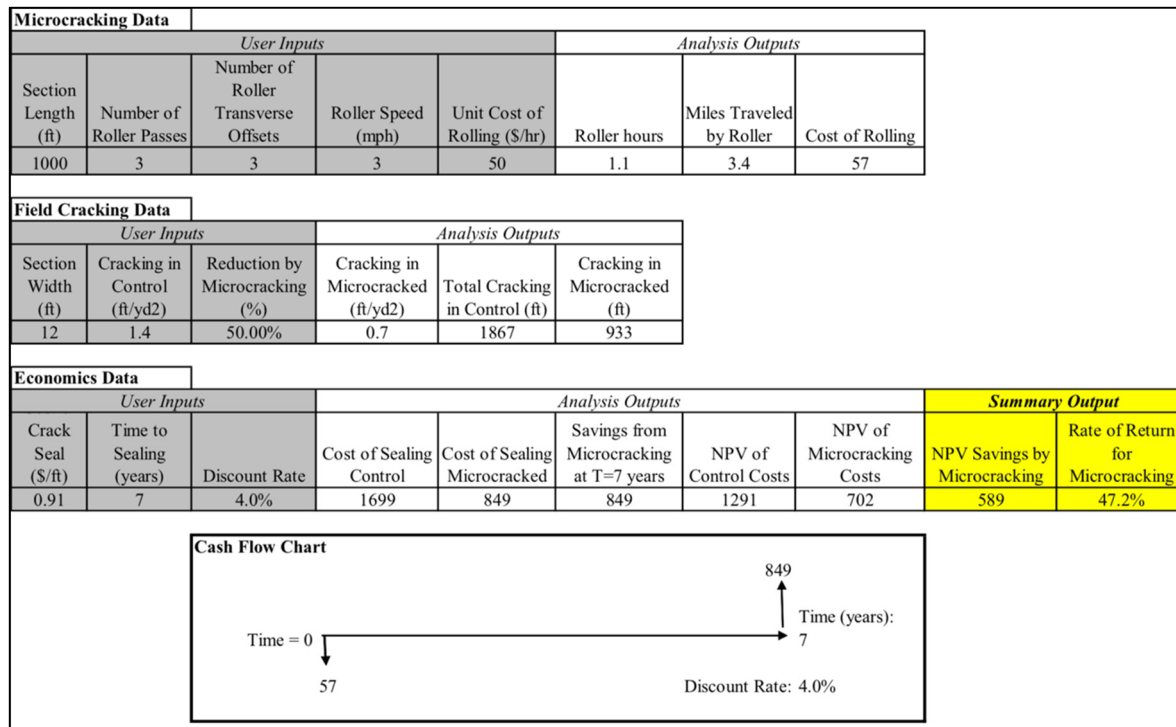


Figure 1.52 Analyse économique d'une section de 1000 pieds (Sebesta, 2005)

En conclusion, les auteurs mentionnent que la microfissuration diminue la sévérité des fissures, tant en quantité qu'en ampleur. De plus, le module en place des sections microfissurées est plus élevé que la section de contrôle avec seule une cure humide. Au niveau des sections avec une cure humide (non microfissurée), les modules sont comparables à long terme. Finalement, économiquement, cette technique serait avantageuse.

1.15.3 Salt Lake City, Wyoming (Guthrie et Hope, 2013; Hope, 2011)

Cette étude a été menée en 2009, afin d'évaluer l'efficacité de la préfissuration sur la fissuration en bloc due au retrait. Celle-ci a permis de produire un mémoire de maîtrise (Hope, 2011). Le site d'essai s'étend sur 3 sections : Redwood Drive et Dale Avenue à Salt Lake City et Black Butte Road près de Rock Springs au Wyoming. Les chaussées existantes ont été pulvérisées en place sur 150 mm à 225 mm et le matériau granulaire avec enrobé résultant (GBR ou RAP) a été traité avec un coulis de ciment pour obtenir 4 % par rapport à la masse sèche de granulats. L'évaluation des propriétés mécaniques in situ s'est faite avec un LWD, une jauge de rigidité et un appareil Clegg (version lourde). Un suivi après un an a été exécuté sur la Redwood Drive (Figure 1.54). Sur ce projet, lors de la microfissuration, le module a été diminué de 25 % de 2 jours à 5 jours de cure et a été mesuré à l'aide d'un LWD. La microfissuration exécutée à trop basse vitesse ou trop grande amplitude a endommagé la surface de la BTC (Figure 1.53). Ainsi, l'auteur propose plus de passes à faible amplitude ou à vitesse élevée.

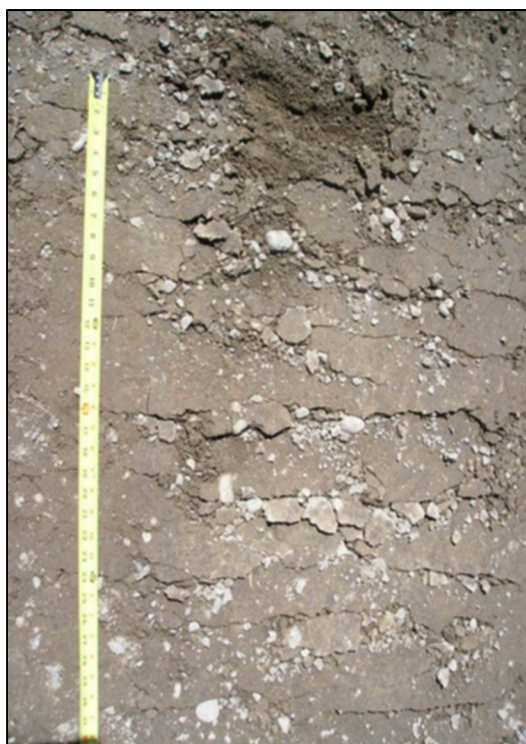


Figure 1.53 Endommagement de la surface lors de la microfissuration (Hope, 2011)

Le suivi des dégradations a montré qu'il n'y avait pas de remontée de fissures jusqu'à l'enrobé après un an. Le LWD ainsi que la jauge de rigidité sont sensibles à la microfissuration, mais pas l'appareil Clegg. Un contrôle qualité en laboratoire sur des échantillons prélevés en chantier a montré que l'entrepreneur a été en mesure de respecter les exigences du devis.

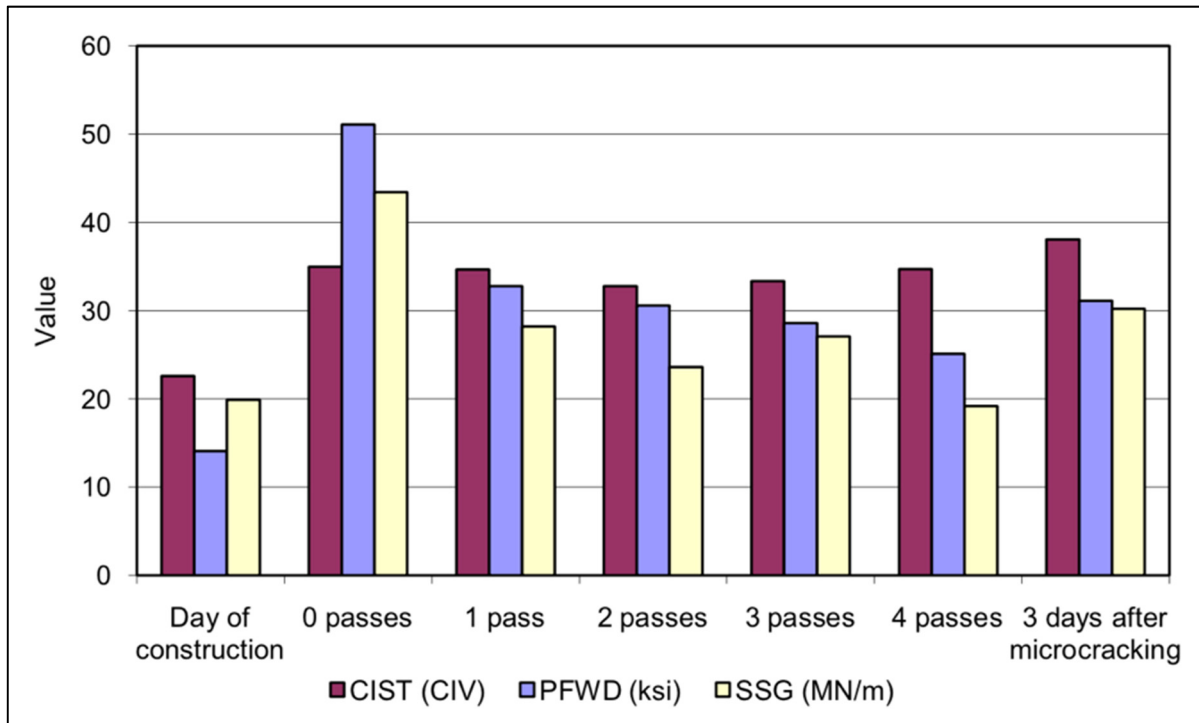


Figure 1.54 Évaluation de la rigidité sur la section Redwood Drive (Hope, 2011)

Finalement, l'auteur recommande d'utiliser un LWD (PFWD) pour le suivi du module en place, en raison de sa plus grande fiabilité que les autres appareils de mesure en place.

1.16 Synthèse de la revue de la littérature

La revue de littérature a permis de mettre en lumière que le réseau routier, tant principal que secondaire, a des besoins bien spécifiques. Les réseaux routiers secondaires (non revêtus ou traités en surface) actuels ne font pas l'objet d'une grande préoccupation de la part des autorités, mais sont très coûteux pour le faible trafic qu'ils supportent. Ainsi, le traitement des bases granulaires permet d'augmenter la performance mécanique des matériaux granulaires, et ce, à faible coût et avec une mise en œuvre simple. De plus, les réseaux routiers primaires (urbains ou ruraux) revêtus bénéficieraient d'une amélioration de leur performance grâce à un traitement des bases granulaires. Également, cette technique permet de réhabiliter les chaussées existantes, améliorant même les performances. Parmi les différentes méthodes de traitement, le traitement des bases granulaires au ciment (BTC) se voit comme étant une solution polyvalente, économique, facile à mettre en œuvre et performante. La revue décrit et présente le fonctionnement de cette technique, ainsi que les diverses méthodes de formulation génériques. Les différentes méthodes d'essai envisageables ont été approfondies et comparées.

L'étude des connaissances actuelles a permis de recenser une problématique de retrait dont les causes sont bien connues. Il semble difficile cependant de réduire le retrait, à moins de diminuer la teneur en ciment, le principal responsable, au détriment des propriétés mécaniques. Ainsi, plusieurs recherches se sont intéressées à minimiser la fissuration, et non le retrait lui-même. La technique de préfissuration des BTC à jeûne-âge semble efficace, mais elle est très peu documentée. Quelques essais ont été faits in situ, mais la compréhension mécanique de la technique est absente de la littérature. Plusieurs méthodes de mesure de la microfissuration ont été détaillées dans la revue. Finalement, une étude de cas similaires a été présentée en fin de revue.

CHAPITRE 2

PROBLÉMATIQUE, OBJECTIFS ET MÉTHODOLOGIE

2.1 Problématique

Malgré les nombreuses avancées et les divers avantages des BTC mentionnés précédemment, l'état des connaissances actuel sur cette technique converge vers une problématique principale : la fissuration par retrait. Tout matériau cimentaire est susceptible de subir du retrait lors de son hydratation et les BTC n'y échappent pas. Le retrait des BTC s'étend sur de grandes superficies et étant contraint en déplacement, il se résulte en des efforts internes supérieurs à la résistance en tension causant ainsi la rupture du matériau pour compenser le volume retrait. Cette fissuration typique s'opère par blocs d'une dizaine de mètres de côtés et finit par remonter jusqu'au revêtement de surface causant ainsi des problématiques globales de durabilité. Cette problématique est bien documentée dans la littérature, mais les solutions quant à elles sont très peu étudiées.

Il y a une vingtaine d'années, des chercheurs autrichiens (Litzka et Haslehner, 1995) ont proposé une approche contre-intuitive de volontairement endommager les BTC à jeune âge, se basant ainsi sur une autre étude concluant que la circulation prématurée de poids lourds améliorerait les propriétés. Litzka et Haslehner mentionnent qu'induire une microfissuration uniforme à jeune âge permettrait de répartir ce retrait sur une multitude de petites fissures, en réduisant ainsi l'ampleur et la sévérité des fissures au profit de la quantité. De plus, les auteurs espèrent un recouvrement mécanique suite à l'endommagement, désormais possible en raison de la faible ampleur des fissures. Depuis cette découverte, quelques projets s'y sont intéressés (in situ ou en laboratoire), mais les résultats ou la mise en œuvre sont mal documentés, incomplets ou inaccessibles. Ainsi, ce travail de maîtrise a pour objectif d'approfondir cette méthode de microfissuration à jeune-âge, en la démystifiant et en élaborant une méthode complète d'évaluation en laboratoire.

2.2 Objectifs de recherche

La mise en contexte des BTC a permis de mettre en lumière une problématique importante de fissuration par retrait, mais les solutions sont minces. Cependant, une technique de préfissuration semble plausible, mais très peu étudiée. Ainsi, l'objectif principal de ce présent projet de maîtrise est d'approfondir la technique de préfissuration des BTC, en développant une méthode d'évaluation de l'endommagement en laboratoire pour comprendre son influence sur les propriétés mécaniques. Pour ce faire, l'objectif principal a été divisé en trois sous objectifs principaux soit : formuler le matériau à partir de méthodes d'essai génériques de bétons et de sols, évaluer les méthodes de mise en œuvre et de mesure en laboratoire et finalement expérimenter l'endommagement en laboratoire en vue d'évaluer et de mesurer son influence sur le recouvrement mécanique. Ainsi, il est possible d'atteindre les trois sous objectifs principaux par les moyens privilégiés présentés au Tableau 2.1.

Tableau 2.1 Objectifs secondaires du projet et moyens privilégiés

Sous-objectifs	Moyens privilégiés
Formulation du mélange	<ul style="list-style-type: none"> - Sélectionner les matériaux de base - Développer une approche de formulation - Sélectionner des méthodes génériques pour des matériaux similaires - Déterminer l'influence du dosage des matériaux sur les propriétés mécaniques (résistance en comp., en tension indirecte, CBR, module) - Déterminer l'influence du dosage des matériaux sur les propriétés rhéologiques (aptitude au compactage, proportions réelles, % air) - Formuler quelques mélanges pour évaluer les différentes méthodes
Évaluation des méthodes	<ul style="list-style-type: none"> - Évaluer les méthodes de malaxage sur la rhéologie du mélange - Évaluer les méthodes de compaction sur les propriétés mécaniques - Évaluer l'influence de l'énergie de compaction sur la rhéologie (i.e. masse volumique, vides) - Évaluer l'hydratation par calorimétrie semi-adiabatique - Évaluer le potentiel de fissuration avec une plaque de retrait et les différentes méthodes de mesure - Évaluer les méthodes pour induire de l'endommagement - Évaluer les méthodes de mesure d'endommagement (directes et indirectes) - Sélectionner un ensemble de méthodes pour la phase d'expérimentation

Tableau 2.1 Objectifs secondaires du projet et moyens privilégiés (Suite)

Sous-objectifs	Moyens privilégiés
Expérimentation de l'endommagement	<ul style="list-style-type: none"> - Mesurer l'évolution des propriétés mécaniques dans le temps (de 1 jour à 28 jours après la mise en œuvre) - Définir des critères pour l'évaluation de l'endommagement - Sélectionner trois niveaux d'endommagement pour l'expérimentation - Mesurer l'influence du niveau d'endommagement sur les propriétés mécaniques (module, coefficient de Poisson, résistance en compression) - Mesurer le recouvrement des propriétés mécaniques dans le temps (de 1 jour à 28 jours après endommagement) - Comparer les différentes de mesure et tenter de les corrélér - Estimer le niveau d'endommagement pour un recouvrement optimal - Établir des recommandations en vue de la préfissuration

2.3 Programme des essais du projet

Afin de répondre à ces divers besoins, chacun des trois sous-objectifs a fait l'objet d'une analyse approfondie, dont les résultats sont présentés dans trois chapitres distincts. La Figure 2.1 présente les différentes étapes des trois sous-objectifs du programme d'essais. Suite à la revue de littérature et suivant les objectifs de recherche, la première étape sera la sélection des matériaux. Ensuite, les mélanges seront formulés sur une base mécanique et rhéologique, à partir des essais normalisés génériques inspirés des bétons et des sols. La seconde étape sera d'utiliser un éventail restreint de mélanges, afin d'évaluer les différentes méthodes de malaxage, de compaction, d'hydratation, de retrait, de fissuration, d'endommagement et de microfissuration. Toutes les méthodes seront présentées, retenues ou non, afin d'enrichir les connaissances actuelles limitées. Par la suite, l'expérimentation peut débuter avec l'étude de l'endommagement, basée sur la recette formulée et les méthodes retenues. Lors de cette phase, les propriétés mécaniques seront mesurées dans le temps et les critères et niveaux d'endommagement seront évalués. Ces trois niveaux d'endommagement seront induits à 24 heures, afin de mesurer son influence sur les propriétés mécaniques. Ensuite, le recouvrement des éprouvettes endommagées sera mesuré dans le temps, jusqu'à 28 jours. Finalement, l'analyse de la fiabilité sera présentée, juste avant la conclusion. Les diverses annexes présenteront les résultats détaillés du programme d'essais.

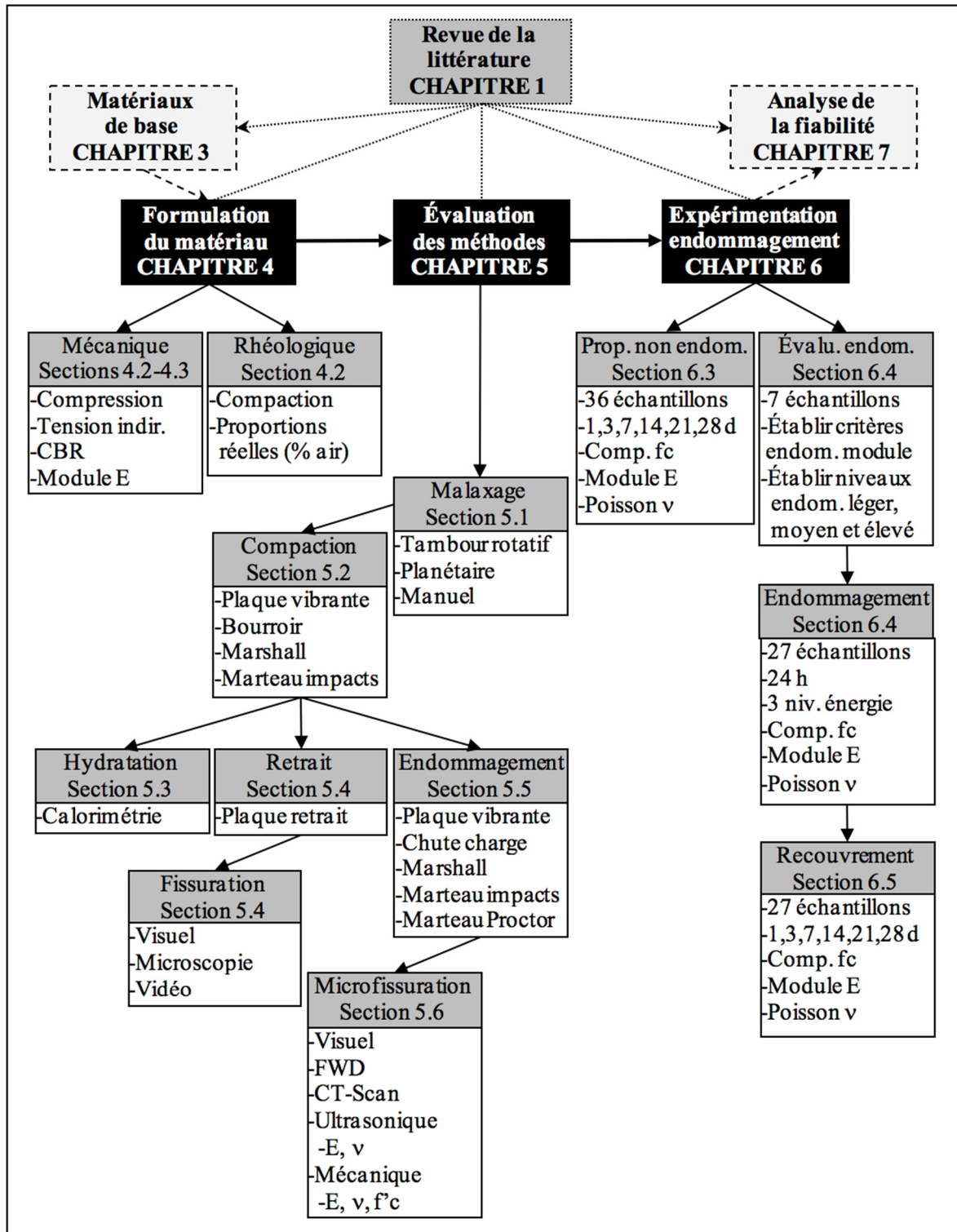


Figure 2.1 Organigramme du projet

Les sections suivantes détailleront les trois phases du plan expérimental de la Figure 2.1.

2.3.1 Formulation (Chapitre 4)

Cette section présente l'approche de formulation, les essais de base et les résultats s'y rattachant. Étant donné que les méthodes d'essais et normes actuelles ne s'appliquent pas directement aux BTC, la formulation a été basée sur des concepts normalisés de bétons et de sols. La présente formulation a pour objectif de comprendre l'influence générale des matériaux sur les propriétés de base telles que la résistance mécanique, la capacité mécanique et le comportement sous la compaction. La phase suivante (chapitre 5) utilisera les résultats de cette formulation et les recettes qui en découlent, afin d'évaluer différentes méthodes de mesure et de mise en œuvre. Ainsi, cette présente phase fait état de l'approche retenue pour la formulation et expliquera les essais génériques de résistance en compression, en tension et de module pour différentes teneurs en ciment et sous différentes méthodes de mise en place. Également, un essai de capacité CBR est présenté pour différentes teneurs en ciment. Finalement, la rhéologie des mélanges est étudiée avec la masse volumique, par calcul des proportions réelles. En somme, cette phase du chapitre 4 a pour objectif de préparer le terrain à l'évaluation des méthodes, en fournissant un éventail restreint de mélanges et une compréhension générale du comportement du matériau.

2.3.2 Évaluation des méthodes (Chapitre 5)

La section de l'évaluation des méthodes a pour objectif d'évaluer les paramètres clés d'essai non normalisés et de mise en œuvre des BTC, afin de passer à l'étape suivante d'expérimentation de l'endommagement. Étant donné qu'il n'existe pas de normalisation ni de méthodes d'essai sur les bases granulaires traitées au ciment, une évaluation des procédés généraux est essentielle afin de développer un bon plan expérimental. Ainsi, les différentes techniques de malaxage, de compaction et d'endommagement des BTC sont étudiées dans ce chapitre. Les différentes méthodes d'évaluation de l'hydratation, du retrait, de la fissuration et de la microfissuration sont également analysées. Lors de l'évaluation de chacune de ces méthodes, un mélange optimal provenant de l'étape de formulation a été retenu. Le mélange

sélectionné et les méthodes de mise en œuvre utilisées sont présentés au début de chaque section. Étant donné que la littérature est très discrète sur la mise en œuvre des BTC en laboratoire, les méthodes non retenues sont tout de même présentées et analysées, afin d'enrichir l'état des connaissances actuel.

2.3.3 Expérimentation (Chapitre 6)

L'expérimentation de l'endommagement est divisée en trois phases ; mesurer l'évolution des propriétés mécaniques dans le temps, mesurer l'effet de l'endommagement sur les propriétés mécaniques et finalement mesurer le recouvrement des propriétés mécaniques dans le temps. Au début de ce chapitre, les méthodes et procédés utilisés sont détaillés, en plus d'une description et analyse de chacune des éprouvettes du programme. Les propriétés non endommagées sont évaluées jusqu'à 28 jours avec des méthodes mécaniques et ultrasoniques de module, de coefficient de Poisson et de résistance en compression. Ensuite, des critères mécaniques d'endommagement sont définis et trois niveaux d'endommagement sont retenus (léger, moyen, élevé). Après, ces niveaux d'endommagement ont été induits à des éprouvettes à 24 heures de cure, afin de mesurer l'influence de l'endommagement, comparativement aux propriétés mesurées sans endommagement. Ensuite, le recouvrement de ces mêmes propriétés a été mesuré jusqu'à 28 jours. Dans ce chapitre, l'analyse des données suit directement la présentation des résultats. L'analyse de la fiabilité des résultats, par rapport au temps de cure et aux équipements d'essais, est présentée au chapitre suivant.

Maintenant que la problématique a été mise en lumière, que les objectifs de projets ont été définis et que le programme expérimental a été planifié, le choix des matériaux peut maintenant se faire.

CHAPITRE 3

MATÉRIAUX DE BASE

Au niveau des matériaux, les bases granulaires traitées au ciment sont assez simples en soi. Trois matériaux principaux sont utilisés : un matériau granulaire, un ciment et de l'eau. Afin de simplifier le projet et de le rendre le plus accessible, des matériaux communs et génériques ont été utilisés : un matériau granulaire normalisé de type MG 20, un ciment Portland d'usage général (GU) ainsi que de l'eau d'une distribution publique. Le granulat a pour rôle de fournir un squelette le plus dense possible, afin de minimiser les besoins en pâte. Le ciment a pour rôle de lier les granulats entre eux, en les enrobant par le biais de la pâte. L'eau a pour cible d'hydrater le ciment, tout en améliorant la rhéologie pour la mise en place.

De manière à mieux comprendre l'implication de ce chapitre, voici un organigramme des sections à la Figure 3.1.

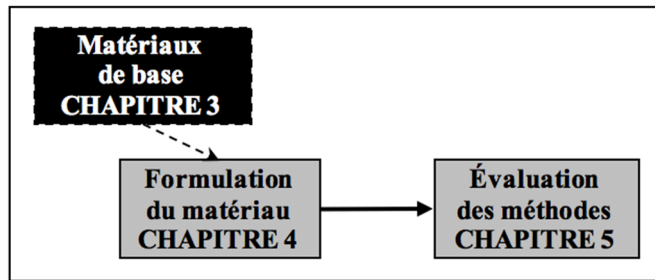


Figure 3.1 Organigramme du chapitre 3

3.1 Matériau cimentaire

Un ciment d'usage général (GU) a été employé, en raison de sa disponibilité, son coût et ses performances satisfaisantes pour le projet. Le ciment utilisé lors du projet est conforme à la norme CSA A3000-13 section A3001-13, type GU. Le ciment du fournisseur Ciment Québec a été renouvelé chaque année afin d'assurer une performance optimale. Voici un tableau synthèse des propriétés du ciment utilisé, selon la fiche technique du fabricant en 2017.

Tableau 3.1 Essais physiques et composition chimique du ciment (données du fabricant)

Essais physiques	
Temps de prise Vicat	
Vicat Initial (min)	115
Vicat Final (min)	245
Finesse	
Blaine (m ² /kg)	393
Retenu 45 µm (%)	5
Fausse prise (%)	63
Exp. à l'autoclave (%)	0,1
Teneur en air (%)	6
Résistance en compression	
3 jours (MPa)	26,4
7 jours (MPa)	30,9
28 jours (MPa)	37,8
Expansion des barres de mortier	
14 jours (%)	0,008

Essais chimiques (%)	
SiO ₂	19,1
Al ₂ O ₃	4,8
Fe ₂ O ₃	3,6
CaO	60,2
CaO libre	1,5
MgO	2,6
SO ₃	3,8
Perte au feu	1,9
Insolubles	0,5
Alcalis (Éq. Na ₂ O)	0,92
Composition Minéralogique	
C ₃ S	51,2
C ₂ S	16,2
C ₃ A	6,7
C ₄ AF	11

3.2 Matériaux granulaires

Le mélange granulaire utilisé pour le projet est de type MG 20 MTQ. Il est composé de dolomie concassée de type MG 20 de la carrière Uniroc à Mirabel (Québec) et de sable naturel de la sablière Fournel, à Saint-André d’Avelin (Québec). Sa disponibilité est grande peu importe la région et son coût de production est relativement faible.

3.2.1 Pierre concassée MG 20

Les propriétés granulométriques de la pierre concassée MG 20 sont présentées au Tableau 3.2. Les propriétés physiques et mécaniques sont présentées au Tableau 3.3. Ces propriétés ont été mesurées par le fabricant à l’interne ainsi qu’à l’externe par le laboratoire ABS, sur 6 échantillons distincts à l’été 2016.

Tableau 3.2 Analyse granulométrique
MG 20 Uniroc Mirabel
(analyse par fabricant et externe)

Tamis (mm)	Passant (%)
28	100
20	92
14	71
10	55
5	37
2,5	25
1,25	20
0,63	13
0,315	11
0,16	8,0
0,08	4,9
Méthode d’essai : LC 21-040	

Tableau 3.3 Propriétés physiques et mécaniques
MG 20 Uniroc Mirabel (fabricant et externe)

Description	Méthode d'essai	Valeur
Micro-deval (MD), %	LC 21-070	11,3
Los Angeles (LA), %	LC 21-400	19,6
Fragmentation, %	LC 21-100	100
Particules plates, %	LC 21-265	16,2
Particules allongées, %	LC 21-265	10,4
Matières organiques, %	LC 31-228	0,60
Valeur au bleu	LC 21-255	0,07
Densité SSS	LC 21-065/067	2,793
Densité Sec	LC 21-065/067	2,777
Absorption (%)	LC 21-065/067	0,48

3.2.2 Sable naturel

Au niveau du sable naturel utilisé pour l'amendement, ses propriétés granulométriques sont présentées au Tableau 3.4. Les propriétés physiques et mécaniques sont présentées au Tableau 3.5. Ces propriétés ont été mesurées par le fabricant à l'interne ainsi qu'à l'externe par le laboratoire Solmatech, EXP et MC2 sur des échantillons distincts à l'été 2016.

Tableau 3.4 Analyse granulométrique
Sablière Fournel Saint-André d'Avelin
(fabricant et externe)

Tamis (mm)	Passant (%)
10	100
5	96
2,5	88
1,25	75
0,630	52
0,315	23
0,160	6,0
0,080	1,8
Méthodes d'essai : CSA A23-2A/LC 21-040	

Tableau 3.5 Propriétés physiques et mécaniques
Sablière Fournel Saint-André d'Avelin (fabricant et externe)

Description	Méthode d'essai	Valeur
Micro-deval (MD), %	LC 21-070	9,5
Friabilité, %	LC 21-080	17,9
Colorimétrie	CSA A23.2-7A	1
Bleu méthylène	LC 21-255	0,1
Masse vol. Tassée	CSA A23.2-10A	1702
Masse vol. Non tassée	CSA A23.2-10A	1517
Densité SSS	CSA A23.2-6A	2,668
Densité Sec	CSA A23.2-6A	2,647
Absorbtion, %	CSA A23.2-6A	0,83

3.2.3 Mélange granulaire MG-20 MTQ

La combinaison de 92 % m/m de MG 20 et de 8 % m/m de sable résulte au matériau MG 20 MTQ utilisé. Les analyses de MG 20 MTQ proviennent de 2 paliers distincts de la réserve de 27 000 tonnes de 2016. Une moyenne de 19 échantillons a donné les résultats présentés ci-dessous au Tableau 3.6 et Tableau 3.7. Cependant, seule la moyenne est disponible. La Figure 3.2 présente la courbe granulométrique ainsi que le fuseau du MTQ. La Figure 3.3 présente l'aspect visuel du matériau. Il est possible de remarquer l'angularité de granulat concassé, ainsi que la présence de sable.

Tableau 3.6 Analyse granulométrique MG 20 MTQ Uniroc

Tamis (mm)	Passant (%)	Exigence MTQ (NQ)	
		Min	Max
28	100	100	100
20	93	90	100
14	73	68	93
10	57		
5	39	35	60
2,5	28		
1,25	21	19	38
0,630	17		
0,315	14	9,0	17
0,160	8,0		
0,080	4,8	2,0	5,0

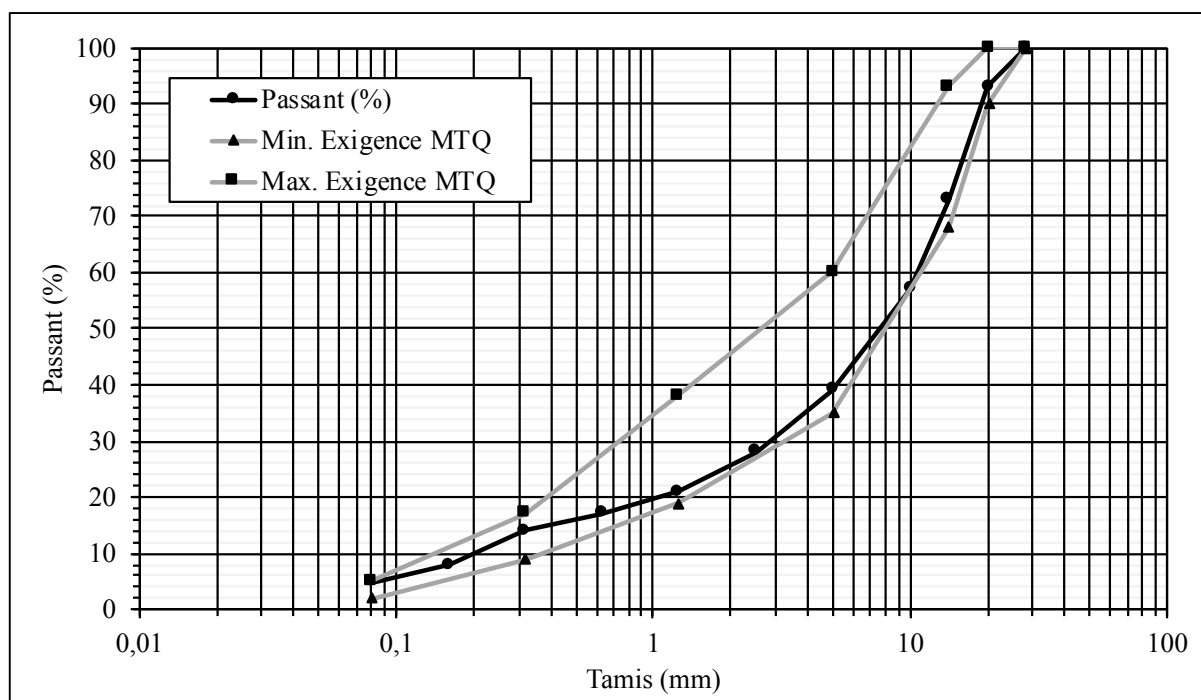


Figure 3.2 Courbe granulométrique MG 20 MTQ Uniroc

Tableau 3.7 Propriétés physiques et mécaniques MG 20 MTQ Uniroc

Description	Méthode d'essai	Valeur
Micro-deval (MD), %	LC 21-070	12,7
Los Angeles (LA), %	LC 21-400	19,3
Total MD+LA		32,0
Fragmentation, %	LC 21-100	100
Particules plates, %	LC 21-265	12,1
Particules allongées, %	LC 21-265	20,1
Proctor Modifié, kg/m ³	NQ 2501-255	2340
Teneur en eau optimale, %W	NQ 2501-255	5,2



Figure 3.3 Aspect visuel du MG 20 MTQ

3.3 Eau de gâchage

L'eau de gâchage provient du réseau public d'aqueduc de la ville de Montréal. La température de l'eau utilisée est régulée à environ 15 °C par un régulateur mécanique. Le Tableau 3.8 présente les propriétés de l'eau utilisée (Ville de Montréal, 2017).

Tableau 3.8 Propriétés de l'eau de gâchage (Ville de Montréal, 2017)

Paramètre	Concentration		
	min	moy	max
Conductivité ($\mu\text{S}/\text{cm}$)	287	313	331
Couleur (U.C.V.)	1	1,42	4
Indice d'agressivité	11,9	12,1	12,3
Indice de Ryznar	7,9	8,6	9,3
Indice de saturation de Langelier	-0,61	-0,24	0,16
pH (unités)	7,7	7,93	8,2
Solides fixes (mg/l)	130	144	155
Solides totaux (mg/l)	155	173	182
Température (°C)	1	10,78	22,9
Turbidité (U.T.N.)	0,1	0,18	0,3
Coliformes totaux (ABS/100 ml)		99,8	
E. Coli (ABS/100 ml)		100	
Caractéristiques chimiques organiques et inorganiques (mg/L)			
Chlorures (Cl)	23,8	26,68	28,83
Calcium (Ca)	29,12	32,06	34,095
Dureté totale (CaCO_3)	107	116	123
Sodium (Na)	12	14,57	16,71
Sulfates (SO_4)	19,76	23,21	25,39

L'utilisation d'eau de mauvaise qualité est autorisée par la norme CSA A23.2-8A, à condition que la résistance à 28 jours ne soit pas diminuée de plus de 10 % comparativement à l'utilisation d'eau potable (Kosmatka et al., 2011). La concentration en chlorures, en sulfates, en alcalis et en solides totaux de l'eau de gâchage utilisée est conforme aux méthodes ASTM D512, ASTM D526 et AASHTO T26.

CHAPITRE 4

FORMULATION, ESSAIS DE BASE ET PROPRIÉTÉS DE BASE

Cette section présente l'approche de formulation, les essais de base et les résultats s'y rattachant. Étant donné que les méthodes d'essais et normes actuelles ne s'appliquent pas directement aux BTC, la formulation a été basée sur des concepts normalisés de bétons et de sols. La présente formulation a pour objectif de comprendre l'influence générale des matériaux sur les propriétés de base telles que la résistance mécanique, la capacité mécanique et le comportement sous compaction. La phase suivante (chapitre 5) utilisera les résultats de cette formulation et les recettes qui en découlent, afin d'évaluer les différentes méthodes de mise en œuvre et de mesure. Ainsi, cette présente phase présente l'approche retenue pour la formulation et explique les essais génériques de résistance en compression, en tension et de module pour différentes teneurs en ciment et sous différentes méthodes de compaction. Également, un essai de capacité CBR est présenté pour différentes teneurs en ciment. Finalement, la rhéologie des mélanges est étudiée avec la masse volumique, par calcul des proportions réelles.

En somme, cette phase présentée au chapitre 4 a pour objectif de préparer le terrain à l'évaluation des méthodes (Figure 4.1), en fournissant un éventail restreint de mélanges et une compréhension générale du comportement du matériau.

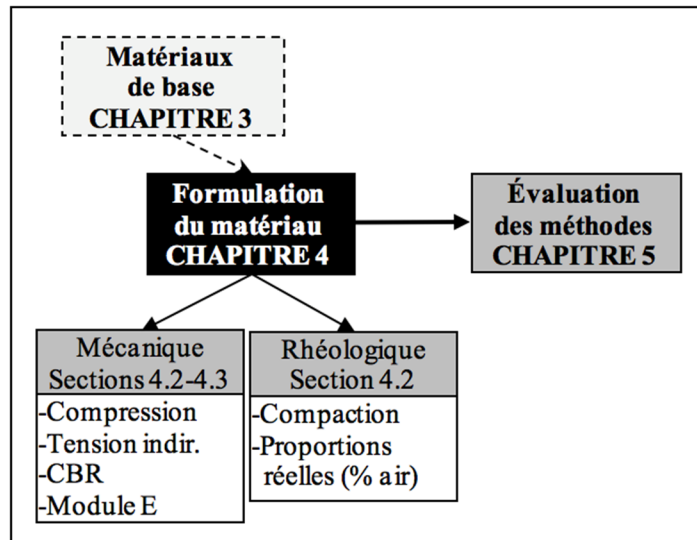


Figure 4.1 Organigramme du chapitre 4

4.1 Approche de formulation

La formulation de la BTC se base sur les recommandations de la littérature. Au total, 3 matériaux différents entrent dans la composition des BTC : le mélange granulaire, le ciment et l'eau (Figure 4.2).

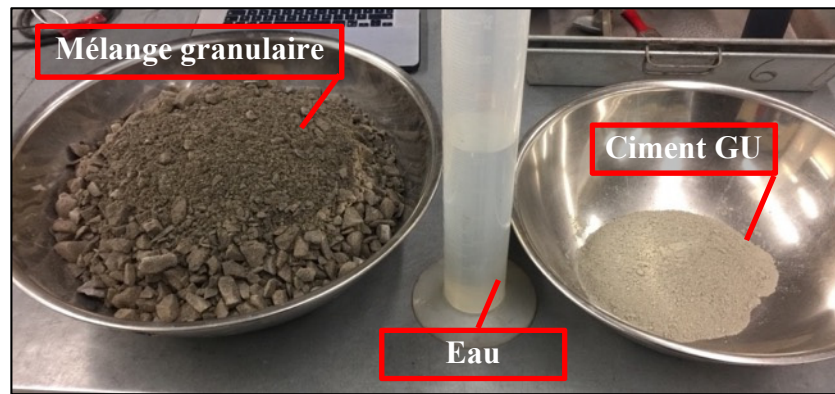


Figure 4.2 Composants des BTC

Ainsi, au niveau du squelette granulaire, on cherche à l'optimiser au niveau de la masse volumique. Un essai Proctor modifié permet d'obtenir la valeur de masse volumique maximale, et ce, à une teneur en eau optimale. Dans le cas du matériau granulaire utilisé, cette valeur de masse volumique maximale se situe à 2340 kg/m^3 , pour une teneur en eau massique de 5,2 % du mélange granulaire sec (laboratoire externe). L'énergie utilisée pour obtenir ce niveau de compactage est normalisée par l'essai ASTM D1557 (ASTM, 2012b) et est de $2,7 \text{ MJ/m}^3$. Ainsi, cette valeur de teneur en eau a été retenue pour la formulation de la BTC, malgré le fait qu'elle ne soit pas probablement optimale suite à l'ajout de ciment.

Au niveau du liant, un total de 3 dosages a été sélectionné, afin de couvrir les différents comportements mentionnés dans la littérature. Ainsi, une valeur minimale de dosage massique de 3 % de ciment par rapport à la masse de matériau granulaire sec a été choisie, car elle a été mentionnée dans la littérature comme étant un bon compromis entre résistance mécanique élevée et potentiel de retrait faible. À partir de cette teneur, le matériau granulaire est considéré comme étant lié. Dans le cadre de ce projet, 2 autres teneurs en ciment ont été retenues, soit

4 % et 5 %. La valeur maximale de 5 % a été sélectionnée, car elle correspond à un niveau de stabilisation élevé selon la littérature. De plus, la valeur de 4 % a été mentionnée comme étant optimale selon plusieurs auteurs. Une valeur de dosage plus élevée que 5 % n'a pas été sélectionnée pour des raisons économiques.

La teneur en eau optimale du Proctor modifié de la pierre n'a pas été ajustée en fonction de la teneur en ciment et a été fixée à 5,2 %, valeur fournie par un laboratoire externe. Augmenter la teneur en eau aurait pour effet d'augmenter la maniabilité du mélange, créant potentiellement des problématiques de ségrégation et d'écoulement de la pâte à travers la matrice granulaire. Également, limiter la teneur en eau permettrait de limiter l'hydratation du ciment à court terme, pour ainsi reprendre le processus de recouvrement après endommagement mécanique. La littérature mentionne aussi qu'une teneur en eau plus élevée que l'optimum Proctor modifié augmente le potentiel de retrait et de dégradation au gel-dégel. La texture de la BTC à l'état frais peut être observée à la Figure 4.3.



Figure 4.3 BTC à l'état frais
avec 5 % de ciment

4.2 Essai de résistance en compression, de module et de tension indirecte

Maintenant que les différentes teneurs en ciment ont été fixées et que la teneur en eau a été déterminée, il est possible de débiter les essais de base. Ces essais mécaniques normalisés pour le béton et le sol consistent à pouvoir avoir une idée générale sur le matériau, afin de comparer son comportement avec la littérature. Ainsi, la première étape de formulation utilisera les 3 teneurs en ciment de 3 %, 4 % et 5 % et une consolidation avec une table vibrante, afin de mesurer la résistance en compression et en tension indirecte à 7 jours. La deuxième étape utilisera 4 % et 5 % et utilisera une énergie supplémentaire avec un marteau Marshall, pour mesurer entre 1 jour et 28 jours la résistance en compression, en tension indirecte et le module élastique. Finalement, les proportions réelles des mélanges ont été évaluées, afin de calculer la teneur en air à partir de la masse volumique fraîche.

4.2.1 Équipement d'essai

Les essais de résistance en compression, de tension indirecte et de module (phase formulation) ont été réalisés selon les méthodes d'essai ASTM C39, ASTM C496 et ASTM C469 respectivement. La Figure 4.4 présente la presse utilisée pour la compression et la Figure 4.5 montre un essai typique en compression. L'utilisation de cette presse d'une capacité de 4600 kN est moins précise pour de faibles résistances (< 1000 kN), mais devient avantageuse pour des capacités élevées. La précision des appareils de mesure est présentée dans la section analyse (7.1.1).



Figure 4.4 Presse hydraulique
MTS 815.04 de 4,6 MN



Figure 4.5 Mesure de la résistance en compression
et du module mécanique

Pour les essais de tension indirecte, une presse Matest d'une plus faible capacité a été utilisée (2 MN), afin d'obtenir plus de précision (Figure 4.6). Un châssis adapté à l'essai a été employé, afin d'obtenir plus de stabilité et de précision (Figure 4.7).



Figure 4.6 Presse en compression pour essai de tension indirecte

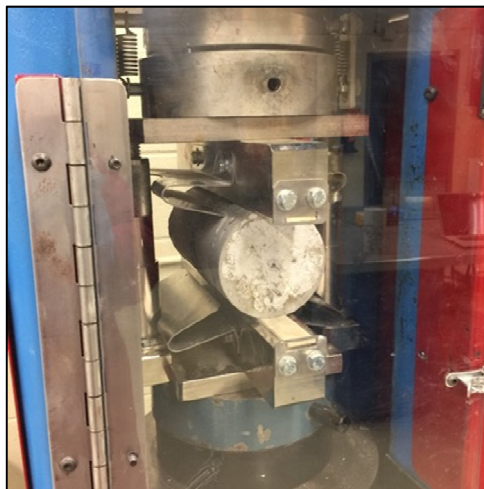


Figure 4.7 Châssis pour essai de tension indirecte

4.2.2 Formulation à 3 %, 4 % et 5 % avec table vibrante

La première formulation s'est faite avec 3 teneurs en ciment, ainsi qu'avec une table vibrante, tel que requis par la méthode d'essai de bétons ASTM C39 (ASTM, 2016a) pour de faibles affaissements. La durée de la cure scellée est de 7 jours, afin de pouvoir comparer les résultats aux exigences de la littérature.

La mise en place des cylindres de 100 mm de diamètre par 200 mm de haut s'est faite à l'aide d'une table vibrante Syntron VP-51 (Figure 4.8). Les éprouvettes ont été vibrées à amplitude maximale pendant 20 secondes par couches, pour un total de 3 couches, délivrant ainsi une énergie volumique de $0,2 \text{ MJ/m}^3$ (calculé à l'aide de l'équation (5.1) de la page 129).



Figure 4.8 Table vibrante Syntron VP-51 et cylindres

Le Tableau 4.1 présente les résultats mécaniques à 7 jours de cure, ainsi que la masse volumique fraîche du matériau, estimée en pesant le cylindre arasé avec un volume connu. Les résultats sont la moyenne de 2 éprouvettes. Le coefficient de variation (c_v) est présenté de pair avec les résultats (écart-type/moyenne).

Tableau 4.1 Moyenne des essais à 7 jours de cure (scellée) pour différentes teneurs en ciment, par table vibrante

Propriété	Méth. d'essai	Cure	% de ciment et c_v					
			3 et c_v		4 et c_v		5 et c_v	
Tension ind., MPa	ASTM C39	7 d	0,56	18 %	0,75	3 %	1,21	5 %
Compression, MPa	ASTM C496	7 d	2,66	7 %	3,65	2 %	7,43	< 1 %
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	ASTM C39	0 d	2181	< 1 %	2236	< 1 %	2353	< 1 %

Il est possible d'observer que l'augmentation de la résistance ne semble pas linéaire et que passer de 4 % à 5 % permet de presque doubler le résultat (Figure 4.9).

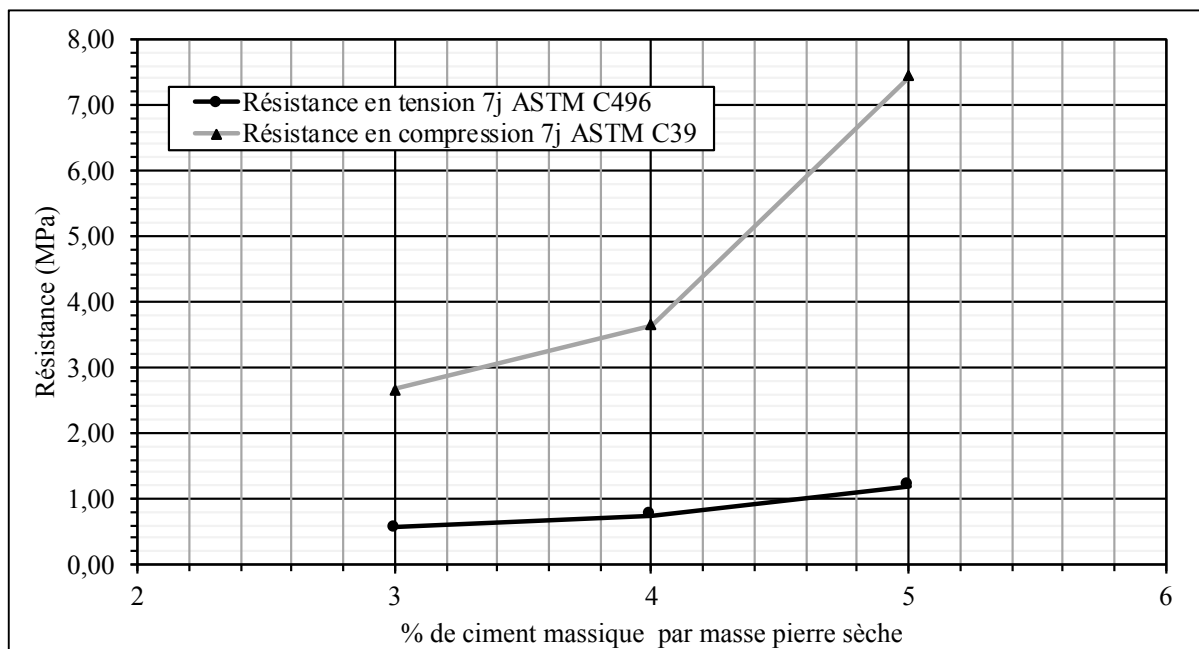


Figure 4.9 Résistances mécaniques à 7 jours de cure (scellée), par table vibrante

L'explication de cette augmentation importante peut être expliquée par le fait que la masse volumique augmente avec la teneur en ciment (Figure 4.10). Le ciment combiné à l'eau pourrait contribuer à lubrifier la compaction, en plus d'augmenter la masse en raison de sa masse volumique élevée de 3,15.

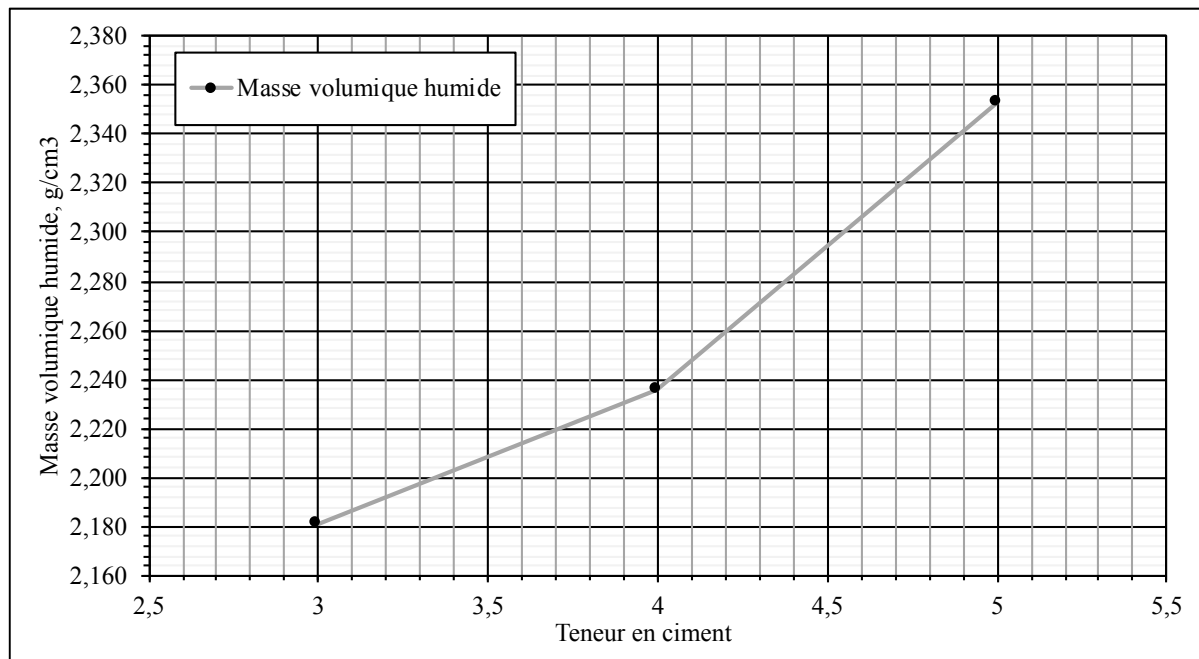


Figure 4.10 Masse volumique humide moyenne en fonction de la teneur en ciment, par table vibrante

Une analyse des proportions réelles a été exécutée afin d'évaluer le degré de compacité des éprouvettes par méthode des masses volumiques, en calculant la teneur en air. L'ensemble des tableaux de proportions réelles, tel que celui présenté au Tableau 4.2., est disponible en ANNEXE I. Les résultats de ces calculs, présentés au Tableau 4.4, ont été obtenus grâce aux propriétés de base sur les matériaux (Tableau 4.3). À titre comparatif, le mélange granulaire seul, à teneur en eau optimale et énergie Proctor modifiée, engendre autour de 8 % de vides.

Tableau 4.2 Exemple de tableau de calcul des proportions réelles

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES				Mélange: Résistance en compression, module et tension indirecte, 3 %, vibré				
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7	
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)	
Me	0,399	Egg -0,034 Egf -0,005 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,360	Ve 0	Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 262,5646	94	94	94
Mc	0,2302		0,230	Vc 0	Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 262,5652	60	60	19
Mac	0		0,000	Vac 0		0	0	0
Mgg	7,05962	Egg 0,034	7,094	Vgg 3		1863	1863	668
Mgf	0,61388	Egf 0,005	0,619	Vgf 0		163	163	61
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0		0	0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0		0	0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00		0	0,00	0,00
MT	8,303		8,303	Vs+l 3		2180	2180	Vs+l 842
Air (%)	15,76		0,000	Vt 4				Va 157,6
								Vp 114

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais		
1,56	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	2180	kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)		Celsius
1,56	C	3,150				Affaissement		mm
	AC	1,000				Étalement		%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00			
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00			
0,0 1,00	SPs+l	1,000						
100,0 1,00	SPs	1,000						

Tableau 4.3 Propriétés de base pour les proportions réelles

Propriété de base	3 %	4 %	5 %
Masse pierre, kg	7,060	6,995	6,932
Masse sable, kg	0,614	0,608	0,603
Masse eau, kg	0,399	0,395	0,392
Masse ciment, kg	0,230	0,304	0,377
Masse gâchée, kg	8,303	8,303	8,303
Dsss pierre	2,789	2,789	2,789
Dsss sable	2,668	2,668	2,668
Abs. Pierre, %	0,48	0,48	0,48
Abs. Sable, %	0,83	0,83	0,83
Teneur eau pierre, %	0,00	0,00	0,00
Teneur eau sable, %	0,00	0,00	0,00
Masse vol. (pr), kg/m3	2181	2236	2353

Tableau 4.4 Résultat du calcul des proportions réelles

Proportions réelles (pour 1 m³ avec vides)	3 %	4 %	5 %
Dosage pierre SSS, kg/m ³	1863	1893	1974
Dosage sable SSS, kg/m ³	163	165	172
Dosage granulats SSS, kg/m ³	2026	2058	2146
Dosage eau SSS, kg/m ³	94	96	100
Dosage ciment, kg/m ³	60	82	107
Teneur en air, %	15,8	13,7	9,4
Masse vol., kg/m ³	2180	2236	2353
Volume pâte, L	114	122	134
Dosage ciment/pierre sèche, %	3,0	4,0	5,0
Dosage eau/pierre sèche, %	5,2	5,2	5,2
Rapport E/C	1,56	1,17	0,94

On peut clairement remarquer que la compaction à la table vibrante a été ineffective, en raison des teneurs en air proches ou supérieures à 10 %. Ainsi, il est possible de penser qu'une compaction plus effective permettrait d'obtenir des valeurs de résistance en compression supérieures à celles obtenues avec la vibration sur une table. À titre comparatif, le mélange granulaire seul, à teneur en eau optimale et énergie Proctor modifiée, engendre autour de 8 % de vides.

4.2.3 Formulation à 4 % et 5 % avec marteau Marshall

La deuxième phase de formulation consiste à utiliser une méthode de compaction différente, ainsi que 2 teneurs en ciment. La résistance en compression, le module élastique, et la résistance en tension indirecte seront mesurées de 1 jour à 28 jours de cure, sur 2 éprouvettes (3 à 28 jours). Le temps de cure final a été déterminé à 28 jours, afin d'obtenir un profil de cure comparatif à la littérature.

Les résultats présentés au Tableau 4.5 et à la Figure 4.12 sont obtenus grâce à une énergie de compaction obtenue par un marteau Marshall (équivalente à un Proctor standard, soit $0,6 \text{ MJ/m}^3$). Les cylindres de 100 mm de diamètre par 200 mm de haut ont été compactés en 3 couches, avec une chute de 15 fois la masse de 4,53 kg sur une hauteur 457 mm (20 J/coup). Les spécifications du marteau utilisé sont présentes dans la méthode d'essai LC 26-021 et la section 5.2.3 de ce présent rapport en fera l'analyse et la comparaison. Les résultats sont la moyenne de 2 cylindres confectionnés et curés dans les mêmes conditions. La cure des éprouvettes s'est faite à l'air, afin de simuler les pires conditions de cure en chantier.



Figure 4.11 Marteau manuel
de type Marshall

Tableau 4.5 Moyenne des propriétés mécaniques de base dans le temps, énergie Proctor standard

Propriétés	Méthode d'essai	Cure	3 % et c_v		5 % et c_v	
Compression, MPa	ASTM C39	1 d	1,59	15 %	3,40	13 %
		2 d	2,83	14 %	5,67	13 %
		3 d	3,59	14 %	7,44	11 %
		7 d	4,51	10 %	8,60	9 %
		28 d	7,46	14 %	9,27	1 %
Module élastique ⁽¹⁾ , MPa		28 d	1526	27 %	2512	32 %
Tension indirecte, MPa	ASTM C496	7 d	0,75	2 %	1,65	8 %
		28 d	0,88	2 %	2,01	8 %
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	ASTM C39	0 d	2256	< 1 %	2414	< 1 %

⁽¹⁾ Les modules élastiques ont été mesurés sur les deux teneurs en ciment à 28 jours, mais l'acquisition du déplacement de la presse ne semblait pas assez précise pour une variabilité faible (c_v supérieur à 20 %). L'analyse complète des appareils de mesure est présentée à la section 7.1.1.

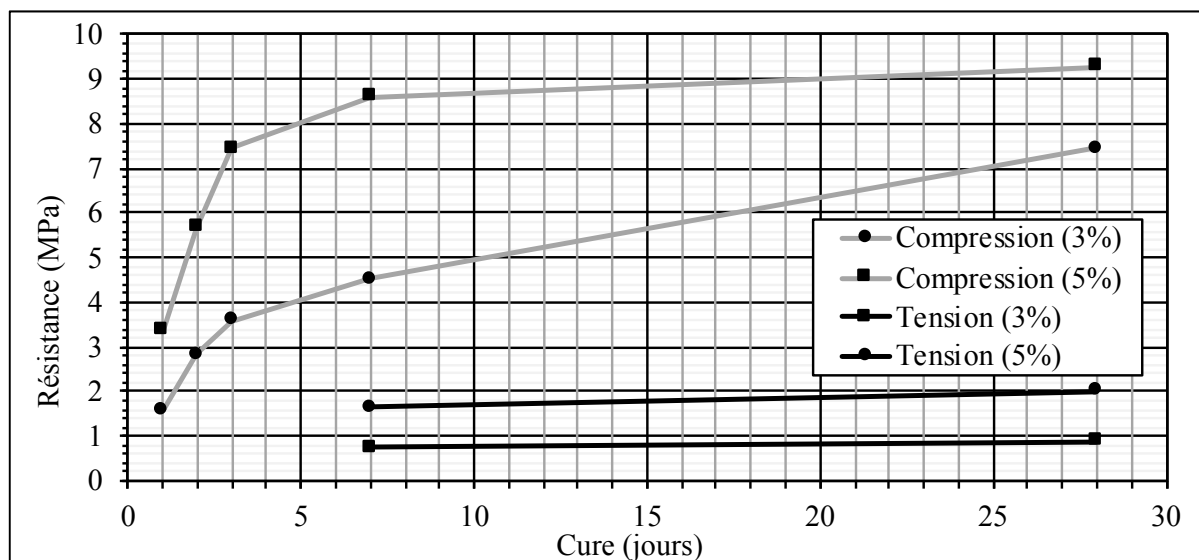


Figure 4.12 Sommaire des propriétés mécaniques de base dans le temps, énergie Proctor standard

Le Tableau 4.6 et le Tableau 4.7 présentent les données et résultats du calcul des proportions réelles.

Tableau 4.6 Propriétés de base pour les proportions réelles

Propriétés de base	3 %	5 %
Masse pierre, kg	7,060	6,932
Masse sable, kg	0,614	0,603
Masse eau, kg	0,399	0,392
Masse ciment, kg	0,230	0,377
Masse gâchée, kg	8,303	8,303
Dsss pierre	2,789	2,789
Dsss sable	2,668	2,668
Abs. Pierre, %	0,48	0,48
Abs. Sable, %	0,83	0,83
Teneur eau pierre, %	0,00	0,00
Teneur eau sable, %	0,00	0,00
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	2256	2414

Tableau 4.7 Résultat du calcul des proportions réelles

Proportions réelles (pour 1 m³ avec vides)	3 %	5 %
Dosage pierre SSS, kg/m ³	1927	2025
Dosage sable SSS, kg/m ³	168	177
Dosage granulats SSS, kg/m ³	2095	2202
Dosage eau SSS, kg/m ³	98	103
Dosage ciment, kg/m ³	63	110
Teneur en air, %	12,8	7,0
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	2256	2414
Volume pâte, L	118	137
Dosage ciment/pierre sèche, %	3,0	5,0
Dosage eau/pierre sèche, %	5,2	5,2
Rapport E/C	1,56	0,94

Une énergie de 0,6 MJ/m³ permet de réduire la teneur en air des mélanges, mais cette dernière reste tout de même supérieure à 10 % pour le mélange à 3 % de ciment.

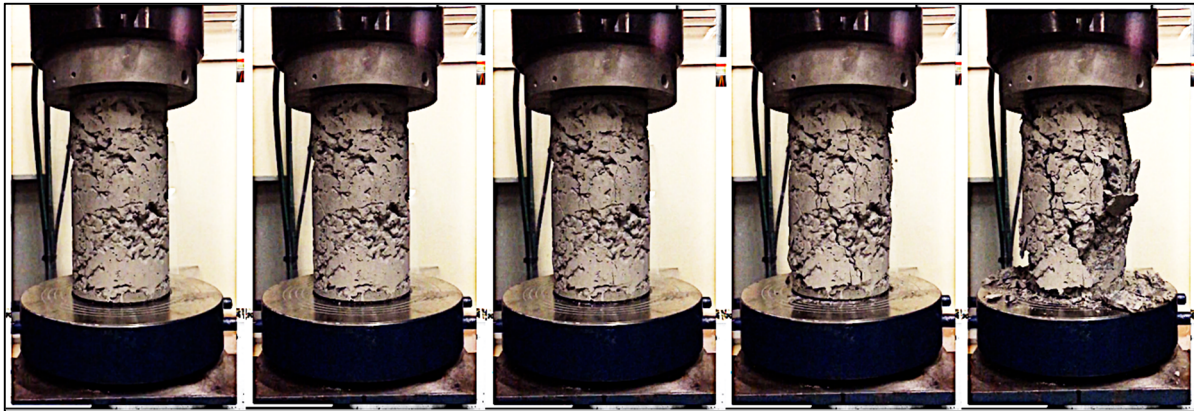


Figure 4.13 Évolution de la rupture en compression, $0,6 \text{ MJ/m}^3$, 3 %, 28 d

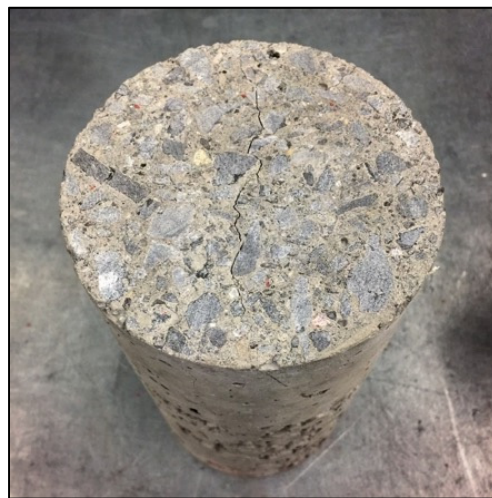


Figure 4.14 Rupture d'un échantillon
en tension indirecte,
 $0,6 \text{ MJ/m}^3$, 5 %, 7 d

Lors de la rupture en compression et en tension indirecte, les parties désolidarisées des éprouvettes ont été retirées afin d'observer la fissuration interne (Figure 4.13). Il a été possible de remarquer que le plan de rupture s'est exécuté majoritairement à l'interface des granulats et de la pâte, à l'auréole de transition (Figure 4.14).

4.3 Capacité CBR

L'essai CBR, ou California Bearing Ratio, permet d'évaluer la capacité portante d'un sol sous un effort de poinçonnement. Ainsi, cette valeur de résistance à l'effort tranchant sera mesurée jusqu'à 72 heures de cure pour le matériau non traité, traité à 3 % et à 5 %.

La confection des éprouvettes a été faite à l'aide d'une table vibrante (Syntron VP-51), d'un second disque d'espacement en acier déposé sur le dessus du mélange (8,753 kg) et une charge additionnelle de 10 kg (Figure 4.15). L'énergie de compaction a été estimée à $1,0 \text{ MJ/m}^3$, pour une vibration à amplitude maximale pendant 25 secondes par couche pour 3 couches. L'analyse complète de l'énergie de compaction et de la comparaison des méthodes est présentée à la section 5.2.5.



Figure 4.15 Mise en place des moules CBR

Une presse hydraulique MTS 815.04 de 4,6 MN a été utilisée pour l'enfoncement du mandrin dans la matrice granulaire. Une éprouvette de chaque type a été confectionnée pour les teneurs en ciment de 0 % et 5 % et deux éprouvettes ont été confectionnées pour le 3 %. Un LVDT de 50 mm a été utilisé pour la mesure du déplacement (Figure 4.16) et la cellule de charge de la presse pour la force. L'analyse de la précision des appareils de mesure est présentée à la section 7.1.1.



Figure 4.16 Installation du moule CBR dans la presse

Le Tableau 4.8 présente les résultats de valeurs CBR pour les différents essais. Le coefficient de corrélation (c_v) n'est pas fourni pour les teneurs en ciment de 0 % et 5 %, car la valeur provient d'une seule éprouvette. Il est possible de remarquer d'entrée de jeu que le matériau granulaire utilisé a une valeur supérieure à 100 %, ce qui atteste les bonnes performances du matériau de base comparativement aux matériaux standards utilisés. À seulement 24 heures de cure, le matériau traité à 5 % double presque de capacité. Après 72 heures de cure, la capacité dépasse les 10 fois la capacité non traitée. Il est possible d'estimer une valeur dimensionnelle à partir du CBR avec des équations présentées dans la littérature (section 1.8.2).

Tableau 4.8 Valeurs CBR en fonction du temps
pour divers dosages en ciment

Valeur CBR (%) pour Cure	Teneur en ciment		
	0 %	3 % et c_v (2 éprouv.)	5 %
0 h	131,3	131,3	-
24 h	131,3	160,8	17 %
48 h	131,3	712,0	6 %
72 h	131,3	837,9	< 1 %
ρ_f , kg/m ³	2336	2376	< 1 %

La Figure 4.17 présente graphiquement les résultats précédents. L'augmentation de la valeur CBR évolue très rapidement entre 24 heures et 48 heures et semble se stabiliser par la suite.

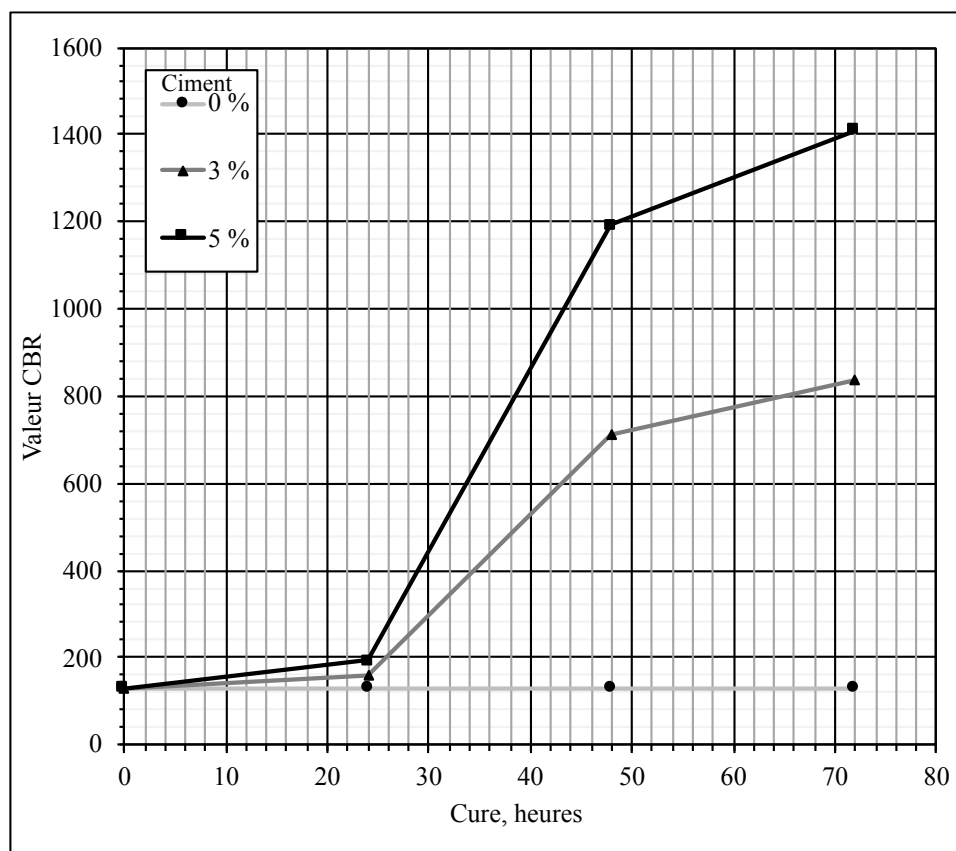


Figure 4.17 Valeurs CBR en fonction du temps pour divers dosages en ciment

L'augmentation de la valeur CBR pourrait être due à l'augmentation de la masse volumique et non seulement en raison de la teneur en ciment. Ainsi, l'analyse des proportions réelles a permis de mettre en lumière que la teneur en vides des éprouvettes des diverses teneurs en ciment varie entre 6,1 % et 8,9 % de vides, ce qui semble assez similaire. De ce fait, la majorité de l'augmentation de résistance est due à la teneur en ciment. Le Tableau 4.9 et le Tableau 4.10 présentent les données nécessaires et résultats des proportions réelles des mélanges.

Tableau 4.9 Propriétés de base pour les proportions réelles des éprouvettes CBR

Propriétés de base	0 %	3 %	5 %
Masse pierre, kg	15,837	15,439	15,159
Masse sable, kg	1,377	1,343	1,318
Masse eau, kg	0,944	0,872	0,824
Masse ciment, kg	0,000	0,504	0,824
Masse gâchée, kg	18,158	18,158	18,158
Dsss pierre	2,789	2,789	2,789
Dsss sable	2,668	2,668	2,668
Abs. Pierre, %	0,48	0,48	0,48
Abs. Sable, %	0,83	0,83	0,83
Teneur eau pierre, %	0,00	0,00	0,00
Teneur eau sable, %	0,00	0,00	0,00
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	2336	2376	2437

Tableau 4.10 Résultat du calcul des proportions réelles
des éprouvettes CBR

Proportions réelles (pour 1 m³ avec vides)	0 %	3 %	5 %
Dosage pierre SSS, kg/m ³	2047	2030	2044
Dosage sable SSS, kg/m ³	179	177	178
Dosage granulats SSS, kg/m ³	2226	2207	2222
Dosage eau SSS, kg/m ³	110	103	104
Dosage ciment, kg/m ³	0	66	111
Teneur en air, %	8,9	8,2	6,1
Masse vol. (pr), kg/m ³	2336	2376	2437
Volume pâte, L	0	124	139
Dosage ciment/pierre sèche, %	0,0	3,0	5,0
Dosage eau/pierre sèche, %	5,2	5,2	5,2
Rapport E/C	0	1,56	0,94

4.4 Sommaire de la formulation, des essais de base et des propriétés de bases

Ce chapitre sur la formulation, les essais de base et les propriétés de base a permis de mettre en lumière le comportement général du matériau mécaniquement. L'approche de formulation a permis de cibler des dosages adéquats (probablement pas optimaux) aux besoins de l'étude, tant au niveau du ciment que de la teneur en eau. Les teneurs en ciment étudiées dans cette section varient de 0 % à 5 % et les divers essais ont permis de montrer que mécaniquement, l'augmentation de la teneur en ciment améliore les propriétés mécaniques.

Finalement, cette phase du chapitre 4 a permis de mettre en lumière le besoin de bien évaluer les diverses énergies et méthodes de compaction afin de voir son influence. La masse volumique est fortement influencée, tant par la teneur en ciment que par l'énergie de compaction. Étant donné que la mise en œuvre des BTC n'est pas normalisée dans l'industrie, il est difficile de spécifier une valeur cible de compaction. Généralement, pour les matériaux granulaires non liés, un pourcentage de la valeur du Proctor modifié est souvent exigé (95 % à 98 %) et vérifié in situ par le biais de contrôle qualité. Le Proctor modifié (ASTM, 2012b) délivre une énergie normalisée de $2,7 \text{ MJ/m}^3$, qui semble insuffisante dans le cas des BTC pour atteindre 95 % à 98 % de sa compacité maximale. Ainsi, viser une teneur en vides gravimétrique par proportions réelles de 2 % à 5 % semblerait être envisageable, si le mélange le permet évidemment.

Une synthèse des résultats de cette section est présentée dans le cadre de l'analyse des méthodes de compaction, à la section 5.2.

CHAPITRE 5

ÉVALUATION DES MÉTHODES DE MISE EN ŒUVRE ET D'ESSAI

La section de l'évaluation des méthodes de mise en œuvre et d'essai a pour objectif d'évaluer les paramètres clés d'essais non normalisés et de mise en œuvre des BTC, afin de passer à l'étape suivante d'expérimentation de l'endommagement. Étant donné qu'il n'existe pas de normalisation ni de méthodes d'essai sur les BTC, une évaluation des procédés généraux est essentielle afin de développer un bon plan expérimental. Ainsi, les différentes techniques de malaxage, de compaction et d'endommagement des BTC seront étudiées dans ce chapitre. Les différentes méthodes d'évaluation de l'hydratation, du retrait, de la fissuration et de la microfissuration seront également analysées. Lors de l'évaluation de chacune de ces méthodes, un mélange adéquat provenant de l'étape de formulation a été retenu. Le mélange sélectionné et les méthodes de mise en œuvre utilisées sont présentés au début de chaque section. Étant donné que la littérature est très discrète sur la mise en œuvre des BTC en laboratoire, les méthodes non retenues seront tout de même présentées et analysées, afin d'enrichir l'état des connaissances actuel. Afin de mieux comprendre l'organisation de ce chapitre, voici un organigramme du chapitre à la Figure 5.1.

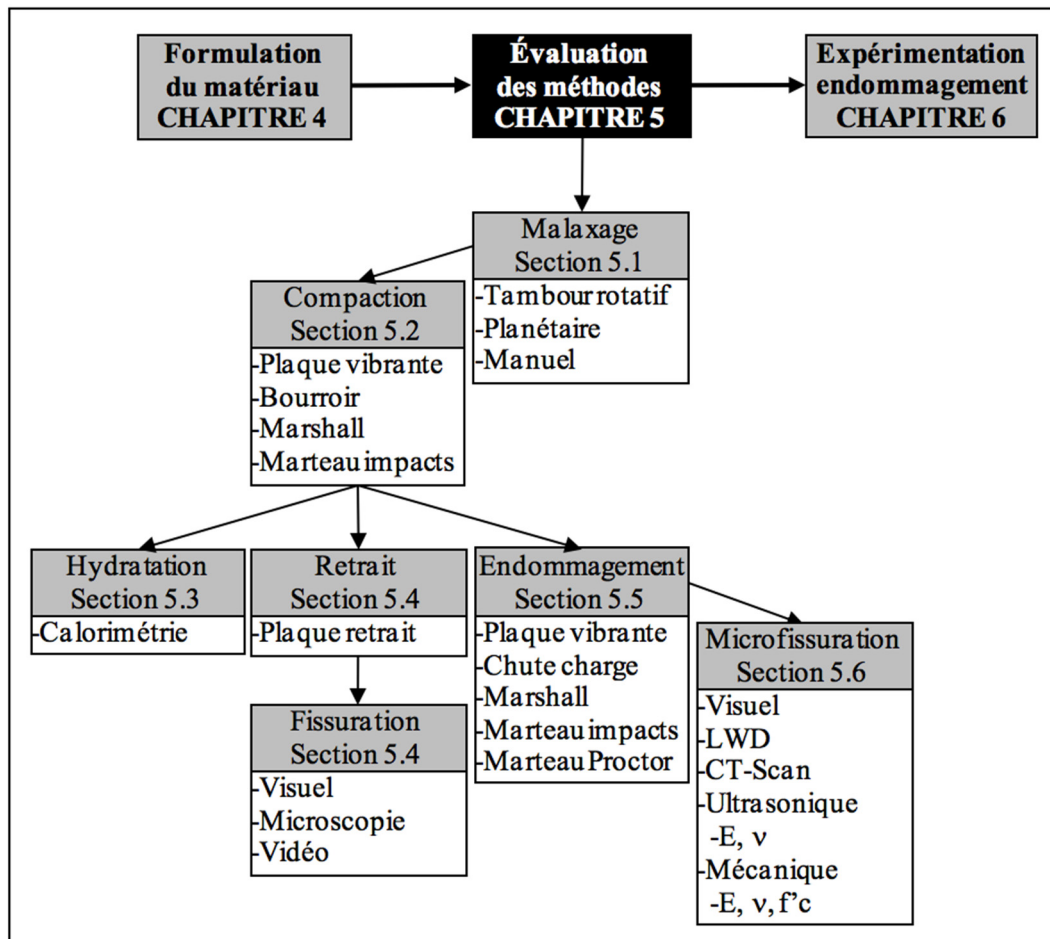


Figure 5.1 Organigramme du chapitre 5

5.1 Évaluation des techniques de malaxage

La première étape pour bien mettre en œuvre les BTC en laboratoire consiste à évaluer les différentes méthodes de malaxage. Une mauvaise technique de malaxage peut avoir un impact considérable sur la qualité du produit fini. Ainsi, trois méthodes seront évaluées en raison de leur accessibilité au laboratoire : un tambour rotatif, un malaxeur planétaire et un malaxage manuel. L'évaluation du malaxage n'est pas quantitative, mais qualitative.

5.1.1 Tambour rotatif

Le malaxage avec un tambour rotatif (Figure 5.2) n'a pas permis une homogénéisation adéquate pour de petites quantités de mélange (≤ 15 kg). La pâte a adhéré aux pales du malaxeur et aux parois de la trémie, créant ainsi un mélange très grossier. De plus, lors de l'incorporation, le ciment s'est fixé aux parois humides, sans enrober de manière uniforme les granulats. Pour ces raisons, l'utilisation du malaxeur à tambour rotatif a été éliminée du projet.



Figure 5.2 Malaxeur à tambour rotatif

5.1.2 Malaxeur planétaire

La méthode ASTM C192-13 (ASTM, 2013), à la note 6, recommande d'utiliser un malaxeur planétaire au lieu d'un tambour rotatif pour les mélanges de béton ayant moins de 25 mm d'affaissement. Ainsi, les BTC se qualifient bien pour cette technique, même si elles ne sont pas du béton.

Le malaxage du matériau en laboratoire a été exécuté à l'aide d'un malaxeur planétaire (Figure 5.3), afin d'obtenir un haut niveau de cisaillement. Les parois du malaxeur ont été préhumidifiées avant la première utilisation, afin de limiter les pertes d'eau de gâchage. Également, pour compenser la perte de fines, quelques pincées de ciment et de sable ont été introduites dans le malaxeur avant le premier usage. Le conditionnement de la cuve du malaxeur peut être observé à la Figure 5.4. La séquence de malaxage est la suivante : incorporation du matériau granulaire et de l'eau, mise en marche du malaxeur et malaxage pour 30 secondes, incorporation du ciment sur 30 secondes, malaxage final pour 1 minute. Le temps de malaxage est limité à 2 minutes afin de simuler un malaxage in situ et afin de prévenir la fracturation mécanique excessive des granulats.



Figure 5.3 Malaxeur planétaire



Figure 5.4 Conditionnement de la trémie

Une fois le malaxage terminé, la procédure d'échantillonnage dans la cuve a été standardisée afin d'éviter la ségrégation. Lors des essais préliminaires, beaucoup de variabilité entre les cylindres a été observée lors d'un prélèvement aléatoire. La Figure 5.5 présente la technique en pointe de tarte, nécessaire afin de bien récupérer les fines qui se logent à la base de la cuve.



Figure 5.5 Prélèvement du mélange

Finalement, cette technique de malaxage a été utilisée pour tous les mélanges de ce projet, à l'exception des éprouvettes de calorimétrie, qui nécessitaient un trop petit volume.

5.1.3 Malaxage manuel

Le malaxage manuel a été essayé pour de petites quantités (≤ 4 kg) et semblait procurer un mélange uniforme et homogène (pour la calorimétrie). Cependant, de plus grandes quantités semblaient présenter de la ségrégation, en plus d'un besoin considérable de force pour bien mélanger. Ainsi, cette technique a été abandonnée en raison du volume important nécessaire.

5.2 Évaluation des méthodes de compaction

La compaction des éprouvettes est une étape critique pour assurer une bonne mise en œuvre. La sous-densification peut mener à un indice de vides élevé, qui influence les propriétés mécaniques des éprouvettes durcies. Ainsi, les différentes méthodes de compaction ont été évaluées quantitativement et les résultats sont présentés à la fin de cette section.

5.2.1 Plaque vibrante

Une plaque vibrante de laboratoire de marque Syntron (Figure 5.6) a été utilisée pour la mise en place d'éprouvettes lors de la phase de formulation (Section 4.2.2). En fonction des spécifications du fabricant (Tableau 5.1), de la littérature et de l'équation (5.1) développée pour ce projet, vibrer une éprouvette de 100 mm de diamètre par 200 mm de haut pesant 5,0 kg pendant 10 secondes par couche et pour 3 couches génèrerait une énergie volumétrique inférieure ou proche de $0,1 \text{ MJ/m}^3$.



Figure 5.6 Plaque vibrante Syntron VP-51

Tableau 5.1 Spécifications de la table vibrante Syntron VP-51

Spécifications	Valeurs
Marque et modèle	Syntron VP-51
Dimensions du plateau, mm	508 x 508
Courant, V et intensité, Amps	115 et 4,5
Fréquence, Hz	60
Coups, BPM	3600
Capacité, kg	136
Amplitude, mm (Johnson, Prill et Morris, 1963)	Rhéostat : 0 à 1,85

$$E_{v,table} = \frac{W \cdot fr \cdot a \cdot l \cdot t}{vol \cdot 10^6} \quad (5.1)$$

Où les paramètres sont les suivants :

$E_{v,table}$	→	Énergie volumique de la plaque vibrante (MJ/m ³)
W	→	Poids de l'éprouvette (N)
fr	→	Fréquence de la plaque (Hz)
a	→	Amplitude de la plaque (m)
l	→	Nombre de couches
t	→	Temps par couche (sec)
vol	→	Volume de l'éprouvette (m ³)

La Figure 5.7 montre une structure externe à 3 % de ciment avec beaucoup de vides. La Figure 5.8 présente une structure interne à 5 % avec une grande porosité et beaucoup de nids d'abeilles. Des pertes d'énergies peuvent être anticipées en raison du mouvement du cylindre sur la table, malgré l'immobilisation manuelle. Un système de fixation à la table aurait été avantageux.

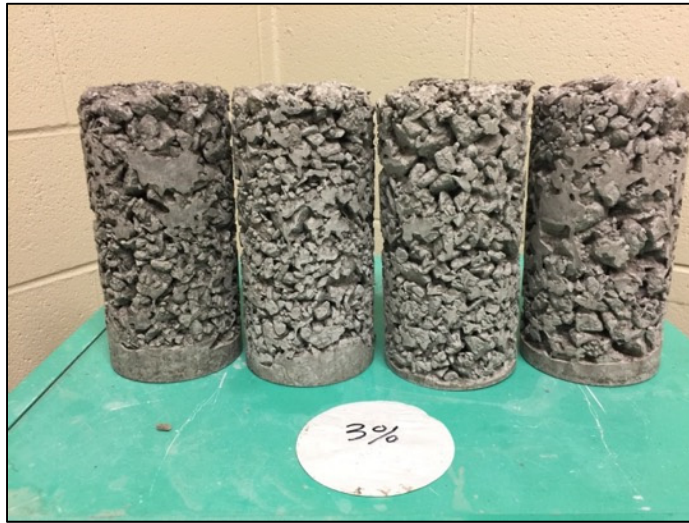


Figure 5.7 Texture externe des échantillons, vibration à la table, 3 %



Figure 5.8 Texture interne des échantillons, vibration à la table, 5 %

5.2.2 Bourroir

L'utilisation d'un bourroir a été validée, sans succès en raison de la faible teneur de pâte du mélange. En effet, la méthode ASTM C192, à la section 7.4.1 (ASTM, 2013), demande d'utiliser de la vibration quand les mélanges ont moins de 25 mm d'affaissement, ce qui est le cas des BTC. Ainsi, cette technique a été abandonnée dès le début.

5.2.3 Marteau Marshall

Les spécifications du marteau (Figure 5.9) utilisé sont présentes dans la méthode d'essai LC 26-020 et sont présentées au Tableau 5.2. L'énergie délivrée par ce marteau est de 20 Joules par coup. Utilisé pour la phase de formulation (Section 4.2.3), le marteau Marshall a permis de délivrer une énergie de $0,6 \text{ MJ/m}^3$, équivalent à un Proctor standard.



Figure 5.9 Marteau manuel
de type Marshall

Tableau 5.2 Caractéristiques marteau
Marshall manuel (LC, 2016)

Propriétés	Valeur
Masse coulissante, kg	4,536
Hauteur de chute, mm	457
Diamètre de la base, mm	98,5

L'équation (5.2) a permis d'évaluer l'énergie volumique du marteau manuel sur une éprouvette de 100 mm de diamètre par 200 mm de hauteur, avec 15 chutes par couche pour e 3 couches.

$$E_{v,chute} = \frac{W \cdot h \cdot n \cdot l}{V \cdot 10^6} \quad (5.2)$$

Où les paramètres sont les suivants :

$E_{v,chute}$	→	Énergie volumique du marteau manuel (MJ/m ³)
W	→	Poids de la charge coulissante (N)
h	→	Hauteur de chute (m)
V	→	Volume de l'éprouvette (m ³)
n	→	Nombre de chutes par couche
l	→	Nombre de couches

5.2.4 Marteau à impacts

Idéalement, la confection des éprouvettes cylindriques doit se faire de manière à obtenir un degré de compacité plus grand que 98 %, exigé à plusieurs reprises dans la littérature. La procédure de densification et de consolidation des éprouvettes avec un marteau à impact permet d'atteindre cet objectif et s'est inspirée du béton compacté au rouleau (BCR), par la méthode ASTM C1435 (ASTM, 2014). L'appareillage utilisé est présenté à la Figure 5.10. Le marteau mécanique à impacts Milwaukee SDS-MAX 50 mm #5229-21 (Figure 5.11) a les spécifications (Milwaukee Tools, 2018) et exigences présentées au Tableau 5.3.

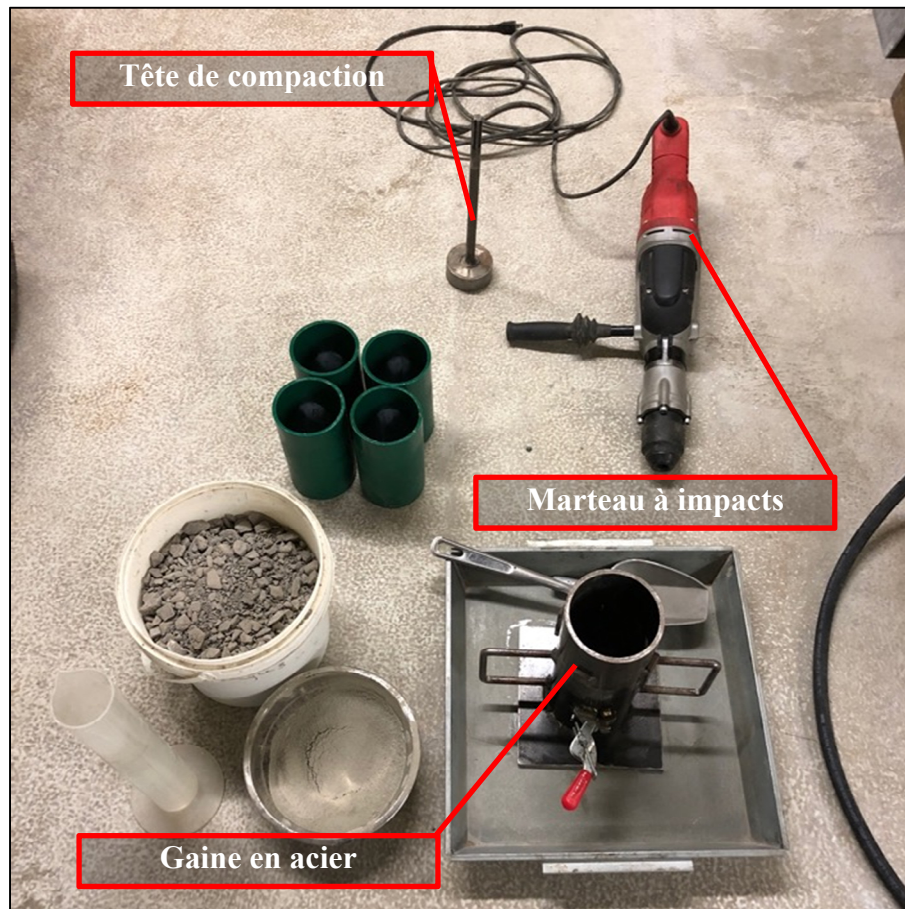


Figure 5.10 Confection éprouvettes cylindriques

Tableau 5.3 Spécifications techniques marteau Milwaukee SDS-MAX

Spécifications	Valeur	Exigence ASTM C1435 (ASTM, 2014)	
		Min	Max
Alimentation	Électrique		
Taille du mandrin	50 mm (2 po.)		
Courant et intensité	120V AC 14 Amps		
Puissance	1680 Watts	900 Watts	
Masse sans tête	12,6 kg		
Masse avec tête	13,5 kg	8,5 kg	13,5 kg
Énergie par impact	27 joules/coup		
Fréquence	1950 CPM (32,5 Hz)	1800	2200
Modèle	SDS-MAX 5229-21		



Figure 5.11 Marteau mécanique Milwaukee
SDS-MAX 50 mm (# 5229-21)

L'énergie de compaction totale utilisée est de $21,5 \text{ MJ/m}^3$, considérant l'énergie par coup fournie par le fabricant (27 joules/coup). En connaissant la fréquence (32,5 Hz), le temps de compaction par couche (20 secondes), le nombre de couches (2 couches) et le volume de l'échantillon, il a été possible de calculer l'énergie volumique totale induite selon l'équation (5.3). Cependant, des pertes d'énergies peuvent être anticipées en raison du mouvement de l'appareillage, malgré l'immobilisation avec les pieds. Un système de fixation au sol aurait été avantageux.

$$E_{v,impacts} = \frac{E_d \cdot fr \cdot l \cdot t}{vol \cdot 10^6} \quad (5.3)$$

Où les paramètres sont les suivants :

$E_{v,impacts}$	→	Énergie volumique du marteau mécanique (MJ/m ³)
E_d	→	Énergie dynamique par coup (J)
fr	→	Fréquence du marteau (Hz)
t	→	Temps par couche (s)
l	→	Nombre de couches
vol	→	Volume de l'échantillon (m ³)

Cette méthode de compaction a été retenue pour la phase d'évaluation de l'endommagement (CHAPITRE 6) en raison de ses bonnes performances.

5.2.5 Analyse de l'énergie de compaction

Malgré la faible performance de certaines méthodes, les résultats ont toutefois été utiles pour l'analyse de la compaction. Selon les divers essais réalisés, il a été remarqué que l'énergie de compaction joue un grand rôle au niveau des propriétés mécaniques. Ainsi, le Tableau 5.4 présente un sommaire de l'analyse de la compaction (provenant de différents équipements) et la Figure 5.12 les présente graphiquement. Il est possible d'observer que la masse volumique évolue très rapidement en fonction de l'énergie de compaction, pour ensuite se stabiliser et atteindre un maximum. Également, l'augmentation de la teneur en ciment améliore la masse volumique, probablement en raison de la lubrification des particules et de la masse de ciment qui augmente (densité plus élevée de 3,15). Ainsi, afin de vérifier ces hypothèses, un calcul de la teneur en air a été exécuté grâce à un calcul des proportions réelles des mélanges.

Tableau 5.4 Masse volumique en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment

ρ_f , kg/m ³	Teneur en ciment, % ⁽¹⁾			
Énergie, MJ/m ³	0	3	4	5
0,2		2181	2236	2353
0,6		2256		2414
1,0	2336	2376		2437
2,7	2340			
21,5				2544

⁽¹⁾Le coefficient de variabilité (c_v) de l'ensemble des catégories est inférieur à 1,5 %.

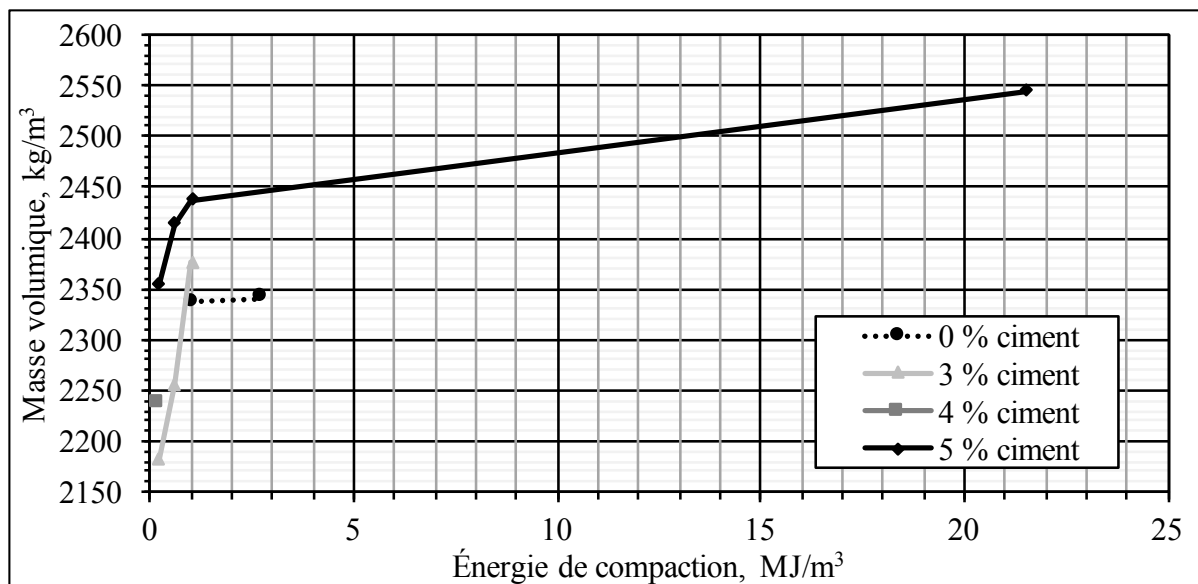


Figure 5.12 Masse volumique en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment

La mise en place semble être améliorée en fonction de l'augmentation de la teneur en ciment, car la teneur en air diminue pour une énergie de compaction équivalente. Le Tableau 5.5 et la Figure 5.13 présentent les résultats obtenus grâce au calcul des proportions réelles de ANNEXE I.

Tableau 5.5 Teneur en air en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment

Teneur en air, %	Teneur en ciment, % ⁽¹⁾			
	0	3	4	5
Énergie, MJ/m ³				
0,2		15,8	13,7	9,4
0,6		12,8		7,0
1,0	8,9	8,2		6,1
2,7	8,7			
21,5				2,0

⁽¹⁾Le coefficient de variabilité (c_v) de l'ensemble des catégories est inférieur à 1,5 %.

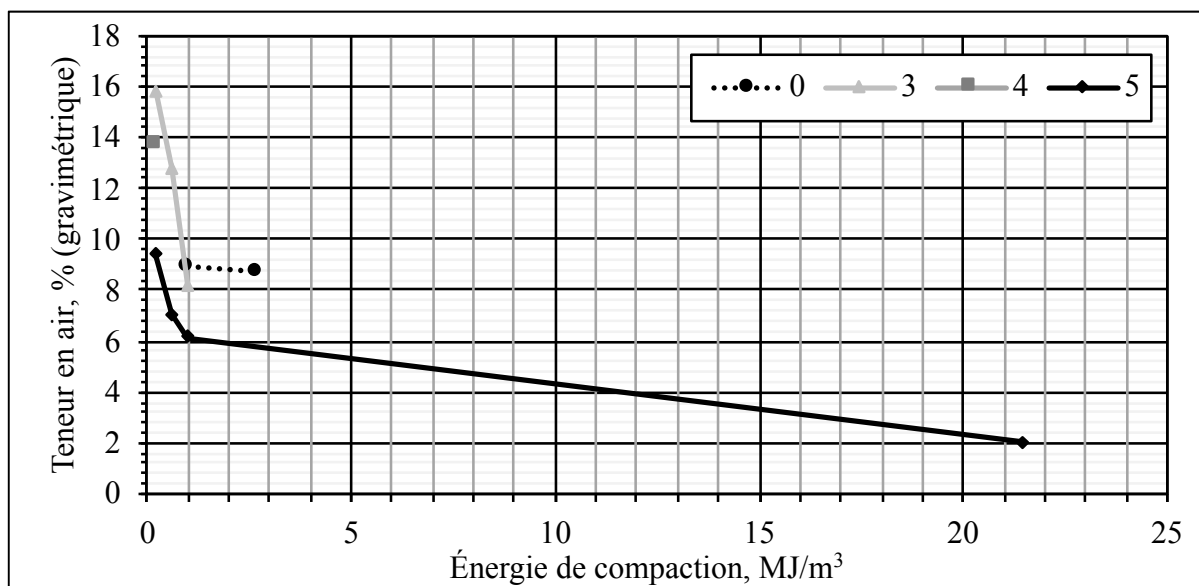


Figure 5.13 Teneur en air en fonction de l'énergie de compaction pour diverses teneurs en ciment

Finalement, une analyse de l'énergie de compaction et de la teneur en ciment sur les propriétés mécaniques a été menée et les résultats sont présentés au Tableau 5.6 et à la Figure 5.14. Ainsi, augmenter la teneur en ciment n'est pas nécessairement gage de plus de résistance en compression, spécifiquement quand l'énergie de compaction est plus faible. Par exemple, une teneur en ciment à 3 % et à 0,6 MJ/m³ peut donner de meilleurs résultats en compression à 7 jours qu'un mélange à 4 % et à 0,2 MJ/m³.

De plus, lors du début du compactage, l'influence de l'énergie est d'autant plus importante pour de faibles teneurs en ciment. Il est possible d'attribuer cette relation au fait qu'un mélange à plus grande teneur en ciment se met mieux en place qu'un mélange avec moins de pâte. Également, augmenter la teneur en liant de 40 % permet de bonifier les performances en compression de 50 % à 65 %.

Tableau 5.6 Moyenne résistance en compression à 7 jours
en fonction de l'énergie de compaction
pour diverses teneurs en ciment

Résist. comp., MPa	Teneur en ciment, % et c_v					
Énergie, MJ/m ³	3 et C_v		4 et c_v		5 et c_v	
0,2	2,66	18 %	3,65	3 %	7,43	< 1 %
0,6	4,51	10 %			8,60	9 %
21,5					11,90	3 %

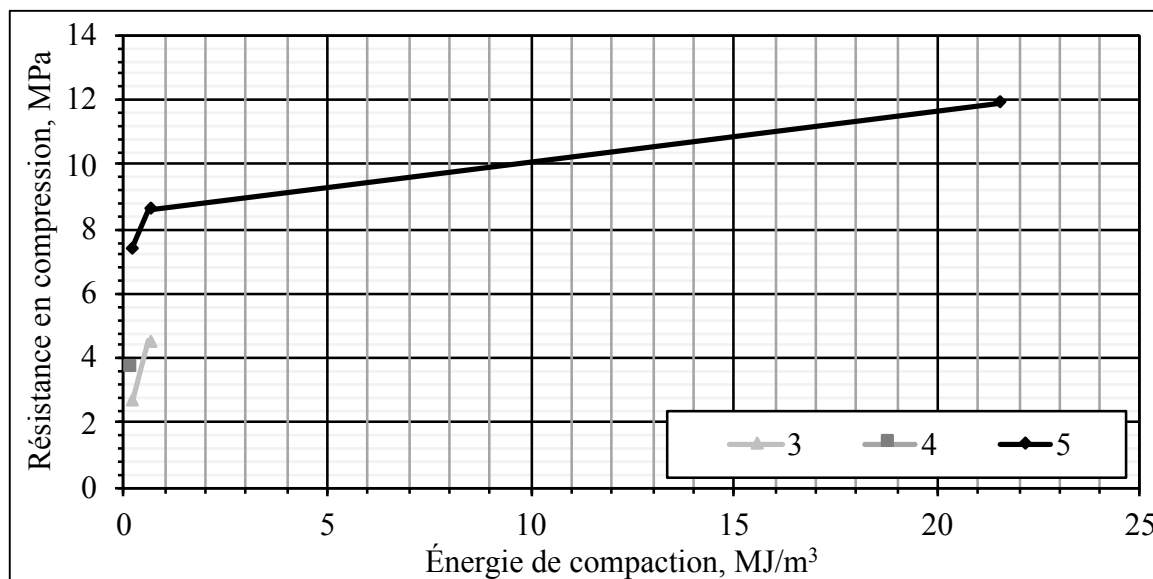


Figure 5.14 Résistance en compression en fonction de l'énergie de compaction
pour diverses teneurs en ciment

Finalement, cette analyse confirme les avantages de l'utilisation d'un marteau à impacts, pour obtenir rapidement et facilement un endommagement élevé. Cependant, le potentiel de fracturation des granulats devrait être évalué ultérieurement (e.g. tomodynamométrie).

5.3 Évaluation de la mesure de l'hydratation

Mesurer les différentes phases d'hydratation des BTC permet de qualifier et quantifier la cure dans le temps. Ainsi, cette information est critique, en vue de déterminer un moment idéal pour appliquer l'endommagement. Un endommagement précoce ne permettrait pas la création d'un réseau uniforme de microfissures et un endommagement tardif limite le recouvrement.

5.3.1 Calorimétrie

Dans cette phase d'évaluation, il était essentiel de se renseigner sur le processus d'hydratation, particulièrement en fonction de la teneur en ciment. Ainsi, les informations obtenues grâce à un essai de calorimétrie permettent de distinguer les différentes phases de l'hydratation. Les teneurs en ciment de 3 %, 4 % et 5 % ont été retenues afin de mesurer l'effet du dosage sur l'hydratation.

Une interface LabVIEW de 72 canaux a été utilisée (Figure 5.15), avec des thermocouples de type K (Figure 5.16), connectés à un système d'acquisition National Instruments. Une enceinte isolée a été utilisée pour la cure des cylindres de 50 mm de diamètre par 100 mm de haut (Figure 5.17). Pour chaque teneur en ciment, deux cylindres ont été confectionnés par vibration jusqu'à ce que le niveau du cylindre ne descende plus. L'acquisition de la température s'est faite sur une période de 48 heures.

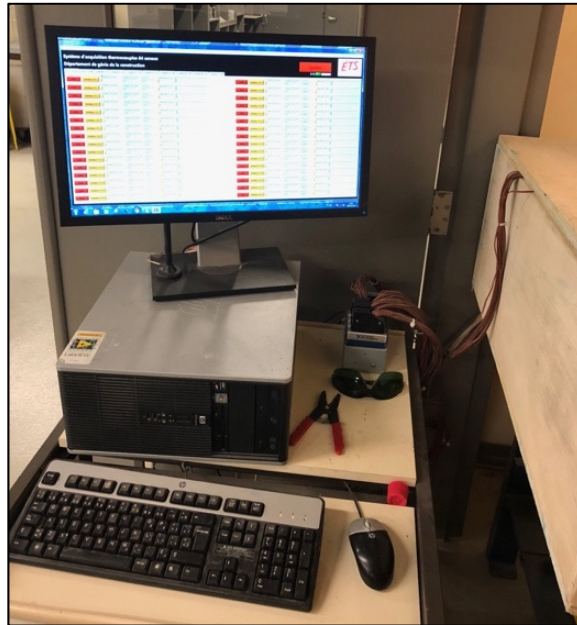


Figure 5.15 Interface
LabVIEW de 72 canaux



Figure 5.16 Assemblage
cylindre calorimétrie



Figure 5.17 Éprouvettes et isolation de l'essai de calorimétrie

Le Tableau 5.7 présente les différentes propriétés et informations des éprouvettes de calorimétrie.

Tableau 5.7 Propriétés des éprouvettes de calorimétrie

Teneur en ciment	3 %		4 %		5 %	
	Éch. A	Éch. B	Éch. A	Éch. B	Éch. A	Éch. B
Cylindre vide, g	27,1	27,1	27	28,1	27,1	28,1
Cylindre plein, g	428,3	420,4	552,0	538,7	464,8	453,0
Masse nette mortier, g	401,2	393,3	525,0	510,6	437,7	424,9
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	2181		2236		2443	

La Figure 5.18 présente l'évolution de la température moyenne des deux éprouvettes (A et B) pour chaque teneur en ciment en fonction du temps relatif au démarrage de l'essai. Il est possible de remarquer une remontée subite de la température après 21 heures, ainsi qu'une remontée de la température vers la fin de l'essai. Ainsi, une analyse de la température en fonction du temps absolu a été nécessaire afin de déterminer les causes.

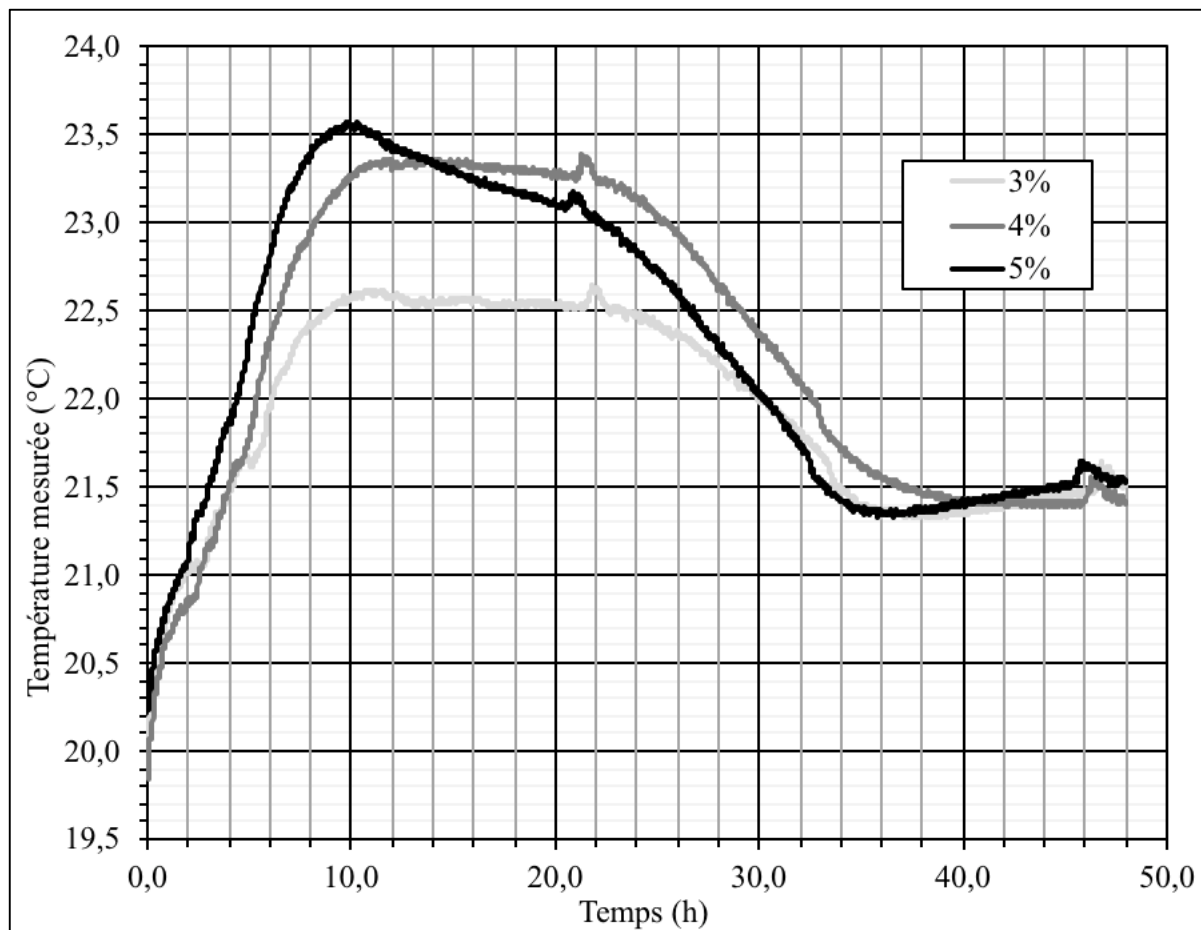


Figure 5.18 Calorimétrie avec temps relatif au départ des essais
(moyenne de 2 éprouvettes)

La Figure 5.19 présente l'évolution de la température des éprouvettes et celle de la température ambiante en fonction du temps absolu, soit l'heure du jour. Ainsi, il est possible de voir que la température externe remonte subitement vers midi pour tous les signaux de température. Le système de ventilation peut être remis en cause, en raison de la fréquence très précise de changement, soit à un intervalle de 12 heures. La remontée de la température à la fin de l'essai n'est pas dû à l'hydratation, mais au réchauffement de la pièce.

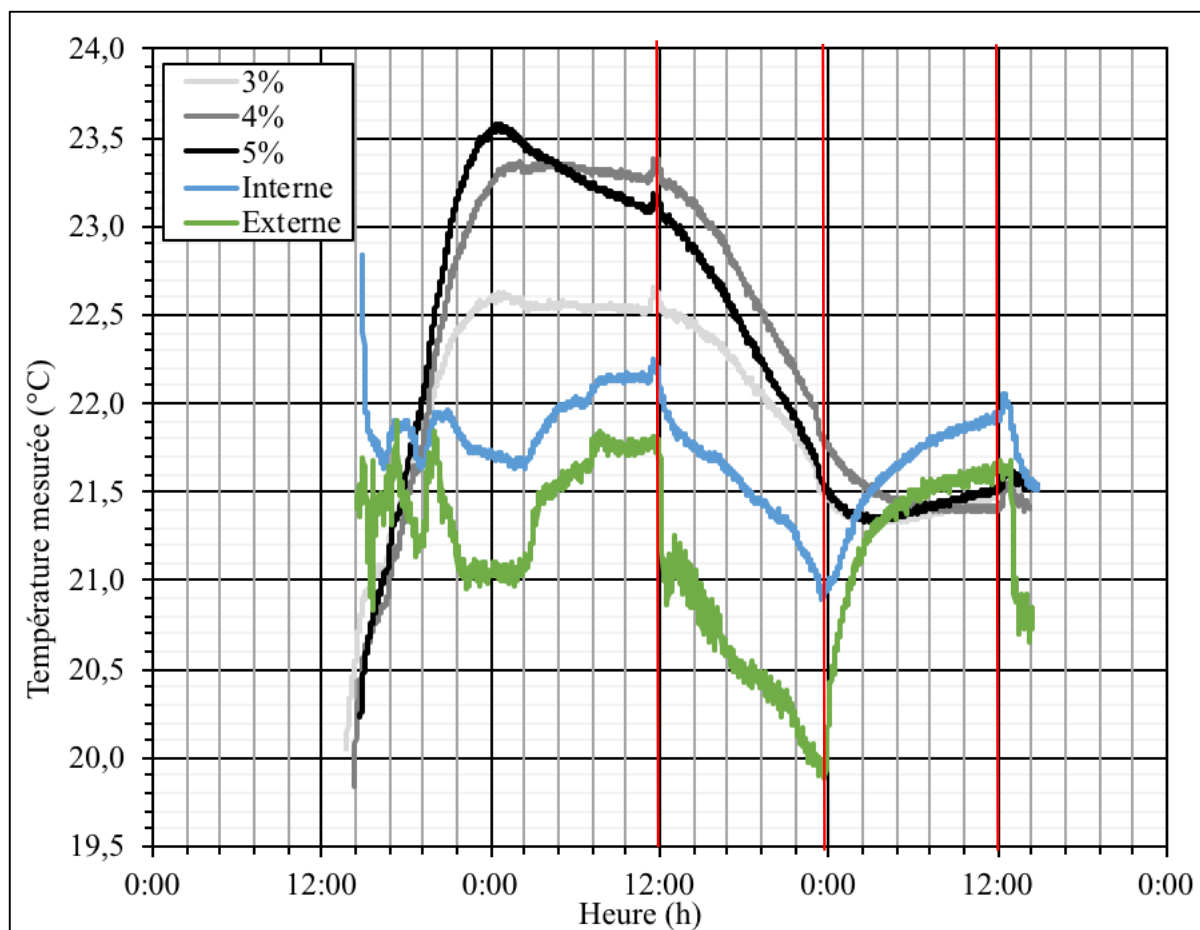


Figure 5.19 Calorimétrie en temps absolu
(moyenne de 2 éprouvettes)

La température de la teneur à 4 % augmente davantage que celle à 5 % après 14 heures de cure (Figure 5.18). Face à cette divergence, l'étude de la capacité thermique de l'éprouvette en fonction de sa masse est essentielle afin de présenter les courbes sur une même base de comparaison. La capacité thermique massique (CTM) de chacun des matériaux et leur masse respective dans chaque éprouvette ont été utilisées, afin de calculer la capacité thermique totale de l'échantillon. Ainsi, l'augmentation d'un degré de température ne nécessite pas le même dégagement de chaleur entre les éprouvettes. Il faut donc présenter les résultats en énergie massique. Les valeurs de CTM, propriété intrinsèque de chacun des matériaux, sont une moyenne des valeurs observées dans la littérature, tables et guides de chimie. Les valeurs entre parenthèses sont tirées d'un article de la RILEM (Springenschmid, 1997).

Le Tableau 5.8 présente les diverses données nécessaires à l'étude, où les deux éprouvettes pour une même teneur en ciment sont identifiés (A) et (B).

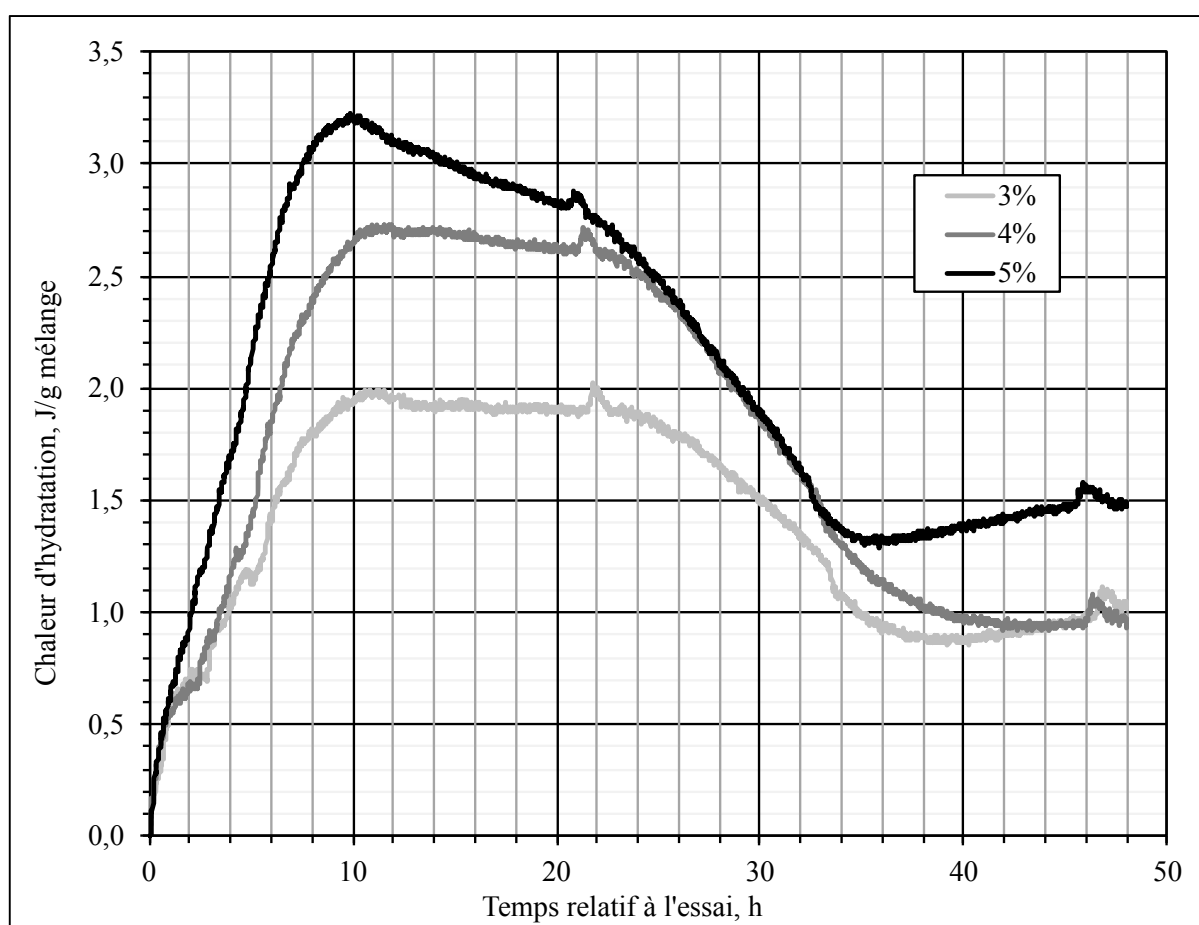
Tableau 5.8 Informations calorimétriques des éprouvettes

	3 %		4 %		5 %	
	Éch. A	Éch. B	Éch. A	Éch. B	Éch. A	Éch. B
Prop. ciment, g/g	2,77 %		3,66 %		4,54 %	
Prop. eau, g/g	4,81 %		4,76 %		4,72 %	
Prop. granulats, g/g	92,42 %		91,58 %		90,74 %	
Masse pierre, g	370,8	363,5	480,8	467,6	397,1	385,6
Masse ciment, g	11,1	10,9	19,2	18,7	19,9	19,3
Masse eau, g	19,3	18,9	25,0	24,3	20,7	20,0
CTM granulats, J/(°C*g)	0,75 (0,7-0,9)					
CTM eau, J/(°C*g)	3,16 (4,186)					
CTM ciment, J/(°C*g)	0,75 (0,84)					
CTM PVC, J/(°C*g)	0,15					
Cap. thermique, J/°C	351,4	344,6	458,1	445,8	382,1	371,2
Cap. therm. moy., J/°C	348,0		451,9		376,6	

Il est possible de voir à la Figure 5.20 que la présentation sous forme d'énergie massique (par rapport à la masse de mélange), est d'autant plus exacte. Ainsi, après 10 heures de cure, l'hydratation atteint son maximum. Après environ 24 heures de cure, l'hydratation semble ralentir. Le temps de prise initial et final peut être estimé grâce à la méthode de Taylor et al. (2006), où les résultats sont présentés au Tableau 5.9. Il est possible d'observer que les temps de prise diminuent pour des teneurs en ciment plus élevées que 4 %. Les travaux de Marar (2011) montrent cependant que les temps de prise devraient diminuer lorsque la teneur en ciment augmente. Il serait bien de remettre en cause la méthode des fractions pour de faibles teneurs en ciment, car ce modèle est calibré pour des bétons conventionnels. Il faut noter aussi que les éprouvettes à 3 % n'ont dégagé en moyenne que 2,5 °C lors de l'hydratation, ce qui est faible face à la précision, analysée à la section 7.1.1. L'utilisation d'un calorimètre semi-adiabatique n'est probablement pas idéale, considérant que la température ambiante très changeante influence les résultats. Un volume d'éprouvette plus gros permettrait d'obtenir une plus grande précision.

Tableau 5.9 Temps de prise des mélanges

	3 %	4 %	5 %
Chaleur d'hydratation (q) max., J/g	2,00	2,70	3,23
Temps à q max, h	10,8	10,4	9,9
20 % de q max, J/g	0,40	0,54	0,65
Prise initiale (20 % de q max), min	20	61	60
50 % de q max, J/g	1,00	1,35	1,61
Prise finale (50 % de q max), h	3,5	4,9	3,8

Figure 5.20 Énergie massique en temps relatif
(moyenne de 2 éprouvettes)

Finalement, il est toutefois possible de déterminer qu'après 24 heures de cure, la phase de densification (refroidissement) commence à s'opérer. Ainsi, la préfissuration pourrait être mise en œuvre seulement après une journée de cure et non avant, au risque de ne pas fissurer le matériau.

5.4 Évaluation de la mesure du retrait

La technique de préfissuration par endommagement à jeune âge a pour objectif de limiter la fissuration par retrait lors de la cure. Ainsi, il serait intéressant d'évaluer le potentiel de mesure du retrait en laboratoire, afin de pouvoir y conduire des essais moins coûteux que ceux *in situ*. Ainsi, une méthode expérimentale a été développée, avec l'aide d'une plaque de retrait.

5.4.1 Plaque de retrait

Une plaque a été confectionnée afin de faire le suivi du retrait empêché sur plus d'un mois. La teneur en ciment retenue a été de 5,0 %, afin de maximiser les chances de retrait. D'une dimension de 2,5 mètres de long (8 pieds), de 37,5 mm de haut (1,5 pouce) et de 140 mm de large (5,5 pouces), cette plaque vise à reproduire le retrait longitudinal qui s'opère sous forme de fissuration transversale. Les dimensions ont été déterminées afin de reproduire au minimum les proportions de fissuration en chantier, soit une fissure par intervalle de 5 m à 10 m, pour une épaisseur de 150 mm. Afin de reproduire et observer en laboratoire une fissure, il faut au moins deux fois la longueur d'intervalle de fissures. Le pire cas étant aux 10 mètres, il faudrait en laboratoire une plaque de 20 mètres afin d'observer au moins une fissure (ratio longueur-épaisseur de 133). En gardant ce ratio en laboratoire, une plaque de 3,75 mm d'épaisseur aurait besoin d'une longueur de 500 mm pour présenter au moins une fissure. Ainsi, une plaque de 2 500 mm devrait présenter au minimum 5 fissures. Cette théorie se base sur des essais exécutés sur des dalles de béton conventionnel (Weiss, Yang et Shah, 1998).

Une rugosité dans le bas de la plaque tente d'empêcher que le retrait occasionne un changement de volume (Figure 5.21). Ainsi, cet essai a pour objectif de voir si la formation de contraintes internes dues au retrait peut se résulter sous forme de fissuration.



Figure 5.21 Moule pour
plaque de retrait empêché

La plaque de retrait de 2,5 mètres a été consolidée avec un marteau mécanique à impact (Figure 5.22). Un pilon carré a été utilisé avec le marteau afin de bien consolider les rebords et les coins de la plaque. La compaction a été exécutée jusqu'à ce que le niveau ne descende plus sous les impacts du marteau. Un maillet a été utilisé pour aplanir la surface finale.

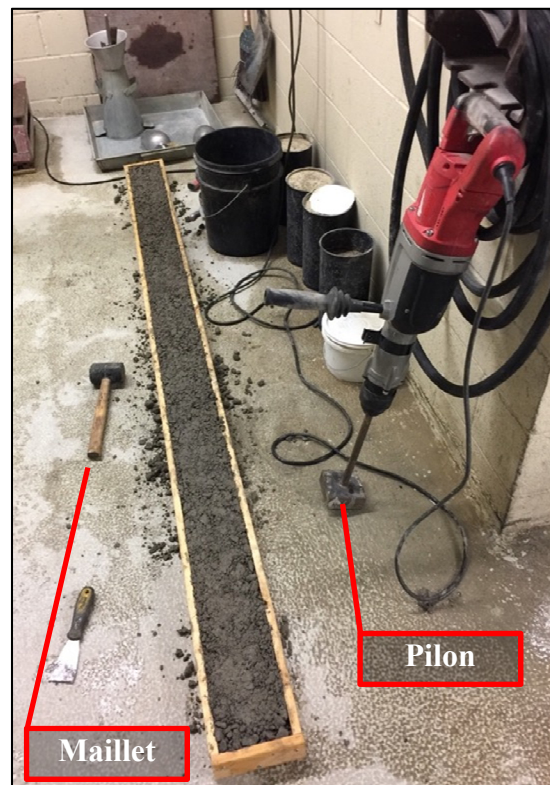


Figure 5.22 Mise en place de la plaque de retrait

Une fine pellicule de latex blanche a été appliquée 24 heures après la mise en place de la plaque afin de mieux observer la fissuration éventuelle (Figure 5.23).



Figure 5.23 Application de la pellicule de fissuration

Le monitoring vidéo de la plaque s'est fait grâce à 4 caméras haute fréquence afin de suivre en continu l'évolution de la plaque de la gauche et de la droite dans le sens longitudinal et de haut à 300 mm et 1200 mm de la droite (Figure 5.24 et Figure 5.25). La fréquence d'acquisition des photos a été fixée à 4 par heure, soit une photo aux 15 minutes. Une résolution de 5 mégapixels (2590 x 1942) a été sélectionnée afin d'avoir une résolution optimale. Pendant les 39 jours de suivi, chacune des caméras a enregistré 3739 photographies. De plus, un microscope de 4,5 fois (Figure 5.24) a été utilisé afin d'observer plusieurs fois par semaine la formation potentielle de fissures dans la pellicule de latex.

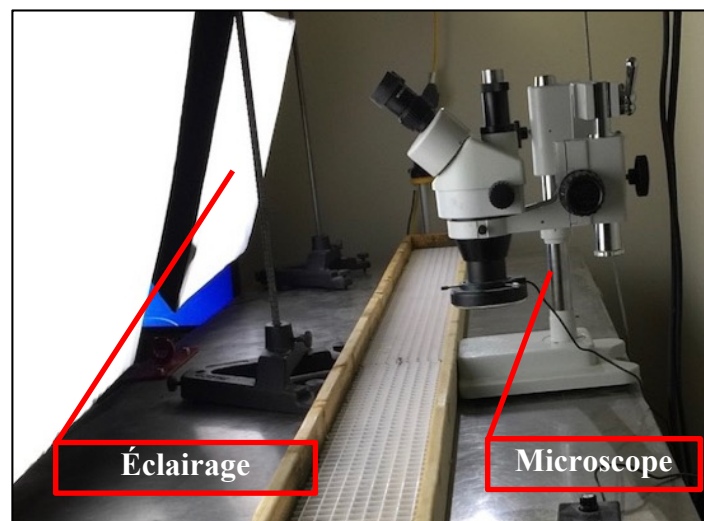


Figure 5.24 Observation optique

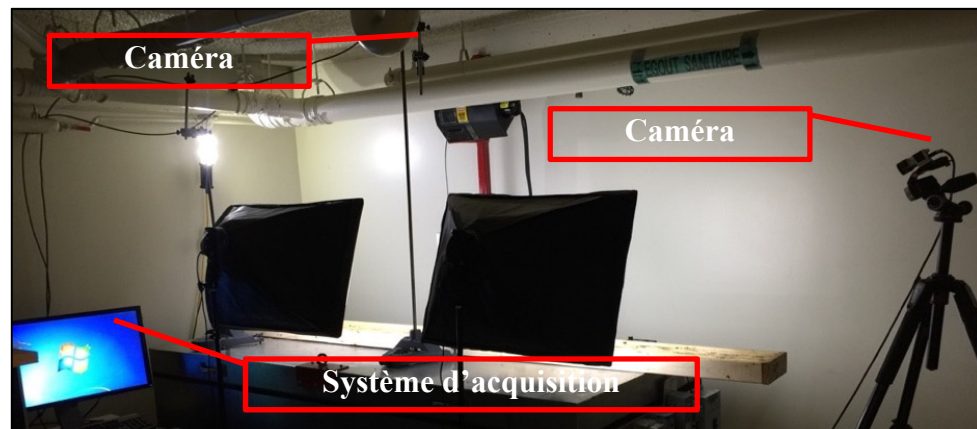


Figure 5.25 Monitoring vidéo de la plaque

Le monitoring de la plaque a été arrêté après 39 jours, en raison de l'absence de fissures visuelles. Ainsi, les photos ont été modifiées (Figure 5.26 et Figure 5.27) et analysées avec le logiciel Final Cut Pro X en créant un film en accéléré à partir des images. Ainsi, il a été possible de voir que la base n'a pas subi de changement volumétrique dans le sens longitudinal ni de fissuration visible à la caméra.

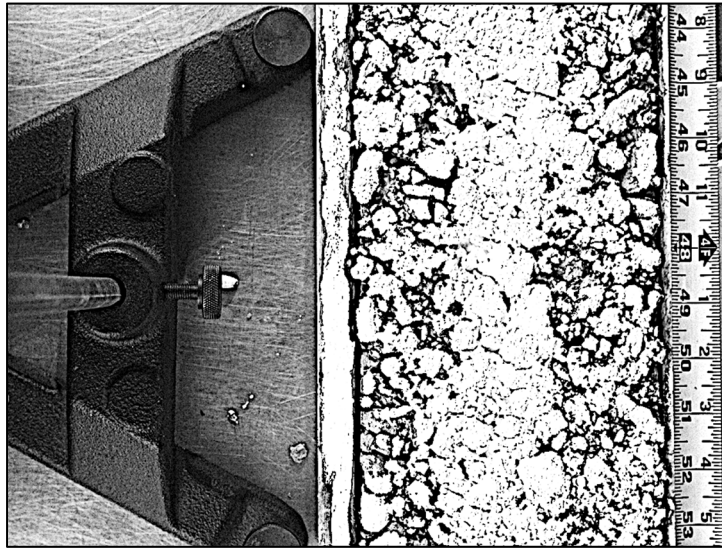


Figure 5.26 Plaque de retrait à 24 h de cure (image ajustée)



Figure 5.27 Plaque de retrait à 39 jours (image ajustée)

Une fois la plaque démoulée, aucune fissure n'a été repérée dans la structure (Figure 5.28). Ainsi, il est possible de conclure que la fissuration de retrait n'a pas été expérimentée en laboratoire. Il est possible de remettre en cause le principe d'équivalence longueur-épaisseur déterminé pour des bétons de ciment conventionnels. En effet, la structure étant très pierreuse et ayant très peu de pâte, il est possible de remettre en cause le principe de continuité de la pâte. Du fait que l'épaisseur de la plaque n'est que du double de la dimension nominale du granulat maximal, il est possible d'attribuer cette discontinuité à la ségrégation lors de la mise en place du mélange. Cette discontinuité de la pâte ferait en sorte d'offrir au retrait une multitude d'endroits pour relaxer les efforts en tension sans générer une augmentation de l'ouverture des fissures.



Figure 5.28 Plaque de retrait démoulée

5.5 Évaluation des méthodes d'endommagement

Afin d'être en mesure d'expérimenter et de mesurer la microfissuration en laboratoire, il est essentiel de pouvoir la générer sur des éprouvettes. Ainsi, cette section a pour objectif d'évaluer différentes méthodes d'induction de dommage mécanique, tout en ayant la possibilité de mesurer l'énergie déployée par unité de volume. Cette énergie obtenue en laboratoire pourra être transposée en chantier, avec des équipements similaires. Les méthodes d'endommagement par plaque vibrante, par chute d'une charge, par marteau Marshall, par marteau à impacts et par marteau Proctor automatisé ont été étudiées.

5.5.1 Plaque vibrante

Une plaque vibrante de marque Syntron VP-181 de 230 V et 12 A (Figure 5.29) a été utilisée pour endommager les bases de LWD (Section 5.6.3). Aucun endommagement significatif n'a été observé sur la structure jeune de 24 heures de cure. L'amplitude maximale de la table a été sélectionnée sur le rhéostat et la vibration a été appliquée pendant plus de 30 secondes. L'éprouvette n'était pas vissée ni attachée à la surface, ce qui le faisait sautiller. Aucun changement significatif n'a été mesuré avec le LWD avant et après la vibration.



Figure 5.29 Table vibrante
Syntron VP-181

5.5.2 Chute d'une charge libre

L'utilisation d'une charge de 10 kg (Figure 5.30) a été utilisée pour endommager les bases de LWD (Section 5.6.3). La chute de cette masse s'est faite sur une hauteur de 1 m à l'aide d'une corde pour assurer sa verticalité. L'ensemble de la surface des plaques a été soumise à la chute de la masse. La chute de la charge s'est résulté en l'endommagement de la surface, mais également en la diminution du module. Du sable a été utilisé pour corriger les dégradations de surface, afin de bien positionner la base du FWD. Cette méthode d'endommagement ne semble pas uniforme, brise la surface, mais semble effective pour endommager globalement.



Figure 5.30 Masse de 10 kg
pour endommagement

5.5.3 Chute d'une charge coulissante (Marteau Marshall)

L'endommagement avec un marteau Marshall (comme celui à la section 5.2.3) a été vérifié sur des éprouvettes de 100 mm de diamètre par 200 mm de haut à l'aide d'un appareil ultrasonique de type Pundit (présenté à la section 5.6.2.). Ainsi, 10 chutes de marteau n'ont pas modifié la vitesse de l'onde ultrasonique en compression. De plus, l'endommagement du cylindre non confiné a occasionné le désemboîtement de certains granulats en surface, sans générer de fissuration uniforme. Un total de 23 coups a été porté à l'éprouvette, jusqu'à ce que la surface de l'éprouvette ne soit plus adéquate pour la mesure ultrasonique. Une légère perte de vitesse a été notée, probablement en raison du mauvais contact entre les sondes et la surface de l'échantillon. Ainsi, cette méthode d'endommagement a été abandonnée.

5.5.4 Marteau à impacts

Le marteau à impacts, tel que présenté à la précédente section de l'évaluation des méthodes de compaction (section 5.2.4), a été utilisé pour l'endommagement. Les détails de l'équipement y sont présentés et analysés à cette section. Cependant, étant donné que l'éprouvette cylindrique à endommager n'est plus dans son moule d'origine, une gaine en caoutchouc a été utilisée afin d'assurer un contact optimal avec le moule d'acier. Ainsi, la dissipation de l'énergie et la surface de contact sont améliorées, malgré la surface irrégulière de l'éprouvette. Cependant, le caoutchouc pourrait absorber de l'énergie mécanique. Également, des pertes d'énergies peuvent être anticipées en raison du mouvement de l'appareillage, malgré l'immobilisation avec les pieds. Un système de fixation au sol aurait été avantageux. Étant donné que cette méthode a été retenue pour le programme expérimental d'endommagement, la description de la procédure utilisée est présentée à la section 6.4.1.

5.5.5 Marteau Proctor automatisé

L'assemblage automatisé d'un Proctor standard ASTM D698 (ASTM, 2012a) a été utilisé pour endommager les éprouvettes de 100 mm de diamètre par 200 mm de haut placés dans un moule d'acier rotatif. Le marteau, d'une masse de 2497 g et d'un diamètre de 50 mm, chutait d'une hauteur de 305 mm.

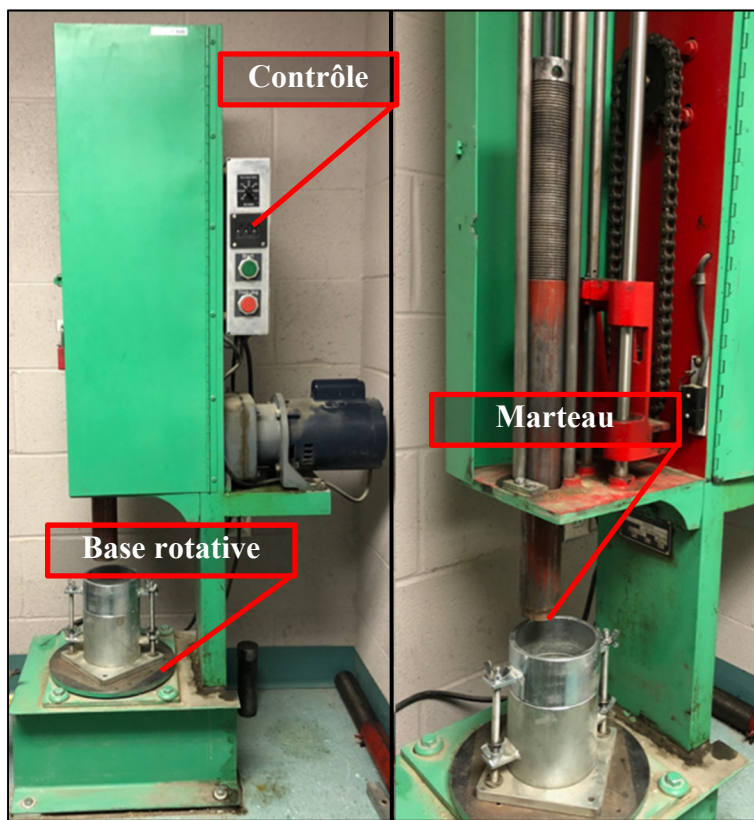


Figure 5.31 Marteau Proctor standard automatisé

Délivrant une énergie de 7,5 joules par coup selon le schéma présenté à la Figure 5.32, ce marteau a réussi à endommager gravement la surface en seulement 10 coups, sans induire de fissuration visible homogène à l'éprouvette (Figure 5.33).

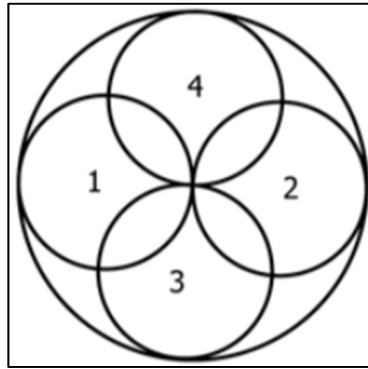


Figure 5.32 Schéma de chute du marteau (ASTM, 2012a)



Figure 5.33 Surface de l'éprouvette endommagée

Ainsi, cette méthode d'endommagement a été rejetée en raison de l'endommagement non homogène.

5.6 Évaluation de la mesure de la microfissuration

Maintenant qu'il est possible d'endommager en laboratoire des éprouvettes, il est important de trouver une bonne méthode pour l'évaluer, ou la mesurer. Ainsi, différentes méthodes de mesure (directe ou indirecte) seront étudiées dans cette section. Ainsi, l'observation visuelle, les mesures acoustiques, les mesures au déflectomètre, l'observation au tomographe, et les mesures mécaniques (destructives ou non) seront évaluées. Les essais non destructifs (END ou NDT) peuvent mesurer et quantifier un changement au sein d'une même éprouvette, en réduisant ainsi le nombre d'échantillons.

5.6.1 Observation visuelle

L'observation visuelle interne du matériau est possible grâce à la préparation de lames provenant de cylindres tranchés (Figure 5.34) avec une scie au diamant (Figure 5.35). Le polissage des lames se fait ensuite avec une polisseuse rotative, en ajoutant des abrasifs de 85 Grit jusqu'à 1000 Grit (Figure 5.36).



Figure 5.34 Tranchage d'un cylindre



Figure 5.35 Scie au diamant



Figure 5.36 Polissage des lames

Les lames polies sont ensuite numérisées avec un numériseur à plat haute résolution de marque Canon 9000F Mark II (Figure 5.37). Ayant une résolution de 4800 p.p.p. ou dpi (189 pixels/mm) et un balayage rétroéclairé, cet appareil permet de numériser des pixels de 2 microns très clairement. La fenêtre d'ouverture du numériseur est de 75 mm par 135 mm, afin de limiter le poids de la photo, qui dépasse déjà 2 000 mégaoctets avec les configurations actuelles.

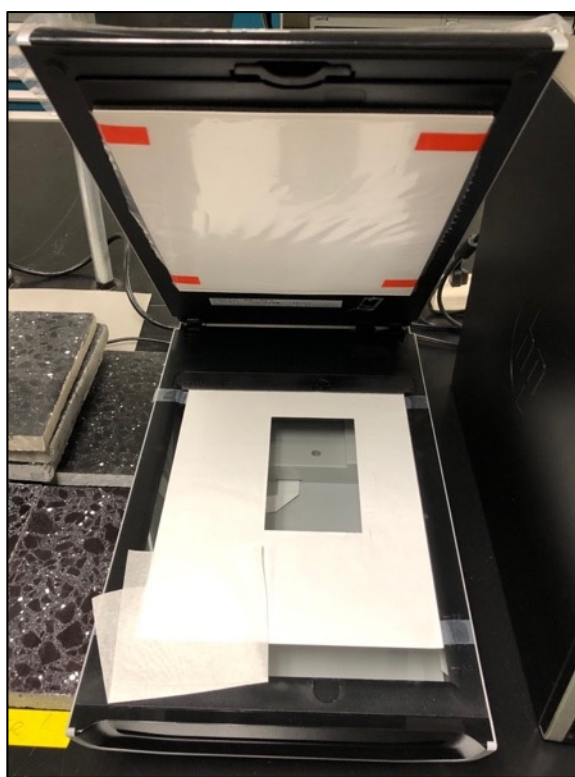


Figure 5.37 Numériseur Canon 9000F Mark II de 4800 p.p.p.

Les constituants semblent être assez faciles à distinguer (Figure 5.38), mais il est possible de remarquer qu'un traitement de contraste permet d'améliorer l'observation du matériau (Figure 5.39, Figure 5.42 et Figure 5.43). Cependant, le grossissement de la photo ne permet pas une lecture claire sous le millimètre (Figure 5.41 et Figure 5.43), malgré la taille des pixels de 2 μm .

Cette méthode ne semble pas valable pour quantifier la microfissuration directement, surtout que la préparation des lames induit beaucoup de vibrations et de contraintes mécaniques. L'eau utilisée pour la lubrification de la lame et pour le polissage risquerait d'endommager la pâte, surtout à jeune âge lors du besoin de la quantification. La plus petite interprétation possible se fait pour un grossissement d'une dimension de 25 mm par 25 mm et il semble possible d'y voir jusqu'au millimètre assez clairement (Figure 5.40 et Figure 5.42).



Figure 5.38 Lame de 75 mm x 135 mm
polis numérisée

(Grossissement de la zone en rouge : Figure 5.40)

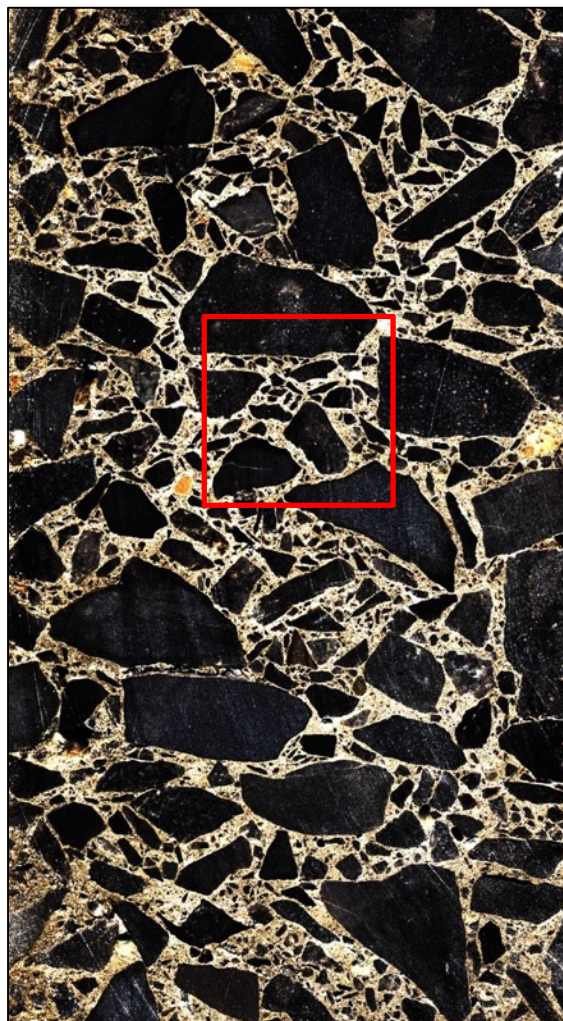


Figure 5.39 Numérisation
75 mm x 135 mm (contrasté)

(Grossissement de la zone en rouge : Figure 5.42)

L'ajustement du contraste fonce la pierre concassée et colore le sable, permettant ainsi de bien distinguer les constituants. Il aurait été possible de mettre en évidence le réseau de vides avec une pigmentation sélective. Ainsi, tous les constituants auraient pu être différenciables et analysés informatiquement, dans le but de qualifier et quantifier la répartition des constituants. Toutefois, malgré son grand potentiel, cette méthode demeure destructive, nécessite beaucoup de temps (problématique dans le cadre de ce projet) et surtout un effort considérable pour sa mise en œuvre.



Figure 5.40 Capture 25 mm x 25 mm (original)
(Grossissement de la zone en rouge : Figure 5.41)



Figure 5.41 Capture 1 mm x 1 mm (original)

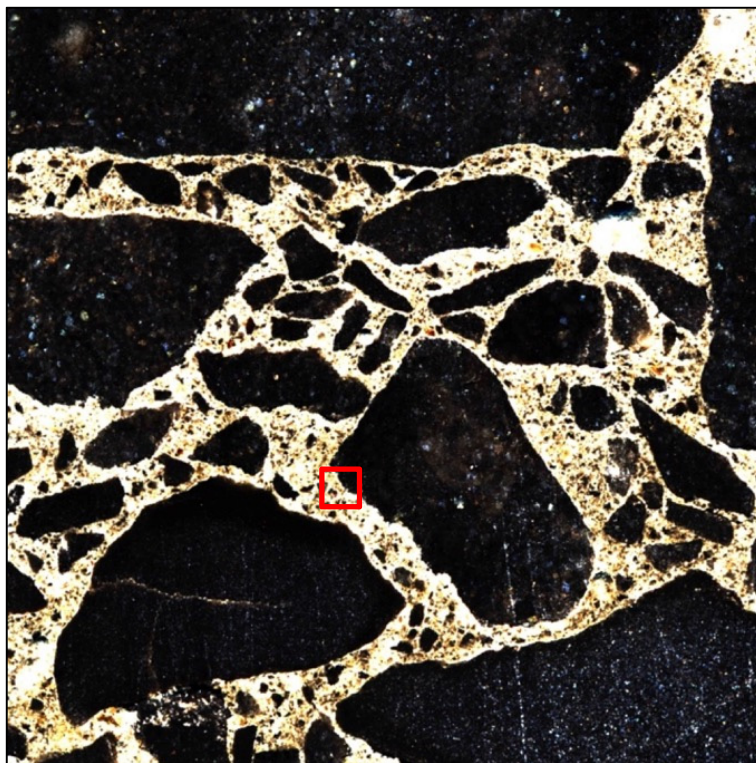


Figure 5.42 Capture 25 mm x 25 mm (contrasté)
(Grossissement de la zone en rouge : Figure 5.43)



Figure 5.43 Capture 1 mm x 1 mm
(contrasté)

5.6.2 Mesure acoustique (ultrasonique)

L'utilisation d'ondes ultrasoniques est de plus en plus commune et a pour avantage d'être non destructive. Ainsi, le système Pundit 200 de Proceq a été utilisé, en raison de sa disponibilité, et de sa versatilité.

Les transducteurs de 54 kHz sont employés pour mesurer une onde en compression (P-Wave) en vue d'obtenir une vitesse d'onde (m/s) ainsi qu'un temps de réponse (μ s). Les transducteurs en cisaillement (S-Wave) combinent la mesure en compression et en cisaillement, permettant ainsi de mesurer le module élastique dynamique et le coefficient de Poisson. Dans le cas d'un doute de la mesure en cisaillement, une seconde mesure avec les transducteurs en compression a été exécutée afin de valider la mesure. La calibration de l'appareil s'est faite avant chaque utilisation avec une tige de calibration étalonnée à 25,4 m/s (Figure 5.44). Un agent couplant visqueux adapté aux ondes en cisaillement a été utilisé afin d'assurer une bonne adhérence à la surface de l'éprouvette (Figure 5.45).

La Figure 5.46 présente les spécifications techniques des transducteurs, mettant en lumière que la dimension maximale des particules pour l'onde en cisaillement est de 5 mm. Cependant, dans le cas de ce projet la grosseur nominale maximale des granulats (GNM) est de 20 mm. Une analyse plus approfondie de l'influence de la dimension des particules serait nécessaire, car le manuel du fabricant n'en fait pas état.

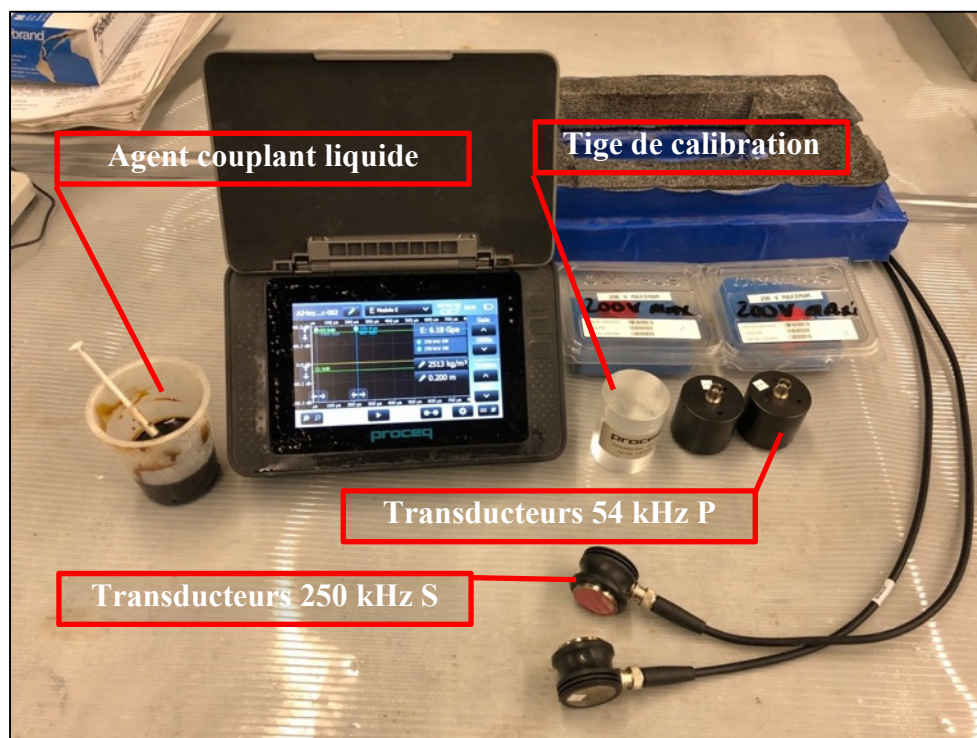


Figure 5.44 Appareillage ultrasonique



Figure 5.45 Mesure avec appareil Proceq Pundit PL-200







Bandwidth and aperture size		Test Object Limitations			Applications
		Wavelength*	Maximum grain size	Minimum lateral dimension	
P-wave Transducers					
24 kHz Ø50 mm x 95 mm		154 mm	≈ 77 mm	154 mm	» Concrete: Very coarse aggregate and large objects (several meters)
54 kHz Ø50 mm x 46 mm		68.5 mm	≈ 34 mm	69 mm	» Concrete » Wood » Rock
150 kHz Ø28 mm x 46 mm		24.7 mm	≈ 12 mm	25 mm	» Fine grained material » Refractory bricks » Rock (NX cores)
250 kHz Ø28 mm x 46 mm		14.8 mm	≈ 7 mm	15 mm	» Fine grained material » Refractory bricks » Rock » Use on small samples
500 kHz Ø57 mm x 32 mm		7.4 mm	≈ 3 mm	7 mm	» Fine grained material » Refractory bricks » Rock » Use on small samples
54 kHz Ø50 mm x 100 mm		68.5 mm	≈ 34 mm	69 mm	» Concrete: Rough and rounded surfaces (no couplant required) » Wood » Rock (heritage sites)
S-wave Transducer					
250 kHz Ø41 mm x 32 mm		10 mm	≈ 5 mm	Greater than the thickness of the object.	» Used for determination of elastic modulus » Concrete, wood, rock (small samples only) » Requires special shear wave couplant

Figure 5.46 Spécifications techniques des transducteurs ultrasoniques (Proceq)

Les mesures ultrasoniques ont été exécutées avec 2 types de sondes, une en cisaillement (S-Wave) et une en compression (P-Wave). Les ondes en cisaillement sont présentées à la Figure 5.47, Figure 5.48 et Figure 5.49 et leurs gains ont été ajustés afin de préciser la réception initiale de l'onde. La Figure 5.50 présente une onde en compression.

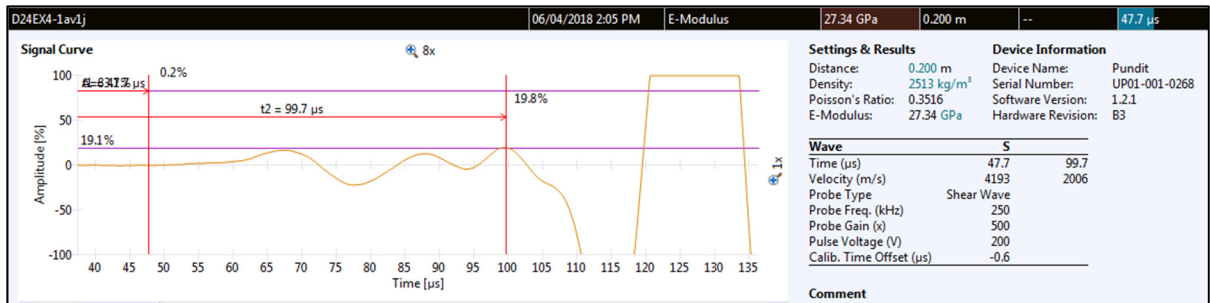


Figure 5.47 Signal ultrasonique en cisaillement sur cylindre non endommagé

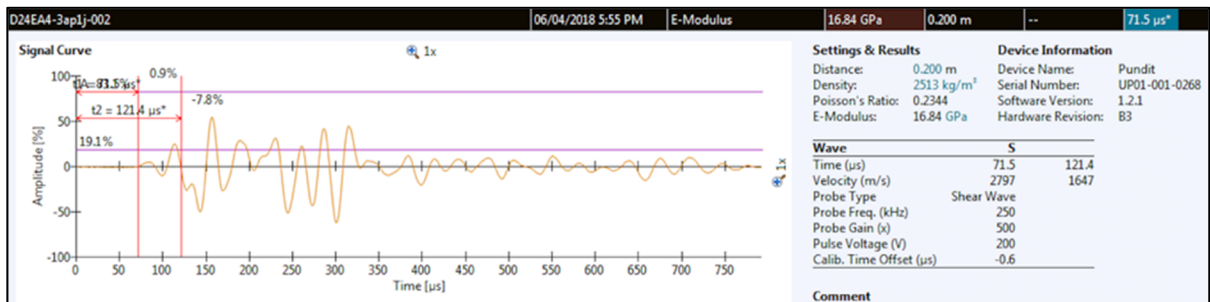


Figure 5.48 Signal ultrasonique en cisaillement sur cylindre légèrement endommagé

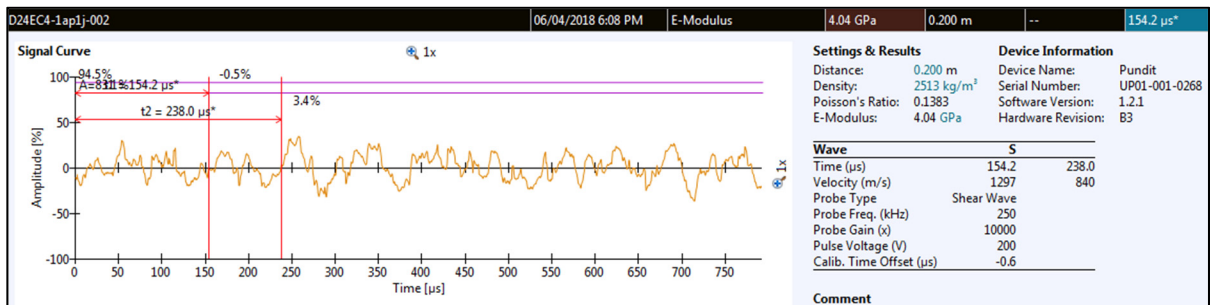


Figure 5.49 Signal ultrasonique en cisaillement sur cylindre hautement endommagé

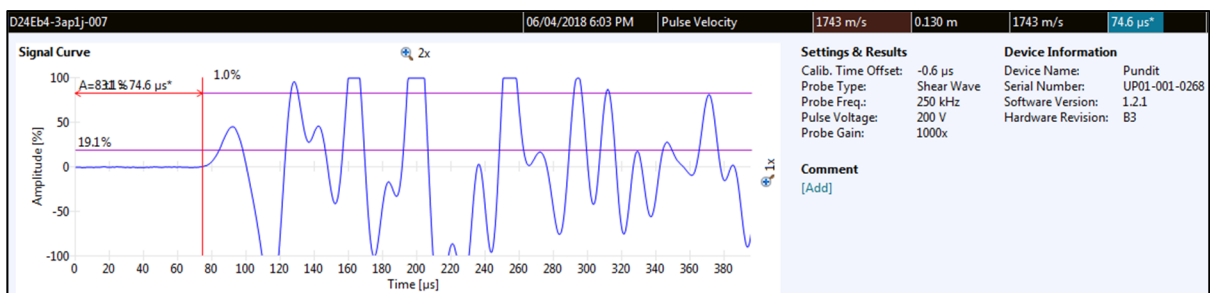


Figure 5.50 Signal ultrasonique en compression sur cylindre moyennement endommagé

Il est possible de remarquer aux exemples précédents que l'endommagement augmente le temps de parcours de l'onde initiale, en passant de $47,7 \mu\text{s}$ à $154,2 \mu\text{s}$. Le temps de parcours de l'onde en cisaillement est également affecté, en passant de $99,7 \mu\text{s}$ à $238,0 \mu\text{s}$. Cette augmentation a pour conséquence de diminuer le module élastique dynamique, de $27,34 \text{ GPa}$ à $4,04 \text{ GPa}$. Ainsi, cette méthode semble efficace pour mesurer l'influence de l'endommagement mécanique.

5.6.3 Mesure au déflectomètre léger à masse tombante (LWD)

L'utilisation de déflectomètres in situ est assez commune dans la littérature. Cependant, son utilisation en laboratoire n'est pas mentionnée pour les BTC. Ainsi, des bases de $300 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ par 150 mm de haut ont été confectionnées afin de vérifier la viabilité de cette méthode. La mise en place des boîtes s'est faite en deux couches, à l'aide d'une plaque vibrante et d'une charge de 10 kg (Figure 5.30). La charge a été déposée sur la surface pendant 10 secondes lorsque la table fonctionnait, et déplacée pour couvrir l'entièreté de la boîte. Une plaque d'acier a été utilisée à la fin, pour favoriser le nivellement de la surface (Figure 5.51).



Figure 5.51 Nivellement des bases pour LWD

Au total, 4 bases ont été confectionnées dans les mêmes conditions (Figure 5.52) : une base sans ciment (100 % granulaire), une base à 4 % non endommagée, une base à 4 % endommagée à 24 heures et une dernière base à 4 % endommagée à 48 heures.



Figure 5.52 Bases pour LWD

Un déflectomètre léger à masse tombante (Light Falling-Weight Deflectometer) du fabricant Grontmji et de modèle Prima 100 LWD a été employé (Figure 5.53). Le petit disque de 200 mm a été employé au lieu du disque de 300 mm en raison de la dimension des boîtes. Une charge coulissante de 10 kg a été utilisée, afin de générer une force de chute d'environ 8 kN. L'ordinateur de l'appareil a ainsi enregistré la déflexion du géophone associé à la force l'impact. Les modules présentés dans cette section sont calculés ainsi selon la loi de Hooke, à partir d'une moyenne de 4 lectures. Cependant, la dispersion des valeurs est très élevée et le coefficient de variation des 4 mesures atteint parfois jusqu'à 50 %.

L'endommagement des plaques a été fait de manière à viser une perte de module de 40 %, comme présenté dans la littérature. Ainsi, 2 méthodes d'endommagement ont été essayées, soit par plaque vibrante et par chute d'une charge de 10 kg d'un mètre de haut. La plaque vibrante n'a pas endommagé les bases, même après 30 secondes de vibrations (mesurées au LWD).

Ainsi, une charge de 10 kg en acier a endommagé les bases, mais de manière hétérogène. Du sable fin a été utilisé pour niveler la surface de la base, comme recommandé par le fabricant du LWD. Le recouvrement dans le temps a également été mesuré, jusqu'à 4 jours après la confection des bases. Lors de la mesure, la position de la base du LWD était très importante afin de ne pas faire varier les résultats. Ainsi, changer la position du disque changeait beaucoup la valeur mesurée. La fissuration hétérogène pourrait être en cause, ainsi que la surface qui était très irrégulière, même avec l'utilisation de sable.

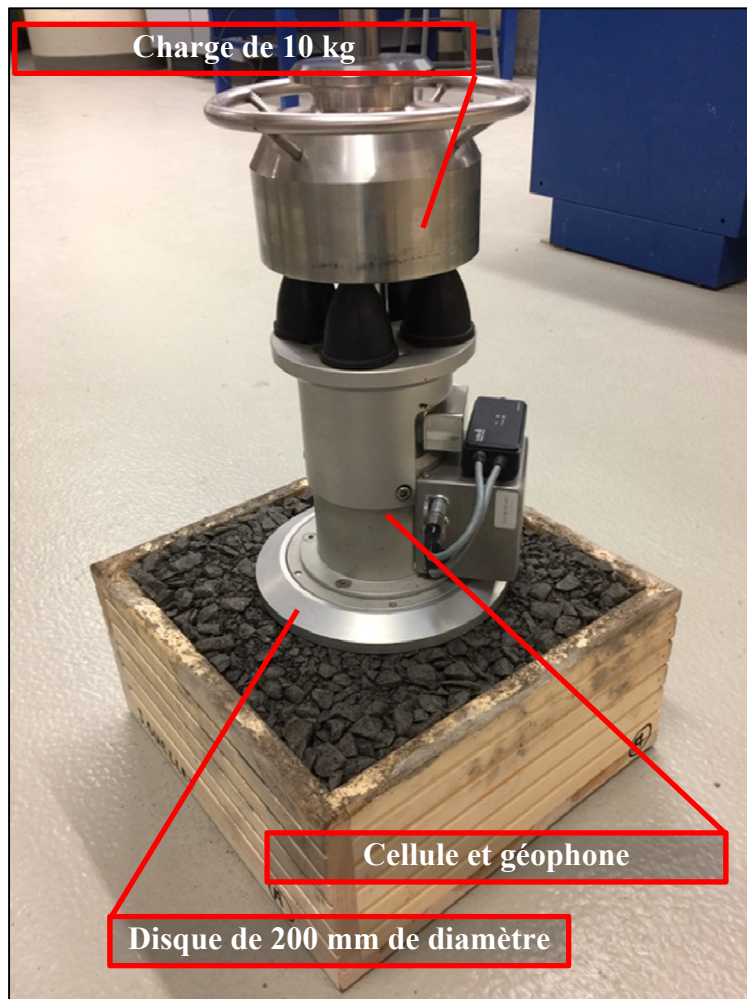


Figure 5.53 LWD sur base de laboratoire

Les résultats des modules sont présentés au Tableau 5.10 et une représentation graphique en fonction du temps à la Figure 5.54, pour des teneurs en ciment de 0 % et 4 %.

Tableau 5.10 Moyennes de module au LWD en fonction du temps pour divers endommagements

Base	Module au LWD, MPa						
	0 h	16 h	24 h av. endom.	24 h ap. endom.	48 h av. endom.	48 h ap. endom.	72 h
0 % NE	124,8	110,3	115,5	115,5	113,6	113,6	106,4
4 % NE	117,8	150,9	228,4	228,4	275,6	275,6	307,2
4 % E24H	146,9	185,5	302,7	204,9	232,7	232,7	302,2
4 % E48H	130,3	204,8	289,2	289,2	315,8	234,7	259,7
Le c_v de l'ensemble des catégories varie entre 15 % et 50 %							
NE : Non endommagé / E00H : Endommagement au temps 00 (h)							

Selon le manuel d'utilisation de l'appareil (Grontmij, 2009), les bases granulaires traitées au ciment devraient développer un module de 6 000 à 15 000 MPa et la pierre concassée non traitée un module de 300 à 350 MPa. Il est possible d'observer que le module initial des bases est loin d'être celui de la pierre concassée, avec une moyenne de seulement 115 MPa.

Il est possible de remettre en cause le mode de compaction des bases. Également, il est possible de noter un grand écart (33 %) entre le module des 3 bases contenant 4 % à 24 heures avant endommagement. De plus, l'écart de lecture entre les 4 mesures à un même point est très grand et va jusqu'à 23 % d'écart pour la lecture de la base non endommagée à 4 % de ciment et à 16 heures de cure. De ce fait, la méthode de mesure au LWD ne semble pas adéquate en laboratoire, particulièrement avec la procédure de petites bases utilisée.

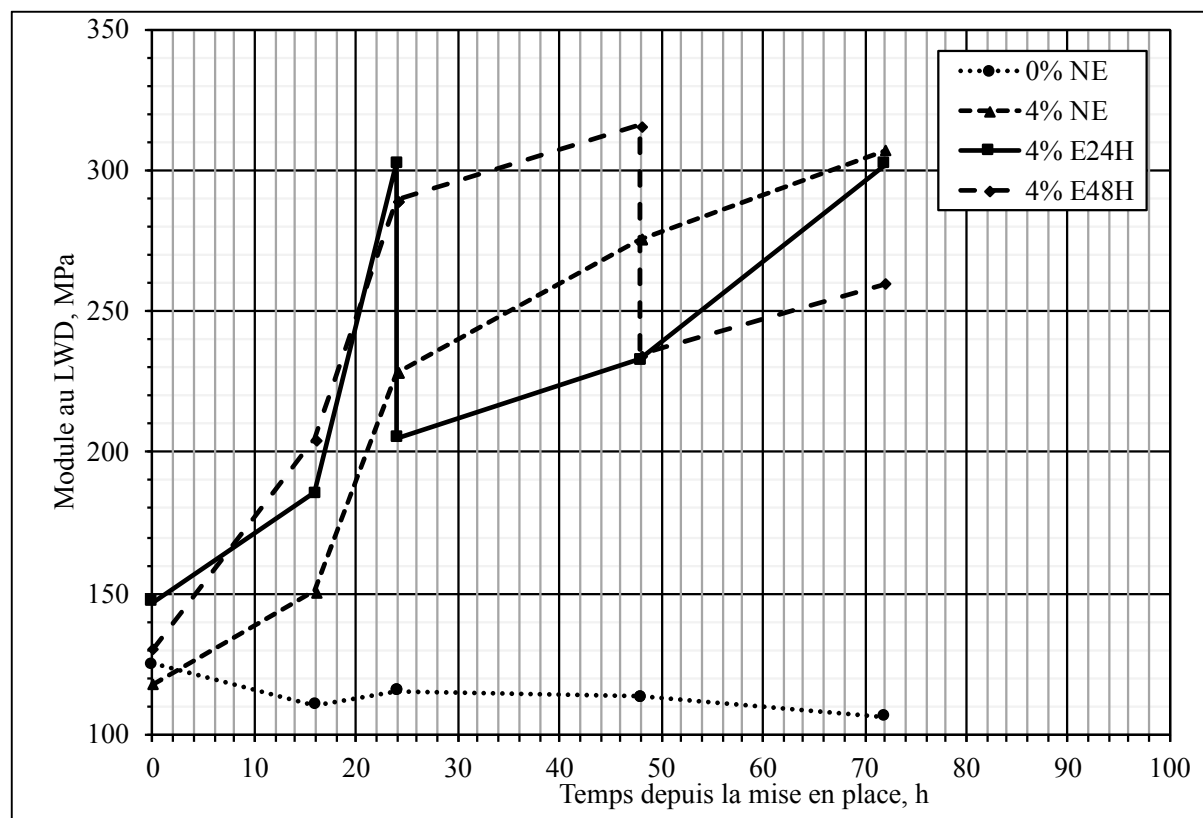


Figure 5.54 Module au LWD en fonction du temps pour divers endommagements

5.6.4 Tomodensitométrie

Un essai de tomodensitométrie a été effectué sur une éprouvette cylindrique de 100 mm de diamètre par 200 mm de hauteur (Figure 5.55) compactées à l'aide d'un marteau Marshall (Section 4.2.3). La teneur en ciment du mélange était de 4,0 % (d'où la forte teneur en vides).



Figure 5.55 Éprouvette soumise à la numérisation

Un tomographe de marque Nikon et de modèle XT H 225 a été utilisé, avec une source de 215 kV. La projection de la source a été filtrée avec 4 mm de cuivre, afin d'augmenter la pénétration des rayons X dans le cœur de l'éprouvette et de réduire la saturation à l'extérieur. Le courant du faisceau a été élevé à 190 μ A, délivrant ainsi une puissance de 40,85 W.



Figure 5.56 Tomographe (CT Scan) Nikon XT H 225

Ainsi, un ensemble de 2634 projections de 3,35 mégapixels (1677 x 2000 pixels à 300 p.p.p.) a été enregistré par le tomographe (Figure 5.57) sur les 360 degrés de l'éprouvette. Ainsi, une projection a été enregistrée à chaque 0,136674259681093 degré. Les paramètres de résolution en 3D de l'image sont présentés au Tableau 5.11.

Tableau 5.11 Paramètres de résolution des projections

Coordonnée	Nombre de voxels	Dimension voxel (mm)	Taille éprouvette (mm)
X	1608	0,0670028197224184	107,7405341136
Y	1594	0,0670028197224184	106,8024946375
Z	1868	0,0670028197224184	125,1612672415



Figure 5.57 Image de l'éprouvette
sortie du CT Scan (cylindre)

L'ensemble des données des projections a été traité à l'aide du logiciel VG Studio afin de reconstruire les sections transversales (Figure 5.58). Au total, 1868 sections transversales ont été générées, soit une pour chaque voxel de l'axe Z.

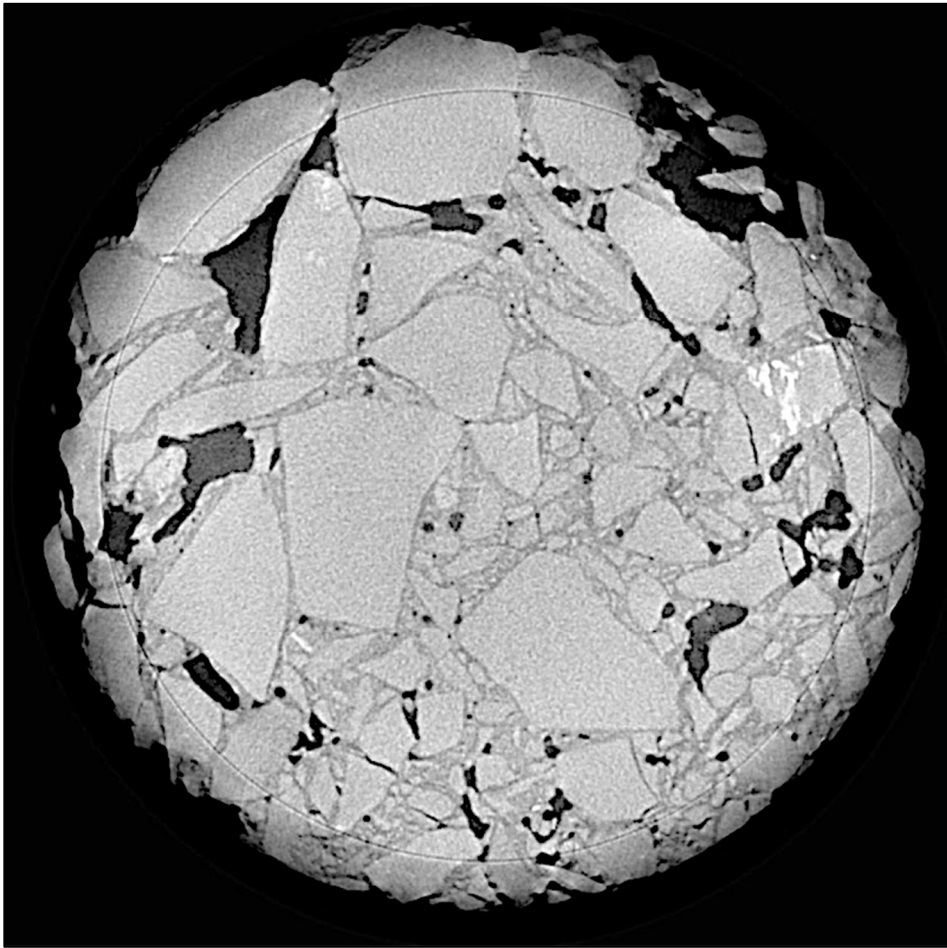


Figure 5.58 Image de reconstitution de section transversale avec le logiciel VG Studio

Le logiciel Dragonfly a été utilisé afin de reconstruire en 3D les 1868 sections transversales obtenues avec le logiciel VP Studio. Avec cette modélisation 3D, il est possible de procéder à la segmentation des différentes zones de contrastes ou de densité. La Figure 5.59 présente avec des filtres de couleur les différents constituants de l'éprouvette : les vides en noir, les granulats en bleu et la pâte en vert. La résolution des voxels étant de 67 microns cubes, il est peu probable de s'attendre à avoir une résolution claire sous trois voxels, soit 200 microns, en raison du bruit généré par l'acquisition. Le logiciel permet de modifier les contrastes et les couleurs de la reconstitution, afin de maximiser la distinction des constituants. La Figure 5.60 présente la reconstruction d'une section axiale, avec un contraste favorisant la différenciation des constituants.

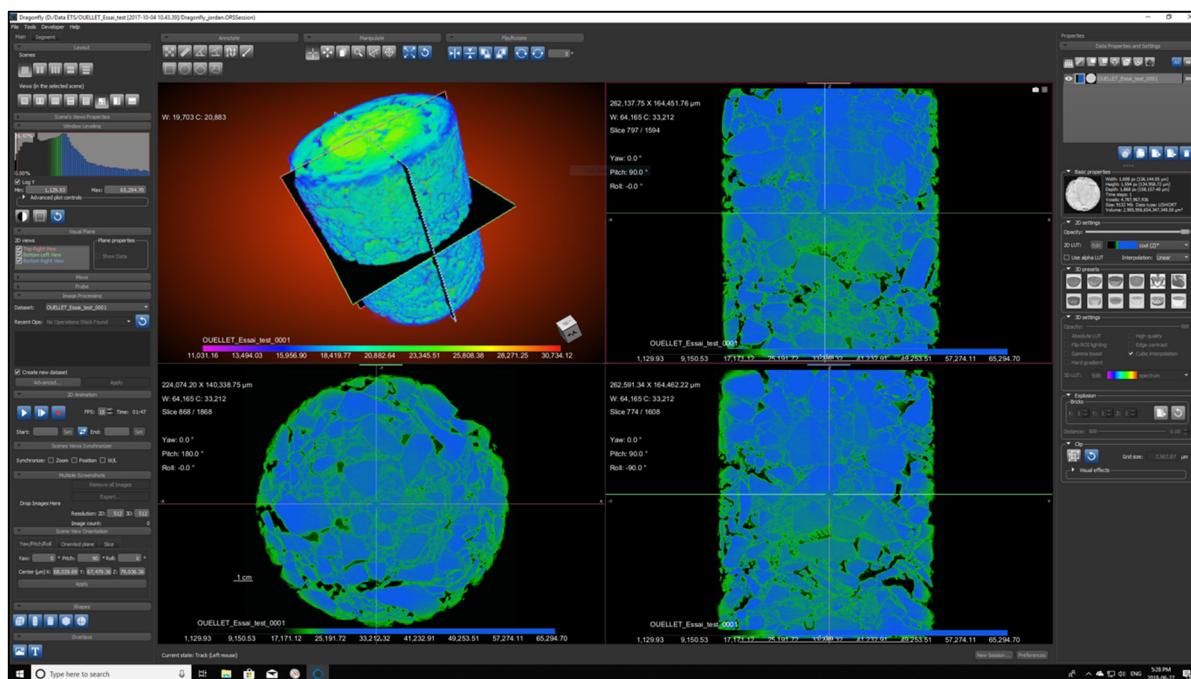


Figure 5.59 Reconstitution 3D avec le logiciel Dragonfly

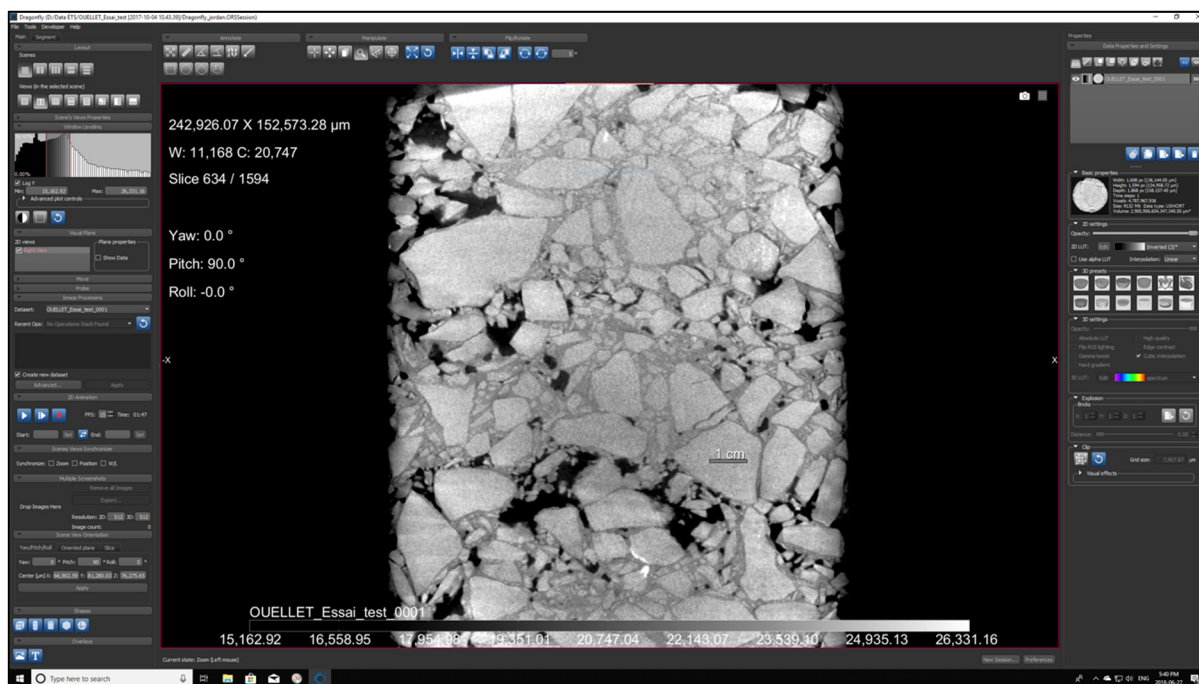


Figure 5.60 Détail d'une coupe de reconstruction filtrée

La Figure 5.61 présente la section obtenue à la Figure 5.60 avec la meilleure résolution possible et un contraste noir et blanc maximal. Ainsi, il est peu probable d'observer de la microfissuration clairement sur l'ensemble de l'éprouvette.

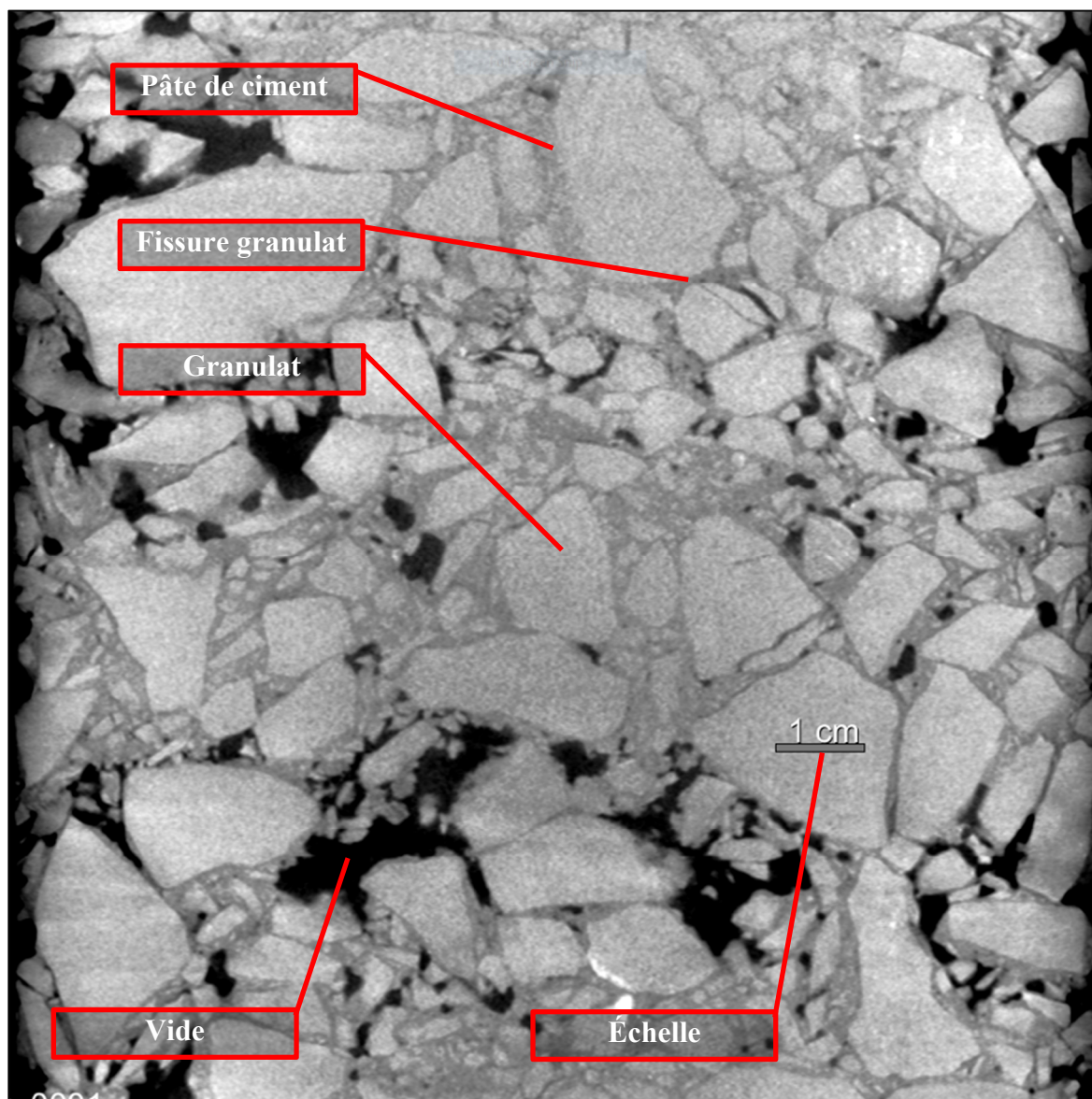


Figure 5.61 Résolution maximale de la modélisation du logiciel Dragonfly

5.6.5 Mesure mécanique non destructive (module et Poisson)

Les essais préliminaires avaient pour objectif de tester différentes méthodes de mesure de déformation axiale. L'utilisation de jauges à fissures (Figure 5.62) a été envisagée grâce à l'espace laissé pour la chaîne de déformation circonférentielle nécessaire pour la mesure du coefficient de Poisson. La précision des jauges est suffisante pour l'obtention de 50 μ def.

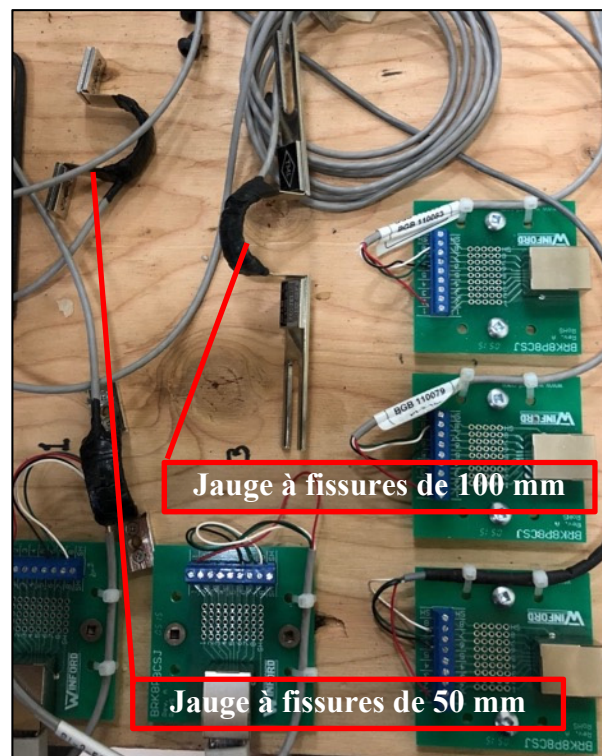


Figure 5.62 Jauge de contraintes de 50 mm et 100 mm

Cependant, l'installation des plots nécessaires à la fixation des jauges a été très difficile, en raison du temps de séchage de la colle (divers types utilisés). Également, ces plots fixés de manière permanente pourraient gêner l'exécution de l'endommagement ou d'essais autres.

Finalement, des extensomètres avec patins en acier ont été préférés aux jauges à fissures pour leur facilité d'installation et de désinstallation (Figure 5.63). Leur précision étant très élevée, les extensomètres de 100 mm ont été utilisés après validation sur des éprouvettes d'essai.

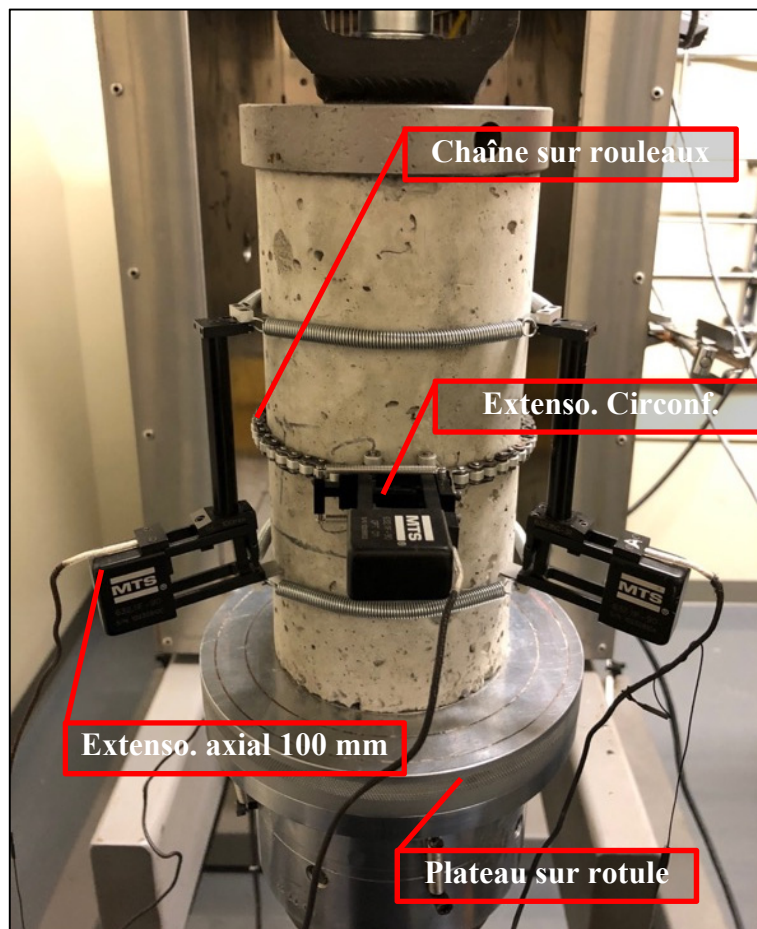


Figure 5.63 Mesure du déplacement axial et circonferentiel

Une presse hydraulique MTS 810 d'une capacité de 100 kN a été utilisée en raison de sa précision élevée en fonction de la capacité (section 7.1.1). Un plateau sur rotule a été ajouté à la base de la cellule de charge afin d'assurer un parfait collage des disques d'acier sur la surface de l'éprouvette.



Figure 5.64 Presse MTS 810
haute précision (100 kN)

Une procédure a été programmée (Figure 5.65) afin de configurer la série de chargements en fonction de la méthode d'essai ASTM C469 (ASTM, 2010). Une précontrainte de 25 N a été appliquée sur l'éprouvette en mode CLC (channel limited channel) afin de bien assurer le contact de la presse à l'éprouvette. Le chargement et le déchargement des éprouvettes se sont faits à 0,25 kN/s. Un premier cycle de validation a été enregistré, mais non analysé. Le comportement des extensomètres a été validé et 2 cycles suivants ont été exécutés, enregistrés et analysés (moyenne de 2 modules). La contrainte maximale atteinte équivaut à environ 40 % de la contrainte maximale admissible.

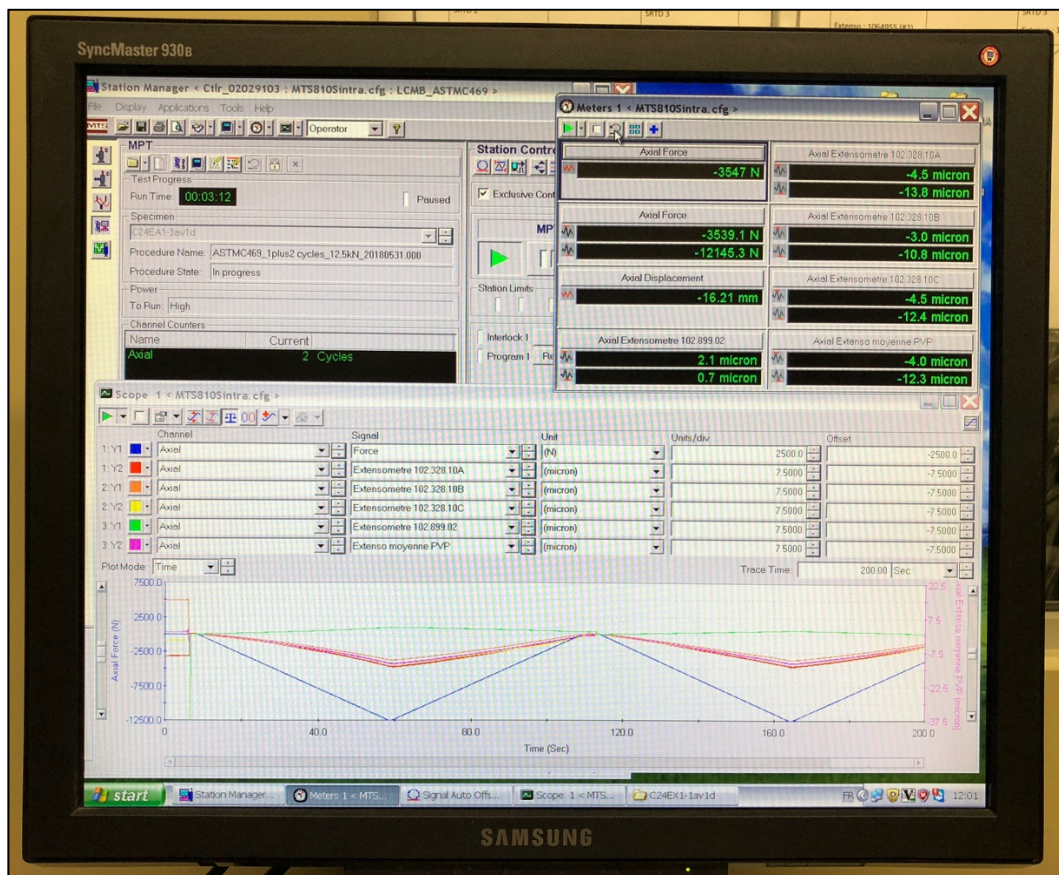


Figure 5.65 Fenêtres de contrôle et d'état du logiciel MultiPurpose TestWare

Un total de 3 extensomètres MTS 632.11F-90 de 100 mm d'empattement ont été utilisés afin de mesurer les déformations axiales (Figure 5.66). Un extensomètre MTS 632.11F-90 ainsi qu'une chaîne circonférentielle MTS 632.21A-02 sur rouleaux ont été employés afin de mesurer les déformations de la circonférence de l'éprouvette. Le marquage des éprouvettes et l'identification des extensomètres permettent une comparaison optimale des divers essais sur les mêmes éprouvettes. Le signal brut provenant des extensomètres est présenté à la Figure 5.67. Il est possible d'observer un certain écart entre les extensomètres, probablement en raison de l'excentricité du cylindre qui n'est pas parfaite sur les supports.



Figure 5.66 Positionnement
des extensomètres

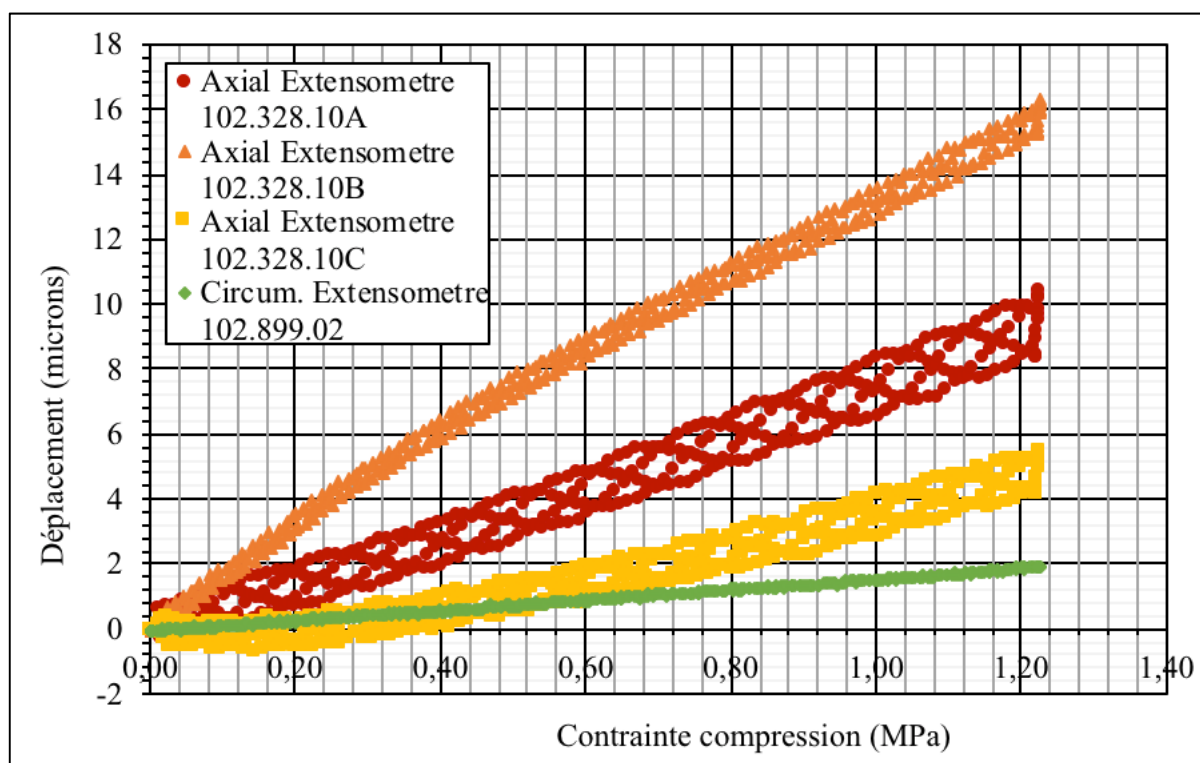


Figure 5.67 Déplacement typique des extensomètres en fonction de la contrainte
(moyenne de 2 cycles de chargement continus)

La Figure 5.68 présente un graphique typique de contrainte-déformation entre 50 udef et 40 % de la contrainte maximale (résultats détaillés au CHAPITRE 6). La pente définit le module élastique, en domaine contrainte-déformation (10 001 MPa dans le cas de l'exemple).

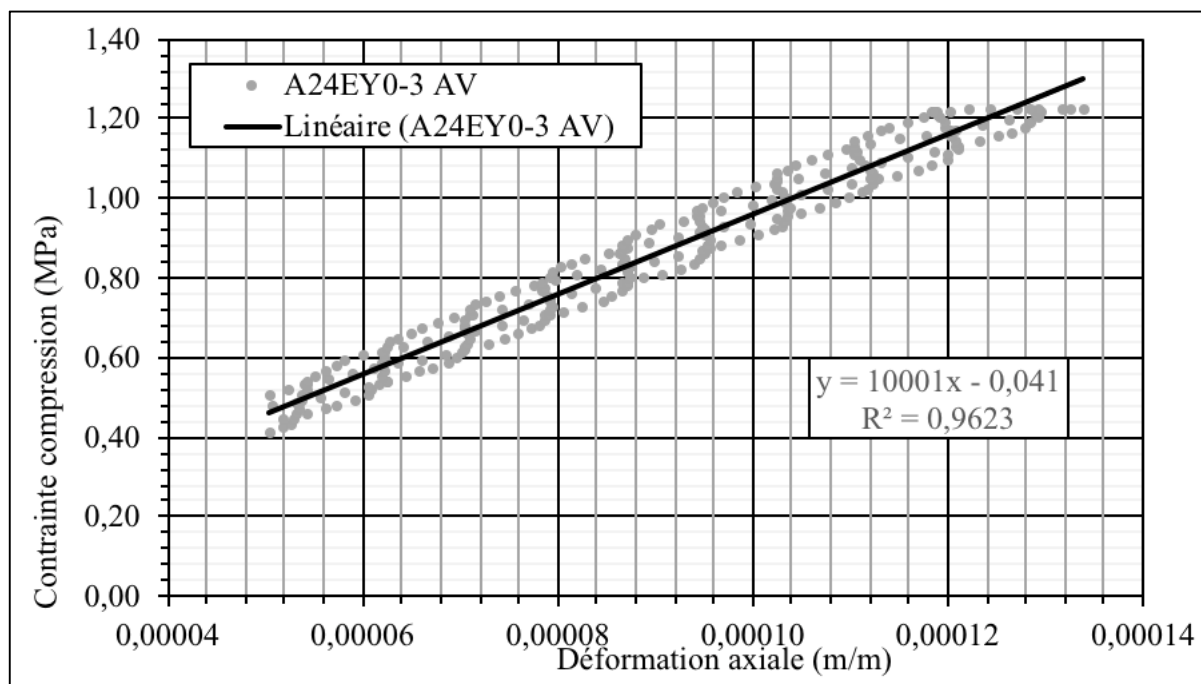


Figure 5.68 Résultat typique de module élastique graphique avant endommagement (moyenne de 2 cycles de chargement continu)

La Figure 5.69 présente le graphique de déformation transversale par rapport aux déformations axiales. La pente définit le coefficient de Poisson, dans le domaine déformation transversale-déformation axiale (0,05 dans le cas de l'exemple). La limite inférieure des données équivaut à 50 μ def et la limite maximale à la déformation axiale correspondant à 40 % de la contrainte maximale admissible en compression.

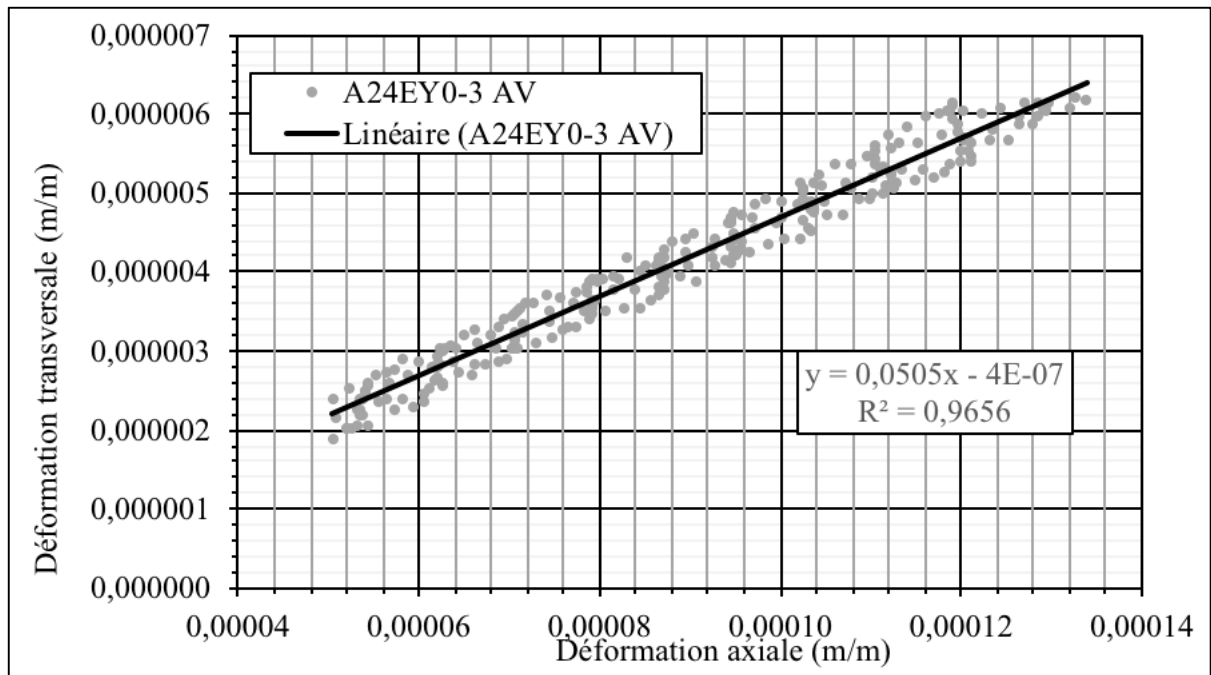


Figure 5.69 Résultat typique de coefficient de Poisson graphique avant endommagement

5.6.6 Mesure mécanique destructive (résistance en compression)

L'essai de résistance en compression a pour objectif de mesurer la contrainte maximale admissible en compression. Étant destructif, cet essai a avantage à être optimisé. Ainsi, une acquisition de déplacement et de force a été faite en simultanée, afin de tracer un profil contrainte-déformation. Cette acquisition s'est faite seulement pour les 4 phases d'expérimentations finales (Section 2.3.3). Pour la phase de formulation et d'évaluation des méthodes, seule la mesure de la contrainte maximale a été enregistrée.

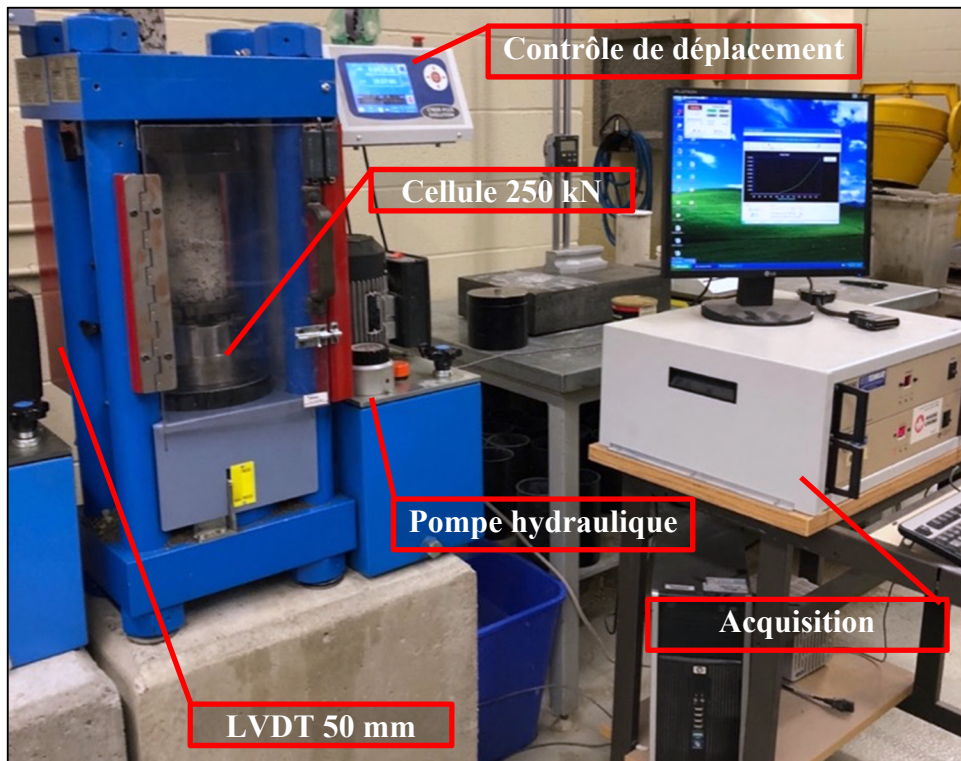


Figure 5.70 Presse hydraulique et système d'acquisition

L'essai a été exécuté à l'aide d'une presse Matest de capacité de 500 kN. Une cellule de charge de 250 kN ainsi qu'un LVDT (Linear Variable Differential Transformer) de 50 mm ont été reliés à un système d'acquisition Vishay Micro-Measurements System 5000 StrainSmart® Data Acquisition System (Figure 5.70). Les configurations de l'essai sont présentées au Tableau 5.12. Une précharge de 500 N a été appliquée et mesurée à l'aide de la cellule de la presse (non reliée au système d'acquisition), afin d'assurer un contact initial pour ne pas mesurer le mouvement du piston pour l'ajustement. Cette précharge a été additionnée à la valeur mesurée de la cellule lors de l'analyse.

Tableau 5.12 Configurations de l'essai en compression

Configurations	Valeurs
Précharge	500 N
Vitesse de chargement	0,5 mm/min
Réglage de la molette	6,65
Arrêt de l'essai	85 % de la charge max
Taux acquisition	10/sec

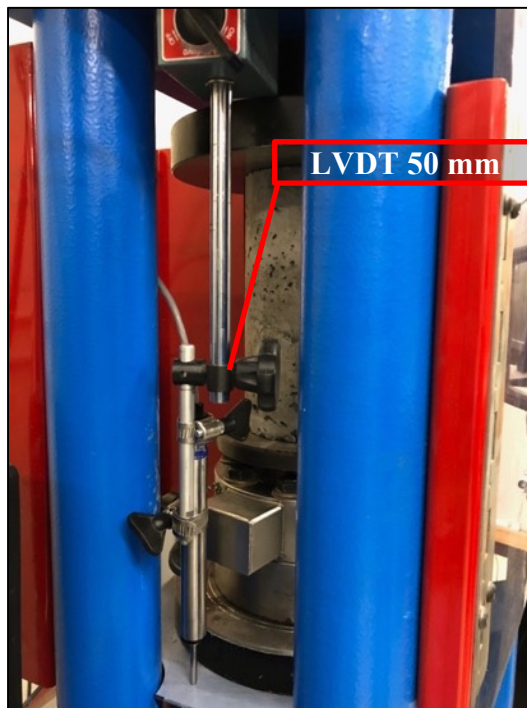


Figure 5.71 Mesure du déplacement lors de la résistance en compression

L'essai se termine lorsque la charge diminue de 85 % de la valeur maximale. Ainsi, l'éprouvette est complètement détruite et il est possible d'y voir le mode de rupture (Figure 5.72). L'essai a été exécuté en contrôle de déplacement, à 0,5 mm/min. La Figure 5.73 présente une courbe typique obtenue grâce à l'essai, où la contrainte (MPa) est exprimée par rapport à la déformation ($\mu\text{m/m}$). Cette figure n'est pas comparative aux précédentes, mais seulement présentée à titre d'exemple.



Figure 5.72 Endommagement ultime par compression

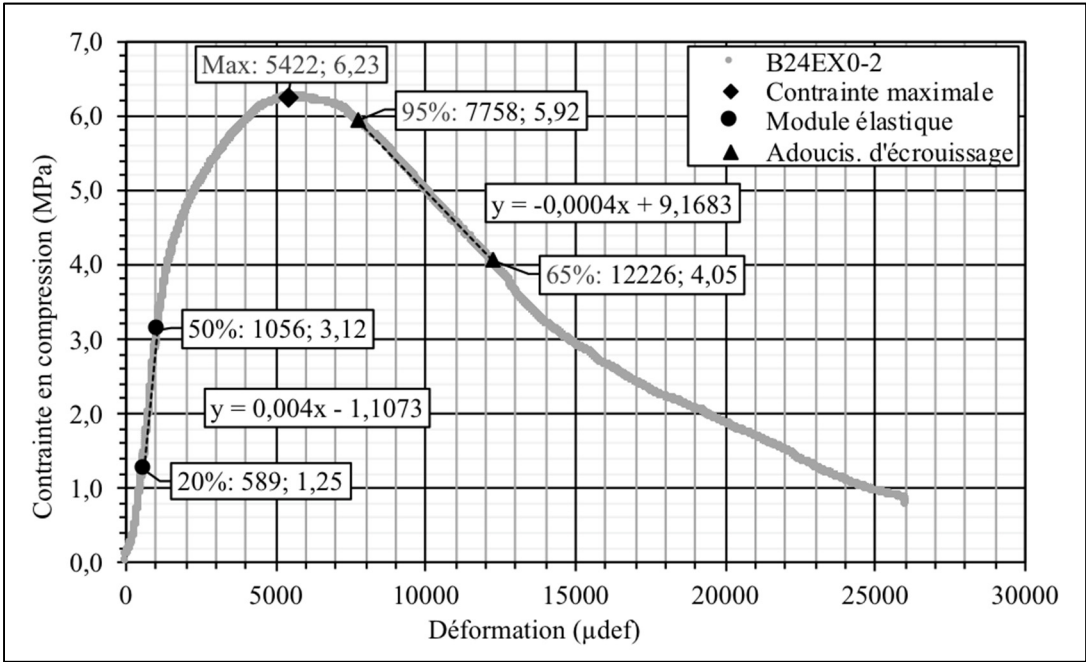


Figure 5.73 Courbe contrainte-déformation typique jusqu'à rupture

5.7 Sommaire de l'évaluation des méthodes de mise en œuvre et de mesure

L'évaluation des méthodes a permis de sélectionner des procédés idéaux en vue de les appliquer à une panoplie d'éprouvettes pour l'expérimentation. Ainsi, la méthode de malaxage retenue est celle du planétaire et la méthode de compaction et d'endommagement choisie est celle avec le marteau à impacts. L'hydratation sera mesurée avec la calorimétrie et le retrait avec une plaque de retrait contraint. Finalement, la microfissuration sera mesurée de manière mécanique (module, coefficient de Poisson et résistance en compression) et de manière acoustique (module et coefficient de Poisson). Comparativement à l'évaluation, l'expérimentation a pour objectif de mesurer en détail l'endommagement et le recouvrement, en vue de déterminer des tendances. Le Tableau 5.13 présente une synthèse, où les méthodes en gras sont retenues pour la phase d'évaluation.

Tableau 5.13 Synthèse de l'évaluation des méthodes de mise en œuvre et de mesure

Catégories	Méthodes évaluées				
Malaxage	Tambour	Planétaire	Manuel		
Compaction	Plaque vibrante	Bourroir	Marteau Marshall	Marteau impacts	
Hydratation	Calorimétrie				
Retrait	Plaque				
Endommagement	Plaque vibrante	Charge libre	Marteau Marshall	Marteau impacts	Proctor automatique
Microfissuration	Optique	Ultrasonique	LWD	Tomographie	Mécanique
Fissuration	Microscopie	Vidéographie			

CHAPITRE 6

EXPÉRIMENTATION DE L'ENDOMMAGEMENT ET ANALYSE

L'expérimentation de l'endommagement est divisée en trois phases ; mesurer l'évolution dans le temps des propriétés mécaniques, mesurer l'effet de l'endommagement sur les propriétés mécaniques et finalement mesurer le recouvrement des propriétés mécaniques dans le temps. Au début de ce chapitre, les méthodes et procédés utilisés seront détaillés, en plus d'une description et analyse de chacune des éprouvettes du programme. Les propriétés non endommagées seront évaluées jusqu'à 28 jours avec des méthodes mécaniques et ultrasoniques de module, de coefficient de Poisson et de résistance en compression. Ensuite, des critères mécaniques d'endommagement seront définis et trois niveaux d'endommagement seront retenus (léger, moyen, élevé). Après, ces niveaux d'endommagement seront induits à des éprouvettes à 24 heures de cure, afin de mesurer l'influence de l'endommagement, comparativement aux propriétés mesurées sans endommagement. Ensuite, le recouvrement de ces mêmes propriétés sera mesuré jusqu'à 28 jours. Dans ce chapitre, l'analyse des données suit directement la présentation des résultats.

Afin de faciliter la compréhension de cette section, voici, à la Figure 6.1, un organigramme du chapitre en cours.

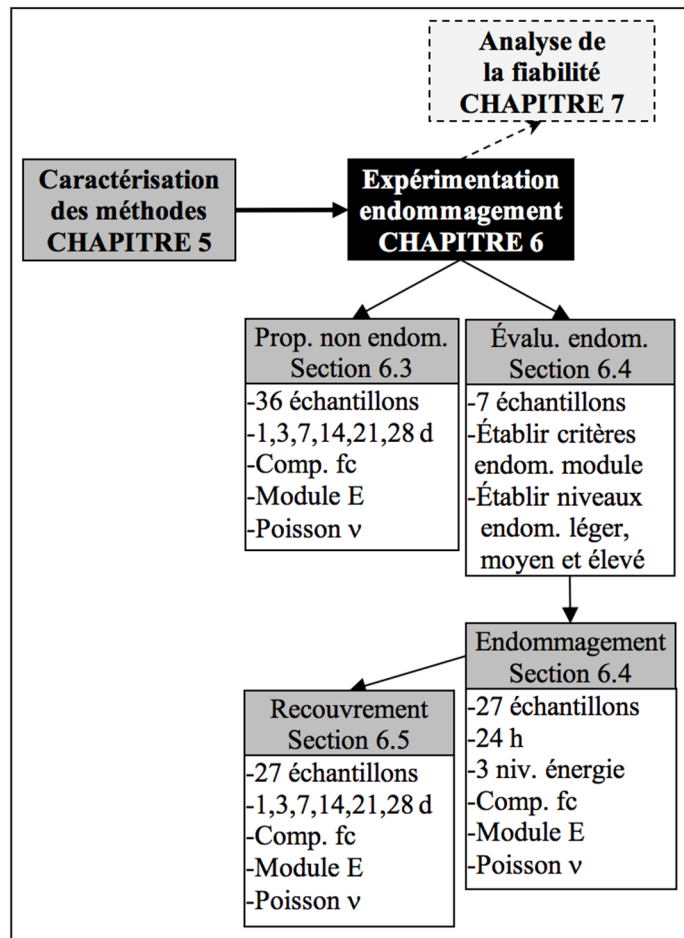


Figure 6.1 Organigramme du chapitre 6

6.1 Choix de mélange

Le mélange retenu pour l'expérimentation utilise les matériaux présentés au CHAPITRE 3 et est basé sur les résultats de la phase de formulation du CHAPITRE 4. La teneur en ciment utilisée est de 5 % et la teneur en eau de 5,2 %, tous deux par rapport à la masse de granulats sèche. Le dosage réel de chacun des constituants est présenté ci-dessous et est corrigé par rapport à la masse saturée superficiellement sèche (SSS) et la teneur en vides. Les proportions réelles du mélange ont été calculées à partir des propriétés des matériaux et des résultats moyens de masse volumique du matériau à l'état frais (Tableau 6.1). Les résultats des proportions réelles sont présentés au Tableau 6.2, pour les valeurs de masse volumique minimale, moyenne et maximale obtenues sur 43 éprouvettes et 7 gâchées distinctes. Le coefficient de variation des masses volumiques est de 1,4 %. Les tableaux de tous les mélanges analysés sont présentés à l'ANNEXE I.

Tableau 6.1 Propriétés de base
pour les proportions réelles

Propriétés de base	Valeurs
Masse pierre, kg	22,145
Masse sable, kg	1,926
Masse eau, kg	1,252
Masse ciment, kg	1,204
Masse gâchée, kg	26,526
Dsss pierre	2,789
Dsss sable	2,668
Abs. Pierre, %	0,48
Abs. Sable, %	0,83
Teneur eau pierre, %	0,00
Teneur eau sable, %	0,00
Masse vol. min. (ρ_f), kg/m ³	2464
Masse vol. moy. (ρ_f), kg/m ³	2544
Masse vol. max. (ρ_f), kg/m ³	2596
Écart type, kg/m ³	36
c_v , %	1,4

Il est à noter que les masses volumiques sont obtenues suite à une énergie de compaction non standardisée de 21,5 MJ/m³. Cette procédure est présentée à la section 6.2.2.

Tableau 6.2 Résultat du calcul des proportions réelles

Proportions réelles (pour 1 m³ avec vides)	ρ_f Min	ρ_f Moy	ρ_f Max
Dosage pierre SSS, kg/m ³	2067	2134	2178
Dosage sable SSS, kg/m ³	180	186	190
Dosage granulats SSS, kg/m ³	2247	2320	2368
Dosage eau, kg/m ³	105	108	110
Dosage ciment, kg/m ³	112	115	118
Teneur en air, %	5,1	2,0	0,0 ⁽¹⁾
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	2464	2544	2596
Volume pâte, L	140	145	148
Dosage ciment/pierre sèche, %	5,0	5,0	5,0
Dosage eau/pierre sèche, %	5,2	5,2	5,2
Rapport E/C	0,94	0,94	0,94

⁽¹⁾ La teneur en air associée à la masse volumique maximale mesurée est de 0,0 %, ce qui permet de remettre en cause certains paramètres. Le calcul de l'air étant gravimétrique (ASTM C138) et non un essai de laboratoire volumétrique ou manométrique (ASTM C173 ou ASTM C231), on peut remettre en cause certains paramètres pratiques et théoriques. Une valeur de masse volumique fraîche surestimée peut être la cause d'une teneur en air théorique trop faible. Il suffit que le cylindre soit légèrement plus rempli pour que sa masse volumique calculée soit surestimée. Également, les caractéristiques physiques des matériaux peuvent en être la cause. Une densité des matériaux plus faible que réelle signifie qu'ils prendraient plus de place dans le mélange, réduisant ainsi l'air du mélange. Finalement, une différence de masse des constituants peut engendrer une sous-estimation de l'air. Une plus grande quantité de ciment ou de granulats ou bien une plus faible quantité d'eau que prévu dans un échantillon peut faire augmenter sa masse volumique fraîche et ainsi réduire sa teneur en air théorique. En somme, cette faible valeur de teneur en air peut indiquer que le mélange permet une compacité élevée et que la mise en place fournit suffisamment d'énergie.

6.2 Définition et préparation des éprouvettes

La définition et la préparation des éprouvettes sont présentées dans cette section. La liste des éprouvettes, les fiches de mélanges, la préparation des éprouvettes, ainsi que les données statistiques seront traitées.

6.2.1 Liste des éprouvettes

Le Tableau 6.3 présente la nomenclature des éprouvettes utilisée lors de la présentation des résultats ou de l'analyse. Chaque éprouvette a été identifiée lors du programme expérimental, afin de ne pas les confondre et assurer une traçabilité lors des photographies (présentées en ANNEXE VI) et lors des différents essais.

Tableau 6.3 Nomenclature des éprouvettes

A	24	EY	0	1
Phase du projet (cure) A : préliminaire B : 1 jour C : 7 jours D : 28 jours	Cure avant démoulage (h) 24 : 24 heures	Type d'endom. EY : Graduel EX : Aucun EA : Léger EB : Moyen EC : Élevé	Recouvrement (semaines) 0 : 0 jours 1 : 7 jours 4 : 28 jours	Numéro de l'éprouvette

Le Tableau 6.4 présente la liste des 43 éprouvettes du programme expérimental. Chaque éprouvette possède une feuille de suivi et de résultats (Figure 6.2). Ces feuilles peuvent être trouvées en ANNEXE II.

Tableau 6.4 Détail de l'expérimentation

Phase	#éch	Dém., h	Endommag.	Cure, d
A	A24EY0-1	24	Graduel	0
A	A24EY0-2	24	Graduel	0
A	A24EY0-3	24	Aucun	0
A	A24EY0-4	24	20 sec	0
A	A24EY0-5	24	40 sec	0
A	A24EY0-6	24	60 sec	0
A	A24EY0-7	24	90 sec	0
B	B24EX0-1	24	Aucun	0
B	B24EX0-2	24	Aucun	0
B	B24EX0-3	24	Aucun	0
B	B24EA0-1	24	Léger	0
B	B24EA0-2	24	Léger	0
B	B24EA0-3	24	Léger	0
B	B24EB0-1	24	Moyen	0
B	B24EB0-2	24	Moyen	0
B	B24EB0-3	24	Moyen	0
B	B24EC0-1	24	Élevé	0
B	B24EC0-2	24	Élevé	0
B	B24EC0-3	24	Élevé	0
C	C24EX1-1	24	Aucun	7
C	C24EX1-2	24	Aucun	7
C	C24EX1-3	24	Aucun	7
C	C24EA1-1	24	Léger	7
C	C24EA1-2	24	Léger	7
C	C24EA1-3	24	Léger	7
C	C24EB1-1	24	Moyen	7
C	C24EB1-2	24	Moyen	7
C	C24EB1-3	24	Moyen	7
C	C24EC1-1	24	Élevé	7
C	C24EC1-2	24	Élevé	7
C	C24EC1-3	24	Élevé	7
D	D24EX4-1	24	Aucun	28
D	D24EX4-2	24	Aucun	28
D	D24EX4-3	24	Aucun	28
D	D24EA4-1	24	Léger	28
D	D24EA4-2	24	Léger	28
D	D24EA4-3	24	Léger	28
D	D24EB4-1	24	Moyen	28
D	D24EB4-2	24	Moyen	28
D	D24EB4-3	24	Moyen	28
D	D24EC4-1	24	Élevé	28
D	D24EC4-2	24	Élevé	28
D	D24EC4-3	24	Élevé	28

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EA1-1	Réplicats	1/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Endommagement		10 sec (faible)
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input checked="" type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26 526,3	Masse ciment	1203,6
Identif. moule	4	Masse MG	24 821,0
Temps malax.	4 min (2 pour l'eau + 2 pour le ciment)	Masse eau	1251,7
Mise en place	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	40 78,5 (à 14 jours)
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur A	193,04
Position face	<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur B	193,36
Masse cyl. sec.	3980,7	Hauteur C	193,24
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,66
Cure ap. démoul.	Aucune (classe humide)	Diam. B	101,92
Typ. surfacage	Meulé (x2)	Identif. cyl.	C24EA1-1 (1)
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	9:11:15	6 juin	
Confect. éprouv.	9:32	7 juin	
Démoulage	9:40	7 juin	
Mesure mecan.	11:49	7 juin	✓ 12,5 kN
Mesure acoust.	14:45	7 juin	
Tomodensitom.			non effectuée
Endommagement	13:00	7 juin	(10 sec) aucune fissure
Mesure mecan.	14:13	7-10-14 juin	✓ 7,5 kN / 12:04M; 12,5 kN / 13:01M; 20N
Mesure acoust.	15:38	7-10-14 juin	944601; 1162102;
Tomodensitom.			
Résistance comp.	15:01	14 juin	15:01 12,134

Figure 6.2 Exemple d'une fiche d'éprouvette

6.2.2 Préparation des éprouvettes

La préparation des 45 éprouvettes est basée sur les résultats de l'évaluation des méthodes, tant pour le malaxage (section 5.1) que pour la compaction (section 5.2). Un marteau à impact a été utilisé, de manière à délivrer une énergie de $21,5 \text{ MJ/m}^3$, réparti en 2 couches vibrées 20 secondes par couche. Confinés dans une gaine en acier, des moules de PVC de haute qualité ont été utilisés, afin de ne pas se déformer par la compaction. Le temps de mise en place des cylindres varie entre 5 minutes et 28 minutes, pour une moyenne de 14 minutes pour l'ensemble des éprouvettes.

Les détails relatifs à la chronologie sont présentés à la section 7.1.2. La préparation des éprouvettes a été exécutée à l'aide d'une surfaceuse (Figure 6.3) et non avec une coiffe en souffre en raison de la rapidité de la méthode.



Figure 6.3 Meuleuse
(surfaceuse) à cylindre

6.2.3 Cure

La cure des éprouvettes s'est faite dans les moules pour les premières 24 heures, afin de prévenir d'évaporation de l'eau, ainsi que l'endommagement possible lors du démoulage précaire. Une pellicule en plastique a été appliquée sur les moules afin de sceller et prévenir l'évaporation (Figure 6.4).

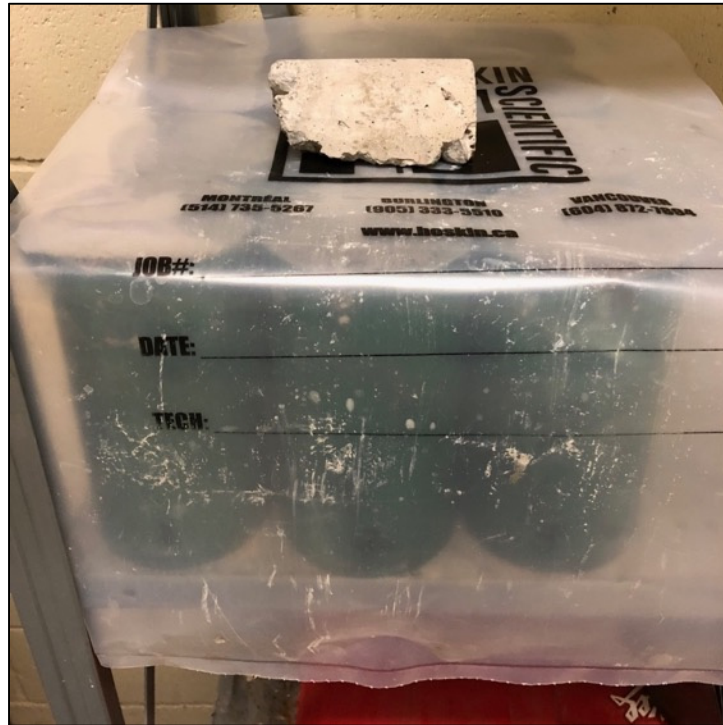


Figure 6.4 Recouvrement des cylindres frais

Une cure humide a été utilisée après les premières 24 heures de cure, afin de maximiser l'hydratation et le recouvrement des éprouvettes endommagés mécaniquement après 24 heures de cure. Une chambre environnementale avec un taux d'humidité supérieur à 95,0 % a été utilisée pour la cure humide. L'atmosphère, en dessous du point de saturation, évite la pluie et par le fait même le lessivage des éprouvettes par ruissellement. La chambre fournit ainsi un apport en eau constant, sans endommager les éprouvettes. Un contrôle numérique assure des conditions constantes et optimales (Figure 6.6).



Figure 6.5 Chambre environnementale



Figure 6.6 Contrôle numérique
de la chambre environnementale



Figure 6.7 Éprouvettes en cure

6.2.4 Données statistiques des éprouvettes

Les données statistiques des caractéristiques physiques des éprouvettes ont été obtenues suite à la mesure de 43 échantillons, coulés en 7 gâchées distinctes. Les photos des éprouvettes à 24 heures (sans endommagement) sont disponibles en ANNEXE VI.

Tableau 6.5 Données statistiques des éprouvettes

Propriétés	Valeurs			Écarts	C _v
	min.	moy.	max.	max-min	
Masse cylindre frais, g	4003,0	4132,9	4217,7	214,7	1 %
Masse cylindre meulé, g	3934,9	4037,7	4133,5	198,6	1 %
Hauteur cylindre, mm	192,94	196,54	200,08	7,14	< 1 %
Écart 3 mesures hauteur, mm	0,02	0,26	1,52	1,50	-
Diamètre cylindre, mm	101,38	101,80	102,42	1,04	< 1 %
Écart 2 mesures diamètre, mm	0,03	0,57	1,70	1,67	-
Vol. cyl. meulé, mm	1558	1600	1627	69	1 %
Masse vol. cyl. meulé, kg/m ³	2423	2522	2561	138	1 %
Masse vol. (ρ_f), kg/m ³	2464	2544	2596	132	1 %

6.3 Mesure des propriétés dans le temps (sans endommagement)

De manière à pouvoir déterminer l'influence de l'endommagement, il est primordial d'obtenir une valeur de référence, non endommagée. Ainsi, le module élastique et le coefficient de Poisson mécaniques et dynamiques ont été mesurés, en plus de la résistance en compression. La masse volumique de chacun des cylindres a également été mesurée pour une analyse rhéologique.

6.3.1 Méthodologie

La méthodologie employée pour la mesure des propriétés est basée sur les résultats de l'évaluation des méthodes de mesure de la microfissuration (section 5.6). Ainsi, les modules élastiques mécaniques et ultrasoniques ont été retenus en raison de leur précision et leur caractère non destructifs. Les coefficients de Poisson mécaniques et ultrasoniques ont également été mesurés, car ils s'exécutent facilement en même temps que le module. La résistance en compression est l'essai ultime, car il mène à la destruction de l'éprouvette. Ainsi, cet essai a été optimisé de manière à obtenir le plus de mesures possible lors de l'écrasement (module, temps, déformation maximale, module de l'adoucissement de l'écrouissage). Ces paramètres destructifs feront l'objet d'une section indépendante dans ce chapitre.

6.3.2 Résultats de la mesure des propriétés dans le temps (sans endommagement)

Les résultats des propriétés sans endommagement sont présentés au Tableau 6.6 et l'analyse de ces résultats est présentée à la section suivante.

Tableau 6.6 Propriétés dans le temps sans endommagement

		Temps, après le contact E/C, jours					
Propriétés sans endom.		1	2	4	8	15	29
E mécanique, GPa	min	8,42	17,84	22,42	24,80	28,15	28,89
	moy	11,41	18,11	22,99	26,01	28,83	31,20
	max	13,19	18,38	23,57	27,12	29,51	33,51
	c _v	8,7 %	2,1 %	0,8 %	4,2 %	3,3 %	10,5 %
ν mécanique	min	0,033	0,066	0,069	0,074	0,073	0,072
	moy	0,058	0,066	0,071	0,089	0,083	0,076
	max	0,089	0,066	0,073	0,108	0,093	0,079
	c _v	19,3 %	0,6 %	6,6 %	16 %	17,3 %	6,7 %
Nbre échant. mécanique		24	2	2	4	2	3
E ultrasonique, GPa	min	22,84	30,08	34,88	39,46	43,29	45,72
	moy	24,47	31,57	35,81	40,80	45,11	47,38
	max	25,79	33,92	37,57	41,52	46,18	50,43
	c _v	3,7 %	6,5 %	4,3 %	1,8 %	3,5 %	5,6 %
ν ultrasonique	min	0,299	0,274	0,304	0,235	0,293	0,321
	moy	0,326	0,304	0,322	0,307	0,301	0,323
	max	0,359	0,335	0,342	0,378	0,306	0,326
	c _v	5,4 %	10,2 %	6,0 %	16,9 %	2,5 %	0,9 %
Nbre échant. untrason.		36	3	3	6	3	3
Résist. comp., MPa	min	6,03			11,66		14,44
	moy	6,29			11,90		14,73
	max	6,61			12,33		15,09
	c _v	4,7 %			3,1 %		2,3 %
Nombre d'échantillons résist.		3	0	0	3	0	3

Il est possible d'observer dans ce tableau le nombre de cylindres utilisés, afin d'avoir une idée de la répétabilité et de la fiabilité. Le coefficient de variant est parfois très élevé. Cependant, la valeur absolue des résultats n'est pas primordiale dans le cadre de cette étude. La variation relative d'un même cylindre quant à elle est plus importante, afin de mesurer le changement de comportement.

6.3.3 Analyse des résultats de la mesure des propriétés dans le temps (sans endommagement)

Lors de la mise en graphique des données, des tendances ont été appliquées aux séries de points afin de comprendre le comportement, mais surtout de valider l'expérimentation. Une tendance fiable, mesurée grâce au coefficient de détermination (R^2) élevé, peut signifier une homogénéité dans les méthodes d'essai, mais également un comportement propre au matériau. Ainsi, dans le cas des matériaux cimentaires, ces tendances sont bien connues, comme l'évolution des propriétés mécaniques par exemple. Ainsi, la Figure 6.8 présente l'évolution des modules mécaniques et acoustiques sans endommagement sur 28 jours et la Figure 6.9 présente les coefficients de Poisson mécaniques et acoustiques sans endommagement aussi sur 28 jours.

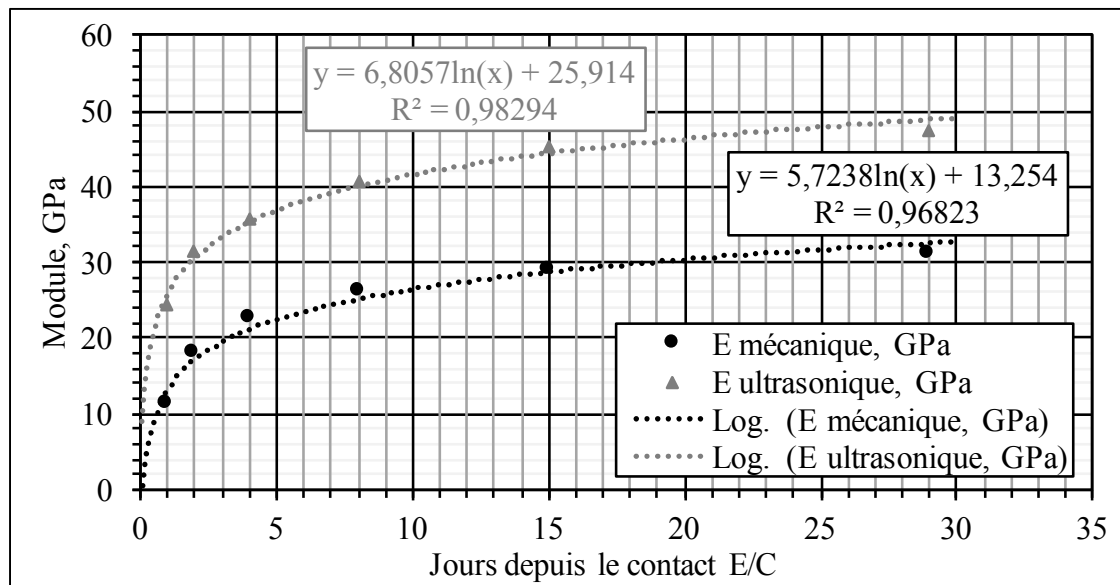


Figure 6.8 Évolution des modules sans endommagement dans le temps

La valeur du module dynamique est plus élevée que celle mécanique, mais la tendance demeure très similaire. L'évolution du module est très accentuée dans les 7 premiers jours et se stabilise doucement jusqu'à 28 jours.

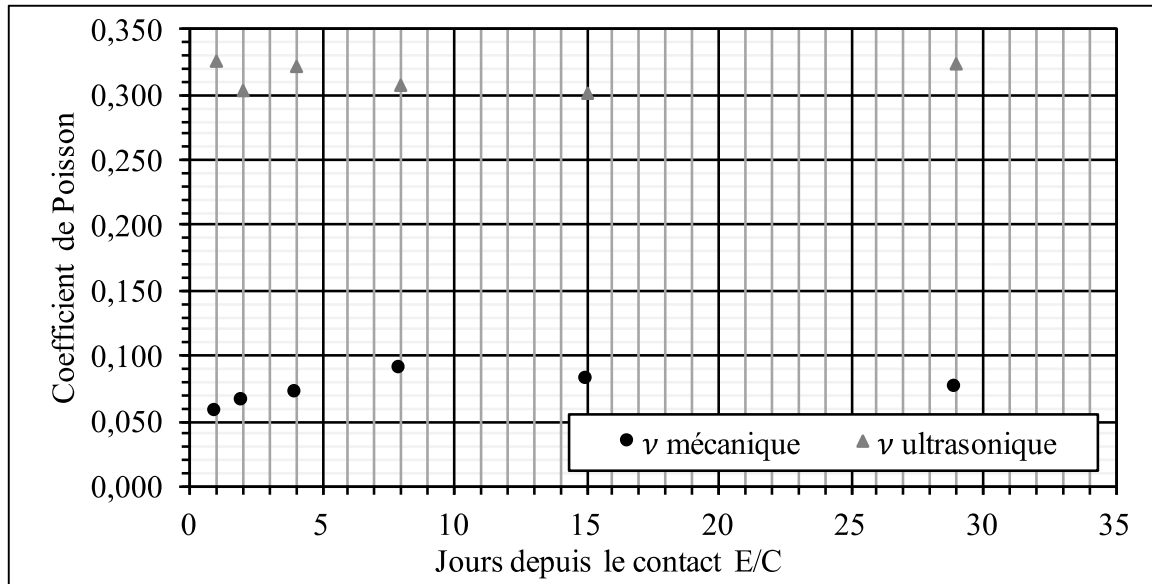


Figure 6.9 Évolution des coefficients de Poisson sans endommagement dans le temps

Il est possible d'observer à la Figure 6.9 que les valeurs dynamiques (acoustiques) sont nettement supérieures à celles mécaniques. La valeur pour une méthode donnée ne semble pas varier dans le temps. La résistance en compression (Figure 6.10) suit un profil habituel.

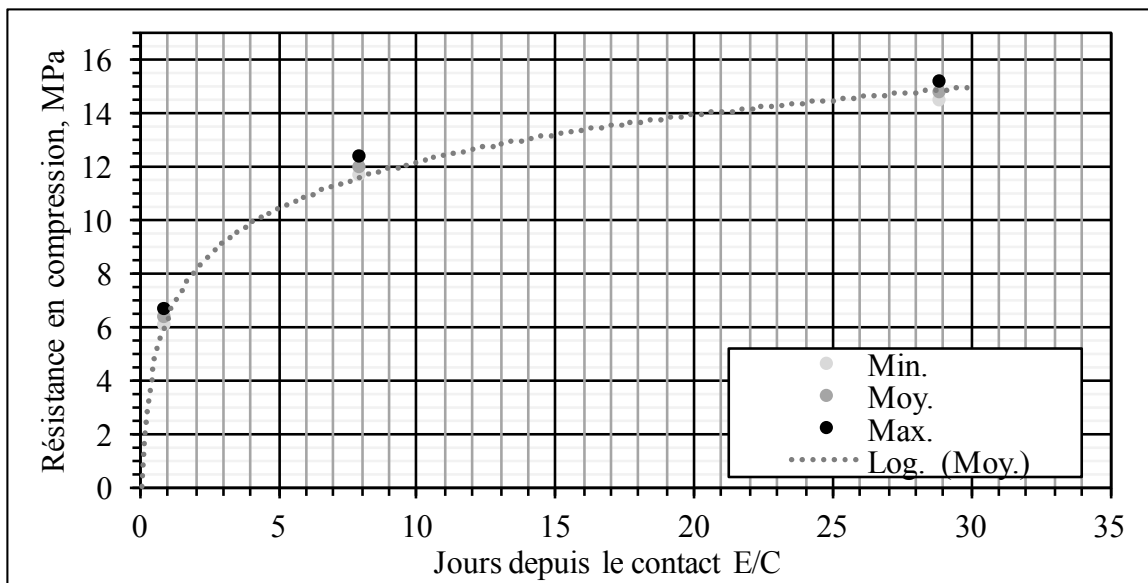


Figure 6.10 Évolution de la résistance en compression dans le temps sans endommagement

6.4 Mesure de l'endommagement

Maintenant que les valeurs de références sans endommagement sont connues, il ne reste qu'à endommager les éprouvettes pour voir l'impact de l'énergie sur les propriétés mécaniques. Lors de cette section, la méthodologie, les critères, les niveaux et les résultats d'endommagement seront présentés. L'analyse suivra directement les résultats.

6.4.1 Méthodologie d'endommagement

Les différentes techniques d'endommagement ont été étudiées dans la phase analyse de l'endommagement, présentée à la section 5.5 à la page 152. La méthode retenue est celle du marteau à impacts, en raison de l'uniformité de l'endommagement (visuelle). Une gaine en caoutchouc a été utilisée afin de confiner l'éprouvette, tout en le maintenant stable lors de l'endommagement. La Figure 6.11 présente l'assemblage typique pour simuler en laboratoire l'endommagement. L'ajout d'un socle en acier type Impacto plaqué au cadmium permet une meilleure distribution de l'effort d'endommagement sur la surface de l'éprouvette (Figure 6.12). Il est conçu pour la compaction d'éprouvettes Marshall (LC, 2016). Étant donné que l'énergie de cette méthode est facilement quantifiable grâce aux données du fabricant et à l'équation (5.3), il est possible de comparer cette énergie à une énergie de chantier en vue de transposer les méthodes. Ainsi, une estimation de l'énergie d'un rouleau peut être faite, en vue de comparer les méthodes. Il est toutefois possible de remettre en cause la valeur de l'énergie réelle induite, en raison des pertes et dissipations.



Figure 6.11 Gaine en caoutchouc pour confinement



Figure 6.12 Socle d'endommagement en acier

Selon l'approche de calcul (Day et Benjamin, 1991) basée sur les spécifications techniques d'un rouleau vibrant de 16 tonnes (Bomag, 2018), l'énergie de compaction serait d'environ $1,0 \text{ MJ/m}^3$ par passe, selon les données présentées au Tableau 6.7. L'équation (6.1) présente la relation utilisée pour obtenir l'énergie volumique.

Tableau 6.7 Données de calcul énergie
compaction rouleau

Marque et modèle	Bomag BW-216 D-5	
Force statique	105948	N
Largeur cyl.	2,13	m
Vitesse	0,14	m/s
Force centrifuge	285000	N
Amplitude	0,0021	m
Fréquence	36	hz
Épaisseur couche	0,1	m
Nombre passe	1	passe(s)
Énergie	212801	J
Volume	0,213	m ³
Énergie volumique	1,00	MJ/m ³

$$E_{v,rouleau} = \frac{(W_s + W_c) \cdot fr \cdot a \cdot n}{v \cdot b \cdot e \cdot 10^6} \quad (6.1)$$

Où les paramètres sont les suivants :

$E_{v,rouleau}$	→	Énergie volumique du rouleau (MJ/m ³)
W_s	→	Poids statique sur l'essieu du cylindre (N)
W_c	→	Force centrifuge dynamique (N)
fr	→	Fréquence (Hz)
a	→	Amplitude (m)
v	→	Vitesse du rouleau (m/s)
b	→	Largeur du cylindre (m)
n	→	Nombre de passes
e	→	Épaisseur de la couche (m)

Ainsi, une énergie d'endommagement semble être transposable du laboratoire au chantier, de manière théorique. Des essais plus poussés permettraient de mieux calculer l'énergie, et ainsi, mieux transposer les méthodes.

6.4.2 Détermination des critères et niveaux d'endommagement

Le temps d'endommagement a été déterminé grâce à 7 éprouvettes de la phase A du programme d'endommagement (éprouvettes ayant la lettre A en début de dénomination). Ces éprouvettes ont été soumises à différents temps de vibration, afin d'y voir l'influence sur le module mécanique et la résistance en compression. Le Tableau 6.8 présente l'endommagement appliqué ainsi que les résultats. L'objectif est d'établir trois niveaux d'endommagement, afin d'y déceler une éventuelle tendance parabolique. Ces trois niveaux seront définis comme légers, moyens et élevés dans ce document.

Tableau 6.8 Phase A de l'endommagement

Phase	# Éprouv.	Endom.	Module, MPa Av. endom	Module, MPa Ap. endom	fc, MPa 1 jour
A	A24EY0-1	5 x 5 sec	11073	Variable	3,45
A	A24EY0-2	2 x 30 sec	11344	Variable	4,50
A	A24EY0-3	Aucun	11876	N/A	6,01
A	A24EY0-4	20 sec	11326	5996	6,26
A	A24EY0-5	40 sec	12063	5467	6,15
A	A24EY0-6	60 sec	11562	4372	6,54
A	A24EY0-7	90 sec	9846	3801	4,95

Ces résultats ont permis de mettre en lumière que 20 secondes d'endommagement permettaient de réduire le module mécanique de 47 %, ce qui dépasse les objectifs de 40 % dans la littérature. Ainsi, ce temps a été coupé de moitié et établi à 10 secondes, pour la valeur d'endommagement légère. Ainsi, le critère d'endommagement retenu est le % de diminution de module, soit un rapport de la différence de module endommagé et non endommagé sur le module non endommagé. Le niveau moyen d'endommagement a été établi à 30 secondes, afin de viser un endommagement de moitié (50 %). Le niveau d'endommagement élevé a été établi à 60 secondes, afin de viser environ 65 % de perte. Finalement, l'idée serait ainsi de viser un endommagement entre 35 % et 65 %, par 3 niveaux distincts. Les différents niveaux sont présentés au Tableau 6.9.

Tableau 6.9 Énergie d'endommagement
en fonction du temps de vibration

Niveau	Temps (s)	Volume (m ³)	Énergie endom. ⁽¹⁾ (MJ/m ³)
A - Léger	10	0,00163	5,4
B - Moyen	30	0,00163	16,1
C - Élevé	60	0,00163	32,2

⁽¹⁾ L'énergie d'endommagement est calculée grâce à l'équation (5.3) de la section 5.2.4.

6.4.3 Détermination du moment de l'endommagement

L'endommagement a été induit après 24 heures de cure pour plusieurs motifs. Premièrement, les essais de calorimétrie et de CBR montrent qu'avant 24 heures, très peu d'hydratation ou de résistance ont été développées. Ainsi, appliquer l'endommagement à trop jeune-âge peut compromettre l'efficacité de la microfissuration. À l'inverse, trop de temps de cure peut se résulter à une trop grande hydratation et ainsi compromettre le recouvrement. De plus, le choix de 24 heures est idéal en raison de la mise en œuvre. Par exemple, un temps de cure de 36 heures mènerait à la nuit et rendrait les opérations plus compliquées. En plus des 24 heures actuelles, un temps de cure de 48 heures avant endommagement avait été ajouté, mais doublait le programme expérimental à plus de 100 éprouvettes, ajoutant ainsi plus de 500 essais. Ainsi, un temps de cure avant endommagement plus élevé pourrait éventuellement être évalué, au niveau de son impact sur le recouvrement. La littérature semblait toutefois présenter qu'un endommagement à 48 heures était moins bénéfique qu'à 24 heures, au niveau de la fissuration, mais aucune information n'était présentée sur les propriétés mécaniques. La section 1.14.4 de la revue de la littérature présente davantage l'influence du temps sur l'hydratation et les propriétés mécaniques.

6.4.4 Résultats de l'endommagement

Les résultats des propriétés avant et après endommagement sont présentés au Tableau 6.10 et l'écart relatif de la moyenne est présenté. Ainsi, cet écart n'est pas la moyenne de la différence entre chaque éprouvette, mais bien l'écart de la moyenne ($n=1$).

Tableau 6.10 Résultats de l'endommagement

		Énergie d'endommagement (MJ/m³), 24 h après E/C						
Propriétés		Aucun	Léger 5,4	Écart, %*	Moy. 16,1	Écart, %*	Élevé 32,2	Écart, %*
E mécan., GPa	min	8,42	3,79	-50,9 %	3,18	-63,7 %	2,10	-75,5 %
	moy	11,41	5,60		4,15		2,80	
	max	13,19	6,58		4,82		3,57	
	c _v	8,7 %	19,0 %		14,3 %		22,0 %	
ν mécanique	min	0,033	0,041	125,1 %	0,123	277,8 %	0,118	208,8 %
	moy	0,058	0,131		0,220		0,180	
	max	0,089	0,340		0,351		0,293	
	c _v	19,3 %	83,3 %		35,0 %		42,8 %	
Nbre échant. mécanique		24	6		6		6	
E ultrason., GPa	min	22,84	12,91	-37,8 %	8,66	-58,9 %	3,61	-75,8 %
	moy	24,47	15,23		10,06		5,92	
	max	25,79	17,05		11,49		9,82	
	c _v	3,7 %	10,8 %		12,4 %		48,7 %	
ν ultrason.	min	0,299	0,1672	-30,0 %	0,1244	-18,7 %	0,2973	7,3 %
	moy	0,326	0,2286		0,2653		0,3501	
	max	0,359	0,2581		0,3635		0,4293	
	c _v	5,4 %	15,8 %		39,4 %		20,0 %	
Nbre échant. untrason.		36	9		9		9	
Résist. comp., MPa	min	6,03	5,55	-2,8 %	5,74	0,9 %	6,31	5,2 %
	moy	6,29	6,12		6,35		6,62	
	max	6,61	6,41		6,70		6,97	
	c _v	4,7 %	8,0 %		8,3 %		5,0 %	
Nbre échant. résist. en comp.		3	3		3		3	

*Les écarts relatifs sont calculés à partir des valeurs moyennes ((Valeur-référence)/référence)

L'endommagement léger et moyen n'a pas, en apparence visuelle, créé de macrofissures. Cependant, l'endommagement élevé a induit à la quasi-totalité des éprouvettes une fissuration visible à l'œil nu. L'éprouvette C24EC1-1 présentée à la Figure 6.13 montre cette fissuration typique des cylindres avec un endommagement élevé.



Figure 6.13 Fissuration de l'éprouvette C24EC1-1 après endommagement élevé

Parmi les 9 éprouvettes endommagées avec une énergie élevée, un seul s'est brisé de manière très hétérogène. La Figure 6.14 présente l'éprouvette D24EC4-1, qui s'est séparée en deux lors de l'endommagement. Il est possible que le cylindre n'ait pas été complètement appuyé au fond du socle de confinement lors de l'endommagement, ce qui a entraîné une rupture transversale. Les mesures sur ce cylindre ont tout de même été exécutées, mais certains résultats erronés de cette éprouvette ont été retirés de l'analyse. Il est également possible de remarquer que la rupture s'est opérée dans la pâte et non par fragmentation de granulats.



Figure 6.14 Bris de l'éprouvette
D24EC4-1 après endommagement élevé

6.4.5 Analyse de l'endommagement

La Figure 6.15 présente les différents modules, mécanique et ultrasonique, en fonction de l'énergie d'endommagement. Il est possible de remarquer que le profil de la courbe semble similaire pour les deux méthodes, avec une réduction de l'écart pour de plus grands endommagements. La relation entre les deux méthodes de modules semble linéaire et la mise en relation est présentée à la Figure 6.16. Une faible énergie fait rapidement diminuer le module tandis qu'une énergie moyenne semble moins impacter. Finalement, une énergie élevée semble faire davantage diminuer le module qu'une énergie moyenne.

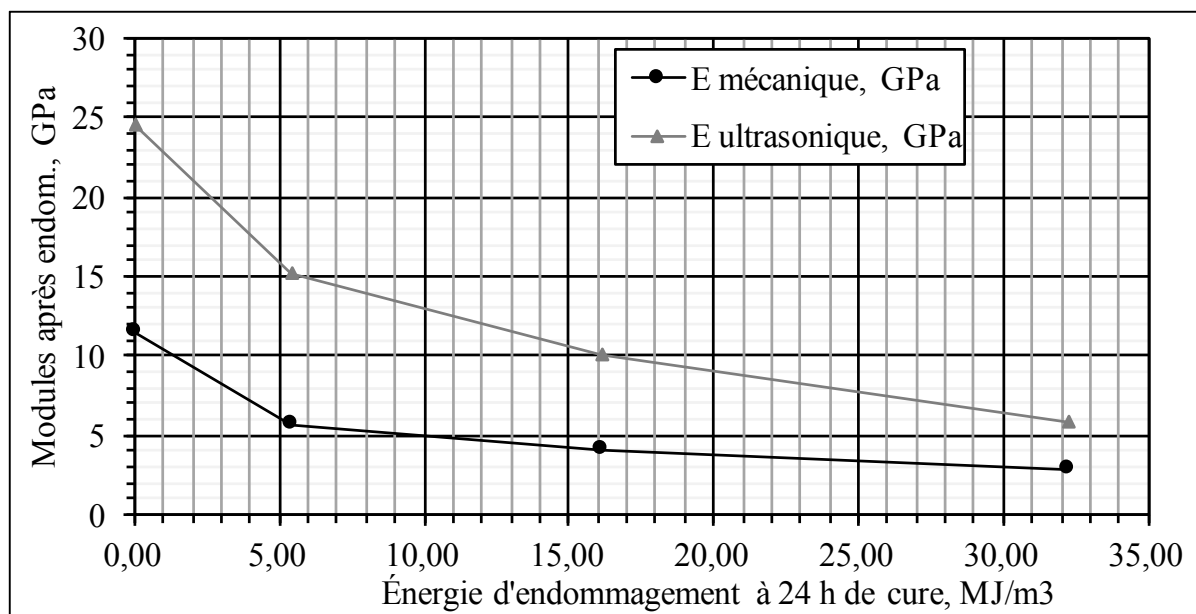


Figure 6.15 Modules en fonction de l'énergie d'endommagement à 24 h E/C

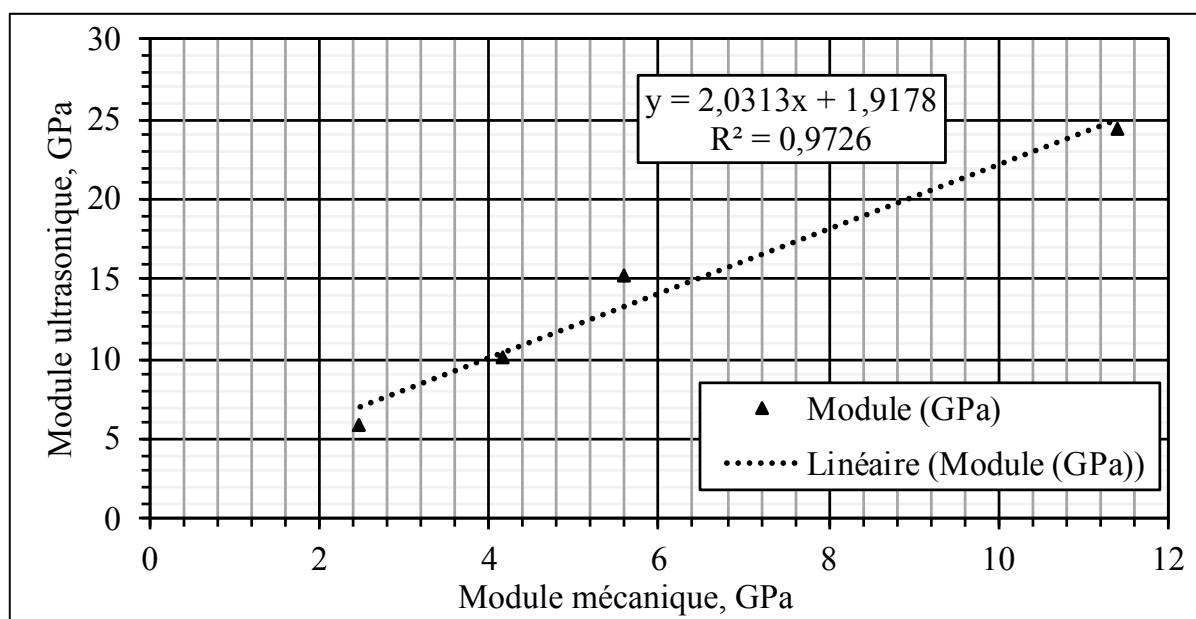


Figure 6.16 Relation entre le module ultrasonique et le module mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C

Maintenant que la relation entre le module et l'énergie est établie, les résultats des 27 éprouvettes endommagées seront analysés en détail.

Pour une moyenne de 9 cylindres, l'endommagement léger ($5,4 \text{ MJ/m}^3$) occasionne une perte relative moyenne de 49 % du module mécanique. Une addition de $10,7 \text{ MJ/m}^3$ pour correspondre à l'endommagement moyen ($16,1 \text{ MJ/m}^3$) occasionne une perte relative additionnelle de 15 % du module mécanique. Une addition finale de $16,1 \text{ MJ/m}^3$ pour correspondre à l'endommagement élevé ($32,2 \text{ MJ/m}^3$) engendre une perte relative additionnelle de module mécanique de 16 %. Les valeurs de pertes de module mécanique sont présentées au Tableau 6.11 et à la Figure 6.17. Il est possible d'observer que plus l'énergie d'endommagement est élevée, plus la perte est grande, mais à un taux moins élevé.

Tableau 6.11 Pourcentage de perte de module mécanique pour une énergie d'endommagement à 24 h de cure

		Endom., MJ/m ³		
		5,4	16,1	32,2
% perte de module mécanique (relatif)	Min	-40 %	-55 %	-71 %
	Moy	-49 %	-64 %	-80 %
	Max	-55 %	-75 %	-92 %
Échantillons	Total	9	9	9

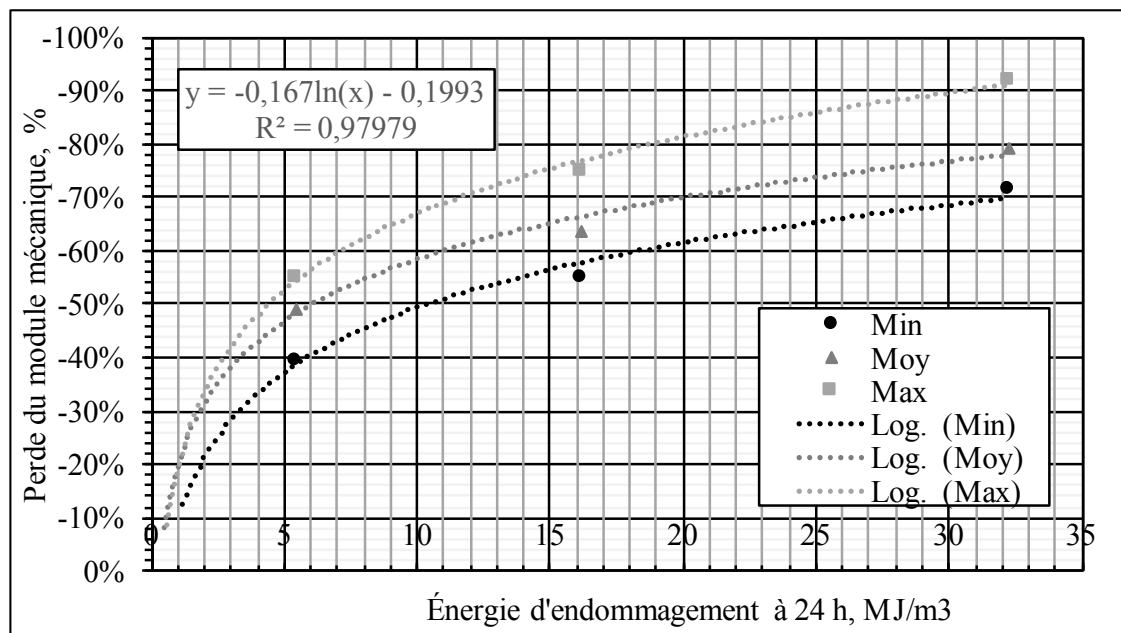


Figure 6.17 Pourcentage de perte relatif de module mécanique en fonction d'une énergie d'endommagement à 24 h de cure

L'évolution du coefficient de Poisson en fonction de l'énergie d'endommagement semble claire pour la méthode mécanique, mais pas pour celle ultrasonique (Figure 6.18). Le coefficient de Poisson mécanique maximal semble survenir à une énergie autour de 20 MJ/m³, pour une valeur de 0,23. La littérature montre que la valeur du coefficient de Poisson devrait augmenter avec le niveau d'endommagement. Cependant, ces différents travaux n'atteignent pas la rupture de l'éprouvette et se limitent à 95 % de la capacité maximale en compression dans le cas des recherches de Zhaoxia (1994).

La valeur du coefficient semble augmenter en fonction de la charge appliquée après 80 % de la capacité, mais la rupture change probablement ce comportement. Il est possible de penser que la rupture de l'éprouvette s'opère autour de 20 MJ/m³, ce qui entraîne un changement du comportement par une chute du coefficient. Cette régression quadratique serait à valider. Le coefficient de variation des résultats est très élevé pour le coefficient de Poisson, tant mécanique qu'ultrasonique. Ainsi, il est possible de remettre en cause la fiabilité de ces valeurs.

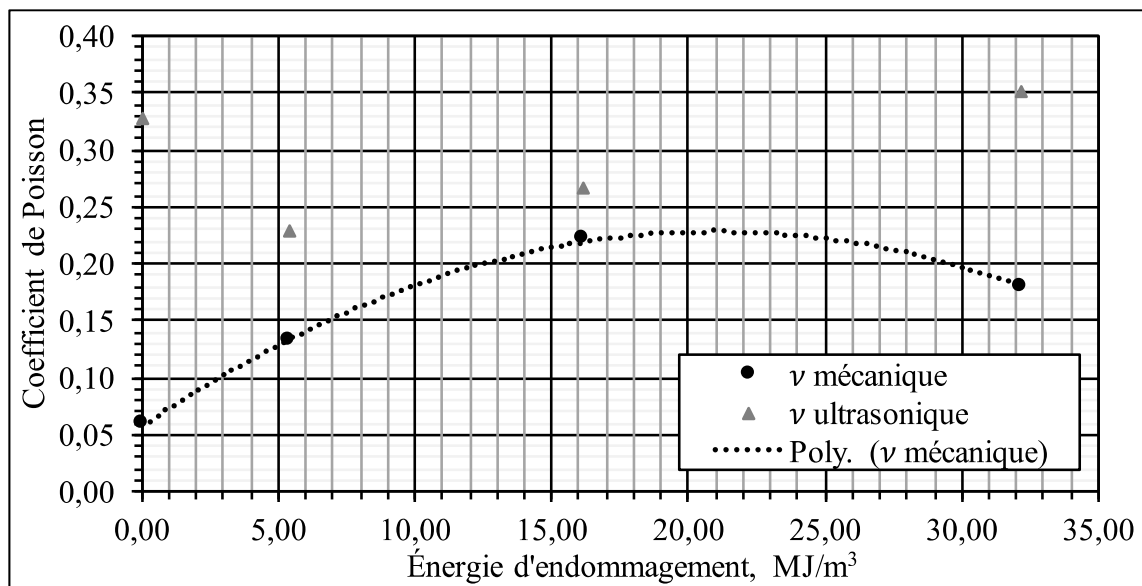


Figure 6.18 Coefficients de Poisson
en fonction de l'énergie d'endommagement à 24 h E/C

À court terme (24 heures), la résistance en compression diminue lors d'un endommagement léger et tend à augmenter pour une énergie plus importante (Figure 6.19).

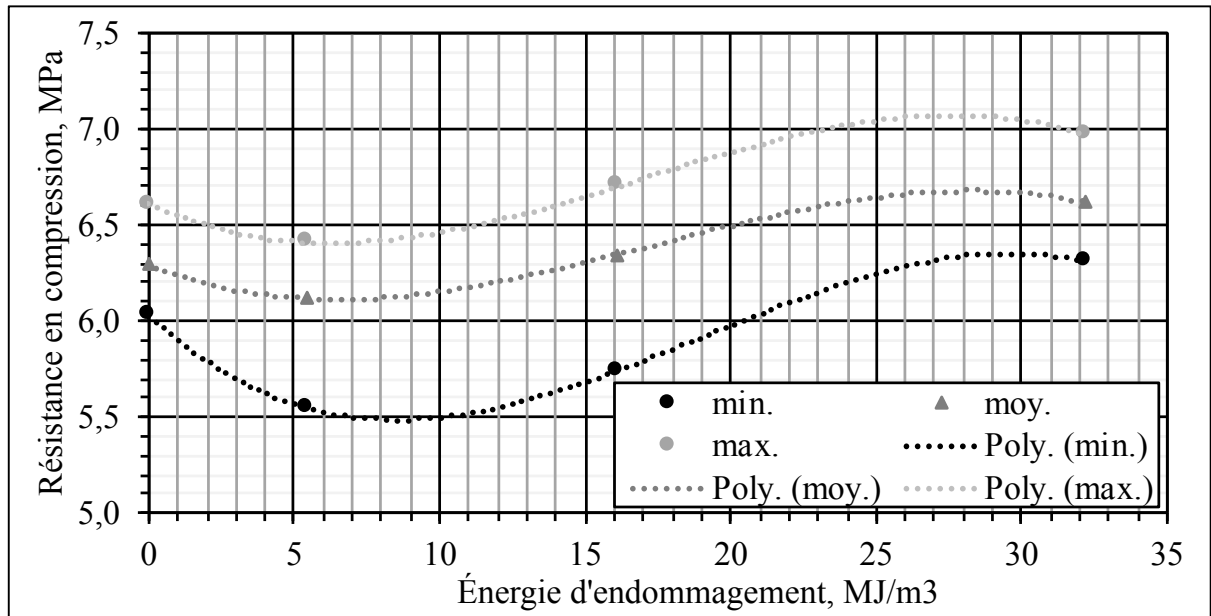


Figure 6.19 Résist. en compression
en fonction de l'énergie d'endommagement à 24 h E/C

L'augmentation de la résistance en compression pourrait être expliquée par le fait qu'un endommagement élevé permet une recompaction de la structure, améliorant ainsi le contact entre les granulats. L'analyse optique des lames polies (section 5.6.1) et de tomographie (5.6.4) a permis de mettre en valeur les propriétés du squelette granulaire, qui semble être continu à plusieurs endroits. À l'époque, les différents modèles d'empilement granulaires (e.g. Ferret, Fuller-Thompson) cherchaient à maximiser le volume et le contact de granulats entre eux (concept Apollonien), afin de minimiser la consommation de ciment et ainsi réduire le coût, tout en préservant de bonnes propriétés mécaniques (Figure 6.20(a)). Cependant, l'arrivée de ciments plus performants et l'approfondissement de la compréhension de la pâte ont fait en sorte qu'il était possible de rendre le mortier la phase continue dans le matériau (Figure 6.20 (b)) en obtenant de meilleures propriétés rhéologiques et mécaniques. Cette application a servi à concevoir des bétons hautes-performances (BHP), mais à des coûts plus élevés (Scrivener et Kirkpatrick, 2008).

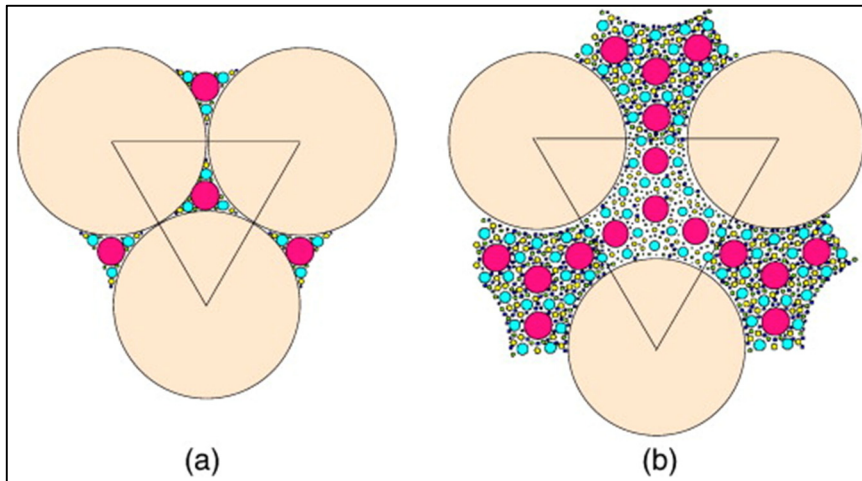


Figure 6.20 Différents modèles de continuité du mélange (Scrivener et Kirkpatrick, 2008)

Ainsi, cette analyse optique ne permettrait pas de repérer la microfissuration facilement, mais permet de nous renseigner sur la répartition des constituants dans le matériau. Dans le cas des BTC, étant donné que la pâte n'est pas riche en ciment, il est possible soupçonner que sa résistance soit inférieure à celle des granulats. Ainsi, en appliquant une énergie de compaction élevée, la densification permet de réduire les vides, mais également d'augmenter les contacts granulats-granulats. De ce fait, les résistances se voient augmentées, car les granulats transmettraient mieux les charges que la pâte. Les résultats de compression précédents ont montré, sur les cylindres brisés, que les granulats ne semblent pas se fracturer, mais semblent se décoller de la pâte dans l'auréole de transition (interface granulat-pâte). La Figure 6.21 présente la rupture typique en compression du matériau, après 24 heures de cure (éprouvette A24EY0-3).

Ainsi, la densification de la matrice permettrait d'améliorer la résistance mécanique en compression, tout en minimisant la pâte qui est coûteuse. La pâte, relativement fragile, servirait donc à stabiliser les granulats et assurer une interconnectivité optimale, surtout lors d'efforts en tension. Ces suppositions et hypothèses mériteraient une validation expérimentale, mais semblent être appuyées par la littérature (Meddah, Zitouni et Belâabes, 2010), au niveau des systèmes d'empilement granulaires.



Figure 6.21 Rupture typique à l'interface
pâte-granulat à 24 heures de cure

Suite à la présentation de cette approche d'analyse de résultats, il serait intéressant de comparer, entre elles, les différentes méthodes de mesures sous endommagement. Ainsi, la Figure 6.22, la Figure 6.23 et la Figure 6.24 présentent la mise en relation de différentes méthodes de mesure. La seule relation fiable semble être celle du module, tandis que le coefficient de Poisson et la résistance en compression donnent des coefficients de corrélation inférieurs à 25 %.

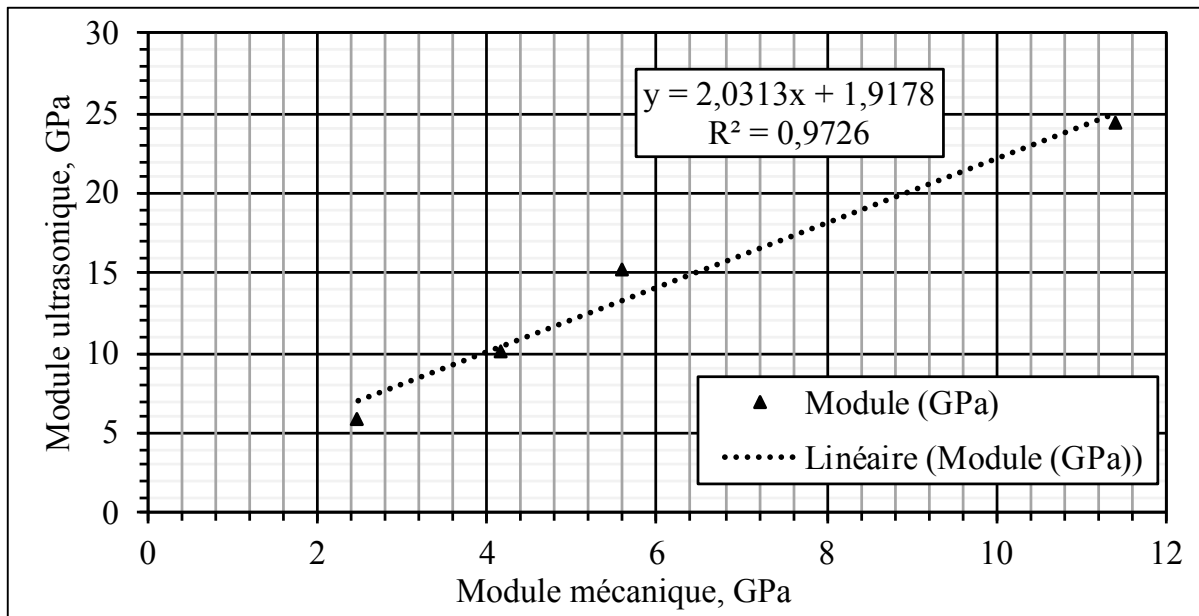


Figure 6.22 Relation entre le module ultrasonique et le module mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C

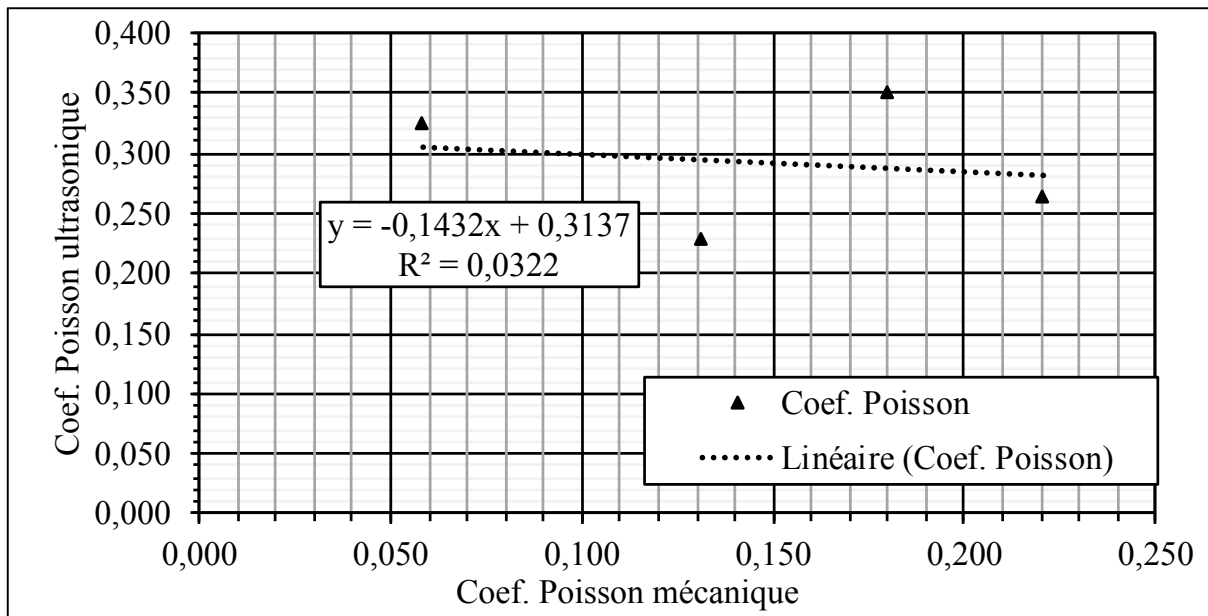


Figure 6.23 Relation entre le coef. de Poisson ultrasonique et mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C

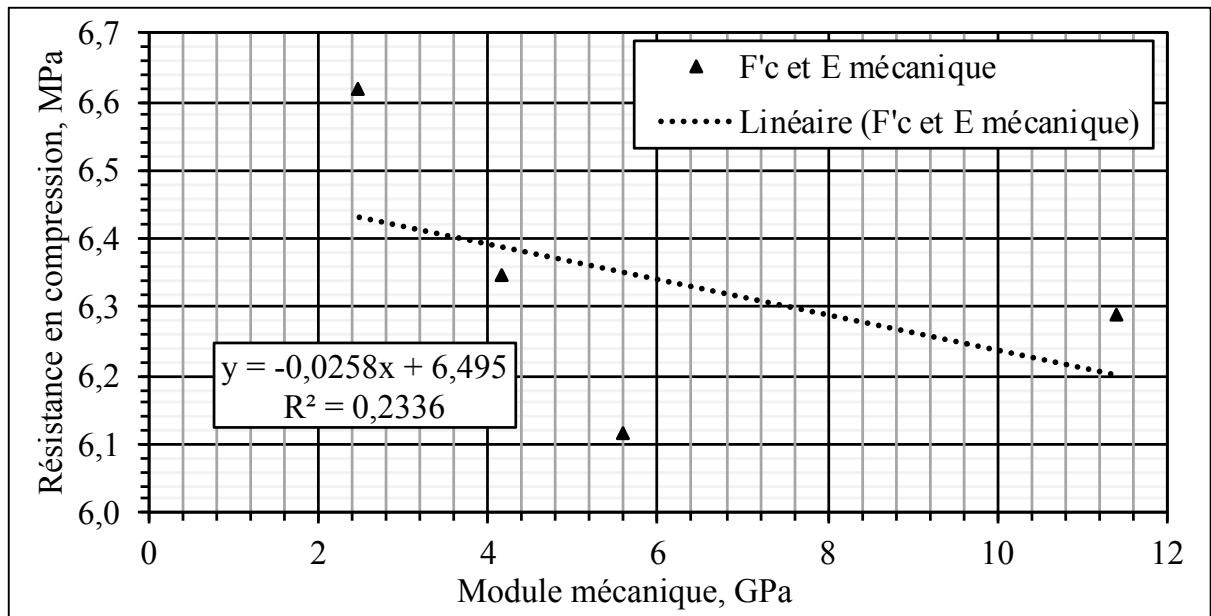


Figure 6.24 Relation entre la résist. en compression et le module mécanique moyen pour 4 énergies d'endommagement à 24 h E/C

Maintenant que l'analyse de l'endommagement est terminée, la prochaine section fera état de l'analyse du recouvrement des éprouvettes endommagées.

6.5 Mesure du recouvrement

Cette section de la mesure du recouvrement vise à présenter les résultats de recouvrement des différentes éprouvettes endommagées lors de l'étape précédente. L'analyse de ces données sera ensuite présentée.

6.5.1 Méthodologie de la mesure du recouvrement

Les éprouvettes en cure ont été placées en chambre humide, comme il est décrit à la section 6.2.3. Le transport des éprouvettes s'est fait à l'aide d'un chariot, afin de minimiser les secousses ou les impacts. La méthodologie et l'appareillage utilisé sont les mêmes que pour la mesure des propriétés endommagées ou non.

6.5.2 Résultats de la mesure du recouvrement

Les résultats de la mesure du recouvrement sont divisés en trois tableaux pour chacun des trois niveaux d'énergie. Le Tableau 6.12 présente les résultats suite au recouvrement d'un endommagement léger ($5,4 \text{ MJ/m}^3$), le Tableau 6.13 présente les résultats suite au recouvrement d'un endommagement moyen ($16,1 \text{ MJ/m}^3$) et finalement le Tableau 6.14 présente les résultats suite au recouvrement d'un endommagement élevé ($32,2 \text{ MJ/m}^3$). Le temps présenté fait référence au contact eau/ciment. Ainsi, une durée de 29 jours signifie qu'il y a eu une période de recouvrement de 28 jours après endommagement.

Tableau 6.12 Recouvrement dans le temps
après endommagement léger

		Nombre de jours après E/C Endommagement léger (5,4 MJ/m ³)					
Propriétés		1	2	4	8	15	29
E mécanique, GPa	min	3,79	11,99	19,48	22,25	26,46	32,73
	moy	5,60	13,04	19,52	23,50	27,20	33,27
	max	6,58	14,08	19,55	25,83	27,95	33,81
	c _v	19,0 %	11,3 %	0,2 %	6,8 %	3,9 %	2,3 %
ν mécanique	min	0,041	0,050	0,058	0,060	0,066	0,076
	moy	0,131	0,056	0,070	0,075	0,072	0,085
	max	0,340	0,062	0,082	0,085	0,079	0,095
	c _v	83,3 %	15,0 %	24,5 %	13,8 %	12,4 %	15,8 %
Nbre échant. mécanique		6	2	2	4	2	3
E ultrasonique, GPa	min	12,91	26,21	30,36	38,22	42,63	44,98
	moy	15,23	27,89	32,16	40,74	43,92	46,98
	max	17,05	31,02	33,98	42,69	44,85	48,07
	c _v	10,8 %	9,7 %	5,6 %	4,2 %	2,6 %	3,7 %
ν ultrasonique	min	0,167	0,208	0,300	0,231	0,287	0,290
	moy	0,229	0,261	0,309	0,313	0,298	0,308
	max	0,258	0,317	0,315	0,366	0,304	0,320
	c _v	15,8 %	20,9 %	2,5 %	14,9 %	3,1 %	5,2 %
Nbre échant. ultrason.		9	3	3	6	3	3
Résist. comp., MPa	min	5,55			12,55		14,43
	moy	6,12			12,81		14,87
	max	6,41			12,98		15,64
	c _v	8,0 %			1,8 %		4,5 %
Nbre d'échantillons résist.		3	0	0	3	0	3

Tableau 6.13 Recouvrement dans le temps
après endommagement moyen

		Nombre de jours après E/C Endommagement moyen (16,1 MJ/m ³)					
Propriétés		1	2	4	8	15	29
E mécanique, GPa	min	3,18	11,66	16,88	21,60	23,57	31,65
	moy	4,15	11,67	18,15	22,29	24,47	32,33
	max	4,82	11,69	19,42	23,53	25,37	33,02
	c _v	14,3 %	0,2 %	9,9 %	3,9 %	5,2 %	3,0 %
ν mécanique	min	0,123	0,029	0,030	0,049	0,060	0,096
	moy	0,220	0,039	0,045	0,065	0,063	0,111
	max	0,351	0,050	0,061	0,079	0,066	0,126
	c _v	35,0 %	37,5 %	49,2 %	19,8 %	6,5 %	19,4 %
Nbre échant. mécanique		6	2	2	4	2	3
E ultrasonique, GPa	min	8,66	22,23	29,43	35,69	42,40	44,79
	moy	10,06	24,45	30,82	38,58	43,81	46,41
	max	11,49	27,62	32,68	42,65	45,33	47,66
	c _v	12,4 %	11,5 %	5,4 %	6,2 %	3,4 %	3,2 %
ν ultrasonique	min	0,124	0,252	0,217	0,225	0,303	0,317
	moy	0,265	0,297	0,284	0,316	0,308	0,319
	max	0,364	0,345	0,318	0,379	0,313	0,323
	c _v	39,4 %	15,8 %	20,4 %	17,5 %	1,6 %	1,0 %
Nbre échant. ultrason.		9	3	3	6	3	3
Résist. comp., MPa	min	5,74			11,78		14,39
	moy	6,35			12,33		15,35
	max	6,70			12,75		16,01
	c _v	8,3 %			4,0 %		5,6 %
Nbre d'échantillons résist.		3	0	0	3	0	3

Le nombre d'échantillons utilisé est présenté de pair avec les résultats, afin de vérifier la répétabilité. Un minimum de 2 éprouvettes distinctes est utilisé pour chaque mesure. Malgré le fait que 3 éprouvettes étaient disponibles pour la mesure du module mécanique, seulement 2 ont été utilisées pour ne pas retarder davantage les étapes subséquentes devant également être exécutées dans des délais restreints.

Tableau 6.14 Recouvrement dans le temps
après endommagement élevé

		Nombre de jours après E/C Endommagement élevé (32,2 MJ/m ³)					
Propriétés		1	2	4	8	15	29
E mécanique, GPa	min	2,10	4,87	7,51	10,23	19,14	21,68
	moy	2,80	8,87	13,55	15,85	19,14	21,68
	max	3,57	12,87	19,58	24,29	19,14	21,68
	c _v	22,0 %	63,7 %	63,0 %	46,9 %	-	-
ν mécanique	min	0,118	0,021	0,053	0,037	0,018	0,042
	moy	0,180	0,030	0,097	0,057	0,033	0,042
	max	0,293	0,039	0,140	0,071	0,048	0,042
	c _v	42,8 %	42,3 %	63,2 %	29,9 %	64,3 %	-
Nbre échant. mécanique		6	2	2	4	2 (1)	3 (1)
E ultrasonique, GPa	min	3,61	8,28	22,60	28,49	30,81	40,34
	moy	5,92	8,78	27,87	33,44	38,52	42,20
	max	9,82	9,09	33,87	37,63	45,10	43,84
	c _v	48,7 %	5,0 %	20,3 %	9,9 %	18,7 %	4,2 %
ν ultrasonique	min	0,297	0,438	0,250	0,144	0,183	0,236
	moy	0,350	0,449	0,278	0,305	0,294	0,318
	max	0,429	0,457	0,311	0,385	0,384	0,378
	c _v	20,8 %	2,3 %	11,2 %	28,9 %	34,7 %	23,1 %
Nbre échant. ultrason.		9	3	3	6	3	3
Résist. comp., MPa	min	6,31			12,80		15,28
	moy	6,62			12,88		15,90
	max	6,97			13,01		16,43
	c _v	5,0 %			0,9 %		3,6 %
Nbre d'échantillons résist.		3	0	0	3	0	3

L'étude de la variabilité par le biais du coefficient de variation a montré généralement qu'à haut niveau d'endommagement, il devient plus difficile d'avoir des mesures cohérentes en laboratoire. Ainsi, il serait pertinent de remettre en cause l'homogénéité de l'endommagement au sein des éprouvettes, causant potentiellement des comportements instables mécaniquement.

6.5.3 Analyse des résultats de la mesure du recouvrement

Les données brutes présentées aux tableaux de la section précédente sont difficiles à interpréter et seront mises en graphique afin de mieux y déceler d'éventuelles tendances. Pour ce faire. Le recouvrement du module mécanique dans le temps est présenté graphiquement à la Figure 6.25. L'endommagement élevé présente les moins bonnes performances en termes de module absolu, et ne rejoindra pas le module non endommagé en 28 jours. Cependant, les endommagements légers et moyens obtiennent de meilleurs résultats après 28 jours que la valeur non endommagée. Le croisement semble survenir après une vingtaine de jours.

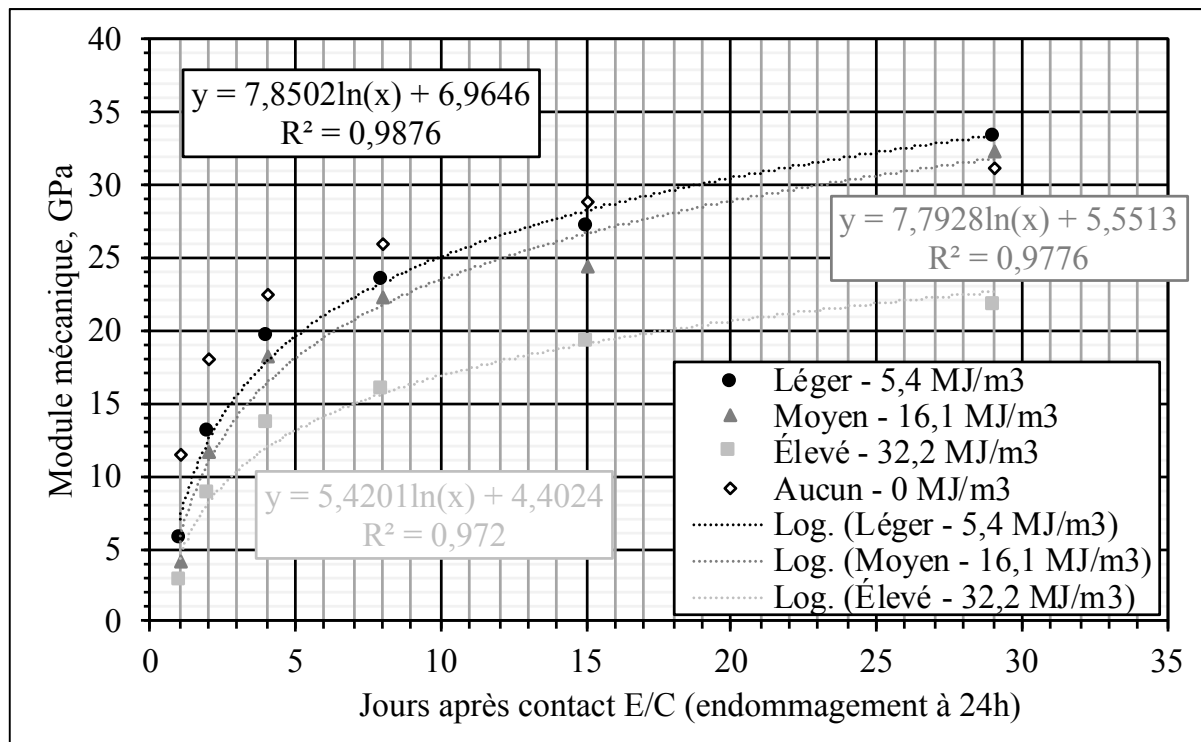


Figure 6.25 Recouvrement du module mécanique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements

Le recouvrement relatif (% d'amélioration) semble toutefois plus élevé pour les endommagements plus élevés. Ainsi, l'objectif serait de trouver un optimum d'énergie, pour obtenir un recouvrement maximal.

Le recouvrement relatif a été calculé éprouvette par éprouvette (Tableau 6.15). Ainsi, une valeur de 100 % signifie une amélioration de 100 % par rapport à la valeur de référence.

Tableau 6.15 Recouvrement relatif du module mécanique pour différents endommagements (calculé par éprouvette)

Propriété	MJ/m ³	Nombre de jours après endom.				
		1 jour	3 jours	7 jours	14 jours	28 jours
% recouv. moy. après endom. E mécanique	5,4	133 %	252 %	309 %	353 %	454 %
	16,1	214 %	383 %	485 %	522 %	722 %
	32,2	209 %	372 %	397 %	488 %	727 %

Ces valeurs de recouvrement ont été mises en graphique (Figure 6.26). Il semble y avoir un optimum de recouvrement autour de 20 MJ/m³. Cependant, il serait idéal se refaire une validation ultérieure pour valider ces optimums.

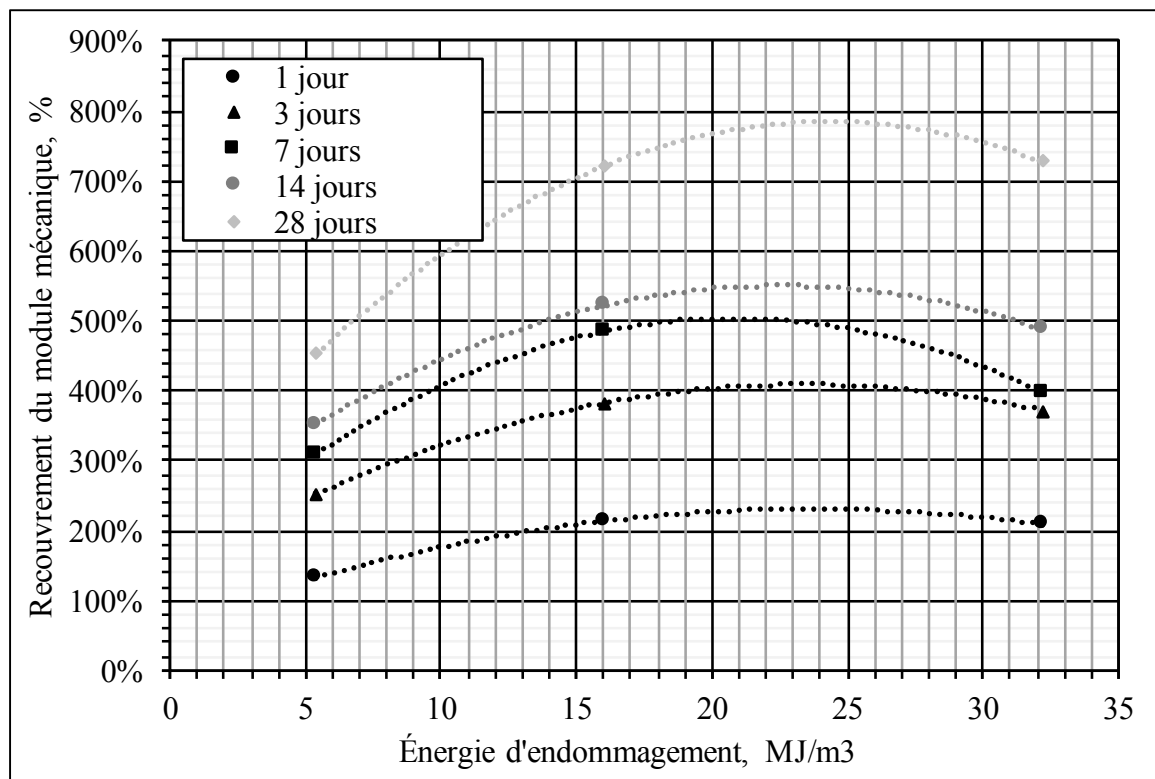


Figure 6.26 Taux de recouvrement du module mécanique en fonction de l'énergie d'endommagement pour différents temps de recouvrement

Au niveau du module ultrasonique, la tendance est similaire, mais la comparaison avec le module non endommagé est différente. Peu importe le niveau d'endommagement, le module ultrasonique ne recouvrera pas le module non endommagé en 28 jours (Figure 6.27). Comparativement au module mécanique, le module ultrasonique semble moins influencé par les niveaux d'énergie à long terme.

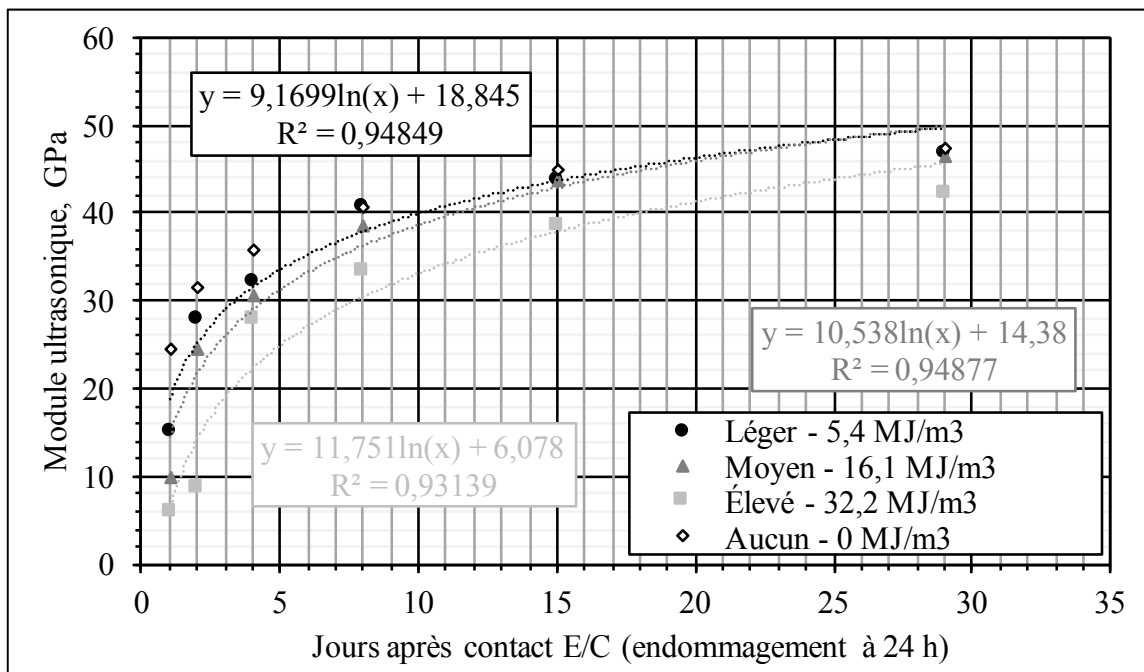


Figure 6.27 Recouvrement du module ultrasonique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements

Au niveau du recouvrement la résistance en compression dans le temps (Figure 6.28), le niveau d'énergie ne semble pas trop influencer, tant à court terme qu'à long terme. Cependant, un endommagement plus élevé semble améliorer les résistances, comparativement aux valeurs non endommagées. Cet aspect sera abordé plus tard dans l'analyse.

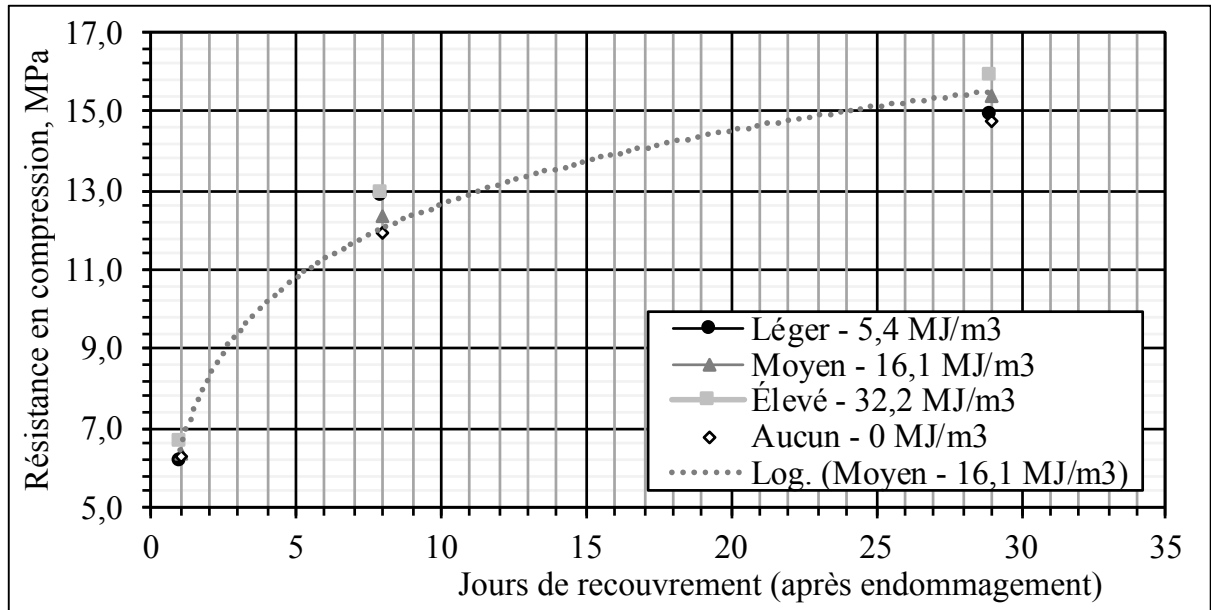


Figure 6.28 Recouvrement de la résistance en compression en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements

Le recouvrement du coefficient de Poisson, tant mécanique (Figure 6.29) qu'ultrasonique (Figure 6.30), ne semble pas présenter de tendances générales. Cependant, le coefficient semble évoluer beaucoup plus dans les 5 premiers jours, pour se stabiliser ensuite et avoir des valeurs très similaires. À long terme, l'endommagement ne semble pas influencer le coefficient de poisson. Il serait toutefois intéressant d'avoir des données après 90 jours.

La littérature montre que la valeur du coefficient de Poisson devrait augmenter avec le niveau d'endommagement. Ainsi, lors du recouvrement, il est possible de s'attendre à une diminution de la valeur du coefficient à comportement opposé. Toutefois, ces propriétés sont anticipées pour des matériaux homogènes et isotropiques. L'endommagement élevé pourrait rendre le matériau non continu et influencer le comportement anticipé.

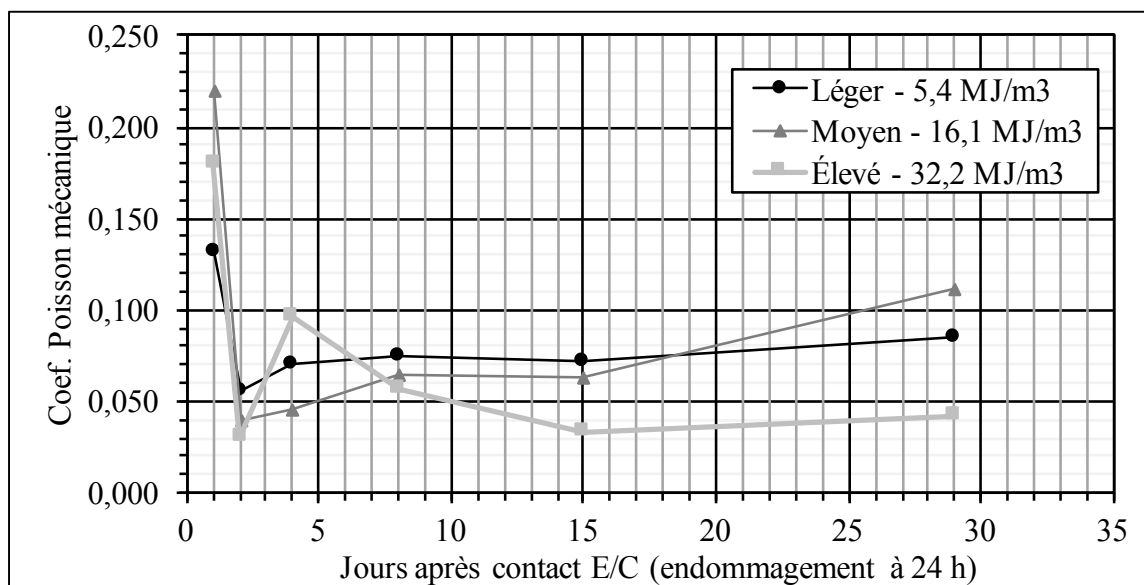


Figure 6.29 Recouvrement du coef. de Poisson mécanique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements

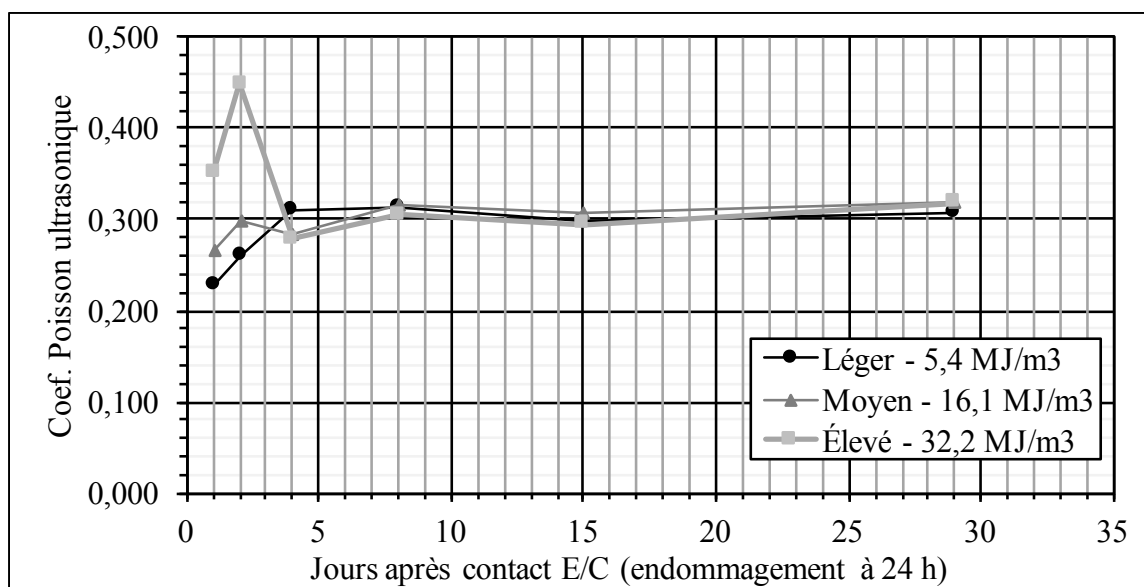


Figure 6.30 Recouvrement du coef. de Poisson ultrasonique en fonction du temps de recouvrement pour divers endommagements

Maintenant que les propriétés ont été comparées avec des valeurs non endommagées, il serait intéressant de comparer les propriétés entre elles, afin d'y voir une vue d'ensemble. Le Tableau 6.16 présente le recouvrement relatif de différentes propriétés. Ainsi, une valeur de 50 % signifie que la propriété s'est améliorée de 50 % par rapport à la valeur de référence. Le recouvrement est calculé à 28 jours, par rapport à la valeur juste après l'endommagement à 24 heures. Également, une comparaison est faite entre la valeur recouverte à 28 jours et la valeur non endommagée à 28 jours.

Tableau 6.16 Recouvrement relatif de différentes propriétés en fonction de diverses énergies d'endommagement (calculé à partir des moyennes)

Propriétés	Recouv. après endom. (24 h) ap 28 jours			Comparaison avec non endommagé, 28 jours		
	Léger	Moyen	Élevé	Léger	Moyen	Élevé
E mécanique, %	494 %	680 %	674 %	7 %	4 %	-31 %
ν mécanique, %	-35 %	-50 %	-77 %	13 %	47 %	-45 %
E ultrasonique, %	209 %	361 %	613 %	-1 %	-2 %	-11 %
ν ultrasonique, %	35 %	20 %	-9 %	-5 %	-1 %	-2 %
Résist. comp., %	143 %	142 %	140 %	1 %	4 %	8 %

La Figure 6.31 présente la comparaison des propriétés endommagées par rapport à celles non endommagées à 28 jours, pour divers degrés d'endommagement. Une valeur au-dessus de l'axe du 0 % signifie une amélioration par rapport au non endommagé et une valeur négative une diminution. Ainsi, il est possible d'observer que la résistance en compression ne fait qu'augmenter la résistance en compression. Cependant, les modules diminuent à mesure que l'endommagement augmente. Par contre, pour un endommagement léger et modéré, le module mécanique est augmenté. Ce dernier chute drastiquement pour un endommagement élevé. Ainsi, selon la tendance proposée, un endommagement de 19 MJ/m^3 devrait équivaloir une valeur de module non endommagée. Pour le module ultrasonique, seul l'endommagement léger suffit pour diminuer le module sous la valeur non endommagée.

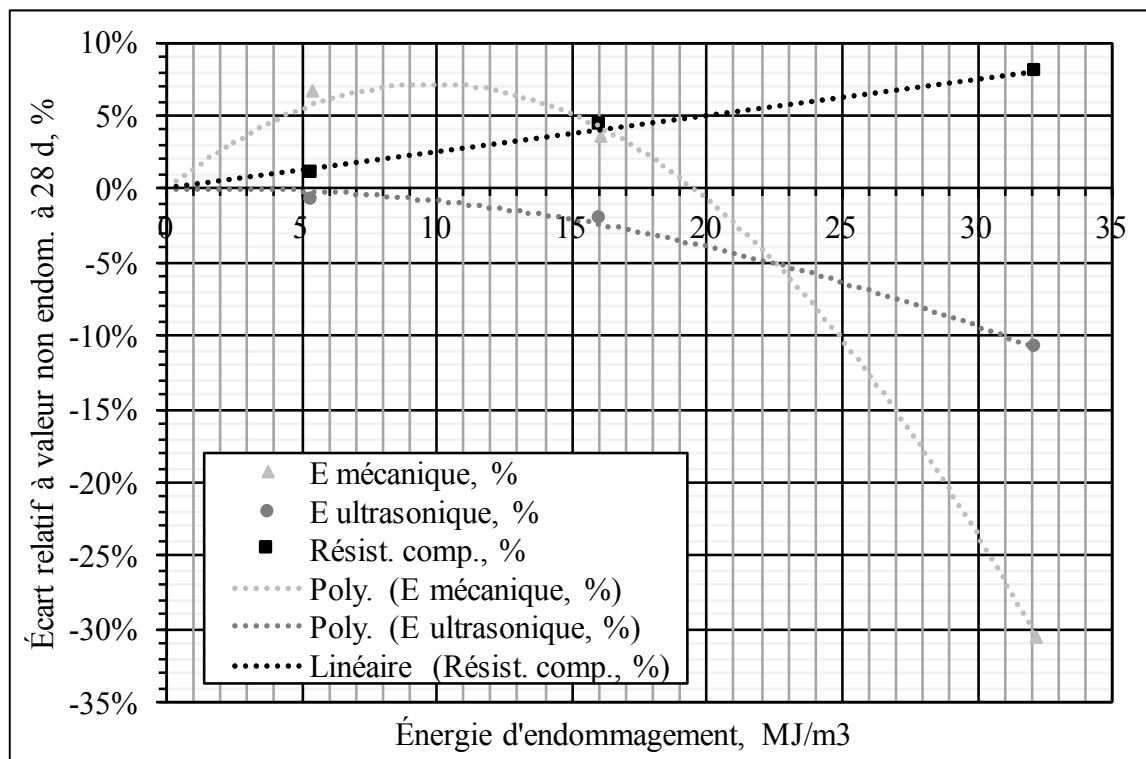


Figure 6.31 Écart relatif de quelques propriétés en fonction des valeurs non endommagées (à 28 jours)

Étant donné que la résistance en compression ne fait que s'améliorer, d'autres paramètres ont été calculés à partir des résultats des essais de résistance en compression (Figure 6.32). Ainsi, le module élastique, la valeur de déformation à la contrainte maximale et le module de l'adoucissement de l'écrouissage ont été calculés et sont présentés au Tableau 6.17. L'ensemble des graphiques des courbes contraintes-déformations sont présentés à l'ANNEXE III.

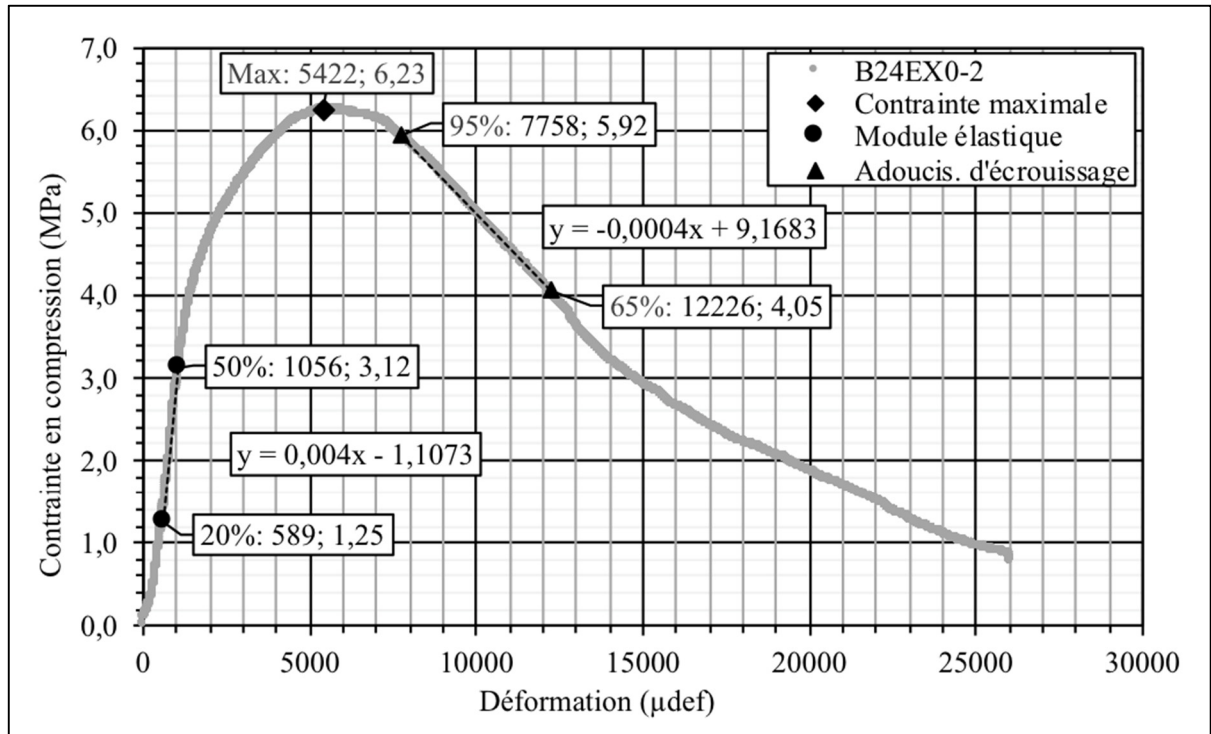


Figure 6.32 Courbe contrainte-déformation typique

Le Tableau 6.17 présente l'ensemble des données destructives, obtenues grâce à la mise en graphique. Il ne semble pas y avoir de tendance globale pour la valeur de déformation à contrainte maximale ni pour le module de l'adoucissement de l'écrouissage. Cependant, une analyse plus détaillée permettrait de tirer le plein potentiel de ces valeurs.

Tableau 6.17 Paramètres de la courbe contrainte-déformation de l'essai en compression (moyenne de 3 éprouvettes)

Moy. de 3 éch.	MJ/m ³	Temps après E/C					
		1 jour et c_v		8 jours et c_v		29 jours et c_v	
Résist. comp., MPa	0	6,29	4,7 %	11,90	3,1 %	14,73	2,3 %
	5,4	6,12	8,0 %	12,81	1,8 %	14,87	4,5 %
	16,1	6,35	8,3 %	12,33	4,0 %	15,35	5,6 %
	32,2	6,62	5,0 %	12,88	0,9 %	15,90	3,6 %
Module, MPa ⁽¹⁾	0	3605	10,4 %	7432	1,8 %	8648	10,7 %
	5,4	2532	3,2 %	6895	10,5 %	7332	5,3 %
	16,1	2494	16,0 %	6767	8,5 %	7446	12,5 %
	32,2	2651	6,8 %	5516	8,6 %	6414	14,4 %
Déformation à contrainte maximale, μdef	0	5700	9,4 %	4224	3,9 %	4062	11,3 %
	5,4	7542	12,7 %	4705	19,5 %	3927	8,0 %
	16,1	6912	10,9 %	3805	6,2 %	4116	8,2 %
	32,2	6323	11,4 %	4495	6,0 %	4861	0,2 %
Module de l'adoucissement de l'écrouissage, MPa	0	-552	23,6 %	-1434	34,3 %	-1644	34,2 %
	5,4	-581	18,2 %	-1255	18,7 %	-2045	35,9 %
	16,1	-486	42,3 %	-1271	1,7 %	-1966	16,8 %
	32,2	-719	40,6 %	-1334	25,9 %	-2153	17,2 %

⁽¹⁾Le module observé par cette méthode de mesure est loin de se rapprocher des valeurs moyennes obtenues grâce aux extensomètres. L'analyse de la fiabilité a permis de mettre en lumière que le LVDT utilisé a une grande course (50 mm), mais que sa précision n'est pas adéquate pour des microdéformations. Selon le fabricant, l'appareil de mesure est précis à plus ou moins 0,5 % de son échelle maximale (FS), soit 250 microns. De ce fait, cette valeur permet seulement de comparer les résultats entre eux à conditions similaires.

Lors de l'exécution des essais de résistance en compression, le schéma typique de rupture s'apparentait à un Type 1 (Figure 6.33), comme présenté à la précédente Figure 6.21. Cette rupture signifie que l'essai s'est bien déroulé, tant au niveau de la friction que de la rotule des plateaux. Un cylindre désaxé, une mauvaise coiffe ou une mauvaise friction avec les plateaux peut engendrer des valeurs de résistance erronées (ASTM, 2016a).

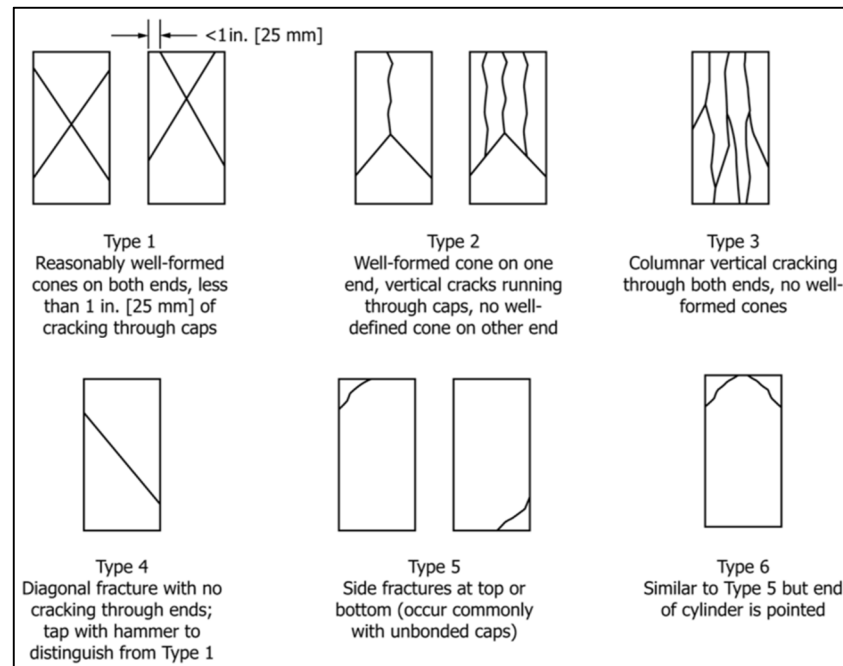


Figure 6.33 Représentation graphique des schémas de rupture en compression (ASTM, 2016a)

En somme, le recouvrement des propriétés mécaniques semble de faire de manière encore plus élevée que les éprouvettes non endommagées. Après consultation de la revue de la littérature, ce recouvrement pourrait s'expliquer par une hydratation secondaire des particules de ciment qui ont été exposées lors de l'endommagement en plus d'une cicatrisation par nucléation de l'hydroxyde de calcium (CaOH) dans les fissures (George, Bajracharya et Gaddam, 2002). Les particules de ciment sphériques (silicate tricalcique) sont enveloppées d'une coquille de gels de C-S-H, qui durcit avec le temps. Ainsi, son hydratation devient plus difficile pour des éprouvettes non endommagées et une simple énergie de microfissuration serait suffisante pour bénéficier de ce liant au repos. La réaction de nouvelles particules de ciment permet la production d'hydroxyde de calcium, qui migre vers les fissures et ponté l'espace (Figure 6.34) par sa nucléation en cristaux (Gopalakrishnan et al., 2011).

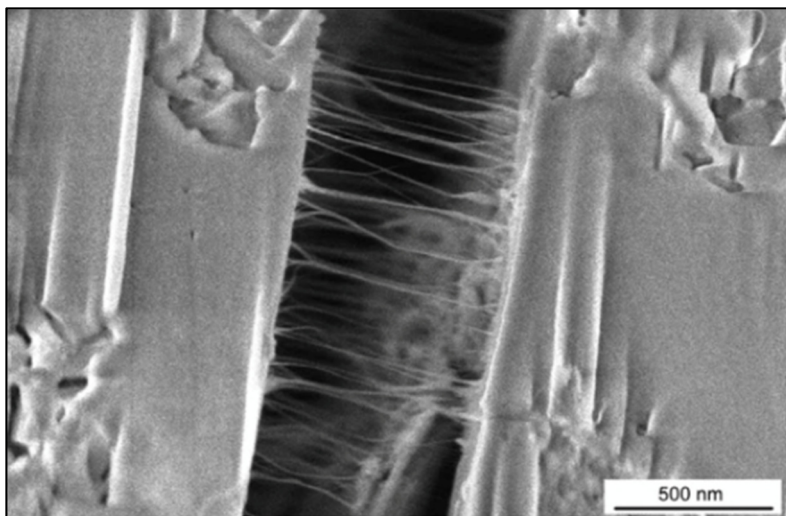


Figure 6.34 Nucléation de l'hydroxyde de calcium
(Gopalakrishnan et al., 2011)

6.6 Équivalence des méthodes de mesure

La Figure 6.35 présente une équivalence de valeurs de modules mesurés par ultrason et mécanique. Au total, 69 éprouvettes ont été comparées, endommagées ou non. Ainsi, le module ultrasonique est environ 30 % plus élevé que le module mécanique.

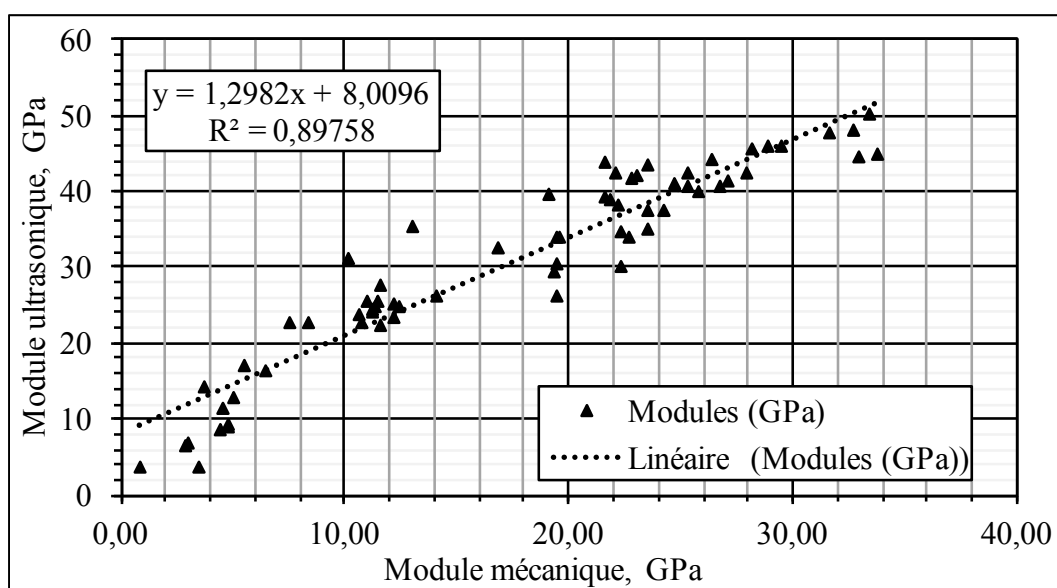


Figure 6.35 Équivalence des modules

Cependant, au niveau de la relation entre la résistance en compression et du module mécanique, la tendance semble moins évidente (Figure 6.36). Sur un total de 23 cylindres comparés, le coefficient de corrélation est seulement de 0,82.

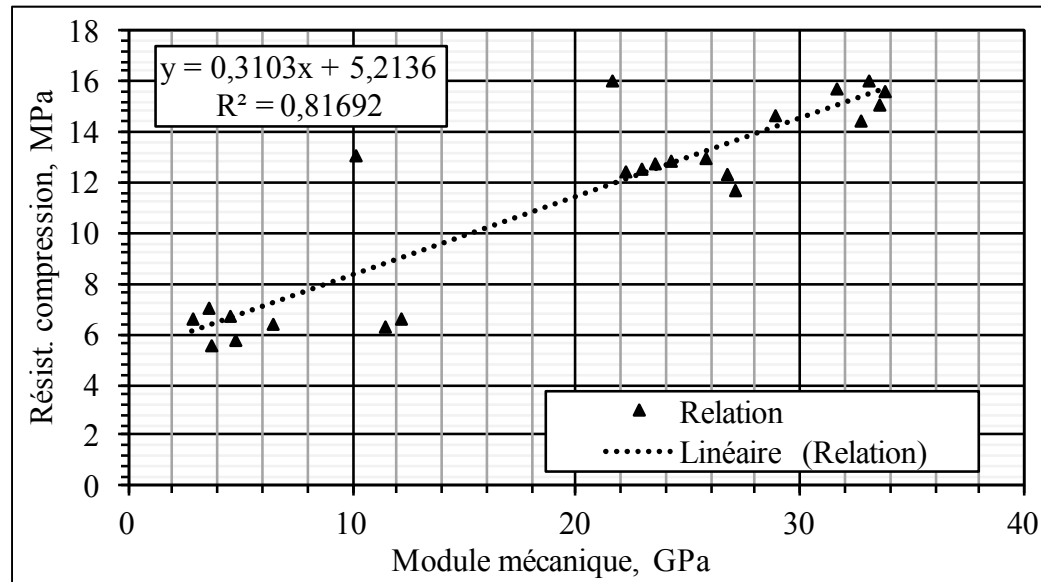


Figure 6.36 Équivalence de propriétés mécaniques

En somme, seuls les modules mécaniques (statique) et ultrasoniques (dynamique) semblent être liés avec un coefficient de corrélation supérieur à 90 %. La résistance en compression et les coefficients de Poisson ne semblent pas présenter de corrélation linéaire fiable. À ce sujet, la littérature montre que le module dynamique (ultrasonique) est plus élevé que le module statique (mécanique), et ce, pour plusieurs types de matériaux à matrice cimentaire (Chavhan et Vyawahare, 2015; Kolas et Williams, 1980). Ainsi, pour les matériaux traités au ciment, réduire de 5 GPa le module dynamique supérieur à 15 GPa équivaut la valeur de module mécanique (statique). Cette relation valide approximativement les résultats expérimentaux.

L'analyse des résultats étant terminée, il est important de s'assurer de sa validité. Ainsi, le chapitre suivant fait état de l'analyse de la fiabilité.

CHAPITRE 7

ANALYSE DE LA FIABILITÉ

Afin de vérifier la fiabilité du programme expérimental, les sources d'erreur et d'imprécision ont été analysées et les résultats ont été comparés à la littérature.

7.1 Sources d'erreur et écarts

Plusieurs facteurs peuvent faire en sorte que les résultats sont inexacts. Que ce soit l'erreur due à la précision des mesures, au temps de cure qui n'est pas exact ou à la répétabilité des résultats, les sources d'erreurs peuvent diminuer la fiabilité du programme expérimental. Ainsi, cette section a pour objectif de mettre en lumière ces différentes sources d'erreur et de présenter les écarts possibles. L'objectif est ainsi d'augmenter la confiance envers les résultats.

7.1.1 Précision des mesures

La connaissance de la précision des mesures est essentielle afin d'analyser la validité de celles-ci. Ainsi, la calibration des appareils de mesure a été vérifiée, ainsi que la précision selon les documents des manufacturiers. Le Tableau 7.1 présente un sommaire des équipements de mesure. En métrologie, l'abréviation « FS » signifie *Full-Scale*, ou échelle maximale, et fait référence à la plus grande valeur mesurée par l'appareil. La précision d'un appareil présentée ainsi signifie que l'erreur est constante pour toutes les plages de mesure et qu'elle est un rapport de la plus grande valeur mesurable. L'abréviation « RD » signifie *Reading*, ou valeur mesurée, et fait référence à la valeur retournée par l'appareil lors de la mesure. La précision d'un appareil présentée ainsi signifie que l'erreur est proportionnelle à l'ampleur de la mesure actuelle, et non à la valeur maximale mesurable. Dans certains cas, deux conditions de précision sont spécifiées et la plus grande valeur des deux définit la précision de l'appareil.

Tableau 7.1 Précision des appareils de mesure

Essai	Appareil de mesure	Précision	Calib.	Source
E mécanique v mécanique	Extenso 632.11F-90 2 500 μm (100 mm)	$\pm 0,5 \mu\text{m}$	Interne	(Lamothe, 2014)
f_c f_t	Cellule Sensotec 41 50 000 lbs (222 549 N)	$\pm 0,1 \% \text{ FS}$ $\pm 222 \text{ N}$	Interne	Fiche technique
E, ϵ rupture CBR	LVDT MM HS50 50 mm	$\pm 0,5 \% \text{ FS}$ $\pm 0,25 \text{ mm}$	Interne	Fiche technique
E ultrason. v ultrason.	Pundit PL-200 7930 μs	$\pm 0,1 \mu\text{s}, < 793 \mu\text{s}$ $\pm 1 \mu\text{s}, > 793 \mu\text{s}$	Interne	Fiche technique
E LWD	Load cell Prima 100 20 kN Geophone Prima 100 2200 μm	$\pm 1 \% \text{ RD}/0,1 \text{ kN}$ $\pm 2 \% \text{ RD}$	Externe	Fiche technique
CBR	Cellule MTS-815.04 4600 kN	$\pm 0,5 \% < 1000 \text{ kN}$ $\pm 1 \% > 1000 \text{ kN}$	Interne	Fiche technique
Calorimétrie	Thermocouples type K 0 $^{\circ}\text{C}$ – 1100 $^{\circ}\text{C}$	$\pm 1,1 \text{ }^{\circ}\text{C}/0,4 \% \text{ RD}$	Interne	Fiche technique
E mécanique v mécanique	Cellule MTS810 318.10 100 kN (MTS-661.20)	$\pm 0,08 \% \text{ FS}$ $\pm 80 \text{ N}$	Interne	Fiche technique

Une analyse complète de l'influence de la précision des mesures sur les résultats finaux n'a pas été exécutée, mais le Tableau 7.2 présente les valeurs minimales et maximales approximatives mesurées. Ainsi, il est possible de s'assurer que la valeur minimale mesurée n'est pas inférieure à la valeur de précision. Le ratio de la précision sur la plus faible valeur mesurée est présenté et une valeur faible signifie une bonne fiabilité. La pire précision semble être occasionnée par la déformation des extensomètres pour le coefficient de Poisson mécanique. Cependant, étant donné que ce coefficient se calcule par une pente de plusieurs points, une valeur erronée peut ne pas influencer la tendance générale. Le second appareil de mesure problématique semble être le LVDT utilisé pour le déplacement lors de la résistance en compression et le CBR. Encore une fois, les mesures de cet appareil sont destinées à être présentées graphiquement et donc, analysées conséquemment.

Tableau 7.2 Plages de résultat des différents essais

Essai	Précision	Mesure minimale	Mesure maximale	% valeur minimale
ε pour E mécan.	$\pm 0,5 \mu\text{m}$	10 μm	100 μm	5 %
σ pour E et ν mécan.	$\pm 80 \text{ N}$	1000 N	50 000 N	8 %
ε pour ν mécan.	$\pm 0,5 \mu\text{m}$	1 μm	25 μm	50 %
σ pour f_c et f_t	$\pm 222 \text{ N}$	5 000 N	150 000 N	4,5 %
ε pour f_c et CBR	$\pm 0,25 \text{ mm}$	0,5 mm	25 mm	50 %
E et ν ultrason.	$\pm 0,1 \mu\text{s}, < 793 \mu\text{s}$	30 μs	150 μs	0,5 %
ε pour E LWD	$\pm 2 \% \text{ RD}$	25 μm	1000 μm	2 %
σ pour E LWD	$\pm 1 \% \text{ RD}/0,1 \text{ kN}$	6 kN	10 kN	2 %
σ pour CBR	$\pm 0,5 \% < 1000 \text{ kN}$	50 kN	300 kN	10 %
T° pour calorim.	$\pm 1,1 \text{ }^\circ\text{C}/0,4 \% \text{ RD}$	19,5 $^\circ\text{C}$	24 $^\circ\text{C}$	6 %

La calibration de tous les appareils a été exécutée soit à l'interne ou à l'externe, en fonction des méthodes d'essai applicables. Les appareils de mesure les plus sensibles ont été calibrés à plusieurs reprises, comme les extensomètres par exemple. Les 4 extensomètres de modèle MTS-632.11F-90, utilisés pour les modules et coefficients de Poisson mécaniques, ont été étalonnés avec une vis micrométrique mécanique graduée aux 2 μm (modèle MTS-650.03) qui est présentée à la Figure 7.1.

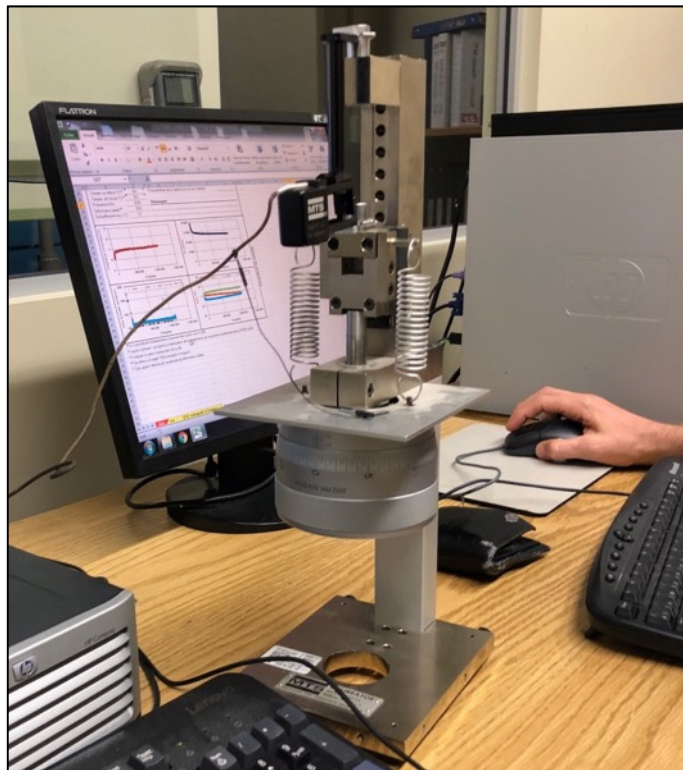


Figure 7.1 Calibration des extensomètres avec vis micrométrique mécanique MTS-650.03

Les travaux de Lamothe (2014) présentent que leur précision est de $\pm 1\%$ du déplacement appliqué. Cette précision est valide pour un déplacement aussi faible que $1/5^e$ de la plage de mesure de $\pm 2\,500\,\mu\text{m}$ de l'extensomètre, soit $50\,\mu\text{m}$. Ainsi, l'appareil de mesure permet une précision de $0,5\,\mu\text{m}$ sur la lecture. La méthode d'essai ASTM E83-16 (ASTM, 2016e) précise la méthodologie utilisée pour la vérification des extensomètres.

7.1.2 Chronologie

Une analyse de l'écart de la chronologie des essais peut permettre d'interpréter les résultats de manière différente. Ainsi, le Tableau 7.3 et Tableau 7.4 le présentent un sommaire de l'analyse de la chronologie en fonction du contact eau-ciment et de l'endommagement.

Tableau 7.3 Chronologie des essais et écarts depuis le contact eau-ciment

		Depuis E/C (heures)			Écarts (heures)	
Action		min.	moy.	max.	max-min	objectif
Confection éprouvette		0 h 5	0 h 14	0 h 28	0 h 23	0 h 14
Démoulage		22 h 13	22 h 59	23 h 47	1 h 34	1 h
Mesure mécanique	Av. endom.	23 h 52	25:11	26:41	2 h 49	1 h 11
Mesure ultrason.	Av. endom.	22 h 49	23 h 59	25:53	3 h 4	0 h
Endommagement		24 h 36	26:15	27:50	3 h 14	2 h 15
Mesure mécanique	Ap. endom.	25:30	27:37	29:08	3 h 38	3 h 37
Mesure ultrason.	Ap. endom.	25:02	26:51	28:29	3 h 27	2 h 51

Tableau 7.4 Chronologie des essais et écarts depuis l'endommagement

		Temps (heures)			Écarts (heures)	
Action	Moment	min.	moy.	max.	max-min	objectif
Mesure mécanique (temps après endom.)	Ap. endom.	0 h 50	1 h 22	2 h	1 h 10	1 h 22
	Recouv. 1 j	23:06	23 h 11	23 h 19	0 h 13	0 h 48
	Recouv. 3 j	71:00	71:09	71:18	0 h 18	0 h 50
	Recouv. 7 j	168:01	168:22	168:37	0 h 36	0 h 22
	Recouv. 14 j	335:54	336:31	337:10	1 h 16	0 h 31
	Recouv. 28 j	670:31	670:54	671:18	0 h 47	1 h 5
Mesure ultrasonique (temps après endom.)	Ap. endom.	0 h 21	0 h 35	0 h 47	0 h 26	0 h 35
	Recouv. 1 j	20:22	20 h 37	20 h 46	0 h 24	3 h 22
	Recouv. 3 j	69:03	69:16	69:21	0 h 18	2 h 44
	Recouv. 7 j	166:29	166:46	166:57	0 h 28	1 h 13
	Recouv. 14 j	335:35	336:04	337:18	1 h 43	0 h 4
	Recouv. 28 j	669:24	669:27	669:32	0 h 8	2 h 32
Résist. comp. (temps après E/C)	1 j après E/C	27:10	27:53	28:23	1 h 13	3 h 53
	8 j après E/C	170:01	170:47	171:24	1 h 23	2 h 47
	29 j après E/C	673:33	674:19	675:02	1 h 29	2 h 19

La méthode ASTM C39-16 (ASTM, 2016a) présente les tolérances sur les temps de cure pour la résistance en compression (Tableau 7.5).

Tableau 7.5 Tolérance sur le temps de cure (ASTM, 2016a)

Temps de cure	Tolérance
24 h	0,5 h
3 jours	2 h
7 jours	6 h
28 jours	20 h
90 jours	2 jours

Ces tolérances ne sont pas respectées pour les essais à 24 heures, en raison du temps nécessaire pour démouler, meuler, sécher, mesurer, peser et photographier les éprouvettes, le tout avant de les caractériser, les endommager et les caractériser de nouveau. Il est possible de s'attendre à des valeurs légèrement surestimées pour la résistance en compression. En moyenne l'endommagement prévu à 24 h a été exécuté après 26h15, ce qui fait plus de 2 h 15 de retard. Malgré l'avance d'une heure prise lors du démoulage, le temps nécessaire pour l'exécution des essais a engendré plus de trois heures de retard pour la mesure après endommagement.

7.1.3 Répétabilité des résultats

Les résultats obtenus proviennent majoritairement d'une moyenne de plusieurs éprouvettes. Dans ce cas, l'écart entre les résultats a été calculé et analysé, dans le but de vérifier la répétabilité. Les divers tableaux de résultats présentés dans le CHAPITRE 6 présentent le nombre d'éprouvettes utilisés, ainsi que les valeurs minimales, moyennes et maximales. Un minimum de 2 éprouvettes distincts est utilisé pour chaque mesure. Malgré le fait que 3 éprouvettes étaient disponibles (e.g. mesure du module mécanique), seulement 2 ont été utilisés pour ne pas retarder davantage les étapes subséquentes devant également être exécutées dans des délais restreints. Les feuilles d'éprouvettes présentées en ANNEXE II indiquent en détail les essais exécutés.

7.2 Validation de la littérature

De manière à situer ce travail dans le cadre de travaux similaires, une validation avec les résultats de la littérature est présentée dans cette section. Les différentes propriétés mécaniques et comportements seront comparés et analysés.

7.2.1 Propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques des matériaux traités au ciment peuvent être estimées grâce à plusieurs équations et relations présentes dans la littérature. Ainsi, les résultats obtenus sont comparés aux résultats estimés théoriquement. Le Tableau 7.6 présente cette comparaison avec la littérature, où les termes oui, non et parfois témoignent de la validité du modèle.

Tableau 7.6 Validation des propriétés mécaniques de la littérature

Prop.	Littérature	Expérimentation	Validité
f_c	À 7 jours, 50 % de 28 jours (Little et al., 1995)	61 % à 3 % ciment (0,6 MJ/m ³) 93 % à 5 % ciment (0,6 MJ/m ³) (Section 4.2.3) 81 % à 5 % ciment (21,5 MJ/m ³) (Section 6.3.2)	Non
f_c	6 % à 8 % de ciment donnent 3,5 MPa à 7 jours de cure (Scullion, 2002)	3 % = 4,5 MPa (0,6 MJ/m ³) (Section 4.2.3) 5 % = 8,6 MPa (0,6 MJ/m ³) (Section 4.2.3) 5 % = 11,9 MPa (21,5 MJ/m ³) (Section 6.3.2)	Non
f_c	Estimer la résistance avant 28 jours à partir de f'_c Équation (1.6) (Lim et Zollinger, 2003)	Engendre écart prédiction entre 35 % et -35 % pour diverses teneurs en ciment et énergies (Section 4.2.3) et (Section 6.3.2)	Parfois
v	Varie entre 0,1 et 0,2 0,15 typique (Maher et Bennert, 2008)	Varie entre 0,06 et 0,1 (mécan.) Varie entre 0,30 et 0,33 (ultrason.) (Section 6.3.2)	Parfois
E	6 000 MPa à 15 000 MPa (Grontmij, 2009)	Varie entre 2 000 et 35 000 (Section 6.3.2)	Parfois

Tableau 7.6 Validation des propriétés mécaniques de la littérature (suite)

E	Estimation à partir de f_c et γ pour un temps de cure t Équation (1.7) (Lim et Zollinger, 2003)	Sous-estime de -10 % et -50 % le module	Non
CBR	Estimation à partir du D60 Équation (1.2) (NCHRP, 2001)	Sous-estime le CBR non traité de -100 %	Non
DTS	Tension directe, sol-ciment Équation (1.5) (Wang et Huston, 1972)	Non exécuté (tension indirecte seulement) Section 4.2.3	N/A

L'ensemble des estimations de la littérature ne semble pas s'appliquer aux présents résultats. Il est possible de remettre en cause le niveau d'énergie et la cure utilisée pour la compaction des éprouvettes dans la littérature. Très peu de recherches présentent les détails de mise en œuvre, ce qui permet de lever un doute. Ainsi, le fort niveau d'énergie de compaction utilisé dans le cadre de ce projet permet de remettre en cause sa relation avec la littérature.

7.2.2 Comportements

Globalement, les résultats de ce projet ne vont pas à l'encontre des travaux consultés de la littérature. Certains résultats sont différents, mais les conditions de mise en œuvre ou d'essais permettent de justifier certains écarts. Par exemple, la littérature mentionnait que les propriétés mécaniques du matériau variaient beaucoup en fonction de l'énergie de compaction. Ce comportement a été observé lors de l'évaluation de la compaction, à la section 5.2 sur l'Évaluation des méthodes de compaction.

L'étude de Sebesta (2004) avançait qu'une diminution de module de 40 % était souhaitable lors de la préfissuration, par rapport au module non endommagé. Cependant, les résultats de ce présent projet montrent que cette diminution de module est trop faible pour viser un recouvrement mécanique optimal. Une énergie d'endommagement à 24 heures autour de 20 MJ/m³ serait idéale, ce qui engendre une diminution du module mécanique entre 65 % et 70 %. La Figure 7.2 présente la relation entre l'énergie d'endommagement et le % de perte de module utilisé dans la littérature.

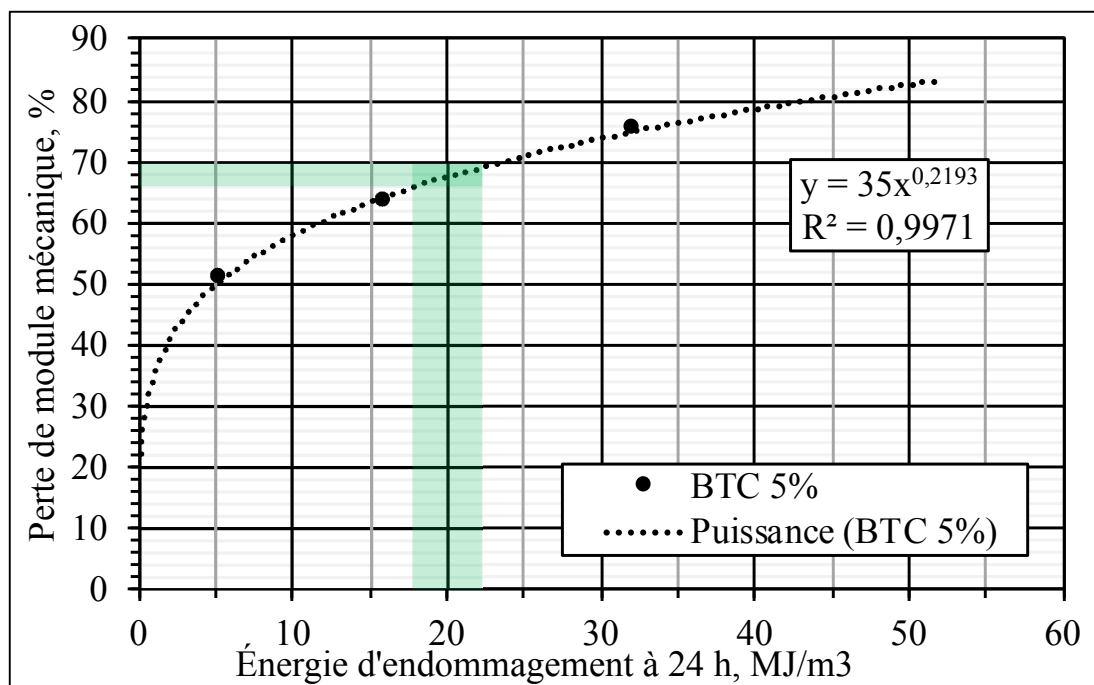


Figure 7.2 Perte de module en fonction de l'énergie d'endommagement

CONCLUSION

Les bases granulaires traitées au ciment (BTC), aussi économiques, durables, polyvalentes et performantes qu'elles soient, subissent du retrait, qui se résulte en la remontée de fissures jusqu'au revêtement final. Cette problématique mène à des dégradations prématurées de la chaussée, limitant ainsi l'utilisation de cette technique avantageuse. La technique de préfissuration de la base à jeûne-âge semble prometteuse pour répartir le retrait sur une multitude de microfissures, engendrées par un endommagement mécanique, réduisant ainsi l'ampleur des macrofissures. Cependant, la littérature fait très peu état de la technique, tant au niveau de la mise en œuvre que des résultats en chantier ou en laboratoire. Ainsi, l'objectif principal de ce présent projet de maîtrise était d'approfondir la technique de préfissuration des BTC, en développant une méthode d'évaluation de l'endommagement en laboratoire pour comprendre son influence sur les propriétés mécaniques.

Pour ce faire, l'objectif principal a été divisé en trois sous objectifs principaux soit : formuler le matériau à partir de normes et méthodes d'essai génériques de bétons et de sols, évaluer les méthodes de mise en œuvre et de mesure en laboratoire et finalement expérimenter l'endommagement en laboratoire en vue d'évaluer et de mesurer son influence.

La phase de formulation a permis de mettre en lumière qu'une teneur en ciment entre 3 % et 5 % permet de bonnes performances mécaniques pour les exigences de la littérature et qu'une teneur en eau équivalente à l'optimum du Proctor modifié est adéquate. Les résultats ont montré que les différentes méthodes de compaction influencent beaucoup des propriétés, spécialement pour les faibles teneurs en ciment.

Au niveau de l'évaluation des méthodes, le malaxage avec système planétaire a été priorisé sur le malaxage manuel et à tambour rotatif en raison de l'homogénéité et de l'uniformité des mélanges. Également, la méthode optimale de mise en place semble être celle utilisée pour les bétons compactés au rouleau, soit celle avec un marteau à impacts. Les méthodes de compaction par chute de charge, par table vibrante ou par bourroir ne semblent pas être

adaptées aux BTC. Augmenter l'énergie de compaction réduit la masse volumique ainsi que la teneur en air rapidement et se stabilise par la suite. L'énergie de compaction permet d'influencer considérablement la résistance en compression, particulièrement pour les faibles teneurs en ciment (3 %). Augmenter la teneur en ciment permet de bonifier les propriétés mécaniques et rhéologiques à même énergie de compaction. Également, l'étude sur l'hydratation montre qu'un calorimètre semi-adiabatique permet d'estimer les temps de prise et le temps d'endommagement idéal à l'aide de la chaleur d'hydratation massique. Cependant, de plus grosses éprouvettes permettraient des résultats plus fiables. Au niveau du retrait, l'utilisation d'une plaque de retrait à échelle réduite en laboratoire n'a pas permis d'observer la fissuration due au retrait. L'étude sur l'endommagement a permis de déterminer que l'endommagement le moins hétérogène semble être occasionné par un marteau à impacts sur une éprouvette confinée dans une gaine de caoutchouc et d'acier. La chute de charges, le Proctor automatisé ou la table vibrante ont soit occasionné un endommagement non homogène ou simplement un endommagement non mesurable. En lien avec l'évaluation de la microfissuration, la méthode la plus efficace sur les BTC à grande échelle est de manière indirecte, soit par la mesure des propriétés mécaniques. Ainsi il est possible de voir l'effet de l'endommagement par la variation des propriétés mécaniques comparativement à des témoins. L'utilisation de déflectomètres légers à masse tombante (LWD) ne semble pas adaptée pour des mesures en laboratoire. Les méthodes d'imagerie semblent efficaces, mais pour de petites tailles d'éprouvettes avec des granulats de dimensions inférieures à 5 mm.

L'expérimentation de l'endommagement en laboratoire s'est faite sur 45 éprouvettes cylindriques compactés au marteau à impacts, afin d'induire $21,5 \text{ MJ/m}^3$ qui permet d'obtenir au maximum 5 % de teneur en air. Après endommagement à 24 heures, le coefficient de Poisson mécanique maximal survient autour d'une énergie de 20 MJ/m^3 . Un endommagement léger ($5,4 \text{ MJ/m}^3$) diminue la résistance en compression à court terme et un endommagement moyen ($16,1 \text{ MJ/m}^3$) ou élevé ($32,2 \text{ MJ/m}^3$) tend à l'augmenter. Plus l'endommagement est élevé, plus la baisse de module le sera après endommagement. Au niveau du recouvrement des propriétés dans le temps, le recouvrement optimal du module mécanique à 1, 3, 7, 14 et 28 jours (après endommagement à 24 heures) se fait suite à une énergie approximative de

20 MJ/m³. Cette énergie d'endommagement engendre une diminution de module entre 65 % et 70 %, par rapport au module non endommagé. L'endommagement cible pour ne pas diminuer le module mécanique comparativement à des éprouvettes non endommagées à 28 jours de recouvrement se situe autour de 20 MJ/m³. Après 28 jours de recouvrement sous cure humide, la résistance en compression augmente légèrement avec l'énergie d'endommagement qui augmente. L'expérimentation a permis de corréler entre elles les méthodes de mesure sur les mêmes éprouvettes. Ainsi, le module ultrasonique semble être linéaire au module mécanique. Il est difficile de relier la résistance en compression et le module. Le coefficient de Poisson, tel que mesuré dans ce projet, ne semble pas adéquat pour l'évaluation de l'endommagement, tant au niveau ultrasonique que mécanique. La variabilité statistique (coefficient de variation) des résultats semble augmenter à mesure que l'endommagement augmente. Il est possible de remettre en cause l'homogénéité de l'endommagement au sein des éprouvettes. Une analyse par tomodensitométrie de haute résolution permettrait d'évaluer la répartition de l'endommagement au sein de la structure.

Finalement, ce projet a permis de répondre à l'objectif d'approfondir la technique de préfissuration des BTC, en développant une méthode d'évaluation de l'endommagement en laboratoire pour comprendre son influence sur les propriétés mécaniques. Les résultats étant prometteurs, il serait intéressant d'approfondir davantage le retrait en laboratoire. Également, plusieurs avenues de recherche sur les BTC seraient intéressantes et les recommandations qui suivent cette conclusion en font état.

RECOMMANDATIONS

Ce projet a permis de faire un pas en avant sur la préfissuration des bases traitées au ciment (BTC), mais la portée des résultats est limitée au laboratoire. Ainsi, il serait bien de valider les concepts, comportements et tendances *in situ*, avec des méthodes de mesure similaires (i.e. carottage, déflectomètre à masse tombante). Les essais à exécuter sur les éprouvettes carottées pourraient être très similaires à ceux exécutés dans ce projet sur des éprouvettes confectionnées en laboratoire.

Au niveau de la formulation, il serait bien de revoir l'influence de la teneur en eau sur les propriétés rhéologiques et mécaniques. Limité à la valeur de l'optimum Proctor, le dosage en eau de 5,2 % pourrait être revu à la hausse afin de faciliter la mise en place, et possiblement améliorer les propriétés mécaniques jusqu'à un certain niveau. L'utilisation d'adjuvants thixotropiques pourraient permettre d'améliorer la mise en place, tout en prévenant l'écoulement de la pâte au repos. En lien avec la teneur en ciment, il serait intéressant de voir l'influence du dosage sur l'endommagement et le recouvrement qui s'en suit. Concernant les paramètres du programme expérimental, il serait bien de voir l'influence du temps de cure avant l'endommagement qui est fixé à 24 h dans cette étude, afin de maximiser le recouvrement mécanique.

La portée des recherches de ce travail est limitée à l'endommagement mécanique et ne s'attarde pas au retrait, réelle problématique des BTC. Ainsi, il serait intéressant de développer un banc d'essai qui permet de reproduire le retrait en laboratoire, afin de valider si l'endommagement permet bel et bien la réduction de l'ampleur de la fissuration par retrait. Par conséquent, le niveau d'endommagement optimal présumé pour le recouvrement mécanique ne correspond peut-être pas avec le niveau d'endommagement nécessaire pour une réduction maximale du retrait.

En laboratoire, il serait intéressant d'exploiter davantage la tomodensitométrie qui, faute de temps, n'a pas pu être utilisée sur des éprouvettes endommagées. L'imagerie 3D pourrait

permettre de mieux comprendre la répartition (homogénéité) et l'ampleur de l'endommagement en comparant une éprouvette avant et après endommagement. Le recouvrement pourrait également être observé sur une même éprouvette. Cibler une partie d'un cylindre permettrait d'obtenir de meilleures résolutions et ainsi potentiellement de meilleures observations de la microfissuration.

Finalement, mettre en œuvre de manière optimale la préfissuration en fonction du recouvrement mécanique, du retrait et du coût nécessiterait encore un effort de recherche supplémentaire, malgré les avancées de ce projet. Il serait également intéressant d'étudier l'utilisation d'ajouts cimentaires (pouzzolanique) afin de favoriser le recouvrement des fissures à moyen et long terme.

ANNEXE I

PROPORTIONS RÉELLES

Voici une liste complète des tableaux de proportions réelles utilisés pour le projet. Les résultats de ces calculs sont utilisés au CHAPITRE 4, au CHAPITRE 5 et au CHAPITRE 6.

Tableau A-I-1 Phase formulation : vibration 3 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES				Mélange: Résistance en compression, module et tension indirecte, 3 %, vibré			
Matériaux	1 Mh ou Ms (kg/gâch.)	2 Msss (kg/gâch.)	3 Volume (MVA) (L)	4 Facteur F Fvol et Fp	5 Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	6 Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	7 Volume (SSS) (L/m3)
Me	0,399	Egg -0,034 Egf -0,005 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,360	Ve 0	Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 262,5646	94	94
Mc	0,2302		0,230	Vc 0		60	19
Mac	0		0,000	Vac 0		0	0
Mgg	7,05962	Egg 0,034	7,094	Vgg 3		1863	668
Mgf	0,61388	Egf 0,005	0,619	Vgf 0		163	61
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0		0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0		0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	Méthode de la masse vol. (M/V connue)	0	0,00
MT	8,303		8,303	Vs+1 3		2180	Vs+1 842
Air (%)	15,76		0,000	Vt 4	Fp 262,5652		Va 157,6 Vp 114

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
1,56	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	2180 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
1,56	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Etalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-2 Phase formulation : vibration 4 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES				Mélange: Résistance en compression, module et tension indirecte, 4 %, vibré			
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	VOLUME (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	VOLUME (SSS) (L/m3)
Me	0,3954	Egg -0,034 Egf -0,005 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,357	Ve 0	Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 269,2978	96	96
Mc	0,3041		0,304	Vc 0		82	26
Mac	0		0,000	Vac 0		0	0
Mgg	6,994944	Egg 0,034	7,029	Vgg 3		1893	679
Mgf	0,608256	Egf 0,005	0,613	Vgf 0	Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 269,3100	165	62
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0		0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0		0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00		0	0,00
MT	8,303		8,303	Vs+l 3		2236	Vs+l 863
Air (%)	13,74		0,000	Vt 4			Va 137,4 Vp 122

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
1,17	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	2236 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
1,17	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+l	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-3 Phase formulation : vibration 5 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES				Mélange: Résistance en compression, module et tension indirecte, 5 %, vibré			
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	VOLUME (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	VOLUME (SSS) (L/m3)
Me	0,3918	Egg -0,033 Egf -0,005 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,353	Ve 0	Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 283,3969	100	100
Mc	0,3767		0,377	Vc 0		107	34
Mac	0		0,000	Vac 0		0	0
Mgg	6,9315	Egg 0,033	6,965	Vgg 2		1974	708
Mgf	0,6027	Egf 0,005	0,608	Vgf 0	Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 283,4018	172	65
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0		0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0		0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00		0	0,00
MT	8,303		8,303	Vs+l 3		2353	Vs+l 906
Air (%)	9,37		0,000	Vt 4			Va 93,7 Vp 134

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
0,94	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	2353 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
0,94	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+l	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-4 Phase formulation : Proctor standard 3 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: Résistance en compression et tension indirecte, 3 %, Proctor standard					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)
Me	0,399	Egg -0,034 Egf -0,005 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,360	Ve 0	Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 271,7282	98	98
Mc	0,2302		0,230	Vc 0		63	20
Mac	0		0,000	Vac 0		0	0
Mgg	7,0596	Egg 0,034	7,094	Vgg 3		1928	691
Mgf	0,6139	Egf 0,005	0,619	Vgf 0		168	63
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0		0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0		0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 271,7188	0	0,00
MT	8,303		8,303	Vs+1 3		2256	Vs+1 872
Air (%)	12,82		0,000	Vt 4			Va 128,2 Vp 118

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
1,56	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
1,56	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-5 Phase formulation : Proctor standard 5 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: Résistance en compression et tension indirecte, 5 %, Proctor standard					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)
Me	0,3918	Egg -0,033 Egf -0,005 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,353	Ve 0	Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 290,7453	103	103
Mc	0,3767		0,377	Vc 0		110	35
Mac	0		0,000	Vac 0		0	0
Mgg	6,9315	Egg 0,033	6,965	Vgg 2		2025	726
Mgf	0,6027	Egf 0,005	0,608	Vgf 0		177	66
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0		0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0		0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 290,7488	0	0,00
MT	8,303		8,303	Vs+1 3		2414	Vs+1 930
Air (%)	7,02		0,000	Vt 3			Va 70,2 Vp 137

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
0,94	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
0,94	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-6 Phase formulation : CBR vibré, 0 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: CBR vibré, 0 %					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)
Me	0,9442	Egg -0,076 Egf -0,012 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,856	Ve 0,86			
				Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 128,6422	110	110	110
Mc	0		0,000	Vc 0,00	0	0	0
Mac	0		0,000	Vac 0,00	0	0	0
Mgg	15,837	Egg 0,076	15,913	Vgg 5,71	2047	2047	734
Mgf	1,377	Egf 0,012	1,389	Vgf 0,52	179	179	67
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0,00	0	0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0,00	0	0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	0	0,00	0,00
MT	18,158		18,158	Vs+1 7,08	2336	2336	Vs+1 911
Air (%)	8,89		0,000	Vt 7,77			Va 88,9
				Fp 128,6485			Vp 110

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	2336 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-7 Phase formulation : CBR vibré, 3 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: CBR, 3 %, vibré					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)
Me	0,8727	Egg -0,074 Egf -0,011 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,787	Ve 0,79			
				Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 130,8439	103	103	103
Mc	0,5035		0,504	Vc 0,16	66	66	21
Mac	0		0,000	Vac 0,00	0	0	0
Mgg	15,439	Egg 0,074	15,514	Vgg 5,56	2030	2030	728
Mgf	1,343	Egf 0,011	1,354	Vgf 0,51	177	177	66
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0,00	0	0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0,00	0	0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	0	0,00	0,00
MT	18,158		18,158	Vs+1 7,02	2376	2376	Vs+1 918
Air (%)	8,19		0,000	Vt 7,64			Va 81,9
				Fp 130,8507			Vp 124

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
1,56	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	2376 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
1,56	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-8 Phase formulation : CBR vibré, 5 %

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: CBR, 5 %, vibré					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m³)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m³)	Volume (SSS) (L/m³)
Me	0,8568	Egg -0,073 Egf -0,011 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	0,773	Ve 0,77	104	104	104
Mc	0,8239		0,824	Vc 0,26	111	111	35
Mac	0		0,000	Vac 0,00	0	0	0
Mgg	15,159	Egg 0,073	15,232	Vgg 5,46	2044	2044	733
Mgf	1,318	Egf 0,011	1,329	Vgf 0,50	178	178	67
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0,00	0	0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0,00	0	0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	0	0,00	0,00
MT	18,158		18,158	Vs+1 6,99	2437	2437	Vs+1 939
Air (%)	6,13		0,000	Vt 7,45			Va 61,3 Vp 139

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
0,94	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	kg/m³
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
0,94	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-9 Phase expérimentation : masse volumique minimale

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: Masse volumique <u>minimale</u> de 43 échantillons, obtenus par 7 gâchées distinctes.					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m³)	Meth. Mas. Vol (SSS) (kg/m³)	Volume (SSS) (L/m³)
Me	1,252	Egg -0,107 Egf -0,016 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	1,129	Ve 1,13	105	105	105
Mc	1,204		1,204	Vc 0,38	112	112	36
Mac	0		0,000	Vac 0,00	0	0	0
Mgg	22,145	Egg 0,107	22,252	Vgg 7,98	2067	2067	741
Mgf	1,926	Egf 0,016	1,942	Vgf 0,73	180	180	68
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0,00	0	0	0
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0,00	0	0	0
Msp %sol. 100	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	0	0,00	0,00
MT	26,527		26,527	Vs+1 10,22	2464	2464	Vs+1 949
Air (%)	5,09		0,000	Vt 10,77			Va 50,9 Vp 140

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
0,94	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	p béton	kg/m³
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
0,94	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-10 Phase expérimentation : masse volumique moyenne

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: Masse volumique <u>moyenne</u> de 43 échantillons, obtenus par 7 gâchées distinctes.					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol. (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)
Me	1,252	Egg -0,107 Egf -0,016 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	1,129	Ve 1,13			
				Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 95,9027			
Mc	1,204		1,204	Vc 0,38	108	108	108
Mac	0		0,000	Vac 0,00			
Mgg	22,145	Egg 0,107	22,252	Vgg 7,98	115	115	37
Mgf	1,926	Egf 0,016	1,942	Vgf 0,73	0	0	0
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0,00	2134	2134	765
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0,00	186	186	70
Msp	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	0	0	0
%sol. 100				Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 95,9023	0	0,00	0,00
MT	26,527		26,527	Vs+1 10,22	2544	2544	Vs+1 980
Air (%)	2,01		0,000	Vt 10,43			Va 20,1
							Vp 145

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
0,94	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	ρ béton	2544 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
0,94	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

Tableau A-I-11 Phase expérimentation : masse volumique maximale

CALCUL PROPORTIONS RÉELLES		Mélange: Masse volumique <u>maximale</u> de 43 échantillons, obtenus par 7 gâchées distinctes.					
Matériaux	1	2	3	4	5	6	7
	Mh ou Ms (kg/gâch.)	Msss (kg/gâch.)	Volume (MVA) (L)	Facteur F Fvol et Fp	Meth. Vol. abs (SSS) (kg/m3)	Meth. Mas. Vol. (SSS) (kg/m3)	Volume (SSS) (L/m3)
Me	1,252	Egg -0,107 Egf -0,016 Ex1 0,000 Ex2 0,000 Esp 0,000	1,129	Ve 1,13			
				Méthode des vol. absolus (% air connu) Fvol 97,8626			
Mc	1,204		1,204	Vc 0,38	110	110	110
Mac	0		0,000	Vac 0,00			
Mgg	22,145	Egg 0,107	22,252	Vgg 7,98	118	118	37
Mgf	1,926	Egf 0,016	1,942	Vgf 0,73	0	0	0
Mx1	0	Ex1 0,000	0,000	Vx1 0,00	2178	2178	781
Mx2	0	Ex2 0,000	0,000	Vx2 0,00	190	190	71
Msp	0,00	Esp 0,000	0,000	Vsps 0,00	0	0	0
%sol. 100				Méthode de la masse vol. (M/V connue) Fp 97,8626	0	0,00	0,00
MT	26,527		26,527	Vs+1 10,22	2596	2596	Vs+1 1000
Air (%)	0,0075		0,000	Vt 10,22			Va 0,075
							Vp 148

E/C	Matériaux	Dsss	h (%)	w (%)	abs (%)	Mesures - béton frais	
0,94	GG	2,789	-0,48	0,00	0,48	ρ béton	2596 kg/m3
E/L	GF	2,668	-0,83	0,00	0,83	T (°C)	Celsius
0,94	C	3,150				Affaissement	mm
	AC	1,000				Étalement	%
Dsss SPs	X1	1,000	0,00	0,00	0,00		
100,0 1,00	X2	1,000	0,00	0,00	0,00		
0,0 1,00	SPs+1	1,000					
100,0 1,00	SPs	1,000					

ANNEXE II

FICHES D'ÉPROUVETTES

Les fiches d'éprouvettes servent à compiler les données techniques des diverses éprouvettes utilisées dans le cadre du programme expérimental, au niveau de l'expérimentation de l'endommagement. L'utilisation du contenu de ces fiches se fait dans le CHAPITRE 6.

(Début à la page suivante)

Figure A-II-1 Fiche de l'éprouvette TEST 1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT

Planification			
Échantillon	TEST 1		Réplicats
Objectif:			
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
30 avril	<input type="checkbox"/> Coulée		
31 avril	<input type="checkbox"/> Démoulage		
	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
	<input type="checkbox"/> Endommagement		
	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	716,7 g
Identif. moule		Masse MG	14 333,9 g
Temps malax.		Masse eau	745,4 g
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4256,4 g
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	
Masse cyl. sec.		Hauteur C	
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	TI
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	14:50	30 avril	
Confect. éprouv.	15:00	30 avril	
Démoulage	13:00	31 avril	
Mesure mecan.	15:21	31 mai	* 20 kN peak. fichier:
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Endommagement	0		
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.			

- TEST 1 -

Figure A-II-2 Fiche de l'éprouvette TEST 3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
N° Échantillon	TEST 3	Réplicats	
Objectif:			
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
	<input type="checkbox"/> Coulée		
	<input type="checkbox"/> Démoulage		
	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
	<input type="checkbox"/> Endommagement		
	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	716,7 g
Identif. moule		Masse MG	14 333,9 g
Temps malax.		Masse eau	745,4 g
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	14 333,9 4 416,9 g
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	
Masse cyl. sec.		Hauteur C	
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	T3
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	14:50	30 avril	
Confect. éprouv.	15:20	30 avril	
Démoulage	13:10	31 avril	
Mesure mecan.	15:25	31 mai	* 30 kN peak fichier: 30kN
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Endommagement	0		
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.			

Figure A-II-3 Fiche de l'éprouvette A24EY0-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
Échantillon	A24EY0-1	Réplicats	1/3
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser complètement		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	100% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
31 mai	<input type="checkbox"/> Coulée	02	
1er juin	<input type="checkbox"/> Démoulé	22h	
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12,3
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	29 222,2 (7 x 9100 x 200)	Masse ciment	1325,9
Identif. moule	1	Masse MG	26 517,4
Temps malax.	5 min	Masse eau	1378,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec) 3 couches	Masse cyl. humide	4003
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198,02
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,86
Masse cyl. sec.	3942,5	Hauteur C	197,83
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,39
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102,23
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	A24EY0-1
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32	31 mai	
Confect. éprouv.	11:37	31 mai	+ 20 sec 3 ^e couche (Aritm).
Démoulage	9:45	1 ^{er} juin	
Mesure mécan.	12:00	1 ^{er} juin	
Mesure accoust.	11:07	1 ^{er} juin	
Tomodensitom.			
Endommagement	14:48 @ 15:45		TOT 25 sec en 5 x 5 sec.
Mesure mécan.			4.5 sec
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.	15:46		* surface brisée.

Figure A-II-4 Fiche de l'éprouvette A24EY0-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
Échantillon	A24EY0-2	Réplicats	2/3
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser complètement		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	100% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
	<input type="checkbox"/>		
	<input type="checkbox"/>		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	29 222,2	Masse ciment	1325,9
Identif. moule	2	Masse MG	26517,4
Temps malax.		Masse eau	1378,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec) <i>2 couches</i>	Masse cyl. humide	4007
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	200,11
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	200,05
Masse cyl. sec.	3981,8	Hauteur C	200,09
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,82
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,62
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	A24EY0-2
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32		
Confect. éprouv.	11:40		
Démoulage	9:45	1 ^{er} juin	
Mesure mecan.	12:22	1 ^{er} juin	
Mesure accoust.	11:10		
Tomodensitom.			
Endommagement	16:26		
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.	16:39		

Figure A-II-5 Fiche de l'éprouvette A24EY0-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
Échantillon	A24EY0-3	Réplicats	3/3
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser complètement		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	100% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
	<input type="checkbox"/>		
	<input type="checkbox"/>		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	259 222,2	Masse ciment	1325,7
Identif. moule	3	Masse MG	2651,74
Temps malax.	5 min par couche	Masse eau	1372,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec) 12 couches	Masse cyl. humide	4070
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,18
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,14
Masse cyl. sec.	4025,2	Hauteur C	196,31
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,83
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,47
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	A24EY0-3
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32		
Confect. éprouv.	11:43		
Démoulage	9:45	11:20	
Mesure mecan.	13:14	11:20	
Mesure accoust.	11:14		
Tomodensitom.			
Endommagement			→ non endommagé.
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.	15:47		fc(A) 0,25 MPa/sec.

Figure A-II-6 Fiche de l'éprouvette A24EY0-4

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
Échantillon	A24EY0-4	Réplicats	1/1
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser à 20%		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	20% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
	<input type="checkbox"/>		
	<input type="checkbox"/>		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	29 222,2	Masse ciment	1329,5
Identif. moule	4	Masse MG	26517,4
Temps malax.	5 min	Masse eau	1378,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec) 2 coups	Masse cyl. humide	4136
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198,02
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	198,04
Masse cyl. sec.	4070,6	Hauteur C	198,01
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,70
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,65
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	A24EY0-4
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32		
Confect. éprouv.	11:48		
Démoulage	11:49	1er juin	
Mesure mecan.	12:32		
Mesure accoust.	11:20		
Tomodensitom.			
Endommagement	16:49		20 sec contrainte
Mesure mecan.	17:37		
Mesure accoust.	17:??		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	18:30		1 RN/sec.

→ la contrainte évolue malgré fissures. attribué

Figure A-II-7 Fiche de l'éprouvette A24EY0-5

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
Échantillon	A24EY0-5	Réplicats	1/1
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser à 40%		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	40% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
	<input type="checkbox"/>		
	<input type="checkbox"/>		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	82722,2	Masse ciment	1327,5
Identif. moule	5	Masse MG	26517,4
Temps malax.	5 min	Masse eau	1378,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec) 2.0 sec	Masse cyl. humide	4116
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,62
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	192,67
Masse cyl. sec.	4050,7	Hauteur C	197,62
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,07
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,89
Typ. surfaçage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32		
Confect. éprouv.	11:48		
Démoulage	9:51	105m	
Mesure mecan.	12:46		
Mesure accoust.	11:23		
Tomodensitom.			
Endommagement	16:51		40 sec confus.
Mesure mecan.	17:51		
Mesure accoust.	17:27		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	18:40		Inspection visuelle plan sans photo.

Figure A-II-8 Fiche de l'éprouvette A24EY0-6

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
Échantillon	A24EY0-6	Réplicats	1/1
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser à 60%		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	60% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
	<input type="checkbox"/>		
	<input type="checkbox"/>		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	29 222,2	Masse ciment	1327,5
dentif. moule	6	Masse MG	26 517,4
Temps malax.	5 min	Masse eau	1378,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4107
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,58
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,53
Masse cyl. sec.	4055,1	Hauteur C	196,67
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,18
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,77
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	A24EY0-6
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32		
Confect. éprouv.	11:51		
Démoulage	12:53	12:53	
Mesure mecan.	13:02		
Mesure accoust.	11:26		
Tomodensitom.			
Endommagement	16:54		60 sec continue
Mesure mecan.	18:01		
Mesure accoust.	17:22		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	18:50		fissuration plusieurs plans voir photo

Figure A-II-9 Fiche de l'éprouvette A24EY0-7

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	A24EY0-7	Réplicats	1/1
Objectif:	Mesurer le nombre de secondes d'endommagement pour briser à 80%		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.	23h	
1er juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	24h	80% de la résistance
1er juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.	25h	
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
1er juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression	26h	
31 juin	<input type="checkbox"/> Couler	05	
1er juin	<input type="checkbox"/> Démoul.	22h	
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	12
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	29222,2	Masse ciment	1329,5
dentif. moule	7	Masse MG	26517,4
Temps malax.	5 min	Masse eau	1378,9
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec) / coule x2	Masse cyl. humide	4193
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,69
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,68
Masse cyl. sec.	4092,1	Hauteur C	196,62
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,35
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102,42
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	A24EY0-7
Horaire			
Essai	Date réelle	Heure réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:32		
Confect. éprouv.	11:55		
Démoulage	9:56	1er juin	
Mesure mecan.	13:29		
Mesure accoust.	11:30		
Tomodensitom.			
Endommagement	16:58		1130 endom
Mesure mecan.	18:14		uniform.
Mesure accoust.	17:??		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	19:08		

Figure A-II-10 Fiche de l'éprouvette B25EX0-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EX0-1	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
	<input type="checkbox"/> Endommagement	AUCUN	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26 526,3	Masse ciment	1203,6
Identif. moule	1	Masse MG	24071,0
Temps malax.		Masse eau	1251,7
Mise en place	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4844,4
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	192,44
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	192,47
Masse cyl. sec.	3952,6 #3	Hauteur C	192,46 #3
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,90
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,79
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:15		
Confect. éprouv.	12:20		
Démoulage	11:19		
Mesure mecan.	12:34		12,52
Mesure accoust.	11:04		
Tomodensitom.			
Endommagement			AUCUN
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.	15:25		6,55 new rouleau 7 6,529 MPa

B24EX0-1

@ 85% diminution

Figure A-II-11 Fiche de l'éprouvette B25EX0-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EX0-2	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
	<input type="checkbox"/> Endommagement	AUCUN	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	2	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4155.9
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	199.31
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	199.79
Masse cyl. sec.	4094.3	Hauteur C	199.16
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101.49
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.57
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:15		
Confect. éprouv.	12:24		
Démoulage	11:20		
Mesure mecan.	12:47		12.5 MPa
Mesure acoust.	12:11		
Tomodensitom.			
Endommagement			AUCUN
Mesure mecan.			
Mesure acoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.	15.48		6.187 MPa

B24EX0-2

Figure A-II-12 Fiche de l'éprouvette B25EX0-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EX0-3	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
	<input type="checkbox"/> Endommagement	AUCUN	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	3	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4014,7
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,28
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,02
Masse cyl. sec.	4114,0 (#1)	Hauteur C	197,04
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,70
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102,04
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	17:15		
Confect. éprouv.	12:27		
Démoulage	11:21		
Mesure mecan.			AUCUN
Mesure accoust.	12:12		
Tomodensitom.			
Endommagement			AUCUN
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.	16:00		5,976
B24EX0-3			

Figure A-II-13 Fiche de l'éprouvette B25EA0-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EA0-1	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	10 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	4	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4196,0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,06
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,07
Masse cyl. sec.	4073,6	Hauteur C	196,11
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,91
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,61
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:15		
Confect. éprouv.	12:30		
Démoulage	11:30		
Mesure mecan.	12:55		12,5 MPa
Mesure accoust.	12:14		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:50		10 sec
Mesure mecan.	14:40		
Mesure accoust.	14:12		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	10:13		6,354

B24EA0-1

Figure A-II-14 Fiche de l'éprouvette B25EA0-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EA0-2	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	10 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	5	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4198,4
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198,25
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	198,32
Masse cyl. sec.	4102,6	Hauteur C	198,29
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,61
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,66
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	12:33		
Démoulage	11:30		
Mesure mecan.	13:04		12,52N
Mesure accoust.	12:15		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:52		10 sec
Mesure mecan.	14:45		
Mesure accoust.	14:15		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	16:25		5,502
B24EA0-2			

Figure A-II-15 Fiche de l'éprouvette B25EA0-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EA0-3	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	10 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	6	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4166,2
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,49
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,67
Masse cyl. sec.	4069,5	Hauteur C	197,68
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,45
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,61
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	12:36		
Démoulage	11:31		
Mesure mecan.			non exécuté.
Mesure accoust.	12:15		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:54		10 sec
Mesure mecan.			
Mesure accoust.	14:30		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	16:38		6,325
B24EA0-3			

Figure A-II-16 Fiche de l'éprouvette B25EB0-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EB0-1	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	30 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	7	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4149,1
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	195,83
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	195,55
Masse cyl. sec.	4032,9	Hauteur C	195,66
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,55
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,20
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	13:20		
Confect. éprouv.	13:26		
Démoulage	11:45		
Mesure mecan.	13:12		12,5 kN
Mesure accoust.	12:16		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:56		30 sec
Mesure mecan.	14:50		2,5 kN
Mesure accoust.	14:52		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	16:45		6,700 MPa
B24EB0-1			

Figure A-II-17 Fiche de l'éprouvette B25EB0-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EB0-2	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	30 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	8	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4212,5
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,80
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,74
Masse cyl. sec.	4108,8	Hauteur C	197,80
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,24
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,78
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	13:29		
Démoulage	11:46		
Mesure mecan.	13:20		
Mesure accoust.	12:16		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:58		30 sec
Mesure mecan.	14:55		2,7 MPa
Mesure accoust.	14:29		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	17:00		5,720
B24EB0-2			

Figure A-II-18 Fiche de l'éprouvette B25EB0-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EB0-3	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	30 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	9	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4218,7 4218,7
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197.73
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197.66
Masse cyl. sec.	4112.1	Hauteur C	197.68
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101.81
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102.06
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	13:33		
Démoulage	11:47		
Mesure mecan.	12:17		not tested.
Mesure accoust.	12:17		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:00		30 sec
Mesure mecan.	14:14		6.597
Mesure accoust.	14:14		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	17:13		6.597
B24EB0-3			

Figure A-II-19 Fiche de l'éprouvette B25EC0-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EC0-1	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	60 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	10	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4236,1
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	199,27
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	199,09
Masse cyl. sec.	4133,5	Hauteur C	198,79
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,81
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,17
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	13:29		
Démoulage	11:47		
Mesure mecan.	13:29		12,520
Mesure accoust.	12:24		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:03		60 sec
Mesure mecan.	15:00		2520
Mesure accoust.	14:25		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	17:25		6,476
B24EC0-1			

Figure A-II-20 Fiche de l'éprouvette B25EC0-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EC0-2	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	60 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	11	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4310.3
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197.90
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197.57
Masse cyl. sec.	4110.6	Hauteur C	197.77
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102.71
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.36
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	13:43		
Démoulage	14:48		
Mesure mecan.	13:38		12,5 kN
Mesure accoust.	12:29		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:05		60 sec
Mesure mecan.	15:06		2,5 kN
Mesure accoust.	14:26		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	17:33		6,936
B24EC0-2			

Figure A-II-21 Fiche de l'éprouvette B25EC0-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	B24EC0-3	Réplicats	
Objetif:	Mesurer l'endommagement et la résistance en compression (1 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
12-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
13-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
13-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	60 sec	
13-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement		
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
13-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	12.	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4117.3
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	195.36
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	195.05
Masse cyl. sec.	4026.5	Hauteur C	175.07
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102.49
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.35
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C			
Confect. éprouv.	13:46		
Démoulage	11:49		
Mesure mecan.			not tested.
Mesure accoust.	12:25		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:07		60 sec
Mesure mecan.			
Mesure accoust.	14:26		
Tomodensitom.			
Résistance comp.	17:43		6.255

B24EC0-3

Figure A-II-22 Fiche de l'éprouvette C25EX1-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EX1-1	Réplicats	1/3
Objectif:			
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	Aucun	
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26526,3	Masse ciment	1203,6
Identif. moule	1	Masse MG	24071,0
Temps malax.		Masse eau	1251,7
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4112,4
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	193,81
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	193,67
Masse cyl. sec.	3958,7	Hauteur C	193,77
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,89
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102,14
Typ. surfacage	Metulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	9:15		
Confect. éprouv.	9:21		
Démoulage	9:56		
Mesure mecan.	11:24		✓ @ 12,5 kN
Mesure accoust.	9:21		
Tomodensitom.			
Endommagement	—		Aucun / 7,5 kN
Mesure mecan.			11:47 @ 1,5 / 11:57 @ 3, 20 kN / 12:31 @ 7,5, 30 kN
Mesure accoust.			9:32 @ 1,5 / 10:12 @ 3,5 / 11:56 @ 7,5
Tomodensitom.			
Résistance comp.			14:20 11,869
C24EX1-1			

Figure A-II-23 Fiche de l'éprouvette C25EX1-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EX1-2	Réplicats	2/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	Aucun	
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	2	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4031,2
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	194,22
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	194,07
Masse cyl. sec.	3934,9	Hauteur C	194,10
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,60
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,57
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	9h15		
Confect. éprouv.	9h23		
Démoulage	9h57		
Mesure mecan.	11:40		✓ 12,524
Mesure accoust.	9:45		
Tomodensitom.			
Endommagement			Aucun
Mesure mecan.			11:58 @ 15 / 11:38 @ 5, 20kN / 12:49 @ 5, 30kN
Mesure accoust.			9:43 @ 15 / 10:12 @ 3;
Tomodensitom.			
Résistance comp.			14:32 12,524
C24EX1-2			

Figure A-II-24 Fiche de l'éprouvette C25EX1-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EX1-3	Réplicats	3/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	Aucun	
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	2	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4064,0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,88
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,85
Masse cyl. sec.	4004,1	Hauteur C	197,79
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,76
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,67
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	9h15		
Confect. éprouv.	9h27		
Démoulage	9h58		
Mesure mecan.			Non Mesure.
Mesure accoust.	9h28		
Tomodensitom.			
Endommagement			Aucun
Mesure mecan.			
Mesure accoust.			9h44(15) / 10:20(23)
Tomodensitom.			
Résistance comp.			14:49 11,804
C24EX1-3			

Figure A-II-25 Fiche de l'éprouvette C25EA1-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EA1-1	Réplicats	1/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Endommagement		10 sec (faible)
07-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input checked="" type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26526,3	Masse ciment	1203,6
Identif. moule	4	Masse MG	24071,0
Temps malax.	4 min. (2 pour le + 2 sec)	Masse eau	1251,7
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4078,5 (3 min 20 sec)
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur A	193,04
Position face	<input checked="" type="checkbox"/>	Hauteur B	193,36
Masse cyl. sec.	3980,7	Hauteur C	193,24
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,66
Cure ap. démoul.	Aucune - chambre humide	Diam. B	101,92
Typ. surfacage	Meulé (x2)	Identif. cyl.	C24EA1-1 (1)
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	9:11:15	6 juin	
Confect. éprouv.	9:32	7 juin	
Démoulage	9:40	7 juin	
Mesure mecan.	11:49	7 juin	✓ 12,5 kN
Mesure acoust.	9:45	7 juin	
Tomodensitom.			non exécuté
Endommagement	13:00	7 juin	(10 sec) aucune fissure faible
Mesure mecan.	14:13	7,8,10,14 juin	✓ 7,5 kN / 12:07 (12:51) / 13:01 (25) 20N
Mesure acoust.	15:38	7,8,10,14 juin	9446 @ 15 / 1602 @ 15
Tomodensitom.			
Résistance comp.	15:01	14 juin	15:01 13,194

C24EA1-1

Figure A-II-26 Fiche de l'éprouvette C25EA1-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EA1-2	Réplicats	2/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	5	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4122.1
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	194.93
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	194.93
Masse cyl. sec.	4017.7	Hauteur C	194.89
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102.54
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.78
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	9:15		
Confect. éprouv.	9:37.		
Démoulage	9:21		
Mesure mecan.			Non mesure
Mesure accoust.	9:56.		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:02		10 sec
Mesure mecan.			Non mesure
Mesure accoust.	15:41		9478015 10413035
Tomodensitom.			
Résistance comp.			15:10 13.076
C24EA1-2			

Figure A-II-28 Fiche de l'éprouvette C25EB1-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EB1-1	Réplicats	1/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule		Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4132.6
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198.87
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	198.66
Masse cyl. sec.	4073.1	Hauteur C	198.91
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102.70
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.38
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	10:15		
Confect. éprouv.	10:20		
Démoulage	9:03		
Mesure mecan.	12:27		✓ 12.5 RV
Mesure accoust.	11:10 (?)		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:07		32 sec
Mesure mecan.	14:31		8.5 km / 12:21 @ 15 sec / 12:12 @ 35 sec / 10:20
Mesure accoust.	15:50		9648 @ 15 / 102.27 @ 35
Tomodensitom.			
Résistance comp.			15:43 12.925
C24EB1-1			

Figure A-II-29 Fiche de l'éprouvette C25EB1-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EB1-2	Réplicats	2/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	8	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4099.0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198.97
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	199.17
Masse cyl. sec.	4024.0	Hauteur C	199.08
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	106.76
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	106.80
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	10:15		
Confect. éprouv.	10:24		
Démoulage	9:04		
Mesure mecan.	12:17		✓ 12.5 mm
Mesure acoust.	11:05		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:09		30 sec
Mesure mecan.	14:41		Mesure 2.5 kN / 12:29 @ 5 kN / 12:29 @ 7.5 kN / 12:29 @ 10 kN
Mesure acoust.	13:51		9649 @ 1, 10:29 @ 3,
Tomodensitom.			
Résistance comp.			16:07 12.639
C24EB1-2			

Figure A-II-30 Fiche de l'éprouvette C25EB1-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EB1-3	Réplicats	3/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	9	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4082.0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198.27
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	198.56
Masse cyl. sec.	4004.8	Hauteur C	198.27
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102.24
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.80
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	10:15		
Confect. éprouv.	10:26		
Démoulage	9:25		
Mesure mecan.			non mesuré
Mesure accoust.	11:06		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:11		30 sec
Mesure mecan.			non mesuré
Mesure accoust.	13:52		74.50 @ 15 - 104.30 @ 35
Tomodensitom.			
Résistance comp.			16.18 11.876

C24EB1-3

Figure A-II-31 Fiche de l'éprouvette C25EC1-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EC1-1	Réplicats	1/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	10	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4154,6
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,22
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,19
Masse cyl. sec.	4041,1	Hauteur C	196,57
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	100,49
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,17
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	10:15		
Confect. éprouv.	10:30		
Démoulage	9:07		
Mesure mecan.	12:24 (7)		✓ 12,56N
Mesure accoust.	15:12		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:16		60 sec. fissures voir photo
Mesure mecan.	14:46 (7)		✓ 2,5 16N 112,31@2,5xN 112,37@3,5xN
Mesure accoust.	13:53 (7)		94,51@1,5 110,31@3,5 112,58@3,5
Tomodensitom.			
Résistance comp.			16133 13,409

C24EC1-1

Figure A-II-32 Fiche de l'éprouvette C25EC1-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EC1-2	Réplicats	2/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	11	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	41233
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198,72
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	198,36
Masse cyl. sec.	4674,0	Hauteur C	198,34
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,71
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,19
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	10:15		
Confect. éprouv.	10:30		
Démoulage	9:08		
Mesure mecan.	12:46		✓ 12,5 kN
Mesure accoust.	11:14		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:27		60 sec
Mesure mecan.	14:51		✓ 2,5 kN 12:37 @ 1,5 kN 12:00 @ 3,5 kN
Mesure accoust.	13:59		α 452 @ 1,5 110:32 @ 3,5 13:57 @ 3,5
Tomodensitom.			
Résistance comp.			16:43 13,273

C24EC1-2

Figure A-II-33 Fiche de l'éprouvette C25EC1-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	C24EC1-3	Réplicats	3/3
Objetif:	Mesurer le recouvrement à court terme (7 jours)		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
06-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
07-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
07-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement		
07-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
08-juin	<input type="checkbox"/> Recouvrement		7,8,10,14 juin
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
14-juin	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	12	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en place	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4120,5
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,46
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,89
Masse cyl. sec.	4046,0	Hauteur C	197,67
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,98
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,29
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	10:15		
Confect. éprouv.	10:43		
Démoulage	9:09		
Mesure mecan.			non mesuré.
Mesure accoust.	11:17		
Tomodensitom.			
Endommagement	13:31		60 sec
Mesure mecan.			
Mesure accoust.	14:01		945301; 11043403; 11200027.
Tomodensitom.			
Résistance comp.			16,55 12,969

C24EC1-3

→ 4- 05 mm / min

Figure A-II-34 Fiche de l'éprouvette D25EX4-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification • FMSJ101			
# Échantillon	D25EX4-1	Réplicats	1/3
Objectif:	Mesurer la résistance non endommagé à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Endommagement	non	
	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	18,2
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26 526,3	Masse ciment	1203,6
identif. moule	1	Masse MG	24071,0
Temps malax.		Masse eau	1251,7
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4205,6
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,59
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,59
Masse cyl. sec.	4068,5	Hauteur C	196,55
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	19,74
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102,22
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	D25EX4-1
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:14	3 juil	
Confect. éprouv.	11:20	3 juil	
Démoulage	10:34	4 juil	
Mesure mécan.	12:00	4 juil	
Mesure accoust.	11:08	4 juil	
Tomodensitom.			
Endommagement	0		
Mesure mécan.			
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Résistance comp.			
			15:11 juillet. 4591

Module mécanique (16/12/17)
Non mesuré
13h30 juil
@ 28j : 11:42

Figure A-II-35 Fiche de l'éprouvette D25EX4-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EX4-2	Réplicats	2/3
Objectif:	Mesurer la résistance non endommagée à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Endommagement	non	
	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	2	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4147,8
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	195,59
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	195,66
Masse cyl. sec.	4026,6	Hauteur C	195,72
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,50
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,26
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	D24EX4-2
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:14		
Confect. éprouv.	11:23		
Démoulage	10:35		
Mesure mecan.	12:42		Module Mécanique ✓
Mesure accoust.	11:10		125
Tomodensitom.			
Endommagement	0		
Mesure mecan.			12:16 @ 2° → 20kN 13:21 @ 14 12:09 @ 28
Mesure accoust.			13:54 @ 14 11:42 @ 28
Tomodensitom.			
Résistance comp.			15:28 14,791

Figure A-II-36 Fiche de l'éprouvette D25EX4-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EX4-3	Réplicats	3/3
Objectif:	Mesurer la résistance non endommagé à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Endommagement	non	
	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	S	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4069,0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	193,15
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	193,09
Masse cyl. sec.	3954,5	Hauteur C	192,87
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,24
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,53
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	D24EX4-3
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:14		
Confect. éprouv.	11:26		
Démoulage	10:36		
Mesure mecan.	11:13		
Mesure accoust.			
Tomodensitom.			
Endommagement	0		
Mesure mecan.			12:40 @ 25 kV / 13:50 @ 24 / 12:40 @ 28
Mesure accoust.			11644 @ 28
Tomodensitom.			
Résistance comp.			15236 15.26

Figure A-II-37 Fiche de l'éprouvette D25EA4-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D25EA4-1	Réplicats	1/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 10 secondes à 28d		
Date(s)	Cogher	Détail	Notes
03-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 10 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	4	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4130,8
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	192,80
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	192,93
Masse cyl. sec.	3997,9	Hauteur C	193,09
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,44
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	102,03
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:14		
Confect. éprouv.	11:30		
Démoulage	10:38		
Mesure mecan.	12:52		Module fait 12,5 kN
Mesure accoust.	11:25		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:13		10 sec.
Mesure mecan.	15:44		Module fait 5 kN
Mesure accoust.	15:05		14:47 12,5 kN
Tomodensitom.			14:07 14,25 kN
Résistance comp.			12:44 28,30 kN
			15:29 15,79 kN

Figure A-II-38 Fiche de l'éprouvette D25EA4-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D25EA4-2	Réplicats	2/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 10 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 10 sec.	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	5	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4132,9
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	194,01
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	194,11
Masse cyl. sec.	3994,5	Hauteur C	194,18
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,85
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,42
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	D25EA4-2
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:14		
Confect. éprouv.	11:23		
Démoulage	10:39		
Mesure mecan.			Pas mesure aucun.
Mesure accoust.	11:27		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:15		10 sec
Mesure mecan.			
Mesure accoust.	15:01		11496 @ 28
Tomodensitom.			
Résistance comp.			16404 H, 755

Figure A-II-39 Fiche de l'éprouvette D25EA4-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24/A4-3	Réplicats	3/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 10 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input checked="" type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 10 sec.	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	18.2
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26 526.3	Masse ciment	
dentif. moule	6	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4207.2
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	198.14
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	198.11
Masse cyl. sec.	4092.7	Hauteur C	198.17
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101.57
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101.36
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	11:14		
Confec. éprouv.	11:36		
Démoulage	10:40		
Mesure mecan.	13:12		mesure. 12.5 kV
Mesure accoust.	11:29		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:18		10 sec
Mesure mecan.	15:56		Module fait 7.5 kV. 13:00 @ 7.5 → 12.5 kV
Mesure accoust.	15:02		15:02 @ 14.5 11.5 kV @ 20 14:22 @ 14.5 12.5 kV
Tomodensitom.			13:00 @ 20.5 kV
Résistance comp.			16419 4.583

Figure A-II-40 Fiche de l'éprouvette D25EB4-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EB4-1	Réplicats	1/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagé pendant 30 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	30 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	9	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4144,0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	193,82
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	193,70
Masse cyl. sec.	4069,3	Hauteur C	193,57
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,54
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,81
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:04		
Confect. éprouv.	12:00		
Démoulage	11:17		
Mesure mecan.	13:24		exécute 12,5 kN
Mesure accoust.	11:43		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:10		30 sec
Mesure mecan.	16:04		exécute 7,5 kN / 12:07 @ 7 → 12,5 kN
Mesure accoust.	15:03		→ 15:03 @ 11,5 - 11:47 @ 28 / 14:43 @ 14,5 - 230 kN
Tomodensitom.			13:14 @ 28 → 30
Résistance comp.			10424 15,837

1 moule noté avec suite malaxée

Figure A-II-41 Fiche de l'éprouvette D25EB4-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EB4-2	Réplicats	2/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 30 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 30 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	8	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4,24,2.
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,33
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,27
Masse cyl. sec.	4076,5	Hauteur C	197,21
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	101,57
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,73
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	D24EB4-2.
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:09		
Confect. éprouv.	12:17		
Démoulage	11:16		
Mesure mecan.	13:36		exécute 12,5 kV
Mesure accoust.	11:36		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:22		30 sec
Mesure mecan.	16:12		exécute 7,5 kV
Mesure accoust.	✓ 15:07		11:47 @ 27
Tomodensitom.			11:16 @ 7,5 → 12,5 kV 15:07 @ 17,5 → 30 kV 13:12 @ 27,5 → 30 kV
Résistance comp.			16,438 16,185

Figure A-II-42 Fiche de l'éprouvette D25EB4-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EB4-3	Réplicats	3/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagé pendant 30 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 30 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée	26 526,3	Masse ciment	1203,6
Identif. moule	7	Masse MG	24 071,0
Temps malax.	2 min 15 sec avant 2 min 15 sec	Masse eau	1251,7
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4159,5
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,52
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	195,91
Masse cyl. sec.	4018,7	Hauteur C	195,86
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,55
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	100,94
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:09		
Confect. éprouv.	12:14		
Démoulage	11:15		
Mesure mecan.			non exécuté.
Mesure acoust.	11:53		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:24		30 sec.
Mesure mecan.			non exécuté.
Mesure acoust.	15:09		15:42 @ 14: 118 90 @ 28
Tomodensitom.			
Résistance comp.			118:53 14,538

Figure A-II-43 Fiche de l'éprouvette D25EC4-1

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EC4-1	Réplicats	1/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 90 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 70 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
dentif. moule	10	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4200,0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	197,73
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	197,43
Masse cyl. sec.	4066,3	Hauteur C	196,89
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,44
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	100,72
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:09		
Confect. éprouv.	12:22		
Démoulage	11:31		
Mesure mecan.	13:48		exécute 125 kN
Mesure accoust.	11:58		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:25		60 sec ⇒ Brise en 2 (photo)
Mesure mecan.	16:25		exécute 2,5 kN / 13:26 (F) → 5 kN
Mesure accoust.	✓ 15:11		15:42 R145: 11451828 / 15:46 R145: 11451828
Tomodensitom.			(@ 285 km)
Résistance comp.			17:012 15,426

FISURE Enk

Figure A-II-44 Fiche de l'éprouvette D25EC4-2

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EC4-2	Réplicats	2/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 90 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	non 90 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	11	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4146,0
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	195,49
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	195,10
Masse cyl. sec.	4042,2	Hauteur C	194,80
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,37
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	101,54
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:09		
Confect. éprouv.	12:25		
Démoulage	11:31		
Mesure mecan.	14:01		exécuté @ 12,5kN
Mesure accoust.	11:50		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:27		60 sec
Mesure mecan.	16:33		exécuté 2,5kN @ 13:12/7,5kN
Mesure accoust.	✓ 15:12		11452 @ 28j, 15137 @ 14j → 15kN
Tomodensitom.			13455 @ 28j → 15kN
Résistance comp.			17421 16512

Figure A-II-45 Fiche de l'éprouvette D25EC4-3

FICHE D'ÉCHANTILLON - BASE TRAITÉE AU CIMENT			
Planification			
# Échantillon	D24EC4-3	Réplicats	3/3
Objectif:	Mesurer la résistance endommagée pendant 90 secondes à 28d		
Date(s)	Cocher	Détail	Notes
03-juin	<input type="checkbox"/> Coulée		
04-juin	<input type="checkbox"/> Démoulage		
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation avant endom.		
04-juin	<input type="checkbox"/> Endommagement	90 sec	
04-juin	<input type="checkbox"/> Caractérisation après endom.		
02-juil	<input type="checkbox"/> Recouvrement	non	4,11,18,25 juin et 2 juillet
	<input type="checkbox"/> Tomodensitométrie		
02-juil	<input type="checkbox"/> Résistance en compression		
Matériaux composants			
Ciment	GU (Ciment Québec)	Lot/Prélèv.	
Mat. granulaire	MG 20 MTQ (Uniroc Mirabel)	Lot/Prélèv.	14 juillet 2017
Eau	Municipal (Montréal)	Température (°C)	
Dosage			
Teneur ciment	5,0 % m/m MG sec		
Teneur en sable	8,0 % m/m MG sec		
Teneur eau	5,2 % m/m MG sec		
Fabrication			
Masse gâchée		Masse ciment	
Identif. moule	12	Masse MG	
Temps malax.		Masse eau	
Mise en palce	ASTM C1435 (20 sec)	Masse cyl. humide	4168,2
Échantillon			
Type de moule	Cylindre plastique	Dimension	100 mm x 200 mm
Position haut	<input type="checkbox"/>	Hauteur A	196,47
Position face	<input type="checkbox"/>	Hauteur B	196,02
Masse cyl. sec.	4048,8	Hauteur C	196,20
Cure av. démoul.	Scellé dans cylindre	Diam. A	102,53
Cure ap. démoul.	Aucune	Diam. B	100,99
Typ. surfacage	Meulé	Identif. cyl.	
Horaire			
Essai	Heure réelle	Date réelle	Note/valeur
Contact E/C	12:09		
Confec. éprouv.	12:28		
Démoulage	11:32		
Mesure mecan.			non exécuté
Mesure accoust.	12:04		
Tomodensitom.			
Endommagement	14:29		60 sec
Mesure mecan.	14:28		EXÉCUTÉ 2,5 kN.
Mesure accoust.	✓ 15:14		11658 @ 28j
Tomodensitom.			
Résistance comp.			17:31 16,604

ANNEXE III

GRAPHIQUES CONTRAINTE-DÉFORMATION JUSQU'À RUPTURE

Les graphiques présentés dans cette annexe proviennent des essais destructifs sur les éprouvettes de l'expérimentation de l'endommagement. La procédure de mesure est présentée à la 5.6.6 et les résultats dans le CHAPITRE 6.

Figure A-III-1 A24EY0-1

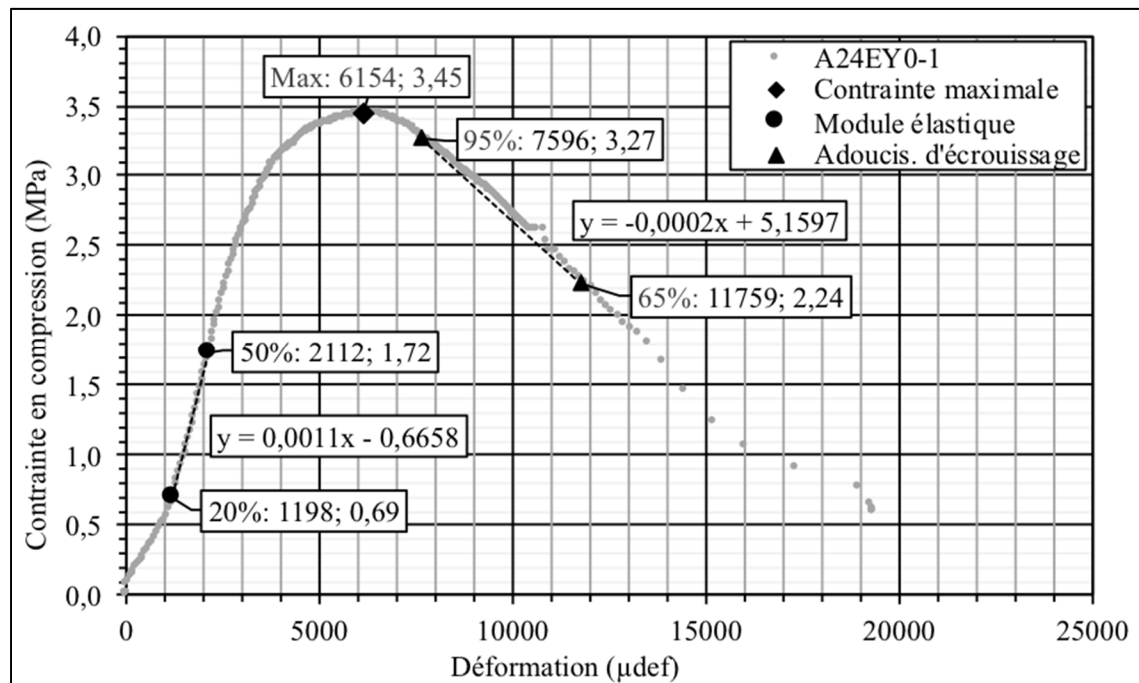


Figure A-III-2 A24EY0-2

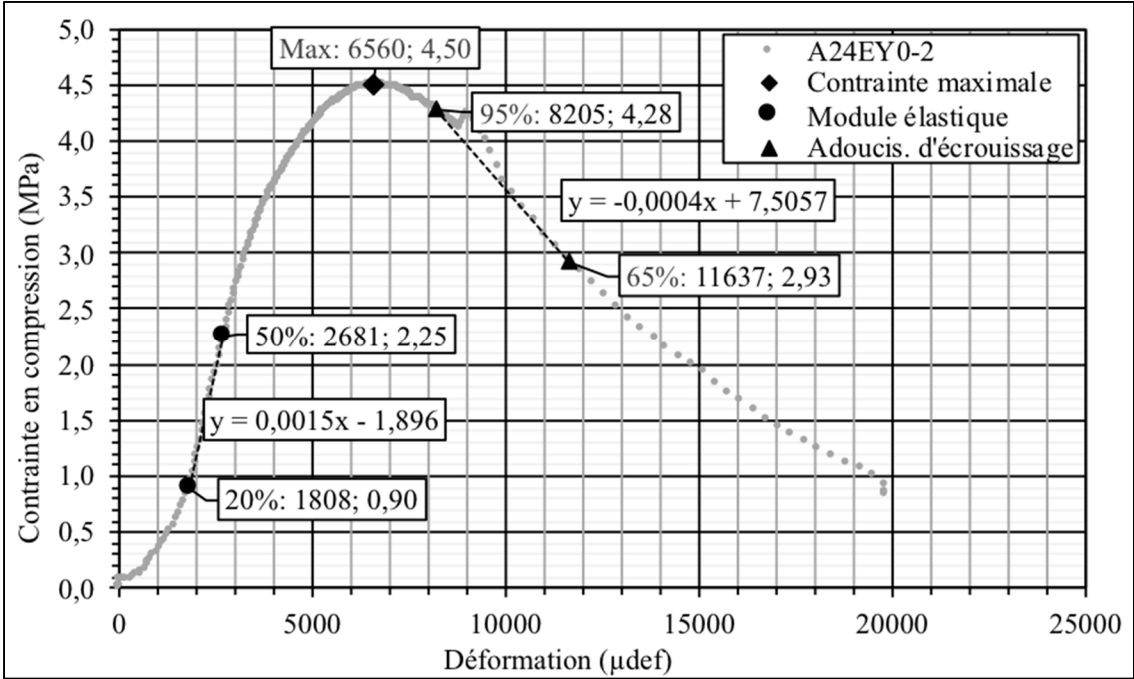


Figure A-III-3 A24EY0-3

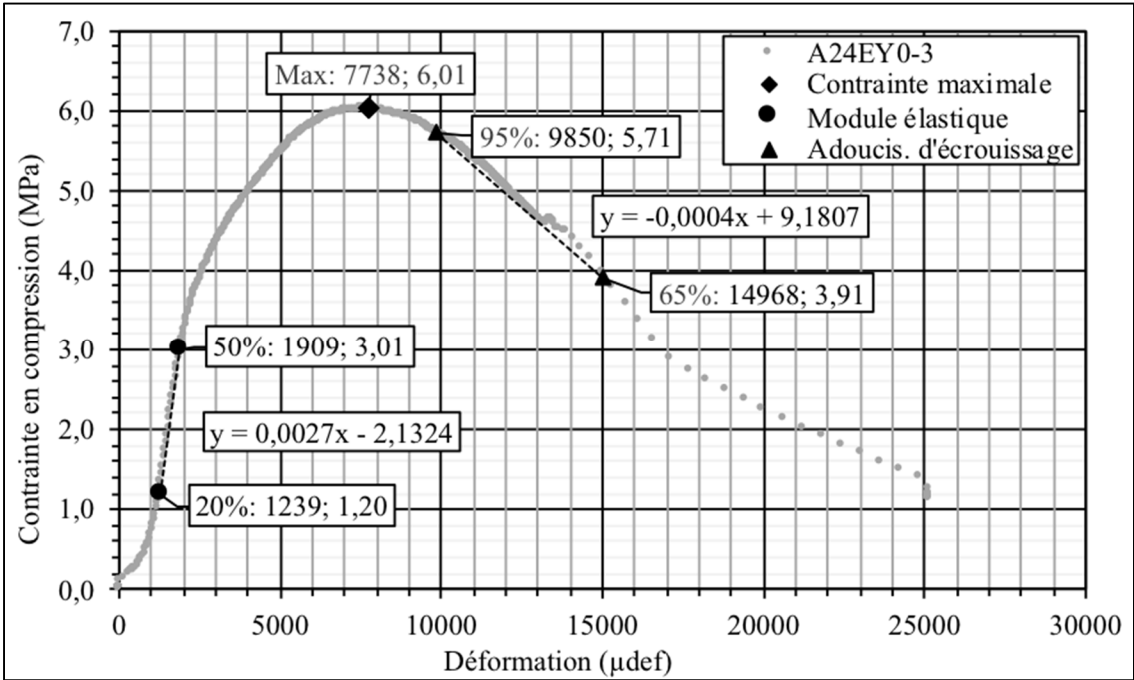


Figure A-III-4 A24EY0-4

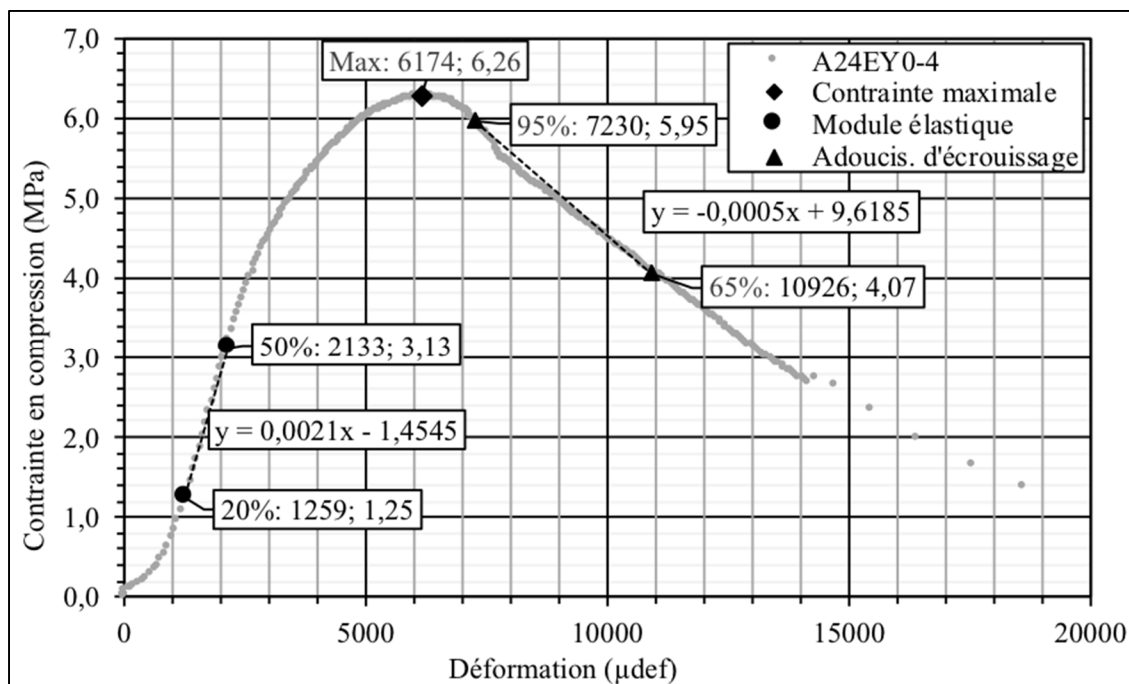


Figure A-III-5 A24EY0-5

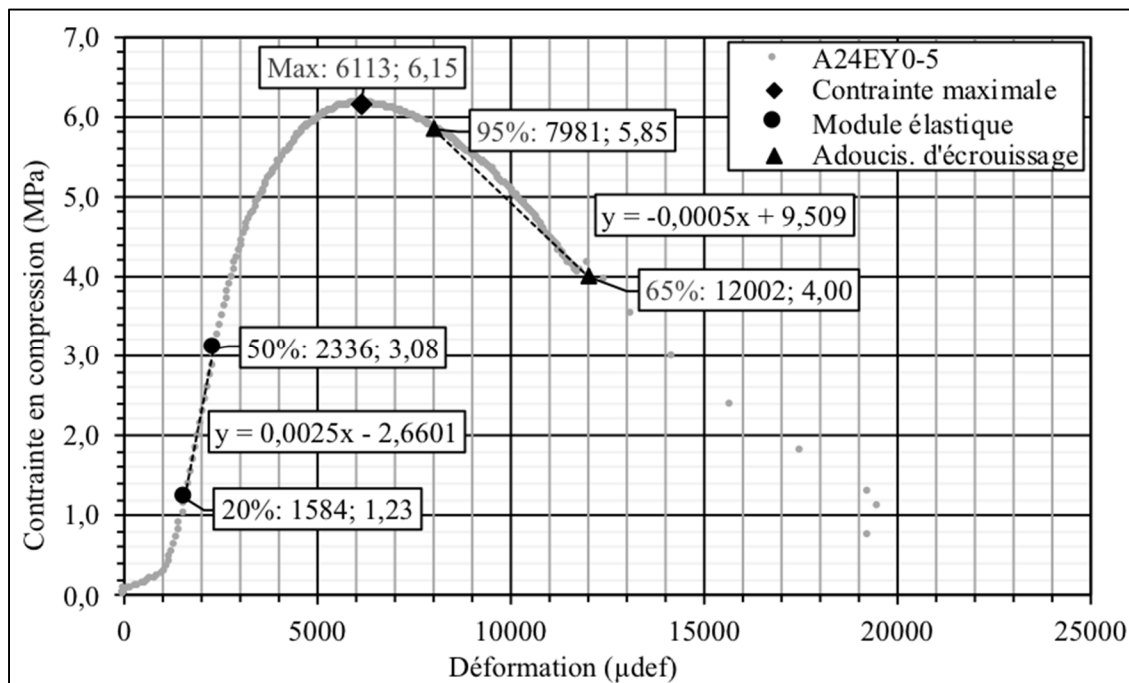


Figure A-III-6 A24EY0-6

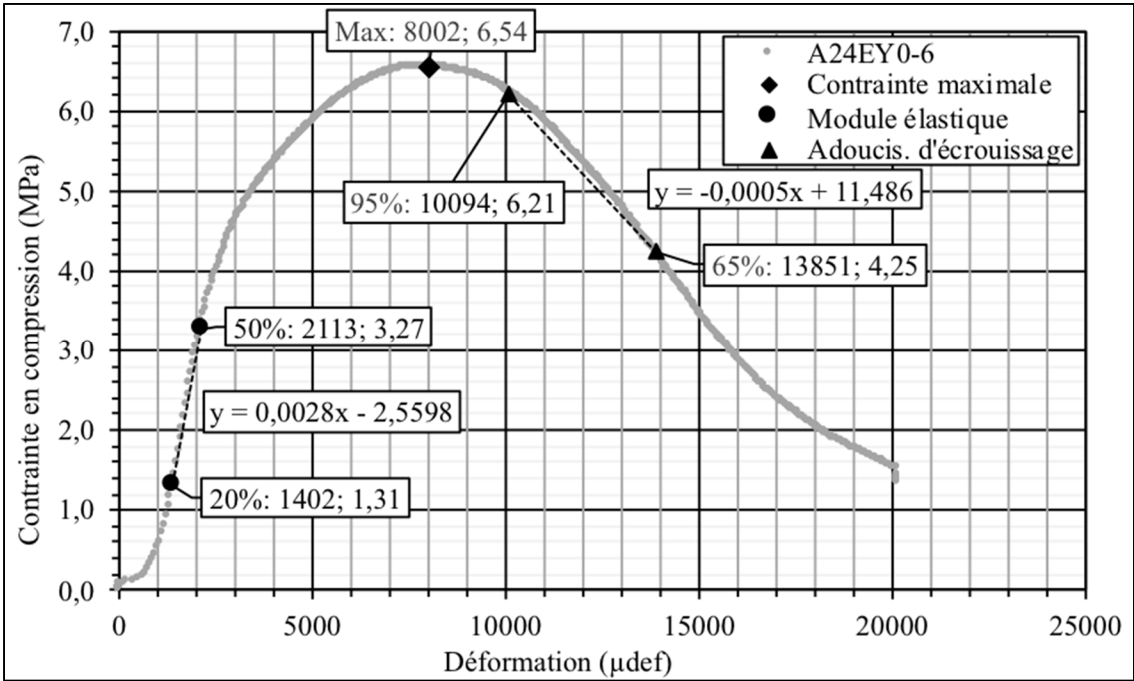


Figure A-III-7 A24EY0-7

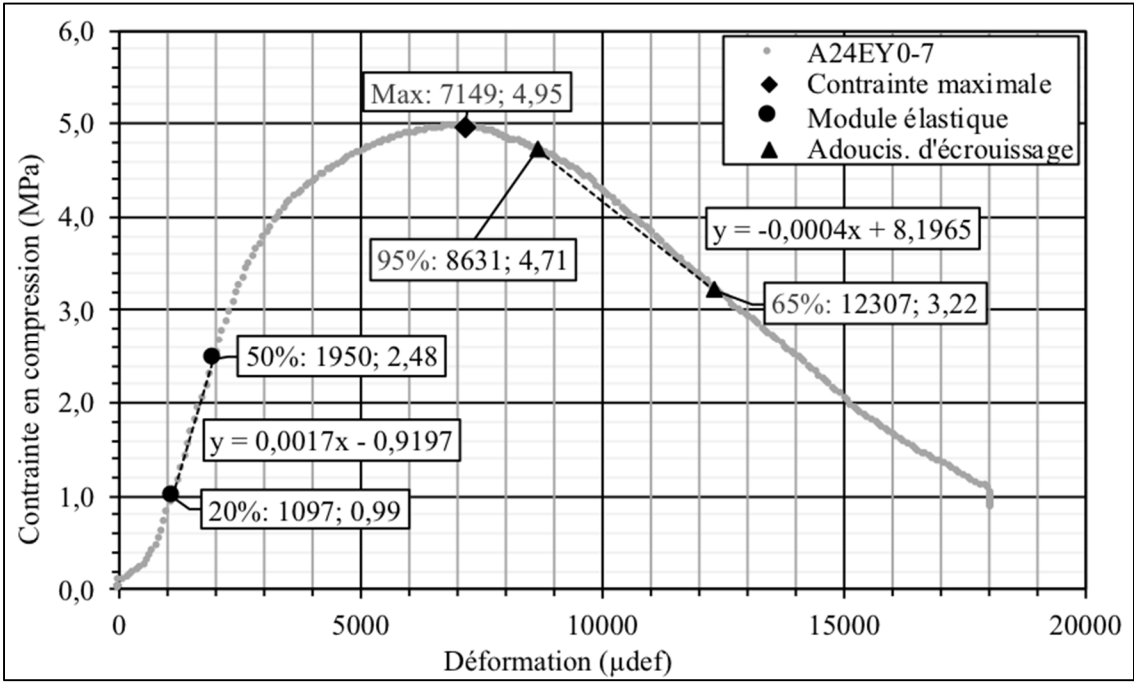


Figure A-III-8 B24EX0-1

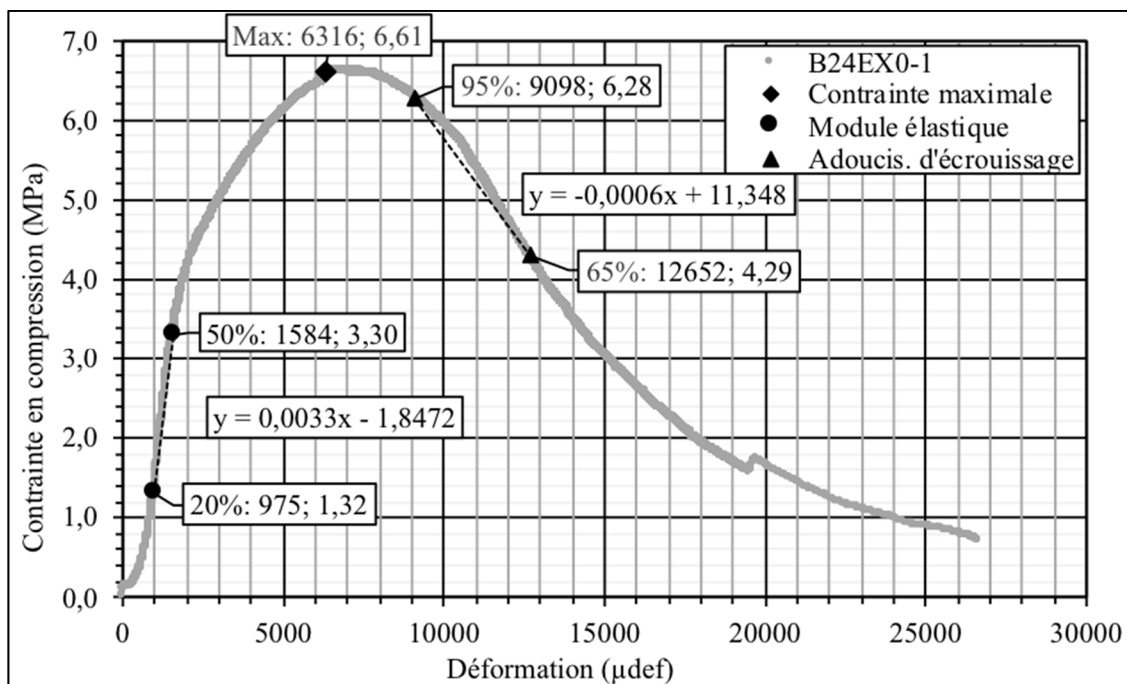


Figure A-III-9 B24EX0-2

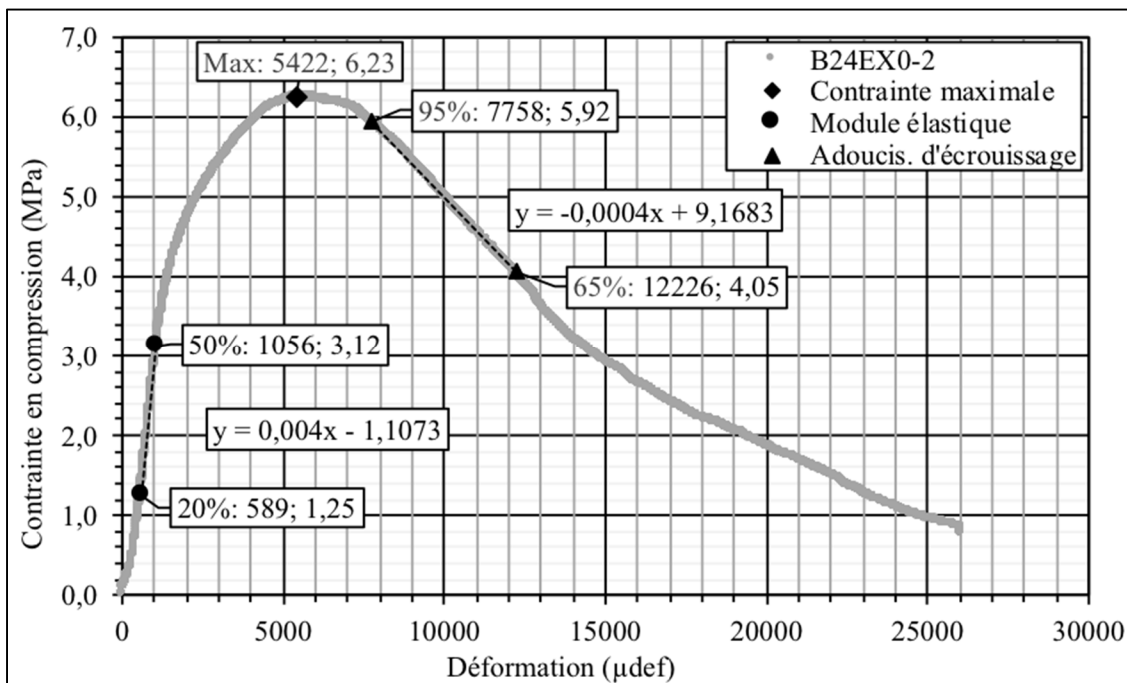


Figure A-III-10 B24EX0-3

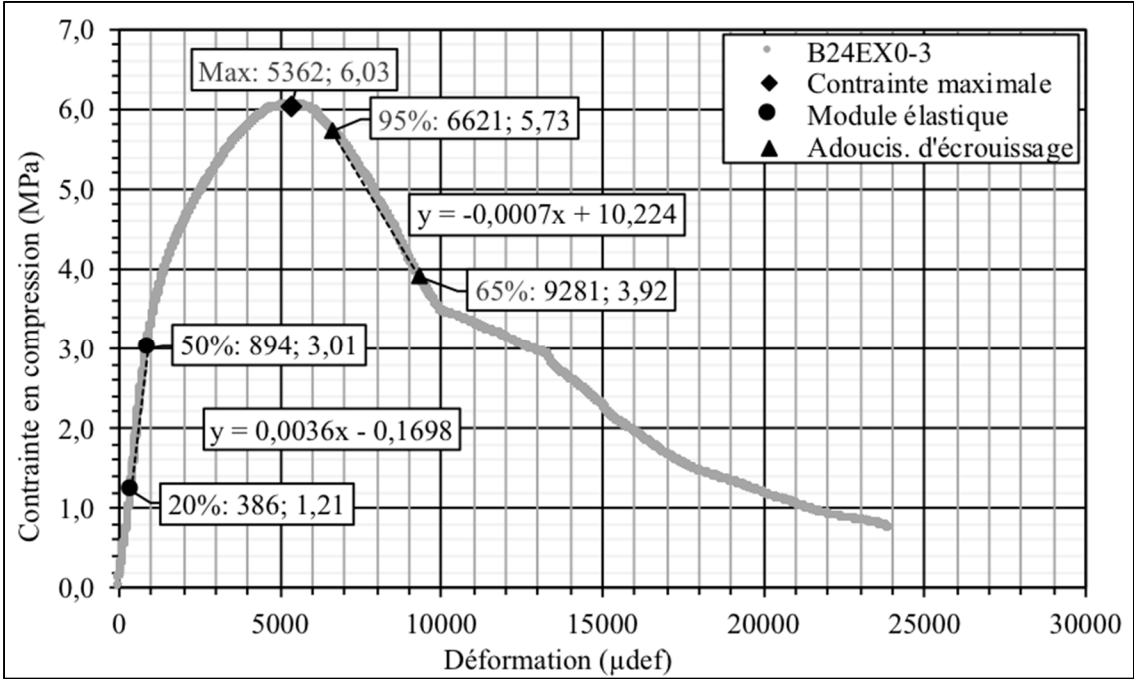


Figure A-III-11 B24EA0-1

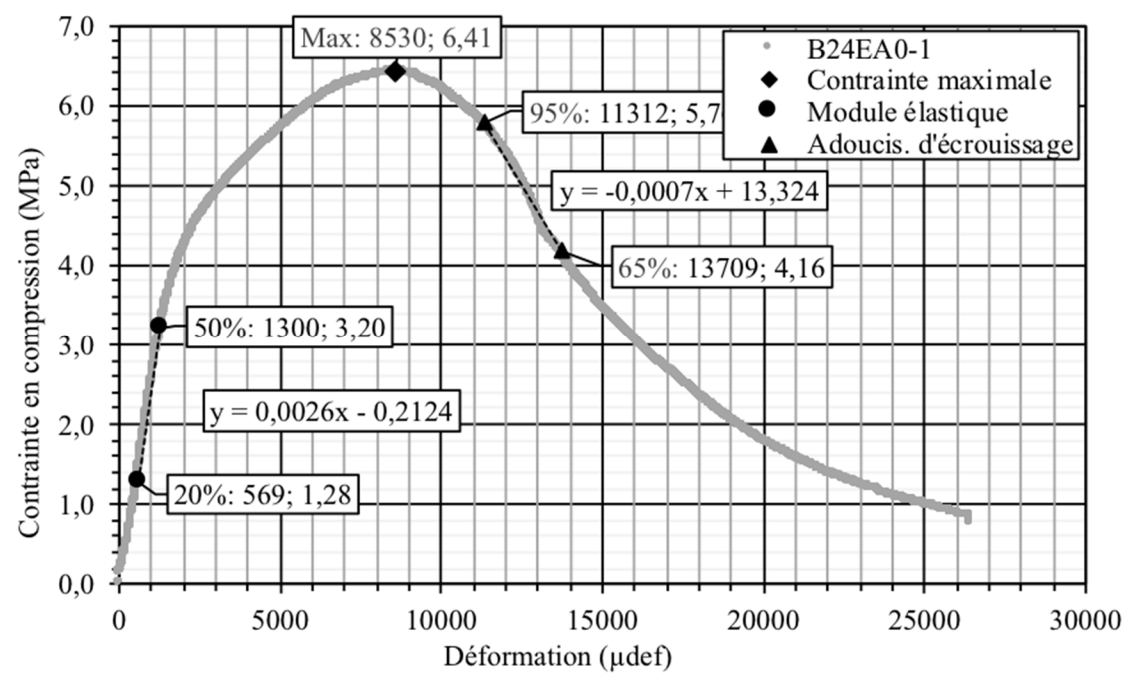


Figure A-III-12

B24EA0-2

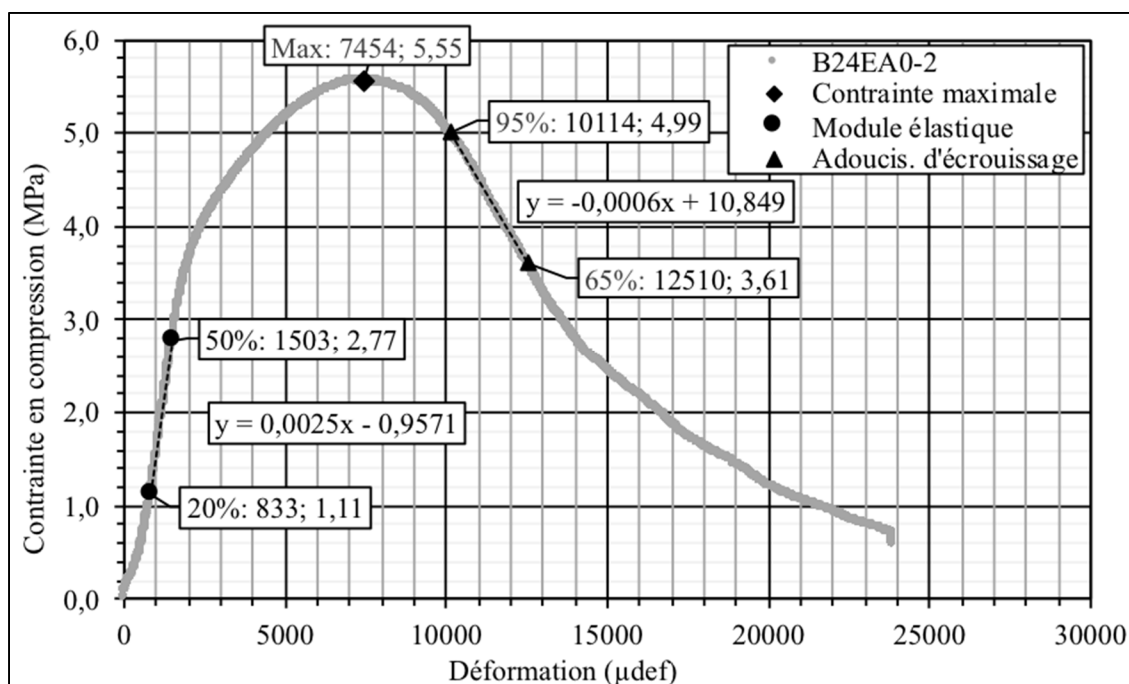


Figure A-III-13

B24EA0-3

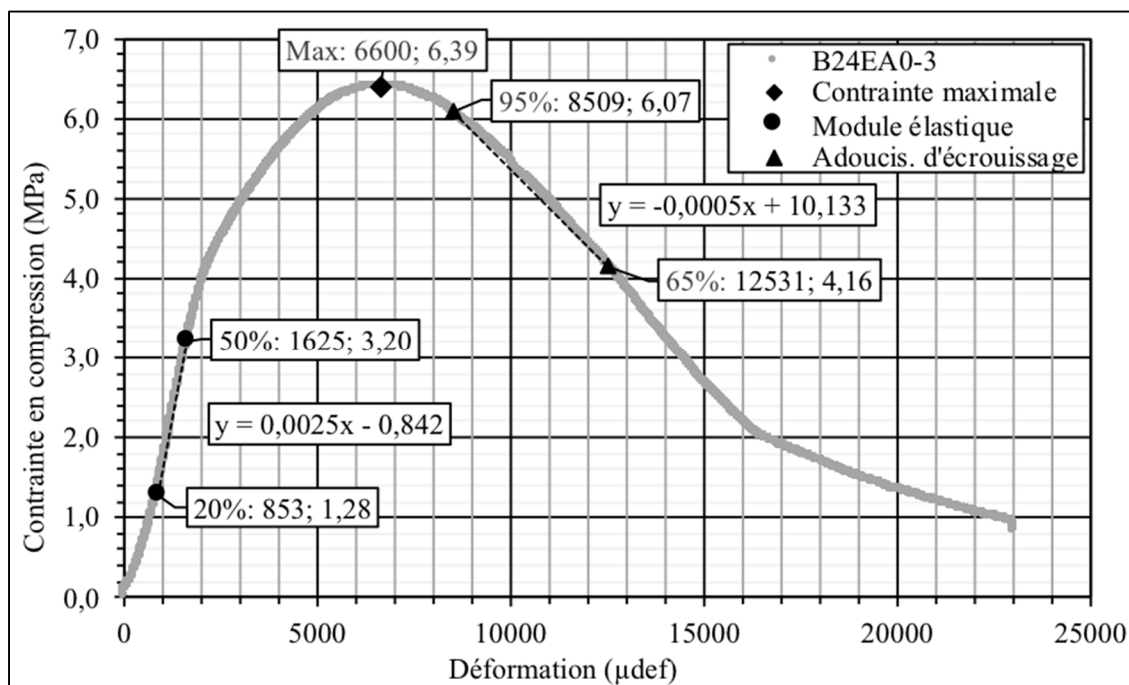


Figure A-III-14 B24EB0-1

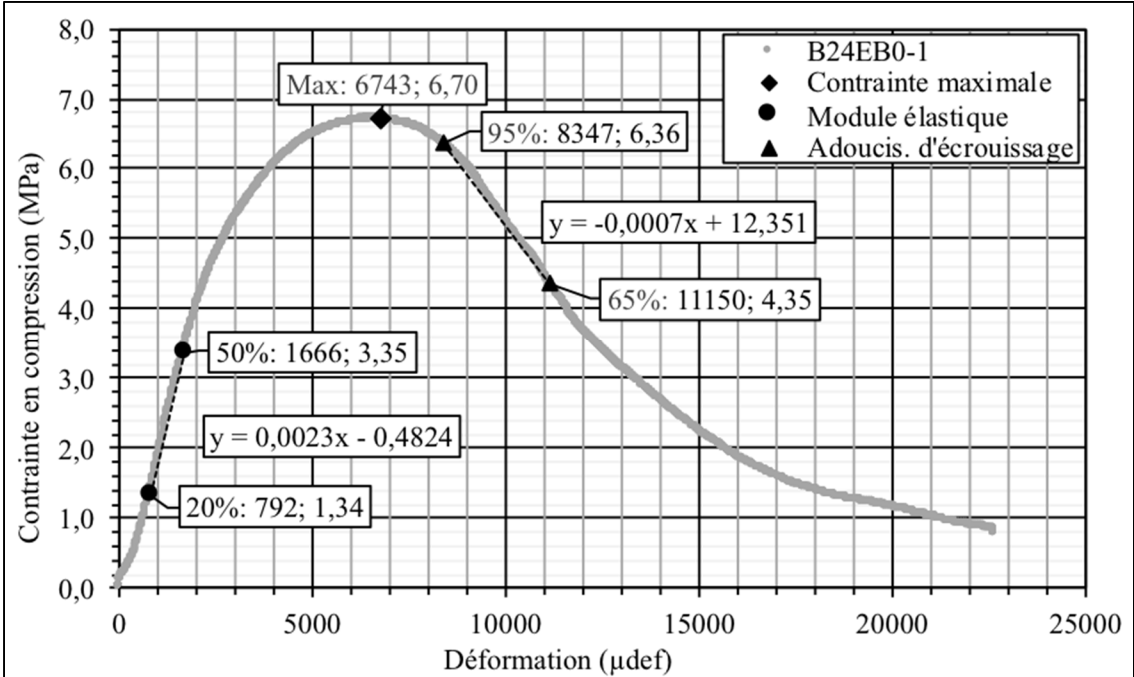


Figure A-III-15 B24EB0-2

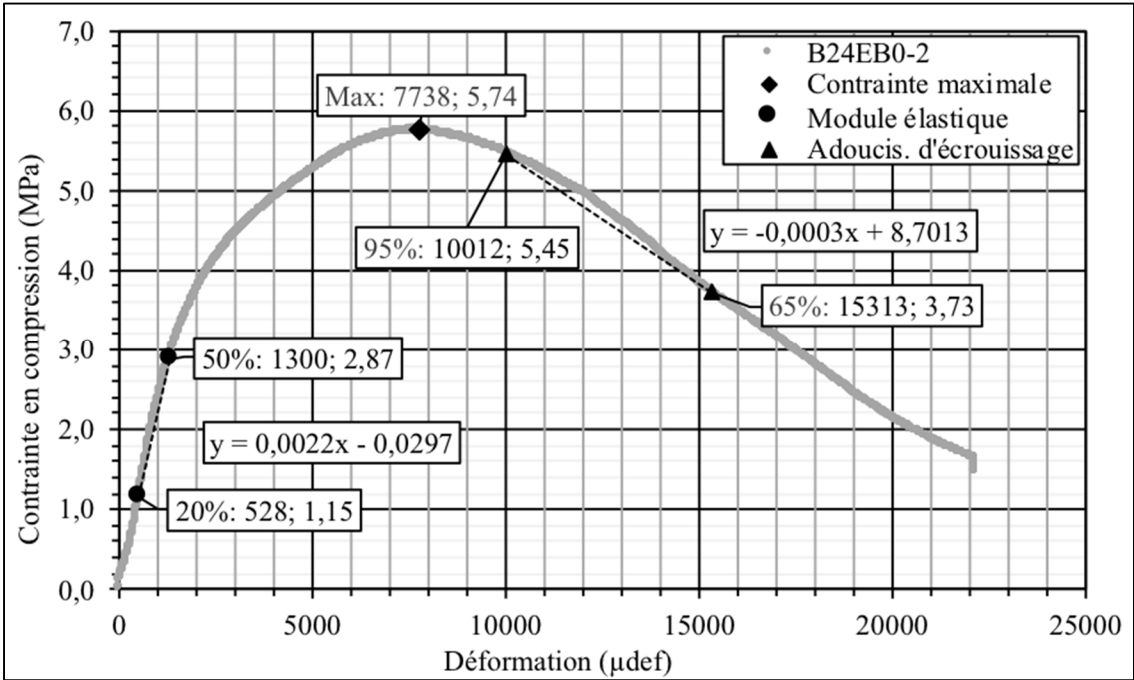


Figure A-III-16

B24EB0-3

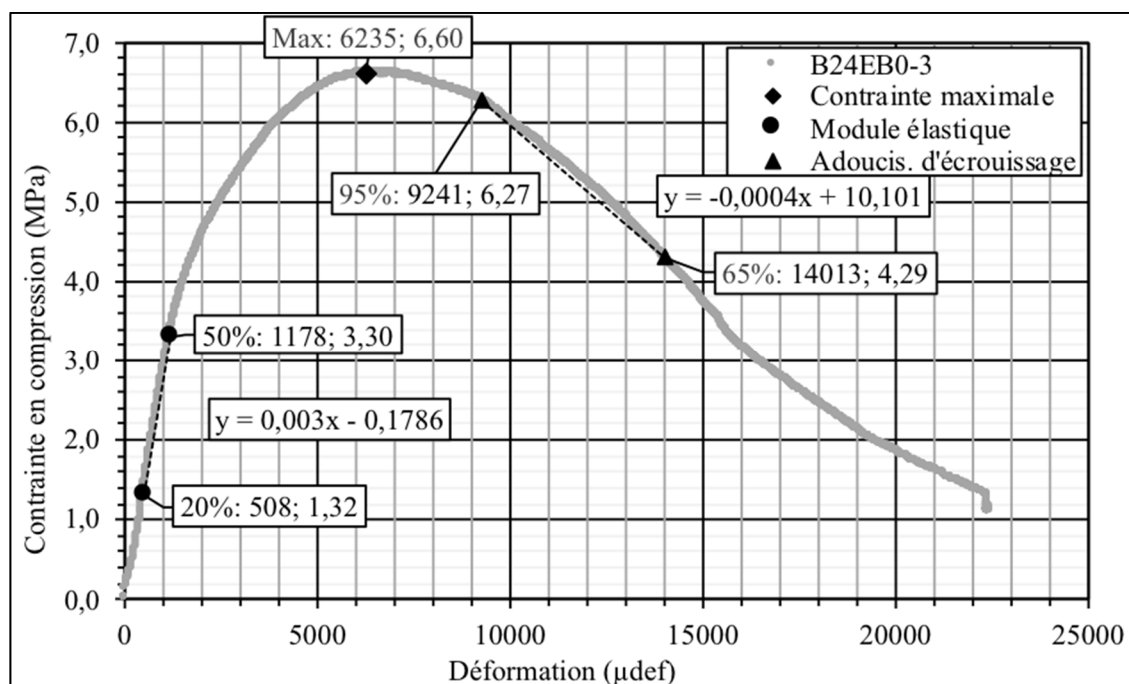


Figure A-III-17

B24EC0-1

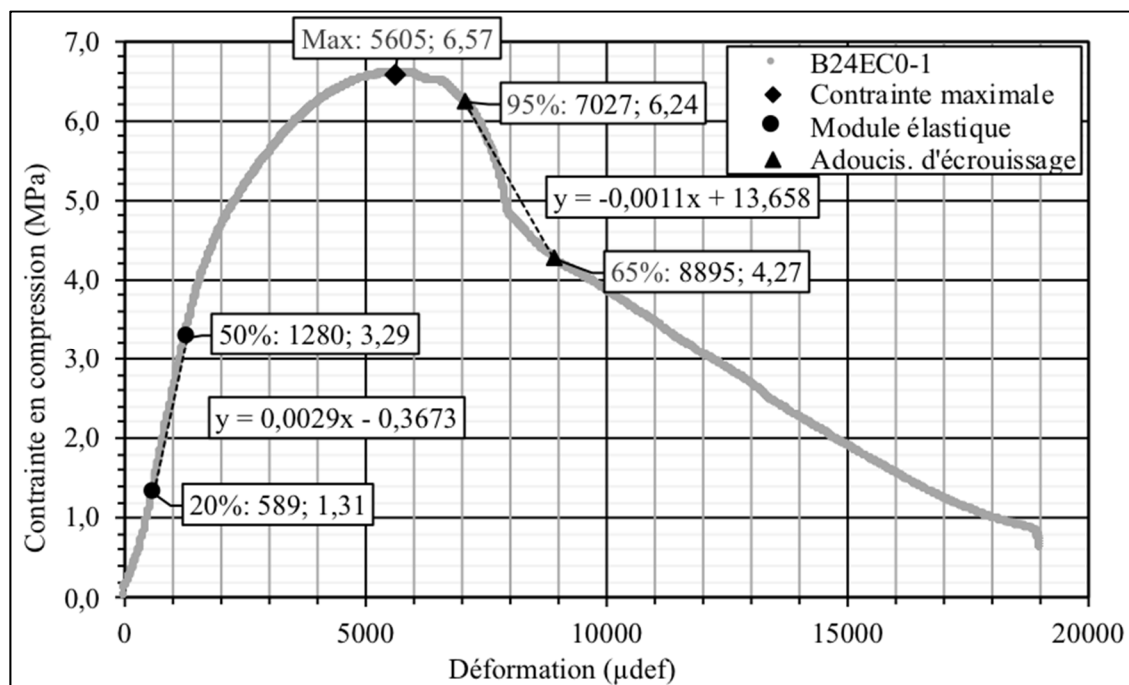


Figure A-III-18 B24EC0-2

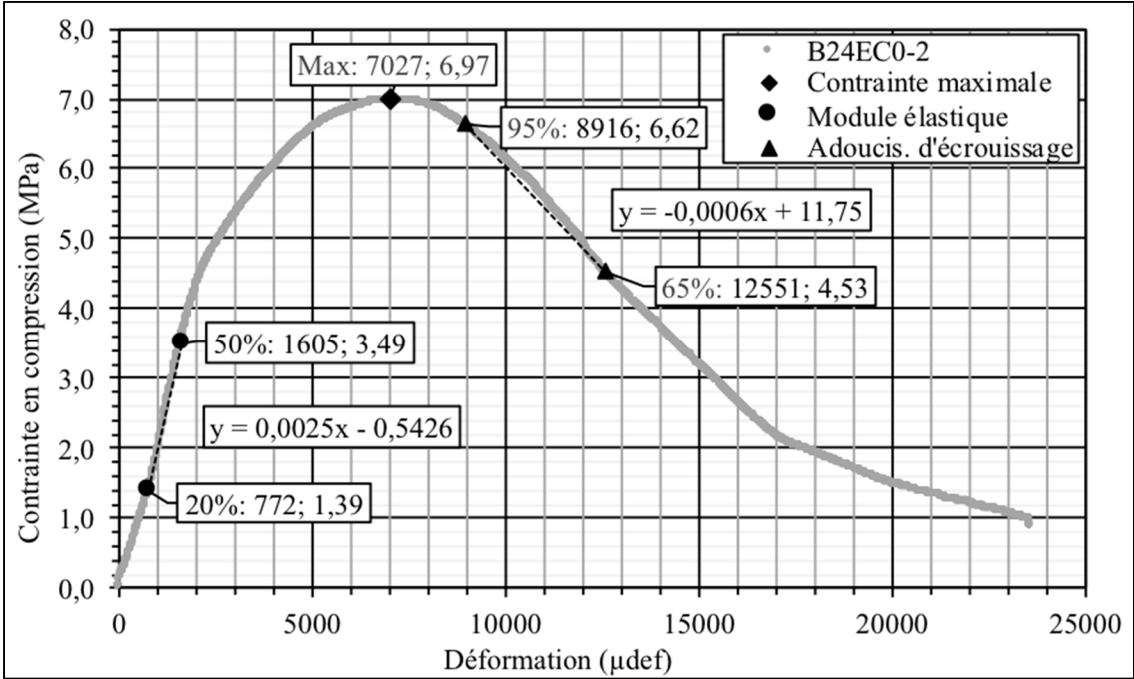


Figure A-III-19 B24EC0-3

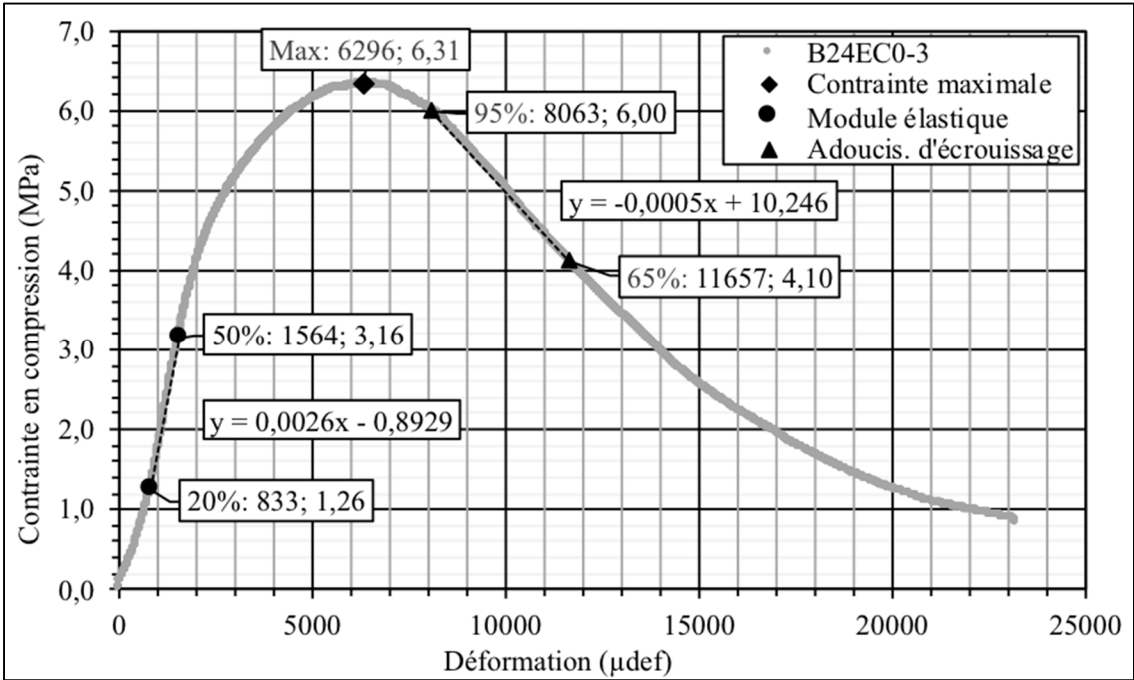


Figure A-III-20

C24EX1-1

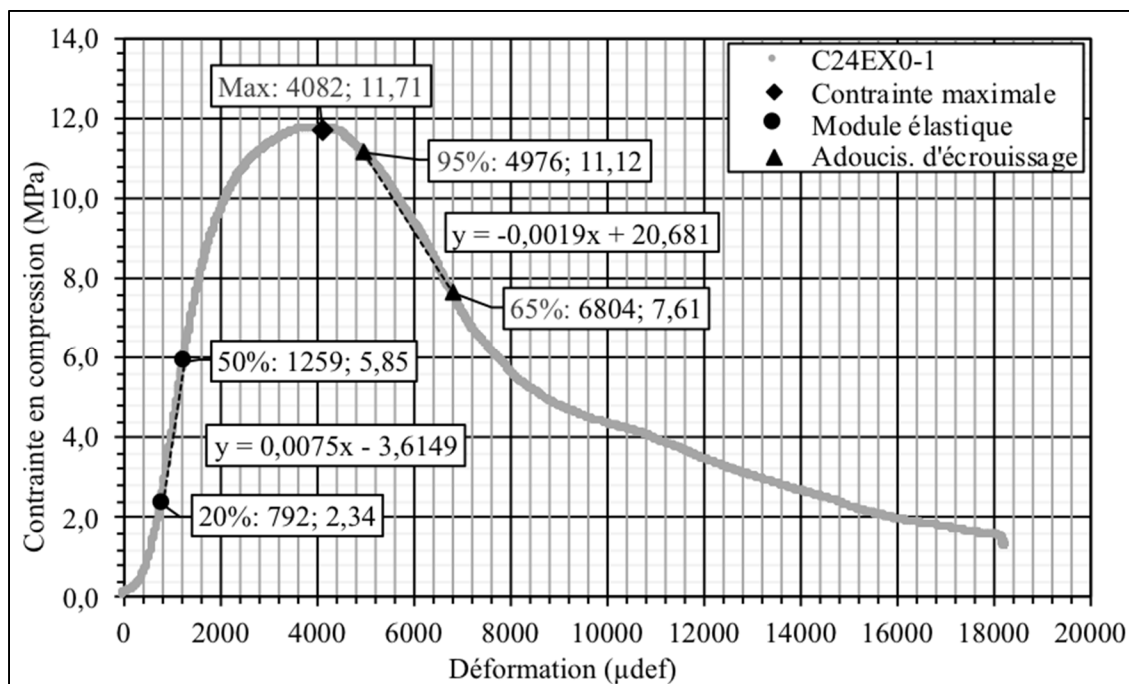


Figure A-III-21

C24EX1-2

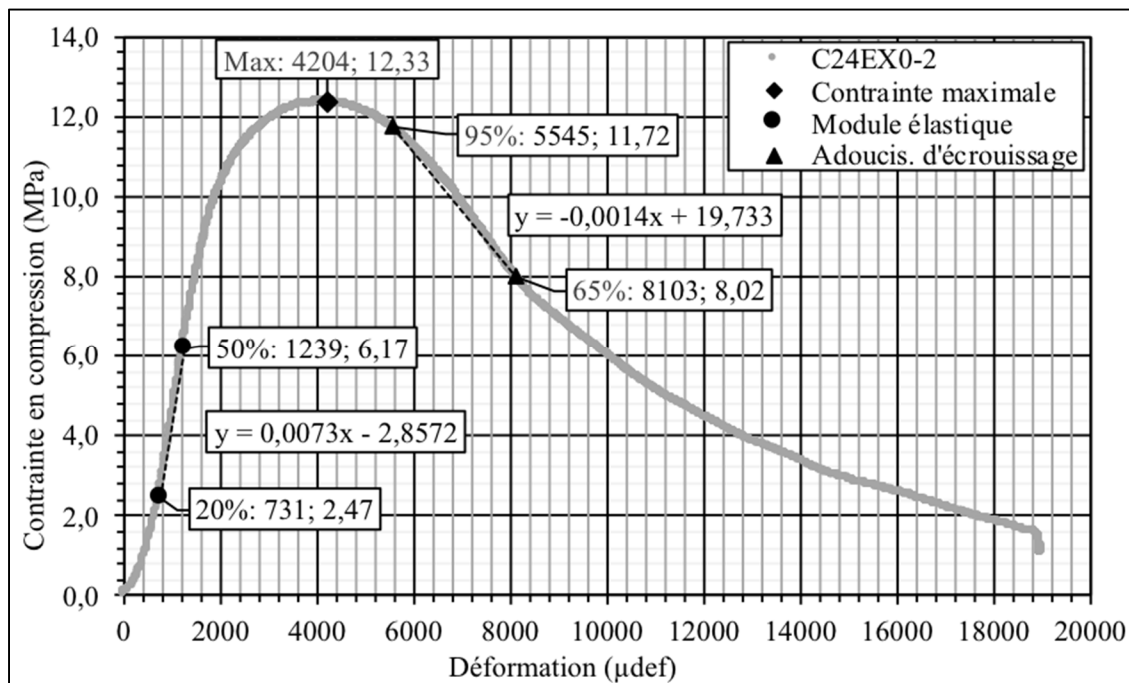


Figure A-III-22 C24EX1-3

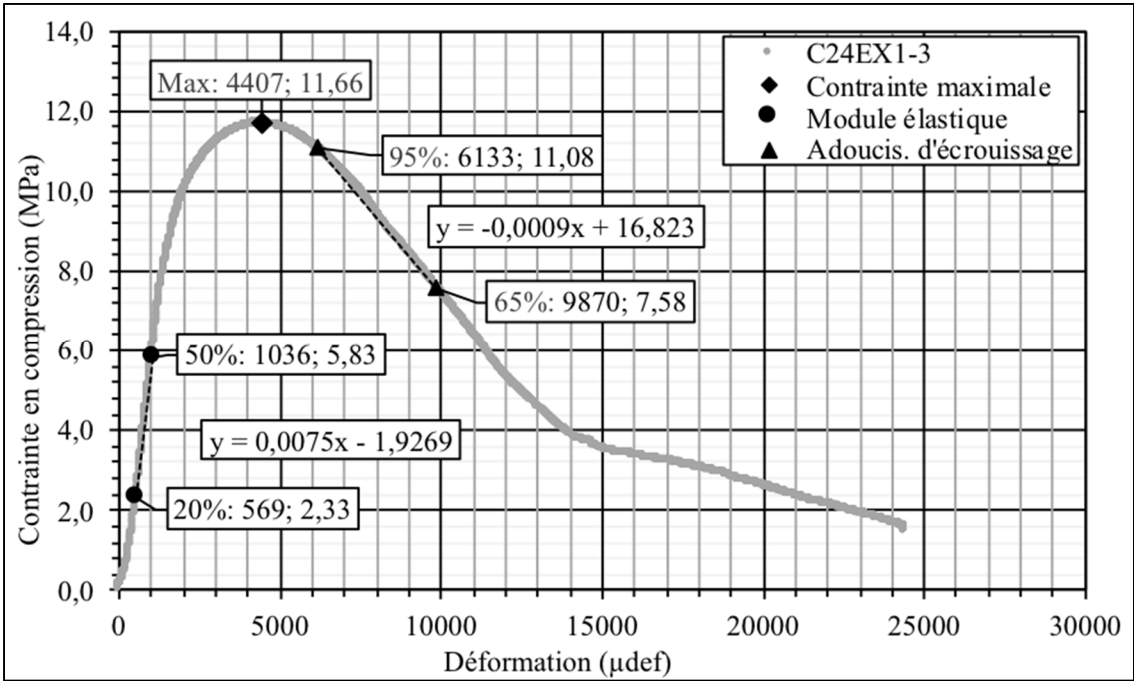


Figure A-III-23 C24EA1-1

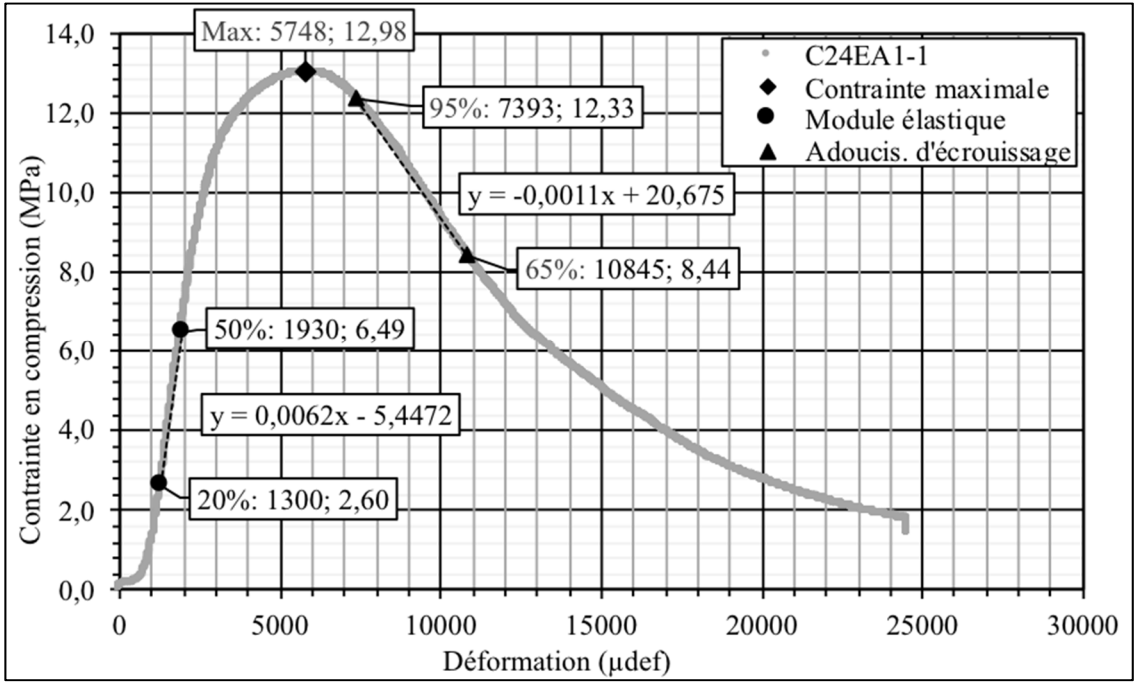


Figure A-III-24

C24EA1-2

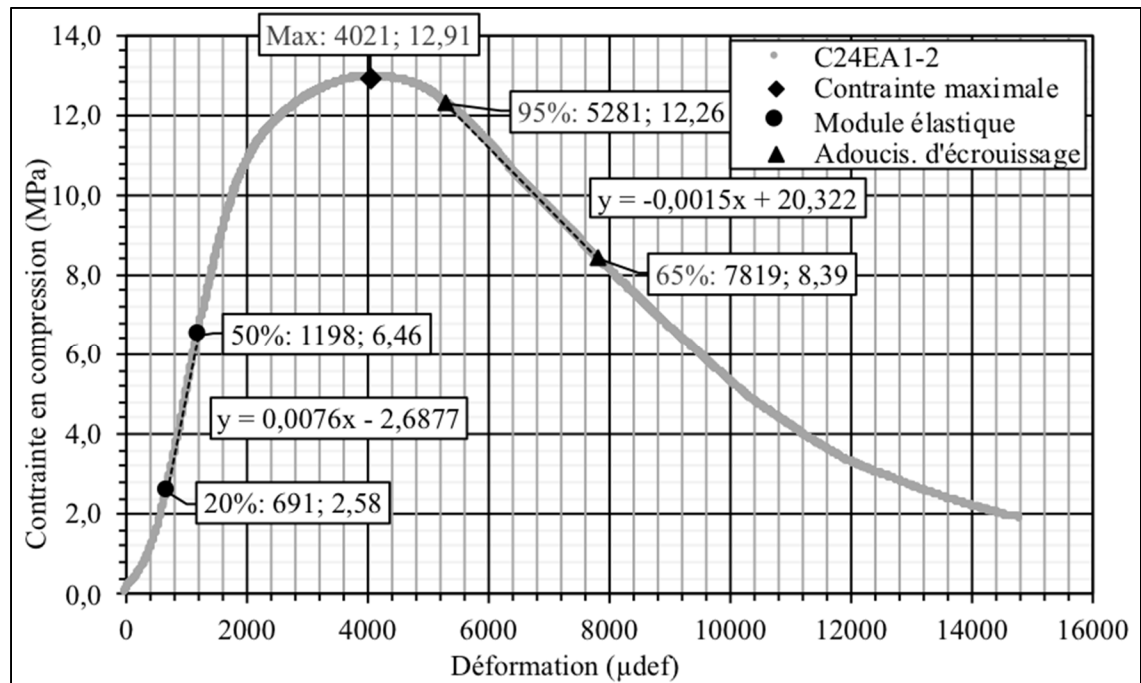


Figure A-III-25

C24EA1-3

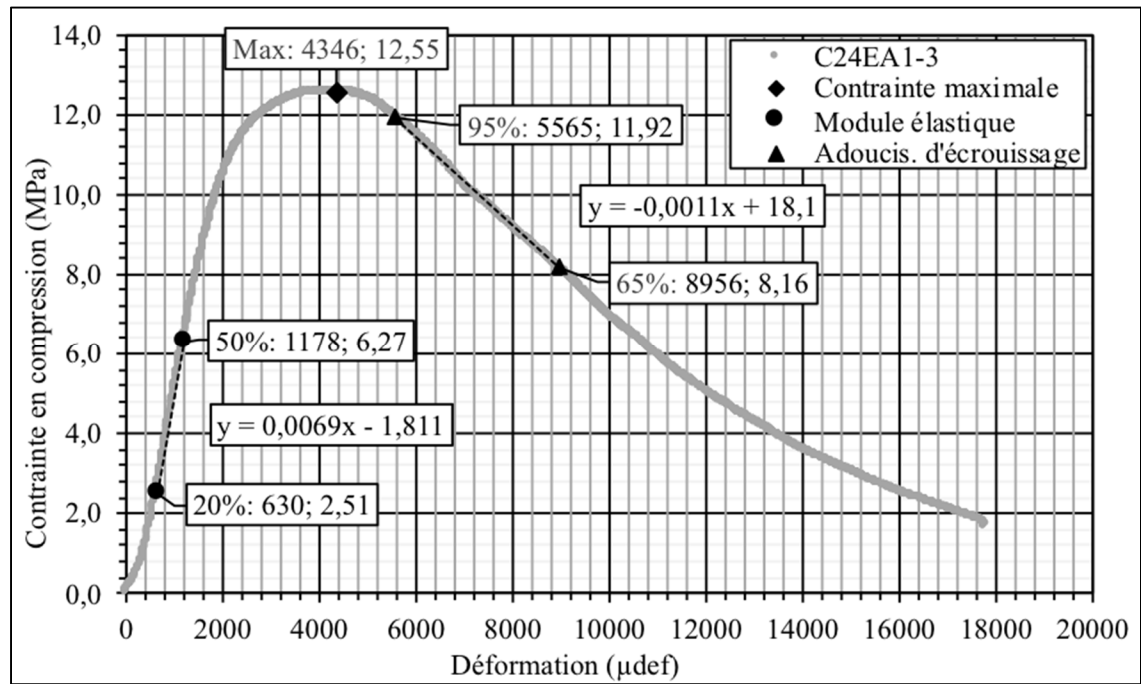


Figure A-III-26 C24EB1-1

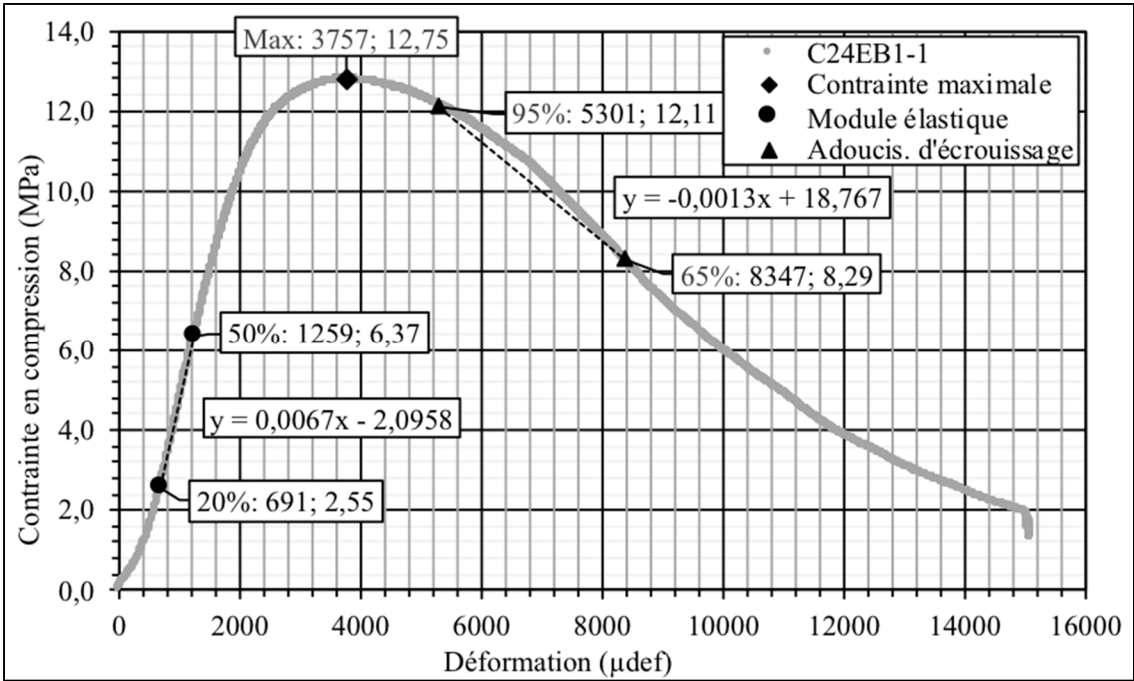


Figure A-III-27 C24EB1-2

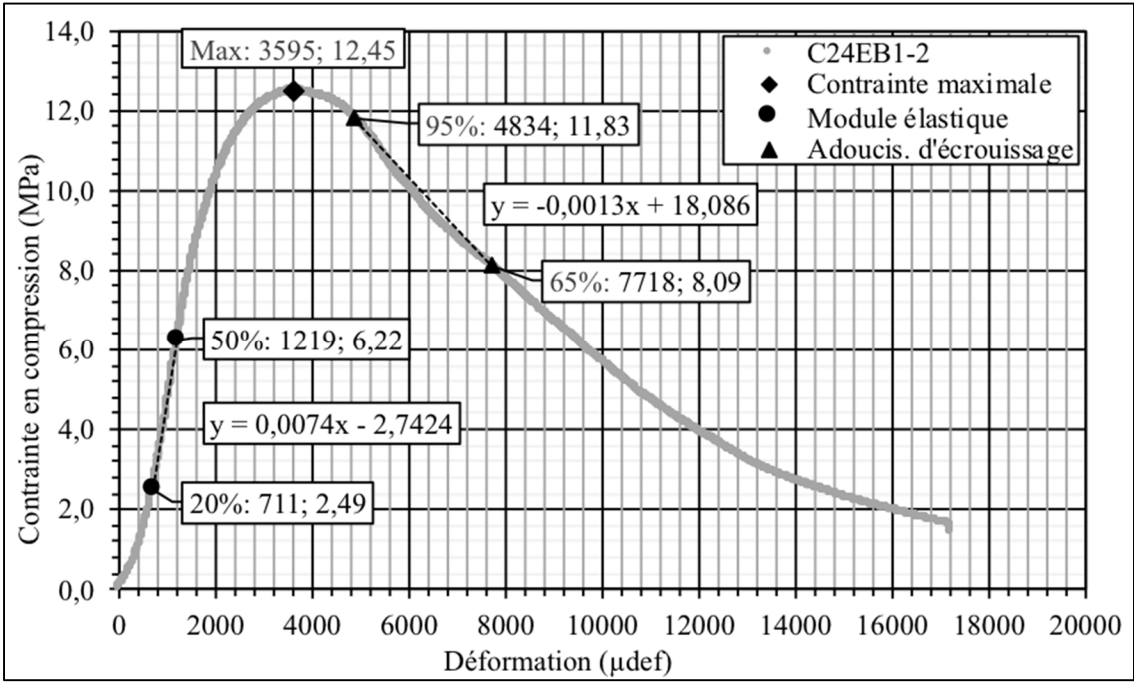


Figure A-III-28

C24EB1-3

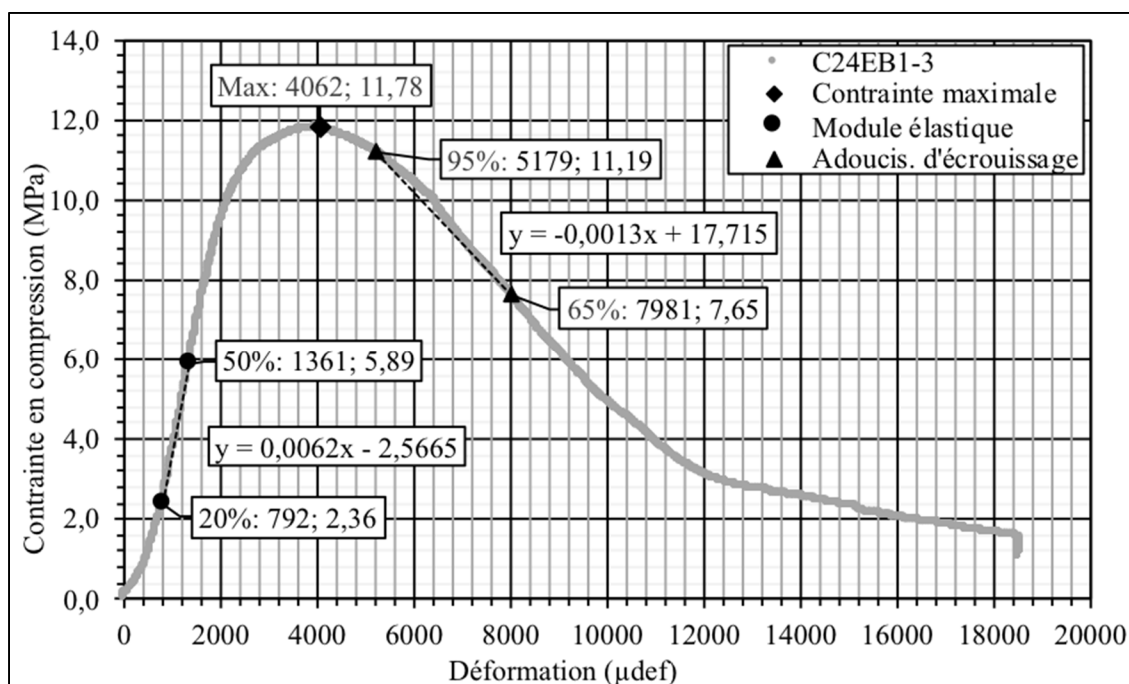


Figure A-III-29

C24EC1-1

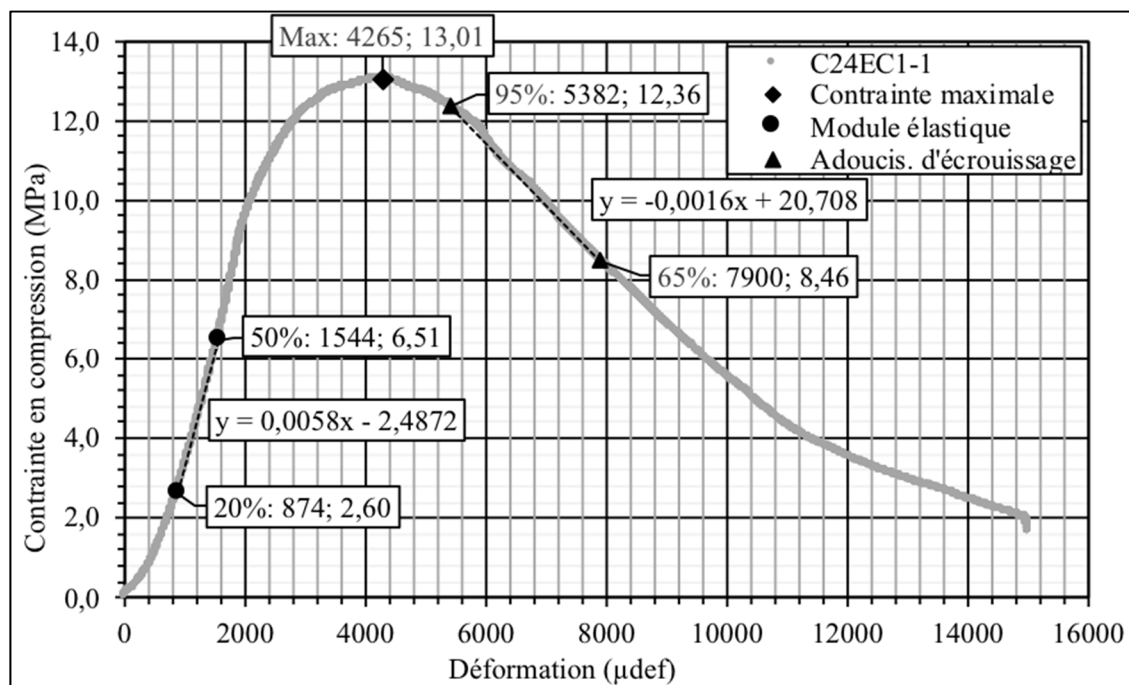


Figure A-III-30 C24EC1-2

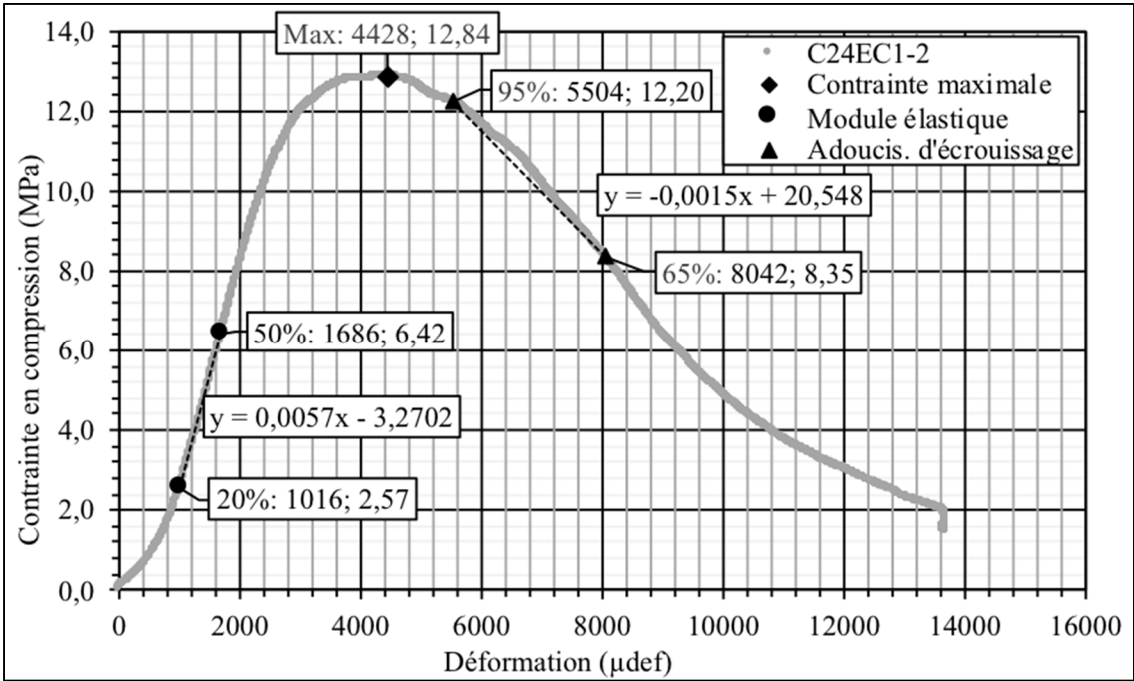


Figure A-III-31 C24EC1-3

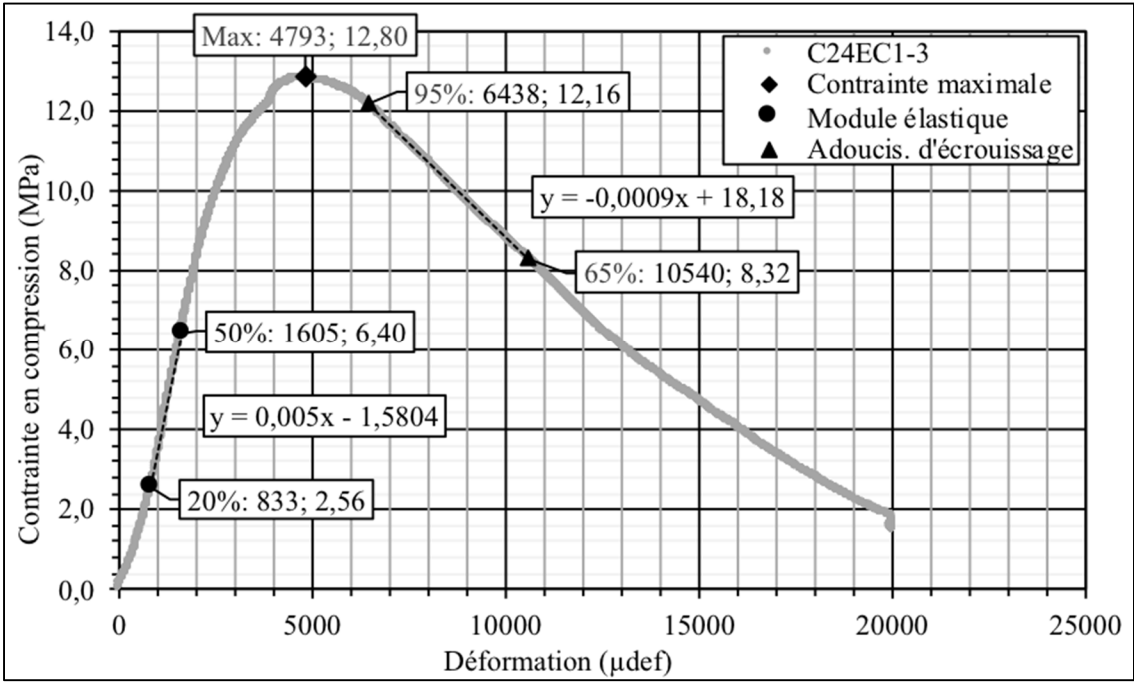


Figure A-III-32

D24EX4-1

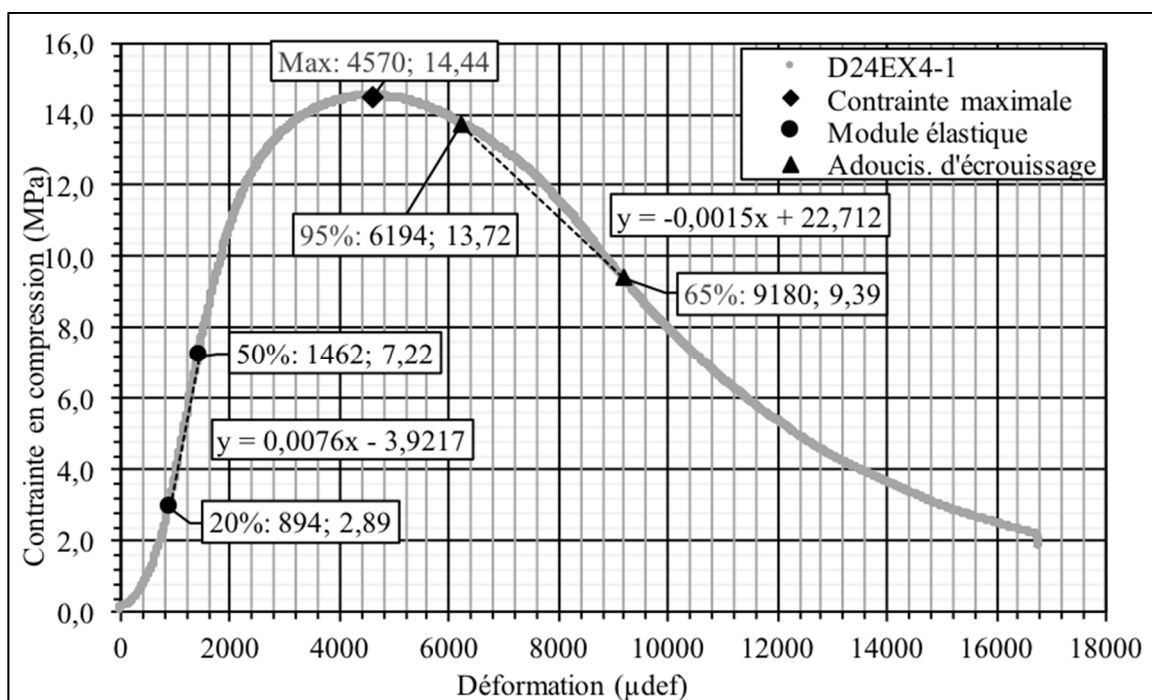


Figure A-III-33

D24EX4-2

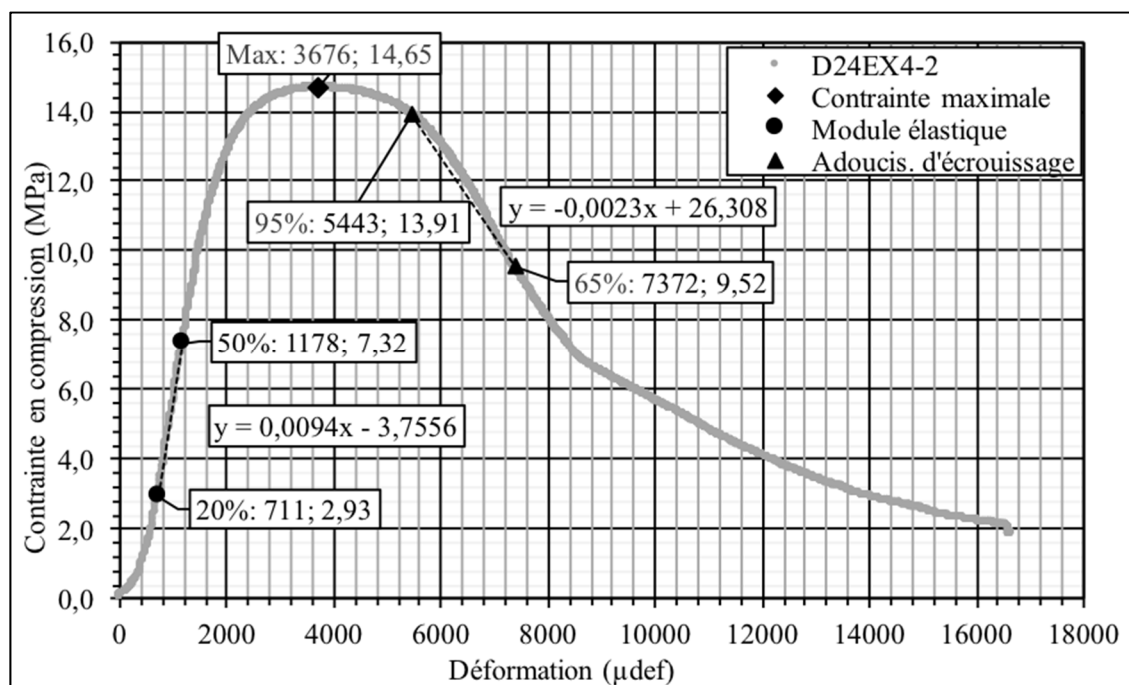


Figure A-III-34 D24EX4-3

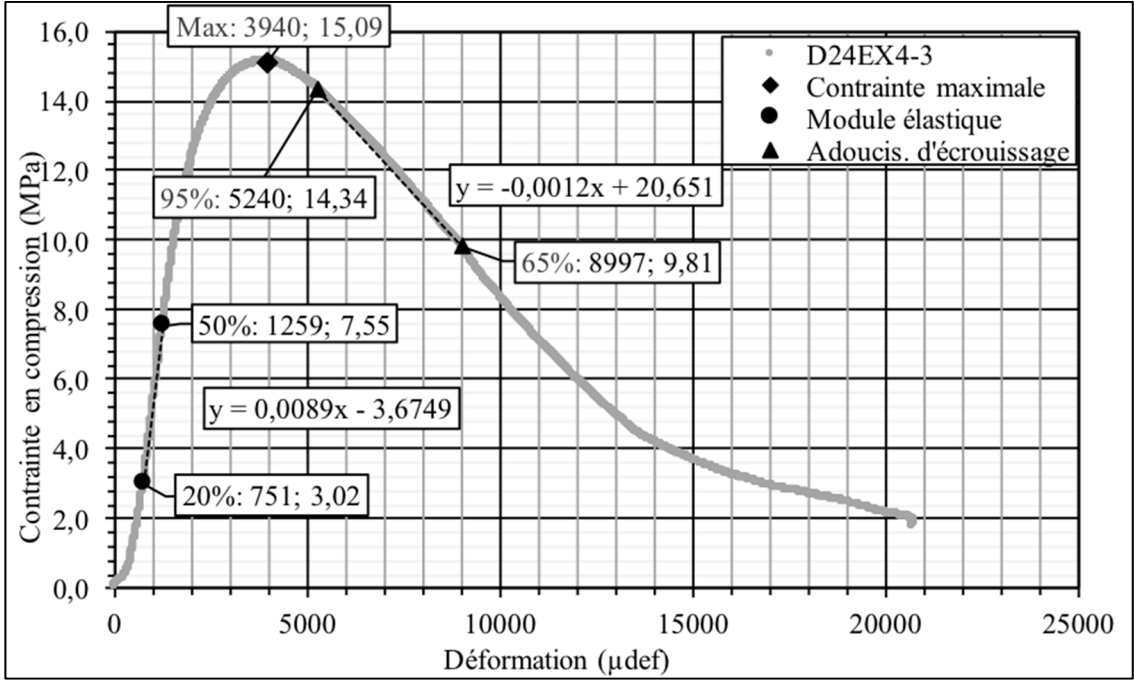


Figure A-III-35 D24EA4-1

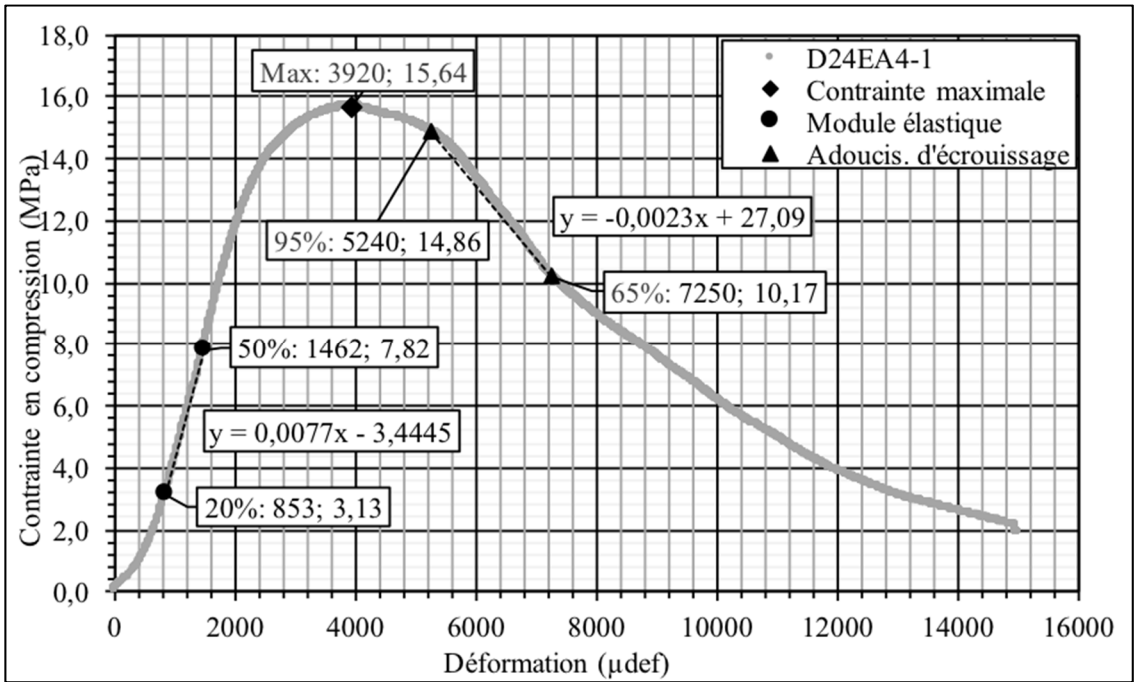


Figure A-III-36

D24EA4-2

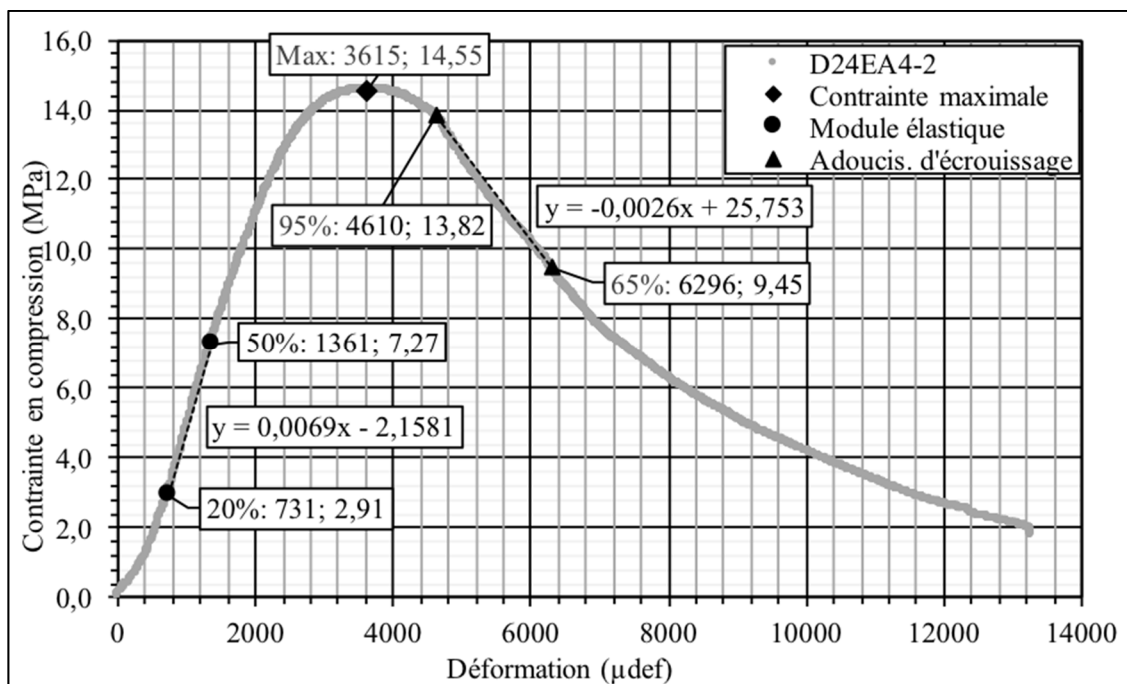


Figure A-III-37

D24EA4-3

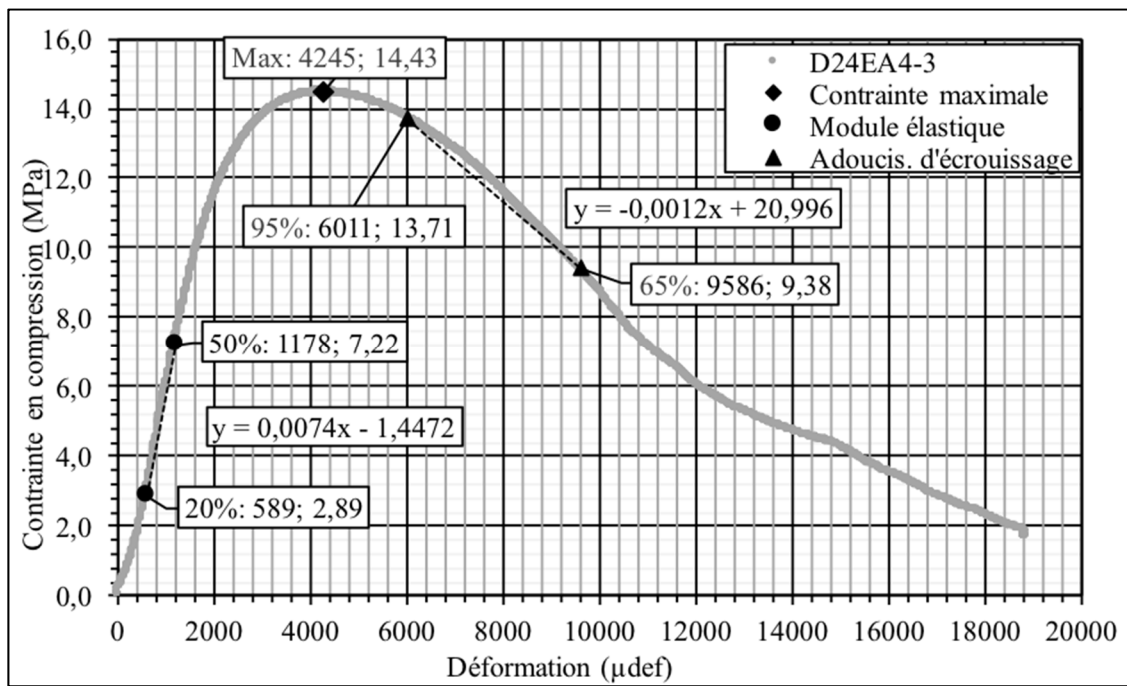


Figure A-III-38 D24EB4-1

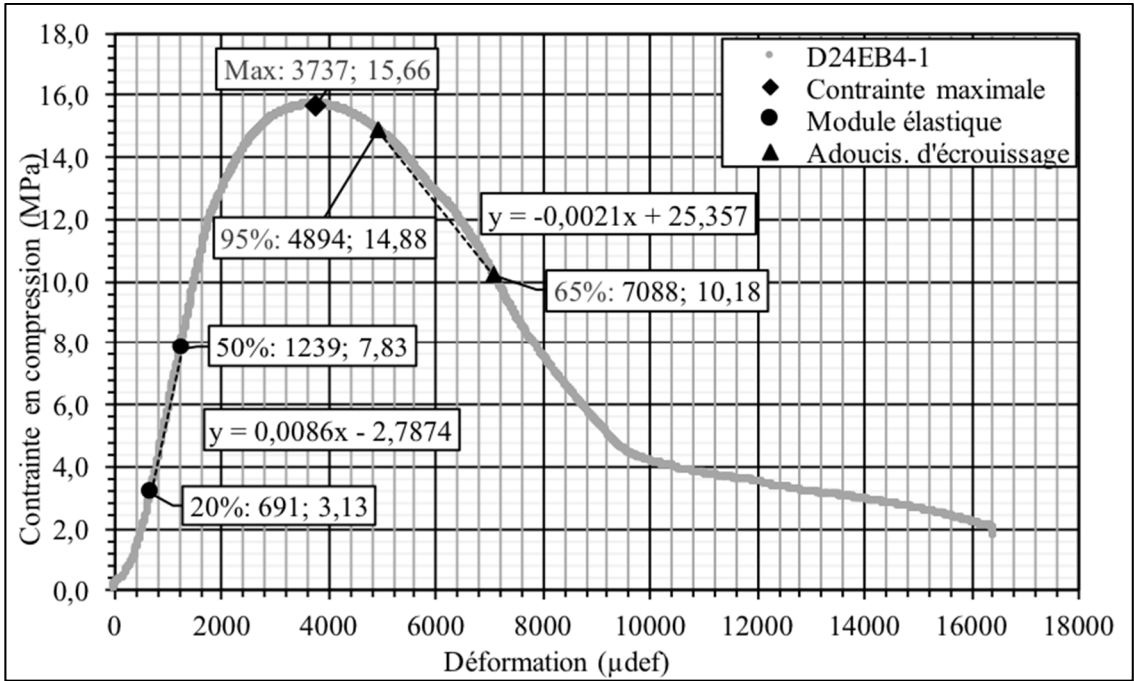


Figure A-III-39 D24EB4-2

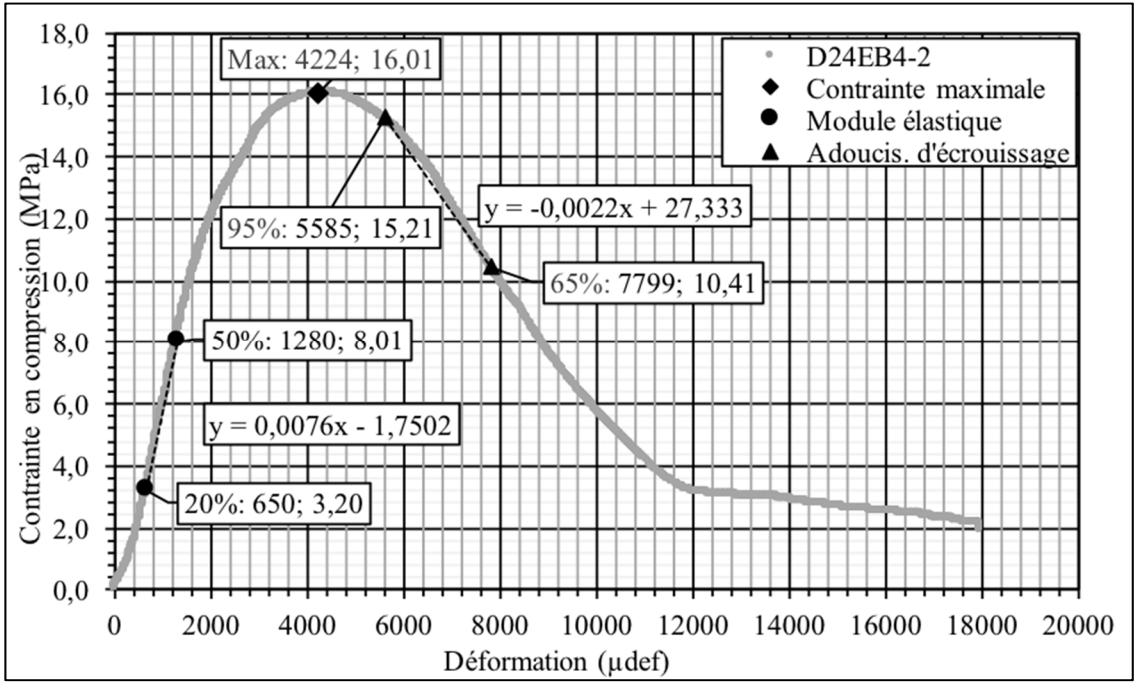


Figure A-III-40

D24EB4-3

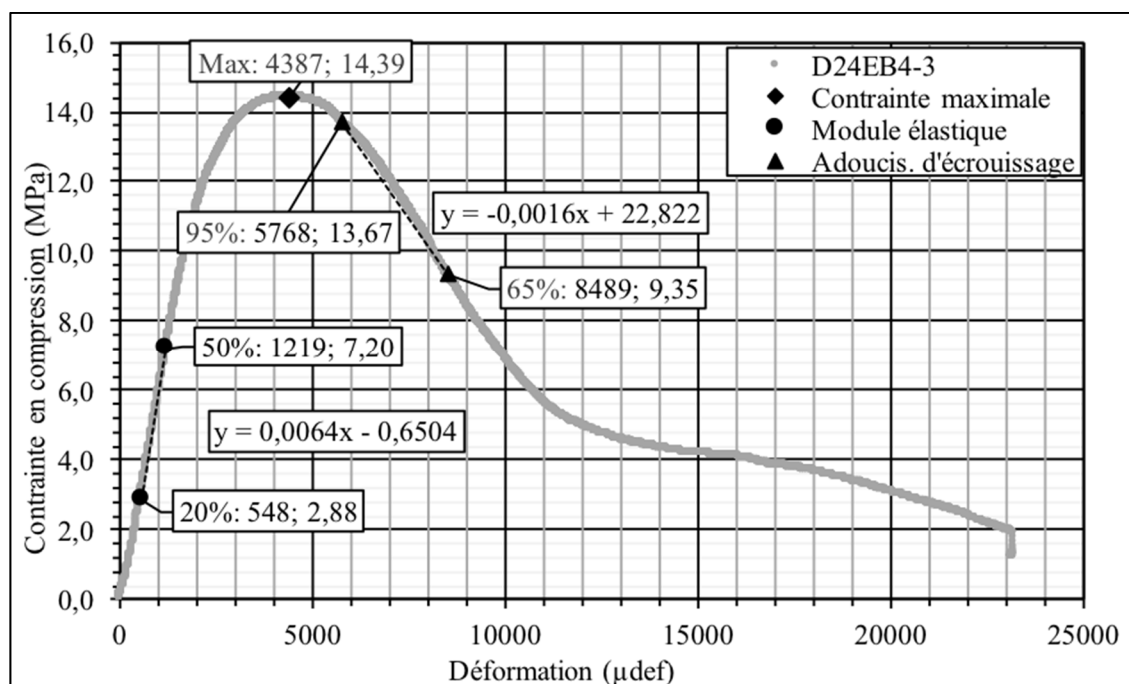


Figure A-III-41

D24EC4-1

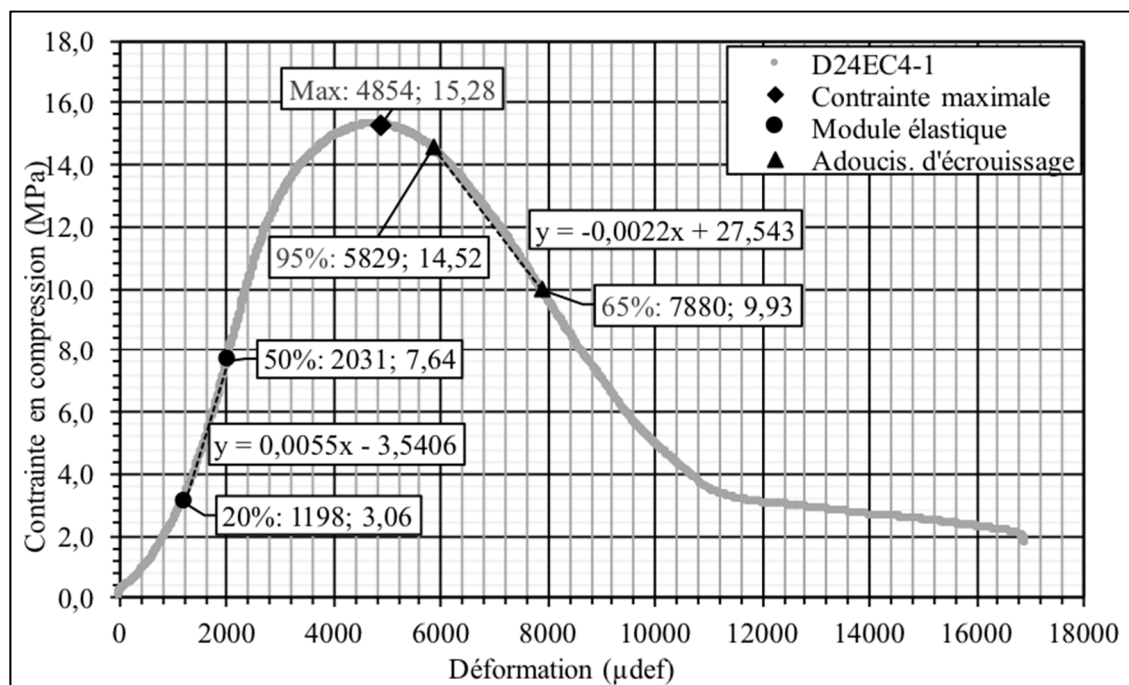


Figure A-III-42 D24EC4-2

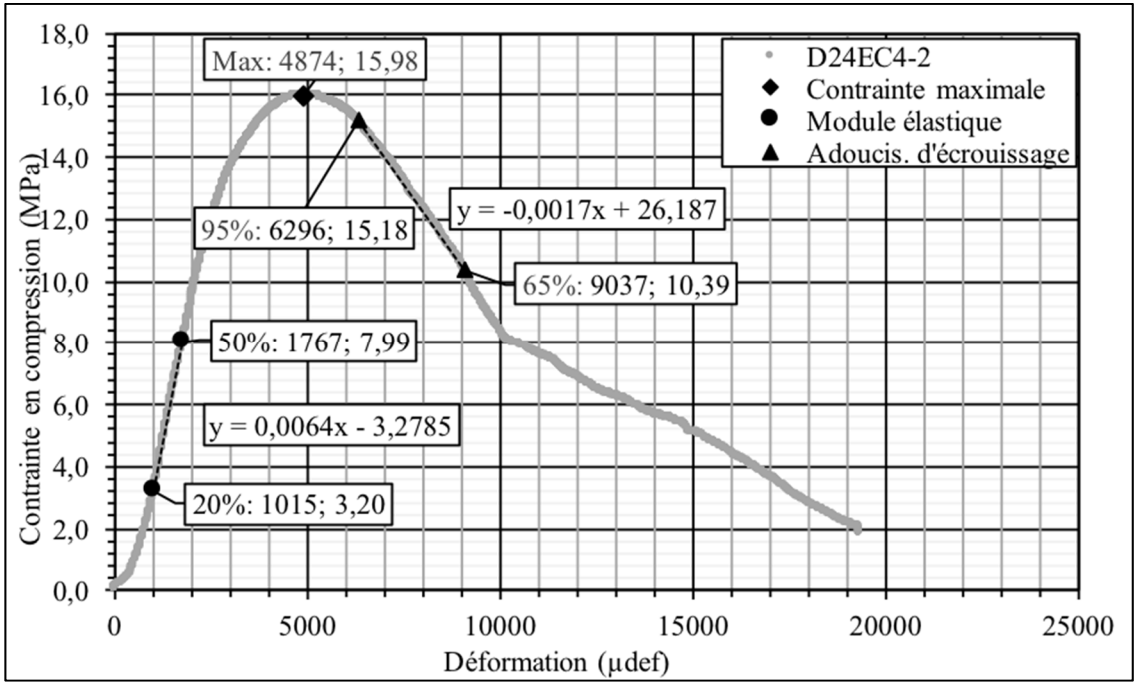
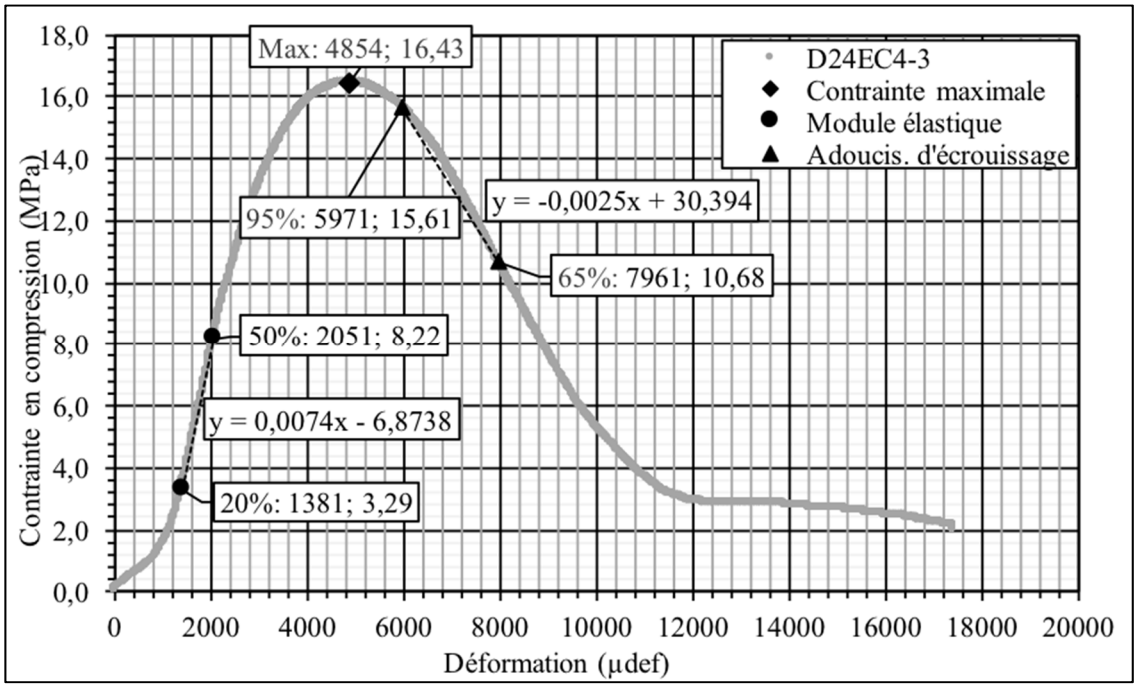


Figure A-III-43 D24EC4-3



ANNEXE IV

MODULES ET COEFFICIENT DE POISSON MÉCANIQUES

Les figures de cette annexe présentent les signaux de déplacement des 4 extensomètres, ainsi que leur mise en relation pour le calcul du module et du coefficient de Poisson. Les 3 graphiques sont mis en commun pour chaque mesure. L'utilisation des données est faite au CHAPITRE 6 dans le cadre de l'analyse de l'endommagement. L'entête des figures présente la phase du programme expérimental, ainsi que le temps de recouvrement. La nomenclature « av1j » signifie avant endommagement, après 1 jour de cure et la nomenclature « ap0j » signifie après endommagement, après 0 jour de recouvrement.

(Début à la prochaine page)

Phase A, avant endommagement, après 24 heures de cure

Figure A-IV-1 – Résultats mécaniques A24EY0-1 av1j

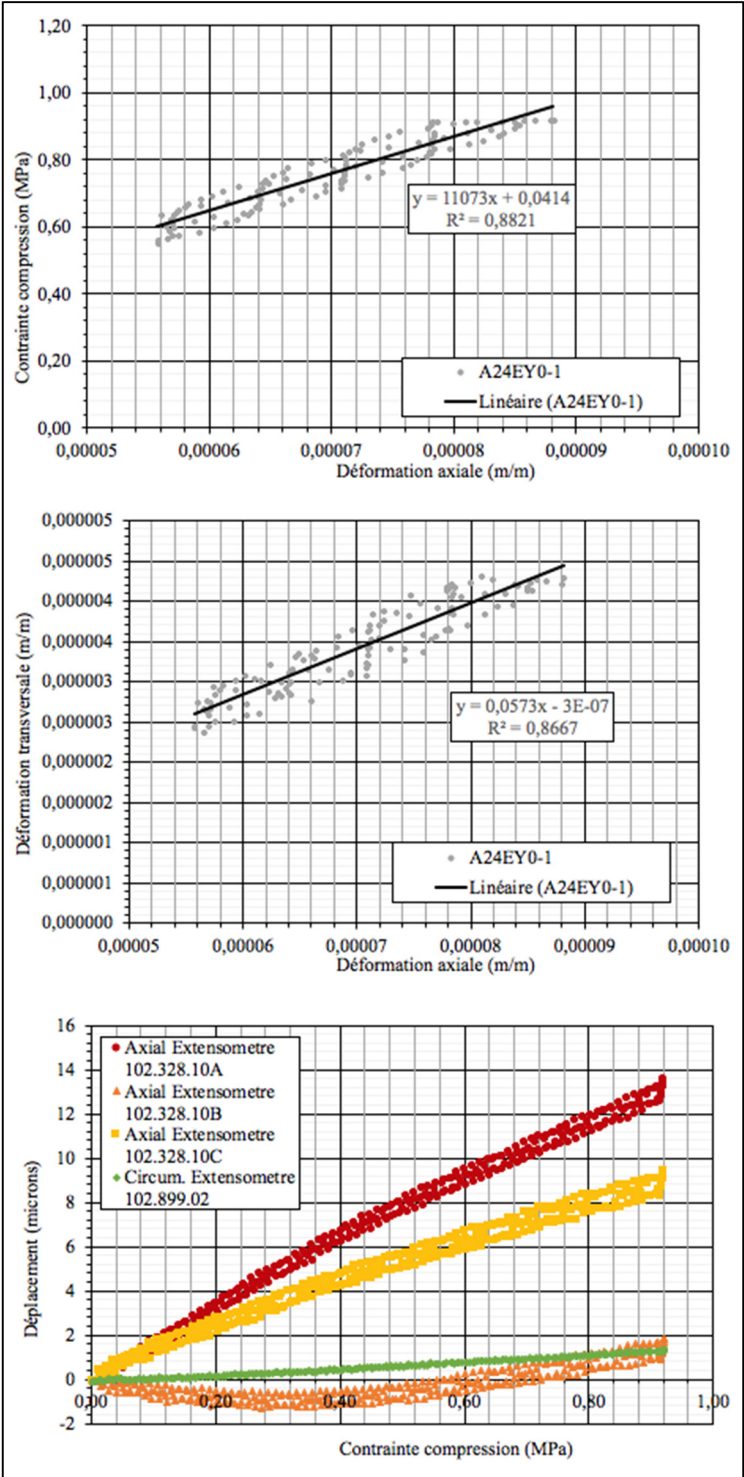


Figure A-IV-2 — Résultats mécaniques A24EY0-2 av1j

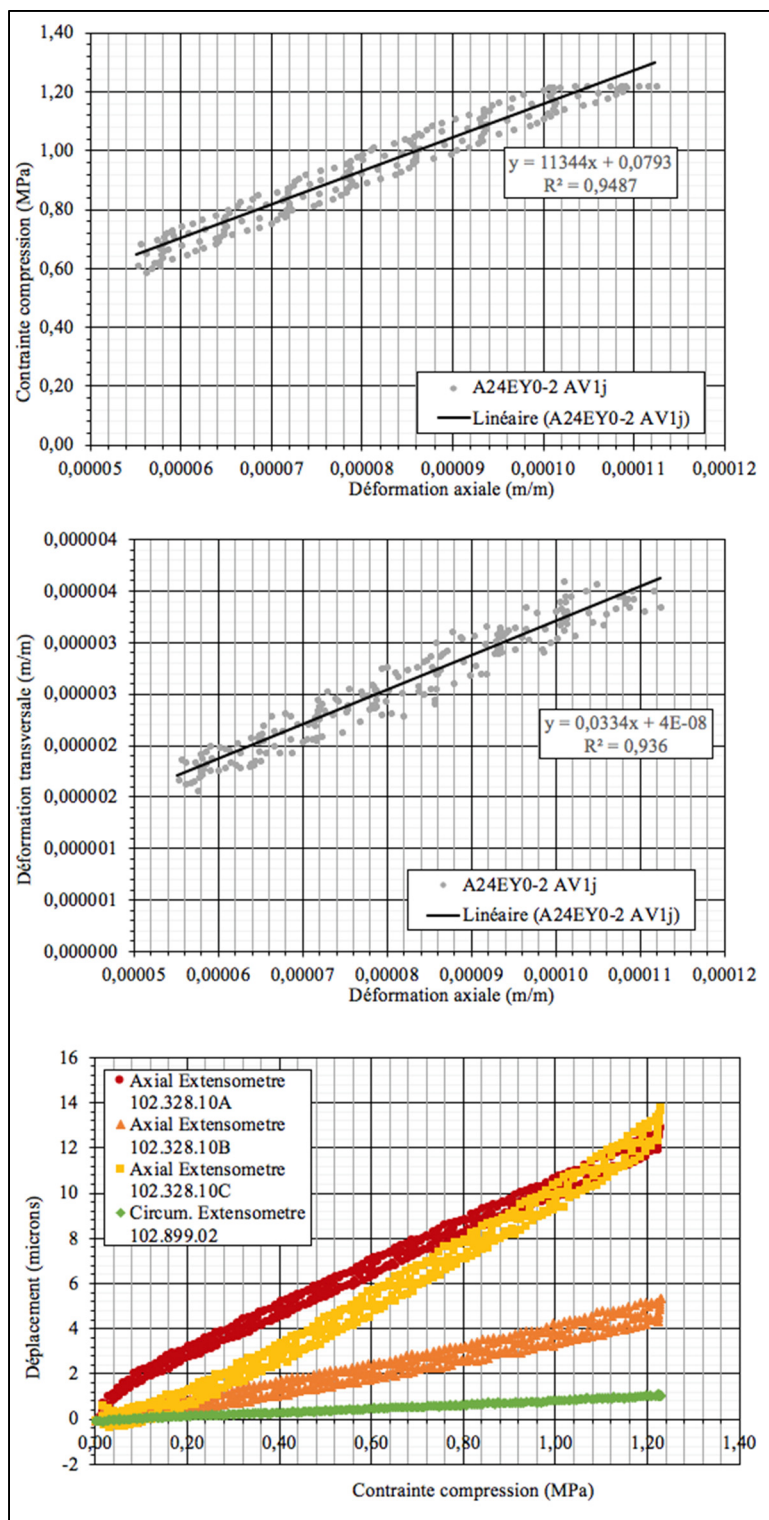


Figure A-IV-3 — Résultats mécaniques A24EY0-3 av1j

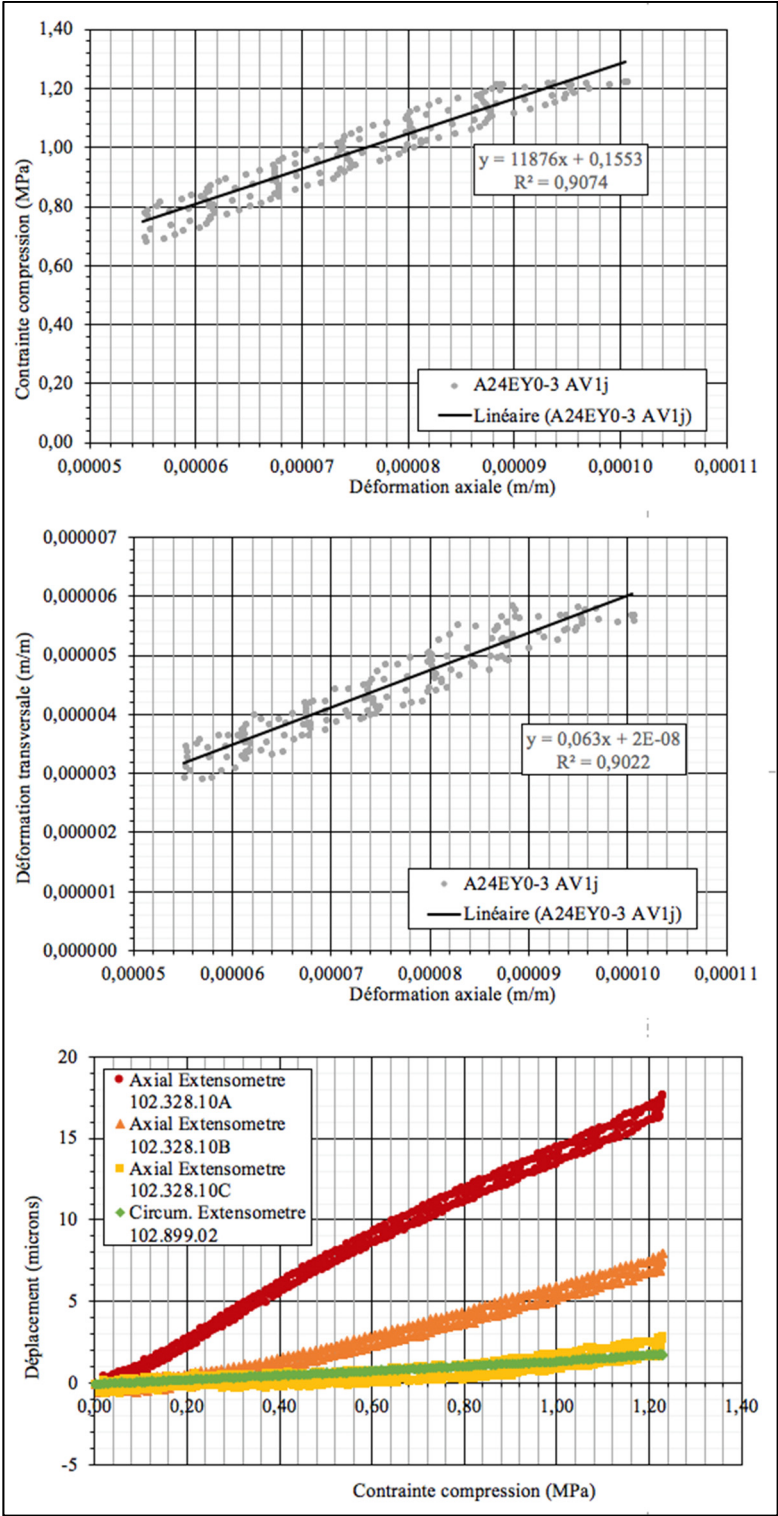


Figure A-IV-4 — Résultats mécaniques A24EY0-4 av1j

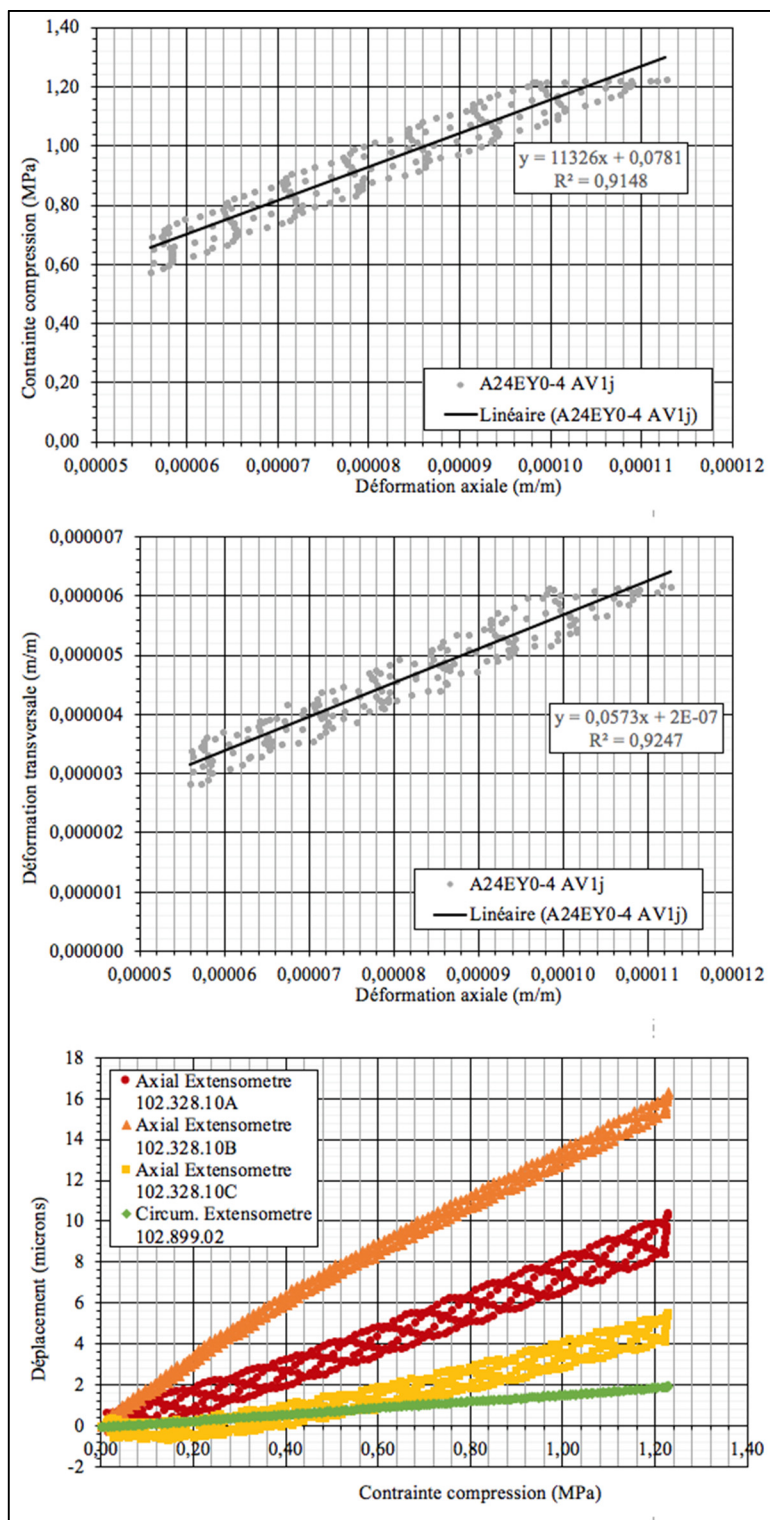


Figure A-IV-5 — Résultats mécaniques A24EY0-5 av1j

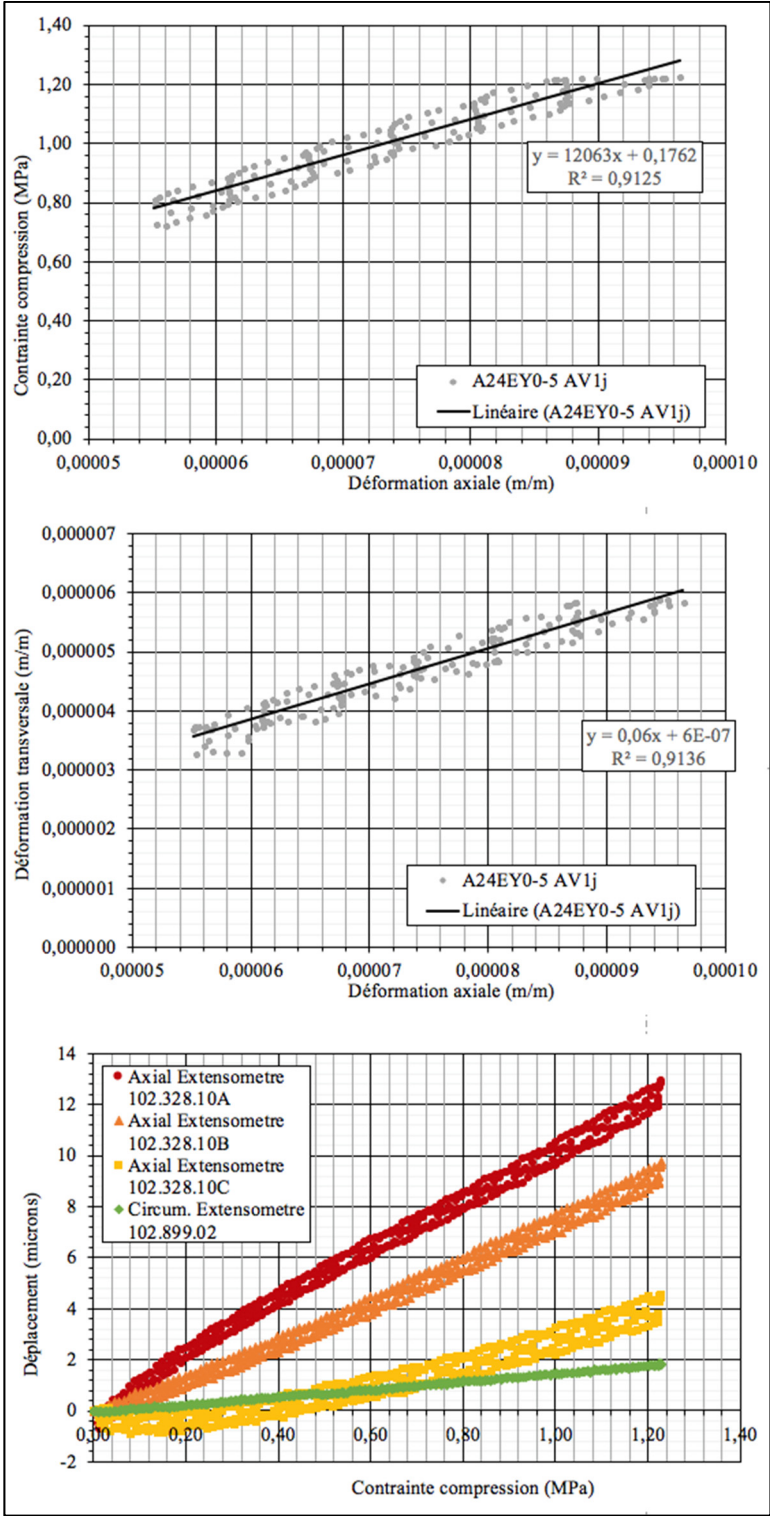


Figure A-IV-6 — Résultats mécaniques A24EY0-6 av1j

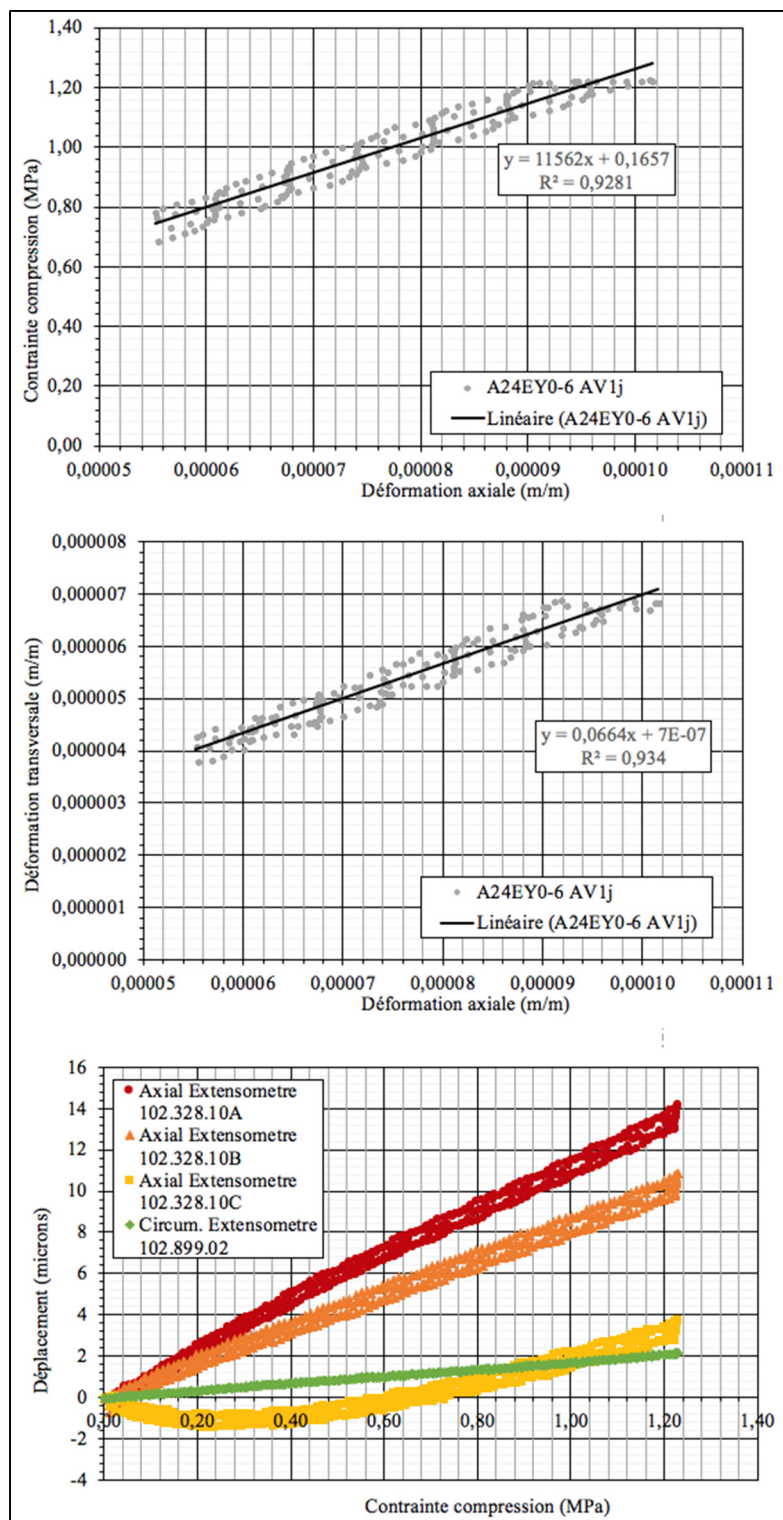
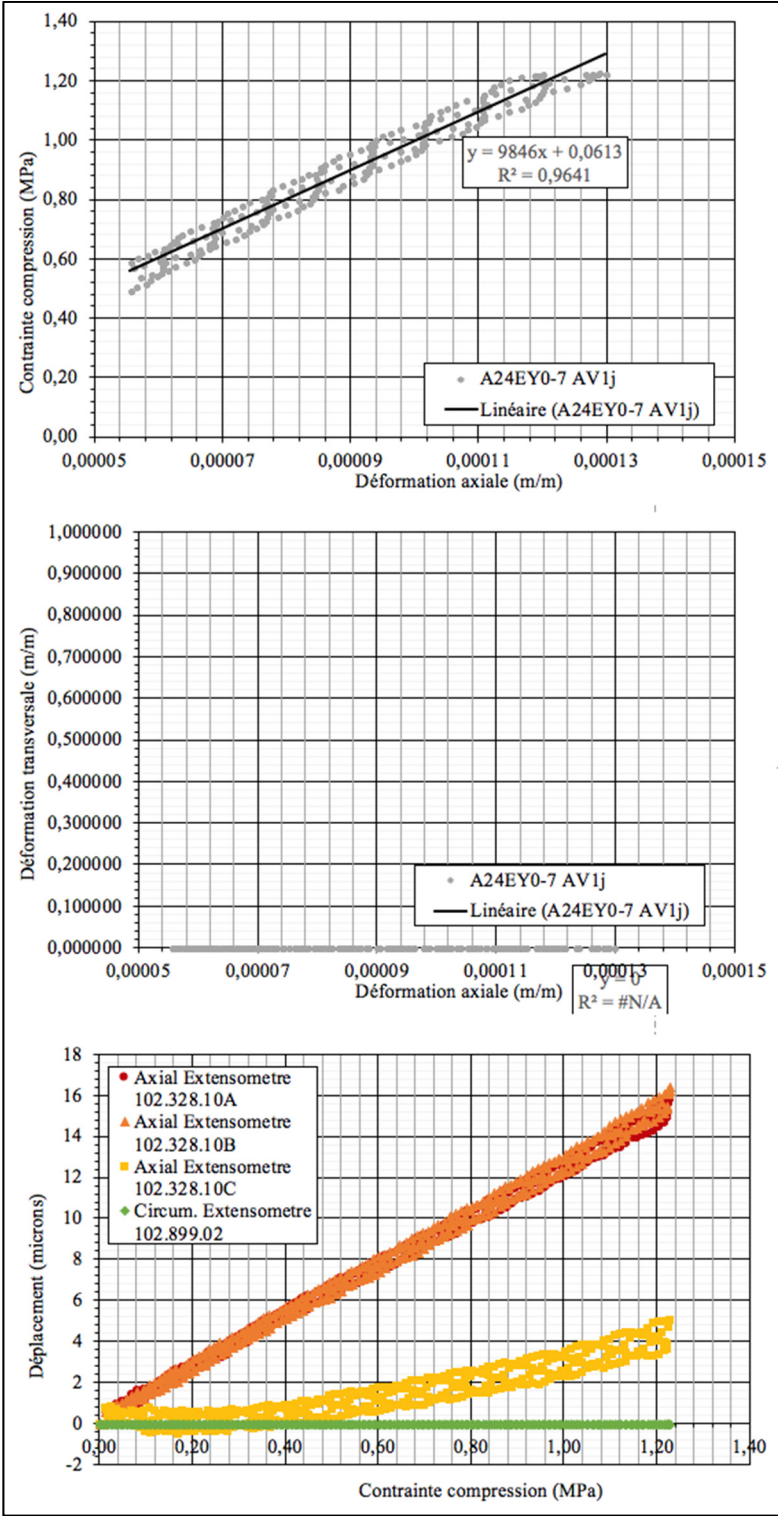


Figure A-IV-7 – Résultats mécaniques A24EY0-7 av1j



Phase D, après endommagement, après 0 jour de recouvrement

Figure A-IV-8 – Résultats mécaniques A24EY0-4 ap0j (20 secondes)

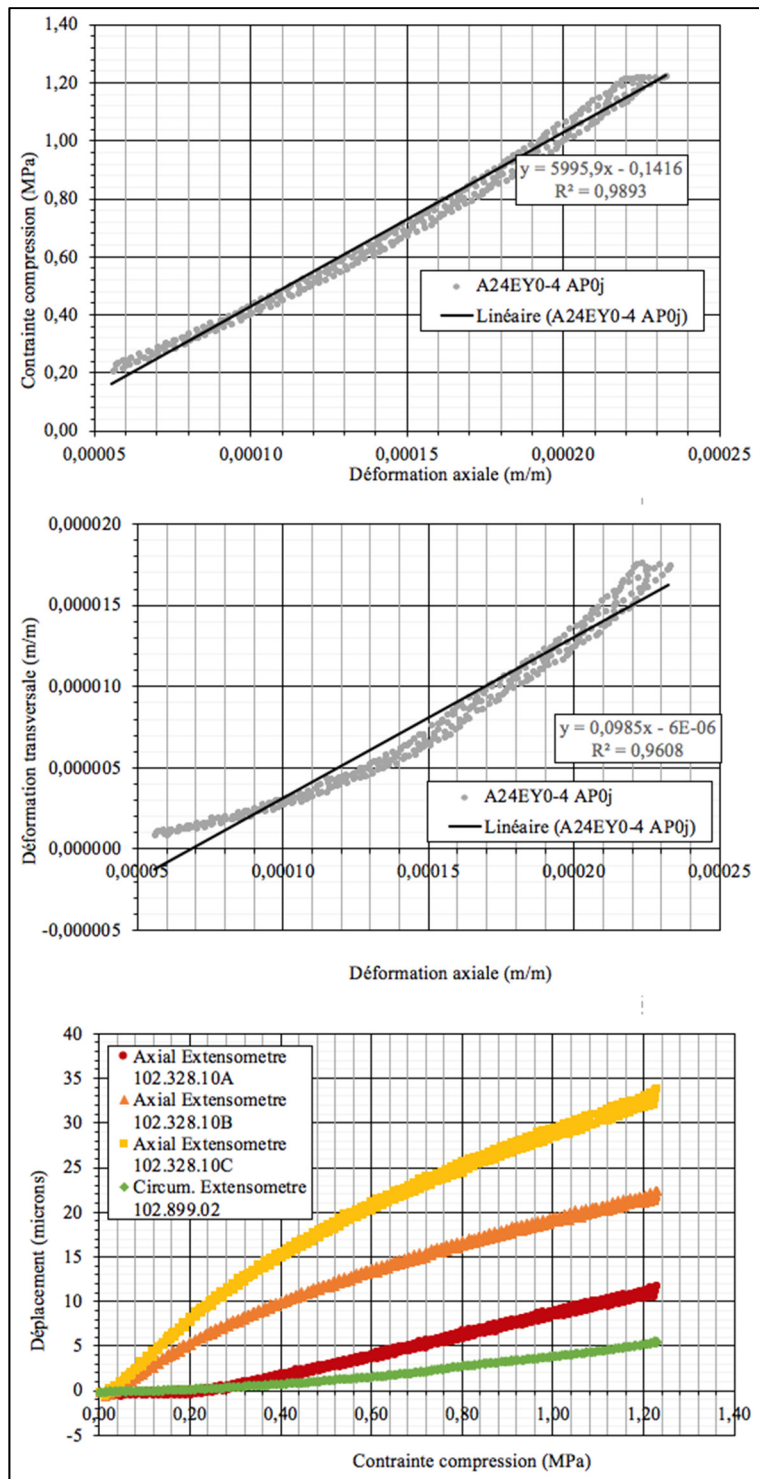


Figure A-IV-9 — Résultats mécaniques A24EY0-5 ap0j (40 secondes)

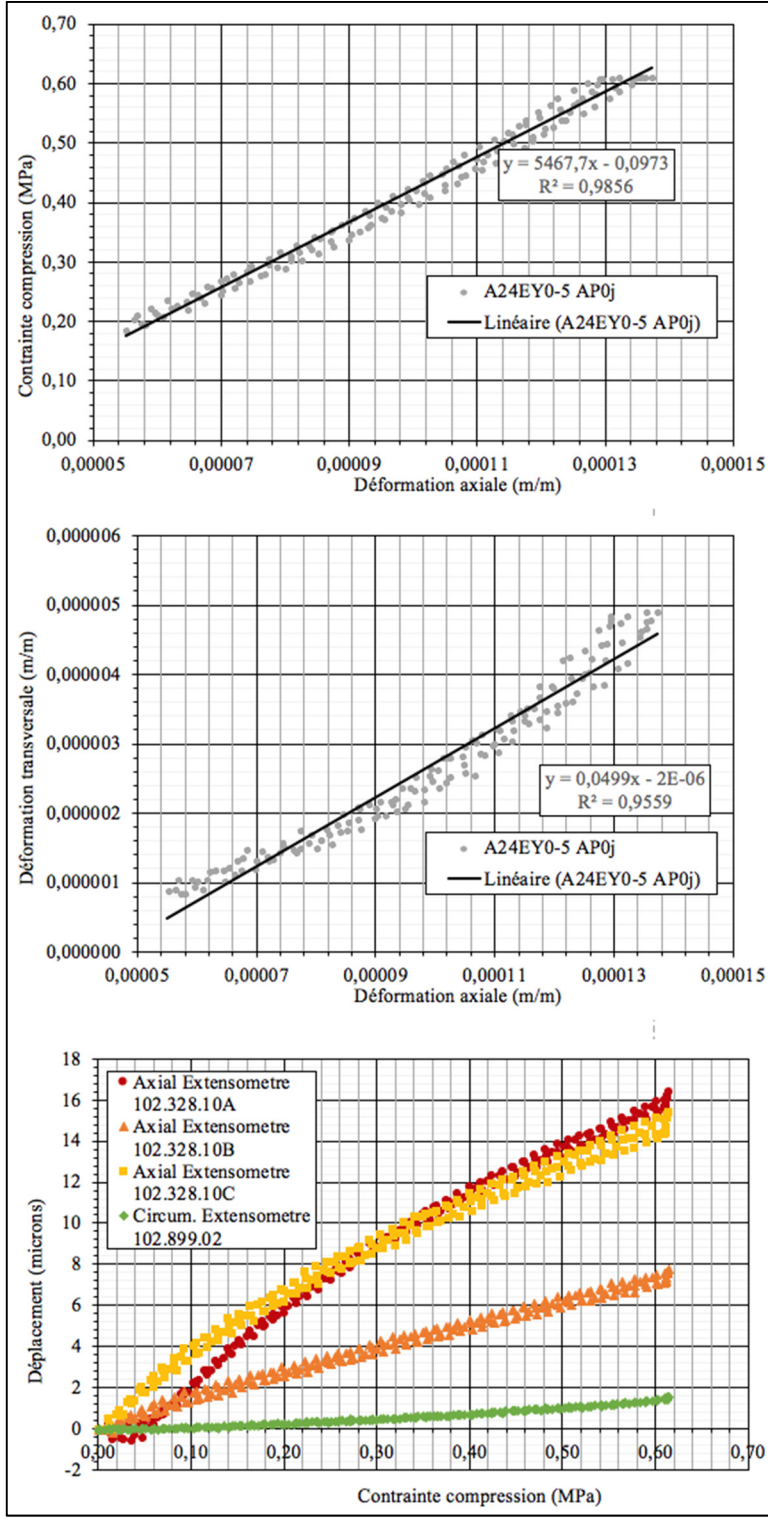


Figure A-IV-10 — Résultats mécaniques A24EY0-6 ap0j (60 secondes)

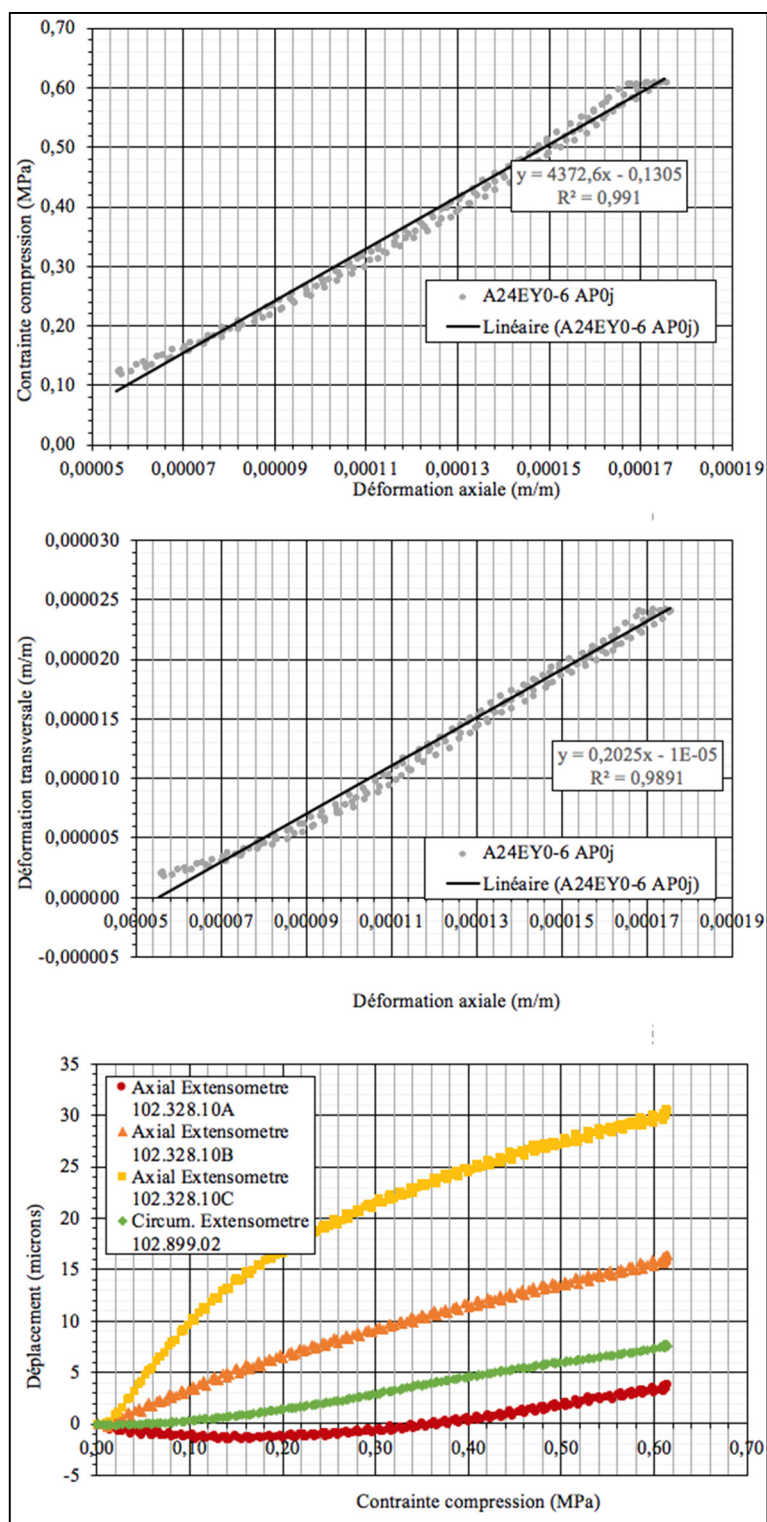
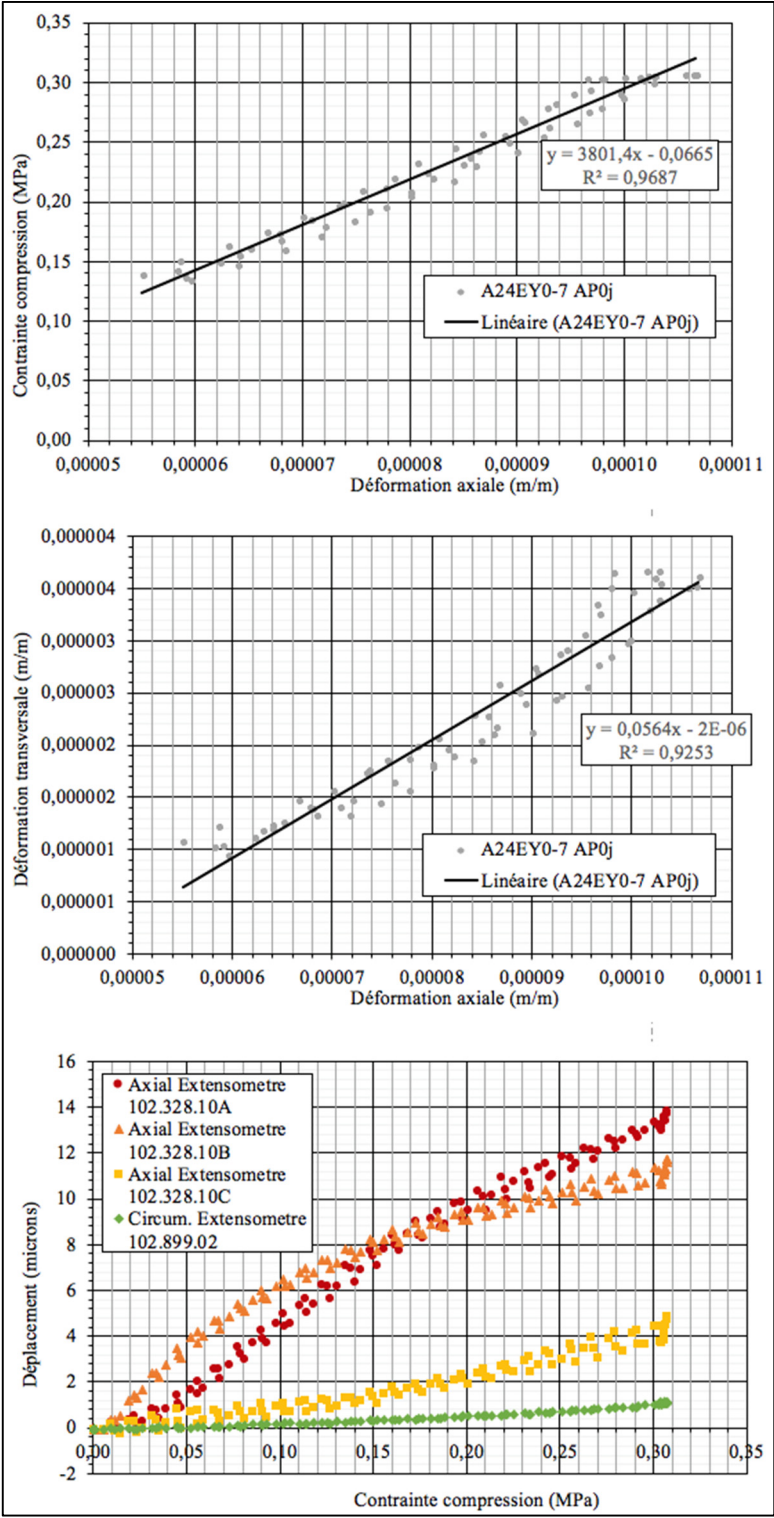


Figure A-IV-11 – Résultats mécaniques A24EY0-7 ap0j (90 secondes)



Phase B, avant endommagement, après 24 heures de recouvrement

Figure A-IV-12 – Résultats mécaniques B24EX0-1 av1j

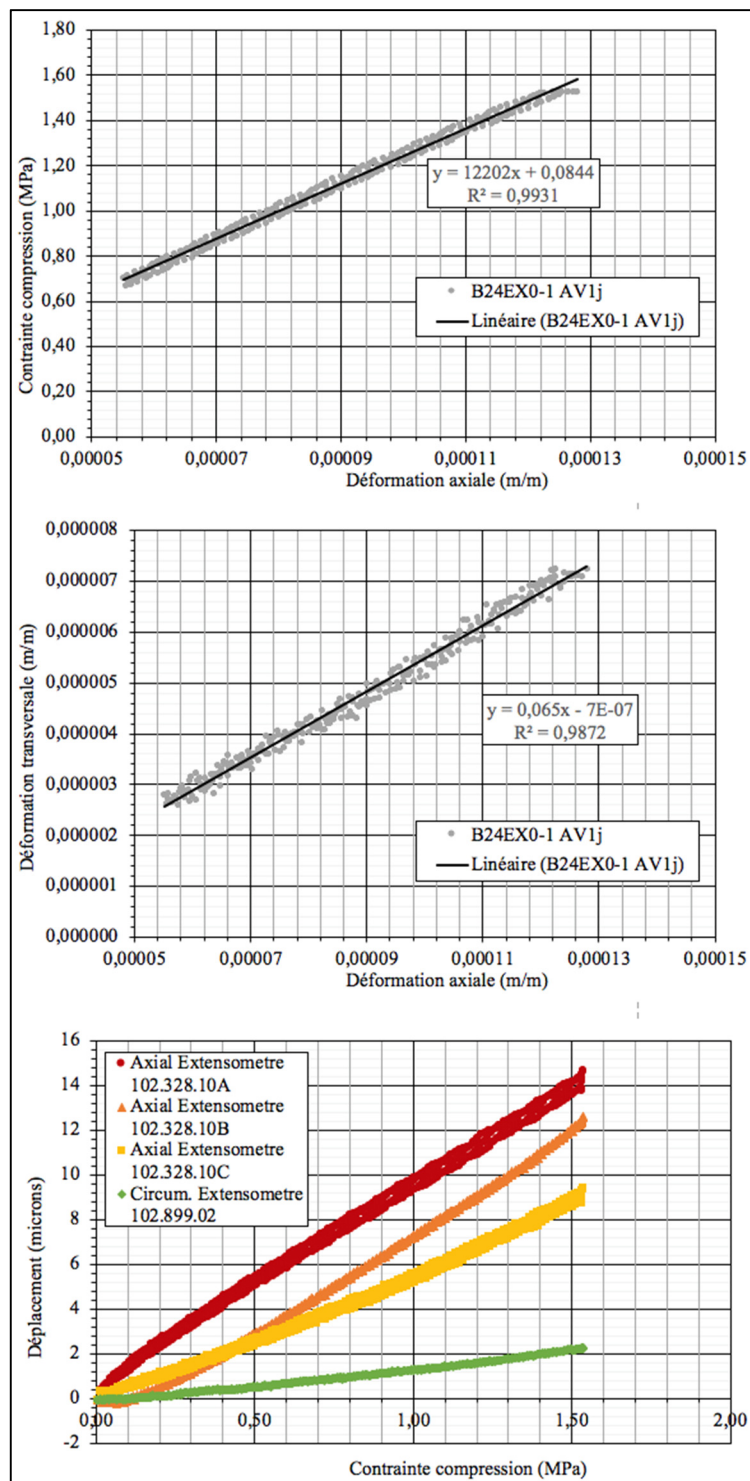


Figure A-IV-13 — Résultats mécaniques B24EX0-2 av1j

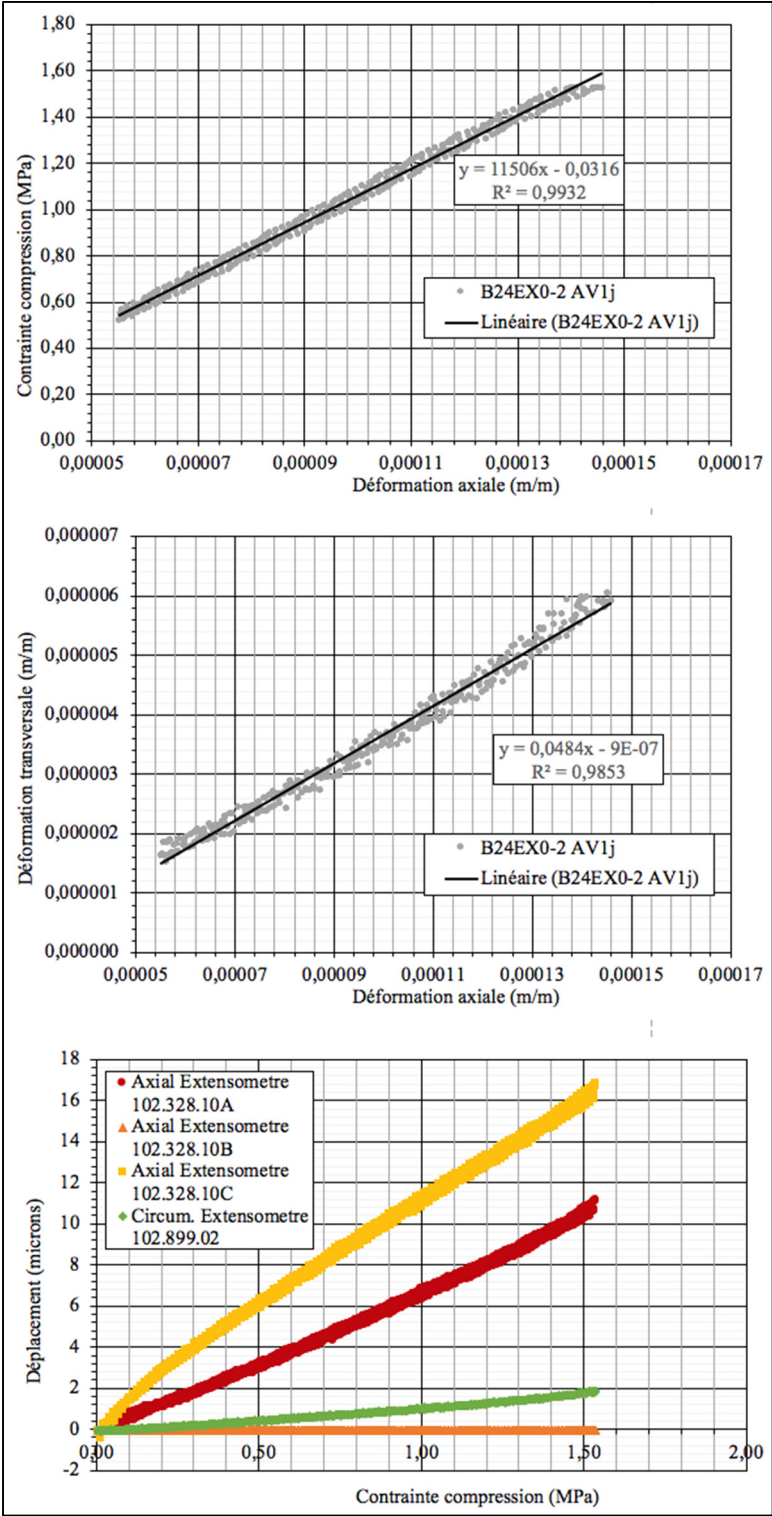


Figure A-IV-14 — Résultats mécaniques B24EA0-1 av1j

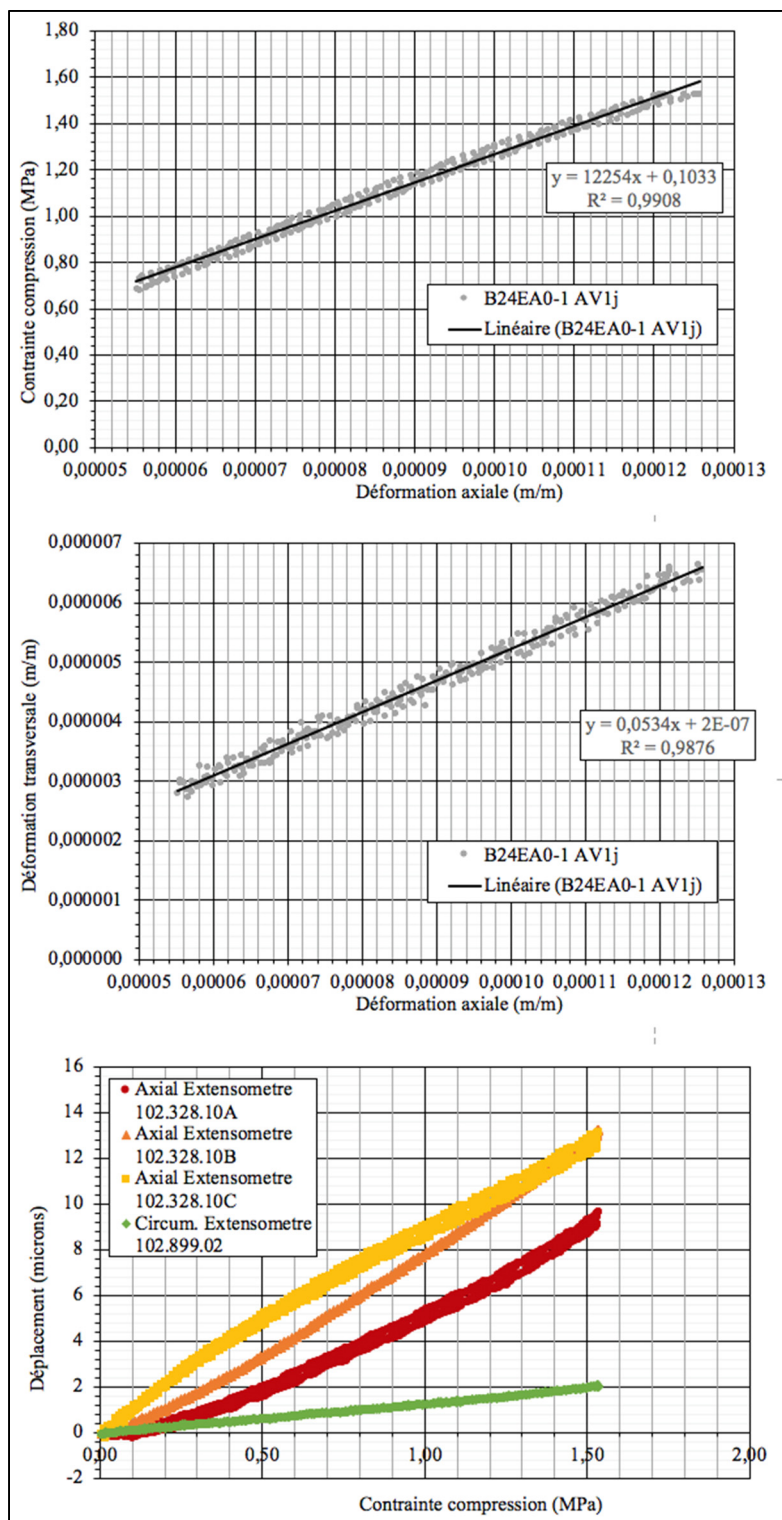


Figure A-IV-15 — Résultats mécaniques B24EA0-2 av1j

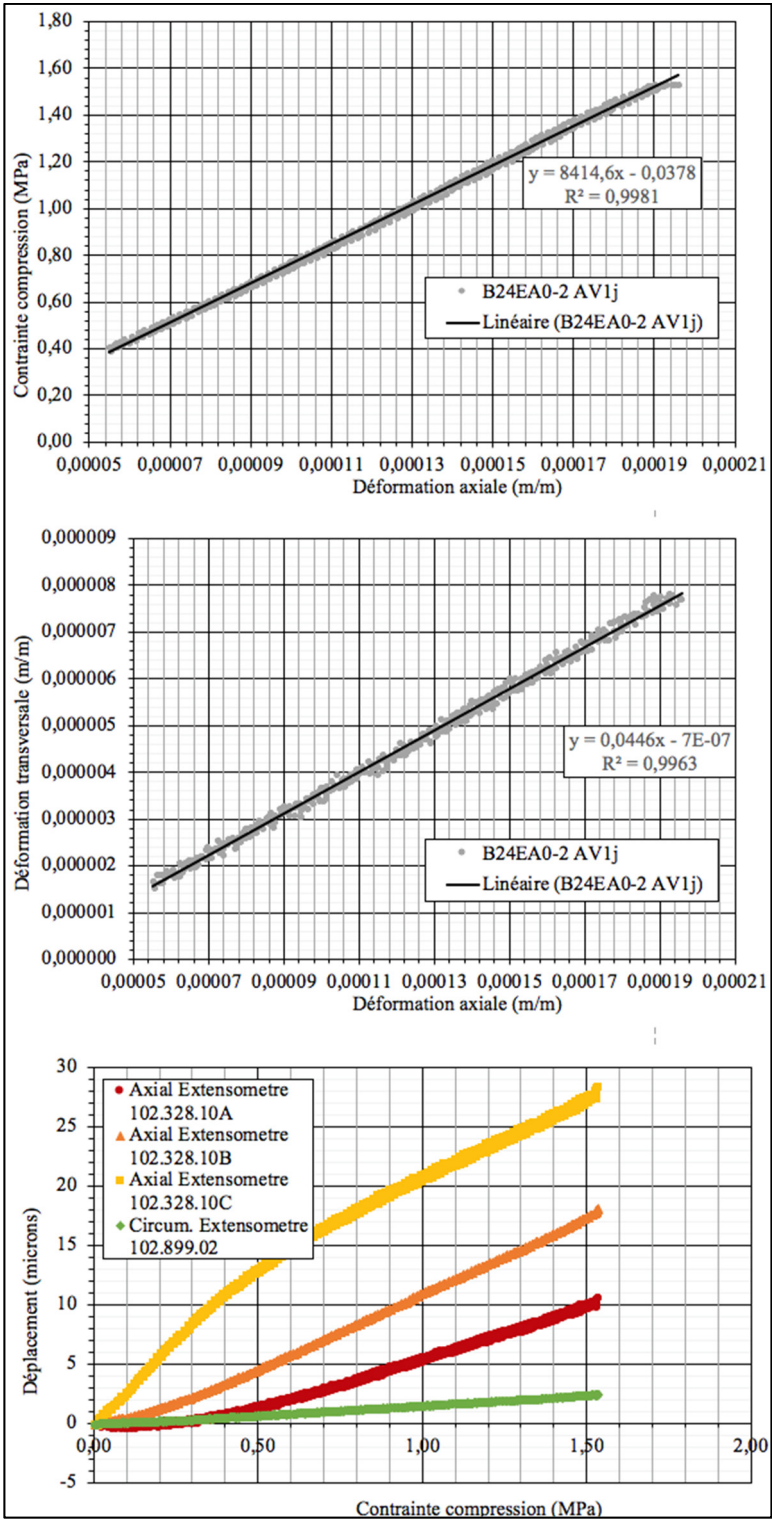


Figure A-IV-16 — Résultats mécaniques B24EB0-1 av1j

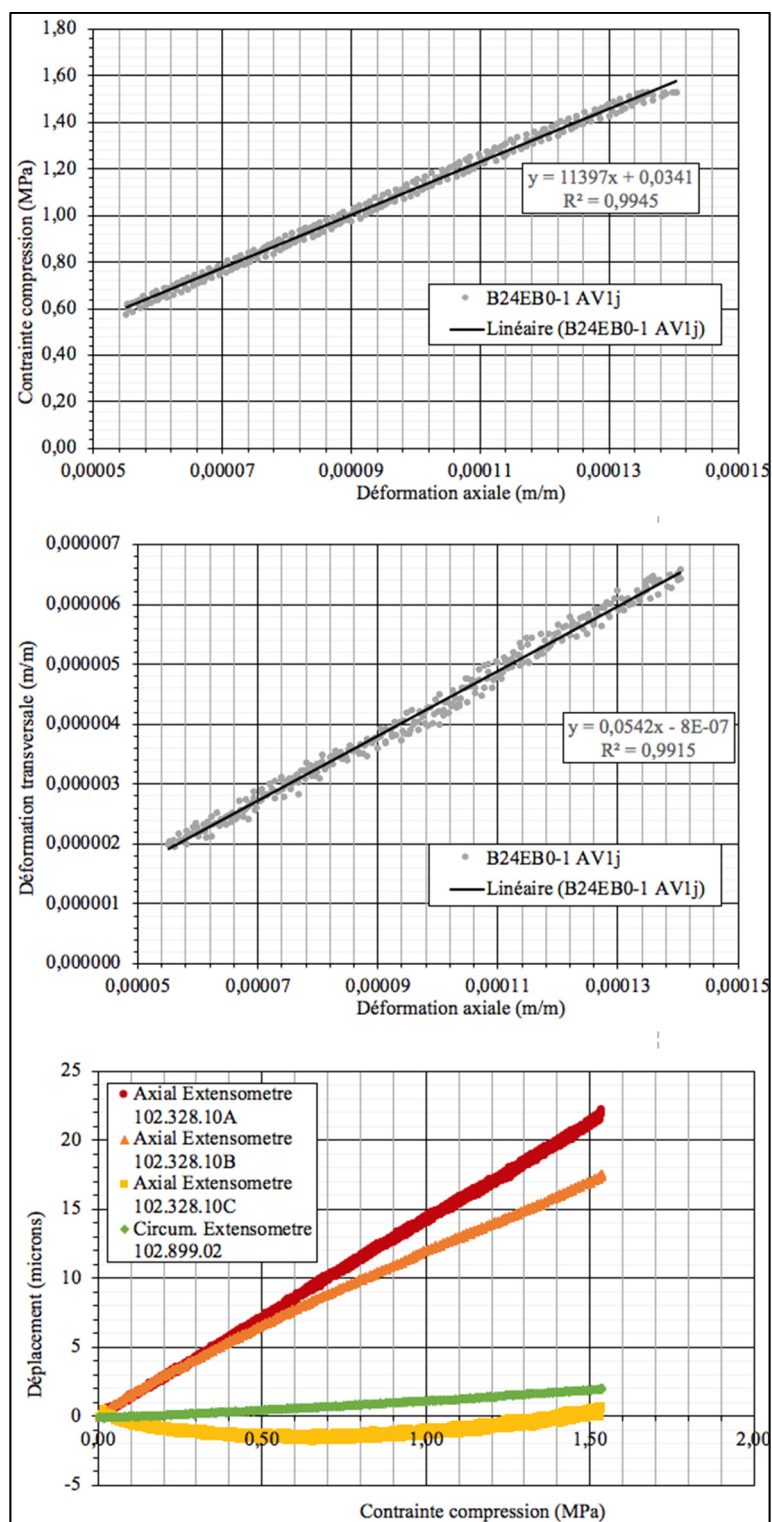


Figure A-IV-17 — Résultats mécaniques B24EB0-2 av1j

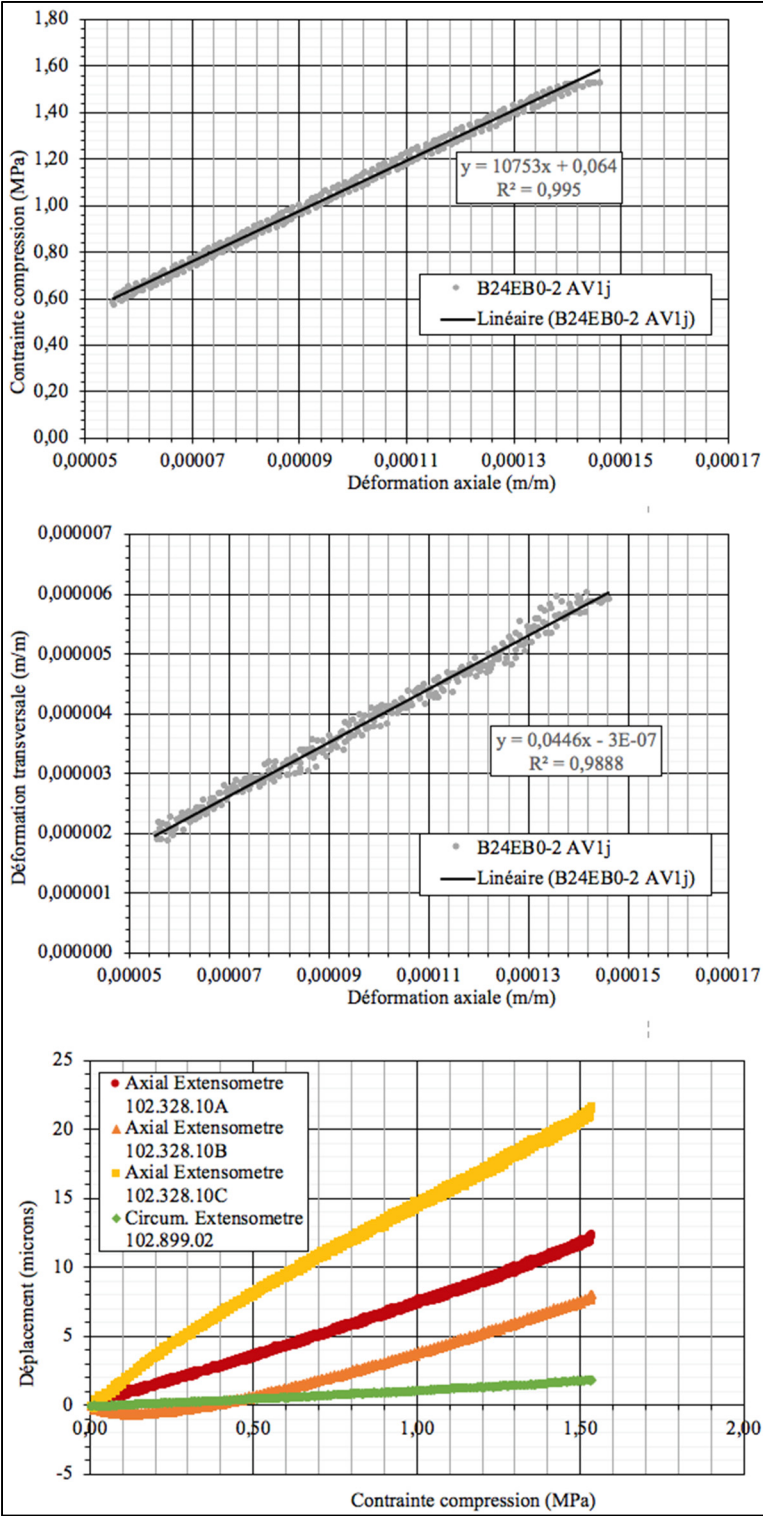


Figure A-IV-18 — Résultats mécaniques B24EC0-1 av1j

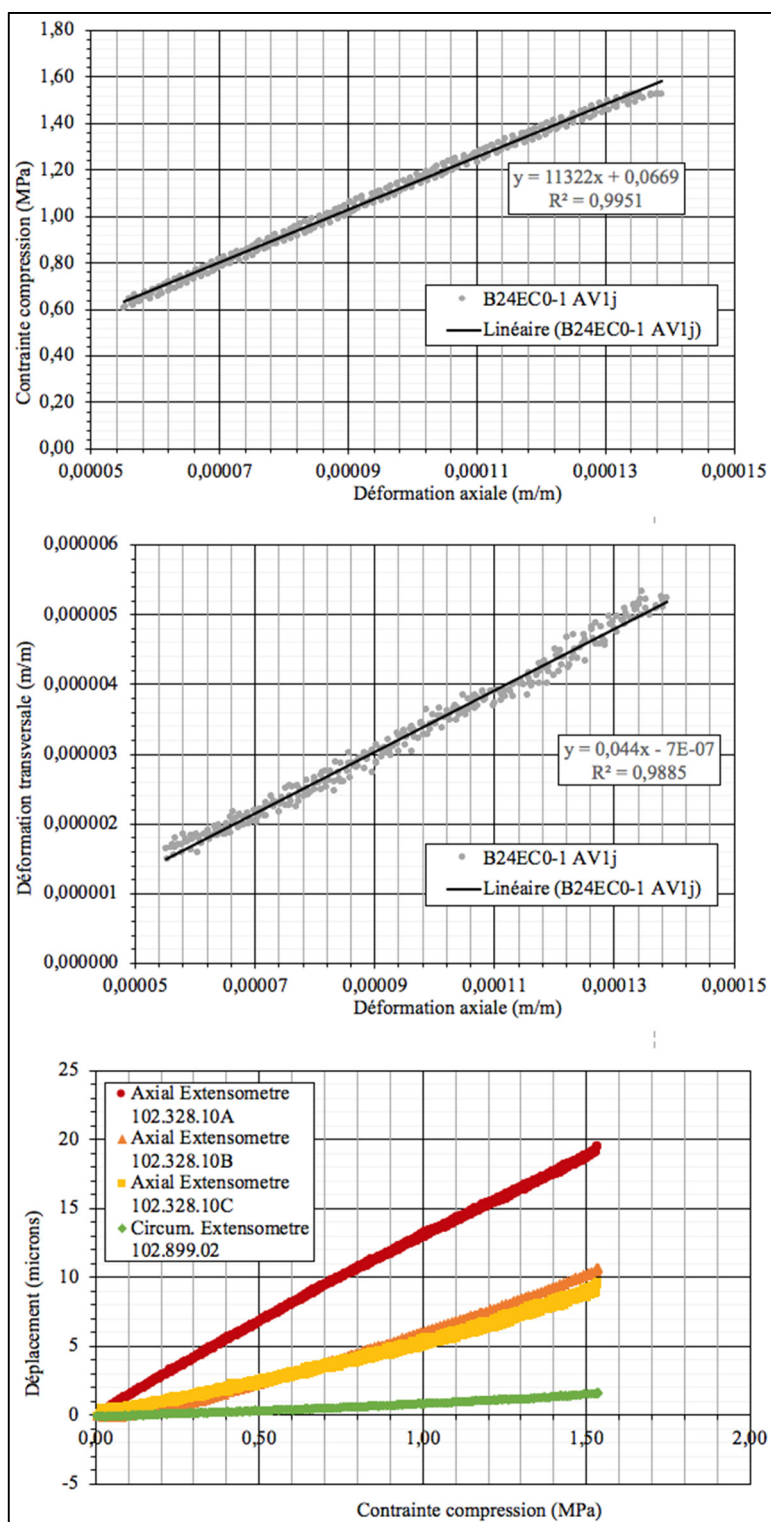
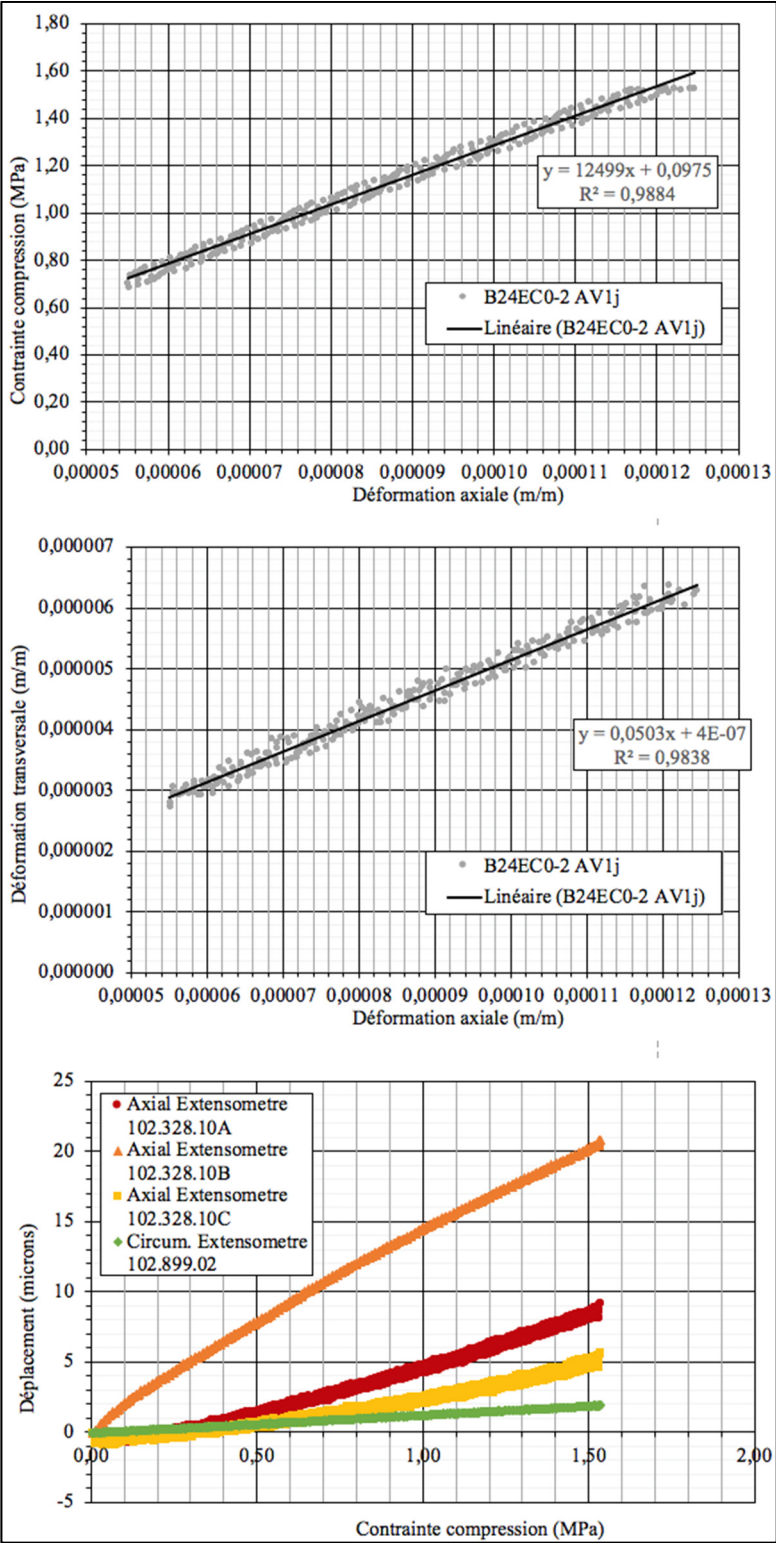


Figure A-IV-19 – Résultats mécaniques B24EC0-2 av1j



Phase B, après endommagement, après 0 heure de recouvrement

Figure A-IV-20 – Résultats mécaniques B24EA0-1 ap0j

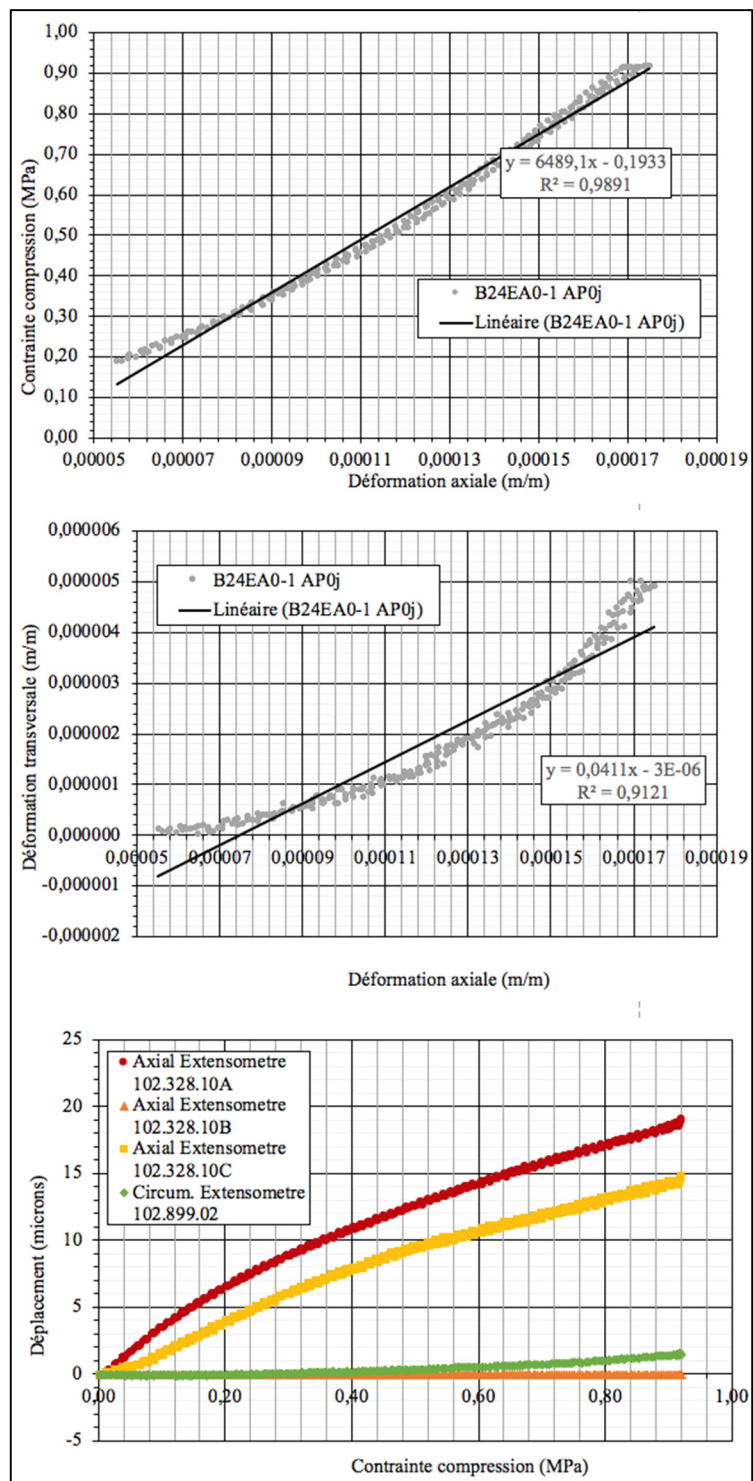


Figure A-IV-21 — Résultats mécaniques B24EA0-2 ap0j

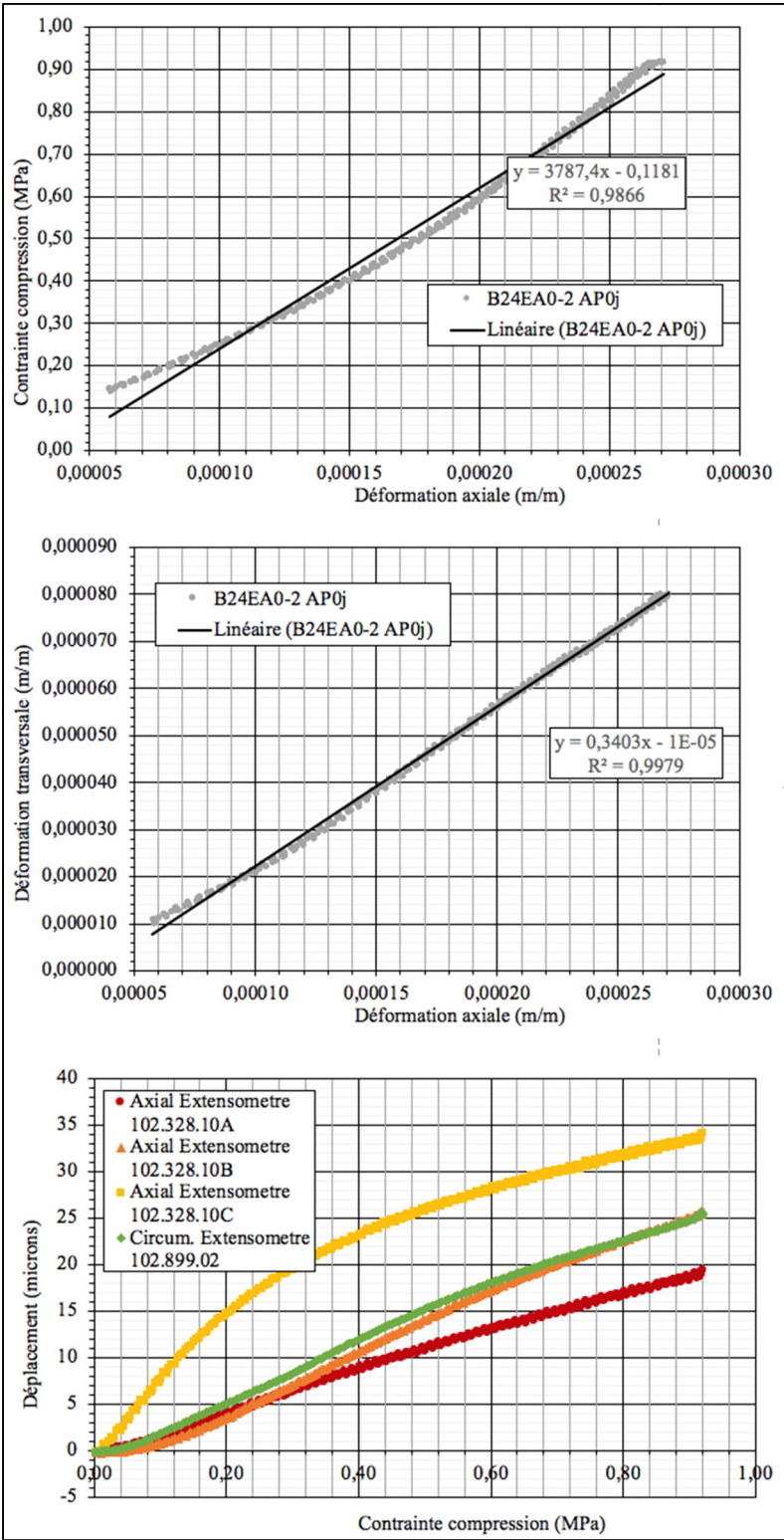


Figure A-IV-22 — Résultats mécaniques B24EB0-1 ap0j

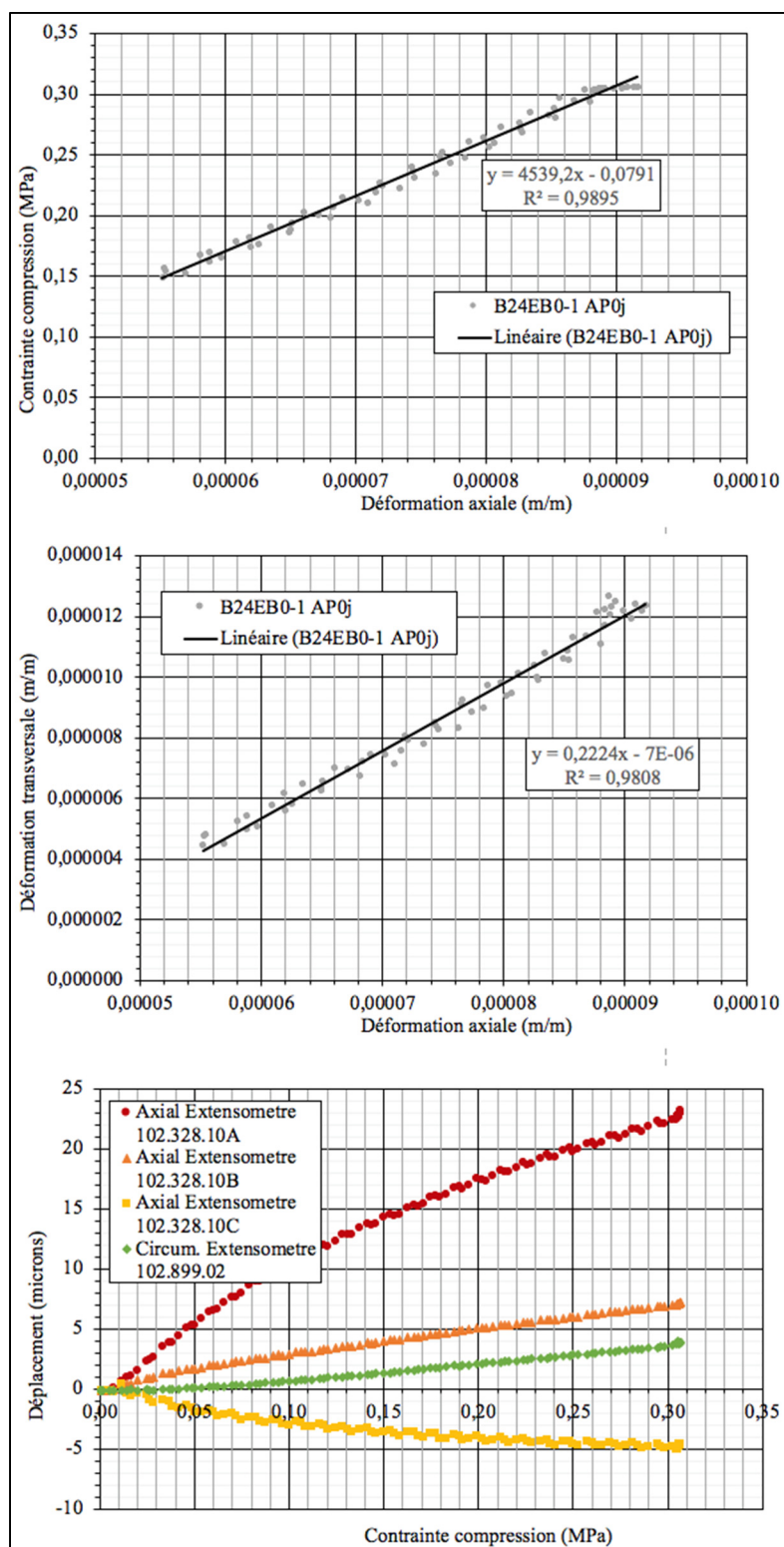


Figure A-IV-23 – Résultats mécaniques B24EB0-2 ap0j

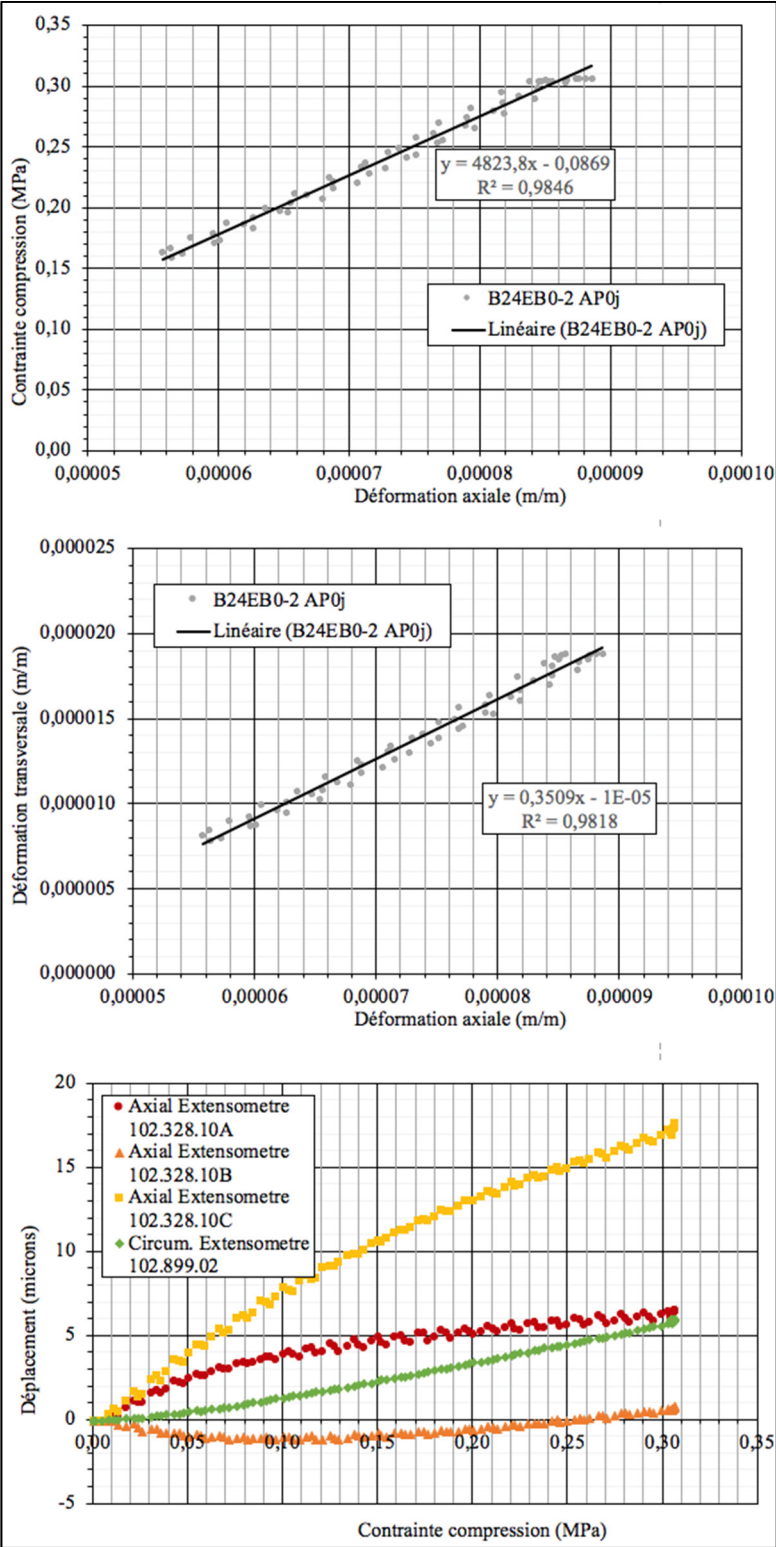


Figure A-IV-24 — Résultats mécaniques B24EC0-1 ap0j

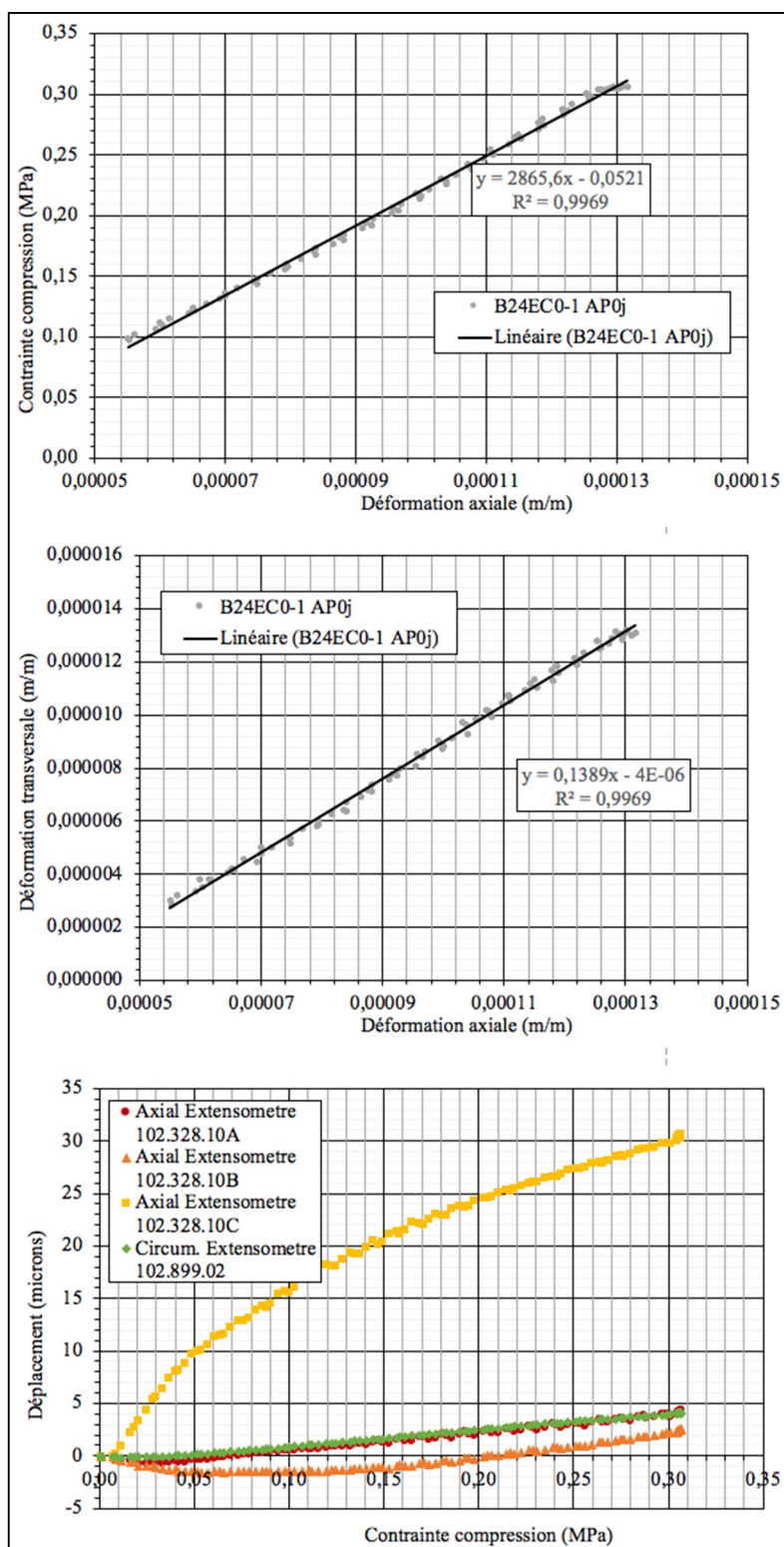
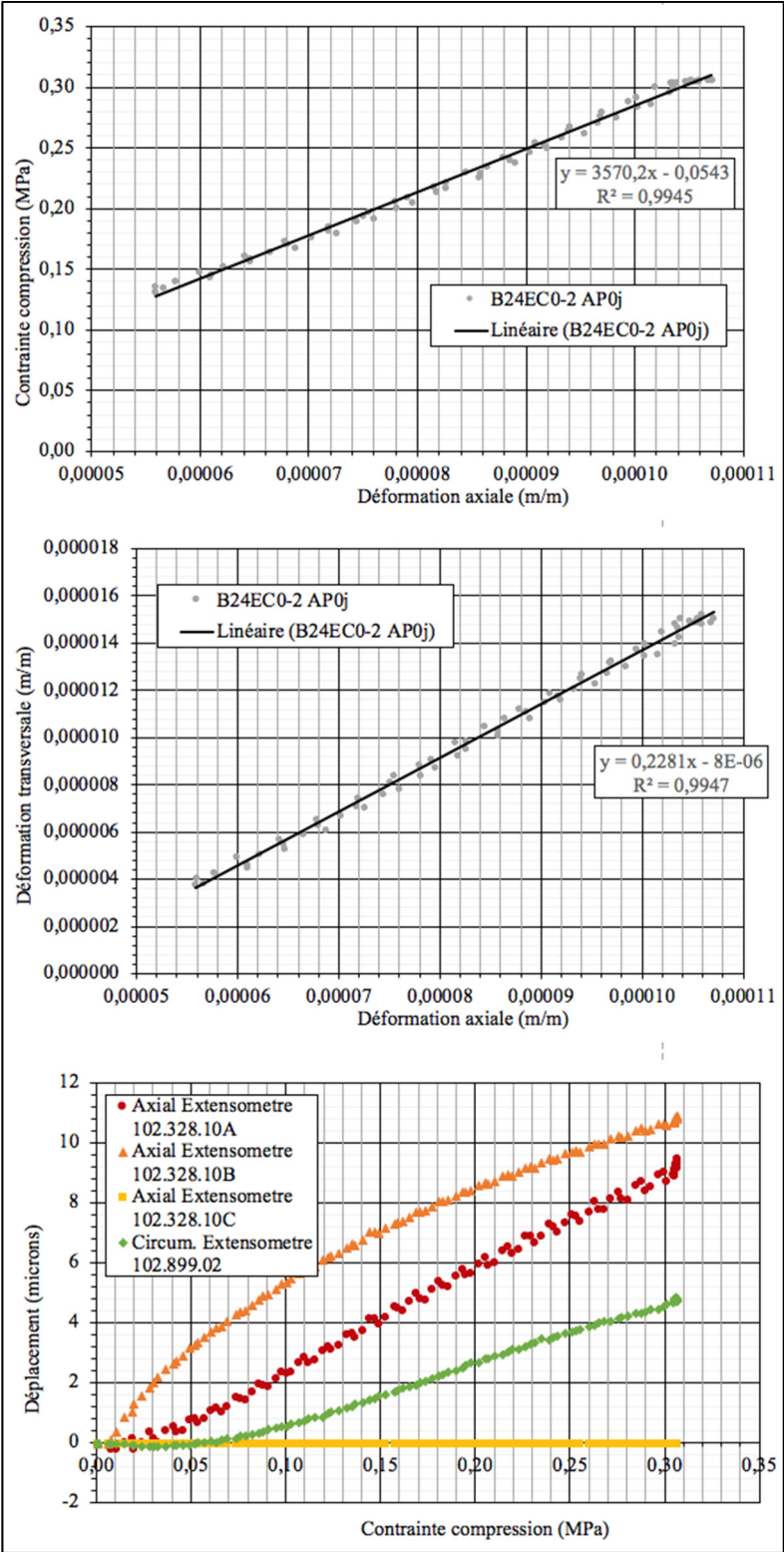


Figure A-IV-25 – Résultats mécaniques B24EC0-2 ap0j



Phase C, avant endommagement, après 24 heures de cure

Figure A-IV-26 – Résultats mécaniques C24EX1-1 av1j

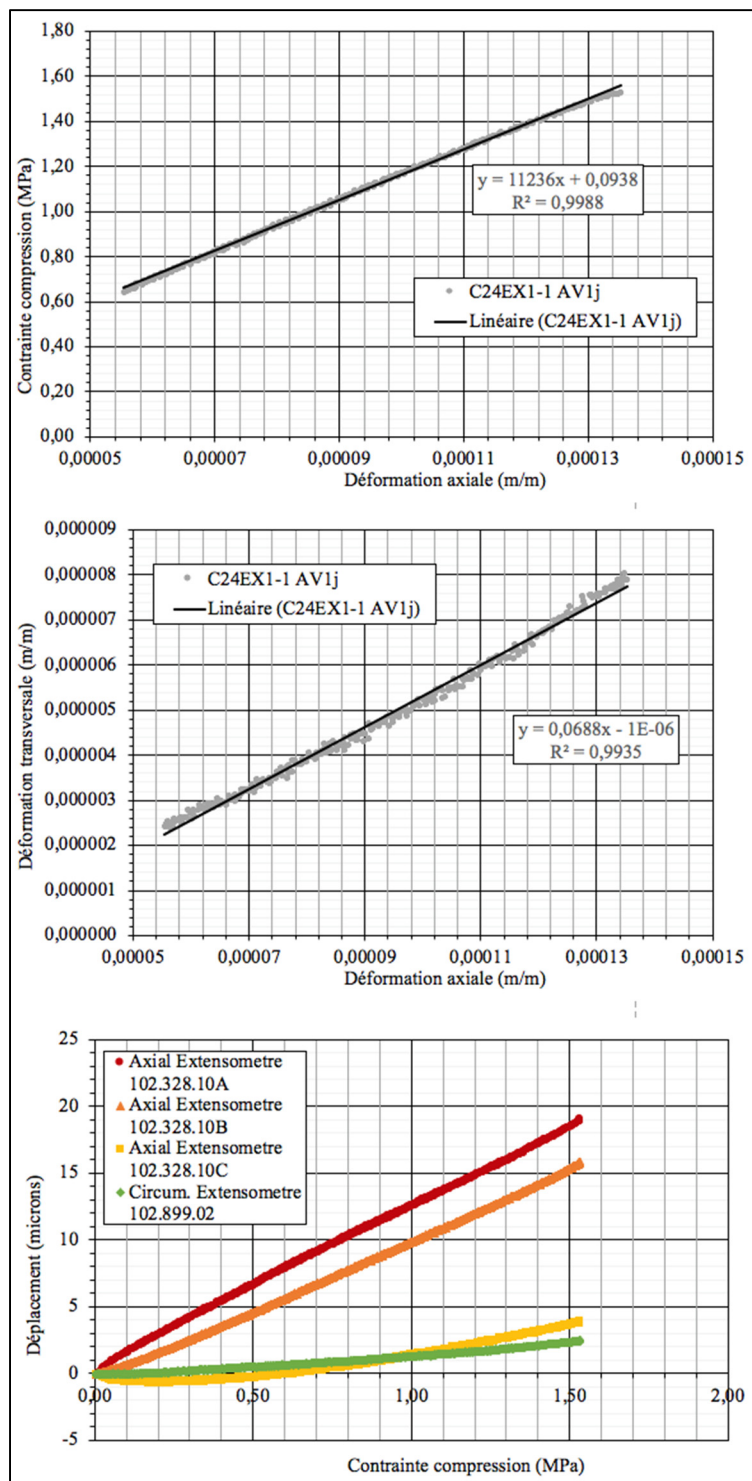


Figure A-IV-27 — Résultats mécaniques C24EX1-2 av1j

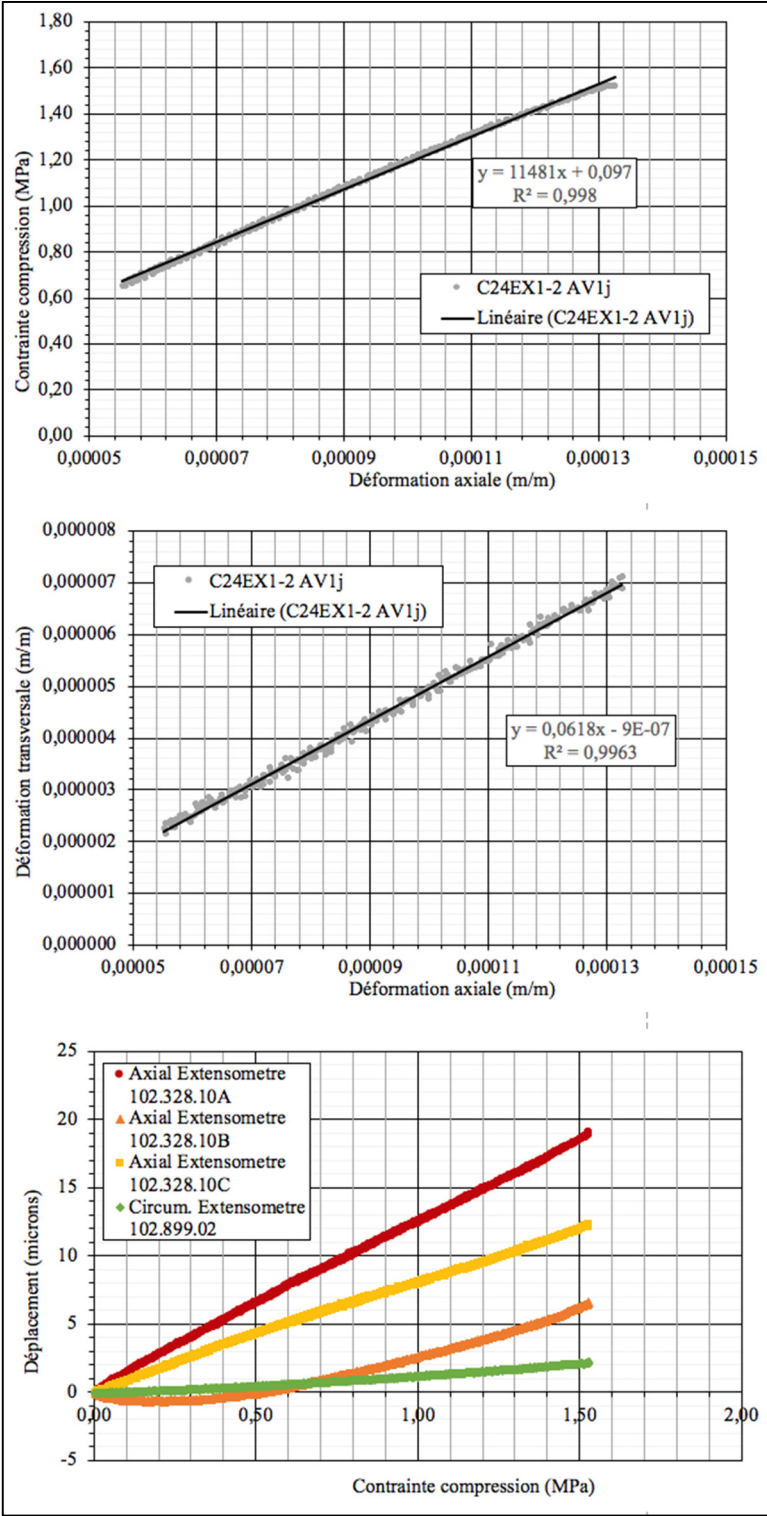


Figure A-IV-28 — Résultats mécaniques C24EA1-1 av1j

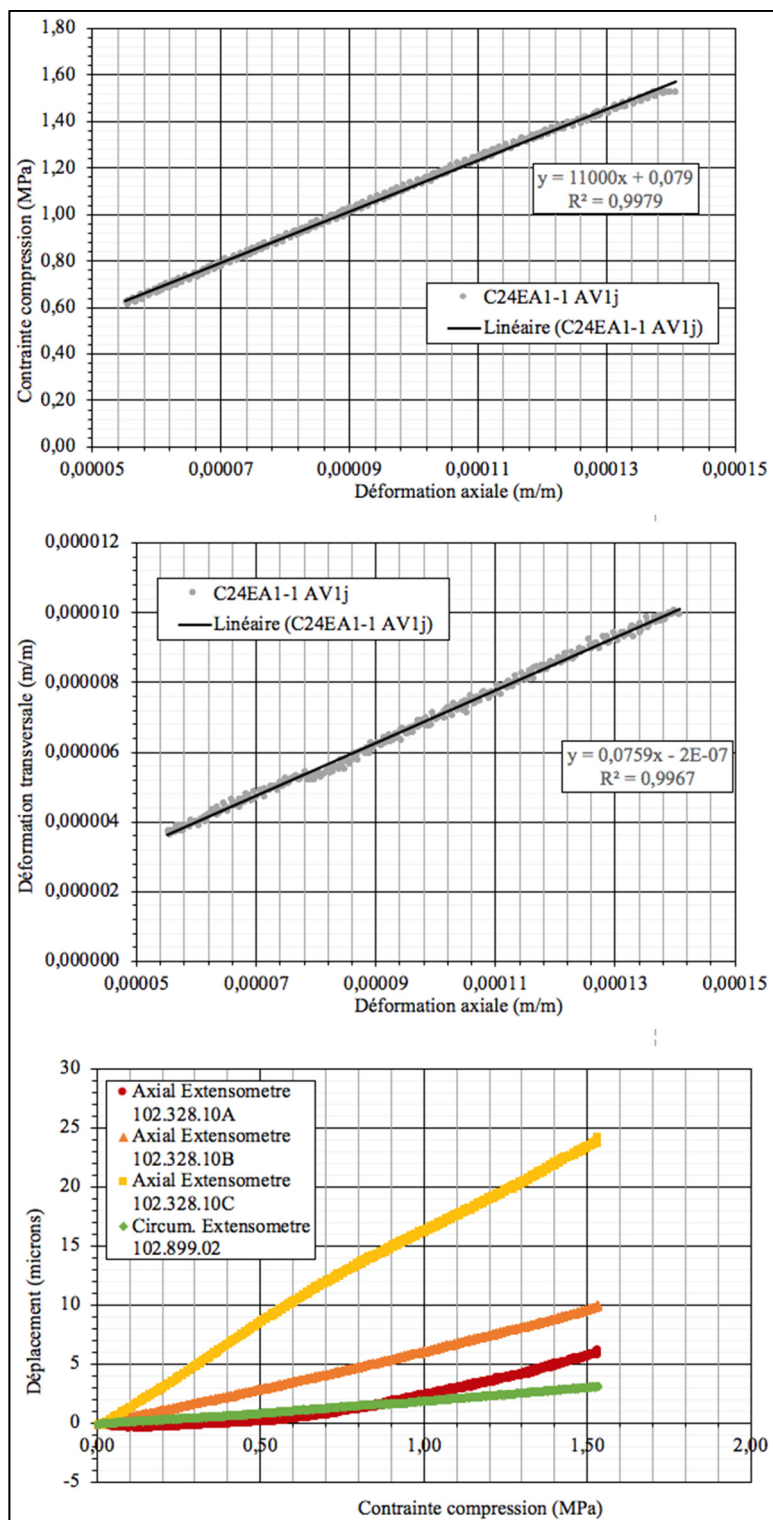


Figure A-IV-29 — Résultats mécaniques C24EA1-3 av1j

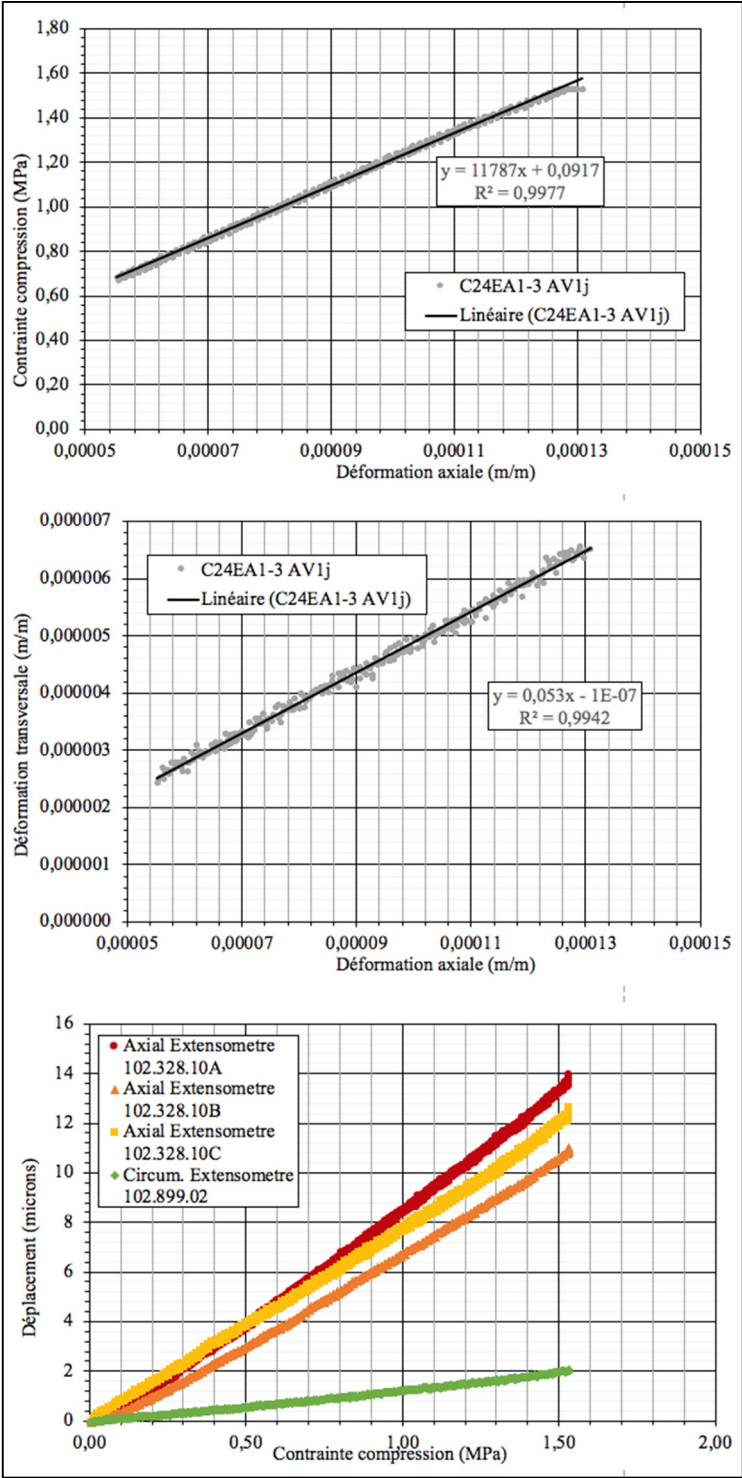


Figure A-IV-30 — Résultats mécaniques C24EB1-1 av1j

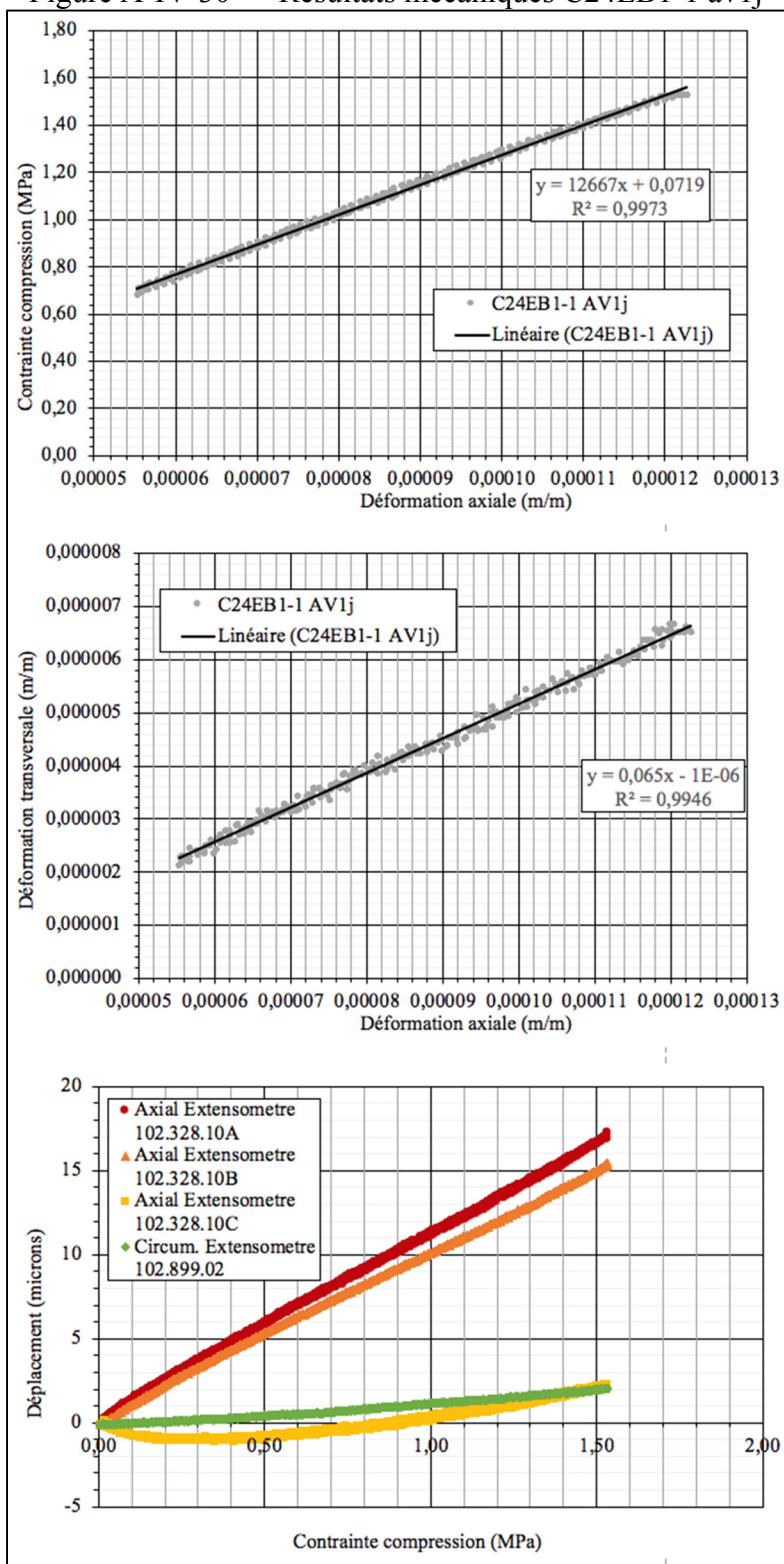


Figure A-IV-31 — Résultats mécaniques C24EB1-2 av1j

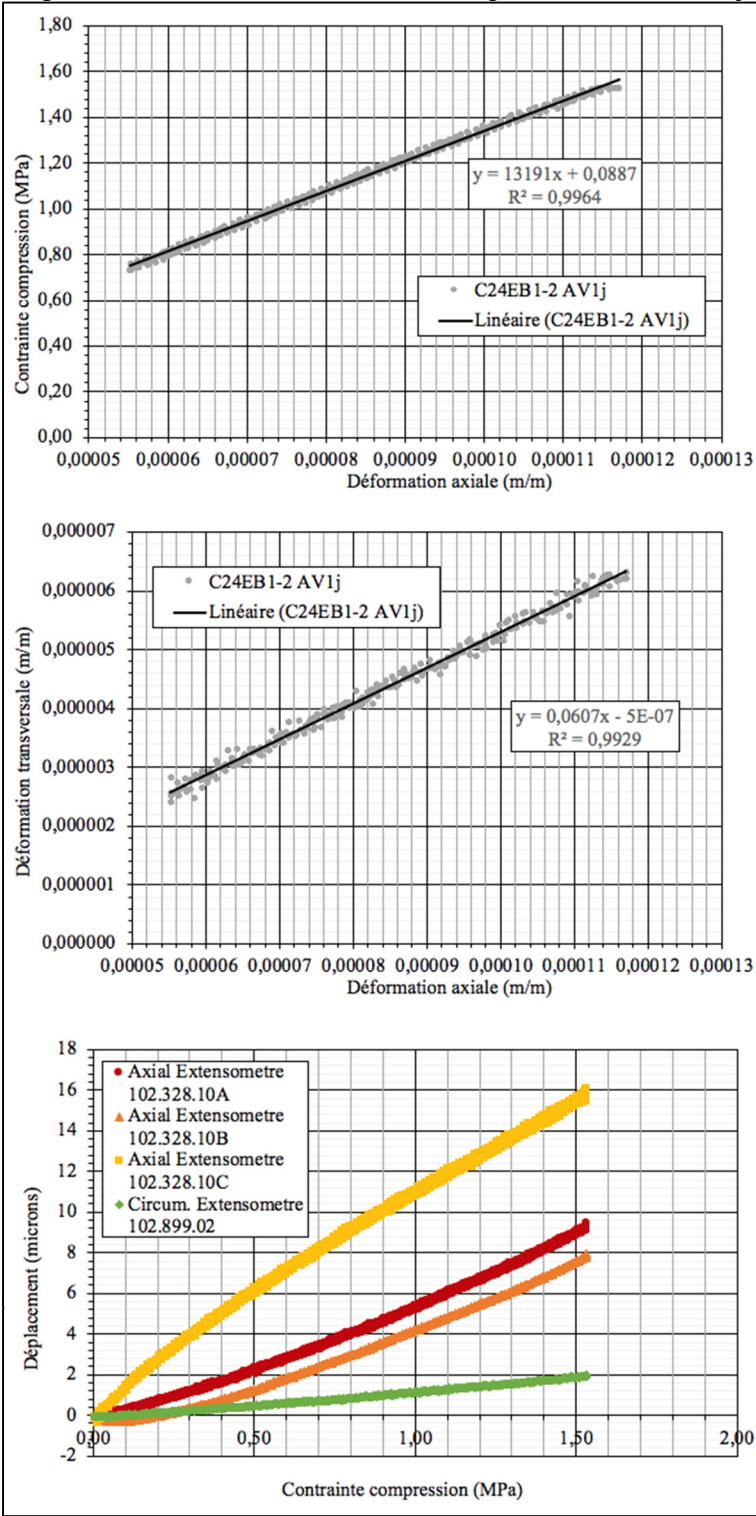


Figure A-IV-32 — Résultats mécaniques C24EC1-1 av1j

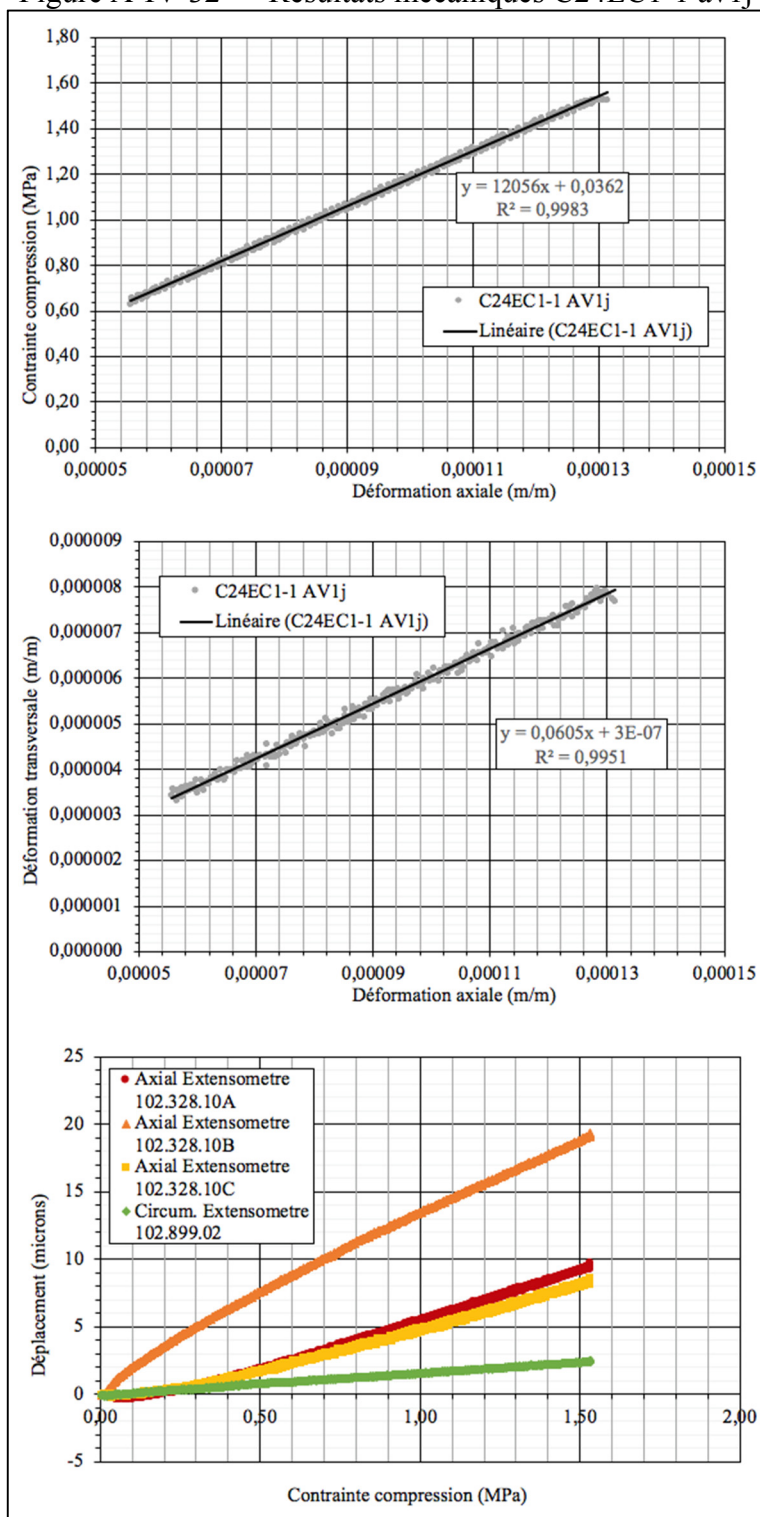
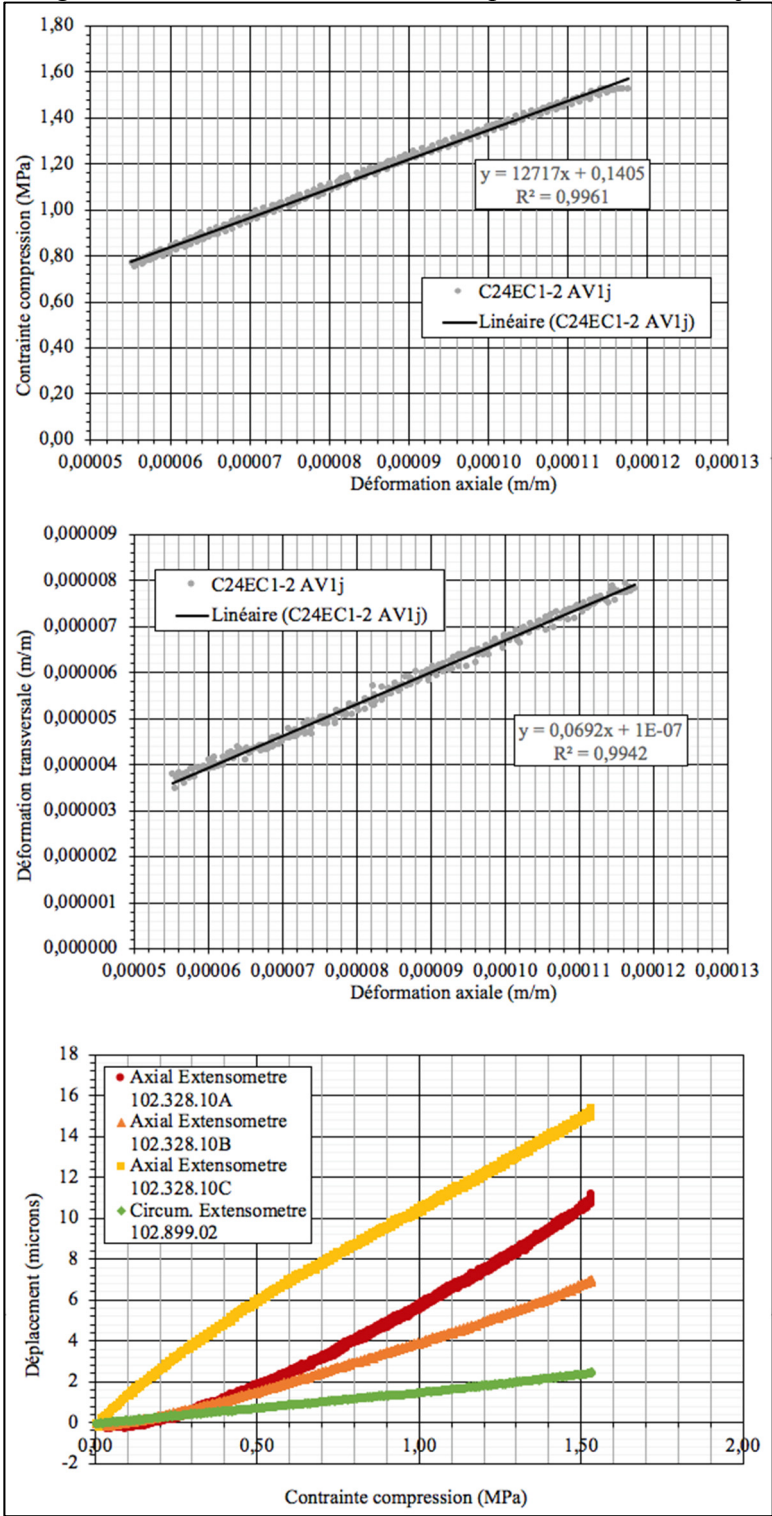


Figure A-IV-33 – Résultats mécaniques C24EC1-2 av1j



Phase C, après endommagement, après 0 heure de cure

Figure A-IV-34 – Résultats mécaniques C24EA1-1 ap0j

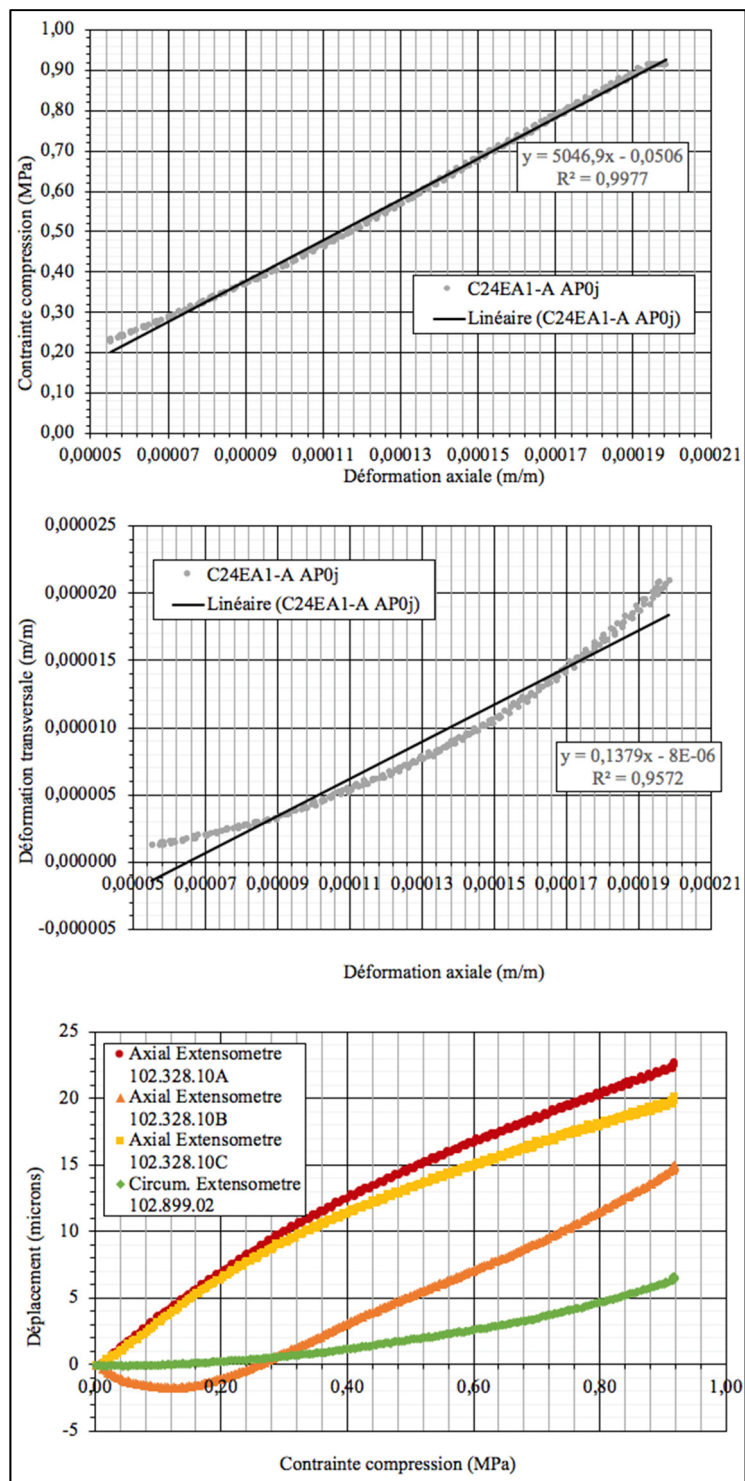


Figure A-IV-35 — Résultats mécaniques C24EA1-3 ap0j

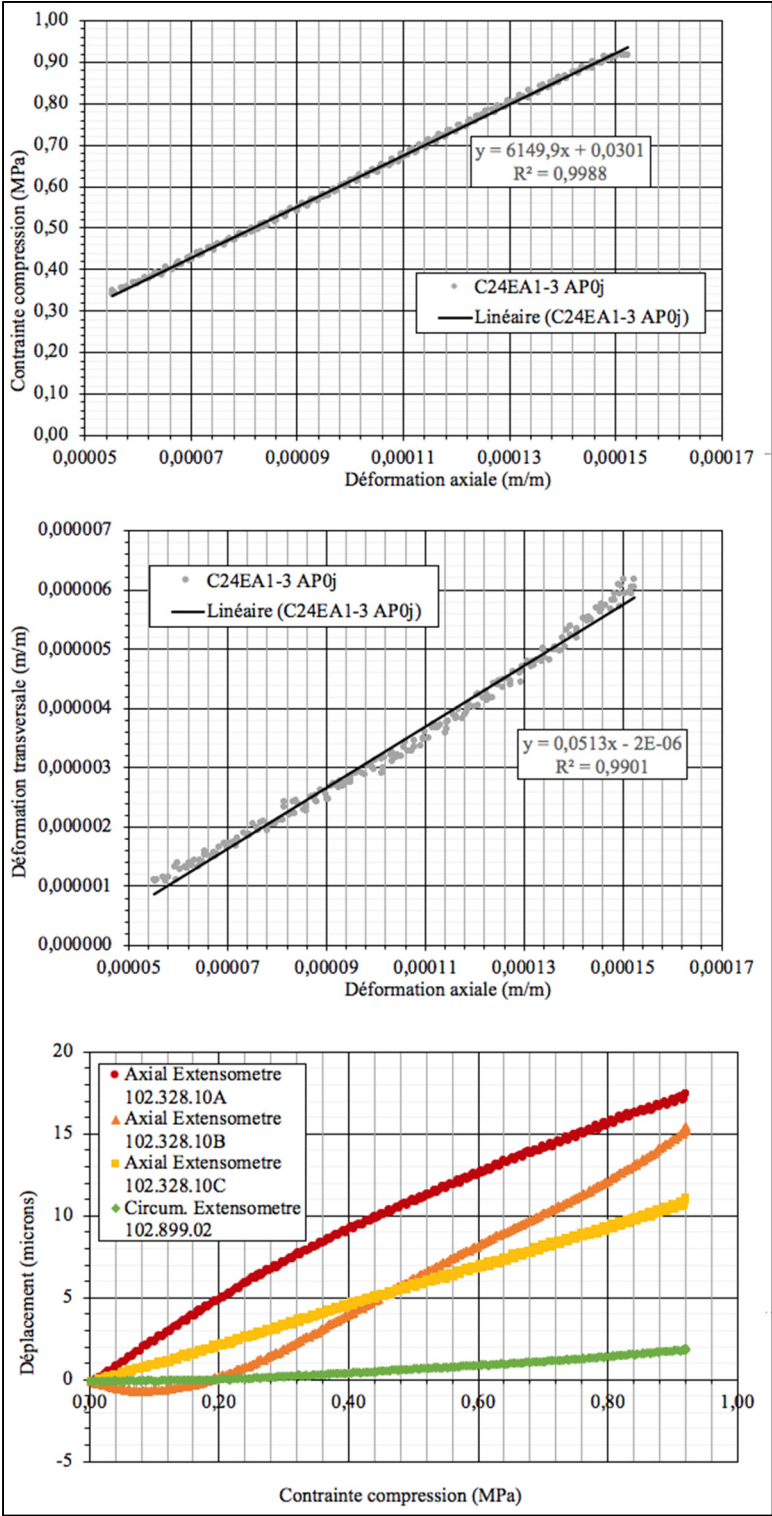


Figure A-IV-36 — Résultats mécaniques C24EB1-1 ap0j

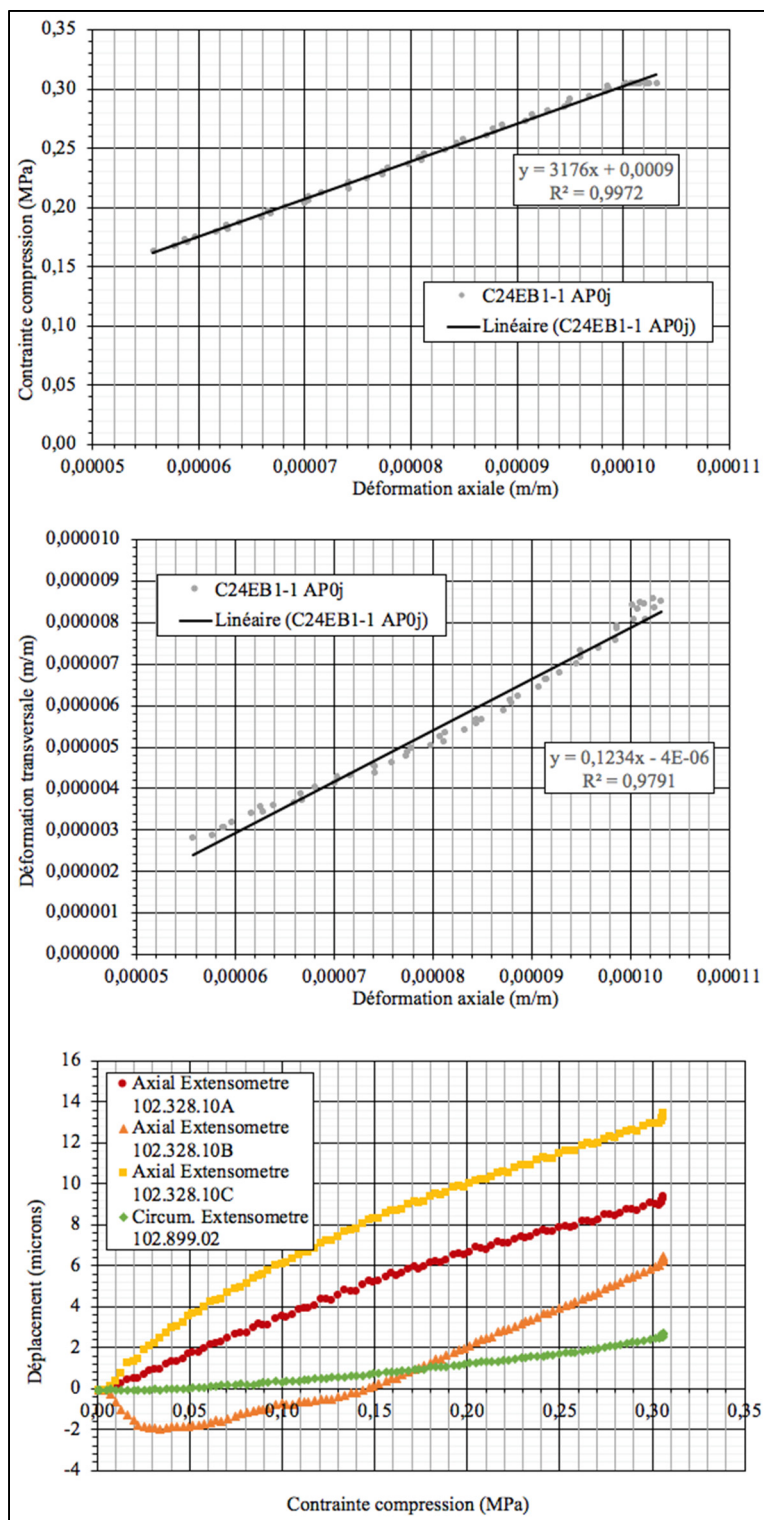


Figure A-IV-37 — Résultats mécaniques C24EB1-2 ap0j

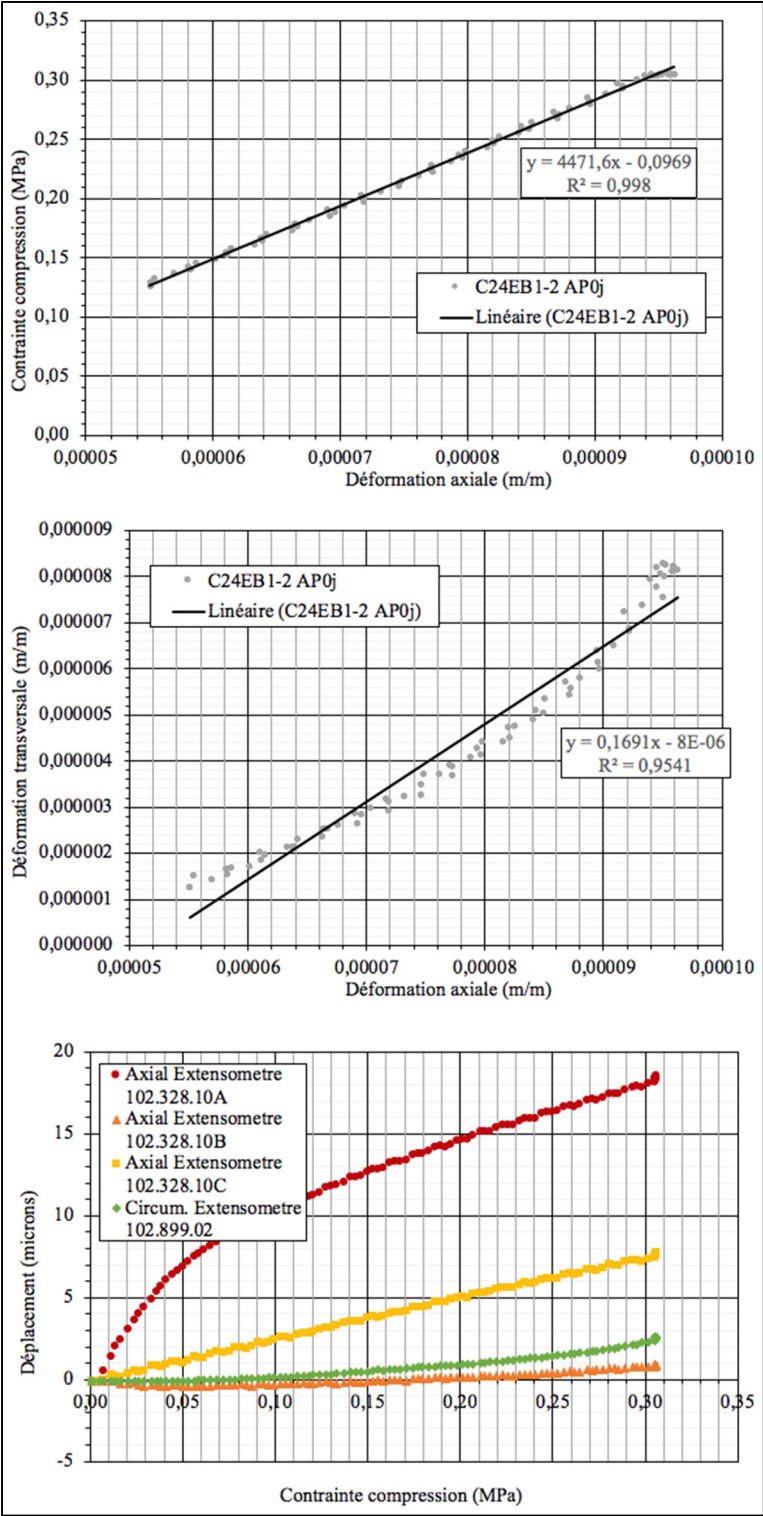


Figure A-IV-38 — Résultats mécaniques C24EC1-1 ap0j

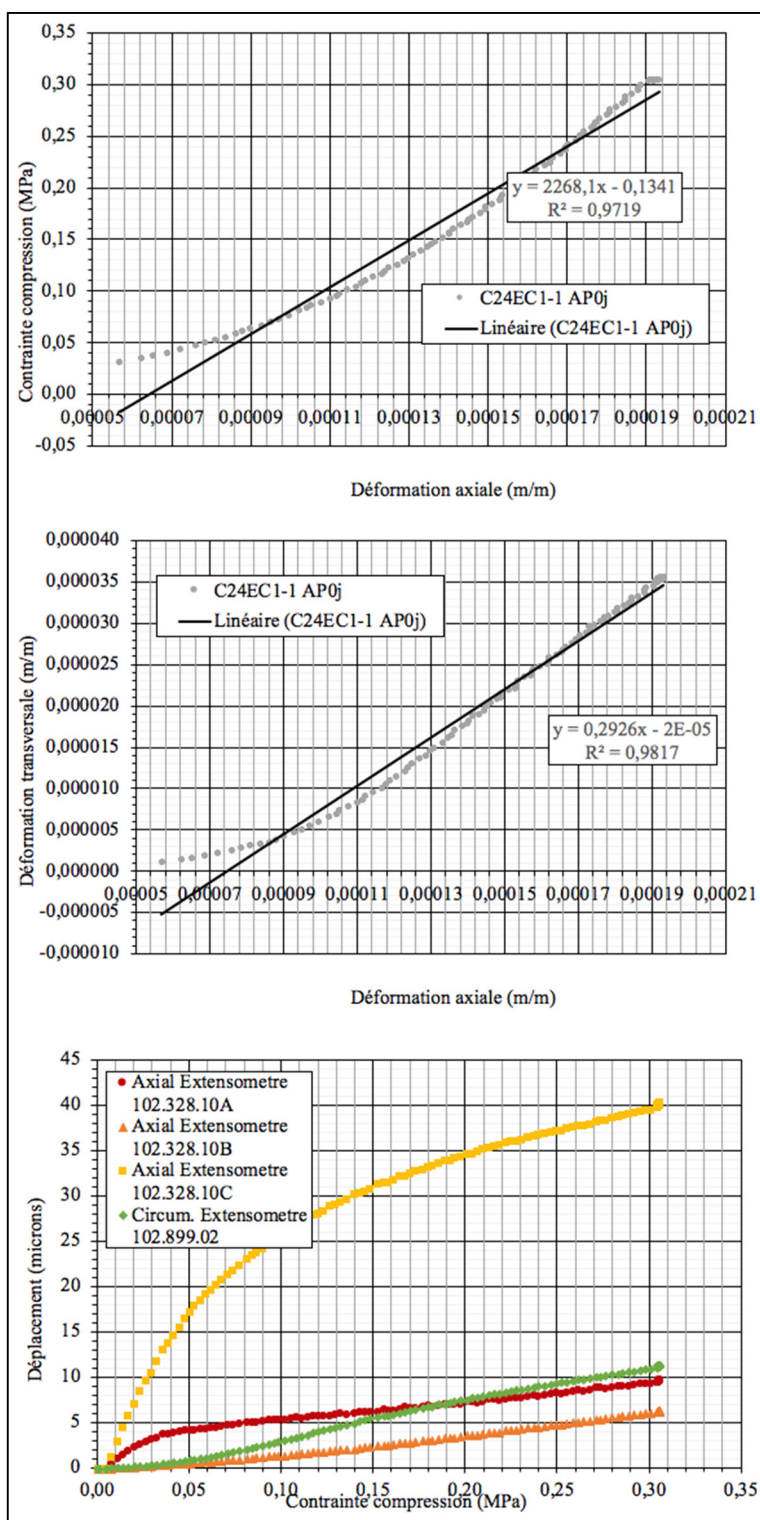
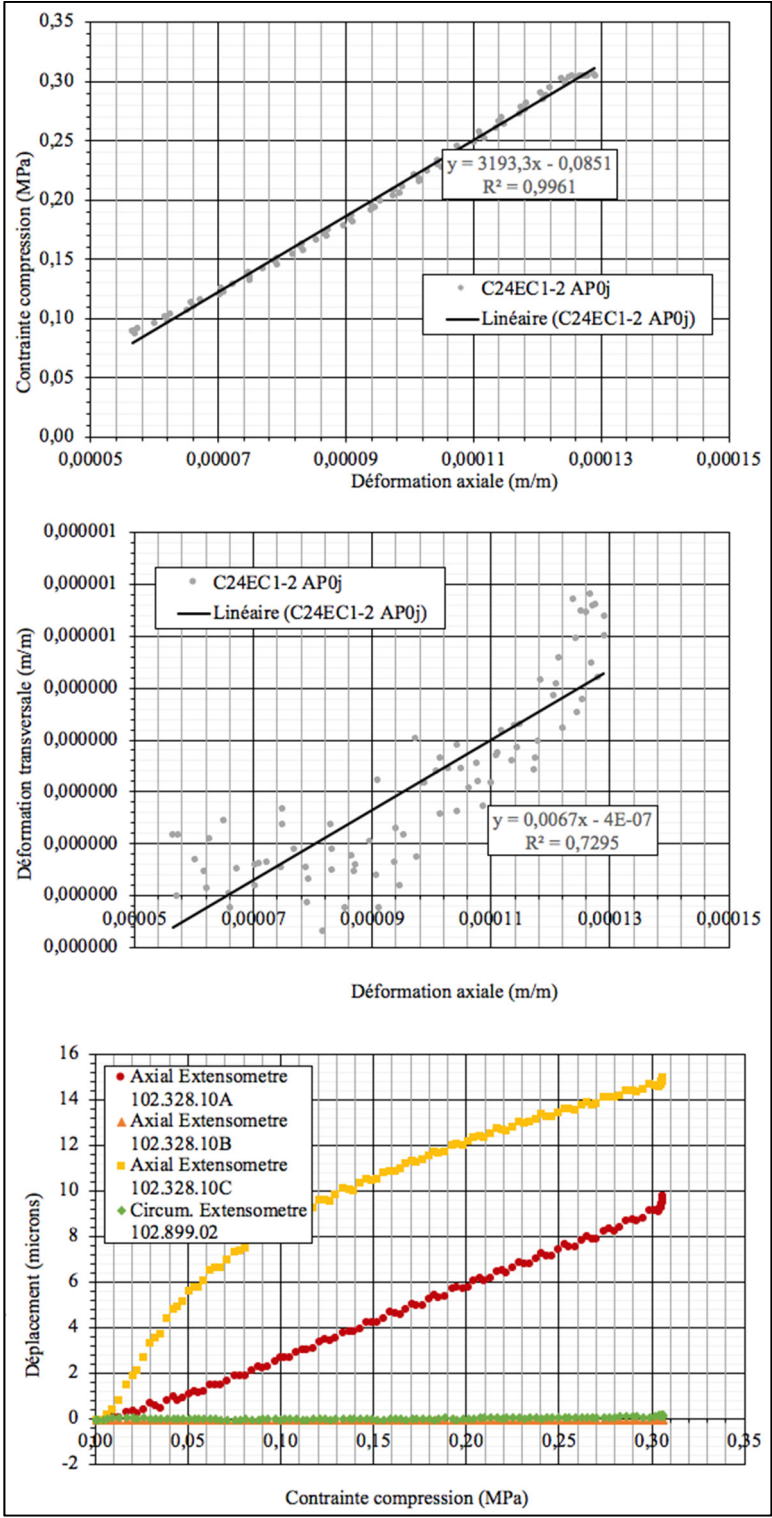


Figure A-IV-39 – Résultats mécaniques C24EC1-2 ap0j



Phase C, après endommagement, après 24 heures de recouvrement

Figure A-IV-40 – Résultats mécaniques C24EX1-1 ap1j

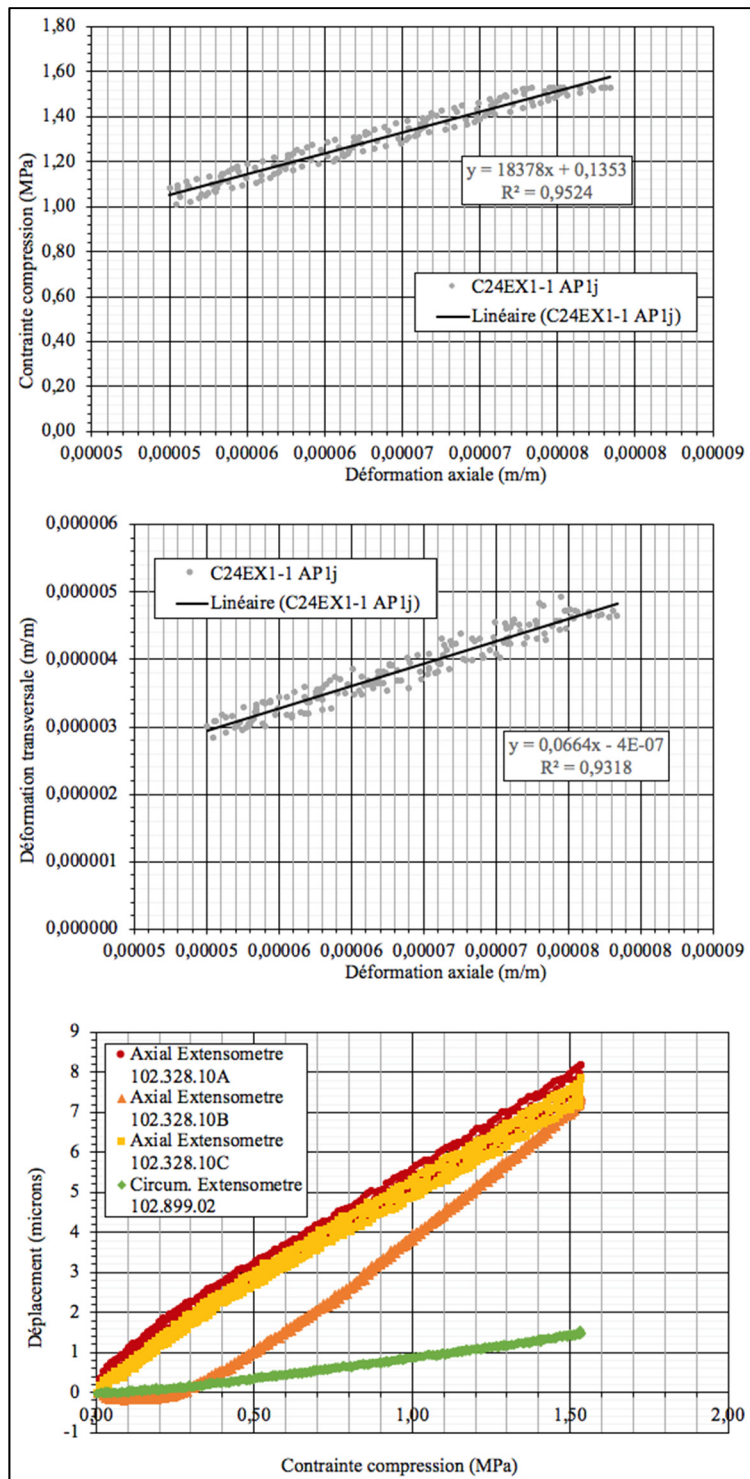


Figure A-IV-41 — Résultats mécaniques C24EX1-2 ap1j

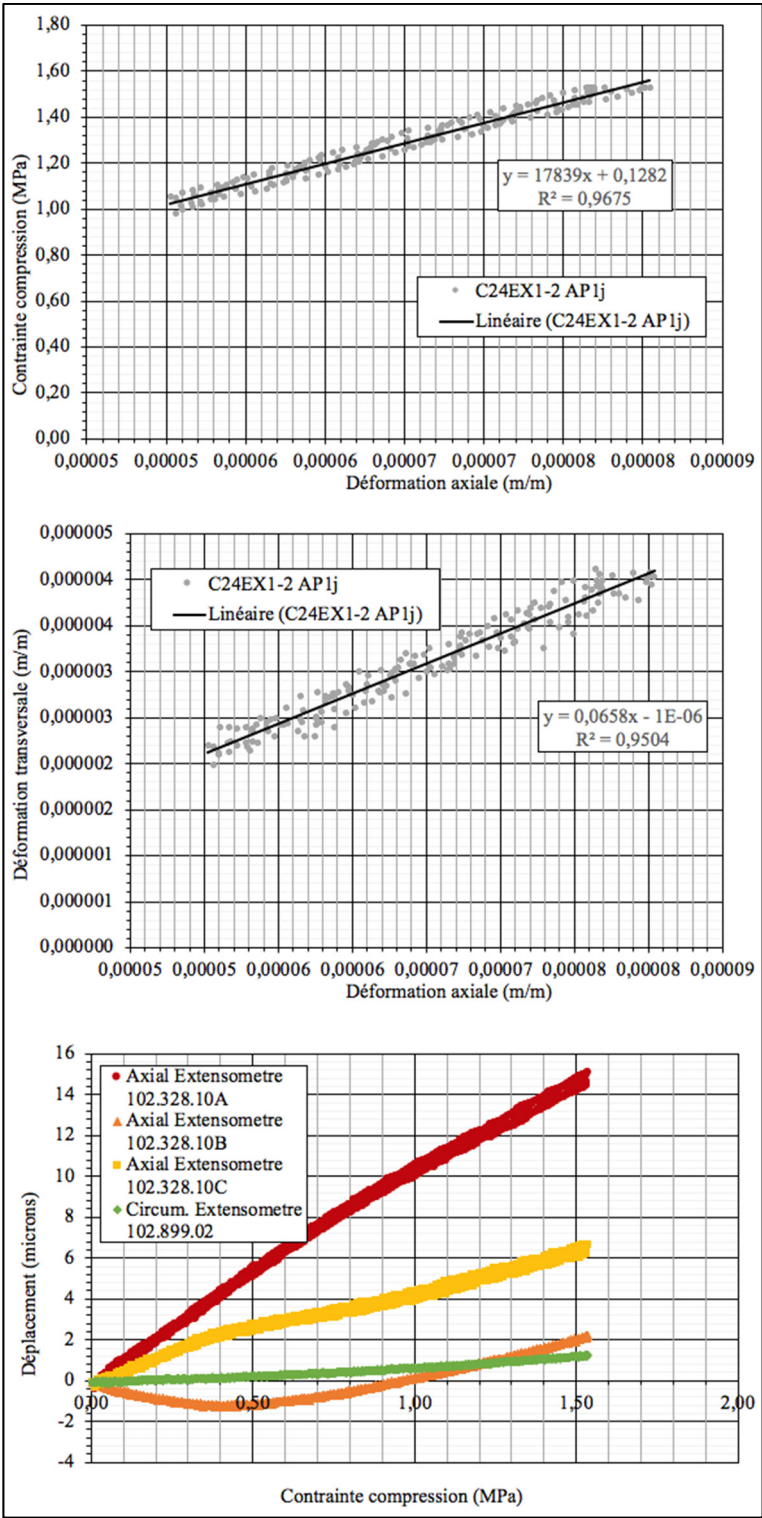


Figure A-IV-42 — Résultats mécaniques C24EA1-1 ap1j

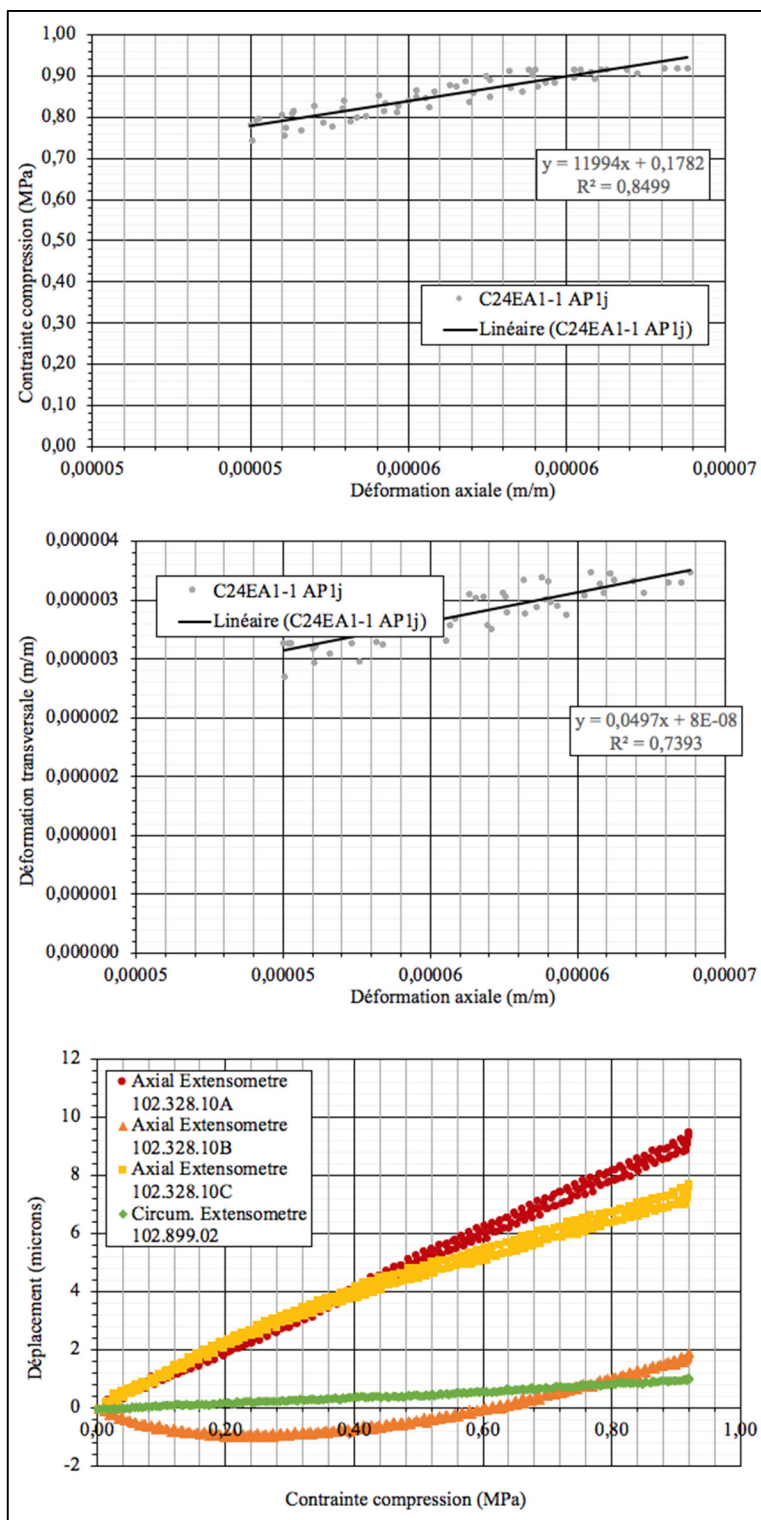


Figure A-IV-43 — Résultats mécaniques C24EA1-3 ap1j

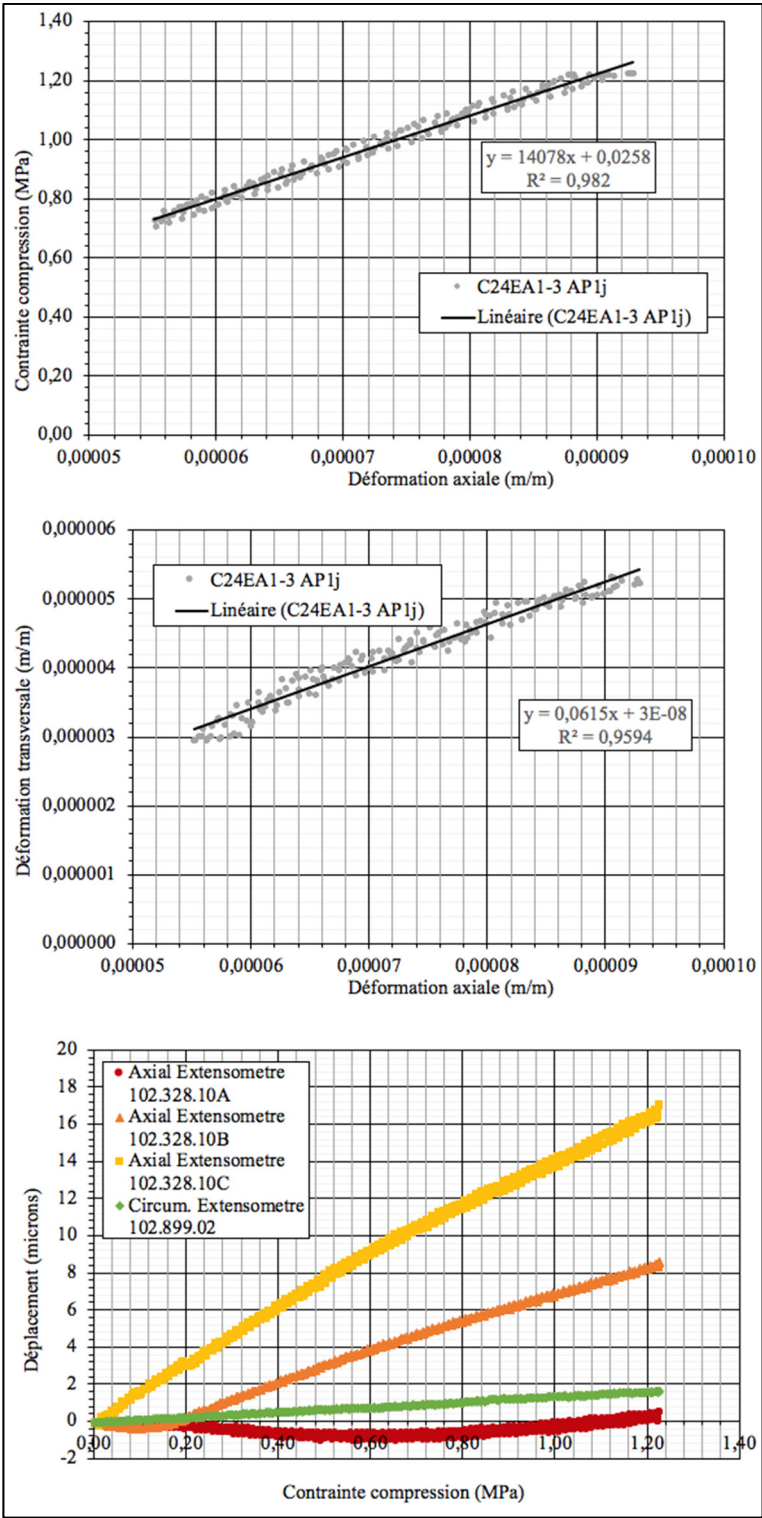


Figure A-IV-44 — Résultats mécaniques C24EB1-1 ap1j

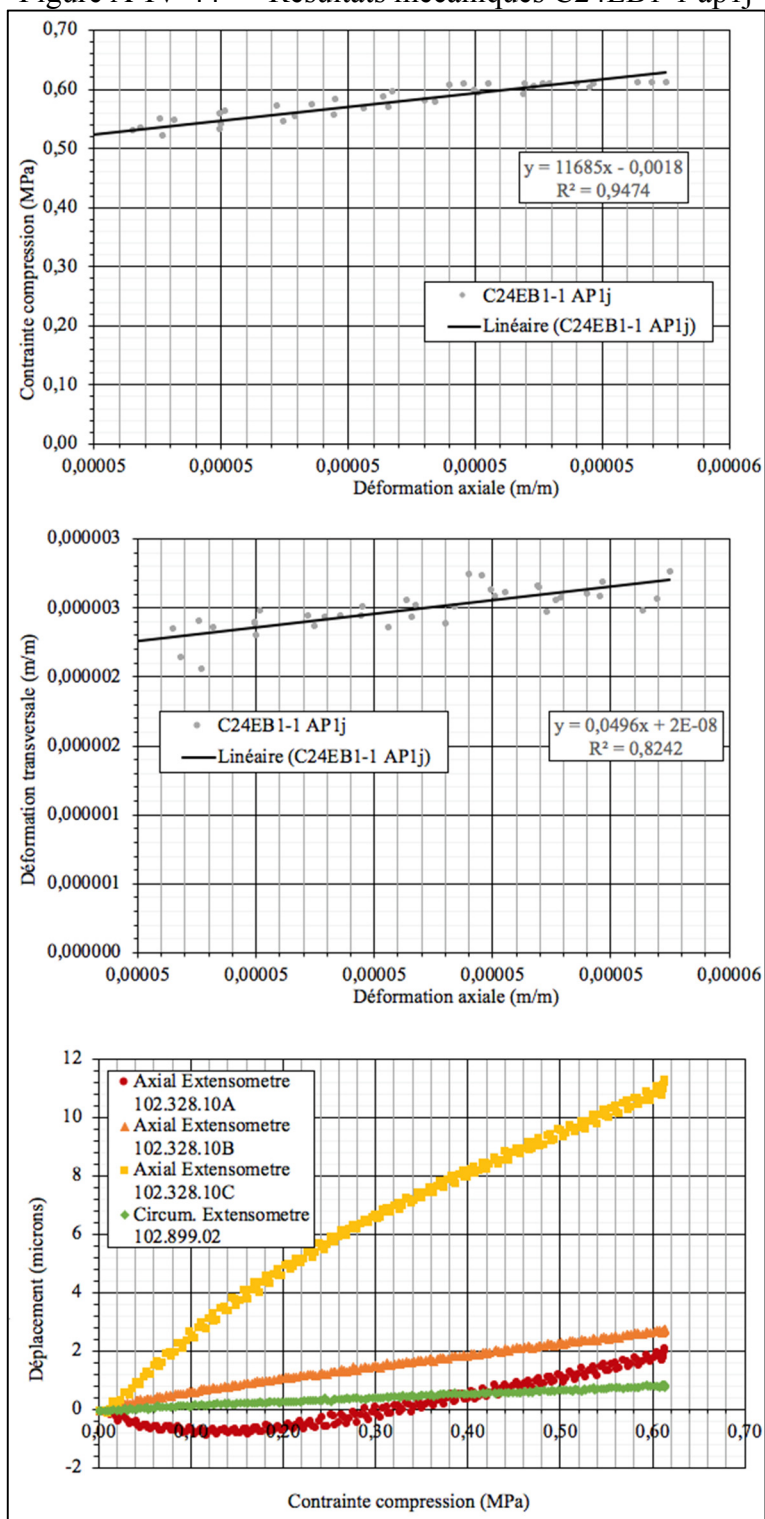


Figure A-IV-45 — Résultats mécaniques C24EB1-2 ap1j

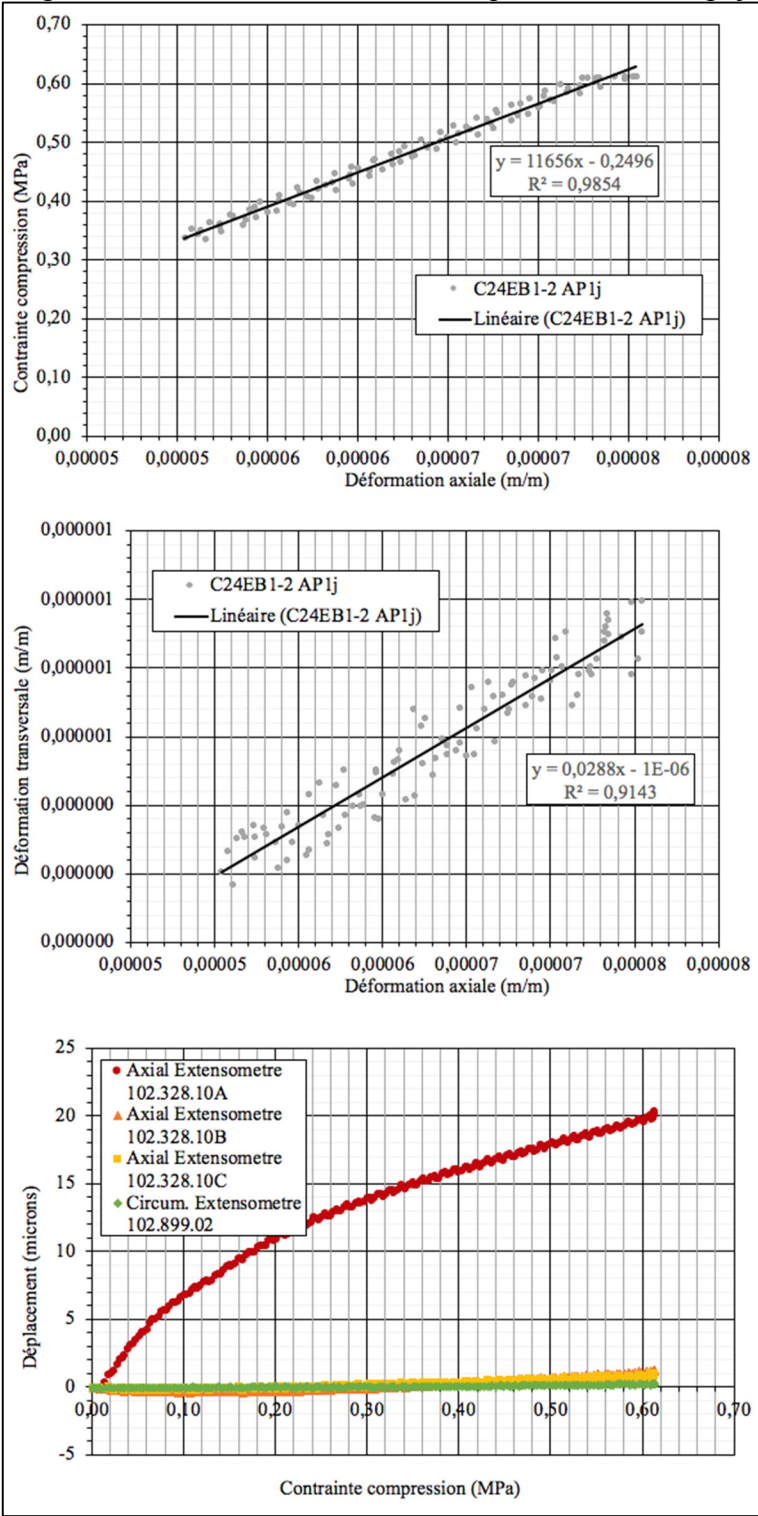


Figure A-IV-46 — Résultats mécaniques C24EC1-1 ap1j

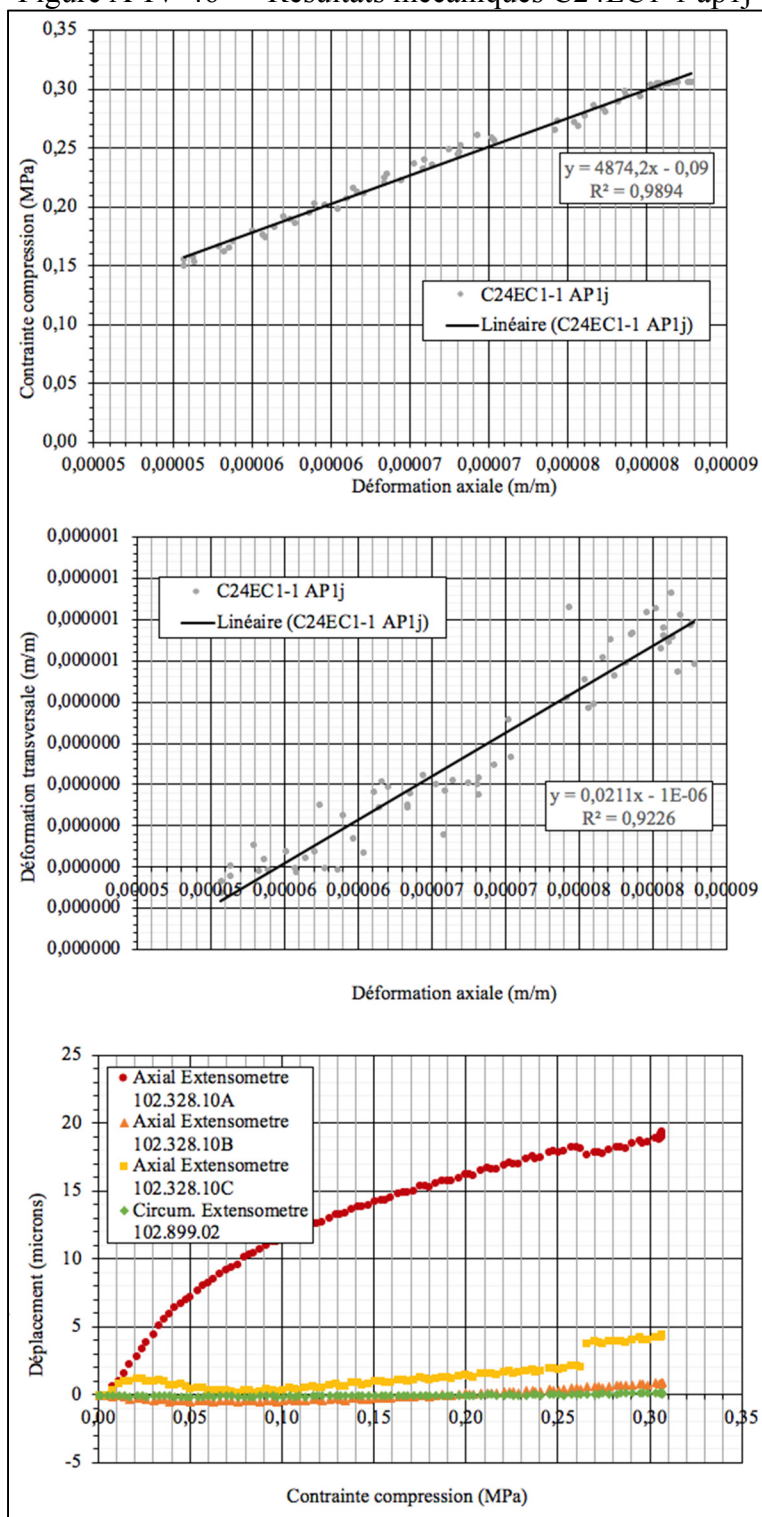
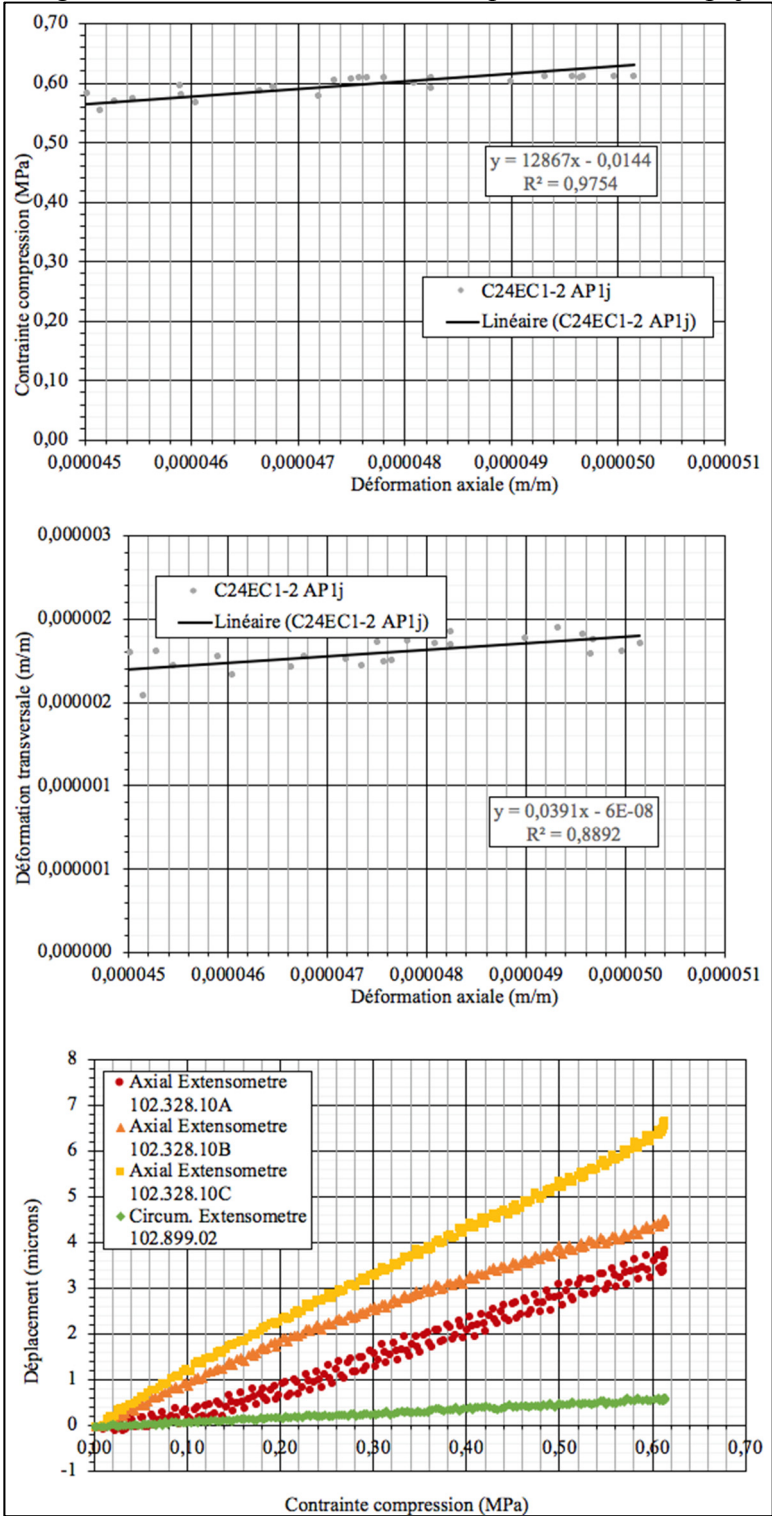


Figure A-IV-47 – Résultats mécaniques C24EC1-2 ap1j



Phase C, après endommagement, après 3 jours de recouvrement

Figure A-IV-48 – Résultats mécaniques C24EX1-1 ap3j

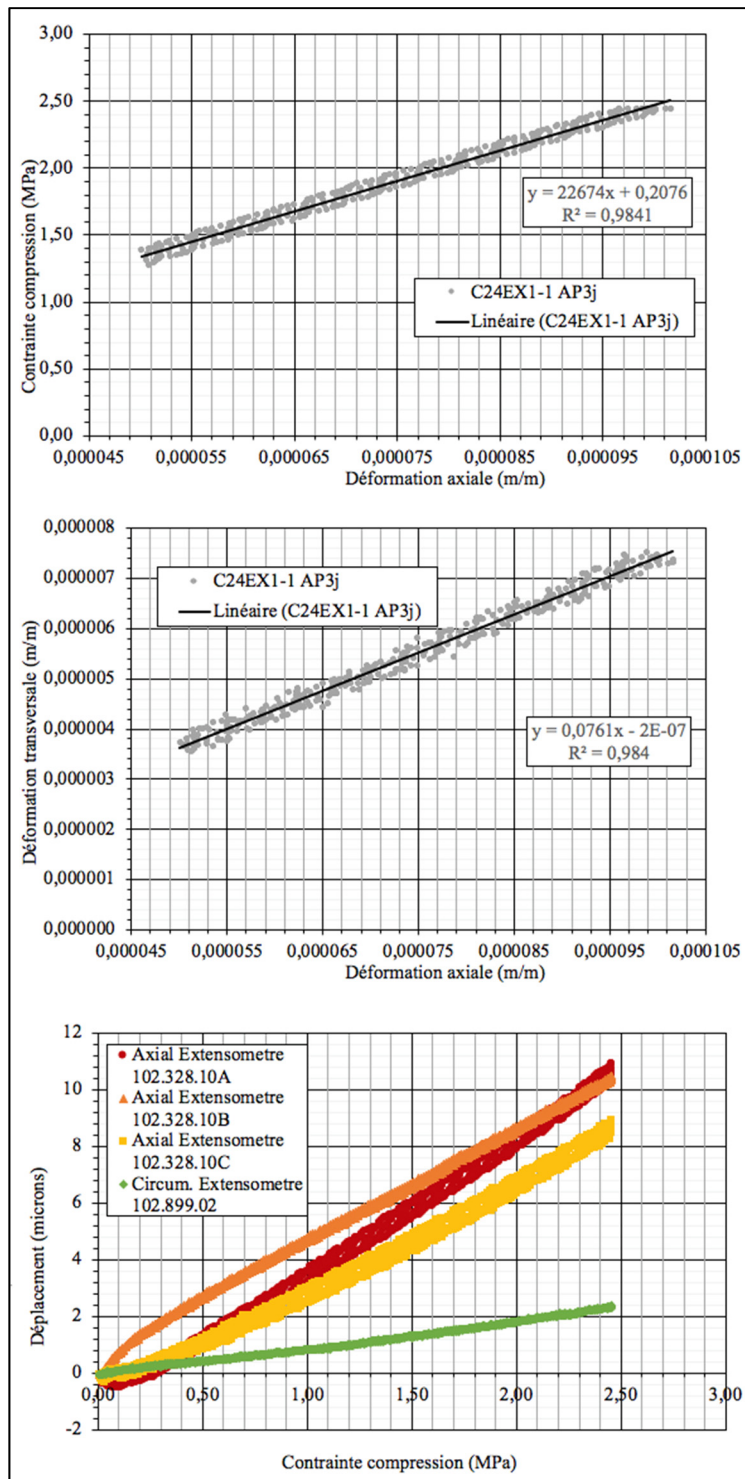


Figure A-IV-49 — Résultats mécaniques C24EX1-2 ap3j

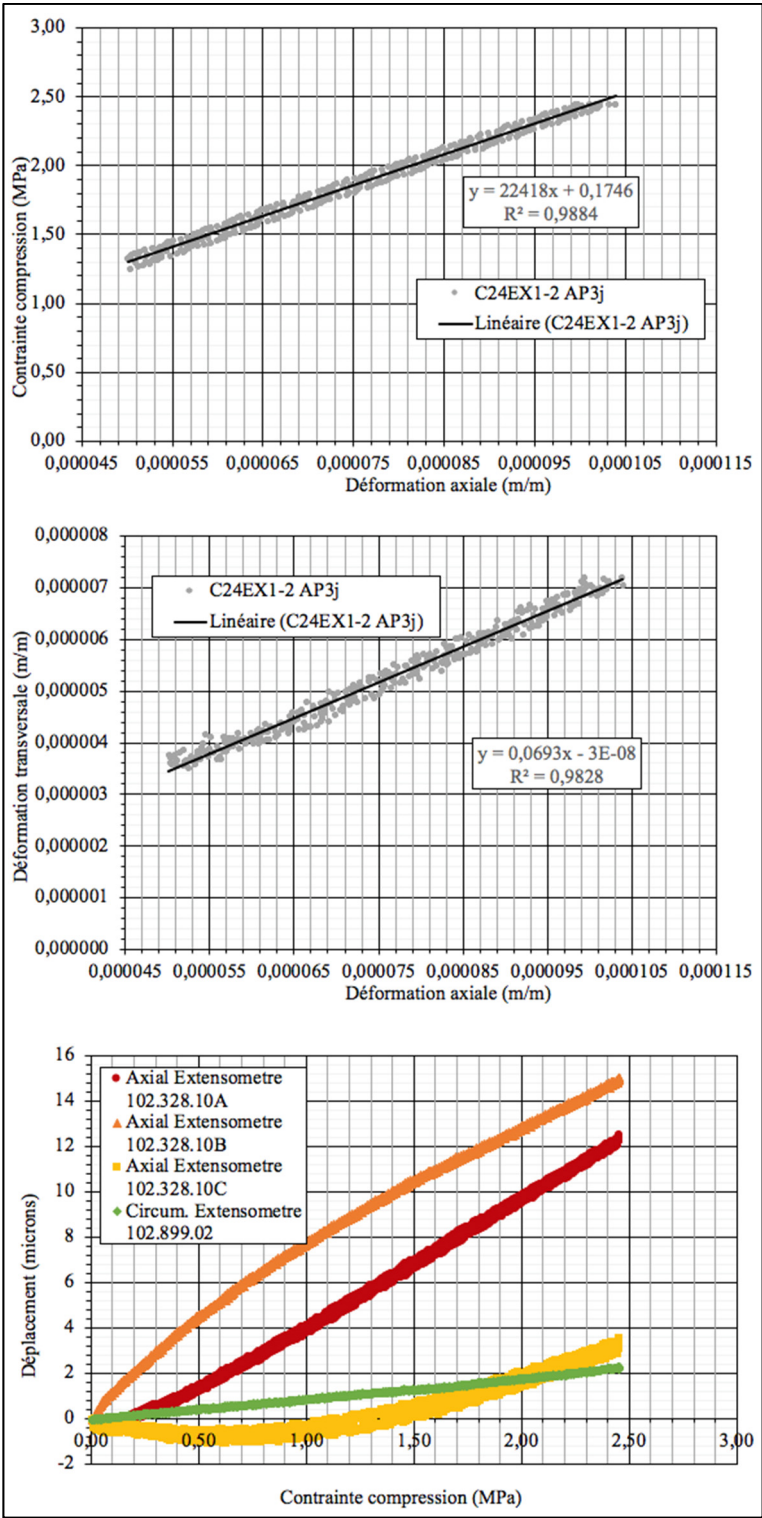


Figure A-IV-50 — Résultats mécaniques C24EA1-1 ap3j

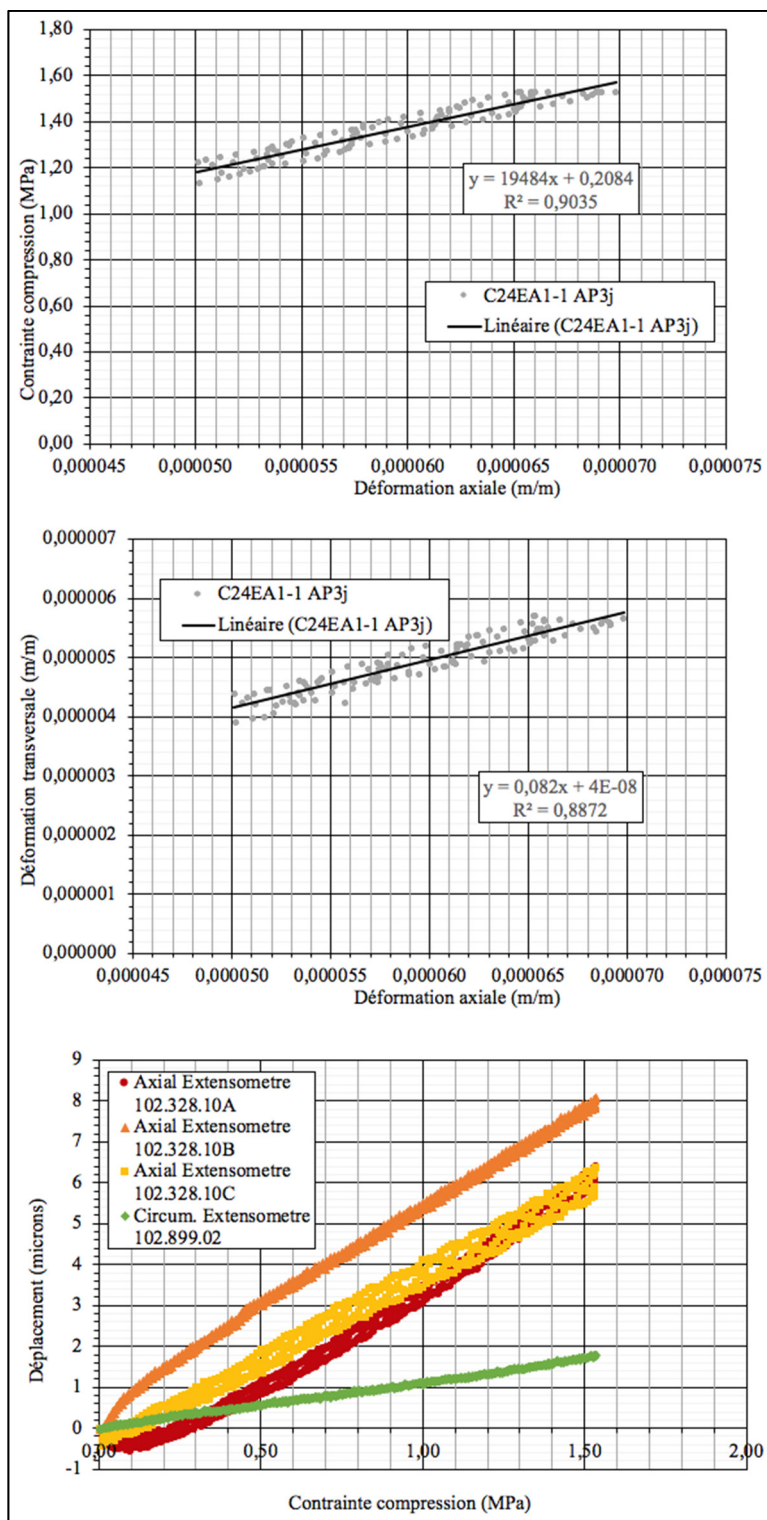


Figure A-IV-51 — Résultats mécaniques C24EA1-3 ap3j

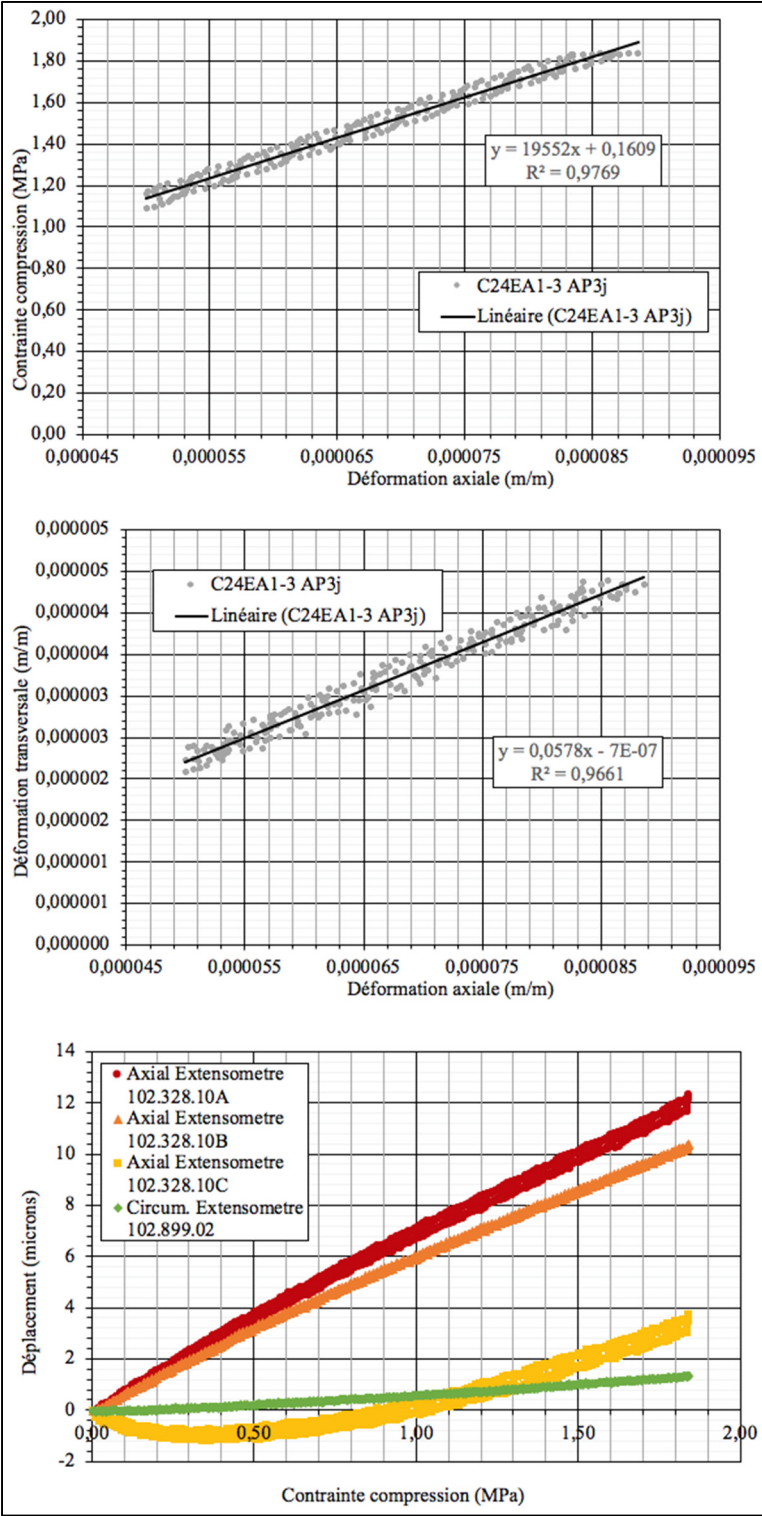


Figure A-IV-52 — Résultats mécaniques C24EB1-1 ap3j

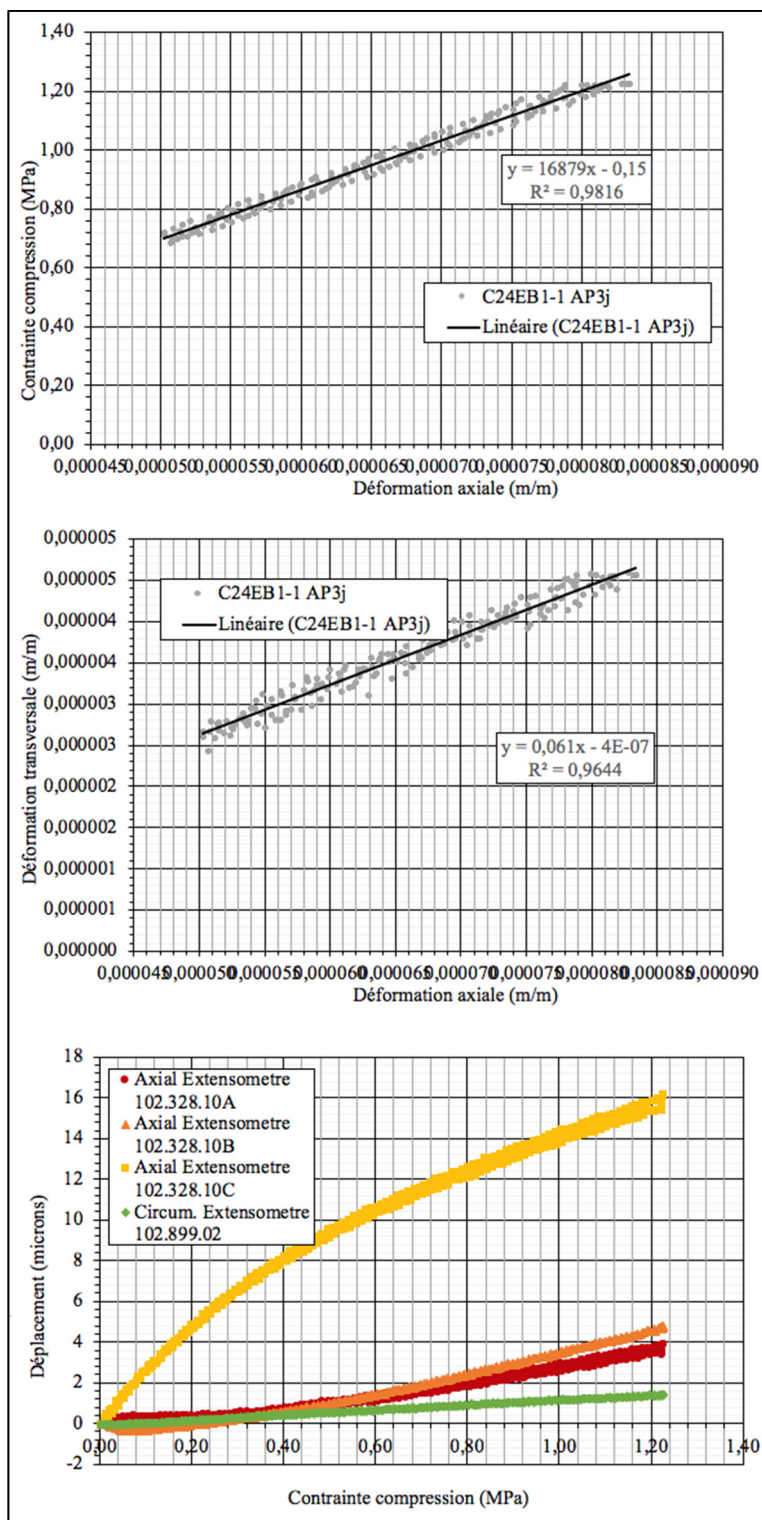


Figure A-IV-53 — Résultats mécaniques C24EB1-2 ap3j

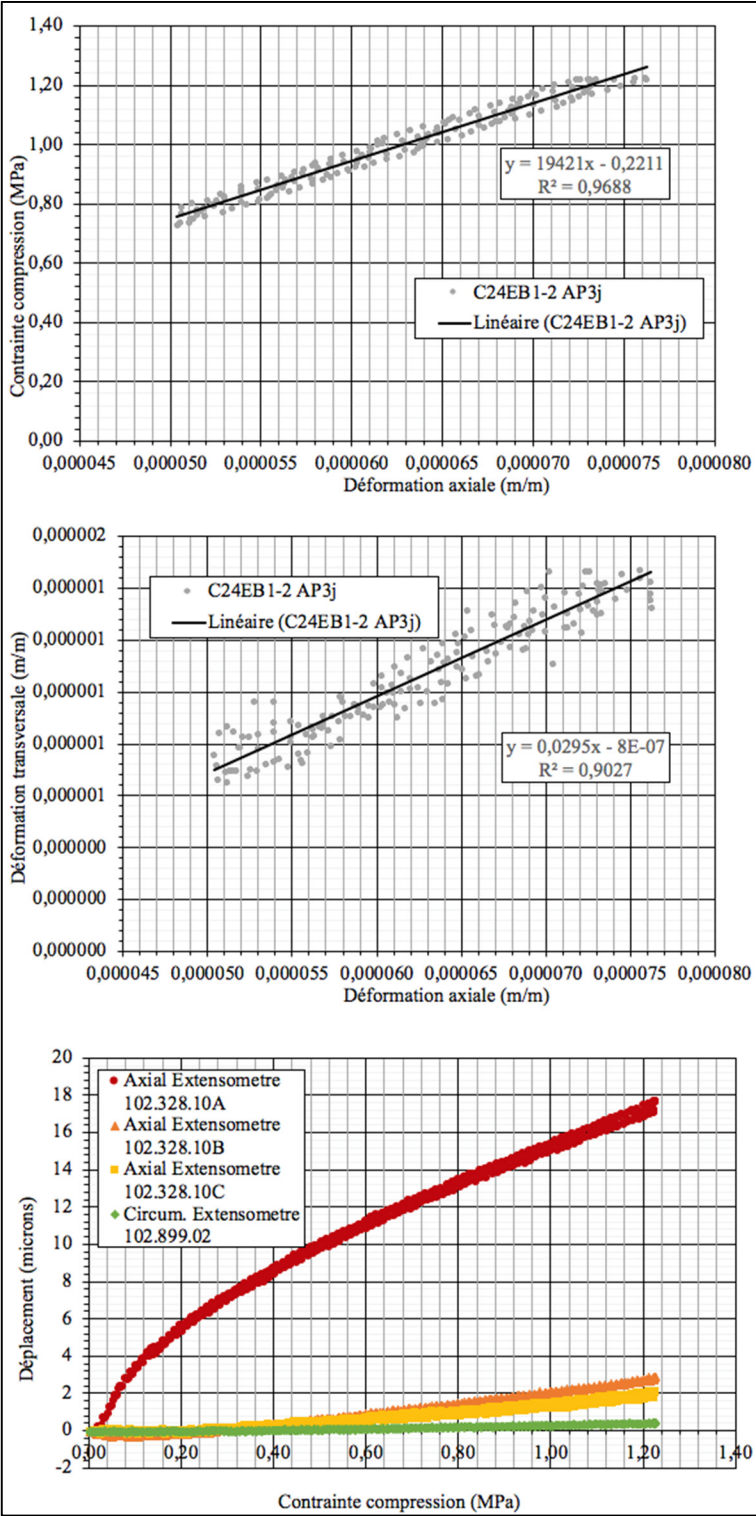


Figure A-IV-54 — Résultats mécaniques C24EC1-1 ap3j

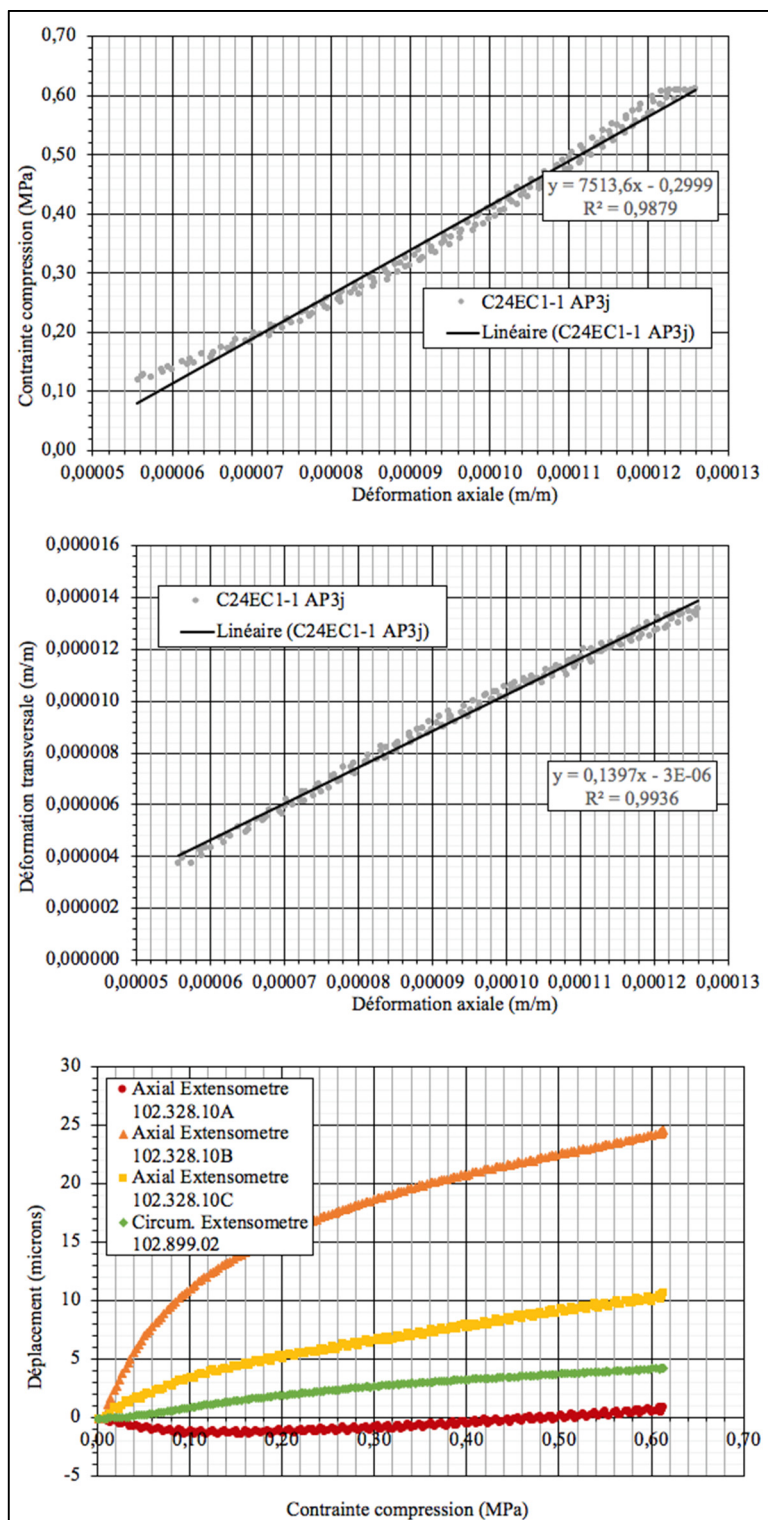
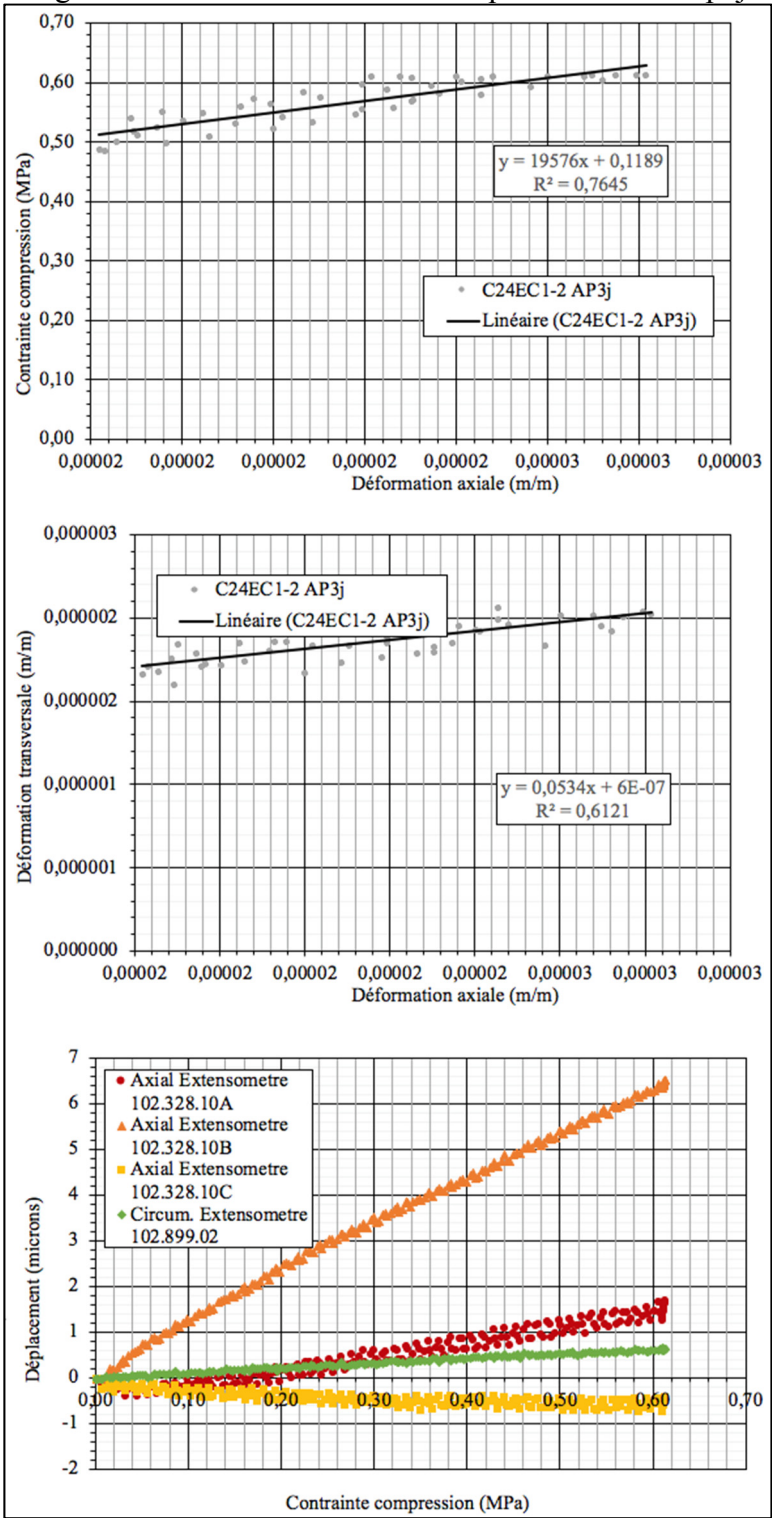


Figure A-IV-55 – Résultats mécaniques C24EC1-2 ap3j



Phase C, après endommagement, après 7 jours de recouvrement

Figure A-IV-56 – Résultats mécaniques C24EX1-1 ap7j

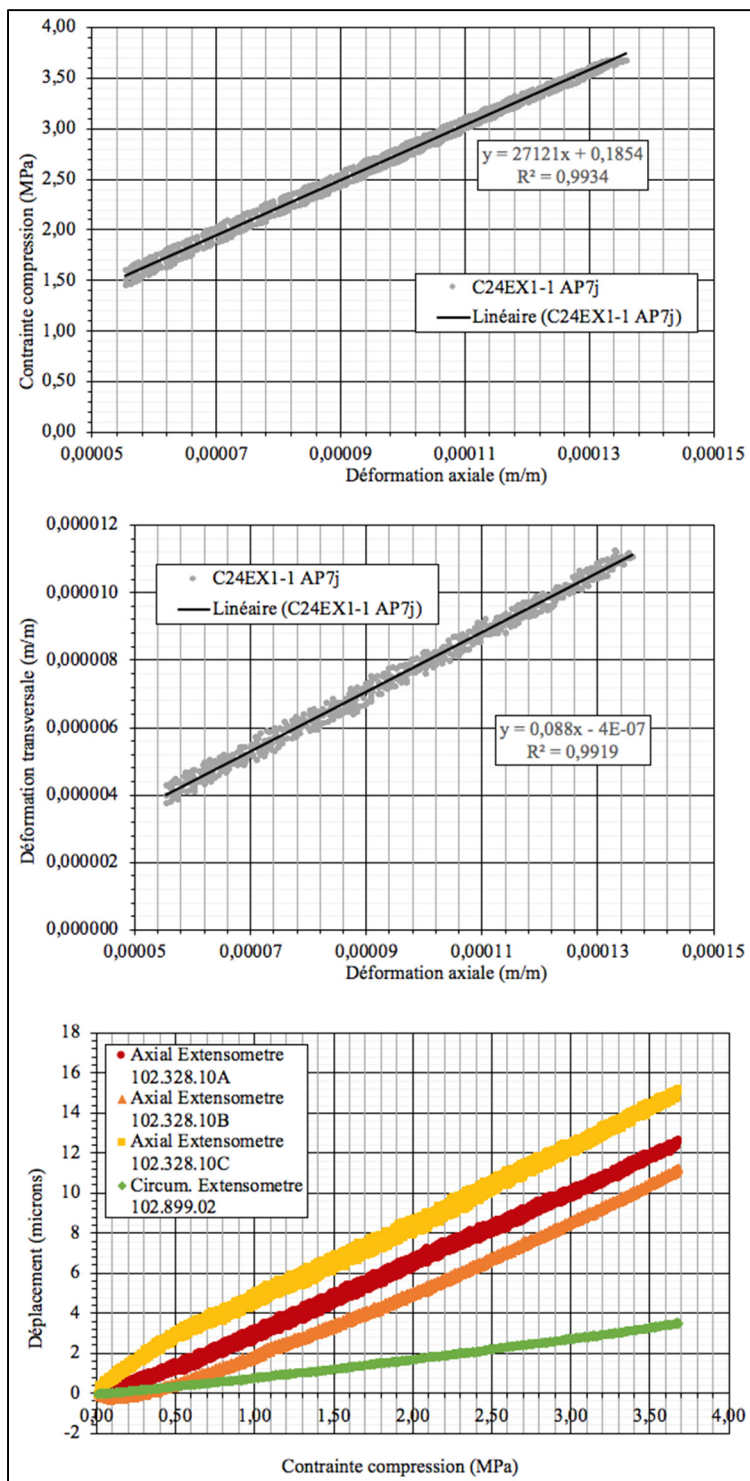


Figure A-IV-57 — Résultats mécaniques C24EX1-2 ap7j

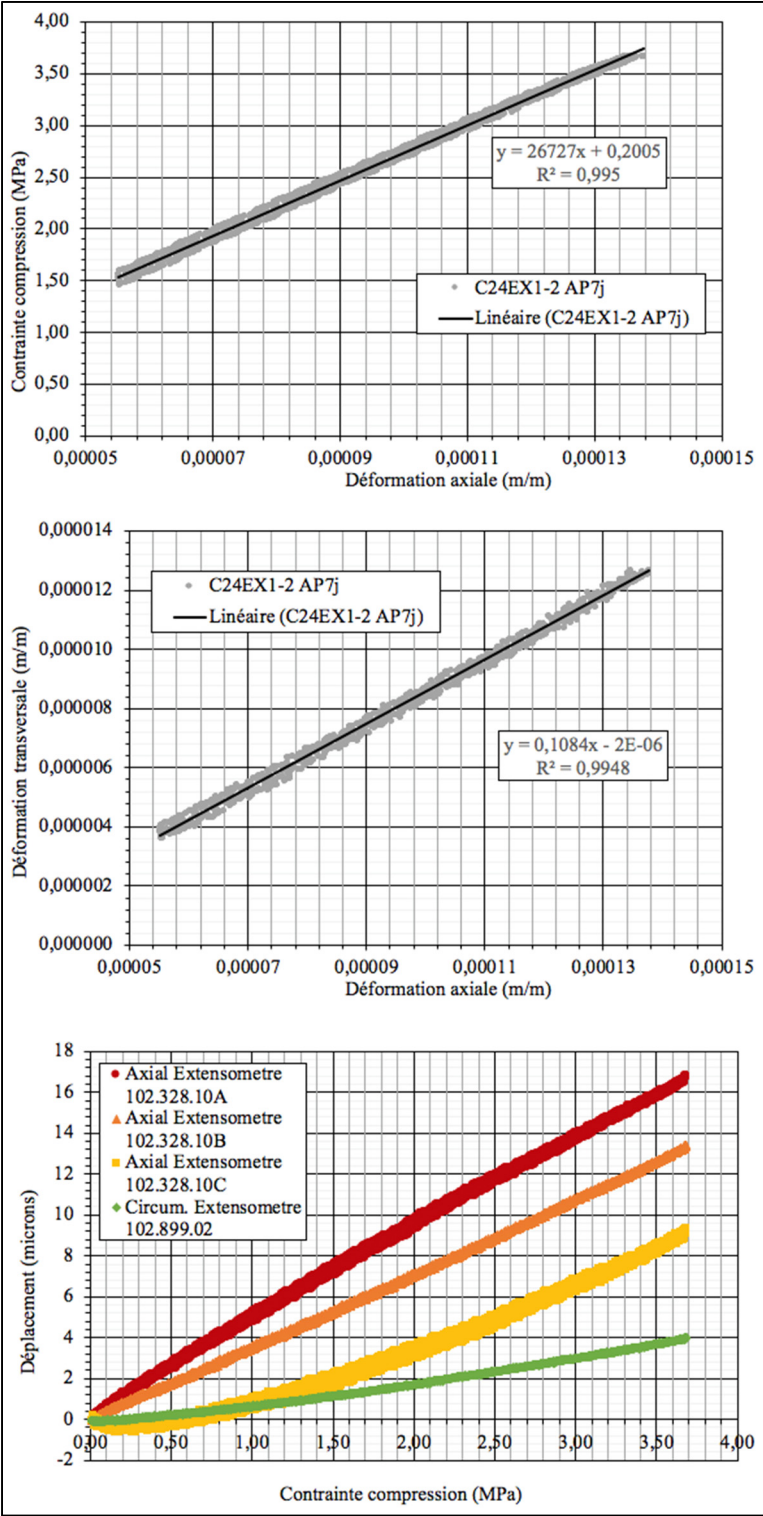


Figure A-IV-58 — Résultats mécaniques C24EA1-1 ap7j

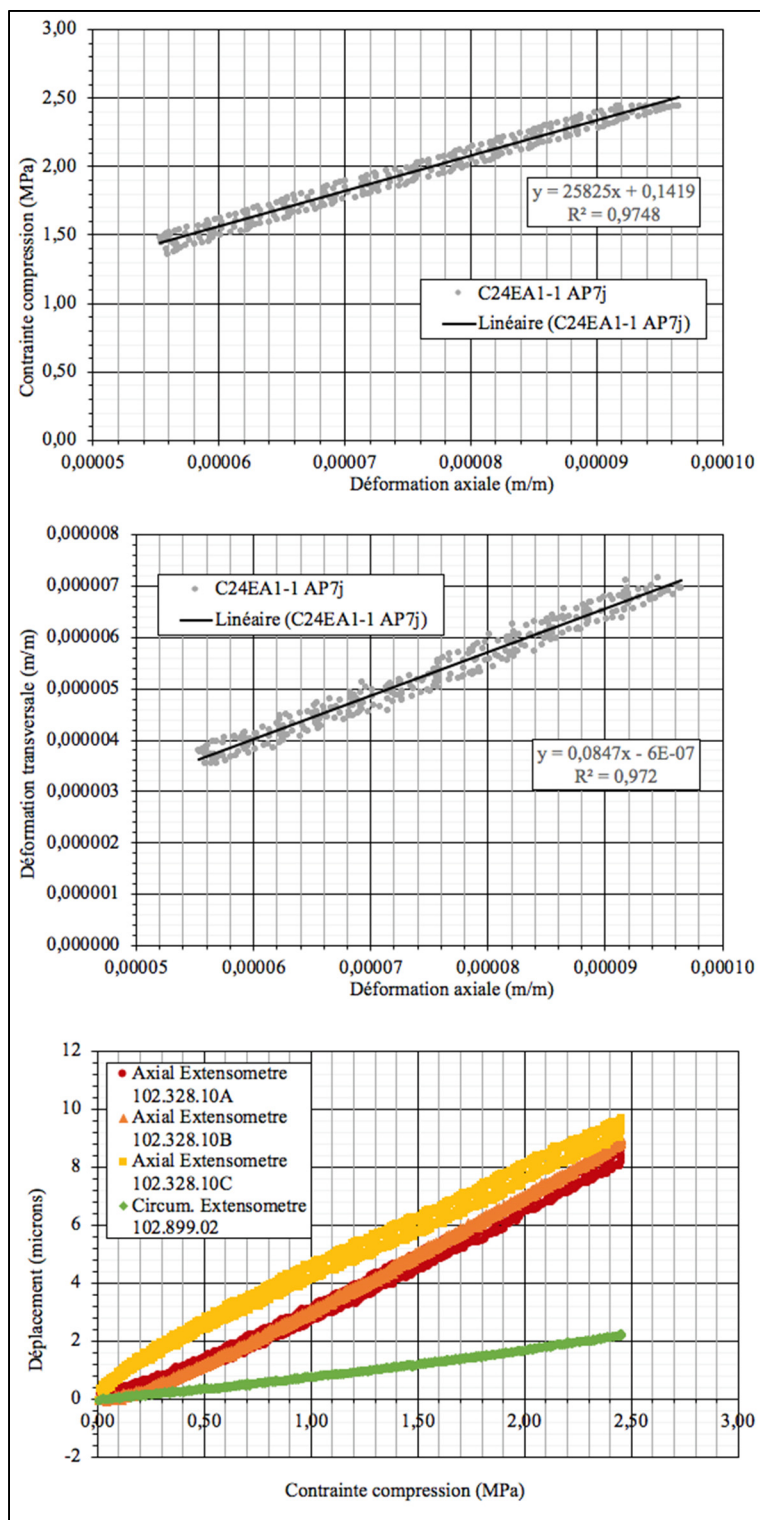


Figure A-IV-59 — Résultats mécaniques C24EA1-3 ap7j

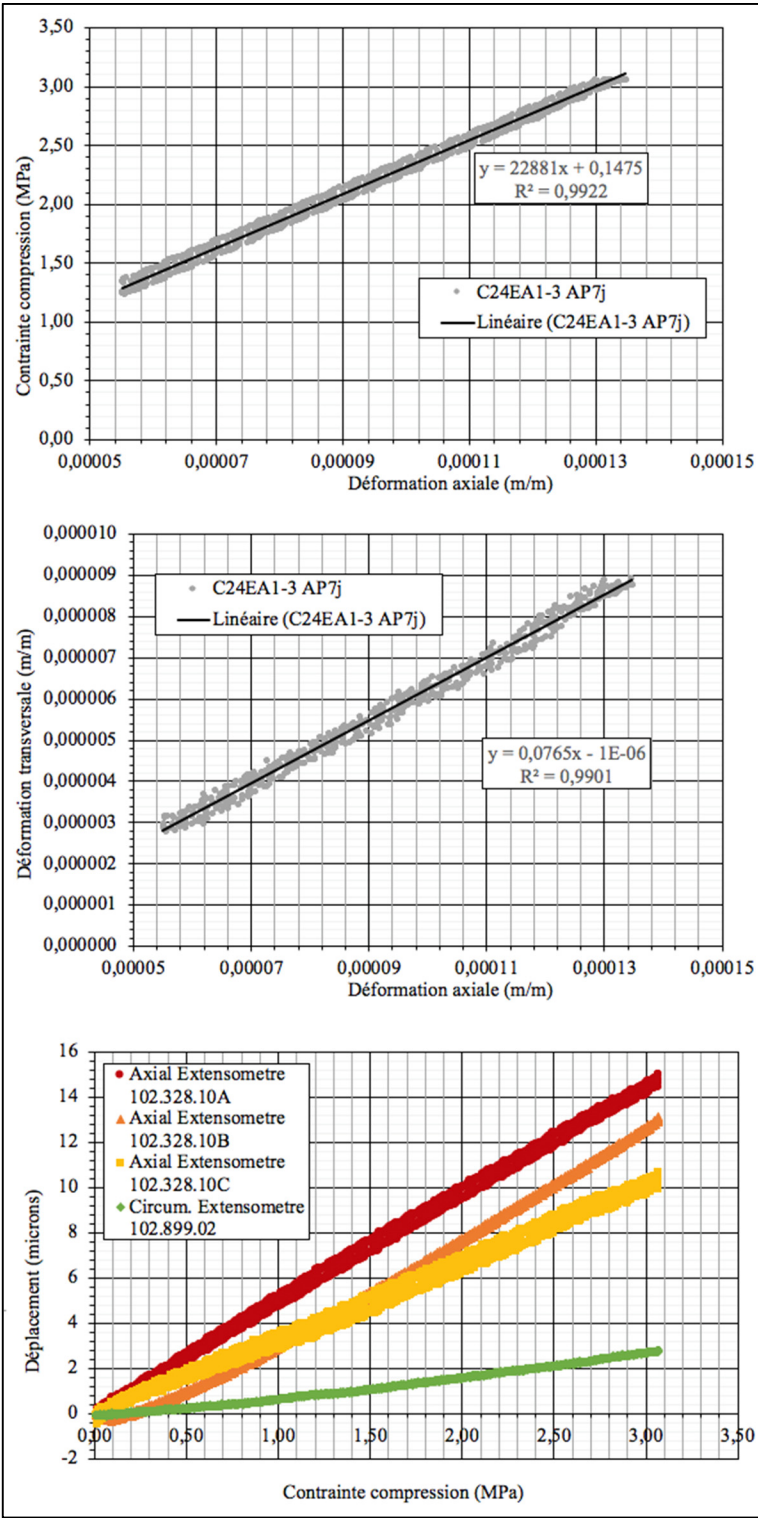


Figure A-IV-60 — Résultats mécaniques C24EB1-1 ap7j

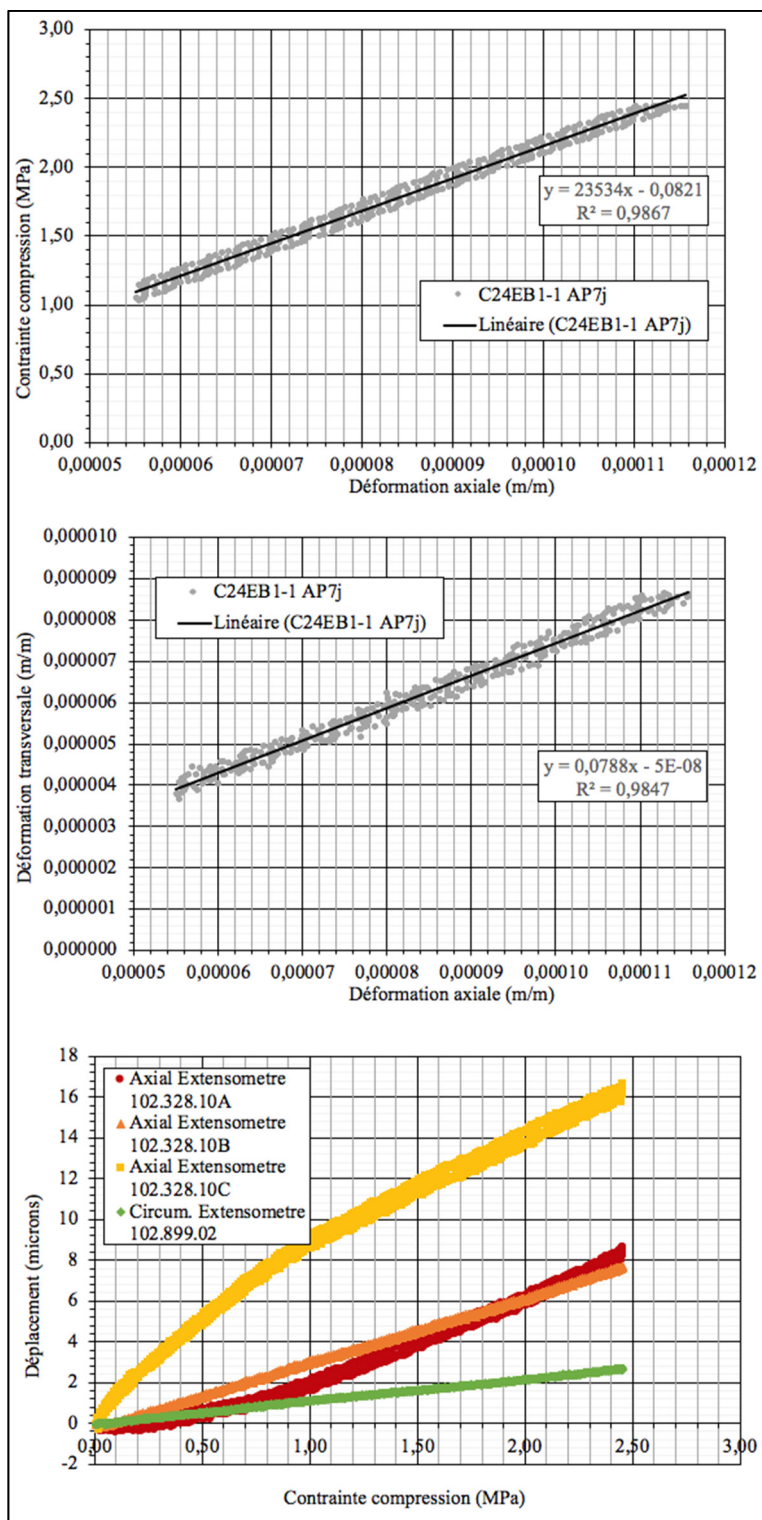


Figure A-IV-61 — Résultats mécaniques C24EB1-2 ap7j

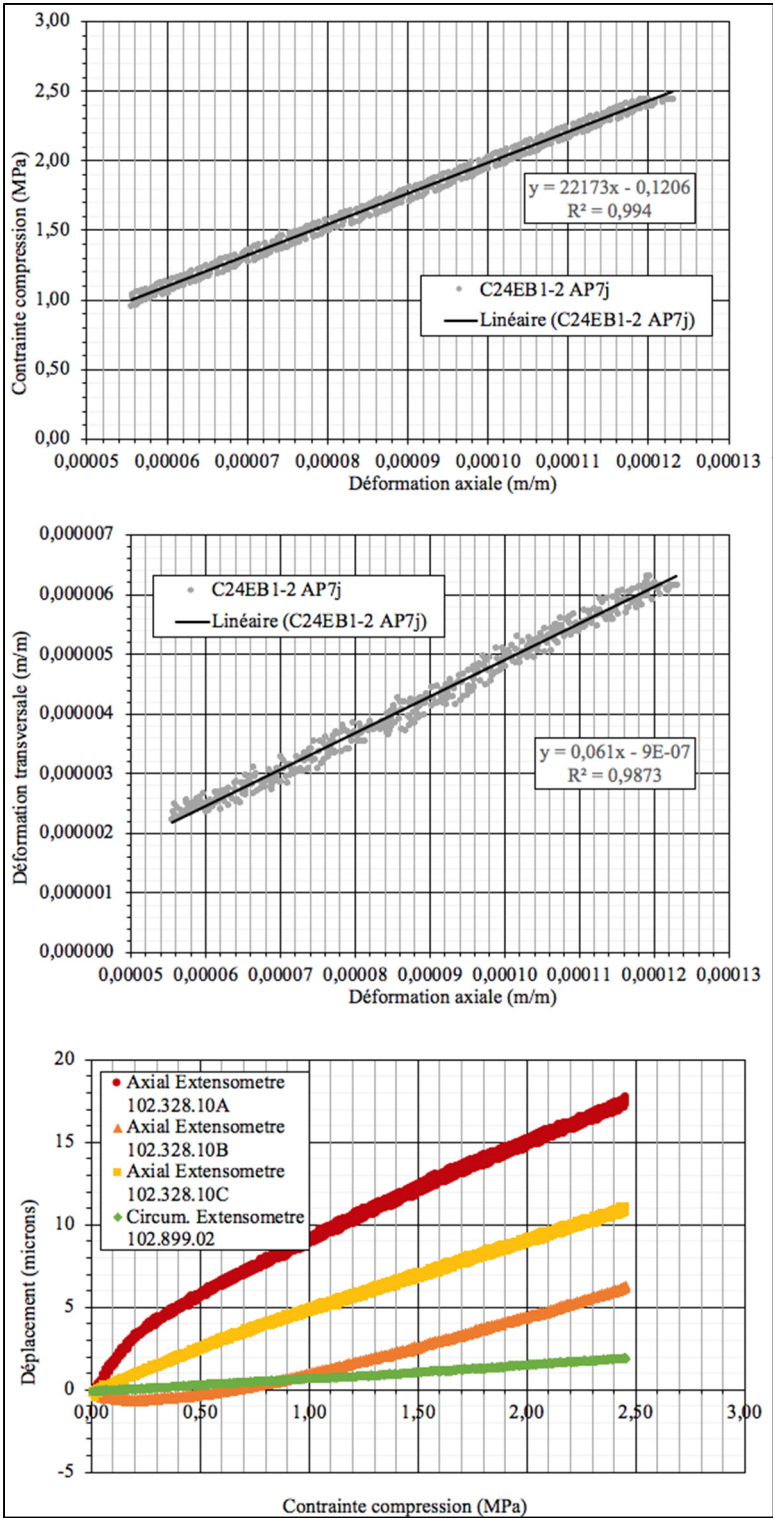


Figure A-IV-62 — Résultats mécaniques C24EC1-1 ap7j

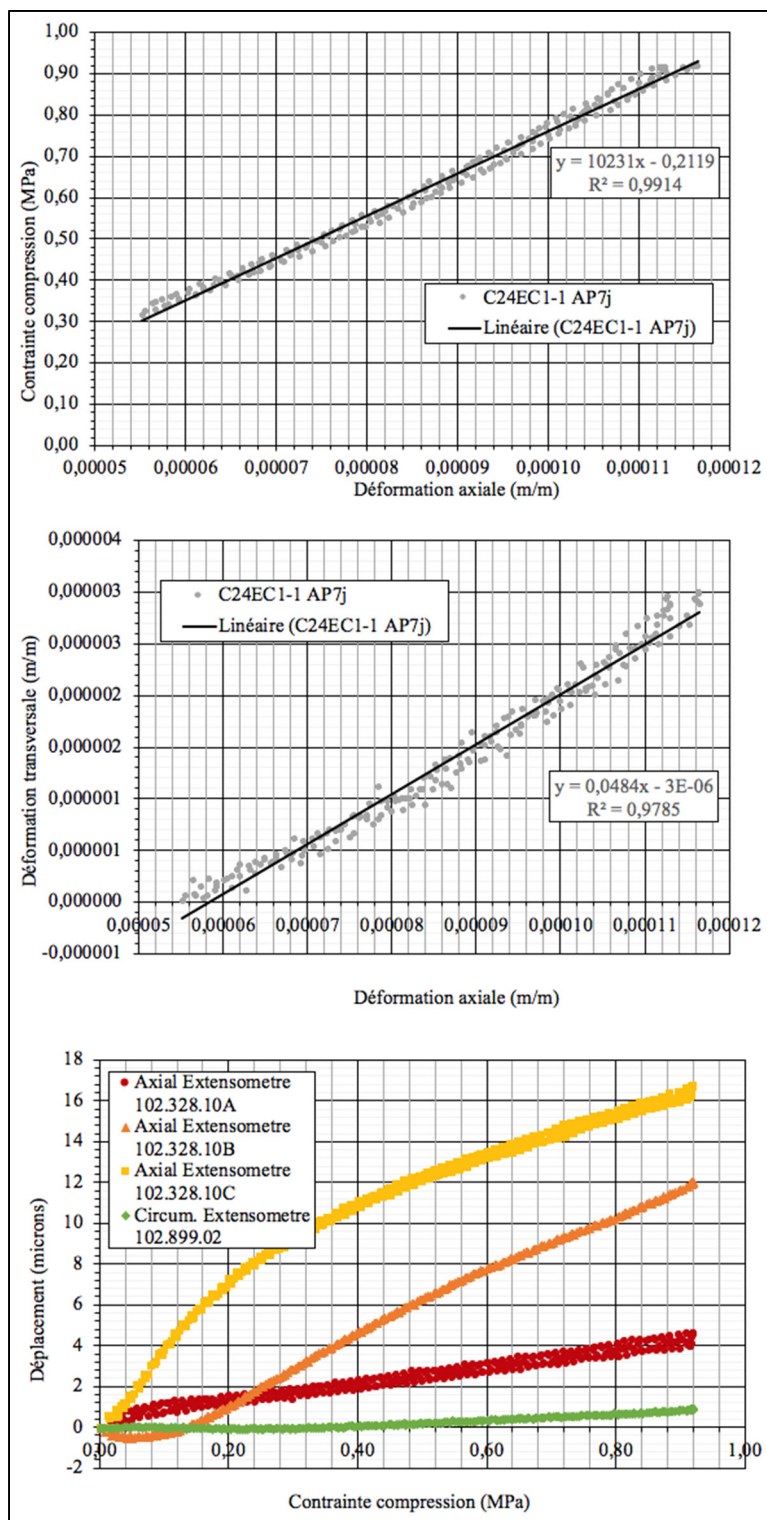
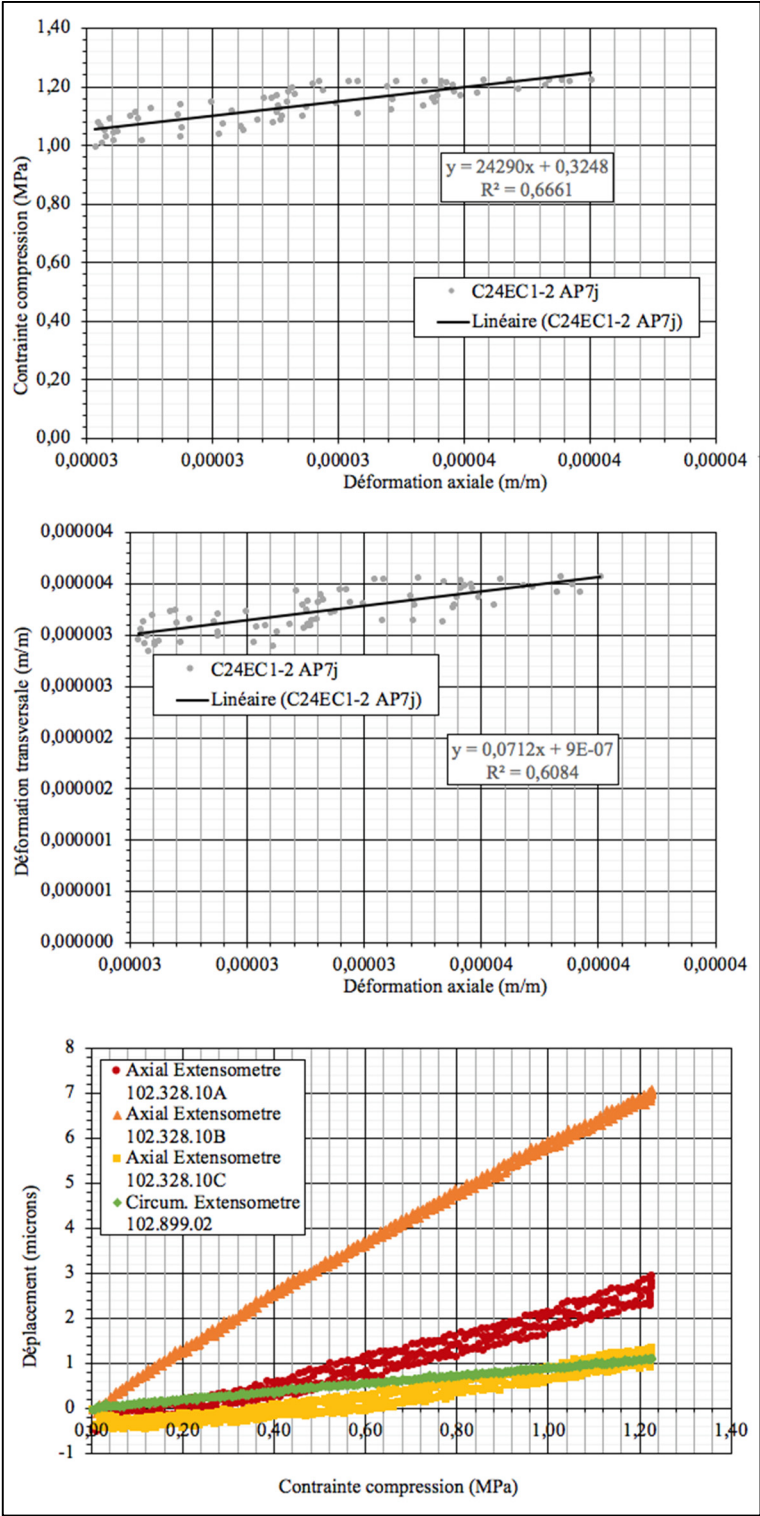


Figure A-IV-63 – Résultats mécaniques C24EC1-2 ap7j



Phase D, avant endommagement, après 24 heures de cure

Figure A-IV-64 – Résultats mécaniques D24EX4-2 av1j

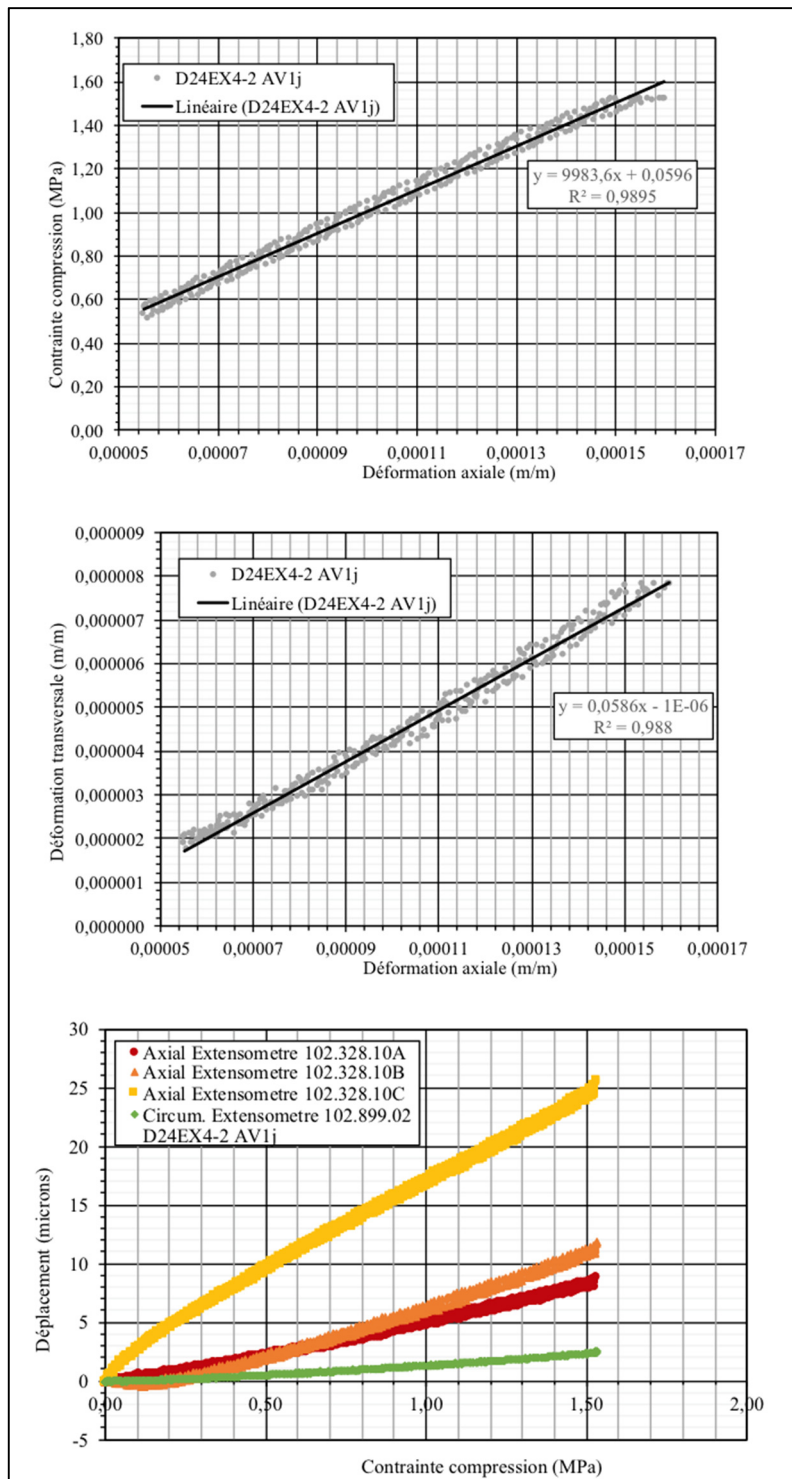


Figure A-IV-65 — Résultats mécaniques D24EX4-3 av1j

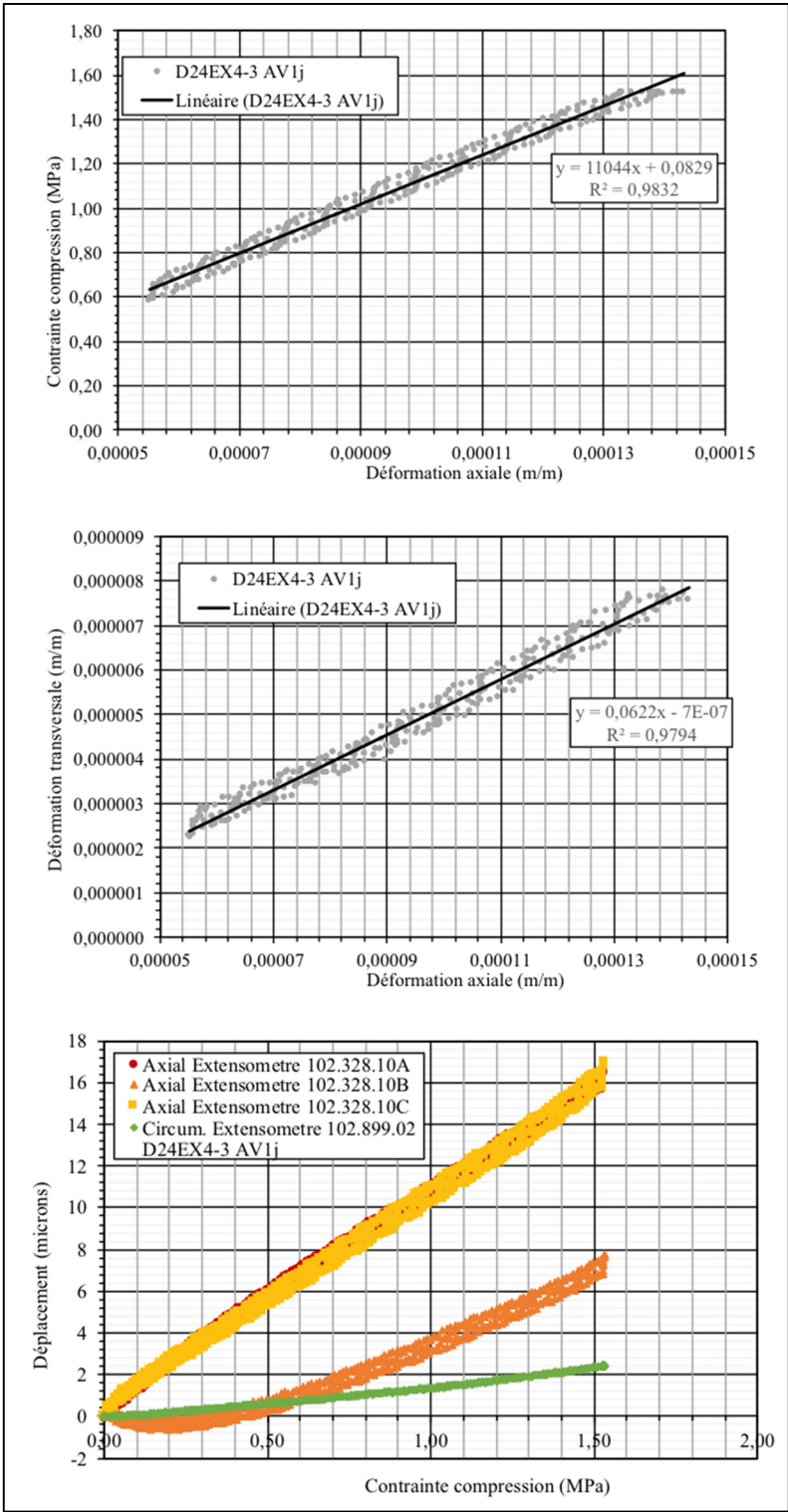


Figure A-IV-66 — Résultats mécaniques D24EA4-1 av1j

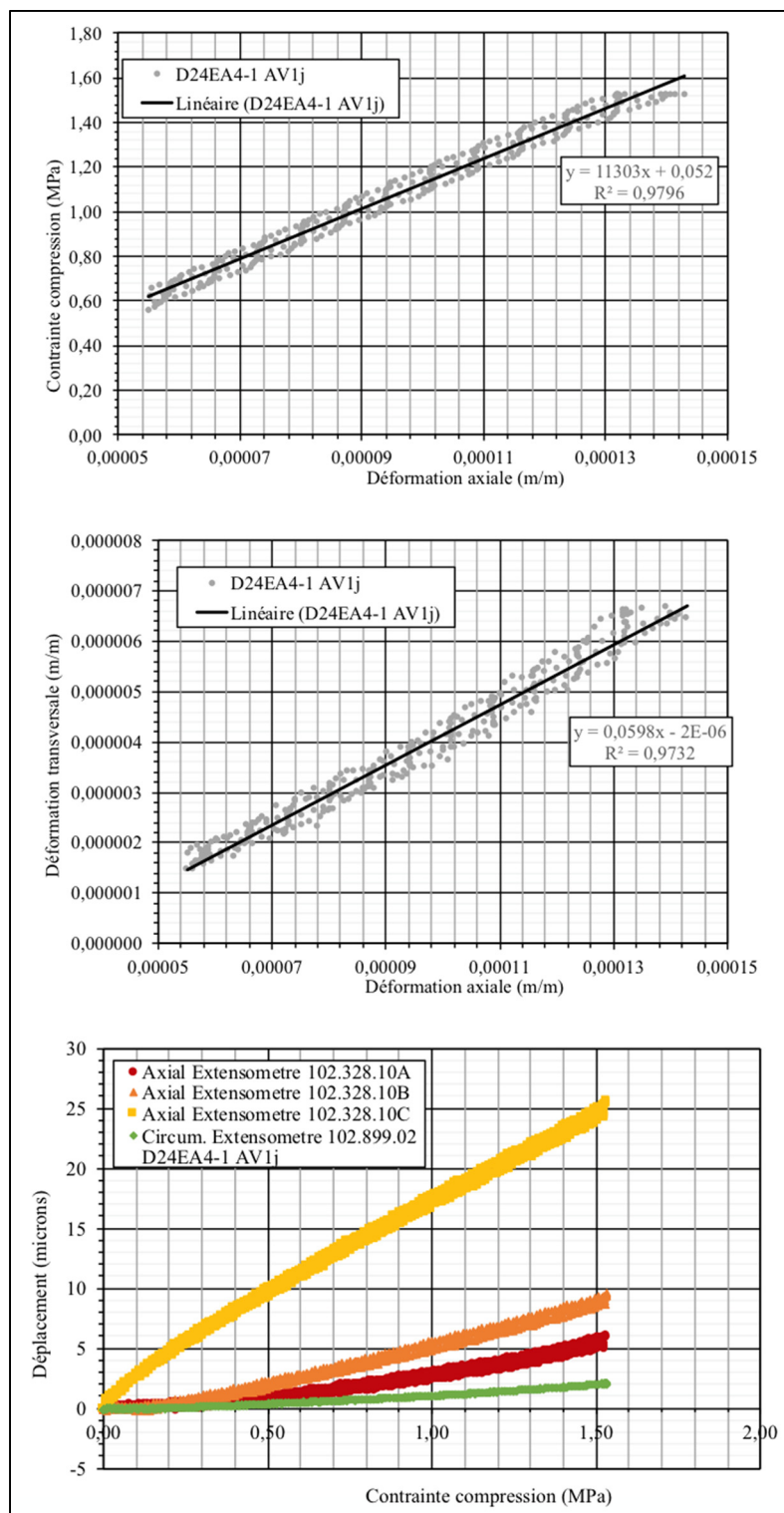


Figure A-IV-67 — Résultats mécaniques D24EA4-3 av1j

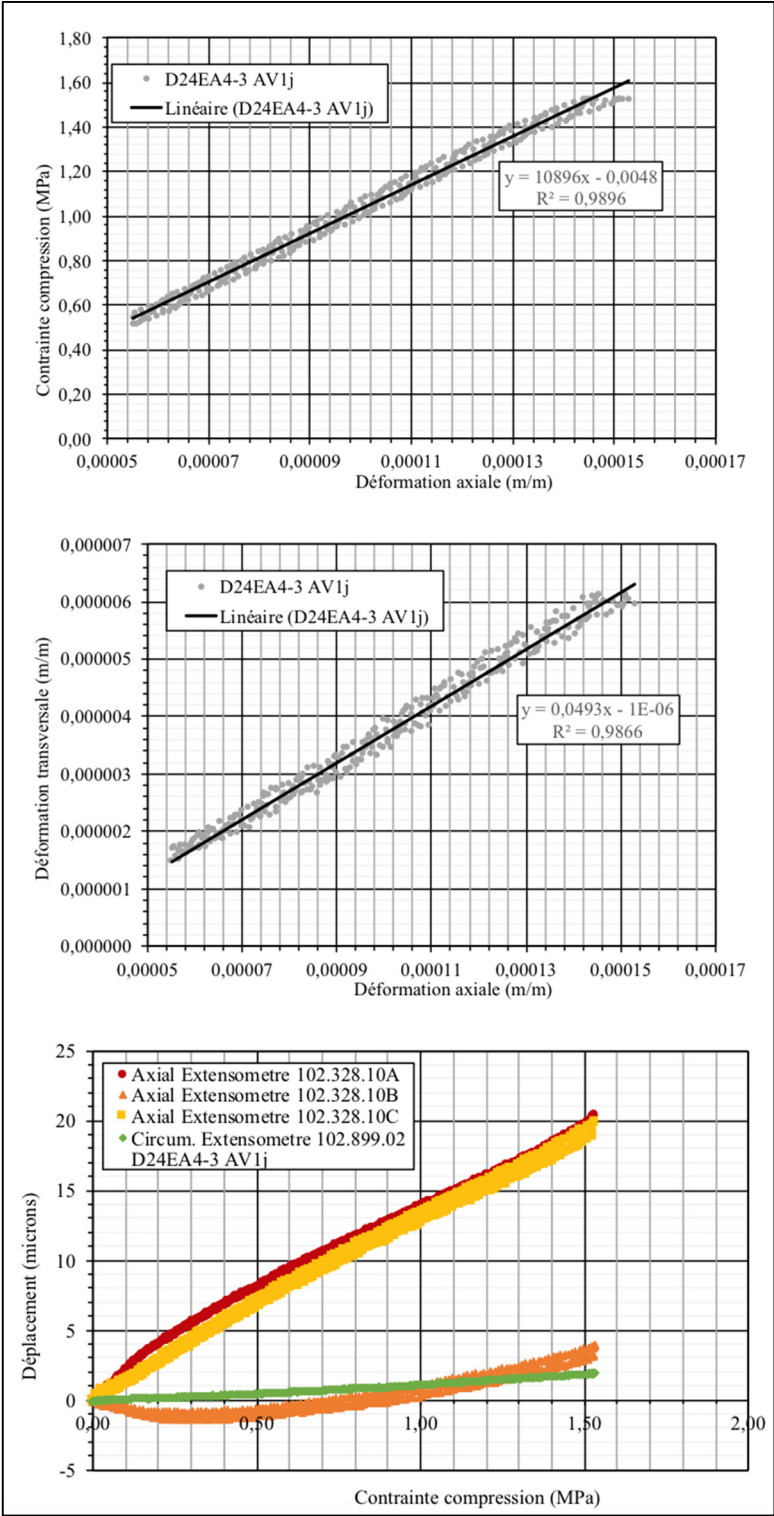


Figure A-IV-68 — Résultats mécaniques D24EB4-1 av1j

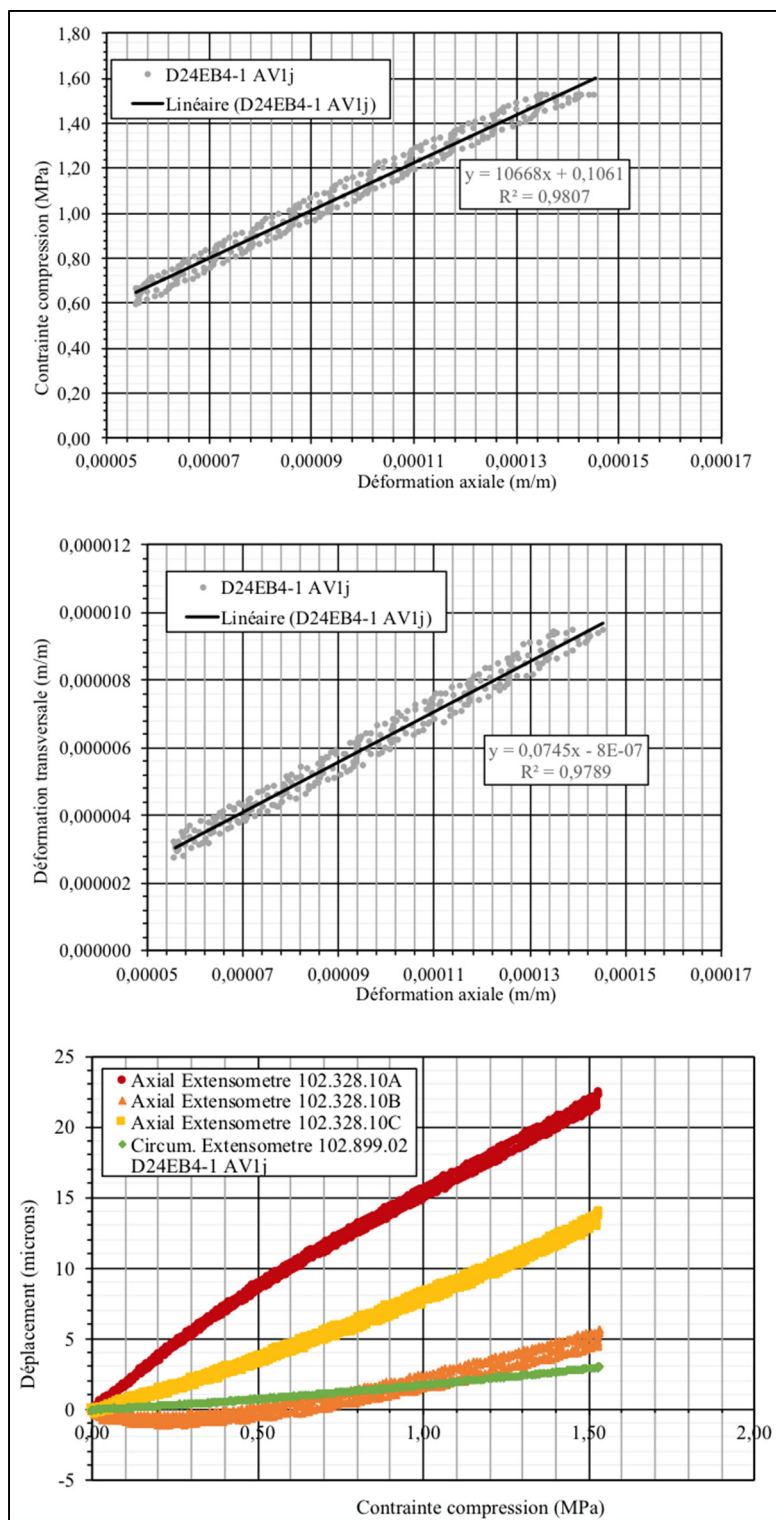


Figure A-IV-69 — Résultats mécaniques D24EB4-2 av1j

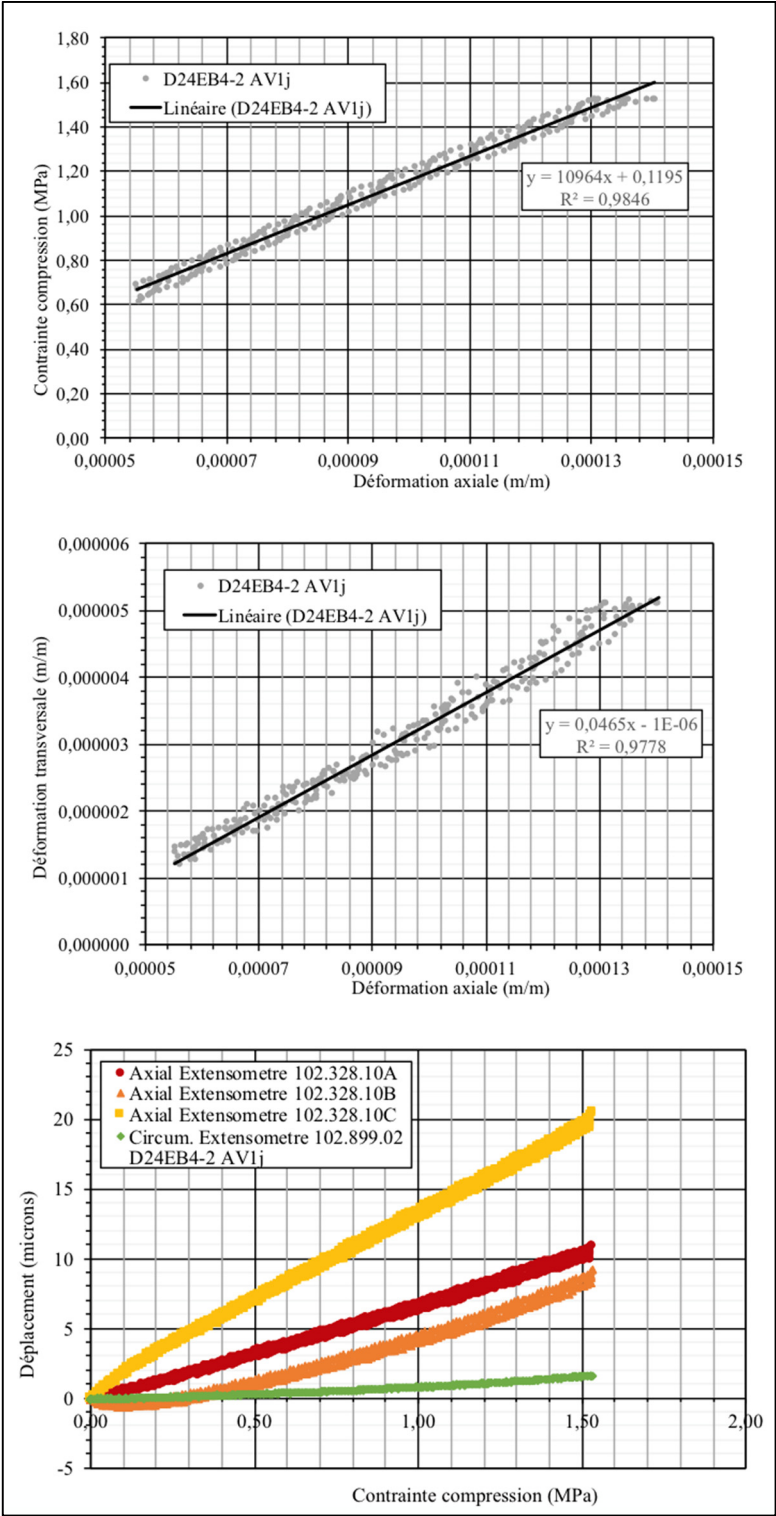


Figure A-IV-70 — Résultats mécaniques D24EC4-1 av1j

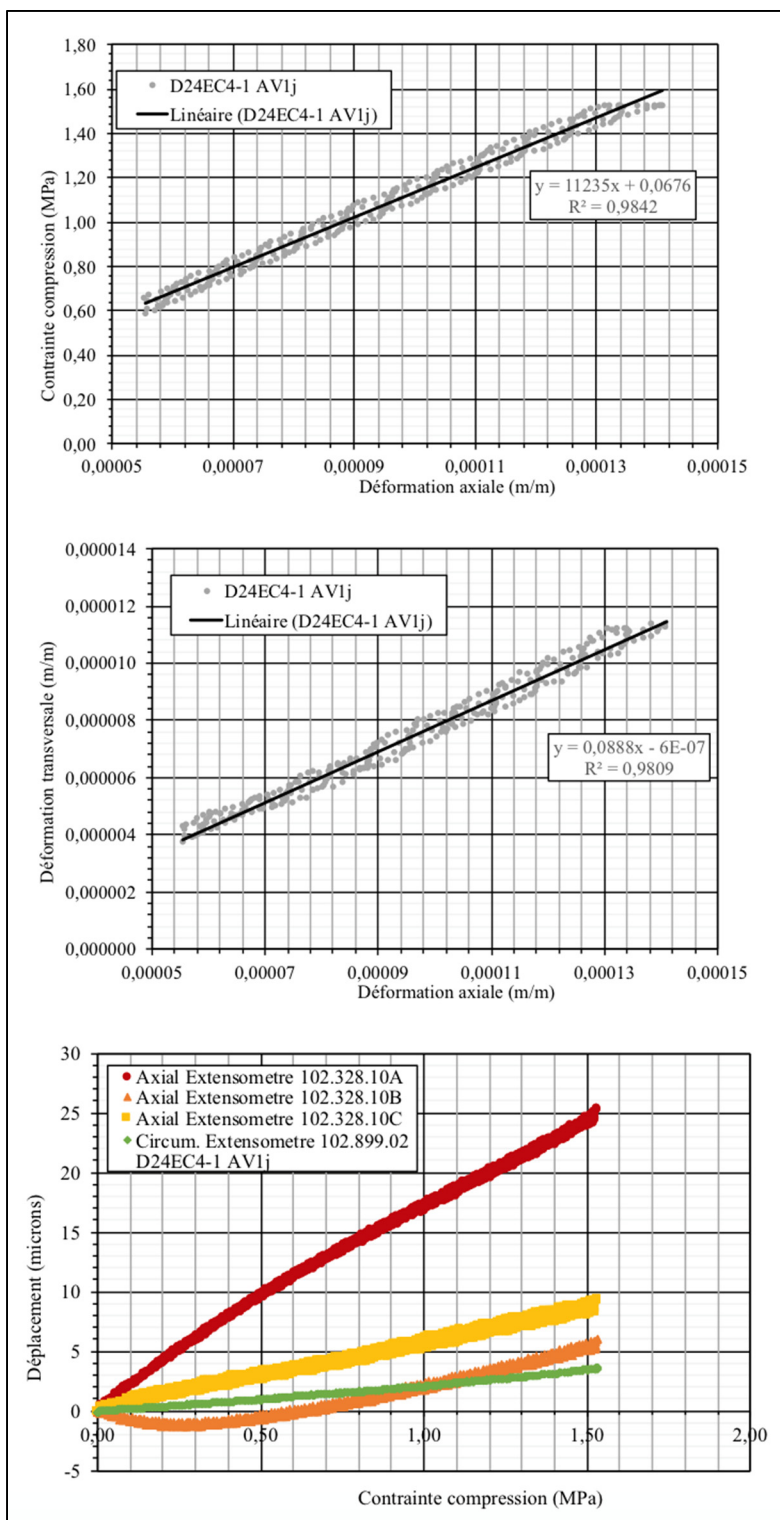
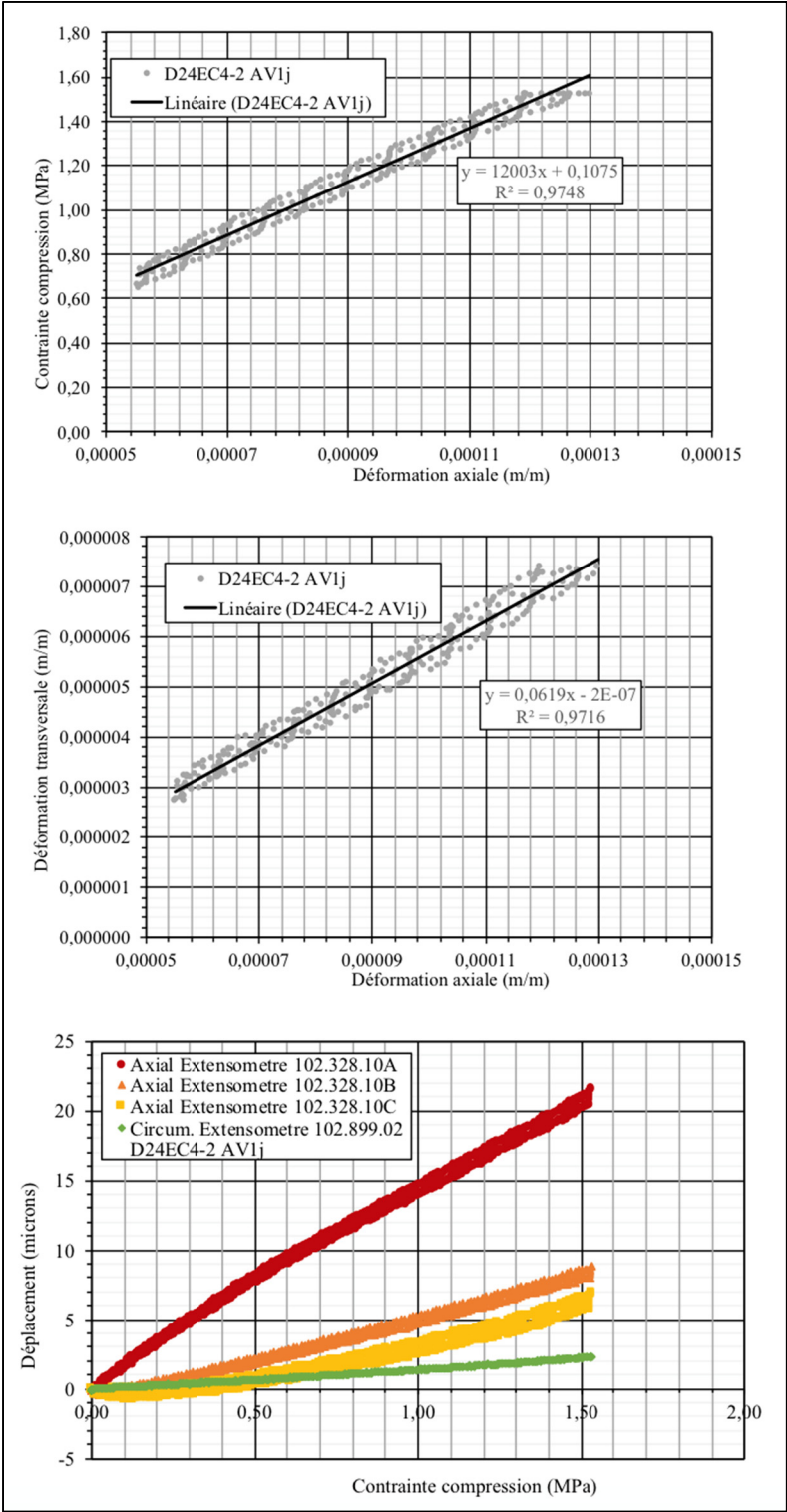


Figure A-IV-71 – Résultats mécaniques D24EC4-2 av1j



Phase D, après endommagement, après 0 heure de recouvrement

Figure A-IV-72 – Résultats mécaniques D24EA4-1 ap0j

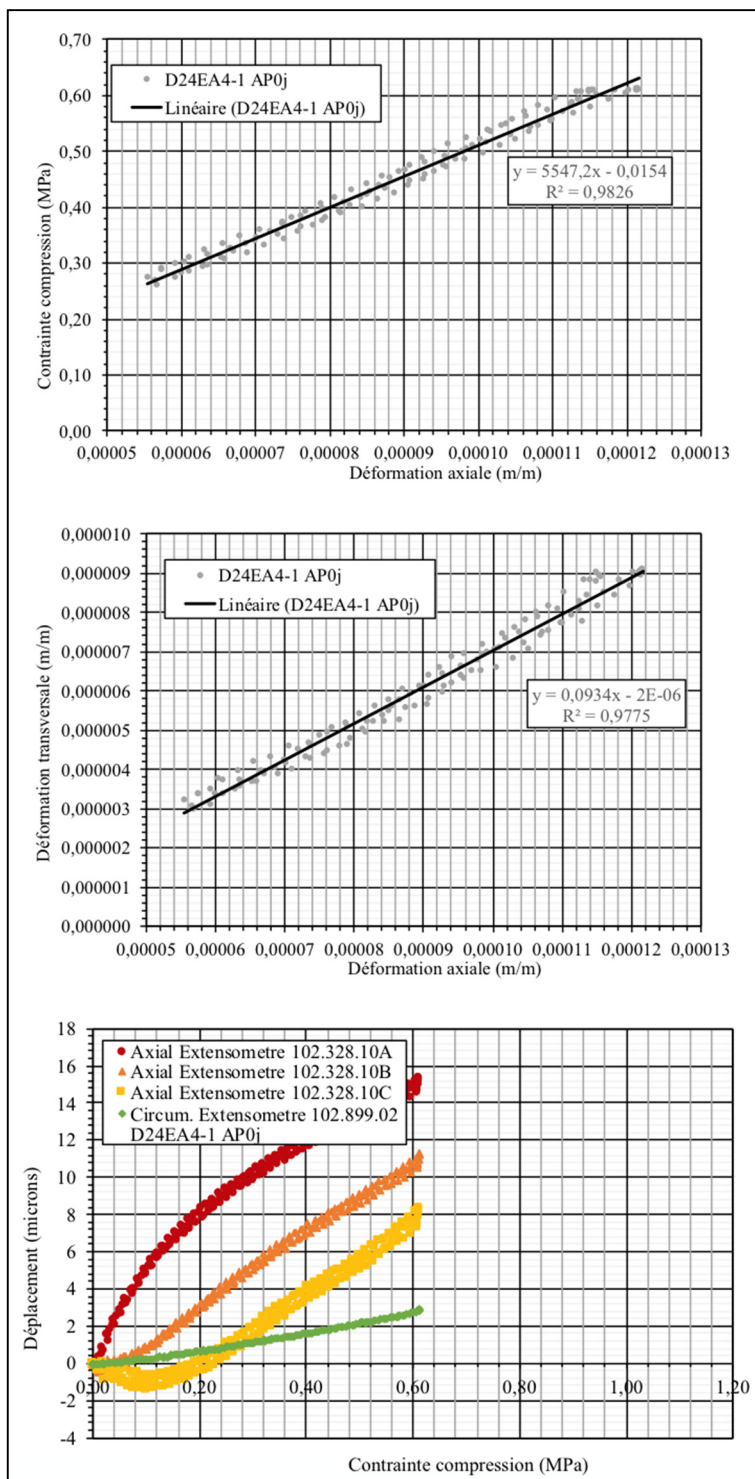


Figure A-IV-73 — Résultats mécaniques D24EA4-3 ap0j

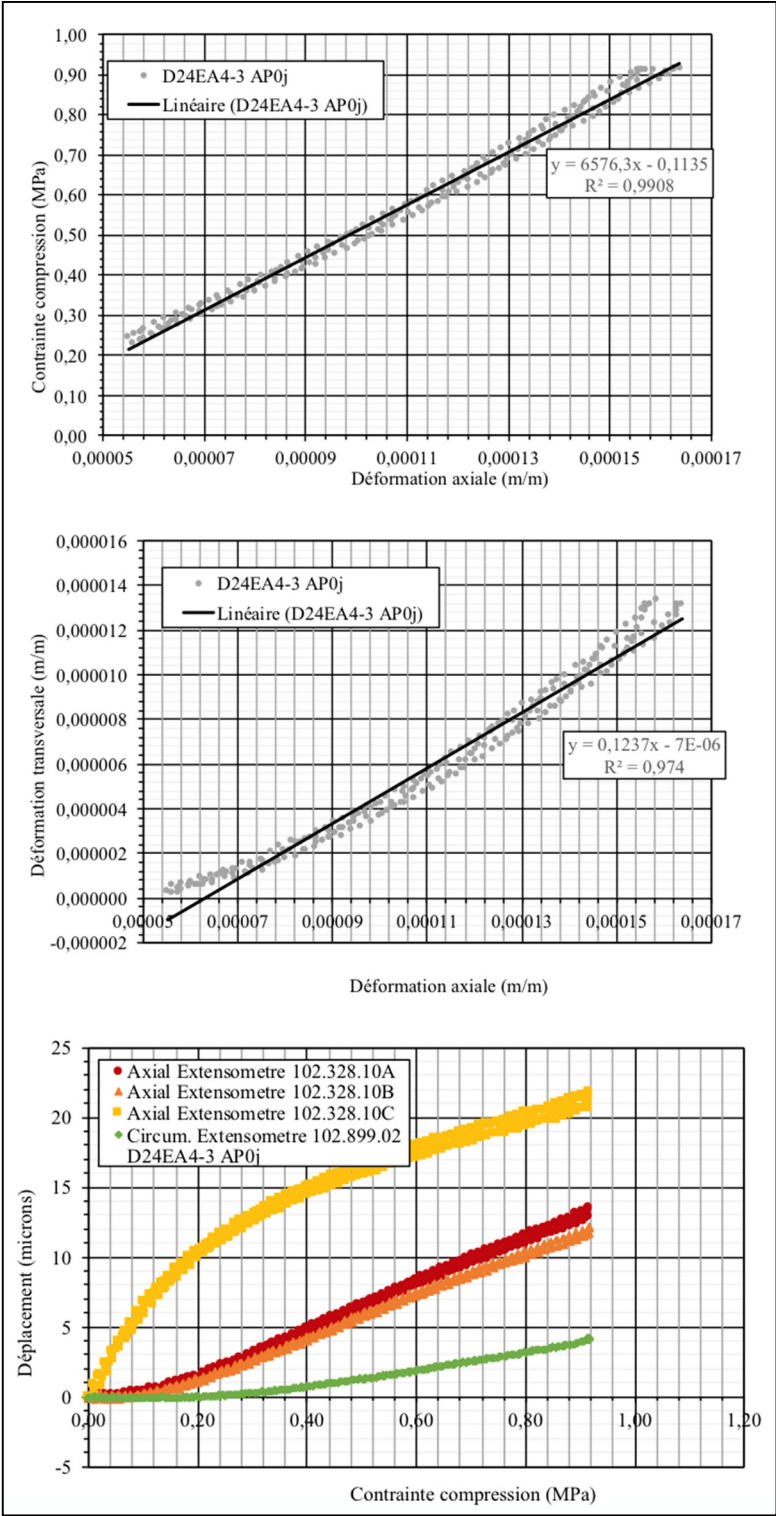


Figure A-IV-74 — Résultats mécaniques D24EB4-1 ap0j

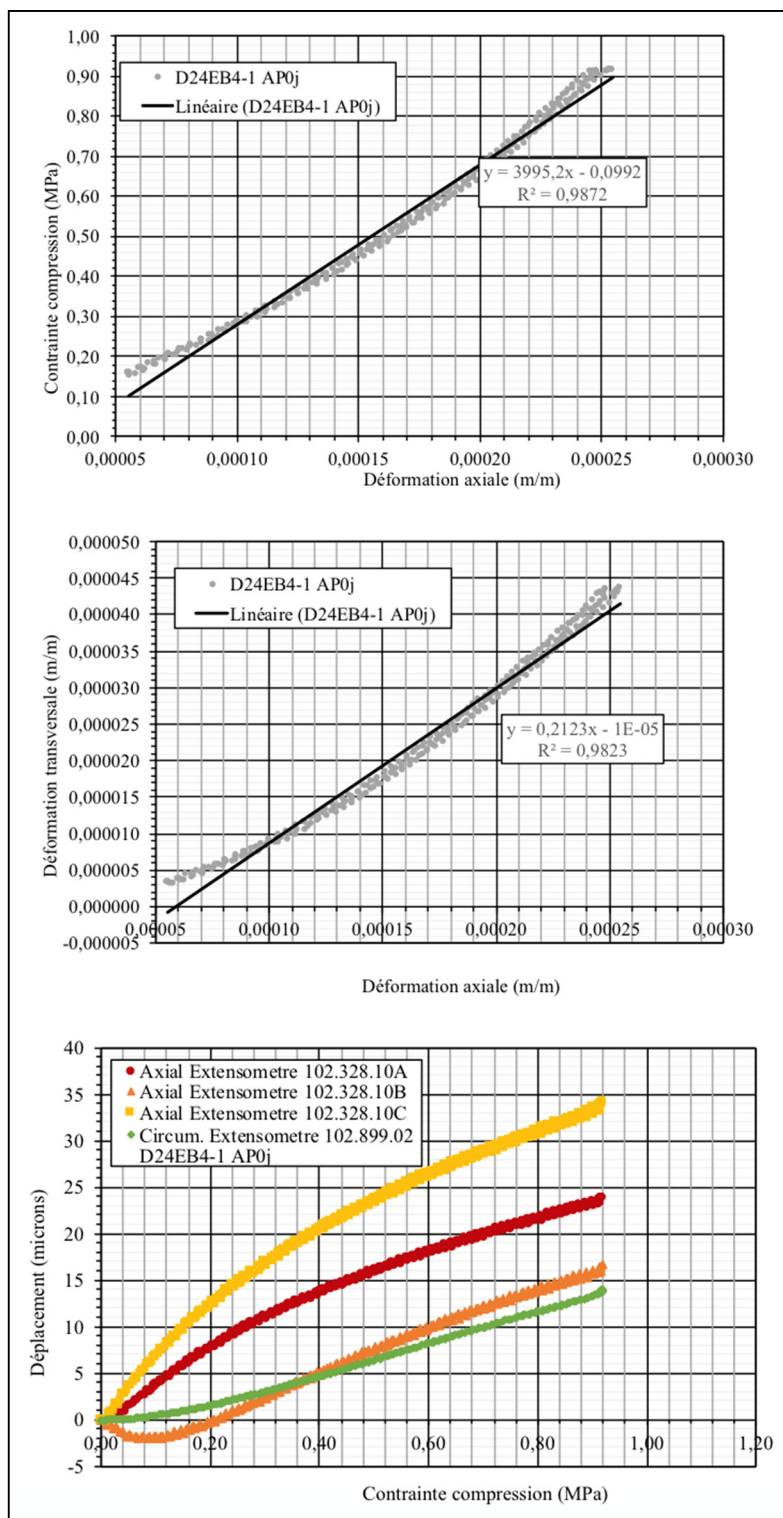


Figure A-IV-75 — Résultats mécaniques D24EB4-2 ap0j

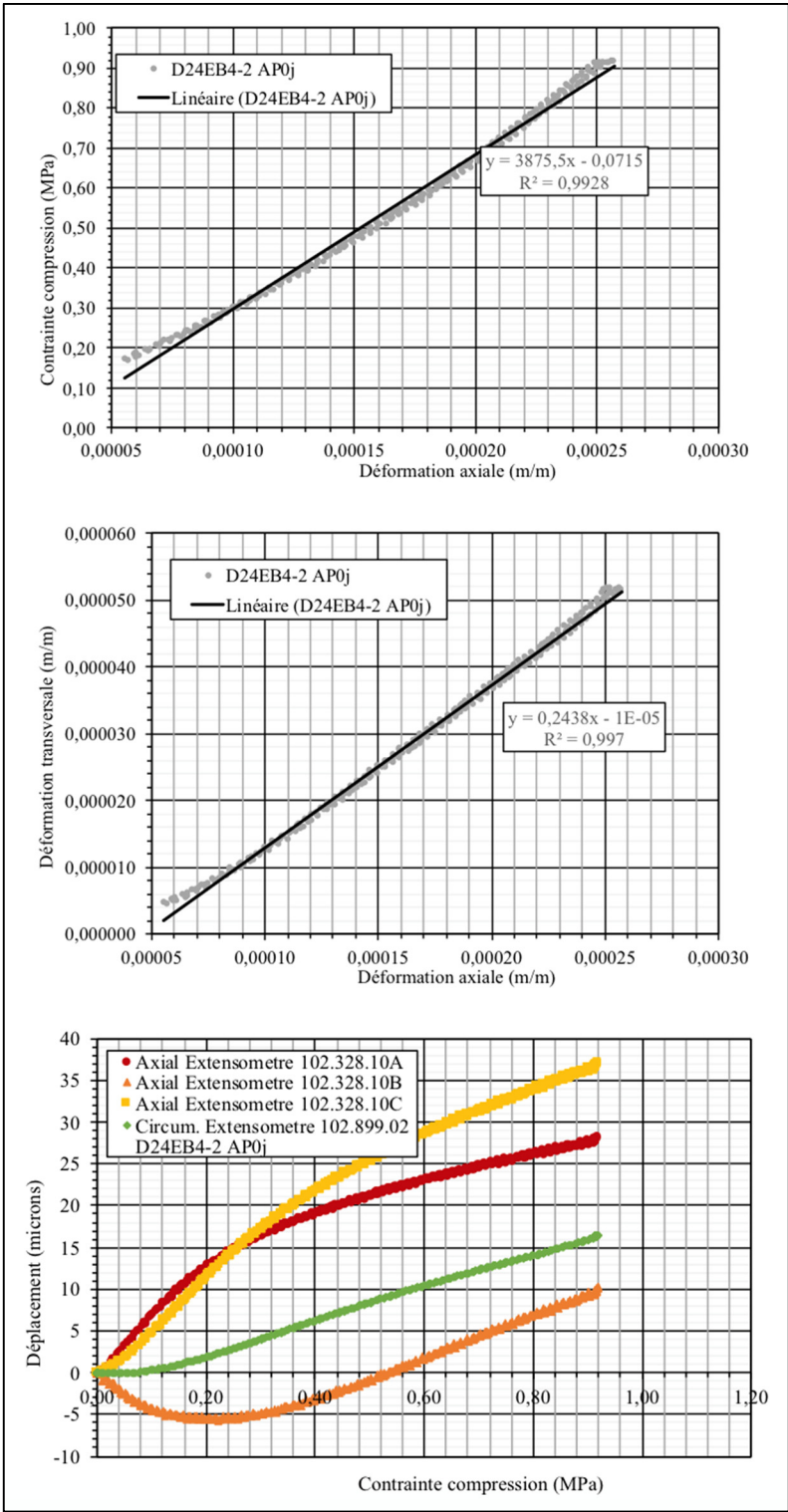


Figure A-IV-76 — Résultats mécaniques D24EC4-1 ap0j

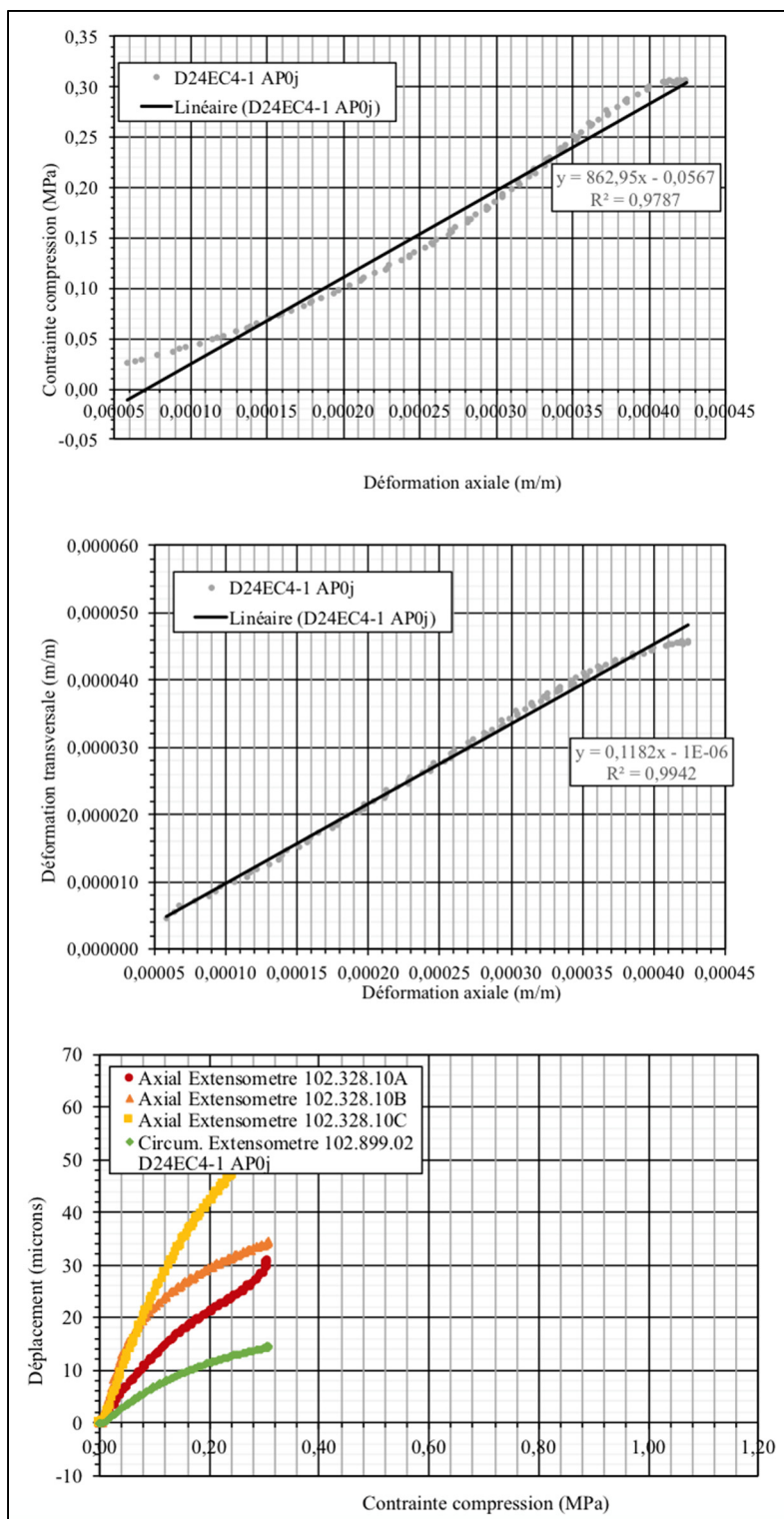
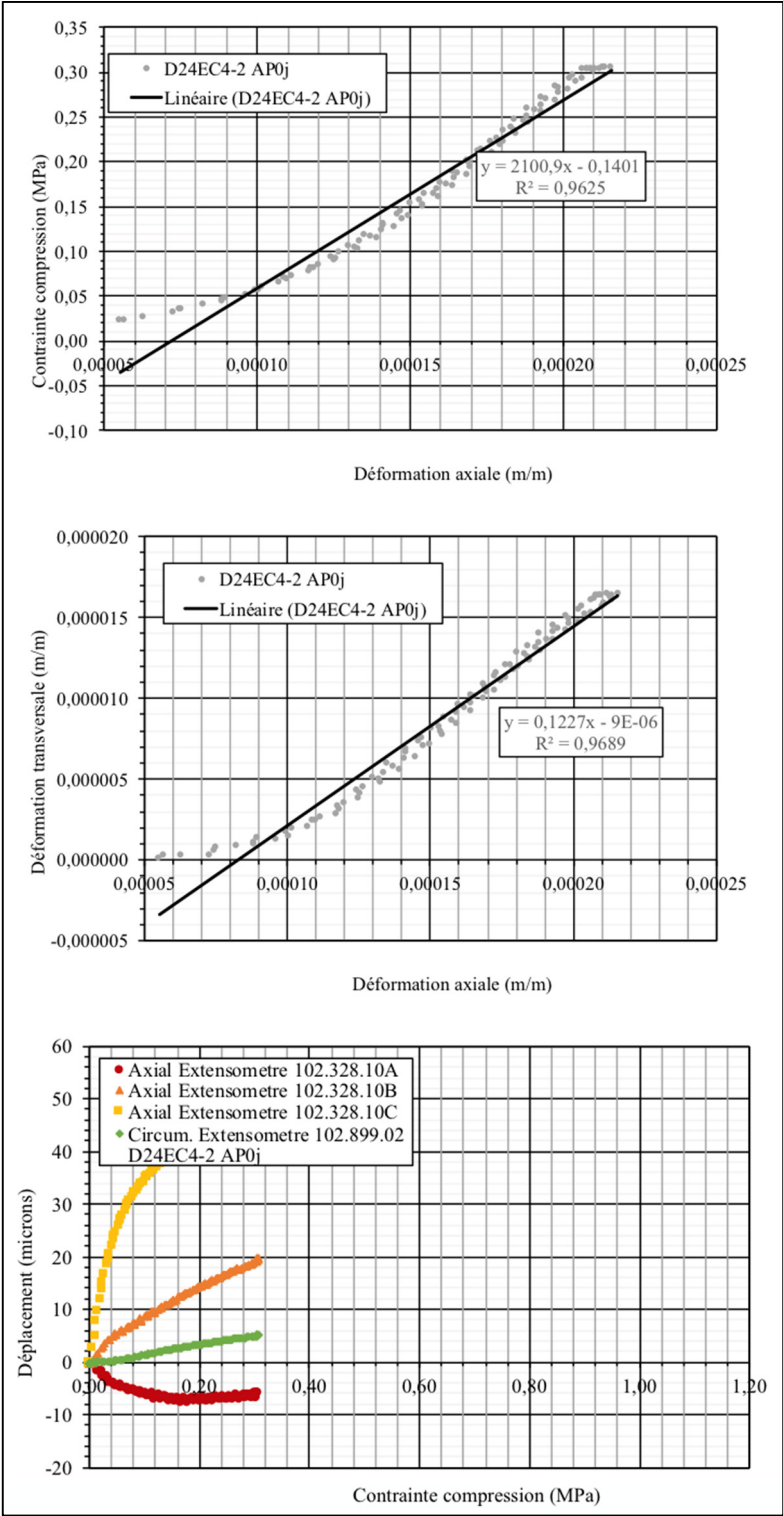


Figure A-IV-77 – Résultats mécaniques D24EC4-2 ap0j



Phase D, après endommagement, après 7 jours de recouvrement

Figure A-IV-78 – Résultats mécaniques D24EX4-2 ap7j

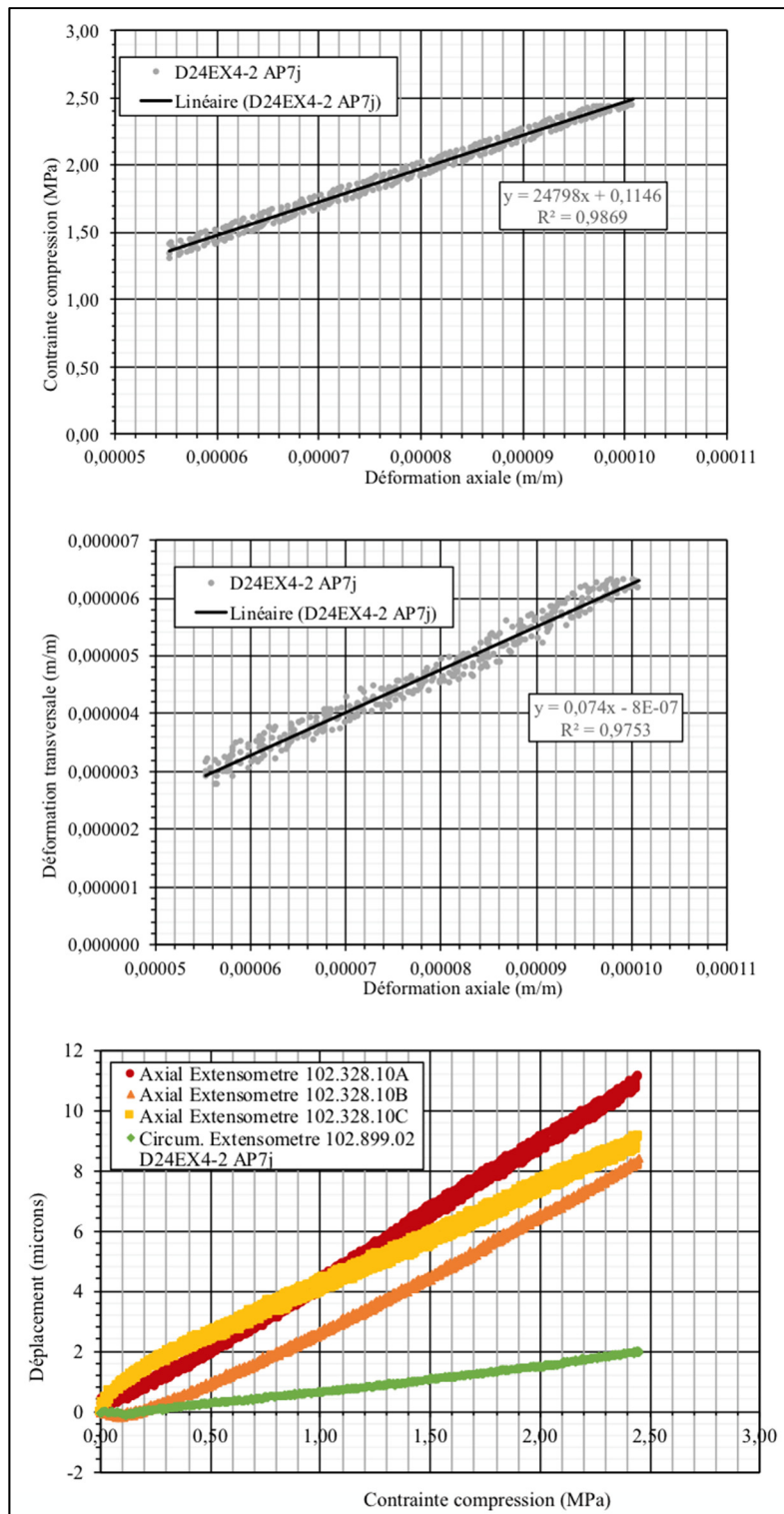


Figure A-IV-79 — Résultats mécaniques D24EX4-3 ap7j

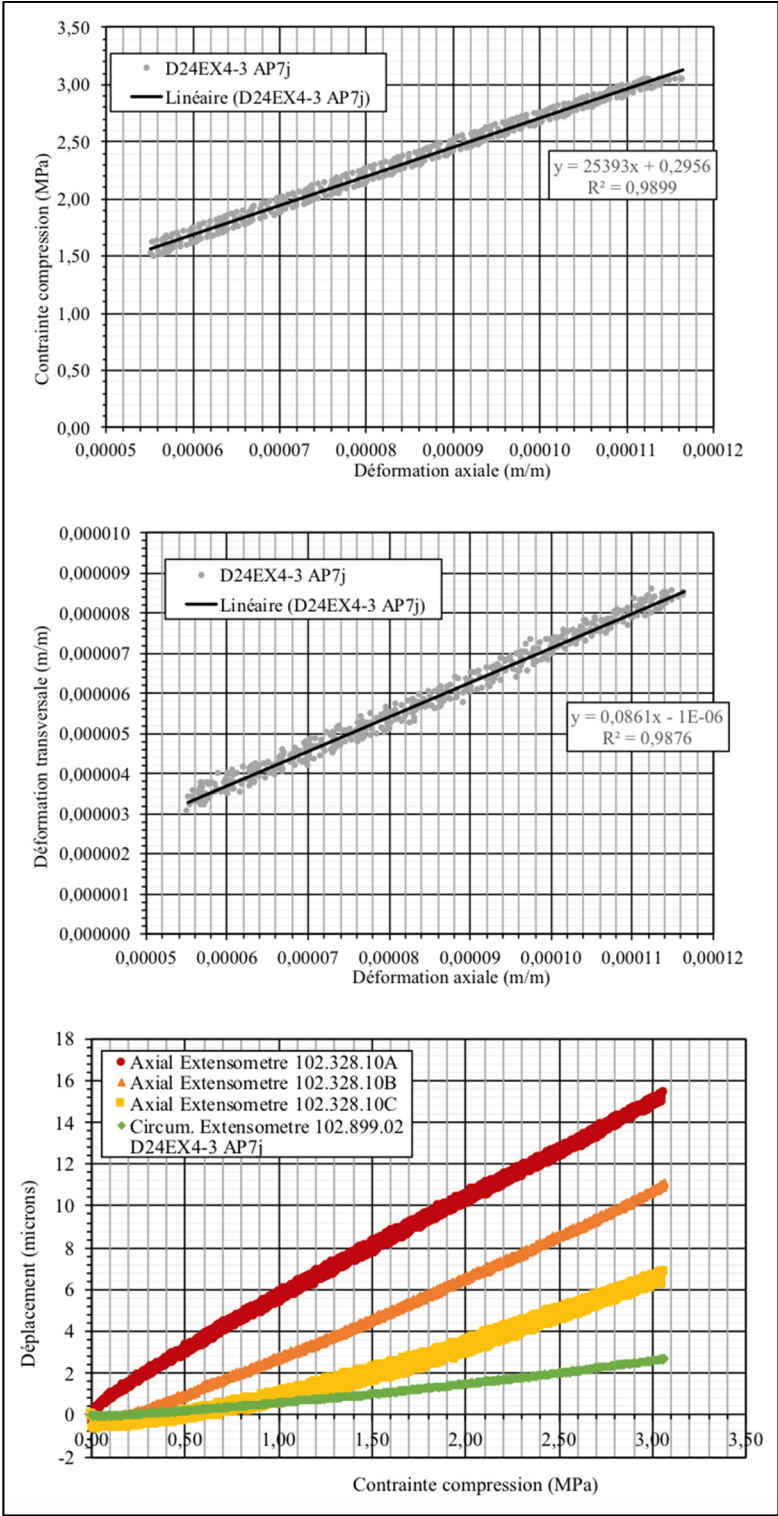


Figure A-IV-80 — Résultats mécaniques D24EA4-1 ap7j

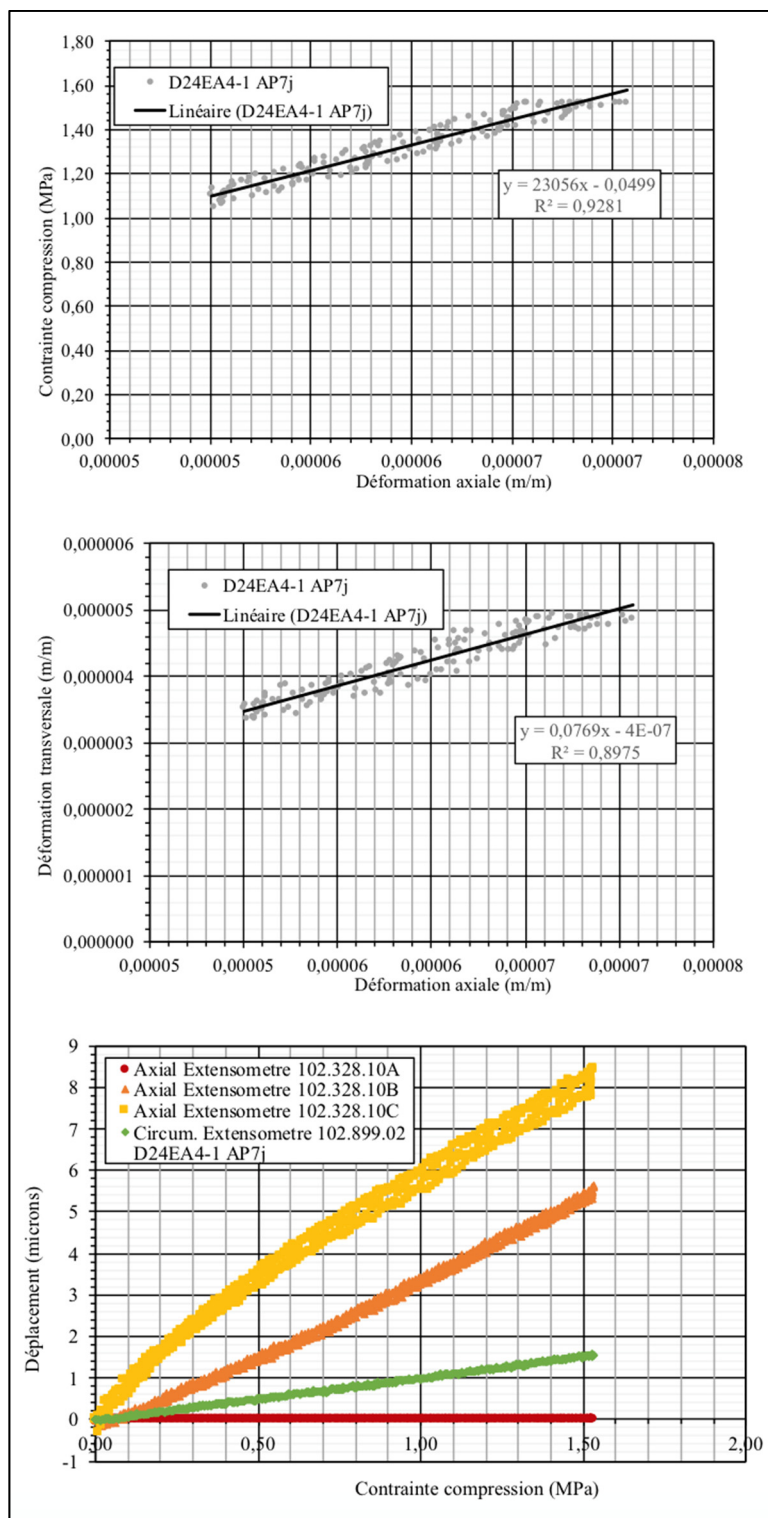


Figure A-IV-81 — Résultats mécaniques D24EA4-3 ap7j

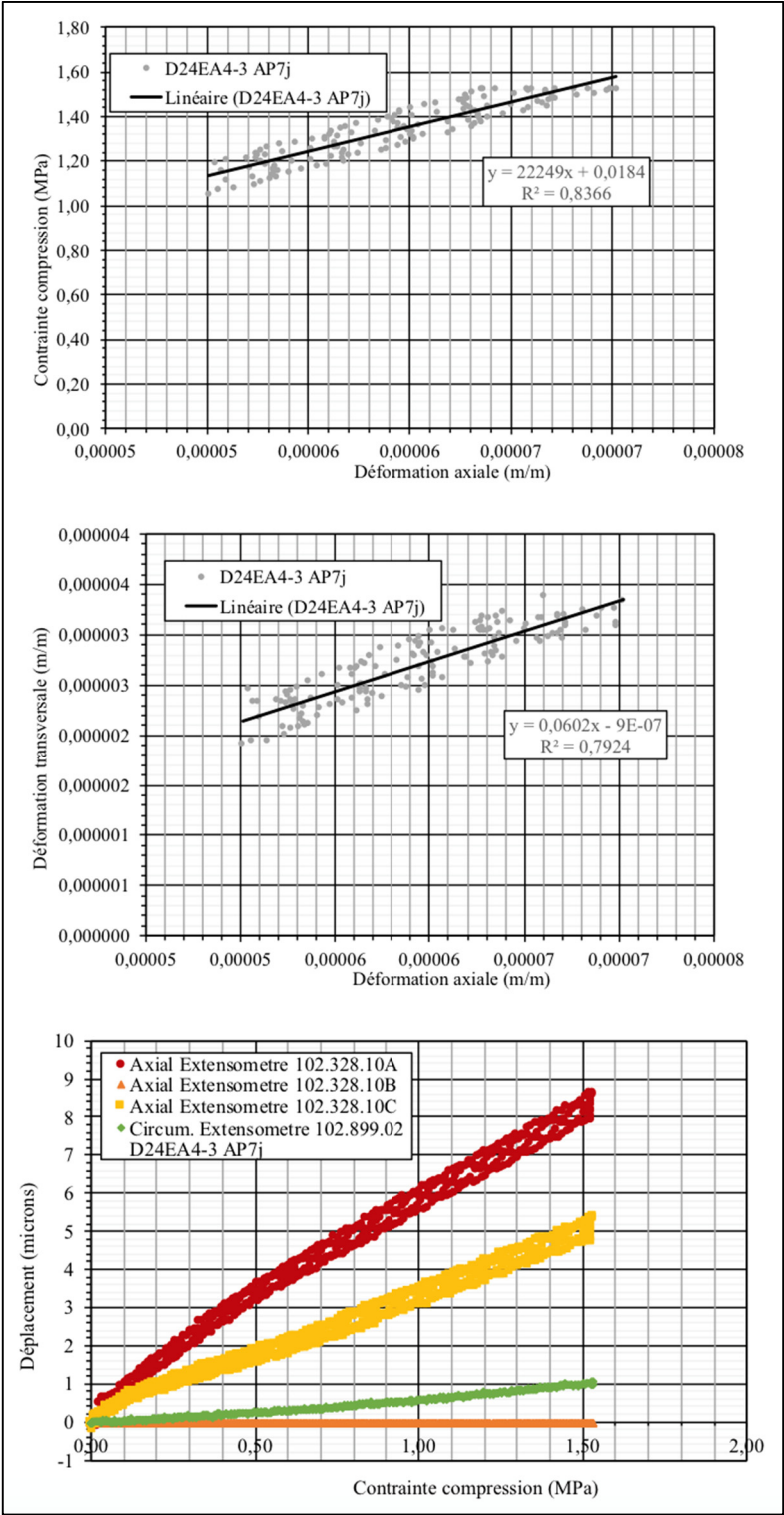


Figure A-IV-82 — Résultats mécaniques D24EB4-1 ap7j

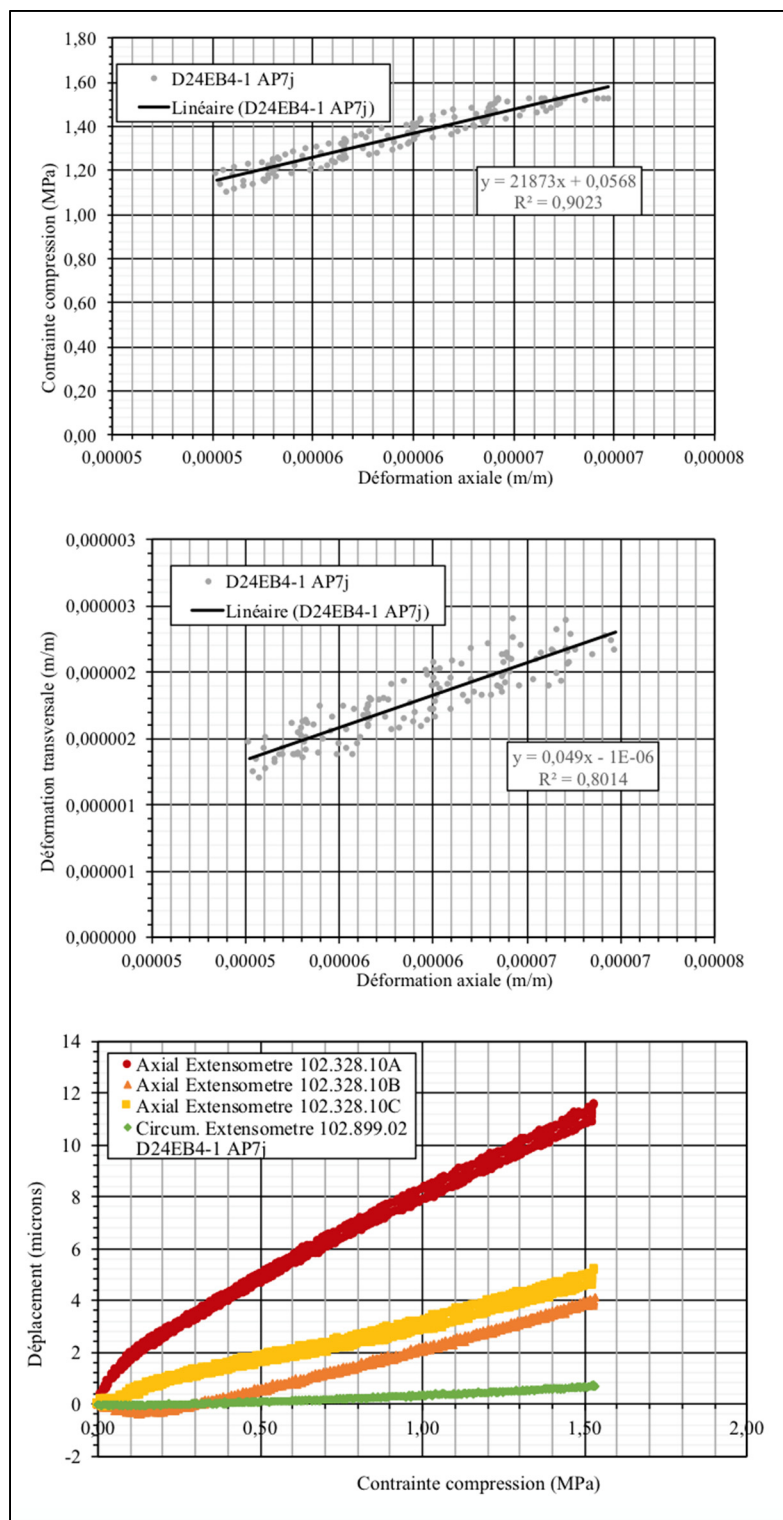


Figure A-IV-83 — Résultats mécaniques D24EB4-2 ap7j

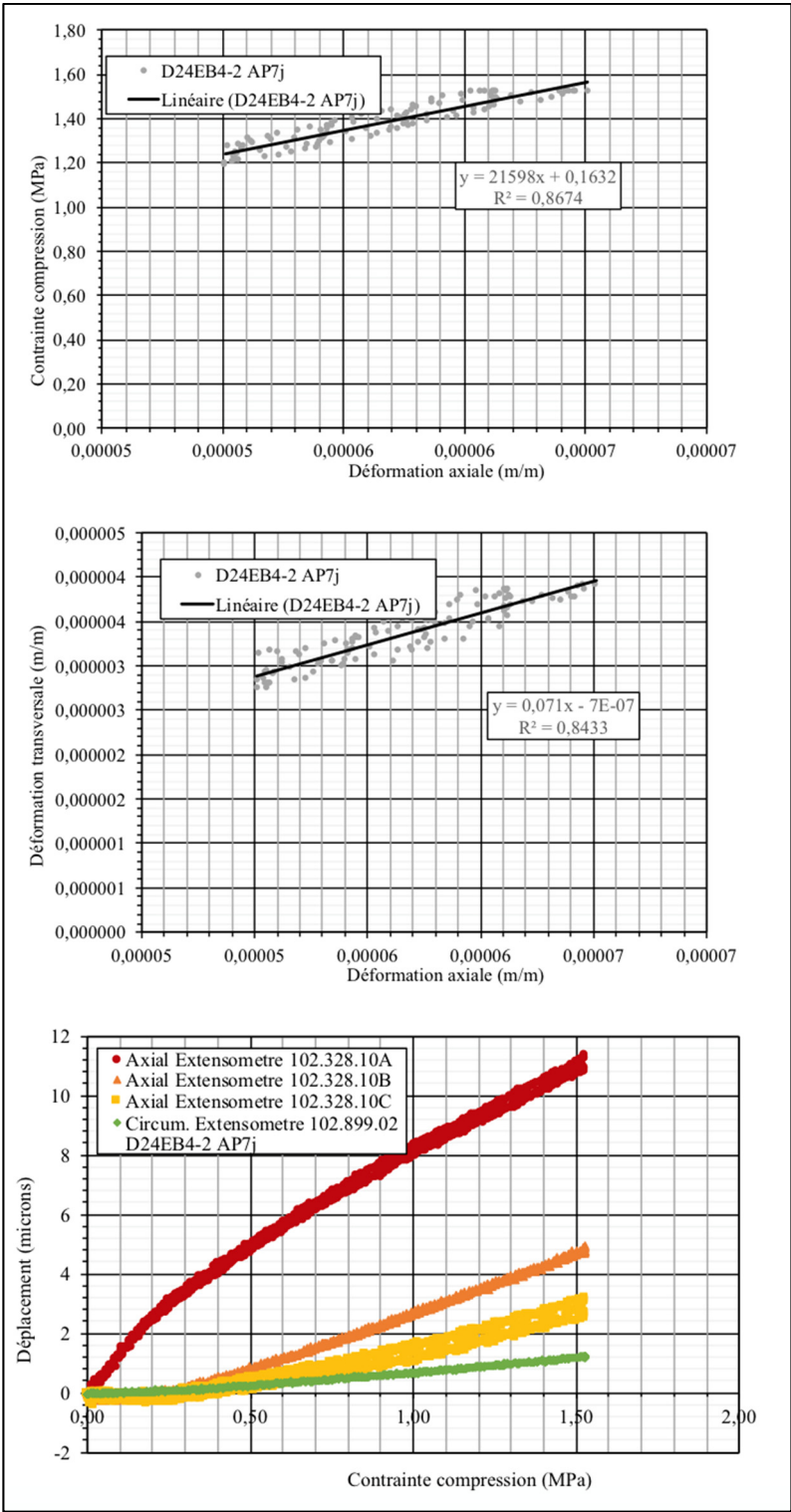


Figure A-IV-84 — Résultats mécaniques D24EC4-1 ap7j

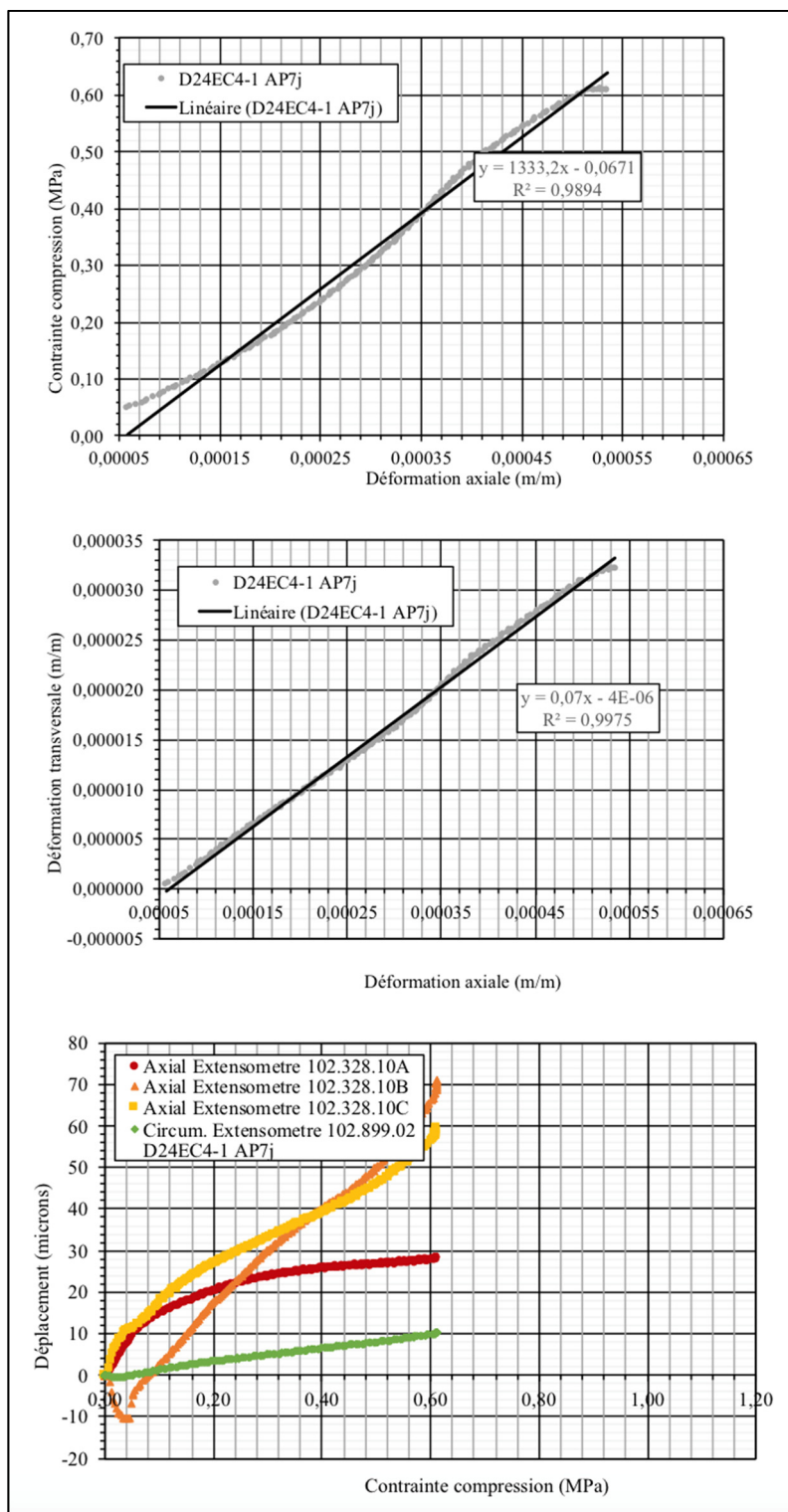
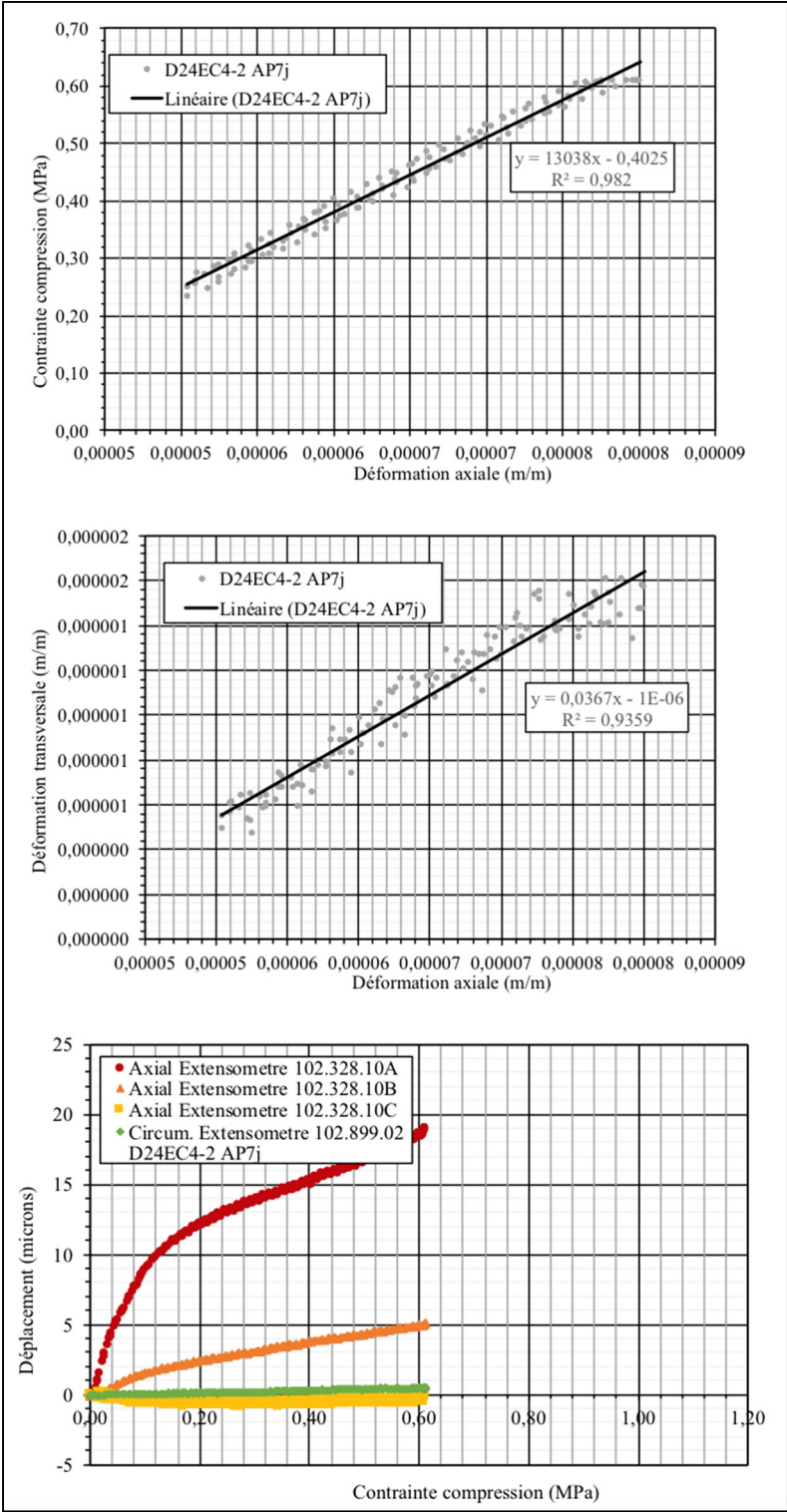


Figure A-IV-85 – Résultats mécaniques D24EC4-2 ap7j



Phase D, après endommagement, après 14 jours de recouvrement

Figure A-IV-86 – Résultats mécaniques D24EX4-2 ap14j

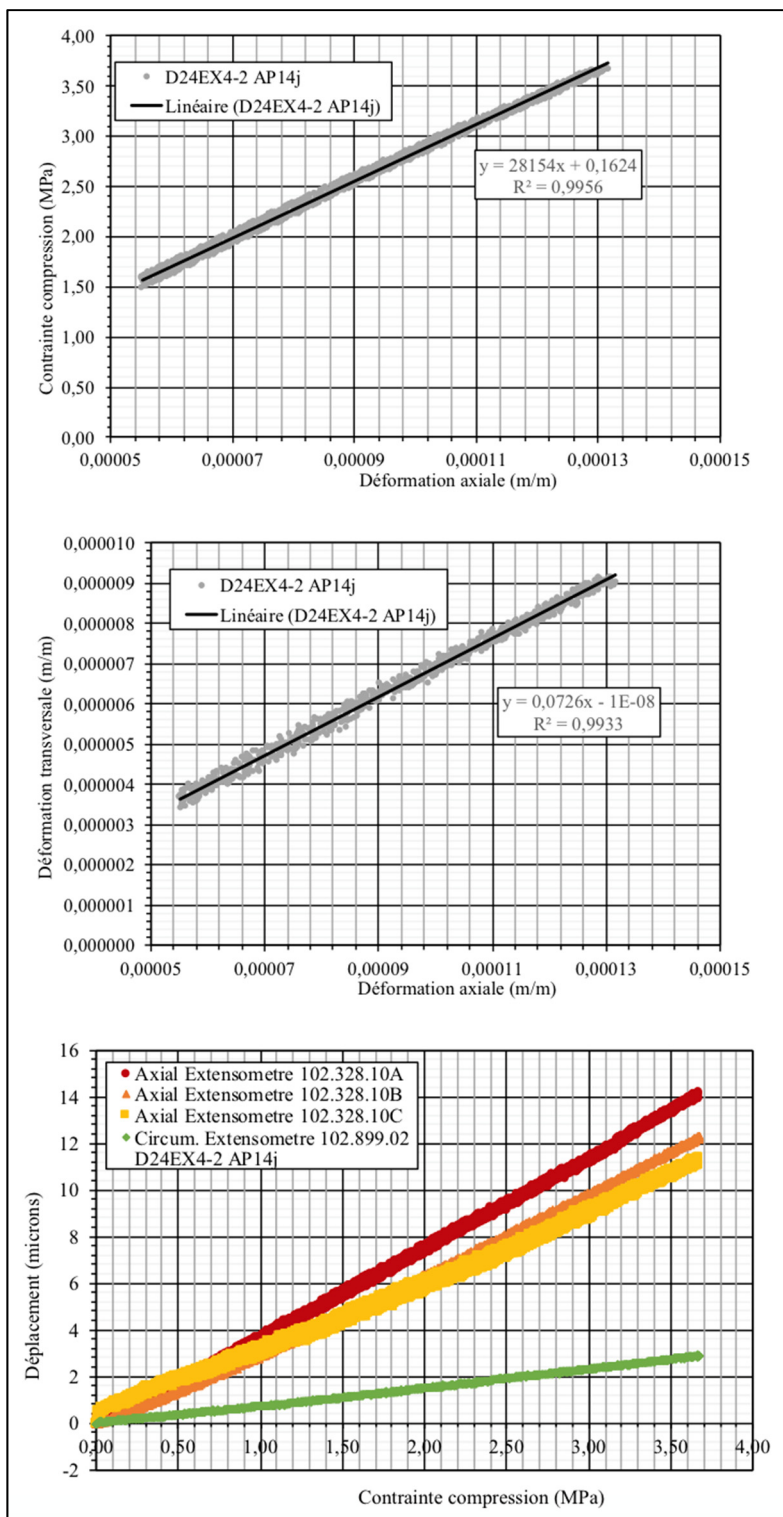


Figure A-IV-87 — Résultats mécaniques D24EX4-3 ap14j

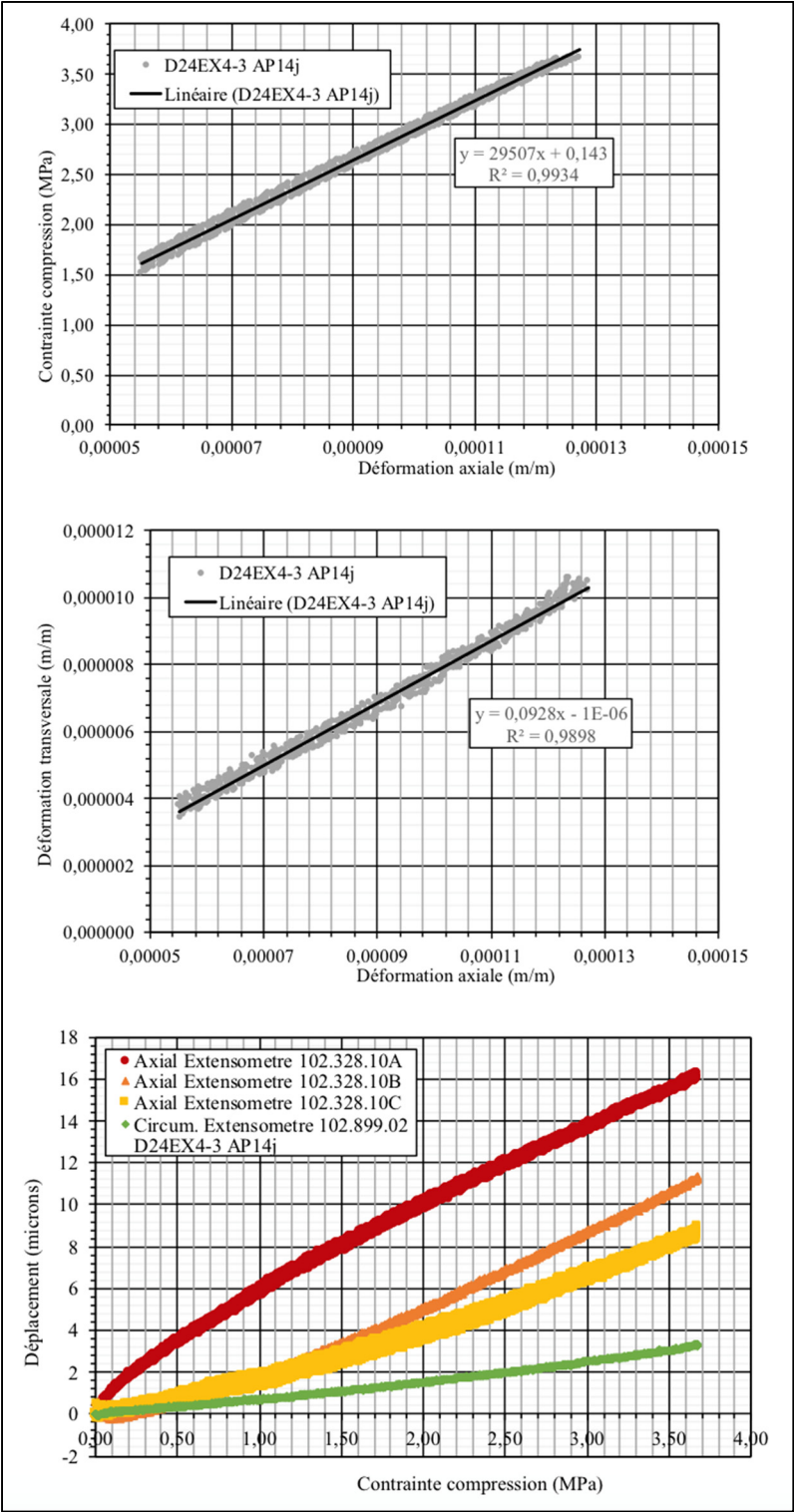


Figure A-IV-88 — Résultats mécaniques D24EX4-3 ap14j

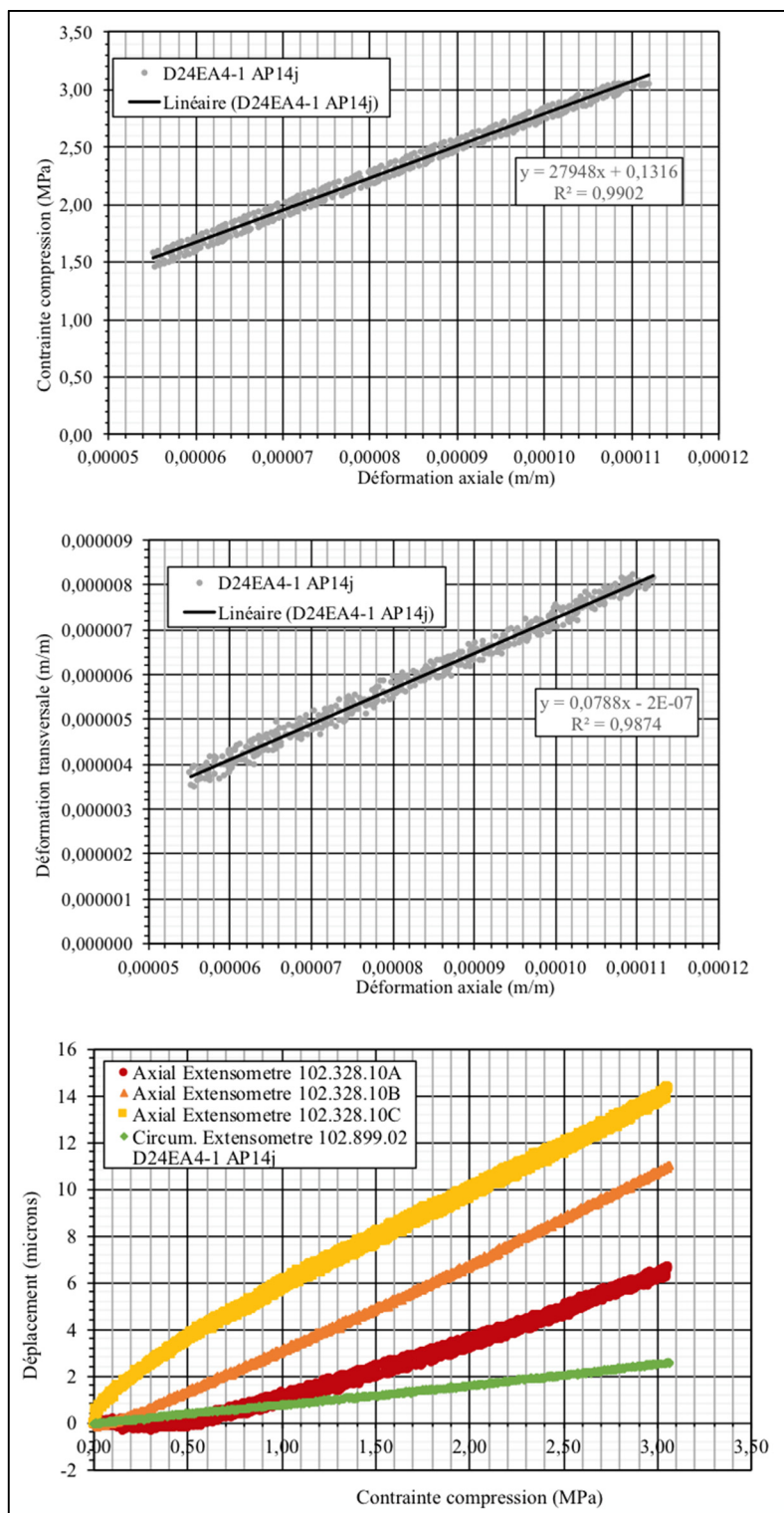


Figure A-IV-89 — Résultats mécaniques D24EA4-1 ap14j

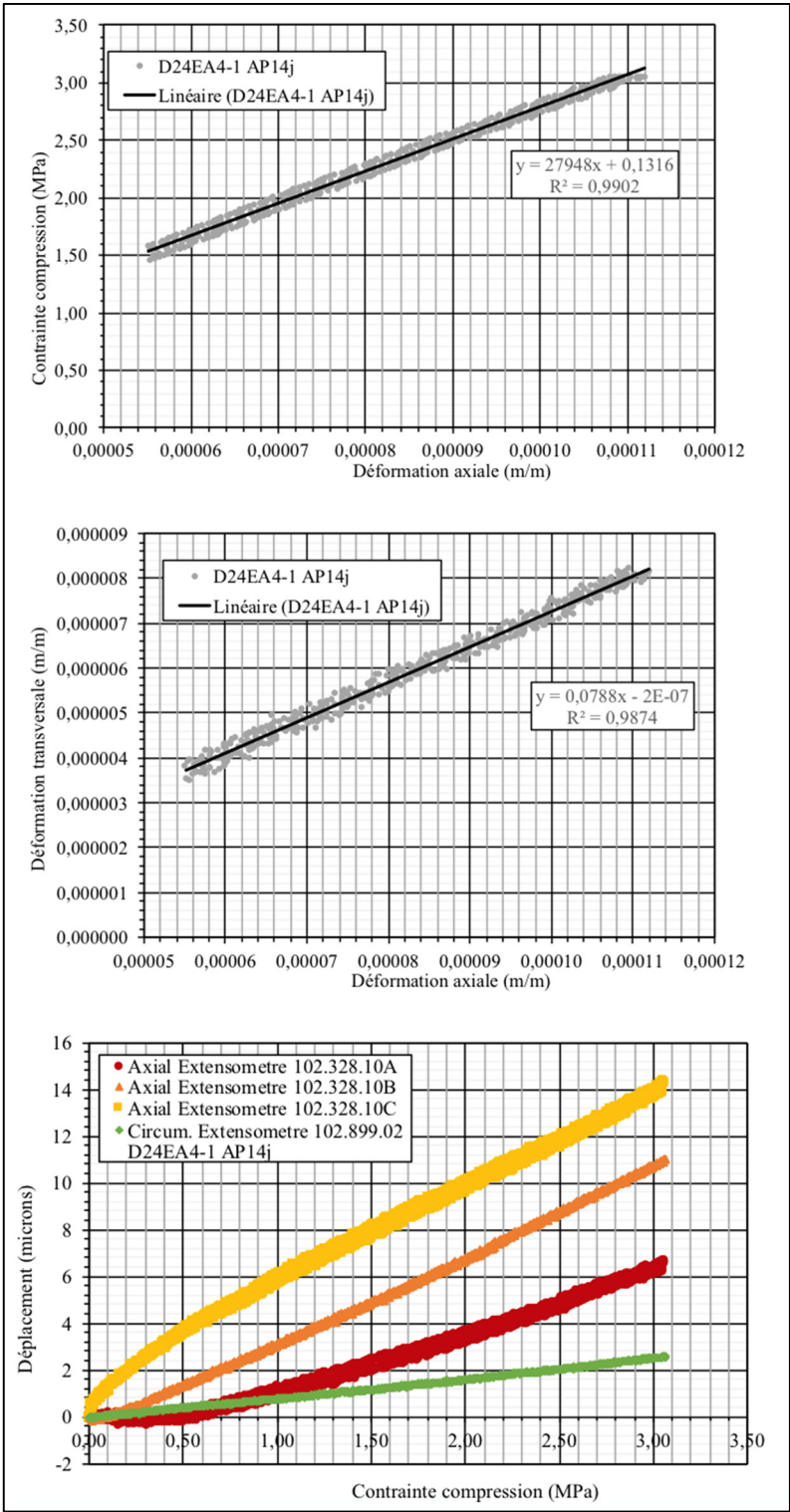


Figure A-IV-90 — Résultats mécaniques D24EA4-3 ap14j

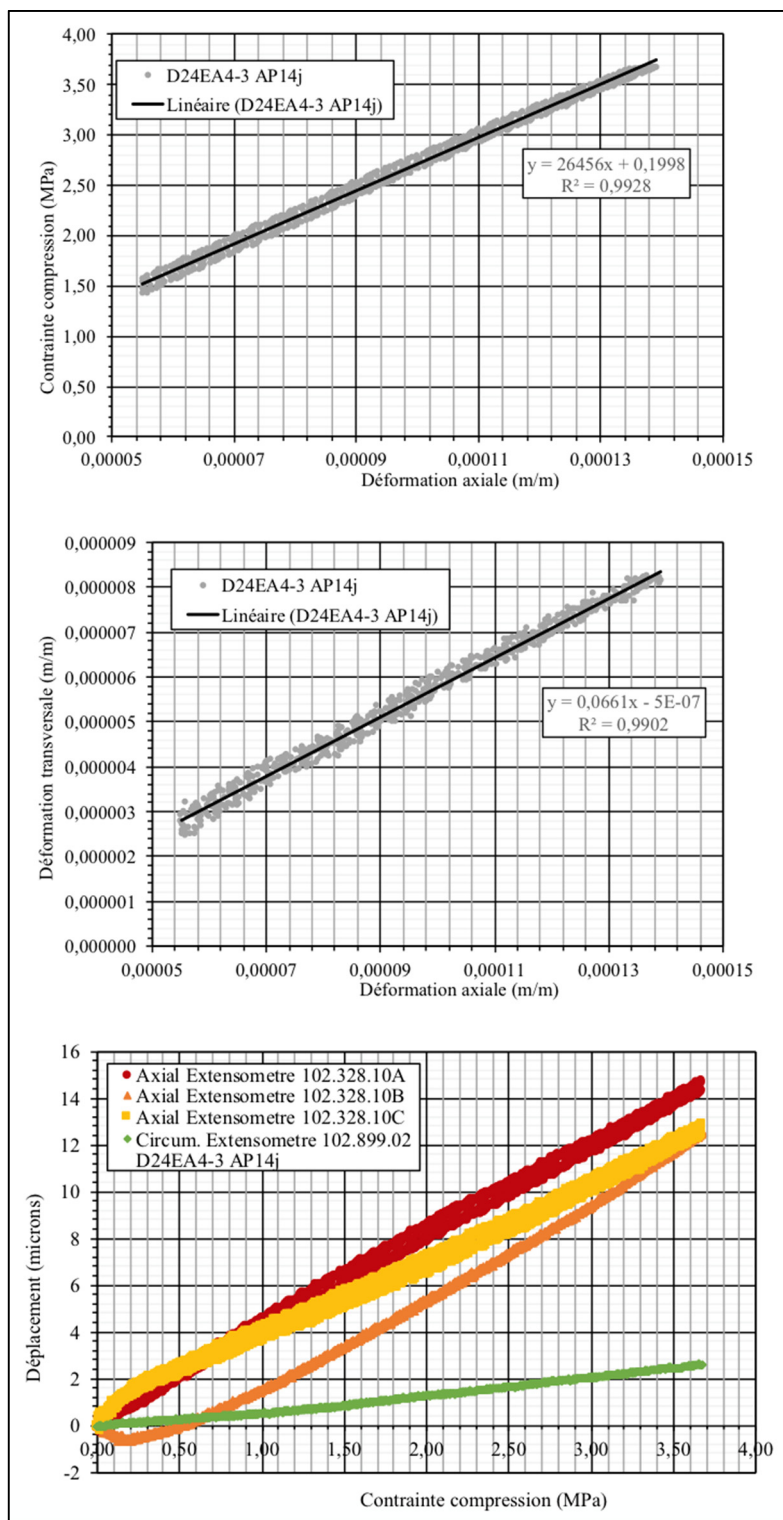


Figure A-IV-91 — Résultats mécaniques D24EB4-1 ap14j

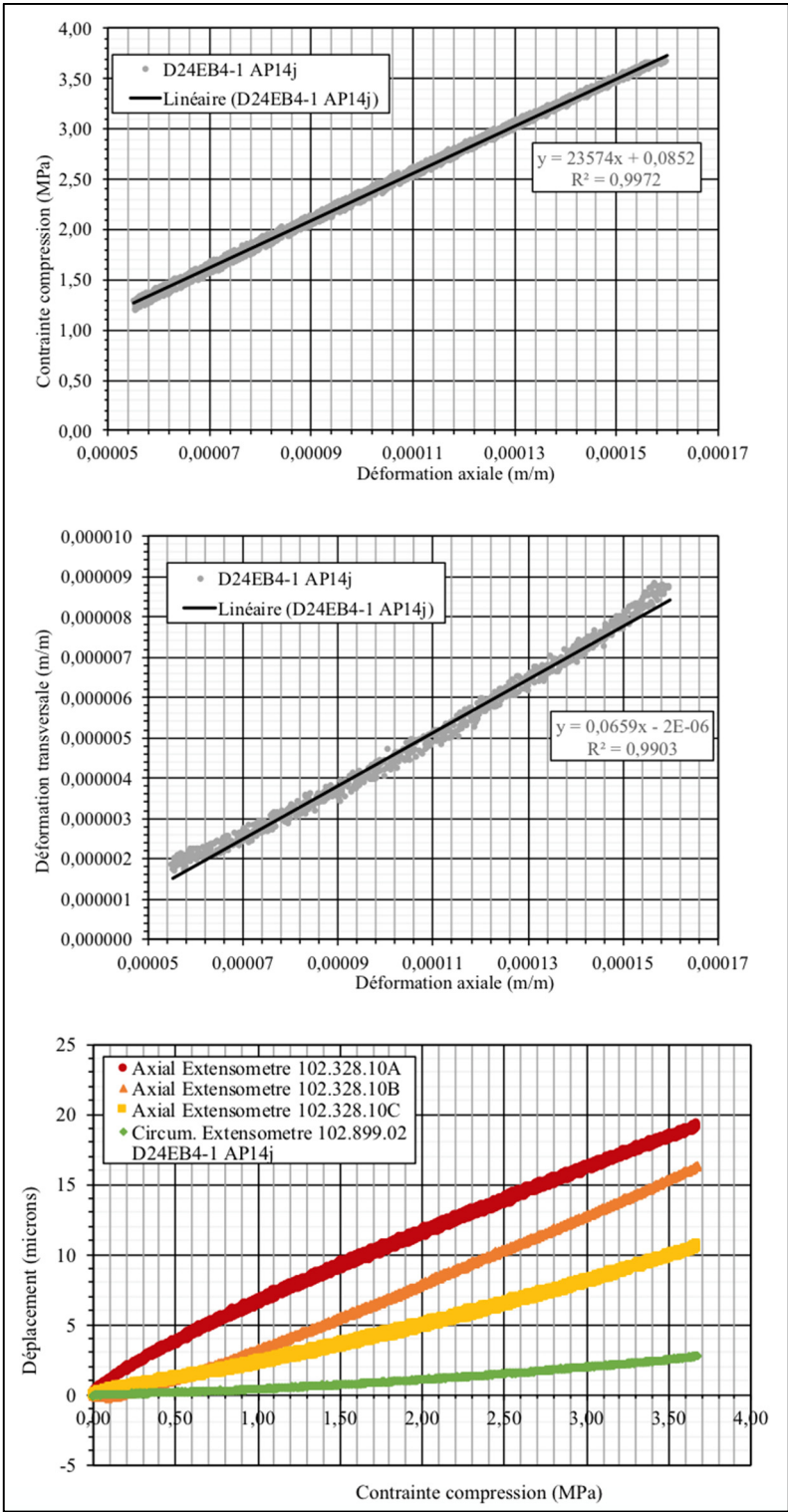


Figure A-IV-92 — Résultats mécaniques D24EB4-2 ap14j

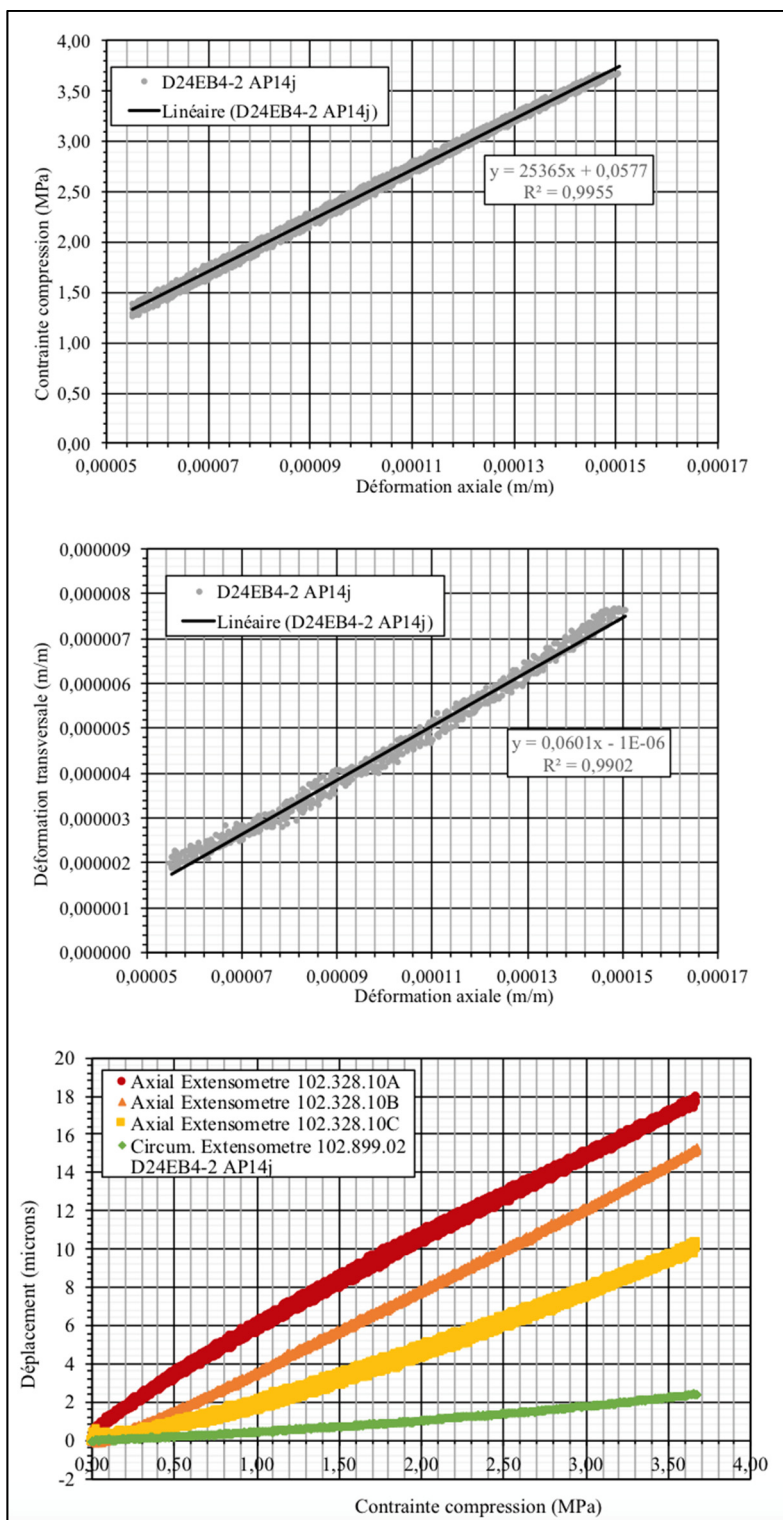


Figure A-IV-93 — Résultats mécaniques D24EC4-1 ap14j

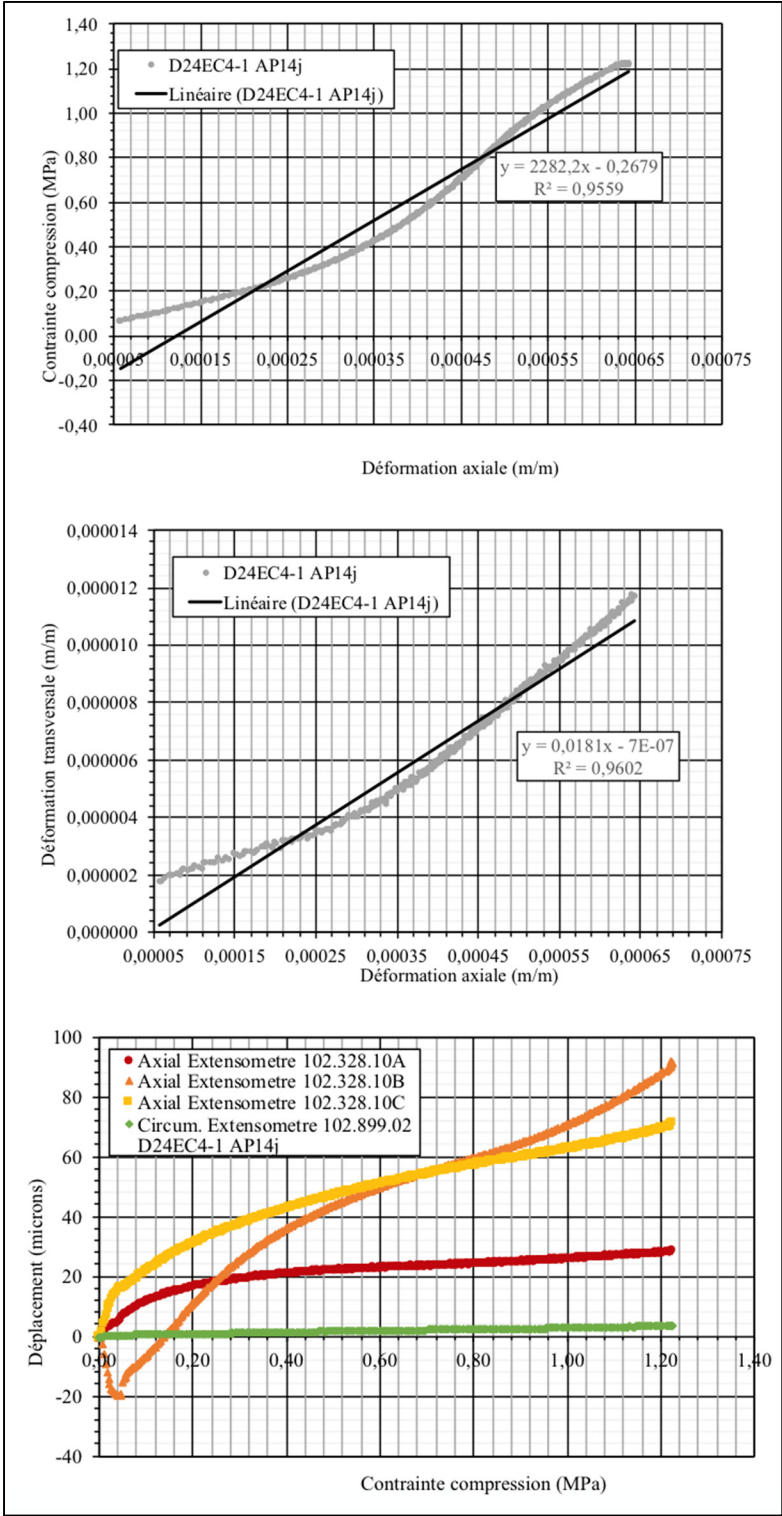
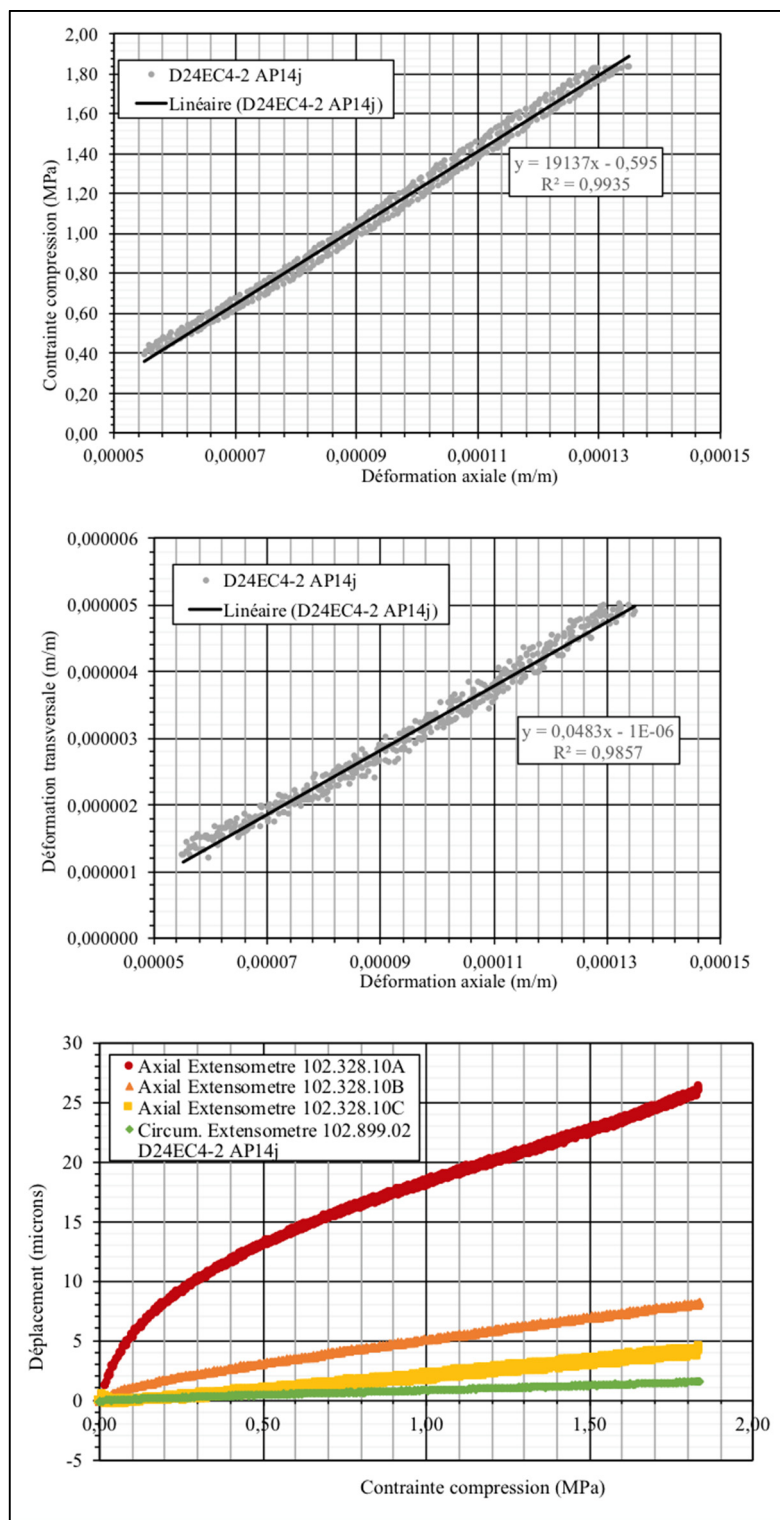


Figure A-IV-94 – Résultats mécaniques D24EC4-2 ap14j



Phase D, après endommagement, après 28 jours de recouvrement

Figure A-IV-95 – Résultats mécaniques D24EX4-2 ap28j

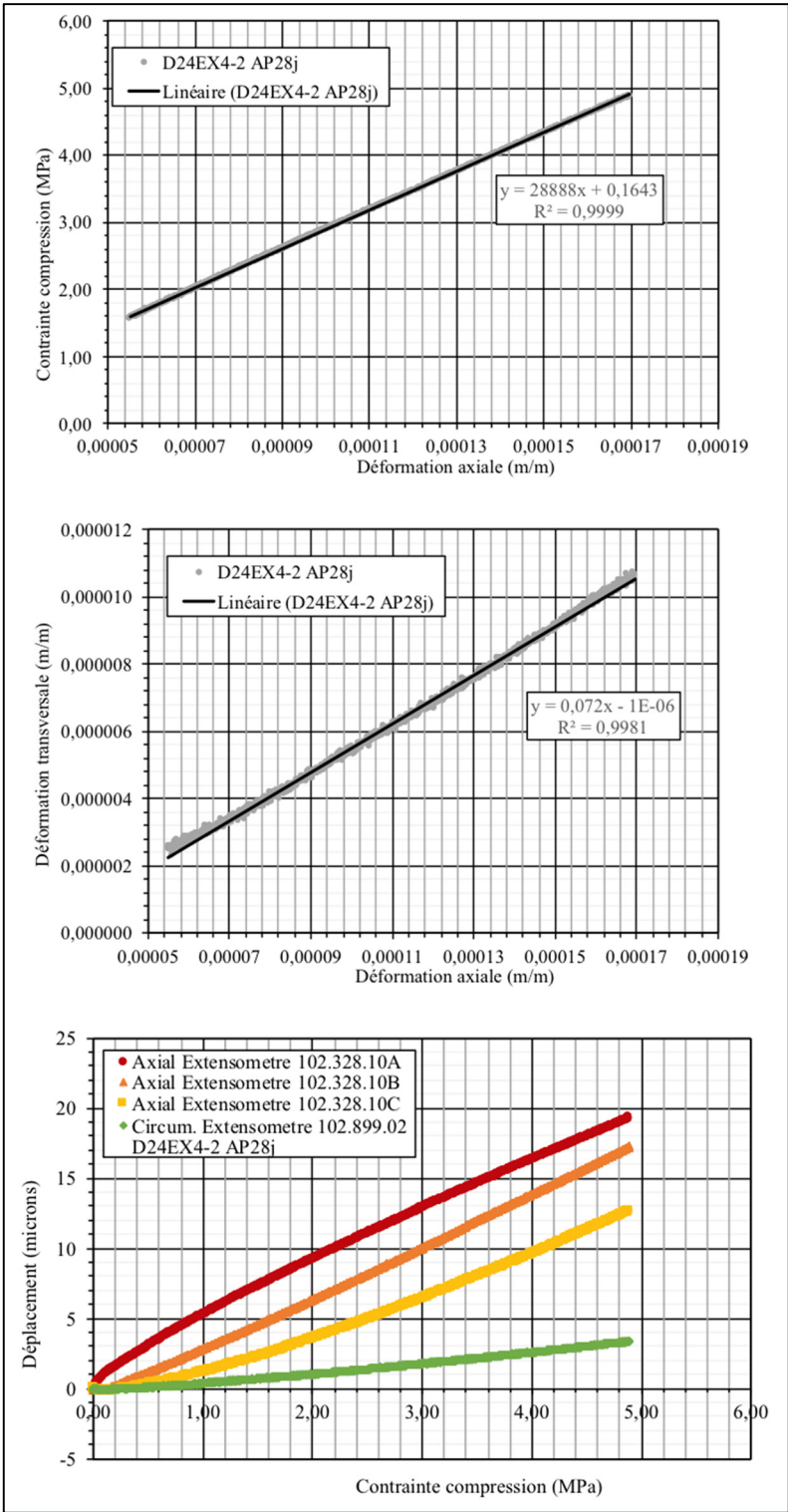


Figure A-IV-96 — Résultats mécaniques D24EX4-3 ap28j

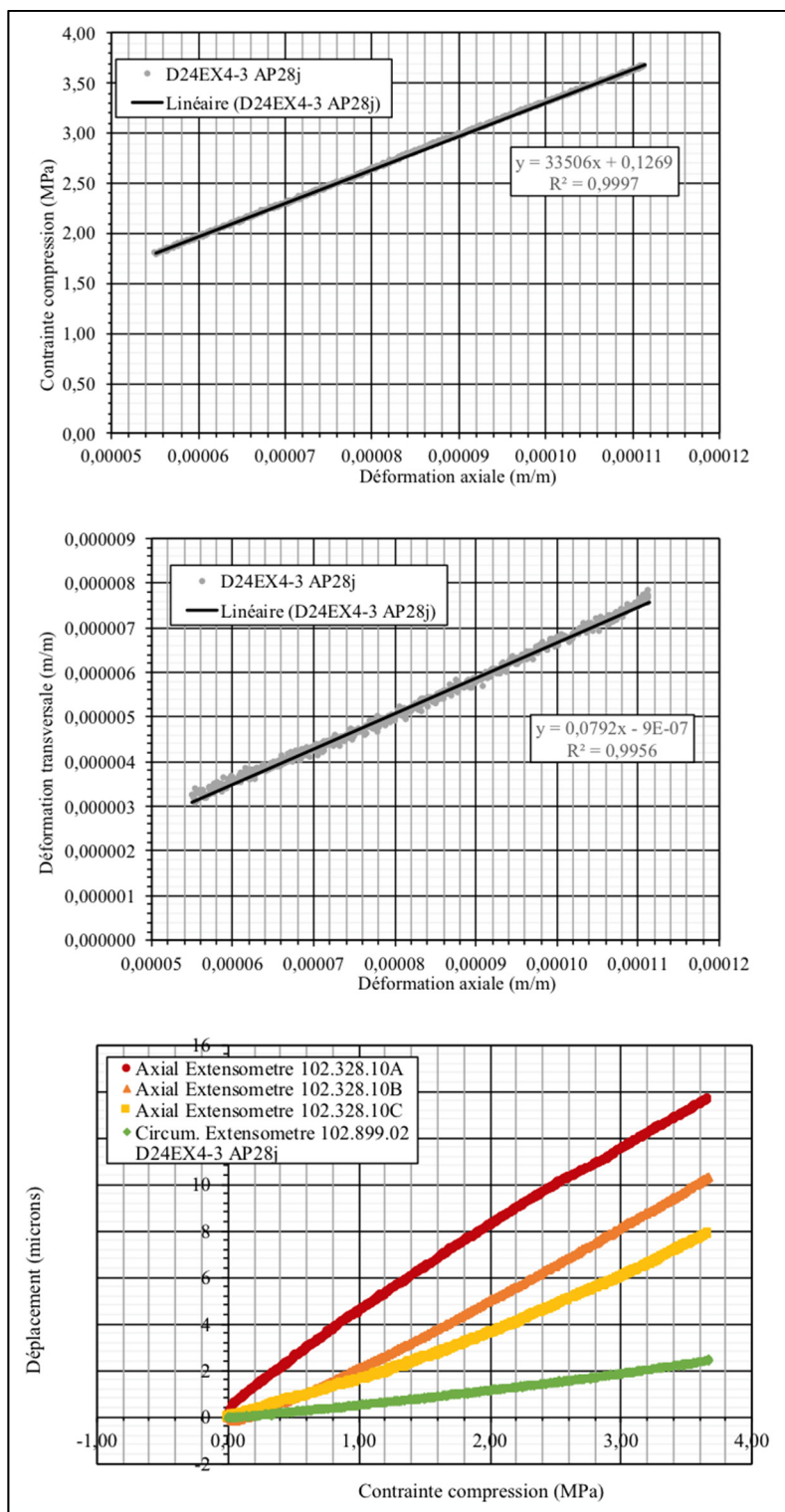


Figure A-IV-97 — Résultats mécaniques D24EA4-1 ap28j

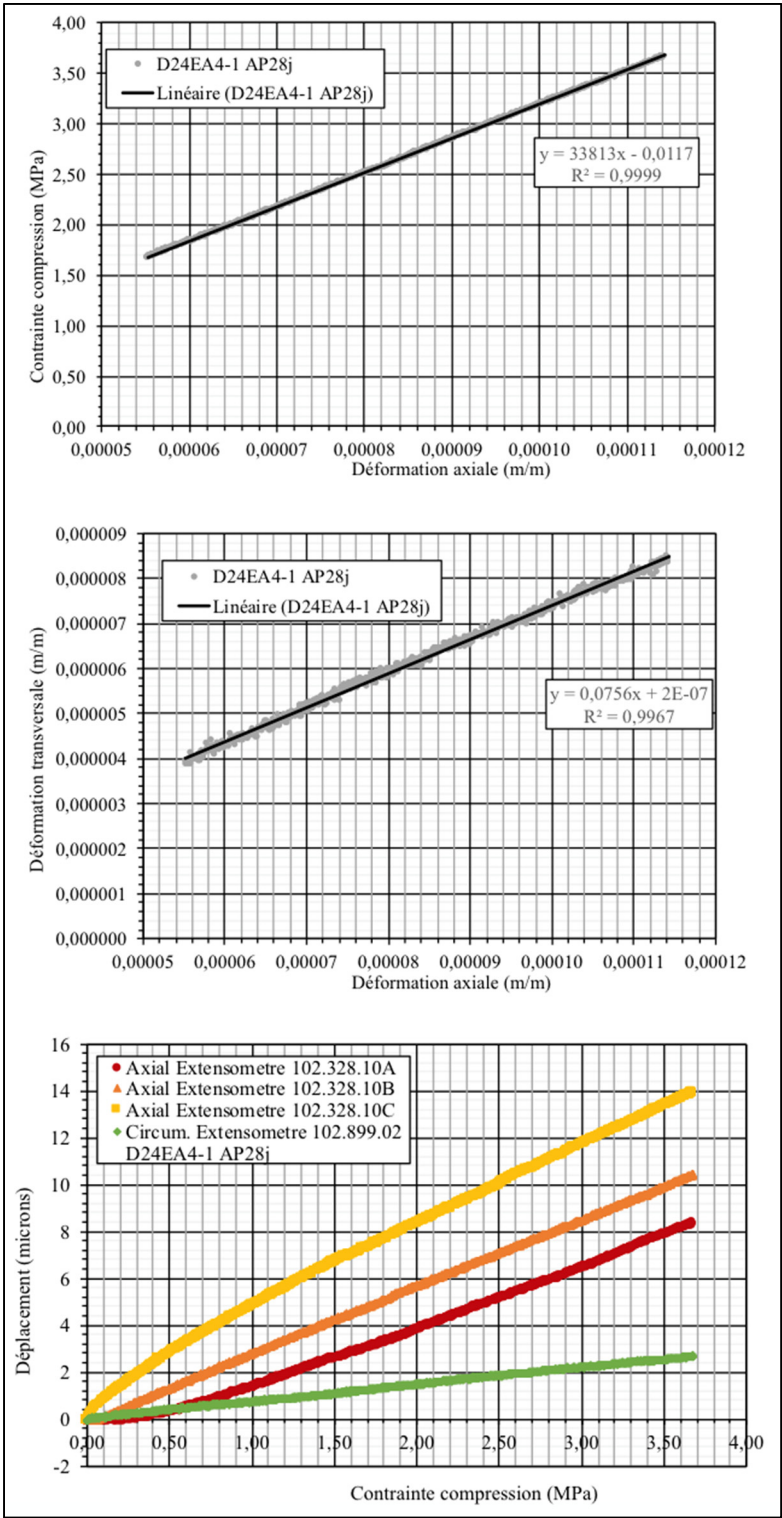


Figure A-IV-98 — Résultats mécaniques D24EA4-3 ap28j

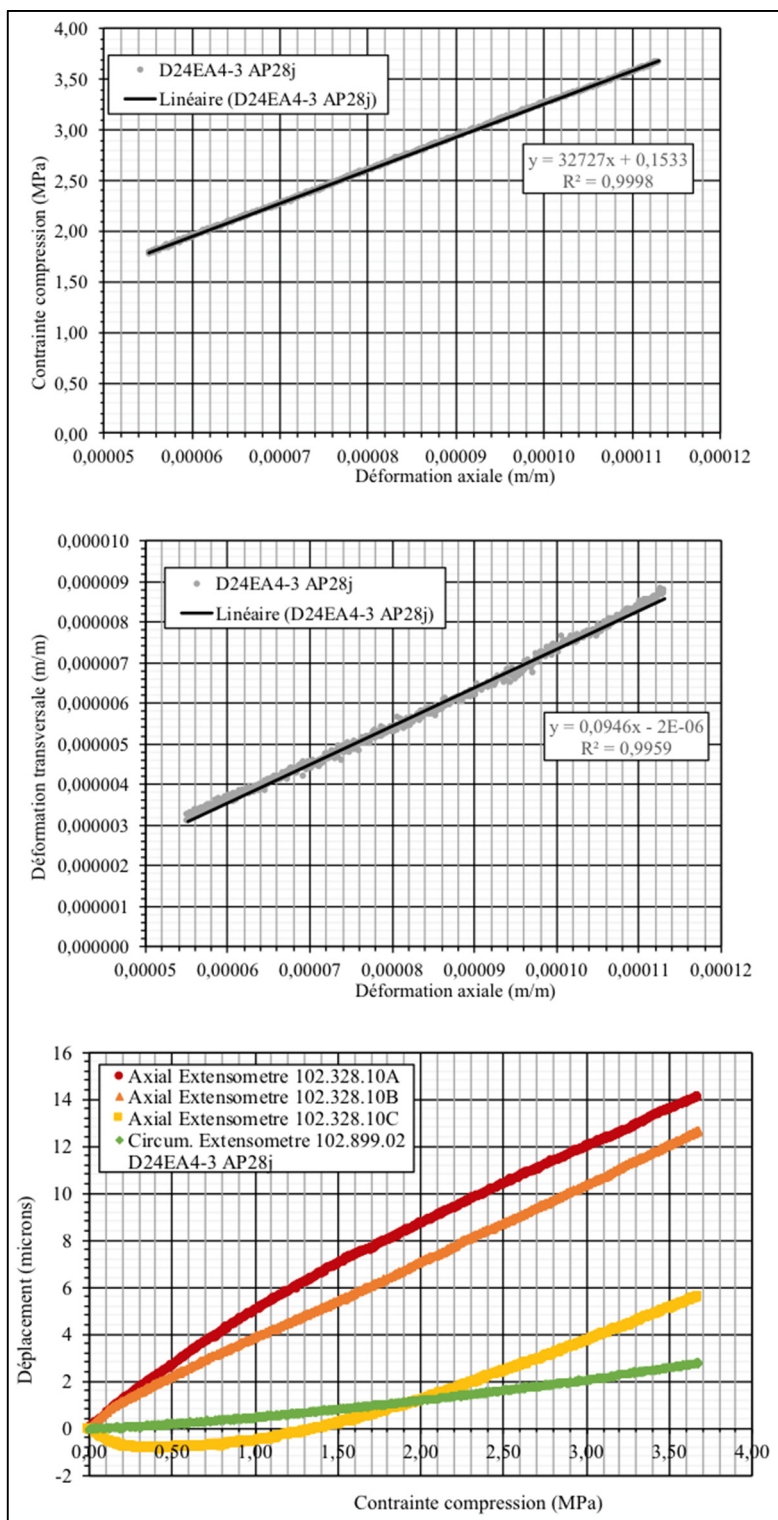


Figure A-IV-99 — Résultats mécaniques D24EB4-1 ap28j

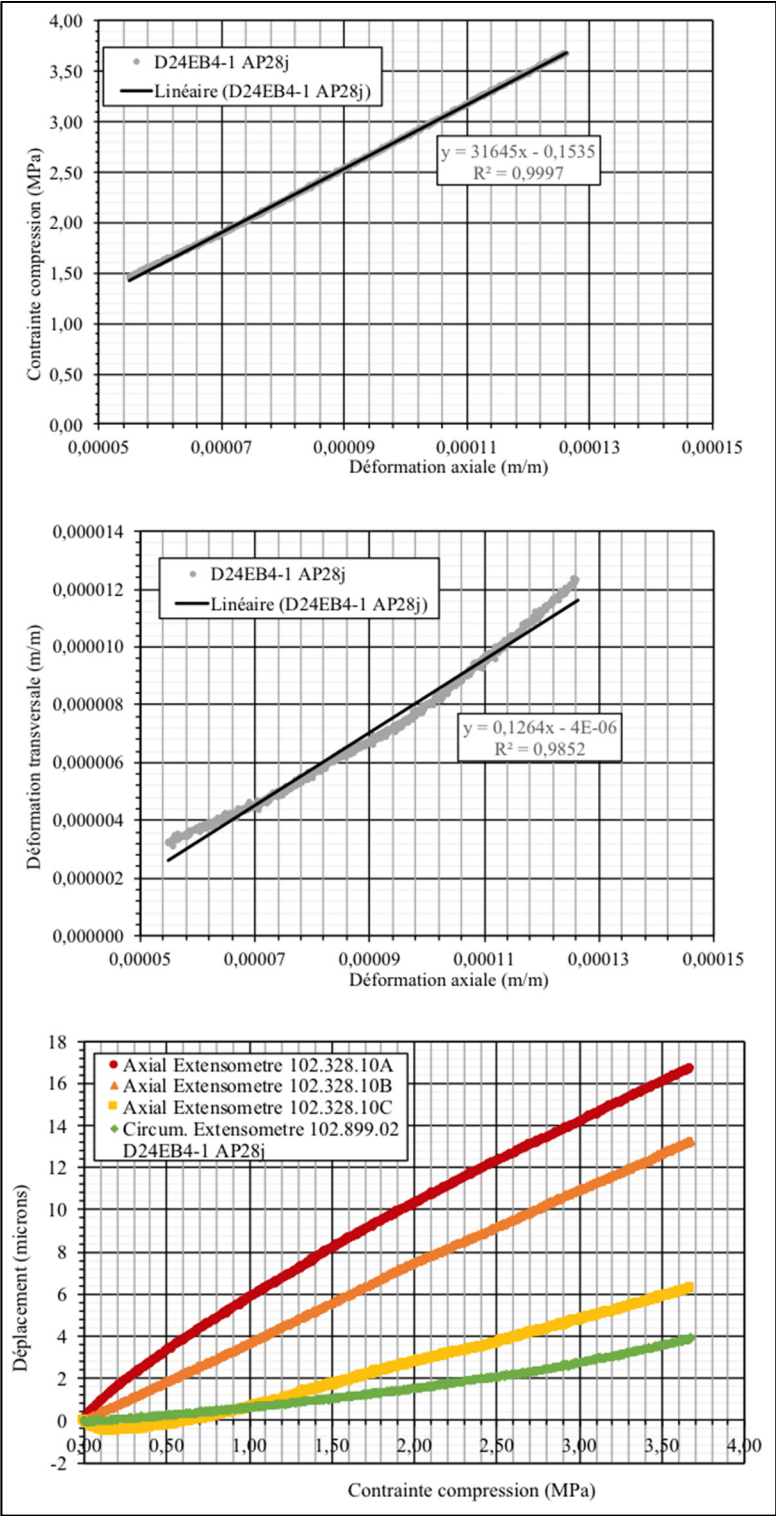


Figure A-IV-100 — Résultats mécaniques D24EB4-2 ap28j

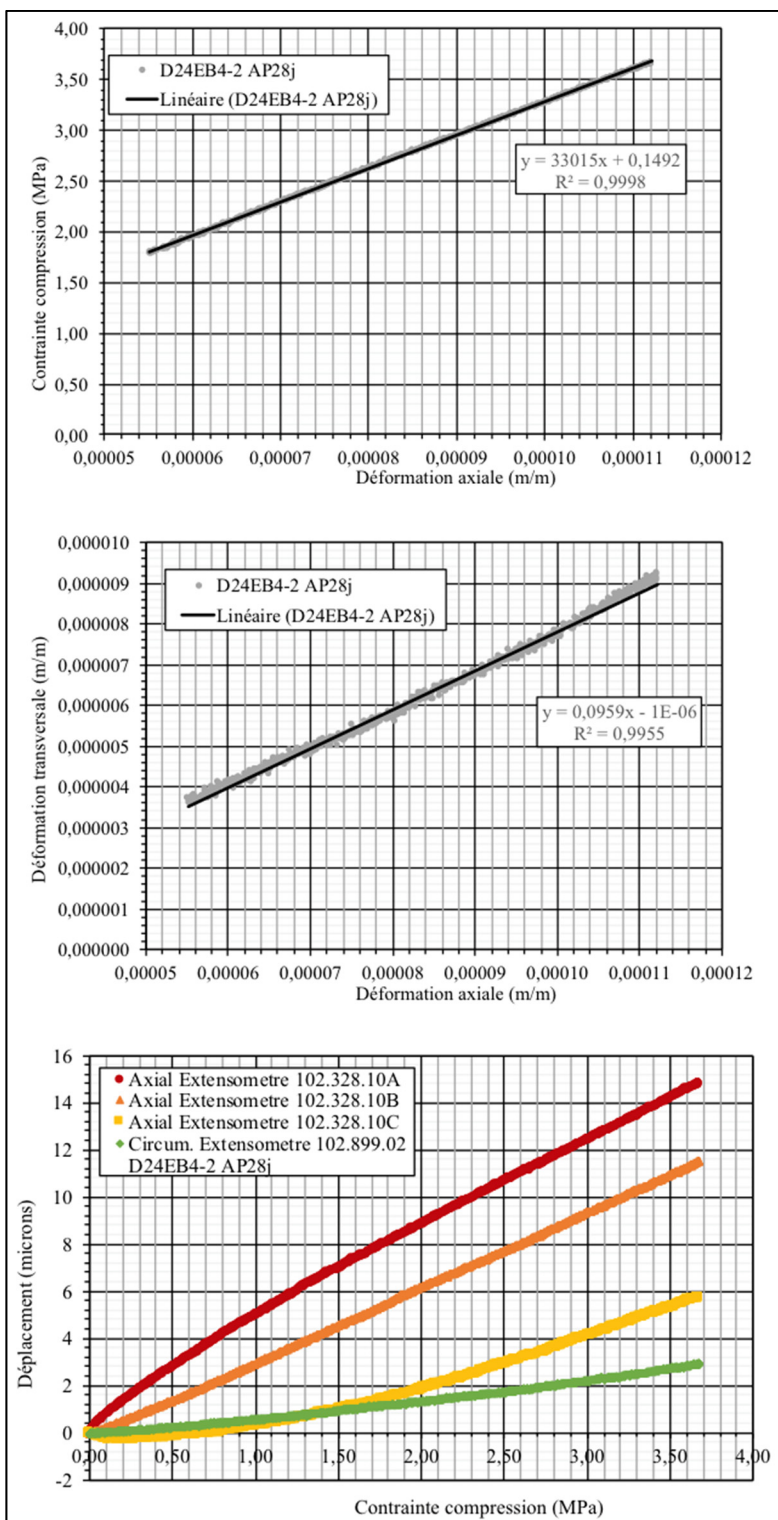
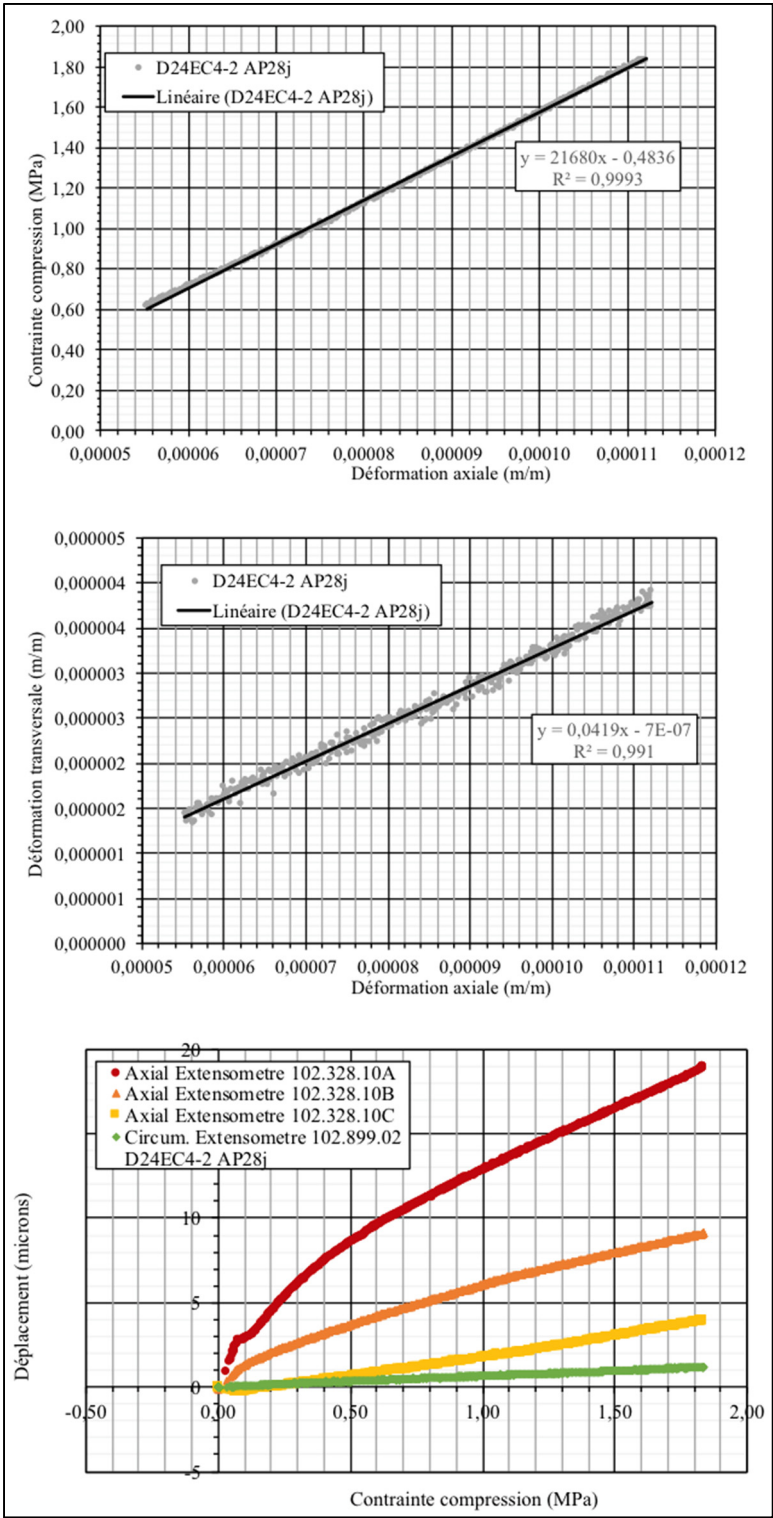


Figure A-IV-101 – Résultats mécaniques D24EC4-2 ap28j



ANNEXE V

SIGNAUX ULTRASONIQUES

Cette annexe présente les signaux obtenus par les lectures ultrasoniques, dont la méthode est présentée à la 5.6.2. Les résultats sont utilisés pour l'expérimentation de l'endommagement et sont présentés au CHAPITRE 6.

Figure A-V-1 - Phase A av1j

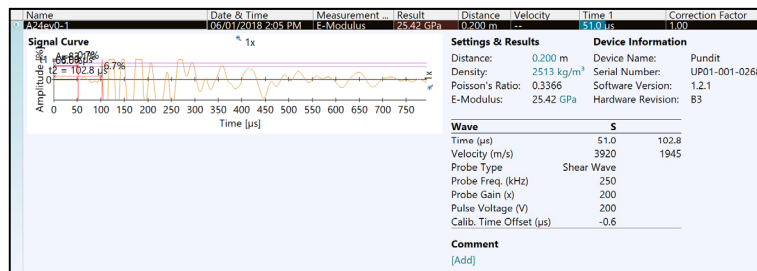


Figure A-V-2 - Phase A ap0j

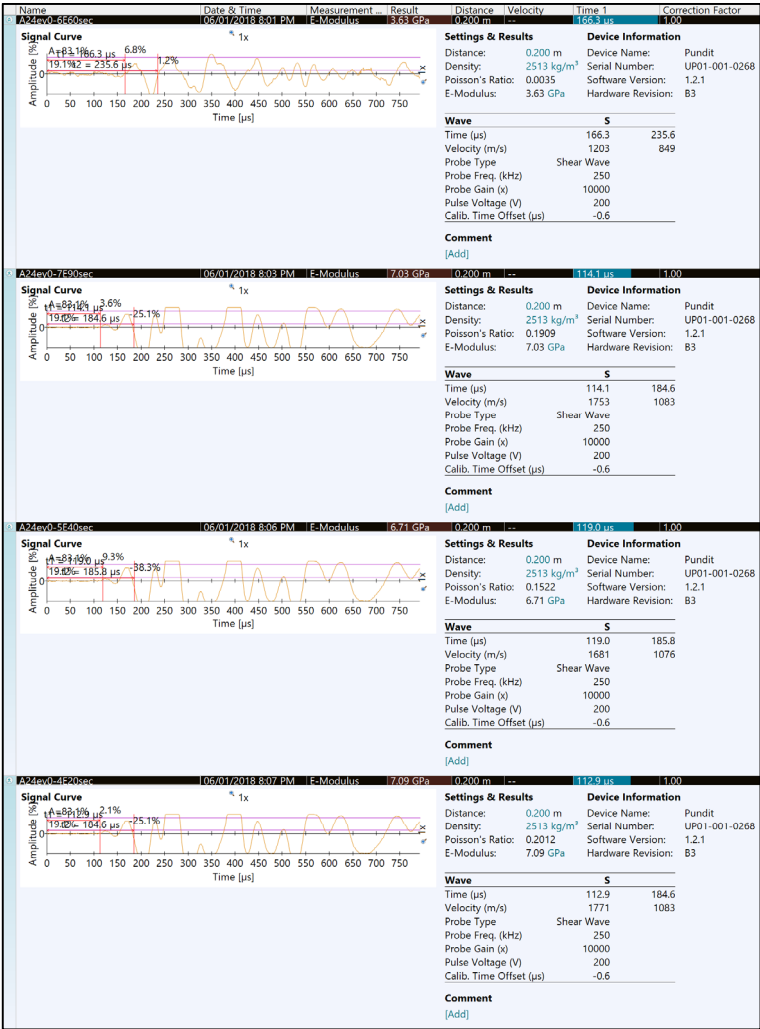


Figure A-V-3 - Phase B av1j

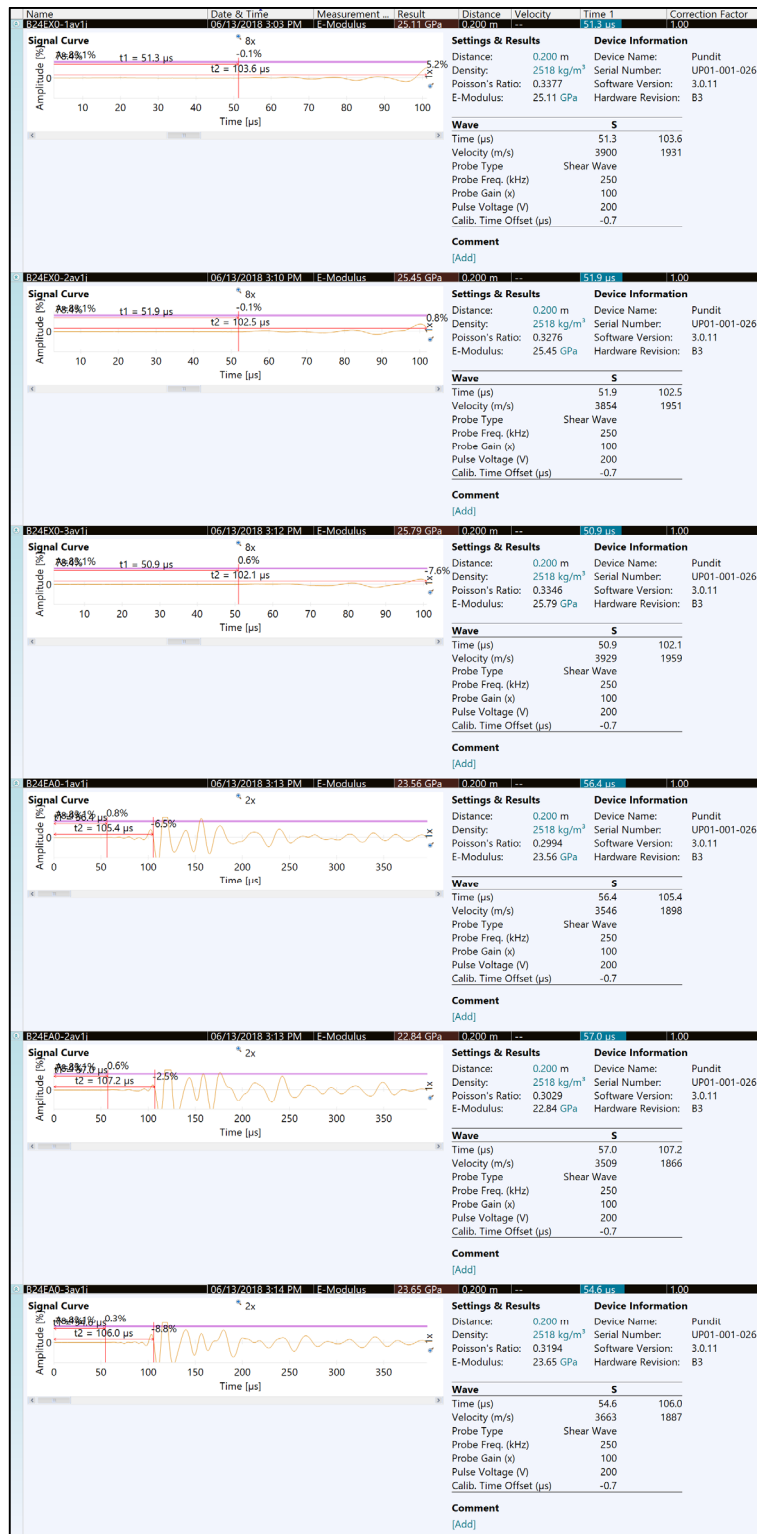


Figure A-V-4—Phase B av1j (suite)

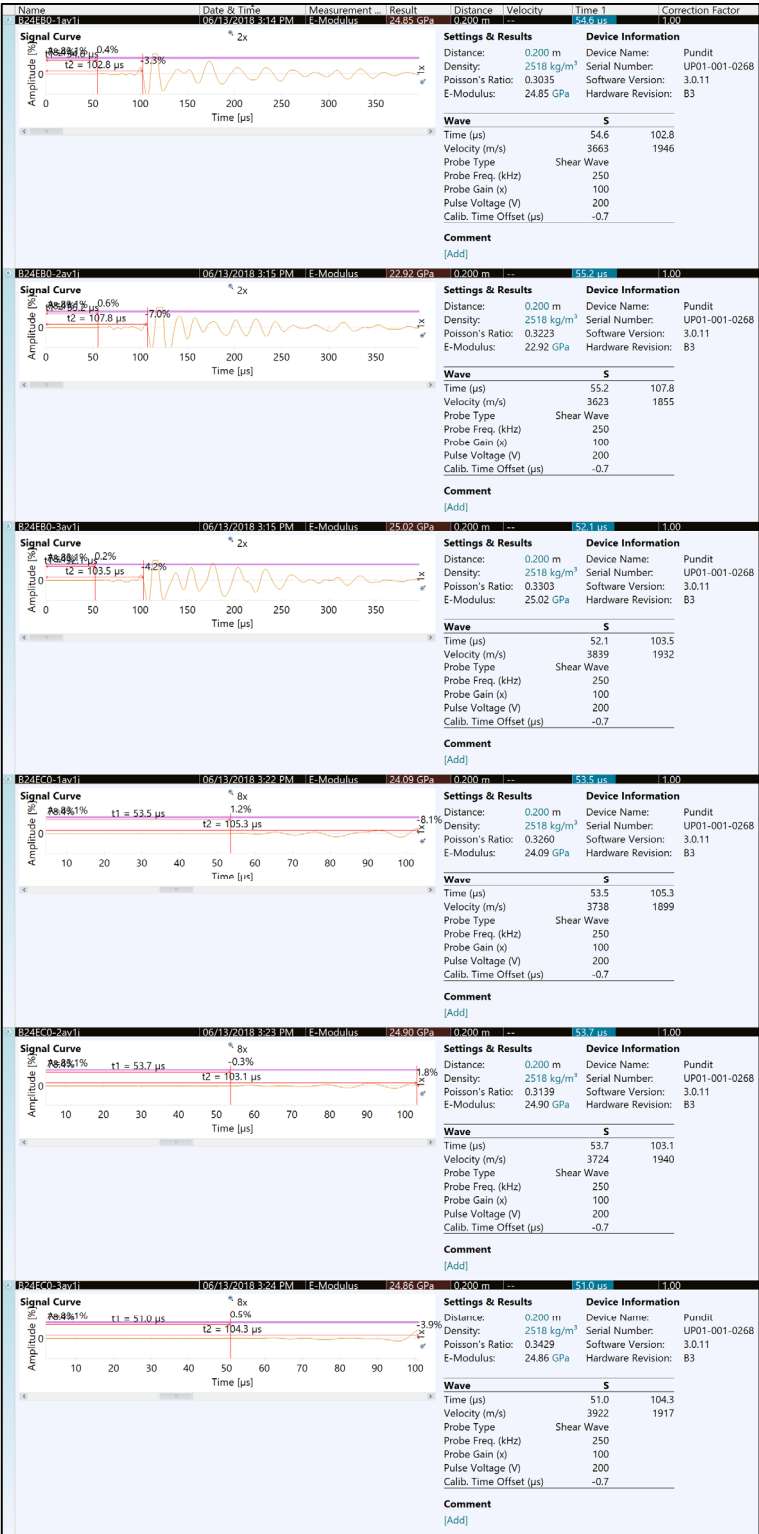


Figure A-V-5—Phase B ap0j

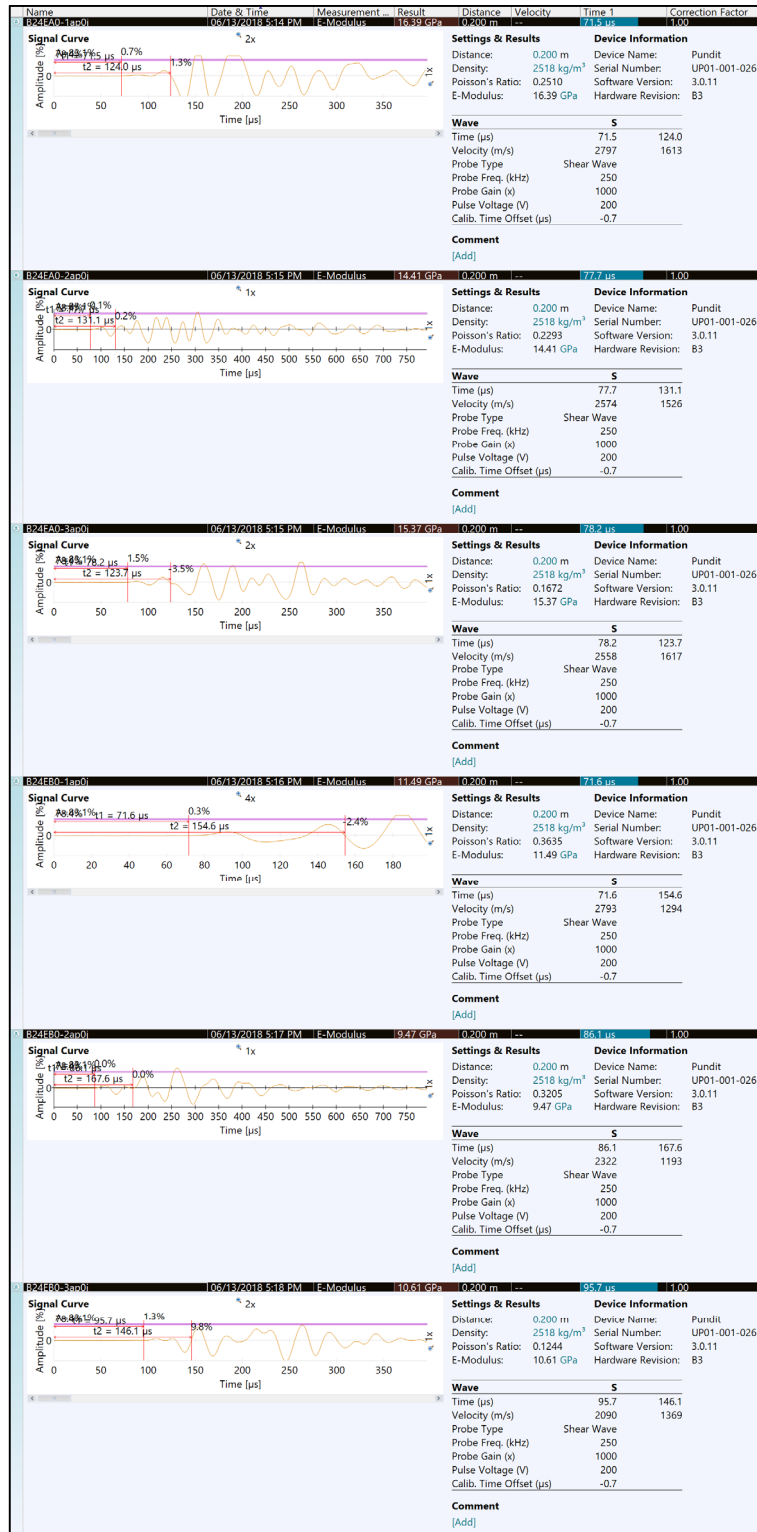


Figure A-V-6—Phase B ap0j (suite)

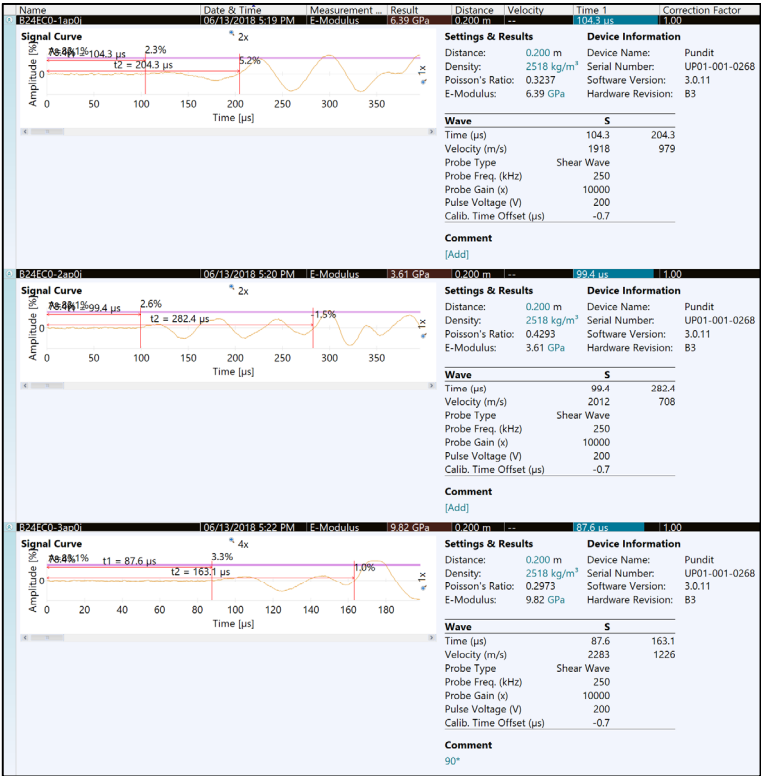


Figure A-V-7—Phase C av1j

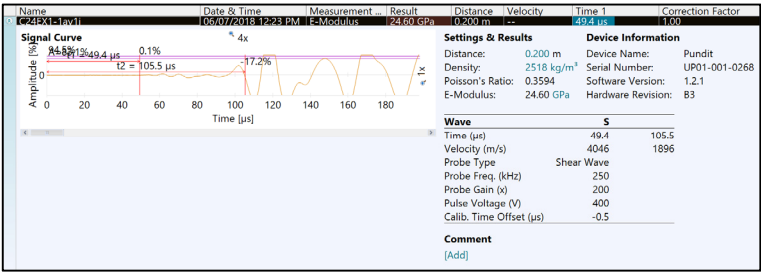


Figure A-V-8—Phase C ap0j

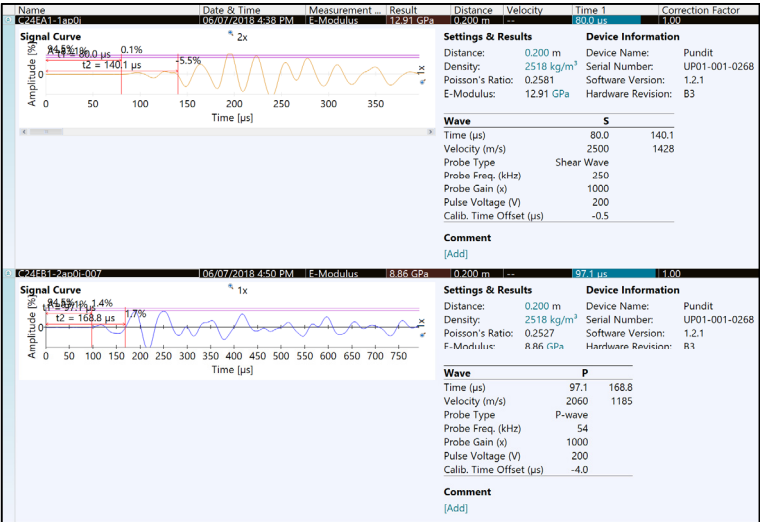


Figure A-V-9—Phase C ap1j

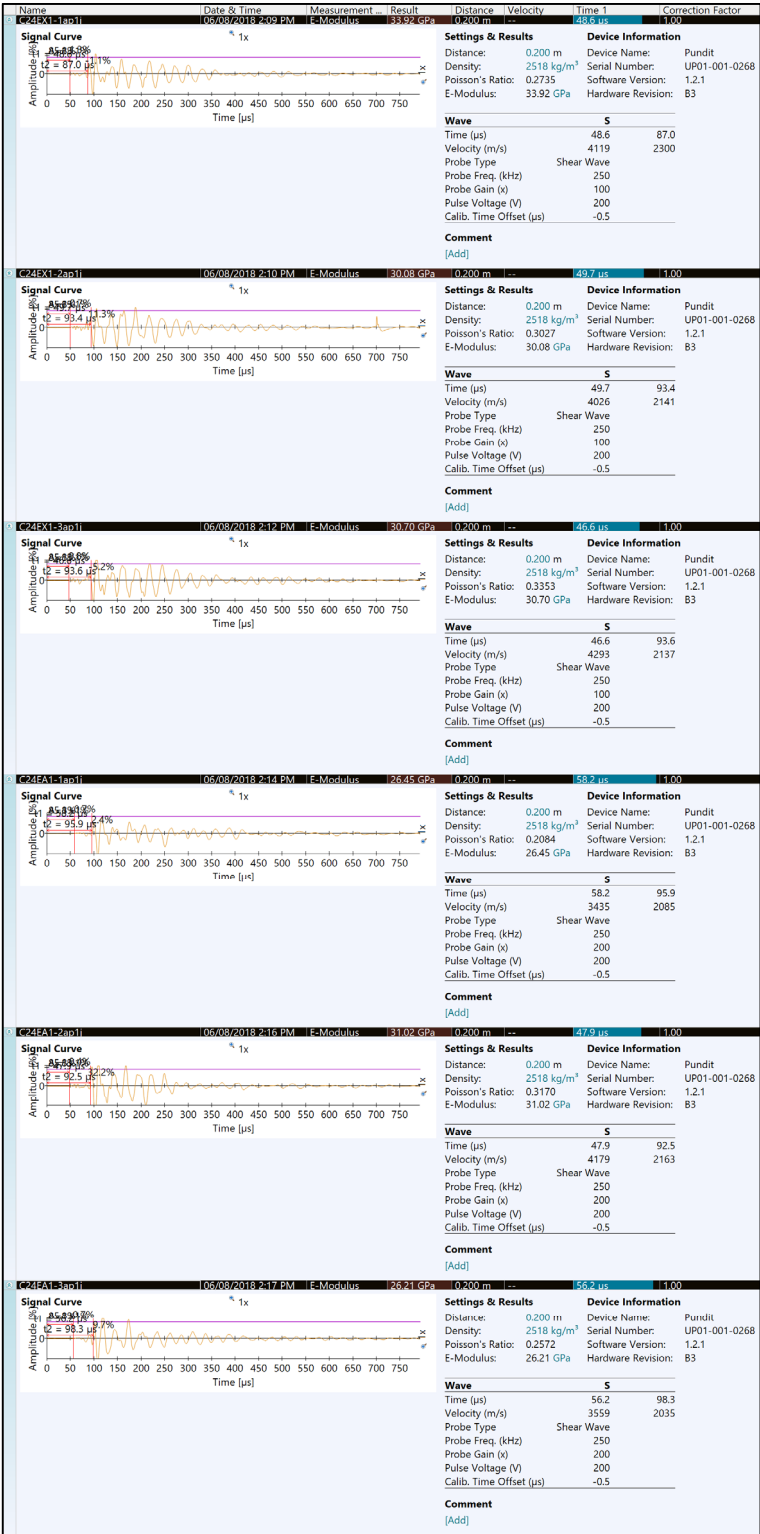


Figure A-V-10—Phase C ap1j (suite)

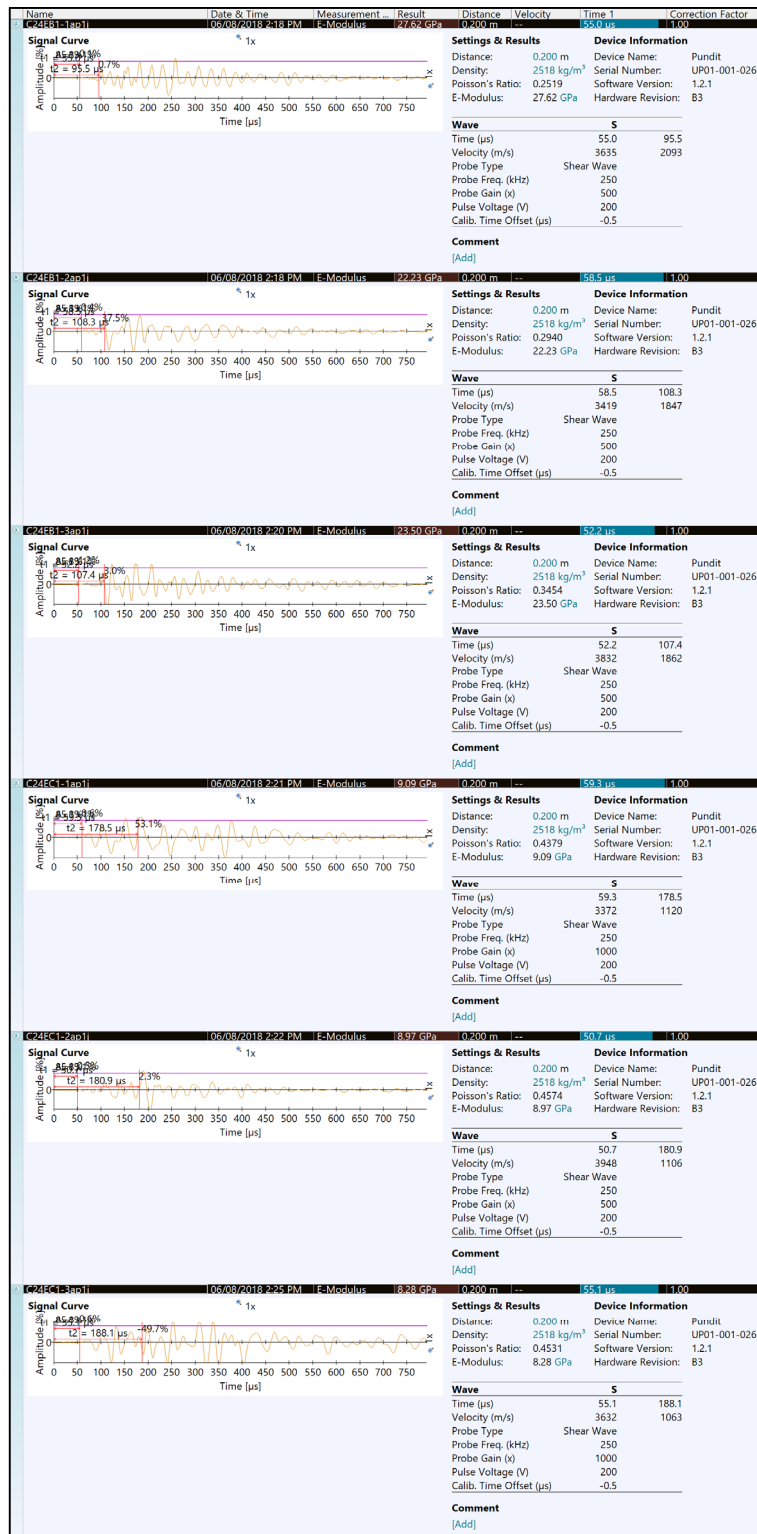


Figure A-V-11—Phase C ap3j

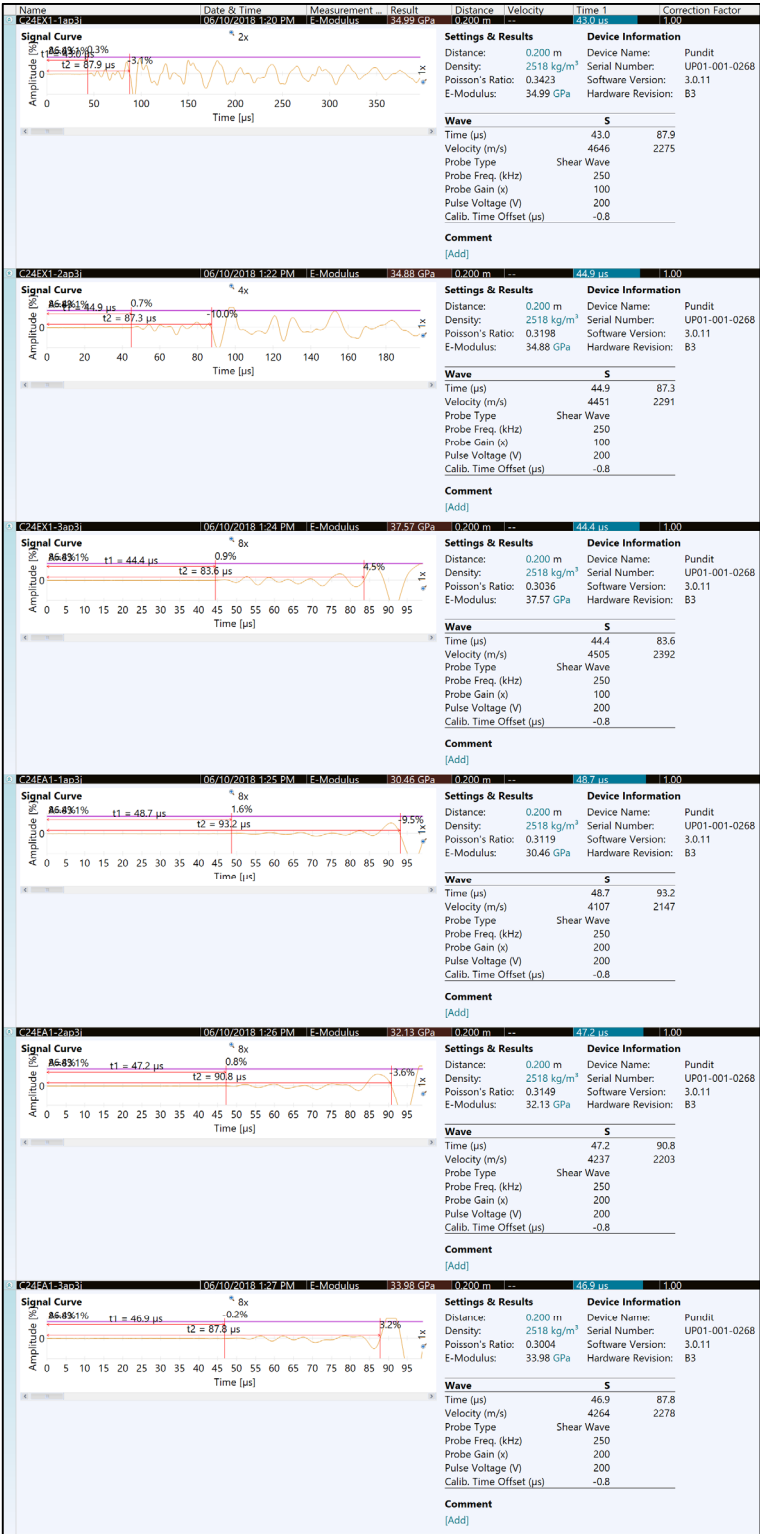


Figure A-V-12—Phase C ap3j (suite)

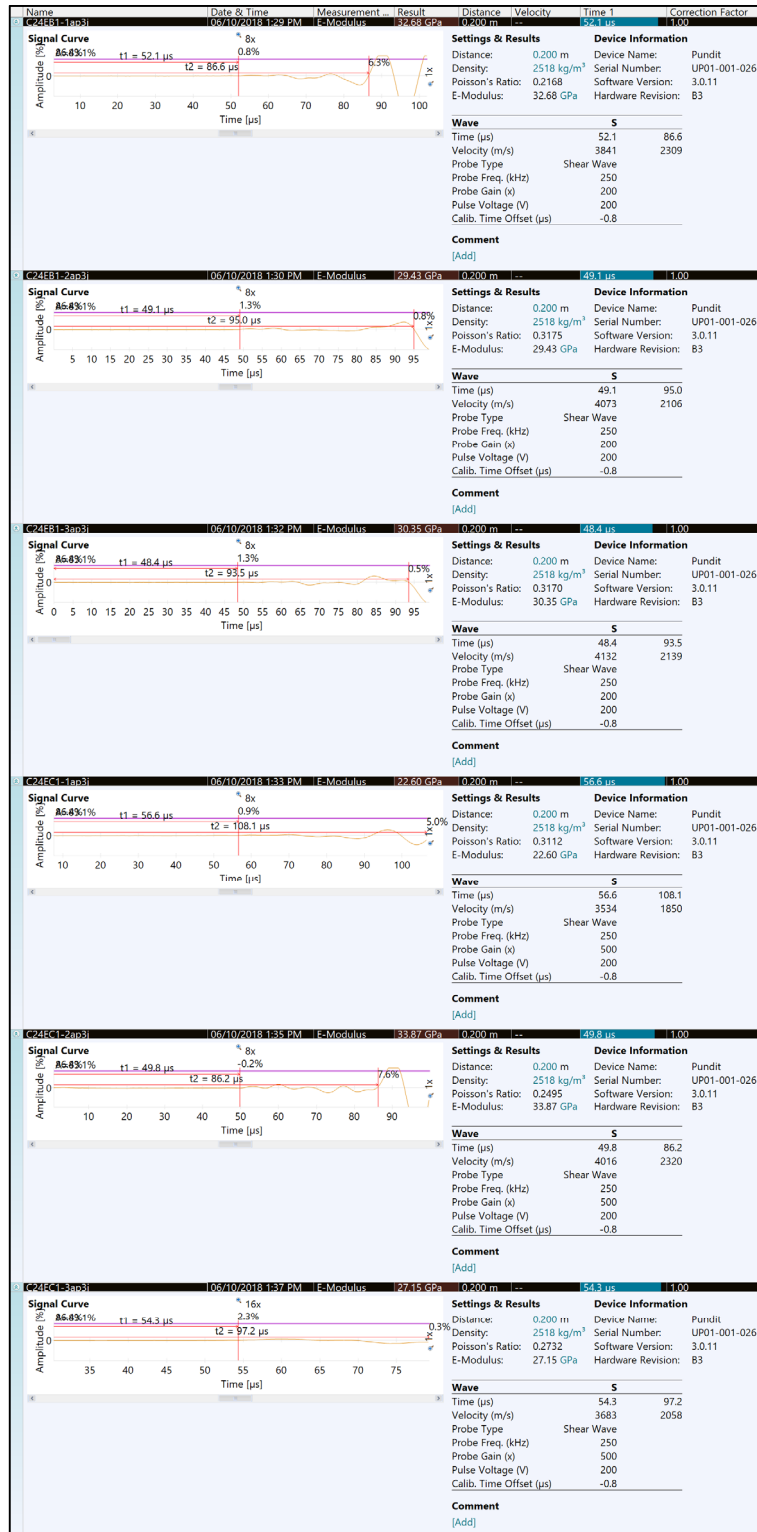


Figure A-V-13—Phase C ap7j

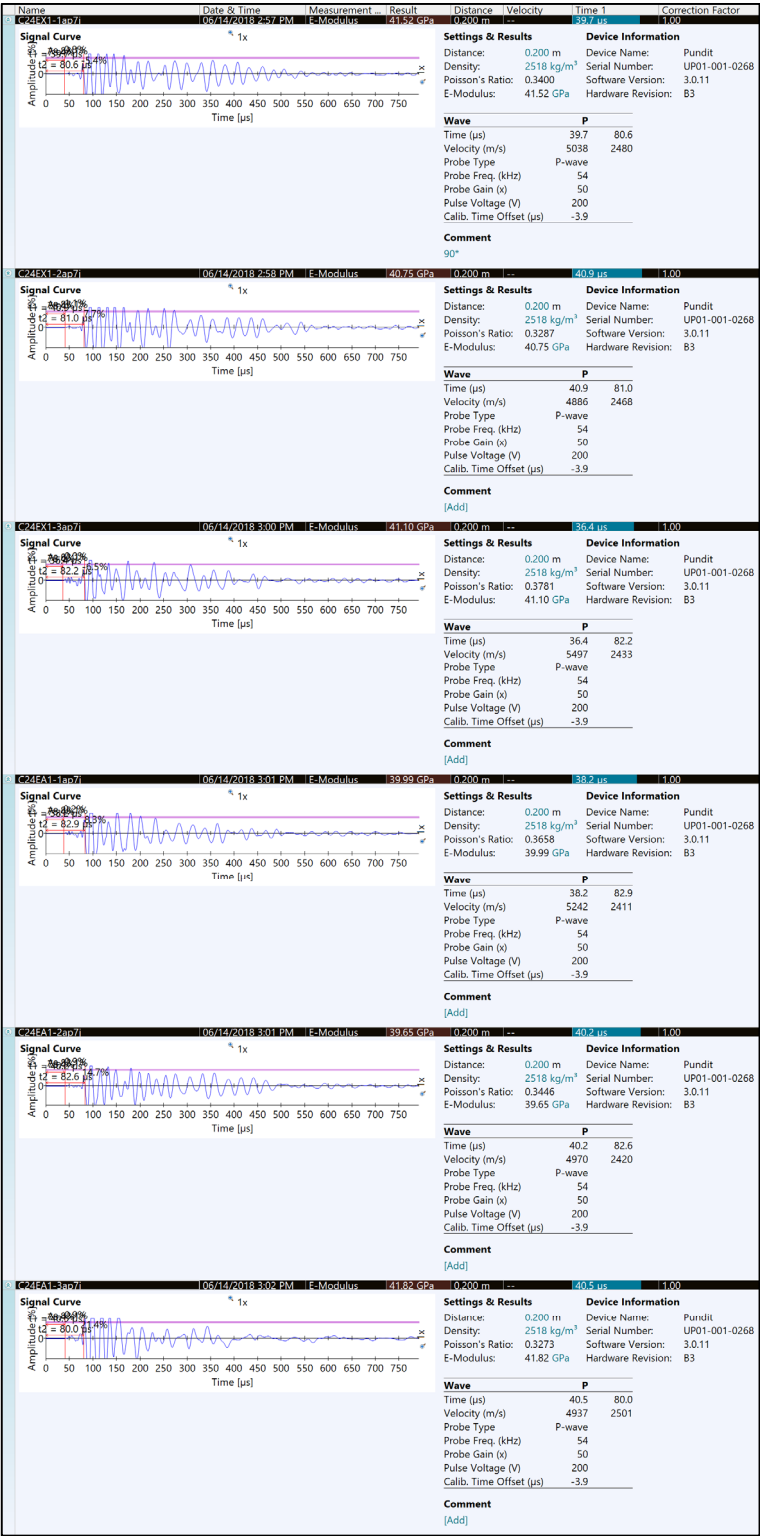


Figure A-V-14—Phase C ap7j (suite)

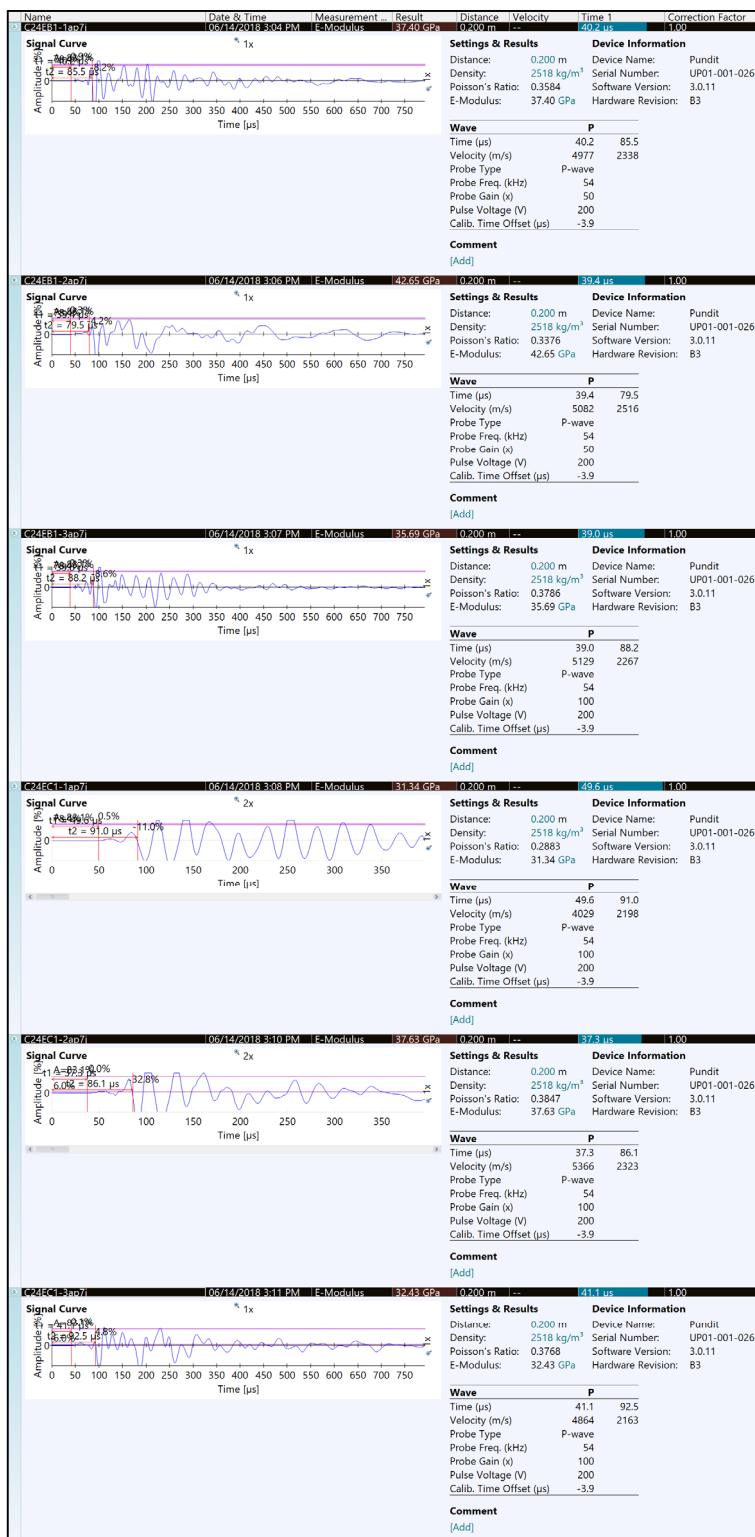


Figure A-V-15—Phase D av1j

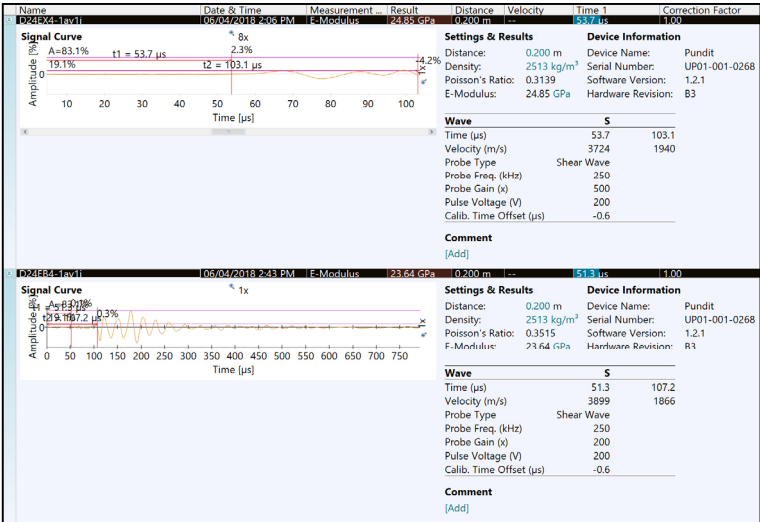


Figure A-V-16—Phase D ap0j

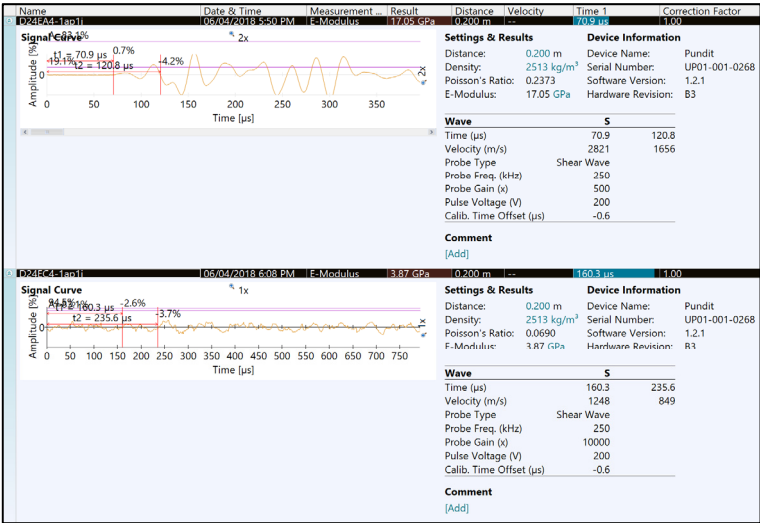


Figure A-V-17—Phase D ap7j

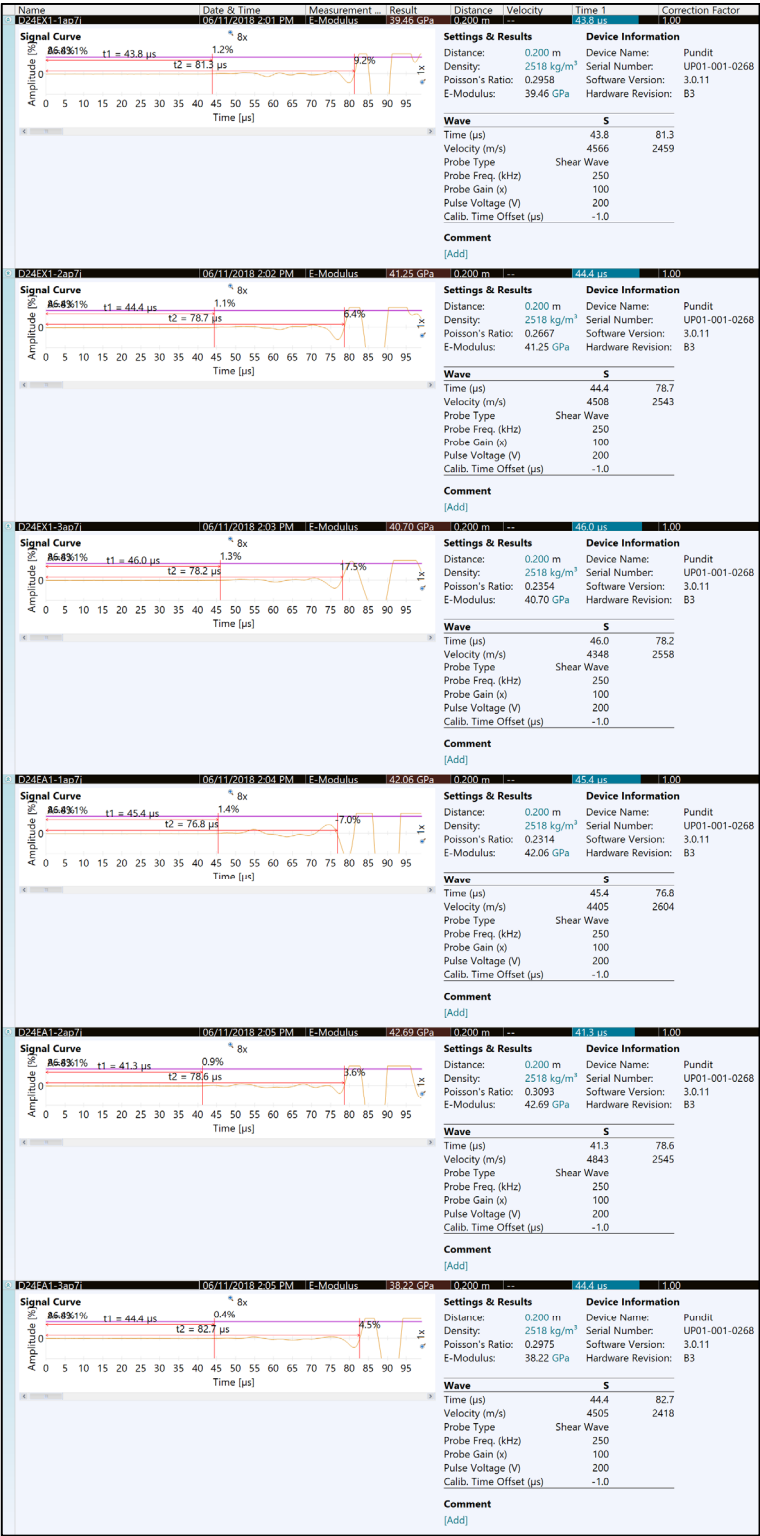


Figure A-V-18—Phase D ap7j (suite)

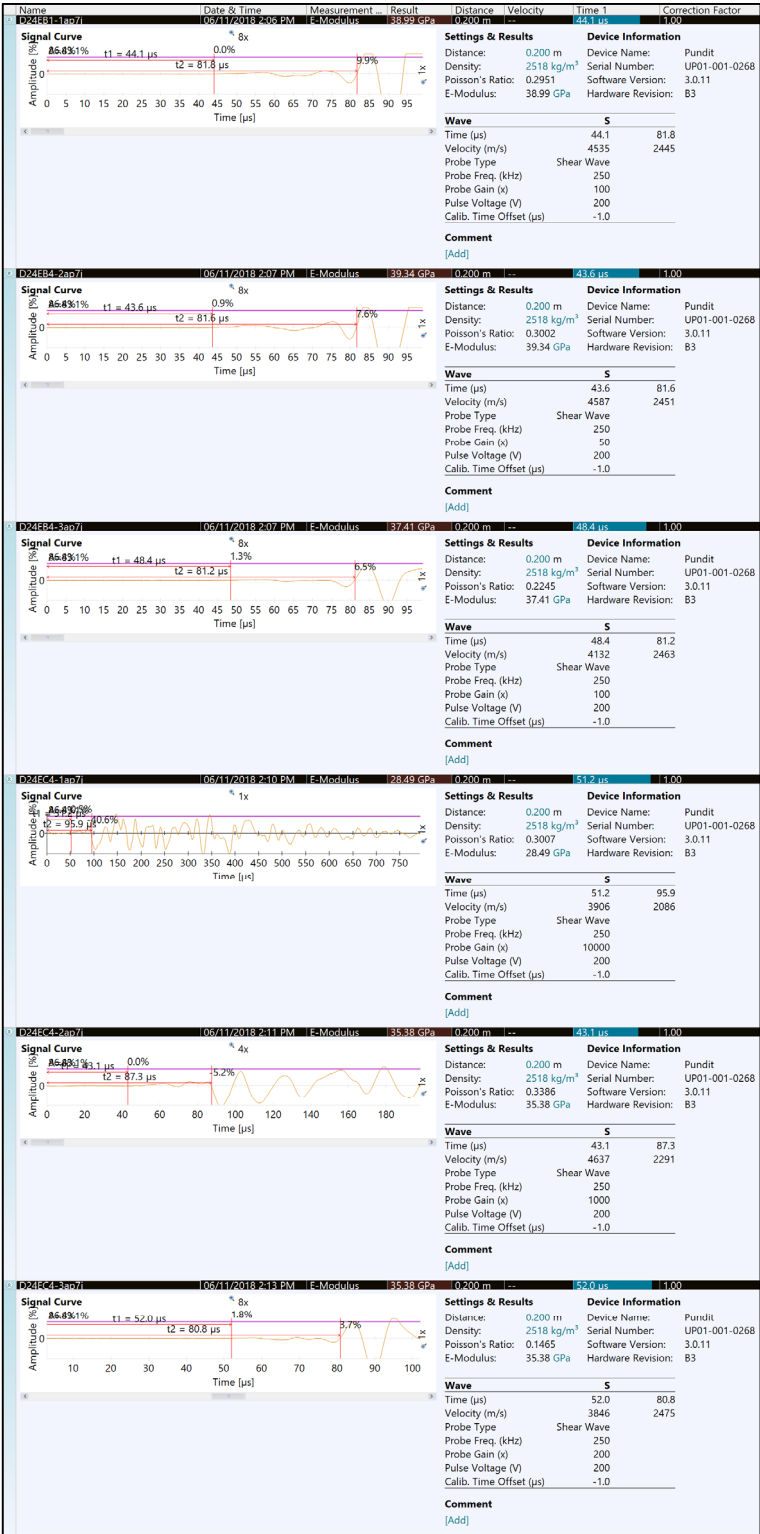


Figure A-V-19—Phase D ap14j

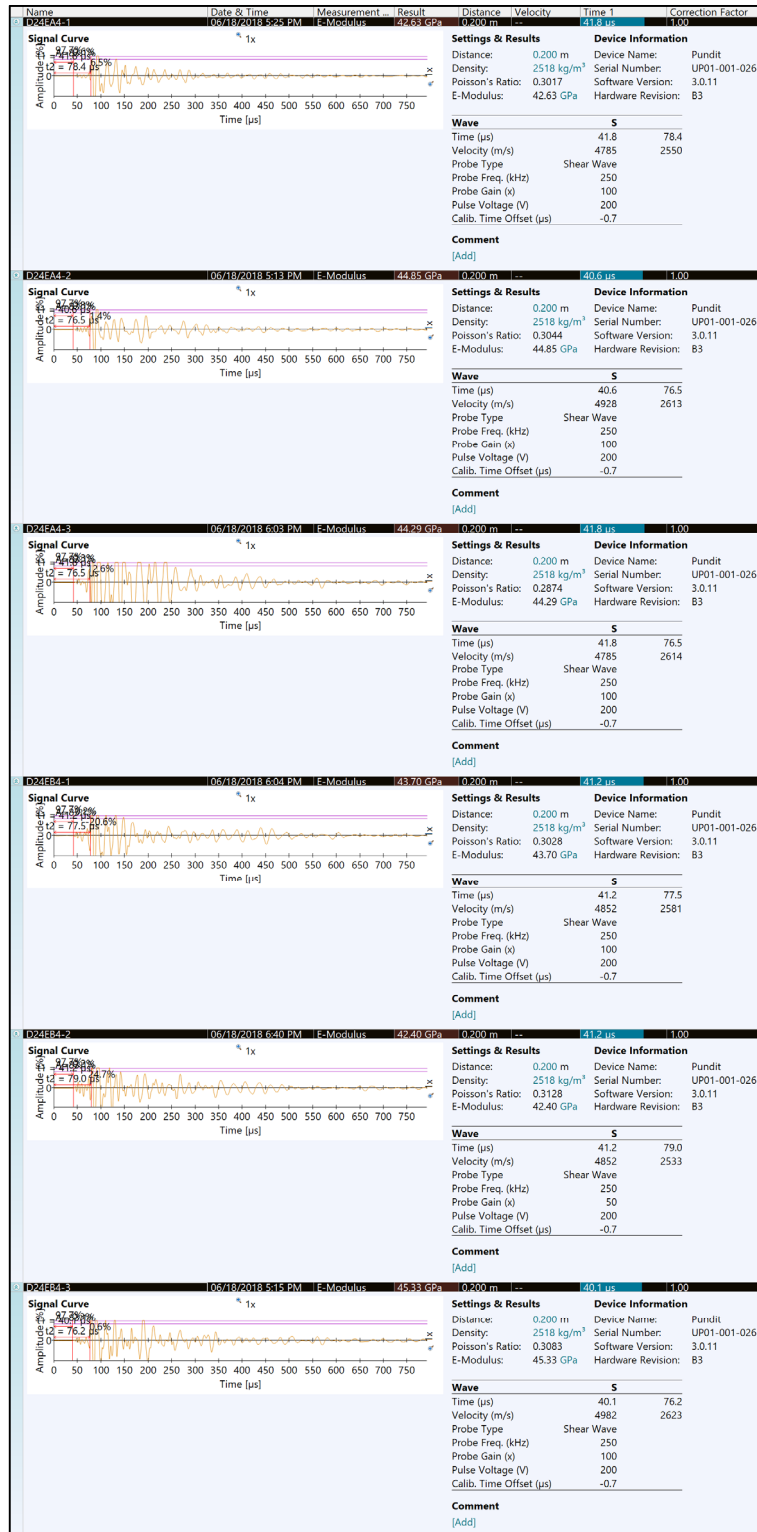


Figure A-V-20 - Phase D ap14j (suite)

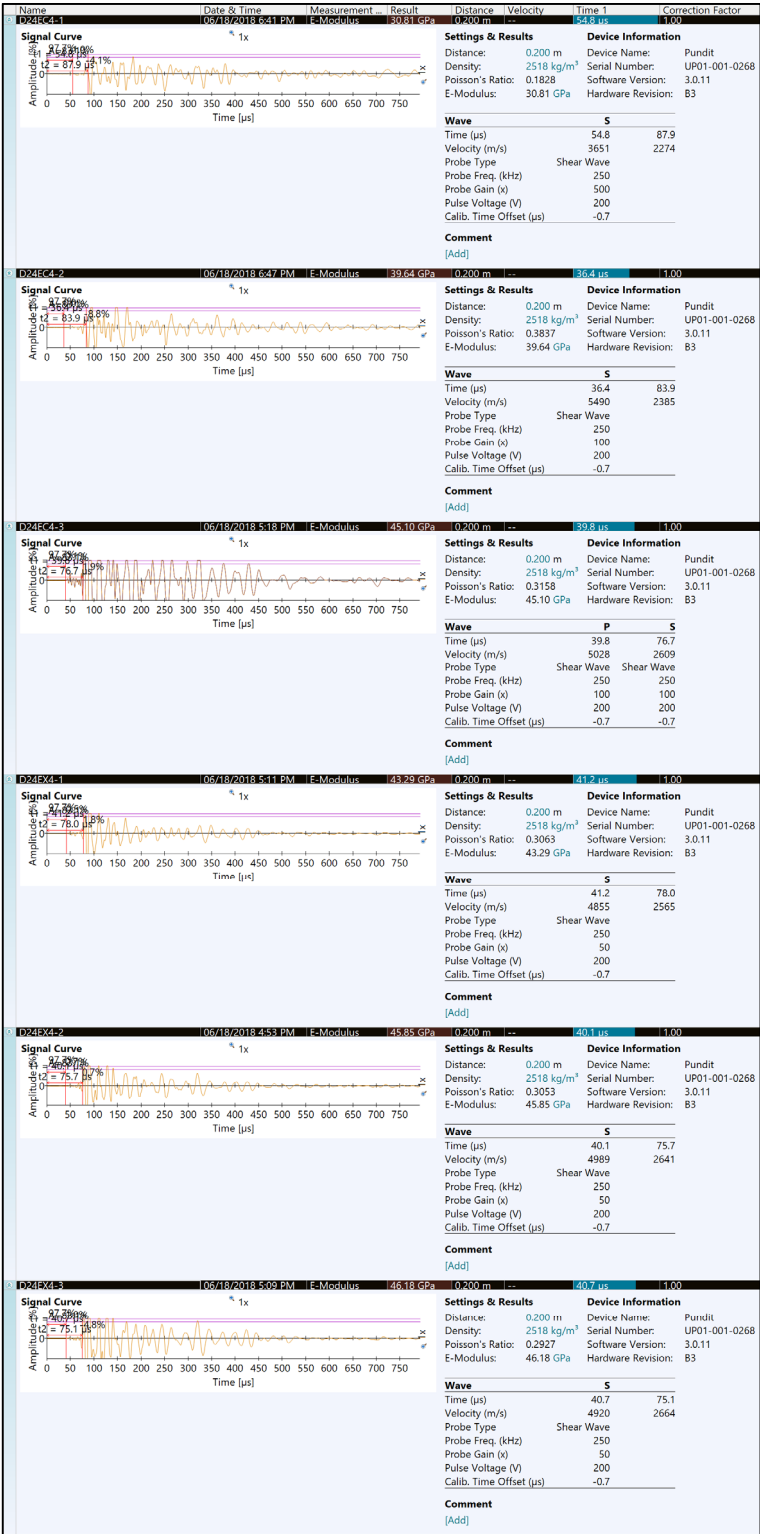


Figure A-V-21 - Phase D ap28j

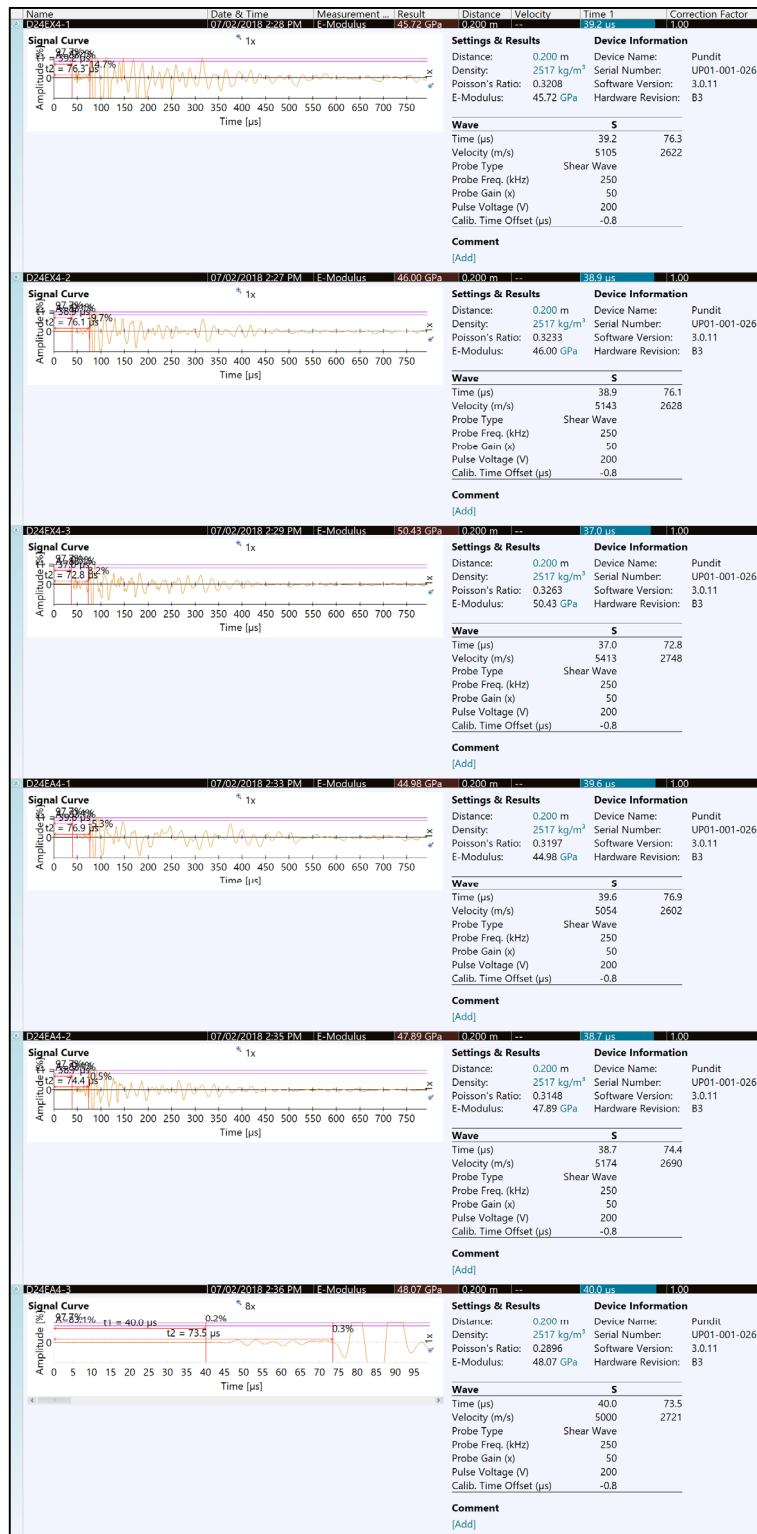
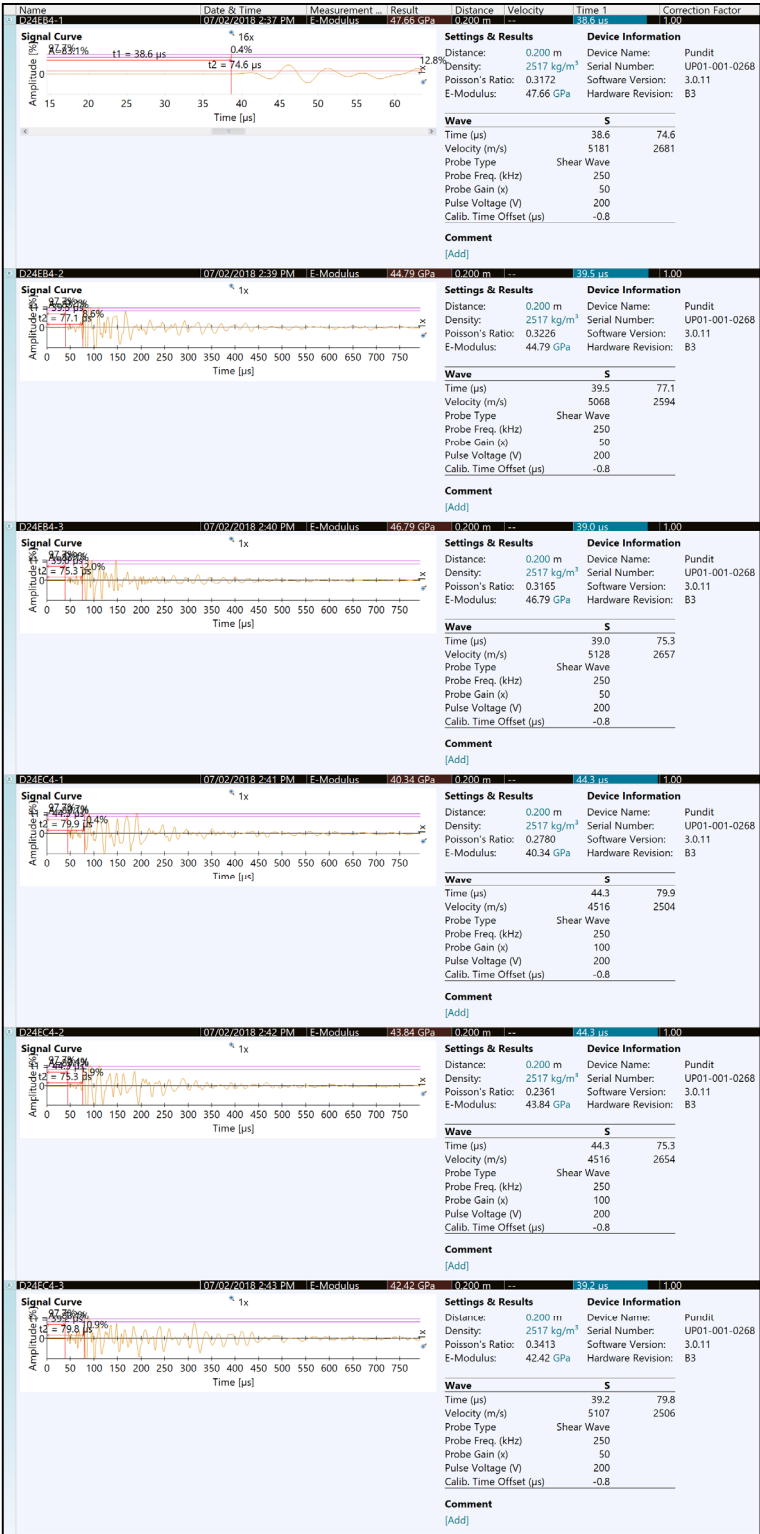


Figure A-V-22 - Phase D ap28j (suite)



ANNEXE VI

PHOTOS DES ÉPROUVETTES DE LA PHASE EXPÉRIMENTALE

Cette annexe présente les photos des 45 éprouvettes utilisées pour la phase expérimentale présentée au CHAPITRE 6.

Phase A

Aucune photo

Phase B

Figure A-VI-1 - Éprouvette B24EX0-1



Figure A-VI-2 - Éprouvette B24EX0-2



Figure A-VI-3 - Éprouvette B24EX0-3



Figure A-VI-4 - Éprouvette B24EA0-1



Figure A-VI-5 - Éprouvette B24EA0-2



Figure A-VI-6 - Éprouvette B24EA0-3



Figure A-VI-7 - Éprouvette B24EB0-1



Figure A-VI-8 - Éprouvette B24EB0-2



Figure A-VI-9 - Éprouvette B24EA0-3



Figure A-VI-10 - Éprouvette B24EC0-1



Figure A-VI-11 - Éprouvette B24EC0-2



Figure A-VI-12 - Éprouvette B24EC0-3



Phase C

Figure A-VI-13 - Éprouvette C24EX1-1



Figure A-VI-14 - Éprouvette C24EX1-2

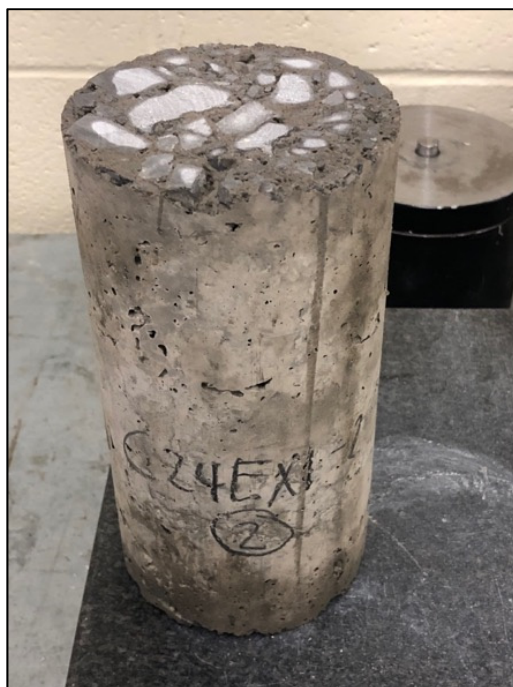


Figure A-VI-15 - Éprouvette C24EX1-3



Figure A-VI-16 - Éprouvette C24EA1-1



Figure A-VI-17 - Éprouvette C24EA1-2



Figure A-VI-18 - Éprouvette C24EA1-3

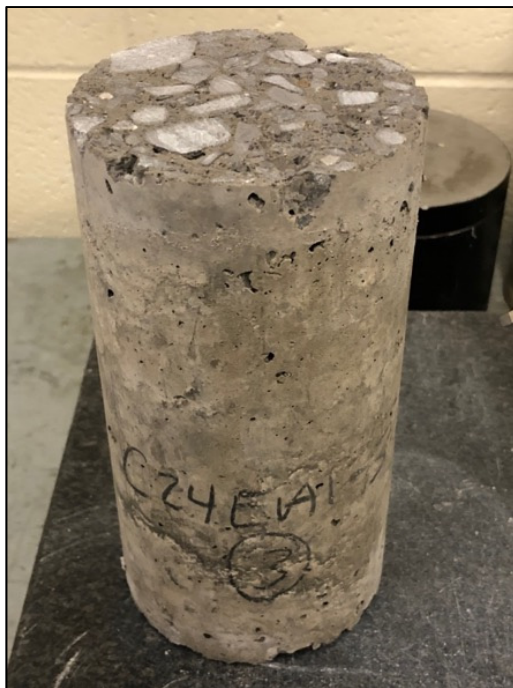


Figure A-VI-19 - Éprouvette C24EB1-1



Figure A-VI-20 - Éprouvette C24EB1-2



Figure A-VI-21 - Éprouvette C24EB1-3



Figure A-VI-22 - Éprouvette C24EC1-1

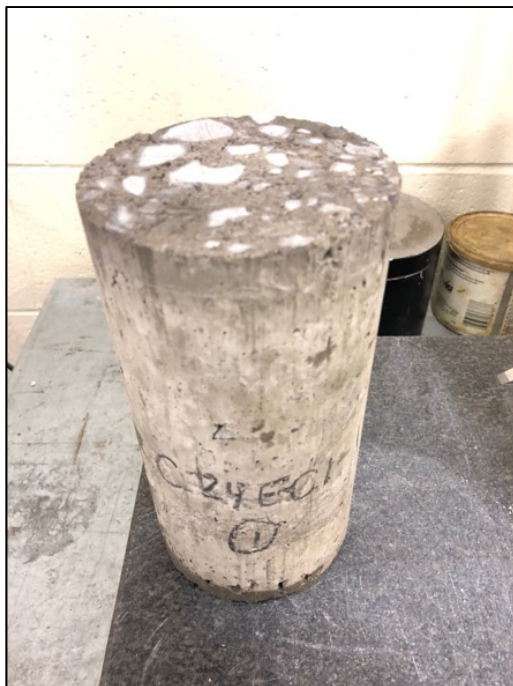


Figure A-VI-23 - Éprouvette C24EC1-2



Figure A-VI-24 - Éprouvette C24EC1-3



Phase D

Figure A-VI-25 - Éprouvette D24EX4-1

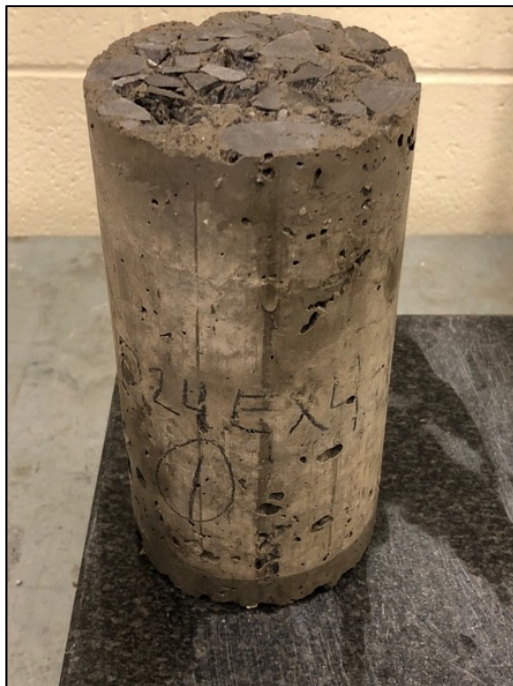


Figure A-VI-26 - Éprouvette D24EX4-2



Figure A-VI-27 - Éprouvette D24EX4-3



Figure A-VI-28 - Éprouvette D24EA4-1



Figure A-VI-29 - Éprouvette D24EA4-2



Figure A-VI-30 - Éprouvette D24EA4-3



Figure A-VI-31 - Éprouvette D24EA4-3



Figure A-VI-32 - Éprouvette D24EB4-1



Figure A-VI-33 - Éprouvette D24EB4-3



Figure A-VI-34 - Éprouvette D24EC4-1



Figure A-VI-35 - Éprouvette D24EC4-2



Figure A-VI-36 - Éprouvette D24EC4-3



LISTE DES RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- ACC, Association Canadienne de la Construction, Association Canadienne des Travaux Publics ACTP, Société Canadienne de Génie Civil SCGC et Fédération Canadienne des Municipalités FCM. 2016. « Bulletin de rendement des infrastructures canadiennes 2016 ».
- Adaska, Wayne S, et David R Luhr. 2004. « Control of reflective cracking in cement stabilized pavements ». In *Proceedings of 5th International RILEM Conference on Cracking in Pavements*. p. 309-316.
- AFNOR. 2013. *Mélanges traités aux liants hydrauliques - Spécifications - Partie 1 : mélanges granulaires traités au ciment*. AFNOR.
- Allos, Atheel E., et L. H. Martin. 1981. « Factors affecting Poisson's ratio for concrete ». *Building and Environment*, vol. 16, n° 1, p. 1-9.
- Ammouche, A, D Breysse, H Hornain, O Didry et J Marchand. 2000. « A new image analysis technique for the quantitative assessment of microcracks in cement-based materials ». *Cement and Concrete Research*, vol. 30, n° 1, p. 25-35.
- Archondo-Callao, Rodrigo. 2000. *Roads Works Costs per Km*.
- ASTM. 2010. *ASTM C469/C469M-10 - Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2011a. *ASTM C496/C496M-11 - Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2011b. *ASTM D558-11 - Standard Test Methods for Moisture-Density (Unit Weight) Relations of Soil-Cement Mixtures*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2012a. *ASTM D698-12 - Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³))*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2012b. *ASTM D1557-12e1 - Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft³ (2,700 kN-m/m³))*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

- ASTM. 2012c. *ASTM D1635/D1635M – 12 - Standard Test Method for Flexural Strength of Soil-Cement Using Simple Beam with Third-Point Loading*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2013. *ASTM C192/C192M-13a - Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2014. *ASTM C1435/C1435M-14, Standard Practice For Molding Roller Compacted Concrete in Cylinder Molds Using a Vibrating Hammer*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2015a. *ASTM D560/D560M-15 - Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2015b. *ASTM D1556/D1556M - 15e1 - Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by Sand-Cone Method*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2015c. *ASTM D2167 - 15 - Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Rubber Balloon Method*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2016a. *ASTM C39/C39M-16b - Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2016b. *ASTM C403/C403M – 16 - Standard Test Method for Time of Setting of Concrete Mixtures by Penetration Resistance*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2016c. *ASTM C597-16 - Standard Test Method for Pulse Velocity Through Concrete*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2016d. *ASTM D1883-16 - Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2016e. *ASTM E83-16 - Standard Practice for Verification and Classification of Extensometer Systems*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.

- ASTM. 2017a. *ASTM D1633-17 - Standard Test Method for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- ASTM. 2017b. *ASTM D6938 - 17a - Standard Test Method for In-Place Density and Water Content of Soil and Soil-Aggregate by Nuclear Methods (Shallow Depth)*. West Conshohocken, PA, USA: American Society for Testing and Materials.
- Atiş, CD, UK Sevim, F Özcan, C Bilim, O Karahan, AH Tanrikulu et A Ekşi. 2004. « Strength properties of roller compacted concrete containing a non-standard high calcium fly ash ». *Materials Letters*, vol. 58, n° 9, p. 1446-1450.
- Azoti, Wiyao Leleng. 2012. « Conception et amélioration des propriétés amortissantes des composites auxétiques basés sur l'utilisation des outils de la micromécanique ». Université de Lorraine.
- Baghini, Mojtaba Shojaei, Amiruddin Ismail, Mehdi Pour Asghar, Gholamreza Fendereski et Mohammad Sadeghi. 2017. « Measuring the effects of styrene butadiene copolymer latex-Portland cement additives on properties of stabilized soil-aggregate base ». *International Journal of Pavement Research and Technology*.
- Baghini, Mojtaba Shojaei, Amiruddin Ismail, Seyed Saber Naserlavi et Ali Akbar Firoozi. 2016. « Performance evaluation of road base stabilized with styrene-butadiene copolymer latex and Portland cement ». *International Journal of Pavement Research and Technology*, vol. 9, n° 4, p. 321-336.
- Behiry, Ahmed Ebrahim Abu El-Maaty. 2013. « Utilization of cement treated recycled concrete aggregates as base or subbase layer in Egypt ». *Ain Shams Engineering Journal*, vol. 4, n° 4, p. 661-673.
- Bell, Fred G. 2014. *Engineering treatment of soils*. CRC Press.
- Berthelot, Curtis, Brent Marjerison, Gary Houston, Jody McCaig, Stu Warrenner et Rock Gorlick. 2007. « Mechanistic comparison of cement-and bituminous-stabilized granular base systems ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n° 2026, p. 70-80.
- Bhandari, RKM. 1973. « Shrinkage of cement treated mixtures ». *Australian Road Research*, vol. 5, n° 3.
- BNQ. 2003. *NQ 2560-600 - Granulats —Matériaux recyclés fabriqués à partir de résidus de béton, d'enrobés bitumineux et de briques — Classification et caractéristiques*.
- BNQ. 2014. *NQ 2560-114 - Travaux de génie civil – Granulats*.

- Bomag. 2018. *Caractéristiques techniques ROULEAUX MONOCYLINDRES BW 216 D-5, BW 216 PD-5*. <
https://bsa.bomag.com/bsa/boo/pdf_files/PRF58625010_SA02.pdf#toolbar=1&statusbar=1&messages=0&pagemode=thumbs&view=Fit >.
- Bonnot, J. 1988. « Fissuration de retrait des chaussées à assises traitées aux liants hydrauliques ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, vol. 156, p. 37-66.
- Boulay, Claude, Jean-Michel Torrenti, Jean-Luc André et Richard Saintilan. 2010. « Calorimétrie quasi adiabatique pour bétons: facteurs d'influence ». *Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 278, p. 19-36.
- Boumiz, A., C. Vernet et F. Cohen Tenoudji. 1996. « Mechanical properties of cement pastes and mortars at early ages: Evolution with time and degree of hydration ». *Advanced Cement Based Materials*, vol. 3, n° 3, p. 94-106.
- Burmister, Donald M, LA Palmer, ES Barber et TA Middlebrooks. 1944. « The theory of stress and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways ». In *Highway Research Board Proceedings*. Vol. 23.
- Veillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.
- Carter, Alan. 2002. « Rhéologie en petite déformation des enrobés bitumineux et mesure de leur résistance à basse température à partir de l'essai TSRSTS ». Thèse (de maîtrise). Montréal, École de technologie supérieure, Montréal, 2002, xviii, 213 f. p.
- Chang, Ping-Kun, et Yaw-Nan Peng. 2001. « Influence of mixing techniques on properties of high performance concrete ». *Cement and Concrete Research*, vol. 31, n° 1, p. 87-95.
- Chavhan, PP, et MR Vyawahare. 2015. « Correlation of static and dynamic modulus of elasticity for different SCC mixes ». *International Journal on Recent and Innovation Trends in Computing and Communication*, vol. 3, n° 7, p. 4914-4919.
- Cho, Yoon-Ho, Kang-Won Lee et Sung-Woo Ryu. 2006. « Development of cement-treated base material for reducing shrinkage cracks ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n° 1952, p. 134-143.
- Chung, Young Soo, Christian Meyer et Masanobu Shinozuka. 1989. « Modeling of concrete damage ». *Structural Journal*, vol. 86, n° 3, p. 259-271.
- CIA, Central Intelligence Agency. 2016. « The World Factbook ». <
<https://www.cia.gov/library/publications/the-world-factbook/fields/2085.html> >.
 Consulté le 2016-09-12.

Veillez sélectionner un type de document autre que « Generic » afin de faire afficher la référence bibliographique.

Comi, Claudia, et Umberto Perego. 2001. « Fracture energy based bi-dissipative damage model for concrete ». *International journal of solids and structures*, vol. 38, n° 36-37, p. 6427-6454.

Corbett, David. 2016. « Advances in ultrasonic testing-Research into the application of dry point contact transducers ». In *19th World Conference on Non-Destructive Testing*.

Costigan, Robert R, et Marshall R Thompson. 1986. « Response and Performance of Alternate Launch and Recovery Surfaces that Contain Layers of Stabilized Material (Discussion) ». *Transportation Research Record*, n° 1095.

Darma, Ivan Sandi, Takafumi Sugiyama et Michael Angelo B Promentilla. 2013. « Application of X-ray CT to study diffusivity in cracked concrete through the observation of tracer transport ». *Journal of advanced concrete technology*, vol. 11, n° 10, p. 266-281.

Day, D.A., et N.B.H. Benjamin. 1991. *Construction Equipment Guide*. Wiley.

Di Benedetto, H, et JF Corté. 2005. « Matériaux routiers bitumineux 2 ». *Hermès Lavoisier editions*.

Dils, Jeroen, Geert De Schutter et Veerle Boel. 2012. « Influence of mixing procedure and mixer type on fresh and hardened properties of concrete: a review ». *Materials and structures*, vol. 45, n° 11, p. 1673-1683.

Edvardsen, Carola. 1999. « Water permeability and autogenous healing of cracks in concrete ». *Materials Journal*, vol. 96, n° 4, p. 448-454.

Environnement et Changement climatique Canada. 2016. « Guide pour l'estimation des émissions de poussière des routes industrielles non asphaltées ». < <https://ec.gc.ca/inrp-npri/default.asp?lang=Fr&n=5DF2CF83-1> >. Consulté le 2016-12-17.

Fan, Shuai, et Mo Li. 2014. « X-ray computed microtomography of three-dimensional microcracks and self-healing in engineered cementitious composites ». *Smart materials and structures*, vol. 24, n° 1, p. 015021.

FCM, et CNRC. 2005. « Dépoussiérage des routes non revêtues ». In *Chaussées et trottoirs*, 1.0. Fédération canadienne des municipalités et le Conseil national de recherches du Canada.

Fetz, L. B. 1982. « Soil-Cement: Mix Design, Structural Design and Research in Progress in Switzerland ». In *Sixty-First Annual Meeting of the Transportation Research Board*. (Washington, D.C.).

- Firoozi, Ali Akbar, C Guney Olgun, Ali Asghar Firoozi et Mojtaba Shojaei Baghini. 2017. « Fundamentals of soil stabilization ». *International Journal of Geo-Engineering*, vol. 8, n° 1, p. 26.
- Freeman, Thomas J, et Dallas N Little. 2002. *Maintenance strategies for pavements with chemically stabilized layers*.
- Gauthier, P, et J Marchand. 2004. « Conception et réalisation de revêtements en béton compacté au rouleau au Québec ». *Association Béton, Québec (ABQ) Québec*, p. 63-87.
- George, K.P. 1990. « Characterization and structural design of cement-treated base ». *Transportation Research Record*, n° 1288.
- George, Kalankamary P. 1968. « Cracking in cement-treated bases and means for minimizing it ». *Highway Research Record*, n° 255.
- George, KP, M Bajracharya et M Gaddam. 2002. « Precracking mitigates shrinkage cracks in cemented material ». *WIT Transactions on Engineering Sciences*, vol. 37.
- George, M Fliz, et L Brandon Thomas. 1993. « Compactor Force and Energy Measurements ». *Geotechnical Testing Journal, ASTM*.
- Gopalakrishnan, Kasthurirangan, Bjorn Birgisson, Peter Taylor et Nii O Attah-Okine. 2011. *Nanotechnology in civil infrastructure: a paradigm shift*. Springer.
- Gransberg, Douglas D, et David MB James. 2005. *Chip seal best practices*, 342. Transportation Research Board.
- Greening, Tony, et DFID. 2001. *Quantifying the impacts of vehicle-generated dust: A comprehensive approach*. Washington DC: The International Bank for Reconstruction and Development (IBRD) The World Bank (WB) Department for International Development (DFIF).
- Grontmij. 2009. *Prima 100 User Manual*. Grontmij | Carl Bro A/S, Pavement Consultants.
- Guthrie, Spencer, et Charles Hope. 2013. « Microcracking of Cement-Treated Bases ». < <http://jur.byu.edu/?p=3098> >. Consulté le 2016-12-19.
- Hall, Kevin D, et John Wesley Bettis. 2000. *Development of comprehensive low-volume pavement design procedures*. U.S. Department of Transportation.
- Halsted, Gregory E. 2009. « Long-term performance of failed flexible pavements stabilized with cement ». In *2008 Annual Conference of the Transportation Association of*

- Canada*. (Toronto, Canada), p. 101. Coll. « Long-term Warranty Contracts for Pavement Construction or Rehabilitation Session ».
- Halsted, Gregory E., David R. Luhr et Wayne S. Adaska (21). 2006. *Guide to Cement-Treated Base (CTB)*. Coll. « EB236.01 ». Portland Cement Association.
- Hearn, Nataliya. 1998. « Self-sealing, autogenous healing and continued hydration: what is the difference? ». *Materials and Structures*, vol. 31, n° 8, p. 563.
- Henry, Michael, T Sugiyama et IS Darma. 2014. « Visualization and Quantification of Solute Diffusivity in Cracked Concrete by X-Ray CT ».
- Hope, Charles A. 2011. « Evaluation of Portable Devices for Monitoring Microcracking of Cement-Treated Base Layers ».
- Huang, Yang H. 1993. *Pavement analysis and design*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.
- IRF, International Road Federation 2009. *2009 World Road Statistics*. IRF, International Road Federation.
- Jia, Yanshun, Guoqiang Liu, Ying Gao, Jianzhong Pei, Yulong Zhao et Jiupeng Zhang. 2018. « Degradation reliability modeling of stabilized base course materials based on a modulus decrement process ». *Construction and Building Materials*, vol. 177, p. 303-313.
- Johnson, Arnold Ivan, Robert C Prill et Donald Arthur Morris. 1963. *Specific yield--column drainage and centrifuge moisture content*. USGPO.
- Johnson, Greg. 2003. « Minnesota's Experience with Thin Bituminous Treatments for Low-Volume Roads ». In *Eight International Conference on Low-Volume Roads 2003, June 22, 2003 - June 25, 2003*. (Reno, NV, United states), 1819 Vol. II, p. 333-337. Coll. « Transportation Research Record »: National Research Council.
- Jordaan, G. J. 1992. « Towards improved procedures for the mechanistic analysis of cement treated layers in pavements ». In *International Conference on Asphalt Pavements, 7th, 1992, Nottingham, United Kingdom*. Vol. 3.
- Kaphle, Rajesh. 2018. « Improving the Thermal Properties of Asphalt Concrete to Reduce Urban Heat Island Effects ». The University of Texas at San Antonio.
- Karan, Pritesh, Douglas J Wilson et Thomas J Larkin. 2014. « Methods of Compaction of Basecourse Aggregate for Repeated Load Triaxial Testing ». In *2014 New Zealand IPENZ transportation group conference*.

- Kelfkens, Rex Willem Constantyn. 2008. « Vibratory hammer compaction of bitumin stabilized materials ». Stellenbosch: Stellenbosch University.
- Kokubu, K, JG Cabrera et A Ueno. 1996. « Compaction properties of roller compacted concrete ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 18, n° 2, p. 109-117.
- Kolias, S, et RIT Williams. 1980. « Relationships between the static and the dynamic moduli of elasticity in cement stabilised materials ». *Matériaux et Construction*, vol. 13, n° 2, p. 99-107.
- Kosmatka, SH, B Kerkhoff, WC Panarese, NF MacLeod et RJ McGrath. 2004. *Dosage et contrôle des mélanges de béton (7ième édition canadienne)*. Coll. « Association Canadienne du Ciment ».
- Kosmatka, SH, B Kerkhoff, WC Panarese, NF MacLeod et RJ McGrath. 2011. *Dosage et contrôle des mélanges de béton (8ième édition canadienne)*. Coll. « Association Canadienne du Ciment ».
- Lachance Tremblay, Éric. 2014. *Incorporation de particules de verre post-consommation dans un enrobé bitumineux de type ESG14*. texte. Coll. « Mgc », 2014:7]. Montréal: École de technologie supérieure, 1 ressource en ligne (xxvi, 215 pages) p.
- Lake, Craig B, Mohammed Al-Mala Yousif et Reza J Jamshidi. 2016. « Examining freeze/thaw effects on performance and morphology of a lightly cemented soil ». *Cold Regions Science and Technology*.
- Lamothe, Sebastien. 2014. « Endommagement d'un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau ou en saumure soumis à des sollicitations cycliques de gel-dégel et mécaniques » [Deterioration of hot mix asphalt partially saturated with water or brine subjected to freeze-thaw cycles and mechanical cyclic loading]. D.Eng. Ann Arbor, Ecole de Technologie Supérieure (Canada), 467 p. In ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Landis, Eric N, et Edwin N Nagy. 2000. « Three-dimensional work of fracture for mortar in compression ». *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 65, n° 2-3, p. 223-234.
- Landis, Eric N, Tong Zhang, Edwin N Nagy, George Nagy et W Randolph Franklin. 2007. « Cracking, damage and fracture in four dimensions ». *Materials and Structures*, vol. 40, n° 4, p. 357-364.
- LC. 2016. *LC 21-020 - Préparation pour la confection d'éprouvettes Marshall*. MTMDDET.
- Lee, Byung Jae, Seong-Hoon Kee, Taekeun Oh et Yun-Yong Kim. 2017. « Evaluating the Dynamic Elastic Modulus of Concrete Using Shear-Wave Velocity Measurements ». *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2017.

- Lekarp, Fredrick. 1999. « Resilient and permanent deformation behavior of unbound aggregates under repeated loading ». Dr.Techn. Ann Arbor, Kungliga Tekniska Hogskolan (Sweden), 127 p. In ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Li, Peng Fei, Jing Hui Liu, Hao Peng Huang et Hao Du. 2014. « Application of Pre-Cracking in Semi-Rigid Base to Mitigate Reflective Cracking ». In *Advanced Materials Research*. Vol. 1030, p. 709-713. Trans Tech Publ.
- Li, Xiaojun. 2014. « Shrinkage cracking of soils and cementitiously-stabilized soils: Mechanisms and modeling ». Ph.D. Ann Arbor, Washington State University, 200 p. In ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Lim, C. C., N. Gowripalan et V. Sirivivatnanon. 2000. « Microcracking and chloride permeability of concrete under uniaxial compression ». *Cement and Concrete Composites*, vol. 22, n° 5, p. 353-360.
- Lim, Seungwook, et Dan Zollinger. 2003. « Estimation of the compressive strength and modulus of elasticity of cement-treated aggregate base materials ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n° 1837, p. 30-38.
- Little, Dallas N, et Syam Nair. 2009. *Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base materials*. National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academies.
- Little, Dallas N, T Scullion, PBVS Kota et J Bhuiyan. 1995. *Identification of the structural benefits of base and subgrade stabilization*.
- Litzka, Johann, et Wolfgang Haslehner. 1995. « Cold in-place recycling on low-volume roads in Austria ». In *Transportation Research Board Conference Proceedings*.
- Long, Wu-Jian, Kamal Henri Khayat, Guillaume Lemieux, Soo-Duck Hwang et Ning-Xu Han. 2014. « Performance-based specifications of workability characteristics of prestressed, precast self-consolidating concrete—A North American prospective ». *Materials*, vol. 7, n° 4, p. 2474-2489.
- Loo, YH. 1992. « A new method for microcrack evaluation in concrete under compression ». *Materials and Structures*, vol. 25, n° 10, p. 573.
- Louw, Stefan, et David Jones. 2015. *Pavement Recycling: Literature Review on Shrinkage Crack Mitigation in Cement-Stabilized Pavement Layers*.
- Luhr, David R., Wayne S. Adaska et Gregory E. Halsted. 2005. *Guide to Full-Depth Reclamation (FDR) with Cement*. Coll. « EB234 ». 14 p.

- Luong, Minh Phono. 1990. « Infrared thermovision of damage processes in concrete and rock ». *Engineering Fracture Mechanics*, vol. 35, n° 1-3, p. 291-301.
- Maher, Ali, et Thomas A Bennert. 2008. *Evaluation of Poisson's ratio for use in the mechanistic empirical pavement design guide (MEPDG)*.
- Mandal, Tirupan, Tuncer B Edil et James M Tinjum. 2017. « Study on flexural strength, modulus, and fatigue cracking of cementitiously stabilised materials ». *Road Materials and Pavement Design*, p. 1-17.
- Marar, Khaled. 2011. « Effect of cement content and water/cement ratio on fresh concrete properties without admixtures ». *International Journal of Physical Sciences*, vol. 6, n° 24, p. 5752-5765.
- McLachlan, Rosslyn, et Stephen Allan Bagshaw. 2017. « Standardisation of laboratory compaction energies ».
- MDEP, et USEPA. 2001. *The Massachusetts Unpaved Roads BMP Manual*. Coll. « A Guidebook on How to Improve Water Quality While Addressing Common Problems »: Massachusetts Department of Environmental Protection (Bureau of Resource Protection) and U.S. Environmental Protection Agency.
- Meddah, Mohammed Seddik, Salim Zitouni et Saïd Belâabes. 2010. « Effect of content and particle size distribution of coarse aggregate on the compressive strength of concrete ». *Construction and Building Materials*, vol. 24, n° 4, p. 505-512.
- Middleton, G.F. 1975. *Build Your House of Earth: A Manual of Pisé and Adobe Construction*. Compendium.
- Milwaukee Tools. 2018. « 2" SDS Max Demolition Hammer Specifications ». < <https://milwaukeetool.com/Products/Power-Tools/Concrete/SDS-Max/5339-21#sp-specs> >. Consulté le 2018-05-20.
- Ministry of Transportation of British Columbia. 2015. « Pavement Structure Design Guidelines ».
- Mitchell, James Kenneth, et Chih-Kang Shen. 1967. « Soil-cement properties determined by repeated loading in relation to bases for flexible pavements ». In *Intl Conf Struct Design Asphalt Pvmts*.
- Mohammad, Louay, Amar Raghavandra et Baoshan Huang. 2000. « Laboratory performance evaluation of cement-stabilized soil base mixtures ». *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n° 1721, p. 19-28.

- MTU, USDOT et OST-R. 2016. « Characterization of Unpaved Road Conditions through the Use of Remote Sensing ». In *Effective Unpaved Road Condition Assessment and Management - The AURA System*. < <http://www.mtri.org/unpaved/> >.
- NCHRP. 2001. « Appendix CC-1 : Correlation of CBR Values with Soil Index Properties ». In *Guide for Mechanistic-Empirical Design OF NEW AND REHABILITATED PAVEMENT STRUCTURES*, sous la dir. de (NCHRP), National Cooperative Highway Research Program.
- NCHRP. 2004. « Part 4. Low Volume Roads ». In *Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, sous la dir. de (NCHRP), National Cooperative Highway Research Program. Coll. « Low Volume Roads ».
- Neville, Adam M. 1995. *Properties of concrete*, 4.
- Nussbaum, Peter J, et TJ Larsen. 1965. « Load-Deflection Characteristics of Soil-Cement Pavements ». *Highway Research Record*, n° 86.
- Ouellet, Jordan, Jean-Luc Martel, Claudianne Ouellet-Plamondon et Alan Carter. 2016. « Predicting the Compressive Strength of Ultra- Lightweight Concrete by an Artificial Neural Network ». In *2016 CSCE Annual Conference - Resilient Infrastructure*. (London, ON, June 1-4, 2016), p. 9. CSCE.
- Poulin, Philippe. 2010. « Étude de la performance de chaussées non revêtues traitées par abat-poussière en contexte nordique canadien ». Université Laval.
- Pouliot, Nadia, Yves Savard, Kate De Blois et Michel Boutonnet. 2004a. « Behaviour of road bases stabilized with cement and asphalt in a cold climate ». In *2004 Annual Conference of the Transportation Association of Canada*. (Québec, Québec, September 19-22, 2004).
- Pouliot, Nadia, Yves Savard, Kate De Blois et Michel Boutonnet. 2004b. « Comportement de fondations stabilisées au ciment et au bitume dans un climat froid ». In *2004 Annual Conference of the Transportation Association of Canada*. (Québec, Québec, September 19-22, 2004).
- Pretorius, Pieter Coenraad. 1970. « Design Considerations for Pavements Containing Soil Cement Bases ». Ph.D. Ann Arbor, University of California, Berkeley, 216 p. In ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Puppala, Anand J, Sireesh Saride et Richard Williammee. 2011. « Sustainable reuse of limestone quarry fines and RAP in pavement base/subbase layers ». *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 24, n° 4, p. 418-429.

- Raad, L, Carl L Monismith et James Kenneth Mitchell. 1977. *Fatigue behavior of cement-treated materials*. 641.
- Raad, Lutfi. 1988. *Behavior of Cement-Treated Soils in Flexure*. 1190.
- Radford, William A. 1910. *Cement and how to Use it*. Radford Architectural Company.
- Rahman, Mohammad Shafiqur. 2015. « Characterising the Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Structures ».
- Rashed, Muayad Umar. 2000. *Roller-Compacted Concrete*. EM 1110-2-2006, Department of the Army, Washington, DC 15 January.
- Ringot, E, et A Bascoul. 2001. « About the analysis of microcracking in concrete ». *Cement and concrete composites*, vol. 23, n° 2-3, p. 261-266.
- Roesler, Jeffrey R, Amanda C Bordelon, Anastasios Ioannides, Matthew Beyer et Dong Wang. 2008. *Design and concrete material requirements for ultra-thin whitetopping*. Illinois Center for Transportation.
- Samaha, Hani R, et Kenneth C Hover. 1992. « Influence of microcracking on the mass transport properties of concrete ». *Materials Journal*, vol. 89, n° 4, p. 416-424.
- Saskatchewan Ministry of Transportation. 2016. « Saskatchewan Ministry Overview ». < <http://web.archive.org/web/20080208211924/http://www.highways.gov.sk.ca/departement-overview/> >. Consulté le 2016-09-12.
- Schlangen, Erik. 2008. « Crack development in concrete, Part 1: Fracture experiments and CT-scan observations ». In *Key Engineering Materials*. Vol. 385, p. 69-72. Trans Tech Publ.
- Scrivener, Karen L, et R James Kirkpatrick. 2008. « Innovation in use and research on cementitious material ». *Cement and concrete research*, vol. 38, n° 2, p. 128-136.
- Scullion, Tom. 2002. « Field Investigation: Pre-Cracking of Soil-Cement Bases to Reduce Reflection Cracking ». In *2002 Annual Meeting of Transportation Research Board*. (Washington, D.C.), sous la dir. de Board, Transportation Research.
- Sebesta, Stephen. 2004. « Use of Microcracking to Reduce Shrinkage Cracking in Cement Treated Bases ». In *TRB 2005 Annual Meeting*. (Washington D.C., July 29, 2004).
- Sebesta, Stephen. 2005. « Continued Evaluation of Microcracking in Texas ». *Texas Department of Transportation*.

- Selleck, Scott F, Eric N Landis, Michael L Peterson, Surendra P Shah et Jan D Achenbach. 1998. « Ultrasonic investigation of concrete with distributed damage ». *Materials Journal*, vol. 95, n° 1, p. 27-36.
- Sen, Sushobhan, et Jeffery Roesler. 2014. « Assessment of concrete pavement structure on urban heat island ». In *International Symposium on Pavement Life Cycle Assessment 2014*. p. 191-200.
- Shah, SP, et S Choi. 1999. « Nondestructive techniques for studying fracture processes in concrete ». *International journal of fracture*, vol. 98, n° 3-4, p. 351.
- Smith, Tim, Susan Tighe et Rico Fung. 2001. « Concrete Pavements in Canada: A Review of their Usage and Performance ». In *2001 Annual Conference of the Transportation Association of Canada*. (Halifax, Nova-Scotia).
- Soroushian, Parviz, Mohamed Elzafraney et Ali Nossoni. 2003. « Specimen preparation and image processing and analysis techniques for automated quantification of concrete microcracks and voids ». *Cement and concrete Research*, vol. 33, n° 12, p. 1949-1962.
- Springenschmid, R. 1997. « 119-TCE: avoidance of thermal cracking in concrete at early ages ». *Materials and Structures*, vol. 30, n° 45, p. 1-464.
- Sudarno, Sudarno, Purwanto Purwanto et Pratikso Pratikso. 2014. « Life Cycle Assessment on Cement Treated Recycling Base (CTRB) Construction ». *Waste Technology*, vol. 2, n° 2, p. 31-40.
- Taylor, Peter C, Luis A Graf, Jerzy Z Zemajtis, Vagn Johansen et Ronald L Kozikowski. 2006. *Identifying incompatible combinations of concrete materials: volume I, final report*. Turner-Fairbank Highway Research Center.
- Thurmann-Moe, Torkild, et Hans Ruistuen. 1983. *Graded gravel seal (Otta surfacing)*.
- Transports Canada. 2007. « Estimations des coûts financiers des véhicules routiers légers au Canada ».
- Transports Québec. 2007. *Tôme VII - Chapitre 2 - Norme 2101 : Granulats*.
- Transports Québec. 2008. *Tôme I - Chapitre 12 : Routes à faible débit*.
- Transports Québec. 2012. « Orientation ministérielle sur le choix des types de chaussées 2010-2015 ». Québec.
- Transports Québec. 2015. *Tôme II - Chapitre 2 : Structures de chaussée*.
- Transports Québec. 2016. *Tôme II - Chapitre 2 - Terminologie relative aux chaussées*.

- Trtík, Tomáš, Roman Chylík, Petr Bílý et Josef Fládr. 2017. « Analysis of laboratory compaction methods of roller compacted concrete ». In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. Vol. 236, p. 012029. IOP Publishing.
- USDOT, et FHWA. 2015. *Gravel Roads : Construction & Maintenance Guide*. U.S. Department of Transportation : Federal Highway Administration.
- Vaillancourt, Michel. 2004. « Méthodologie de modélisation de l'uni des chaussées souples et impact des sols d'infrastructure ». Thèse (Ph D). Montréal, École de technologie supérieure, Montréal, xxiv, 321 f. p.
- Ville de Montréal. 2017. « Rapports et bilans sur la qualité de l'eau potable ». < http://ville.montreal.qc.ca/portal/page?_pageid=6497,54611645&_dad=portal&_schema=PORTAL#rapports >.
- Vonk, Rene Alfred. 1992. « Softening of concrete loaded in compression ».
- Wang, Jingan. 2013. « Characterization and modeling of shrinkage cracking of cementitiously stabilized layers in pavement ». Ph.D. Thesis Type. Ann Arbor, Washington State University, 233 p. In ProQuest Dissertations & Theses Global.
- Wang, Mian-Chang, et Milton T Huston. 1972. « Direct-Tensile Stress and Strain of a Cement-Stabilized Soil ». *Highway Research Record*, n° 379.
- Wang, Xuhao, Peter Taylor, Kejin Wang et Malcolm Lim. 2015. « Monitoring of setting time of self-consolidating concrete using ultrasonic wave propagation method and other tools ». *Magazine of Concrete Research*, vol. 68, n° 3, p. 151-162.
- Weiss, W Jason, Wei Yang et Surendra P Shah. 1998. « Shrinkage cracking of restrained concrete slabs ». *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 124, n° 7, p. 765-774.
- Wen, Haifang, Balasingam Muhunthan, Jingan Wang, Xiaojun Li, Tuncer Edil et James M Tinjum. 2014. *Characterization of cementitiously stabilized layers for use in pavement design and analysis*. NCHRP Project 4-36.
- Williams, David A, Aaron W Saak et Hamlin M Jennings. 1999. « The influence of mixing on the rheology of fresh cement paste ». *Cement and Concrete Research*, vol. 29, n° 9, p. 1491-1496.
- Wright, Paul H., et Karen Dixon. 2004. « Highway engineering ».
- Yamanouchi, T. 1973. « Some Studies on the Cracking of Soil-Cement in Japan ». *Highway Research Record*, n° 442.

- Yeo, Yang Sheng, Peerapong Jitsangiam et Hamid Reza Nikraz. 2009. « Sustainability Assessment of Hydrated Cement Treated Crushed Rock Base (HCTCRB) ». In *The Proceedings of the 5th PATREC Research Forum*. PATREC.
- Zhaoxia, Li. 1994. « Effective creep Poisson's ratio for damaged concrete ». *International journal of fracture*, vol. 66, n° 2, p. 189-196.
- Zhong, Wenhui, et Wu Yao. 2008. « Influence of damage degree on self-healing of concrete ». *Construction and Building Materials*, vol. 22, n° 6, p. 1137-1142.
- Zuker, Richard C. 2004. *Closing the municipal infrastructure gap in Canada*. Report prepared for the Federation of Canadian Municipalities, Ottawa.