



HAL
open science

Caractérisations physique et mécanique, et durabilité des bétons de sol : matériaux de laboratoire et matériaux de chantiers

Jacques Hessouh

► **To cite this version:**

Jacques Hessouh. Caractérisations physique et mécanique, et durabilité des bétons de sol : matériaux de laboratoire et matériaux de chantiers. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. CY Cergy Paris Université, 2021. Français. NNT : 2021CYUN1028 . tel-03635416

HAL Id: tel-03635416

<https://theses.hal.science/tel-03635416>

Submitted on 8 Apr 2022

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THESE DE DOCTORAT

Présentée pour l'obtention du grade de

DOCTEUR DE CY CERGY PARIS UNIVERSITE

Spécialité : génie civil

Par

Jacques Julius HESSOUH

Sujet de la thèse :

Caractérisations physique et mécanique, et durabilité des bétons de sol : matériaux de laboratoire et matériaux de chantiers

Présentée et soutenue publiquement le 13 Juillet 2021

Devant le jury composé de :

Rapporteur	Mme Anne PANTET	Professeur à l'Université du Havre
Rapporteur	Mme Myriam CARCASSES	Professeur à l'Université de Toulouse III
Examineur	Mme Farimah MASROURI	Professeur à l'Université de Lorraine-ENSG
Examineur	M. Philippe GOTTELAND	Direction Technique de Recherche à la FNTF
Examineur	M. Fabrice MATHIEU	Ingénieur Soletanche-Bachy
Invité	M. Nicolas DENIES	Docteur Ingénieur au CSTC à Bruxelles
Co-encadrant	Mme Anne-Lise BEAUCOUR	Maître de conférences à CY Cergy Paris Université
Co-encadrant	M. Javad ESLAMI	Maître de conférences à CY Cergy Paris Université
Directeur de thèse	M. Albert NOUMOWE	Professeur à CY Cergy Paris Université

Laboratoire de mécanique et matériaux du génie civil – L2MGC – EA 4114

Travail en collaboration avec la FNTF et Soletanche-Bachy

NOMENCLATURE

C	teneur en ciment (% massique de sol ou kg/m ³ de béton frais)
Edyn	module d'élasticité dynamique (GPa)
Estat	module d'élasticité statique (GPa)
fc / RC	résistance en compression simple à la rupture (MPa)
σ_f	résistance en flexion à la rupture (MPa)
i	gradient hydraulique
k	conductivité hydraulique (m/s)
β	coefficient de Skempton
wL	limite de liquidité
wP	limite de plasticité
Ip	indice de plasticité
V_{eau}	volume d'eau (m ³ /m ³ de béton de sol frais)
V_{ciment}	volume de ciment (m ³ /m ³ de béton de sol frais)
V_{sol}	volume de sol (m ³ /m ³ de béton de sol frais)
M_{ciment}	masse de ciment (kg/m ³ de béton de sol frais)
M_{sol}	masse de sol (kg/m ³ de béton de sol frais)
Mt	paramètre d'ouvrabilité ou couple (Nm)
W	teneur en eau (%)
\emptyset	diamètre de l'éprouvette (mm)
h	hauteur de l'éprouvette ou de l'échantillon (mm)
RT	facteur de correction de température
Q	débit massique d'eau traversant l'éprouvette (kg/s)
ρ_{eau}	masse volumique de l'eau (kg/m ³)
ρ_h	masse volumique apparente humide (kg/m ³)
ρ_d	masse volumique apparente sèche (kg/m ³)
μ	viscosité dynamique de l'eau (Pa.s)
A	section de l'échantillon (m ²)
ΔP	gradient de pression (Pa)
Fc	résistance ultime en compression (MN)
S	section de l'échantillon (m ²)
Ff	résistance ultime à la flexion (MN)
L	longueur entre appuis pour l'essai de flexion (m)
a	petit côté de l'éprouvette prismatique 4×4×16 (cm)
R	résistance de la jauge (Ω)
ΔR	variation de la résistance de la jauge (Ω)
K	facteur de jauge valant 2,12 (24 °C et 50 % HR)

Δl	variation de longueur de la jauge (m)
l	longueur initiale de la jauge (m)
V_p	vitesse de propagation des ondes P (m/s)
ν	coefficient de Poisson
T_s	température de surface (°C)
T_c	température au centre de l'éprouvette (°C)
η	porosité accessible à l'eau (%)
$M(\text{hum})$	masse de l'éprouvette à l'état humide (g)
$V(\text{hum})$	volume apparent de l'échantillon mesuré à l'état humide avec un pied à coulisse (g)
$M(\text{air})$	masse de l'éprouvette saturée en eau et séchée en surface (g)
$M(\text{sec})$	masse de l'éprouvette à l'état sec (g)
$M(\text{eau})$	masse de l'éprouvette obtenue par pesée hydrostatique (g)
K	cinétique de carbonatation (mm/\sqrt{t})
t	temps (jour)
X_c	profondeur de carbonatation (mm)
E/C	rapport massique eau/ciment
G_{20}	résistance aux cycles de gel/dégel pour les mélanges de sol traité au liant (20 cycles)

TABLE DES MATIERES

NOMENCLATURE	3
TABLE DES MATIERES	5
LISTE DES FIGURES.....	13
LISTE DES TABLEAUX	25
RESUME.....	28
ABSTRACT	30
INTRODUCTION GENERALE	33
I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE.....	39
I.1 Introduction	39
I.2 Le Deep Soil Mixing	39
I.2.1 Système de classification.....	39
I.2.2 Différents types de malaxage	40
I.2.3 Applications, avantages et inconvénients	44
I.3 Le béton de sol : Influence des paramètres de conception.....	45
I.3.1 Le sol et l'eau.....	46
I.3.1.1 Influence du type de sol	46
I.3.1.2 L'argile et l'eau	48
I.3.1.3 Le sol et l'ouvrabilité des bétons de sol.....	49
I.3.1.4 Influence de l'argilosité du sol sur les propriétés physicomécaniques	52
I.3.2 Le liant.....	54
I.3.2.1 Le ciment.....	55
I.3.2.2 L'hydratation du ciment et autres phénomènes d'hydratation.....	56
I.4 Le béton de sol : Réalisation in-situ.....	58
I.4.1 Paramètres de conception	59
I.4.2 Détermination des propriétés physiques et mécaniques	59

I.4.3	Variabilité des propriétés	60
I.5	Différences entre les bétons de sol réalisés en laboratoire et les bétons de sol réalisés in-situ	62
I.5.1	Les inclusions de sol et de divers matériaux dans le béton de sol	62
I.5.2	Les conditions de cure des bétons de sol	65
I.5.3	Ecarts entre les propriétés de béton de sol issus de chantier et ceux réalisés en laboratoire.	68
I.6	Caractéristiques physique et mécanique des bétons de sol : approches prédictives	69
I.6.1	Conductivité hydraulique	69
I.6.2	Résistance en compression	70
I.7	Durabilité des bétons de sol.....	74
I.7.1	Carbonatation	74
I.7.1.1	Processus chimique et physique de la carbonatation	74
I.7.1.2	Paramètres influent du phénomène de la carbonatation	76
I.7.1.2.1	L'environnement	76
I.7.1.2.2	Paramètres propres aux bétons	77
I.7.1.2.3	Influence du type de ciment sur la carbonatation	78
I.7.1.3	Carbonatation des bétons de sol.....	80
I.7.2	Cycles de gel/dégel.....	80
I.7.3	Humidification-séchage.....	82
I.8	Comportement au feu des bétons de sol	85
I.9	Conclusions et objectifs	87
II.	DEMARCHE EXPERIMENTALE	91
II.1	Démarches et objectifs	91
II.2	Le chantier	92

II.2.1	Chantier N°1 : CS_1.....	92
II.2.1.1	Confection des colonnes étudiés.....	93
II.2.1.2	Echantillonnage, stockage et cure.....	94
II.2.1.2.1	Les colonnes.....	94
II.2.1.2.2	Le sol.....	95
II.2.2	Chantier N°2 : CS_2.....	97
II.2.3	Chantier N°3 : CS_3.....	99
II.2.4	Chantier N°4 : CS_4.....	101
II.3	Le laboratoire : confection de béton à partir du sol issu du chantier.....	102
II.3.1	Les matériaux utilisés.....	102
II.3.1.1	Le sol S4.....	103
II.3.1.2	Analyse granulométrique réalisée en laboratoire des sols issus du chantier 105	
II.3.1.3	Détermination des limites d'Atterberg et teneur en eau.....	106
II.3.1.4	Le ciment.....	108
II.3.2	Dosage et formulation.....	109
II.3.3	Préparation des mélanges et conservations.....	112
II.3.3.1	Malaxage en laboratoire.....	112
II.3.3.2	Confection des éprouvettes.....	113
II.3.3.3	Modes de conservation.....	114
II.4	Déterminations de propriétés physiques.....	114
II.4.1	Porosité.....	115
II.4.2	Masse volumique.....	115
II.4.3	Perméabilité à l'eau.....	116
II.4.4	Analyses thermogravimétrique et thermique différentielle.....	117
II.5	Déterminations de propriétés mécaniques.....	118

II.5.1	Résistance à la compression	118
II.5.2	Module d'élasticité statique	119
II.5.3	Module d'élasticité dynamique	120
II.5.4	Résistance à la traction par fendage	121
II.6	Durabilité	121
II.6.1	Carbonatation.....	121
II.6.1.1	Carbonatation avec hygrométrie de 40 %	122
II.6.1.2	Carbonatation avec hygrométrie de 85 %	122
II.6.1.3	Carbonatation avec une hygrométrie moyenne 65 %	123
II.6.2	Gel/dégel	124
II.6.3	Comportement à haute température	125
II.7	Conclusion.....	127
III.	CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE.....	130
III.1	Introduction	130
III.2	Résultats obtenus sur des échantillons provenant de différents chantiers.....	130
III.2.1	Les colonnes issues du chantier CS_1	131
III.2.1.1	Masse volumique.....	132
III.2.1.2	Porosité	135
III.2.1.3	Perméabilité à l'eau.....	136
III.2.1.4	Résistance en compression simple	137
III.2.1.4.1	Variation de la résistance en compression au sein de la colonne.....	137
III.2.1.4.2	Module d'élasticité dynamique	141
III.2.1.5	Résistance à la traction par fendage.....	143
III.2.2	Echantillons prélevés sur des matériaux frais sur le chantier CS_2.....	143
III.2.2.1	Masse volumique du matériau à l'état durci	144
III.2.2.2	Perméabilité à l'eau des échantillons du CS_2.....	145

III.2.2.3	Influence du temps de cure sur les propriétés mécaniques	146
III.2.3	Le Béton de sol durci du chantier CS_3.....	148
III.2.3.1	Influence du temps de cure sur la résistance en compression	148
III.2.3.2	Influence du temps de cure sur le module d'élasticité dynamique	149
III.2.3.3	Le module d'élasticité statique.....	150
III.2.4	Le béton de sol durci du chantier CS_4 : Influence du temps de cure sur la résistance en compression et le module d'élasticité dynamique	152
III.3	Propriétés des mélanges réalisés en laboratoire à partir de différents sols réels prélevés sur les chantiers.....	153
III.3.1	Caractérisation physique	154
III.3.1.1	La masse volumique	154
III.3.1.2	La porosité.....	158
III.3.1.3	La perméabilité à l'eau	159
III.3.2	Caractérisation mécanique	160
III.3.2.1	Influence du temps de cure	160
III.3.2.2	Influence du dosage en ciment.....	164
III.3.2.3	Influence de la teneur en eau totale et du rapport E/C total.....	167
III.4	Conclusion.....	172
IV.	APPROCHE ANALYTIQUE : Le laboratoire, le chantier et la littérature.....	175
IV.1	Introduction	175
IV.2	Relation entre les propriétés physiques.....	175
IV.2.1	Comparaison entre les propriétés physiques des échantillons issus du chantier avec ceux réalisés en laboratoire	175
IV.2.1.1	La masse volumique	175
IV.2.1.2	La porosité et la perméabilité.....	177
IV.2.1.3	La vitesse des ondes P	180

IV.2.2	Relation entre la masse volumique et la porosité.....	182
IV.3	La résistance en compression : Influence des paramètres de formulations et des propriétés physiques	183
IV.3.1	Influence du temps de cure	183
IV.3.2	Relation entre la vitesse des ondes P et la résistance en compression.....	186
IV.3.3	Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression	189
IV.3.4	Influence du rapport E/C sur la résistance en compression	191
IV.4	Conclusion.....	194
V.	ETUDE DE LA CARBONATATION	198
V.1	Introduction	198
V.2	Etude de la carbonatation sur les échantillons issus du chantier	199
V.2.1	Influence de l'hygrométrie d'exposition sur la carbonatation des échantillons issus du chantier CS_1.....	199
V.2.2	Comparaison de la profondeur de carbonatation des échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 à une hygrométrie d'exposition ambiante de 65%.....	205
V.3	Etude de la carbonatation sur les échantillons réalisés en laboratoire avec du sol issu du chantier.....	207
V.4	Comparaison entre les échantillons issus du chantier et les échantillons réalisés en laboratoire	209
V.5	Etude de l'influence du front de séchage sur l'évolution de la profondeur de carbonatation	212
V.5.1	Influence de l'hygrométrie et du degré de saturation initiale sur la carbonatation des échantillons S2C200	213
V.5.2	Simulation de l'influence du séchage sur la carbonatation.....	216
V.6	Approche empirique	221
V.6.1	Cas particulier des bétons de sol	222
V.6.2	Influence du dosage en ciment.....	222

V.6.3	Influence du rapport E/C.....	224
V.6.4	Variabilité de la cinétique de carbonatation K et expression de la carbonatation Xc(t) 225	
V.6.5	Détermination des paramètres α et s	229
V.7	Conclusion.....	234
VI.	COMPORTEMENT VIS-A-VIS DES CYCLES DEGEL-DEGEL	237
VI.1	Introduction	237
VI.2	Réponse thermique des éprouvettes au cours des cycles de gel/dégel	239
VI.3	Evolution des propriétés après les cycles de gel/dégel	244
VI.3.1	Le laboratoire.....	245
VI.3.2	Le chantier	248
VI.4	Etude de l'influence des propriétés à l'état sain sur les propriétés résiduelles.....	251
VI.4.1	La porosité	251
VI.4.2	La perméabilité à l'eau.....	252
VI.4.3	La résistance en compression initiale	254
VI.4.4	Le module dynamique initiale.....	255
VI.5	Etude de l'influence des paramètres de formulations sur les propriétés résiduelles 257	
VI.5.1	Influence du dosage en ciment.....	257
VI.5.2	Influence du rapport E/C total	258
VI.6	Conclusion.....	260
VII.	COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE	263
VII.1	Introduction	263
VII.2	Comportement thermique.....	264
VII.2.1	Identification des décompositions thermiques par ATD/DSC	264
VII.2.2	Réponse thermique des éprouvettes.....	268

VII.3	Evolution des propriétés résiduelles après refroidissement	271
VII.3.1	Observations visuelles à l'échelle macroscopique	271
VII.3.2	Evolutions des propriétés physiques et mécaniques	274
VII.3.2.1	Perte de masse	274
VII.3.2.2	Vitesse des ondes P et module élastique dynamique	275
VII.3.2.3	Résistance à la compression	277
VII.3.2.4	Influence de la nature du sol et de la teneur en eau sur la résistance en compression	278
VII.4	Conclusion.....	281
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES		284
VIII.	ANNEXES : fiches techniques du ciment et tableau de synthèse	292
IX.	BIBLIOGRAPHIE.....	294

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Classification des méthodes de malaxage profond (Topolnicki 2004).....	40
Figure I-2 : a)Outil de malaxage utilisé dans les pays scandinaves (Larson 2005), et b)outil pour la stabilisation de masse utilisé par Hayward Baker (Eurosoilstab 2002).....	41
Figure I-3 : Soil Mixing par voie humide avec malaxage localisé a) (Yamasaki et al. 2015) et le Cut Soil Mixing (CSM) b).....	42
Figure I-4 : Procédés développés par Soletanche-Bachy : a) Springsol, b) Trenchmix et c) Colmix (Guimond-Barrett 2013).	43
Figure I-5 : Malaxage hybride, JACSMAN (Terashi et Kitazume 2015).....	44
Figure I-6 : Classification granulométrique des sols (Atkinson 2007)	46
Figure I-7 : Influence du type de sol sur la résistance en compression simple en fonction du dosage en ciment selon a) (Porbaha, 2000).	48
Figure I-8 : Influence de la teneur en eau initiale sur la résistance en compression a) Argile du port de Yokohama ; b) argile du port de Imari (CDIT 2002).	49
Figure I-9 : Détermination de la teneur en eau optimale en termes de résistance : a) argile de Bangkok (Bergado et Lorenzo), b) différents types de sols (Szymkiewicz et al. 2013).....	50
Figure I-10 : Représentation du domaine d'ouvrabilité (Szymkiewicz et al. 2013).	51
Figure I-11 : Relation entre la quantité d'argile et d'eau totale pour 1 m ³ de béton de sol (Helson 2017)	52
Figure I-12 Relation entre le retrait et la perte de masse (Helson 2017).....	53
Figure I-13 : Porosité accessible à l'eau pour l'ensemble des formulations (28 et 180 jours) (Helson 2017).	53
Figure I-14 : Influence de l'argilosité sur les propriétés mécaniques des bétons de sol : a) évolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la teneur en argile du sol ; b) évolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en argile du sol ; après 180 jours de cure endogène) (Helson 2017).....	54
Figure I-15 : Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression : a) limon (Denies 2011), b) sable de Fontainebleau (Szymkiewicz 2011).	55
Figure I-16 : Effet du type de ciment sur la résistance d'un béton de sol (Kawasaki cité dans Porbaha et al. 2000)	56

Figure I-17 : Processus d'hydratation du ciment Portland : a) mécanismes (Kitazume et Terashi 2013), b) produits d'hydratation (the concrete Portal).....	57
Figure I-18 : Synthèse du processus d'hydratation pour différents types de liant (Åhnberg, Lunds tekniska högskola, et Institutionen för byggnadsteknik 2006)	58
Figure I-19 : Coefficient de variation des résistances en compression dans divers projets d'exécution du Deep Soil Mixing (Larson 2005).....	60
Figure I-20 : Variation de la résistance en compression en fonction du temps de malaxage (Nakamura et al (1982)).....	61
Figure I-21 : Variation de la résistance en compression après 180 jours en fonction de la profondeur de carottage des échantillons (Guimond-Barrett 2013).	62
Figure I-22 : a) principe de Delesse d'après Weibel, b) colonne de béton de sol, c) maillage par élément finis (Van Lysebetten et al. 2014).....	63
Figure I-23 : Evolution des propriétés mécaniques en fonction du pourcentage d'inclusion du sol (Vervoort, Tavallali, et Lysebetten 2012)	64
Figure I-24 : a) Evolution de f_c (valeur relative) en fonction de la fraction volumique d'inclusions de sol ; b) Coupe 2D d'une simulation numérique 3D représentant les contraintes internes dans une éprouvette de béton de sol (Helson 2017).....	65
Figure I-25 : Méthodes de conservation en laboratoire : a) enceinte à température et humidité relative contrôlées, b) bac pour la conservation dans l'eau (Kitazume et Terashi 2013), c) conservation endogène, et d) solution saline (Szymkiewicz 2011), (Helson 2017) ..	66
Figure I-26 : Influence de la température de cure sur la résistance en compression de mélanges sol-ciment : a) Enami et al. (1985) et b) Kitazume et Nishimura (2009) (Kitazume et Terashi 2013).....	67
Figure I-27 : Influence de la température de cure sur le développement des résistances mécaniques (Helson 2017)	67
Figure I-28 : Propriétés mécaniques de mélanges sol-ciment : Influence de la pression de confinement pendant l'essai (Ayorloo 2010)	68
Figure I-29 : Résistance en compression d'échantillons issus du chantier en fonction de ceux réalisés en laboratoire (Holm 2000).....	69
Figure I-30 : Etude statistique sur la valeur de la résistance en compression pour des chantiers de Deep Soil Mixing : selon a) (Topolnicki 2015) et b) (Arora, Shao, et Conkle 2015).	70

Figure I-31 : a) Résistance en compression d'un sol meuble « Baixo Mondego » traité au ciment ; b) modèle prédictif à partir de IL et q_u pour une teneur en ciment de 18% (Correia 2013)	71
Figure I-32 : a) Résumé des différences en le ciment utilisé et un équivalent du CEM I au Vietnam ; Résistance en compression à 7, 14 et 60 jours comparé à la résistance en compression à 28 jours a) sol 1 (wL = 50%) ; b) sol 2 (wL = 24%).....	72
Figure I-33 : Prédiction de la résistance en compression en fonction du temps à partir de f_{c28} : résultats de Helson, Szymkiewicz et Guimond-Barrett (Helson 2017).	73
Figure I-34 : Mécanisme de carbonatation (Thierry 2005).....	75
Figure I-35 : Variation des quantités de portlandite et de carbonate de calcium pendant l'exposition pour HR = 65% et T = 20°C (Dunster 1989).....	75
Figure I-36 : Evolution de l'épaisseur carbonatée dans le temps pour différentes teneurs en CO ₂ pour un mortier à base de CEM I (Hyvert 2009).	77
Figure I-37 : degré de carbonatation en fonction de l'hygrométrie d'exposition (VERBECK G 1958).	77
Figure I-38 : Variation de l'épaisseur carbonatée en fonction du temps (Venuat et Allexandre 1968).	78
Figure I-39 : Impact du rapport Eau/ Liant et de la porosité sur la profondeur de carbonatation (mm) dans le cas d'essais accélérés (10% CO ₂ , 65% HR, T : 20°C) à 1 mois d'exposition (Ounoughi et al. 2000).	79
Figure I-40 : Impact de la teneur en cendre volante (%) sur la profondeur de carbonatation et pour différents temps de cure. Essais accélérés de 90 jours (Burden 2006).	79
Figure I-41 : Profondeur de carbonatation : a) illustration de la méthode de mesure, b) résultats exprimés en fonction du temps pour des mélanges sol-ciment (Guimond-Barrett 2013)	80
Figure I-42 : Variation a) de la conductivité hydraulique ; b) de la résistance mécanique en fonction du nombre de cycles de gel/dégel (Jamshidi, Lake, et Barnes 2015) ; c) en fonction du temps d'exposition aux cycles de gel/dégel (Shihata et Baghdadi 2001)	82
Figure I-43 : Variation de la résistance en fonction du nombre de cycles humidification/séchage (Shihata et Baghdadi 2001)	83
Figure I-44 : Perte de masse après une exposition aux cycles humidification/séchage : a) selon le dosage en ciment et b) le rapport E/C (Zhang et Tao 2008)	84

Figure I-45 : Fissuration des échantillons après 24 cycles H/S « accélérés », pour des pourcentages de kaolinite dans le sol variant entre 0 et 25%, et des dosages en ciment variant entre 200 et 330 kg par m ³ de béton frais, dans l'ordre de gauche à droite K0C200, K0C300, K10C200, K10C300, K25C200 et K25C300.	84
Figure I-46 : a) Evolution de la perte de masse et b) la porosité accessible à l'eau des bétons de sol en fonction de la température (Helson 2017)	86
Figure I-47 : a) Influence de la température de chauffage sur la résistance en compression simple ; b) Comparaison des modules dynamiques et statiques après un chauffage à 300 °C. (Helson 2017)	87
Figure II-1 : Equipement utilisé sur le chantier pour le Soil Mixing	93
Figure II-2 : Technique de DSM sécantes utilisée pour assurer la continuité des colonnes....	93
Figure II-3 : Colonnes excavées après 21 jours (D = 80cm ; H = 220cm)	94
Figure II-4 : Découpage en tronçons, sciage en quarts de cylindre	94
Figure II-5 : a) carottage, b) distribution des carottages	95
Figure II-6 : Stockage des éprouvettes : a) colonne II, b) colonne I	95
Figure II-7 : Prélèvement de sols sur le chantier : a) sol à 1 m ; b) sol à 2 m et 3 m	96
Figure II-8 : Trenchmix sur le chantier CS_2 ; équipement et réalisation	99
Figure II-9 : Equipement utilisé pour le Trenchmix® sur le chantier CS_3 et observation du matériau final obtenu.....	100
Figure II-10 : Sol S4.....	104
Figure II-11 : Granulométrie des sols étudiés (Sol S1 à S4) comparée aux granulométries des sols étudiés par O. Helson	106
Figure II-12 : Détermination de la limite de liquidité du sol S3.....	108
Figure II-13 : a) Malaxage à mortier CONTROLAB ; b) outils de malaxage.....	113
Figure II-14 : Dispositif expérimental pour la mesure de la conductivité hydraulique.	117
Figure II-15 : Appareil utilisée pour les essais ATG/ATD.....	117
Figure II-16 : Presses: a) SHENCK, b) INSTRON	118
Figure II-17 : Dispositif expérimental pour la mesure du module d'élasticité : a) échantillon instrumenté avec jauges de déformation, b) poste de travail, c) système d'acquisition des données.....	120
Figure II-18 : Dispositif expérimental pour la mesure du module d'élasticité dynamique : PUNDIT 7	121

Figure II-19 : dispositif d'essai de traction par fendage.....	121
Figure II-20 : Dispositif permettant le maintien à une hygrométrie constante de 85%.....	123
Figure II-21 : présentation de 2 cycles de gel de la norme NF P 98-234-1.....	125
Figure II-22 : Four électrique Isartel et instrumentation	126
Figure II-23 : Cycles de chauffage/refroidissement théoriques et expérimentaux.....	127
Figure II-24 : Positionnement de thermocouples au centre t en surface des éprouvettes...	127
Figure III-1 : Plan d'identification et de carottage des échantillons des colonnes	131
Figure III-2 : Variations de la masse volumique humide au sein des colonnes de Soil Mixing étudiées avec une interprétation de la nature de sol en place observée.	133
Figure III-3 : Variations de la masse volumique humide en fonction de la profondeur : mise en évidence de zone de transitions de sol.....	134
Figure III-4 : Variation de la résistance en compression après 180 jours de cure au sein de la colonne I.....	138
Figure III-5 : Variation de la résistance en compression après 180 jours de cure au sein de la colonne II.....	139
Figure III-6 : Echantillons D=10cm H=20cm situés à 2 m de profondeur dans la colonne I ..	139
Figure III-7 : Echantillons prélevés dans la zone A de la colonne I à 1,2 m de profondeur ; a) rupture à l'interface coulis/sol-mélangé ; b) association de deux différents matériaux (coulis + sol mélangé)	140
Figure III-8 : Variation de la résistance en compression à 180 jours en fonction de la profondeur pour les colonnes du chantier CS_1 (moyenne des zones A, B et C)	140
Figure III-9 : Echantillons de la colonne II	141
Figure III-10 : Variation du module d'élasticité dynamique après 180 jours de cure en fonction de la position dans la colonne I	142
Figure III-11 : Variation du module d'élasticité dynamique après 180 jours de cure en fonction de la position dans la colonne II	142
Figure III-12 : Variation de la masse volumique dans le temps et en fonction des points métriques	144
Figure III-13 : Variation de la résistance en compression dans le temps en fonction des différents points métriques étudiés sur le chantier CS_2.....	146
Figure III-14 : Evolution de la résistance en compression en fonction du temps et du type de sol pour les échantillons du chantier CS_2	147

Figure III-15 : Evolution logarithmique de la résistance en compression dans le temps pour les échantillons du chantier CS_3	149
Figure III-16 : Evolution logarithmique du module élastique dynamique dans le temps pour les échantillons du chantier CS_3	150
Figure III-17 : Photo montrant l'homogénéité d'un échantillon de dimension 11x22cm du CS_3 après un essai de compression à 60 jours de cure.....	150
Figure III-18 : Détermination du module élastique statique sur deux échantillons du CS_3 après 60 jours de cure sous l'eau	151
Figure III-19 : Variation de la masse volumique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S1	154
Figure III-20 : Variation de la masse volumique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S2	155
Figure III-21 : Variation de la masse volumique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S3	155
Figure III-22 : Variation de la masse volumique à 28 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3.....	156
Figure III-23 : Variation de la masse volumique à 90 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3.....	157
Figure III-24 : Variation de la masse volumique en fonction de la teneur en eau totale et du rapport eau totale sur ciment pour les formulations avec le sol S4 avec un dosage en ciment de 200 kg/m ³	158
Figure III-25 : Variation de la porosité à l'eau en fonction du dosage en ciment et du type de sol.....	159
Figure III-26 : Variation de la perméabilité à l'eau en fonction du dosage en ciment et du type de sol	160
Figure III-27 : Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations avec le sol S1	161
Figure III-28 : Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations avec le sol S2	161
Figure III-29 : Variation de la résistance en compression dans le temps pour les formulations avec le sol S3	162

Figure III-30 : Module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S1	163
Figure III-31 : Module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S2	163
Figure III-32 : Module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S3	164
Figure III-33 : Module d'élasticité dynamique à 28 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3.....	165
Figure III-34 : Résistance en compression à 28 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3	166
Figure III-35 : Module d'élasticité dynamique à 90 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3.....	166
Figure III-36 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3	167
Figure III-37 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du E/C total pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3	168
Figure III-38 : Module d'élasticité dynamique à 90 jours en fonction du E/C total pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3	168
Figure III-39 : Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations avec des teneur en eau variable : mise en évidence de l'influence de la teneur en eau totale	169
Figure III-40 : Module d'élasticité dynamique à 90 jours en fonction du rapport E/C et de la teneur en eau totale pour les formulations avec le sol S4 pour un dosage de 200kg/m ³	170
Figure III-41 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du rapport E/C et de la teneur en eau totale pour les formulations avec le sol S4 pour un dosage de 200kg/m ³	171
Figure IV-1 : Masse volumique saturée à 90 jours des échantillons issus des différents chantiers et des formulations réalisées en laboratoire	177
Figure IV-2 : Porosité mesurée sur les différents échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus de chantier : a) en fonction du dosage en ciment ; b) en fonction du rapport E/C	178
Figure IV-3 : Perméabilité à l'eau mesurée sur les différents échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus de chantier.....	179

Figure IV-4 : Variation de la vitesse des ondes P mesuré après 90 jours de cure sous l'eau ; a) en fonction du dosage en ciment ; b) en fonction du rapport E/C ; pour les échantillons du chantier et ceux réalisés au laboratoire	180
Figure IV-5 : Comparaison des masses volumiques sèche et humide en fonction de la porosité des échantillons avec le modèle proposé par Helson (2017)	183
Figure IV-6 : Comparaison des valeurs expérimentales de résistance en compression au-delà de 28 jours aux valeurs théoriques déterminées à partir du modèle [IV-3] Helson (2017) ..	184
Figure IV-7 : Variation du rapport f_{cj}/f_{c28} dans le temps pour les formulations réalisées au laboratoire avec les sols S1, S2 et S3 ; avec $j > 28$ jours.....	186
Figure IV-8 : Comparaison de la variation de la résistance en compression en fonction de la vitesse des ondes P pour les échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier, les échantillons issus du chantier et les courbes modèle proposées par Helson (2017)	187
Figure IV-9 : Résistance en compression en fonction de la variation du rapport de la vitesse des ondes P et de la masse volumique pour l'ensemble des échantillons étudiés du laboratoire au chantier : Comparaison avec le modèle proposé par Helson ; Mise en évidence de l'influence du type de sol.....	189
Figure IV-10 : Variation de la résistance en compression à 90 jours pour les formulations réalisées en laboratoire avec les sols prélevés sur chantier et les échantillons issus des différents chantiers	191
Figure IV-11 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du rapport E/C total : Comparaison entre les résultats des échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier, les échantillons issus des différents chantiers étudiés et les résultats de Helson (2017).	192
Figure V-1 : Cinétique de séchage à différentes hygrométries d'exposition pour les échantillons (H=5cm ; D=10cm) issus du chantier CS_1 : a) en fonction du temps ; b) en fonction de la racine du temps.	201
Figure V-2 : Evolution de la profondeur de carbonatation à différentes hygrométries d'exposition pour les échantillons issus du chantier CS_1 après 180 jours de cure a) en fonction du temps ; b) en fonction de la racine du temps.....	202
Figure V-3 : Mise en évidence de deux pentes sur la courbe d'évolution de la profondeur de carbonatation en fonction de la racine du temps : a) HR = 40% ; b) HR = 65%.....	203

Figure V-4 : Variabilité des mesures de profondeur de carbonatation induite par la grande hétérogénéité des échantillons issus du CS_1 : a) absence de carbonatation à 90 jours sur un échantillon composé exclusivement de coulis ; b) carbonatation de 20mm sur un échantillon mieux mélangé à 90 jours.....	205
Figure V-5 : Evolution de la perte de masse pour les échantillons des chantiers CS_1 et CS_2 exposés à une hygrométrie de 65%.....	206
Figure V-6 : Evolution de la carbonatation dans le temps pour les échantillons des chantiers CS_1 et CS_2 exposés à une hygrométrie de 65% après 180 jours de cure.....	207
Figure V-7 : Evolution logarithmique de la perte de masse dans le temps pour les échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issus du chantier CS_1	208
Figure V-8 : Evolution de la profondeur de carbonatation des échantillons (H=5cm ; D = 6cm) confectionnés en laboratoire avec du sol issus du chantier CS_1 après 180 jours de cure sous l'eau : a) en fonction du temps ; b) en fonction de la racine du temps.	208
Figure V-9 : Comparaison de l'évolution de la profondeur de carbonatation dans le temps pour les échantillons issus des chantiers et ceux confectionnés en laboratoire exposés à une hygrométrie ambiante de 65%.	210
Figure V-10 : Comparaison de l'évolution logarithmique de la perte de masse dans le temps pour les échantillons issus des chantiers et ceux confectionnés en laboratoire.....	211
Figure V-11 : Variation de masse en fonction de l'hygrométrie relative d'exposition après 90 jours pour la formulation S2C200 initialement sèche et initialement saturée (D = 6cm ; H = 2cm).	214
Figure V-12 : Variation de la profondeur de carbonatation en fonction de l'hygrométrie relative de l'air après 90 jours pour la formulation S2C200 initialement sèche ou initialement saturée (D = 6cm ; H = 2cm).	215
Figure V-13 : Variation de la profondeur de carbonatation des échantillons initialement saturés en fonction de leur degré de saturation après 90 jours d'expositions.	216
Figure V-14 : Modélisation d'un mur de soutènement pour un sous-sol exposé à la carbonatation.....	217
Figure V-15 : Evolution du front de séchage et du front de carbonatation pour les formulations S2C250 : sans alimentation en eau par capillarité	218
Figure V-16 : Mise en évidence du front de séchage sous lampe UV	219

Figure V-17 : Evolution du front de séchage et du front de carbonatation pour les formulations S2C150 : sans d'alimentation en eau par capillarité	220
Figure V-18 : Echantillon S2C200 alimenté en eau par capillarité VS Echantillons S2C200 non alimenté en eau après 120 jours d'exposition.....	221
Figure V-19 : Variation de la profondeur de carbonatation en fonction du dosage en ciment après 180 jours d'exposition à HR=65%	223
Figure V-20 : Variation de la perte de masse après 180 jours d'exposition à une HR=65% en fonction du dosage en ciment	223
Figure V-21 : a) Variation de la profondeur de carbonatation en fonction du rapport E/C après 180 jours d'exposition ; b) Variation de la cinétique de carbonatation k (mm/t) en fonction de E/C avec une HR=65%, (au-delà de 180 jours de cure).....	224
Figure V-22 : Variation du coefficient K en fonction du temps.....	226
Figure V-23 : Variation du coefficient K en fonction de la perte de masse.....	226
Figure V-24 : Variation du degré de saturation avec le temps pour les échantillons formulés avec le sol S3 soumis à une hygrométrie de 65% après une cure de 180 jours sous l'eau ...	230
Figure V-25 : Variation du degré de saturation avec le temps pour les échantillons formulés avec le sol S1 et pour les échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 S3 soumis à une hygrométrie de 65% après une cure de 180 jours sous l'eau	230
Figure V-26 : Variation du coefficient α en fonction du rapport E/C	231
Figure V-27 : Variation du coefficient s en fonction du produit $\alpha * E/C * \eta * W$ pour Hr = 65%	232
Figure V-28 : $X_c(t)$ réelle en fonction de $X_c(t)$ modélisé ; avec t_e [V-5] et sans t_e [V-7] indiquant la prise en compte de l'arrêt de l'influence du séchage lorsque l'état d'équilibre est atteint ou non.....	233
Figure VI-1 : Comparaison du cycle de gel-dégel théorique et la température mesurée dans la chambre froide	239
Figure VI-2 : Illustration et définition des différentes phases rencontrées lors d'un cycle de gel-dégel de 12h pour les pierres (Vigroux 2020)	241
Figure VI-3 : Variation de la température au centre et à la surface latérale des échantillons de formulations avec le sol S1	242
Figure VI-4 : Variation de la température au centre et à la surface des échantillons de formulations avec le sol S3	243

Figure VI-5 : Variation de la température a) en surface et b) au centre des échantillons issus des chantiers CS_1, CS_2 et CS_3.....	244
Figure VI-6 : Variation de la résistance en compression normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S1.....	245
Figure VI-7 : Variation de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S1.....	246
Figure VI-8 : Variation de la résistance en compression normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S3.....	247
Figure VI-9 : Variation de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S3.....	248
Figure VI-10 : Variation de la résistance en compression normalisé en fonction du nombre de cycles pour les échantillons issus des chantiers CS_1, CS_2 et CS_3.....	248
Figure VI-11 : Variation de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles pour les échantillons issus des chantiers CS_1, CS_2 et CS_3.....	249
Figure VI-12 : Echantillons issus du chantier CS_1 après 6 cycles de gel/dégel : observations de fissures, émiettement de l'échantillons sous très faible sollicitation.....	250
Figure VI-13 : Variation de la vitesse des ondes normalisée en fonction de la porosité du matériau à l'état sain pour les formulations avec le sol S1 et S3 et pour les échantillons issus du chantier CS_1 après 20 cycles.....	251
Figure VI-14 : Variation de la résistance en compression résiduelle normalisée en fonction de la porosité pour l'ensemble des formulations avec les sols S1 et S3 et les échantillons issus du chantier CS_1 après 20 cycles.....	252
Figure VI-15 : Variation de la résistance en compression résiduelle normalisée en fonction de la perméabilité à l'eau pour l'ensemble des formulations avec les sols S1 et S3 et les échantillons issus des chantier CS_1 et CS_2 après 20 cycles.....	253
Figure VI-16 : Variation de la vitesse des ondes P résiduelle normalisée en fonction de la perméabilité à l'eau pour les formulations avec les sols S1 et S2 et les échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 après 20 cycles.....	253
Figure VI-17 : influence de la résistance en compression à l'état sain sur a) la vitesse des ondes P ; b) la résistance en compression résiduelle normalisé après 20 cycles.....	254
Figure VI-18 : Influence du module élastique dynamique sur a) la vitesse des ondes P résiduelle ; b) la résistance en compression résiduelle.....	256

Figure VI-19 : Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression résiduelle normalisé après 20 cycles.....	257
Figure VI-20 : Influence du rapport E/C total sur la résistance en compression résiduelle normalisée après 20 cycles.....	259
Figure VII-1 : Analyse thermique - a) Evolution relative de la perte de masse – b) Evolution du flux thermique , des sols S2, S3 S4 de cette étude et de la Kaolinite utilisée par (Helson 2017)	266
Figure VII-2 : Analyse thermique - a) Evolution relative de la perte de masse – b) Evolution du flux thermique, des formulations réalisées avec les sols S2 et S4	268
Figure VII-3 : Réponse thermique des éprouvettes de bétons de sol de diamètre 6 cm et de hauteur 12 cm chauffées à 0.5°C/min	269
Figure VII-4 : Etat de fissuration des bétons de sol après différents chauffages	272
Figure VII-5 : Echantillon de béton de sol S2C200W50 après un chauffage à 600°C	273
Figure VII-6 : Evolution de la perte de masse en fonction de la température	275
Figure VII-7 : Evolution relative de (a) la vitesse des ondes P et (b) module élastique dynamique en fonction de la température.....	276
Figure VII-8 : Evolution relative de la résistance en compression en fonction de la température	277
Figure VII-9 : Résistance en compression résiduelles relatives après un chauffage à 300°C et à 600°C pour des formulations additionnelles	279
Figure VII-10 : Absence de fissures sur les échantillons S4C200W50 après un chauffage à 300°C	280

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I-1 : Avantages et limites du Deep Soil Mixing (Buddhima et al. 2015)(Helson 2017)	45
Tableau I-2 : Caractéristiques des argiles les plus courantes (El Ouahabi 2013), (Wagner 2013), (Helson 2017)	49
Tableau I-3 : Estimation des paramètres d'équation [I-2]	73
Tableau I-4 : Synthèse des modèles entre f_{c28} et C/E (Helson 2017).....	74
Tableau II-1 : Caractéristiques du coulis frais et durci utilisé pour la réalisation des colonnes	94
Tableau II-2 : Caractéristiques du sol en place du chantier CS_1	96
Tableau II-3 : Récapitulatif des échantillons prélevés sur le chantier.....	97
Tableau II-4 : Caractéristiques du sol en place du chantier CS_2 par point métrique où nos prélèvements sont réalisés.....	98
Tableau II-5 : Données géotechniques du sol en place au point de prélèvement SC ST2 du chantier CS_3	101
Tableau II-6 : Données géotechniques du sol en place au point de prélèvement SC13 du chantier CS_4	102
Tableau II-7 : Caractéristiques géotechniques du sol S4	104
Tableau II-8 : Tableau de valeurs pour la détermination de la limite de liquidité du sol S3 prélevé et stocké au laboratoire.....	107
Tableau II-9 : Composition du CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF selon la fiche du produit (Calcia)	109
Tableau II-10 : Formulations des bétons de sol étudiés : composition pour 1 m ³ de béton, rapport E/C, exemple avec une teneur en eau du sol de 33%.....	111
Tableau II-11 : Différentes expressions du dosage en ciment des bétons de sol.	112
Tableau III-1 : Valeurs de porosité avec les masses volumiques sèches et saturées associées	135
Tableau III-2 : Valeurs de perméabilité à l'eau mesurées pour les colonnes étudiées	136
Tableau III-3 : Valeurs de Module dynamique mesurées dans le temps pour les échantillons issus du chantier CS_2	148

Tableau III-4 : Propriétés physiques et mécaniques mesurées sur les échantillons issus du chantier CS_4 dans le temps	152
Tableau III-5 : Récapitulatif des formulations de laboratoire avec les masses volumiques réelles.....	153
Tableau IV-1 : Comparaison des consistances des formulations S2C200W50, S3C200W50, S4C200W50 et K25C200W47 de Helson (2017)	188
Tableau V-1 : Humidités relatives et solutions salines utilisées pour cette étude.....	213
Tableau VI-1 : Paramètres de formulations et propriétés à l'état sain de l'ensemble des échantillons testés à partir de 90 jours	237
Tableau VII-1 : Relevés de températures à cœur et en surface des éprouvettes (1 ^{er} pic endothermique)	271

RESUME

Le Deep Soil Mixing est une technique consistant à mélanger le sol en place avec un liant dans le domaine des fondations spéciales. C'est une solution économique qui permet de rendre les sols médiocres constructibles. Aujourd'hui, l'utilisation de ce procédé dépasse les limites de l'amélioration de sol et s'étend à la réalisation des murs de soutènement, des écrans d'étanchéité, et d'autres éléments de fondations à la fois non structurels et structurels.

Les études réalisées sur ce matériau montrent une difficulté particulière à estimer les propriétés du matériau réalisé sur chantier à partir de matériaux confectionnés en laboratoire. Cette difficulté peut émaner de l'hétérogénéité des sols en place, des conditions de cure non maîtrisées, du drainage éventuel de l'eau et de l'incertitude sur les proportions réelles de ciment dans le mélange. L'objectif de cette thèse est d'étudier les propriétés physiques et mécaniques ainsi que la durabilité de matériaux issus de chantiers et de les comparer avec des mélanges réalisés en laboratoire à partir de sols naturels. Ce travail est réalisé avec une approche béton et se situe dans la continuité d'une étude précédente (Helson 2017).

Dans cet objectif, dix-huit (18) formulations de béton de sol ont été réalisées en laboratoire avec quatre (04) sols différents issus de chantiers de construction. Des échantillons de bétons de sol sont également prélevés sur quatre (04) chantiers de construction de Deep Soil Mixing et étudiés. Des mesures de résistance en compression et de masse volumique au sein de deux colonnes de Soil Mixing ont permis d'analyser la variabilité latérale et selon la profondeur. Celle-ci est accrue par la présence d'argile, compte tenu d'une plus grande difficulté de malaxage. A dosage en ciment équivalent, les résultats de chantier montrent que de meilleures résistances sont obtenues avec des sols sableux car la quantité d'eau du sol injecté est généralement plus faible. Les essais sur les matériaux de laboratoire réalisés avec des sols issus des chantiers ont montré, à dosage en ciment et rapport E/C égaux, une résistance en compression à 28 jours plus faible avec les sols argileux que pour les sols sableux. Cela peut être attribué à une moindre compacité et une moins bonne ouvrabilité. La comparaison de la relation entre la résistance en compression et le rapport E/C établie à partir des matériaux de laboratoire avec les résultats de chantier montre une assez bonne concordance, excepté pour des matériaux de chantier très hétérogènes.

Les bétons de sol sont plus sensibles à la carbonatation que les bétons traditionnels. L'étude de l'influence de l'hygrométrie sur la carbonatation a permis de mettre en évidence l'influence du séchage sur la cinétique de la carbonatation. Des relations empiriques sont alors proposées pour estimer la profondeur de la carbonatation avec le temps. L'évolution des propriétés résiduelles suite à des cycles de gel-dégel a été étudiée et a permis de mettre évidence le rôle de la perméabilité, du rapport E/C (eau totale) pour les matériaux de laboratoire et de chantiers. L'étude du comportement à haute température jusqu'à 850°C des matériaux de laboratoire a mis en évidence l'influence prépondérante de la nature de l'argile sur l'évolution de la résistance résiduelle. Pour un sol de même nature (limoneux), la limitation de la quantité d'eau dans la formulation permet de limiter les pertes de performance mécanique avec la température.

Mots clés : Béton de sol, formulation, propriétés physiques et mécaniques, durabilité, gel, haute température.

ABSTRACT

Deep Soil Mixing is originally a ground improvement technique which consists in mixing in-situ soil with a hydraulic binder. It is an economical solution, which allows to make soils constructible in the field of deep foundations. Today, the use of this process goes beyond the limits of soil improvement and extends to realization of retaining walls, waterproof walls, and other foundation elements both non-structural and structural.

Research on this material show a particular difficulty to estimate the properties of the material mixed on site from laboratory-manufactured specimens. This difficulty is due to the heterogeneity of the in-situ soils and the variability of environmental conditions. The aim of this PhD thesis is to study the physical and mechanical properties and the durability of the soil mix material taken from site and from laboratory. We compare and highlight the different relationships that could link the properties obtained in the laboratory and those obtained on construction sites. This work is based on the same approach than Helson's thesis (Helson 2017), with a "cementitious material" methodology.

For this purpose, eighteen (18) Soilcrete mixture formulations were carried out in the laboratory with four (04) different soils from construction sites. Soilcrete mixture samples were also taken from four (04) Deep Soil Mixing construction sites and studied. Compressive strength and density measurements within two columns of Soil Mixing were used to analyze variability. This is accumulated by the presence of clay due to the greater difficulty of mixing. At an equivalent cement dosage, better strength is obtained with sandy soils because the quantity of water in the soil is generally lower. Tests on laboratory materials studied with soils from construction sites have shown, with equal cement dosage and W / C ratio, a lower compressive strength at 28 days with clay than with sandy soils. The comparison of the relationship between the compressive strength and the W / C ratio established from laboratory materials with the site results shows good trends except for very heterogeneous site materials.

Soilcrete mixture are more sensitive to carbonation than traditional concretes. The study of the influence of humidity on carbonation has showed the influence of drying on the kinetics of carbonation. Empirical relationships are then proposed to estimate the depth of carbonation over time. The evolution of residual properties following freeze-thaw cycles was

studied. The results highlight the relevant role of permeability, of the total W / C ratio in the frozen resistance of soilcrete, whether for laboratory or on-site materials. The study of the behavior at high temperatures up to 850 ° C of laboratory materials has shown the predominant influence of the nature of clay on the residual strength values. For a same nature of soil (silts), the loss of mechanical performances is reduced by limiting the water amount in the mix-design.

Keywords: Soilcrete mixture, formulation, physical and mechanical properties, durability, freeze, high temperature.

INTRODUCTION GENERALE

Le contexte

Le Deep Soil Mixing est un procédé de fabrication innovant qui consiste à mélanger le sol en place avec un liant hydraulique. Utilisé historiquement comme technique d'amélioration du sol, le Deep Soil Mixing a évolué vers d'autres applications comme la réalisation d'écrans d'étanchéité, de murs de soutènement provisoires et parfois permanents. Cette alternative aux techniques avec extraction du sol, s'inscrit totalement dans les nouvelles priorités environnementales et présente une rentabilité effective. Le développement de l'usage du deep soil mixing pour ces nouvelles applications implique une meilleure connaissance des propriétés physique et mécanique du matériau et de sa durabilité. Les recherches à ce sujet se sont intensifiées mais les relations entre les propriétés physique et mécanique du matériau fini, les paramètres de formulation et de mise en œuvre restent insuffisamment compris. La conséquence est que le dimensionnement de ces ouvrages repose sur l'expérience des entreprises.

Depuis 2017 (Helson 2017), une nouvelle approche de l'étude du Deep Soil Mixing est développée : le mélange final obtenu est considéré comme un béton car il est constitué de liant (ciment), de granulats (sol en place) et d'eau ; réalisé directement in-situ le matériau est appelé **béton de sol**. Cette approche permet d'étudier l'utilisation du matériau pour des ouvrages structurels et permanents. Elle a pour conséquence de compléter les recherches sur certains aspects de la durabilité du matériau comme la carbonatation, sa réponse face aux sollicitations comme le gel-dégel et le feu qui sont très peu étudiés. Il devient indispensable de développer ces recherches complémentaires qui permettront de proposer des recommandations utiles au dimensionnement des ouvrages en béton de sol.

La problématique

Ce travail s'inscrit dans la continuité de la thèse de Helson (2017) et s'intéresse au béton de sol issu du chantier, la détermination de ses propriétés physique et mécanique, ainsi que les écarts entre les propriétés du matériau réalisé in-situ et le matériau confectionné en laboratoire. En effet, en utilisant une approche béton, Helson (2017) a étudié l'influence des

paramètres de formulation des bétons de sol sur leurs propriétés intrinsèques (physique, mécanique et hydraulique). Ses recherches avaient pour objectif d'étudier la formulation de ce matériau en se basant sur des paramètres liés au site de construction (sol en place du chantier, dosage en ciment très peu varié). En suivant les recommandations de [Terashi et al \(2015\)](#) indiquant que les caractéristiques du liant utilisé, le sol, ainsi que les conditions de malaxage et de cure doivent être pris en compte pour prévoir les résistances en compression du matériau, Helson (2017) a étudié l'influence de l'argilosité du sol, des conditions de cure, ainsi que la variation du dosage en ciment sur les propriétés physiques et mécaniques du béton de sol. De façon générale, les résultats obtenus sur les échantillons de béton de sol prélevés sur chantier, par carottage ou par prélèvement d'échantillons frais, diffèrent des résultats obtenus sur les échantillons confectionnés en laboratoire. Ces écarts sont peu étudiés dans la littérature et cela a pour conséquence l'utilisation de coefficient de sécurité très importants (de l'ordre de 2) ([Guimond-Barrett 2013](#)). Ces écarts seraient causés par la présence d'inclusions de sol dans le matériau issu de chantier, le malaxage plus difficile et moins maîtrisé sur le chantier et les conditions de cure. L'influence des inclusions de sol, des conditions de cure et de la différence de l'énergie de malaxage est très peu étudiée. Les résultats obtenus ne permettent pas de quantifier les écarts ni d'obtenir un meilleur affinement des relations entre résultats de chantier et de laboratoire. Les éléments de durabilité à court et à long terme tels que la carbonatation, les cycles de gel-dégel sont identifiés par ([Denies et al 2015](#)), mais il n'existe qu'une seule étude sur la carbonatation ([Guimond-Barrett 2013](#)) et très peu sur le comportement vis-à-vis du gel-dégel. Le comportement à haute température décrit comme important et essentiel à connaître dans le [HandBook of Soil Mixing Walls \(2017\)](#) a été étudié pour la première fois par Helson (2017).

Le cadre expérimental

Consciente de l'importance de ce sujet de recherche et des perspectives qu'il ouvre sur les aspects environnementaux et économiques, la FNTP et l'entreprise Soletanche Bachy ont suivi de très près les axes à aborder afin de répondre aux besoins actuels dans le domaine. Les travaux de recherches ont été réalisés au Laboratoire de Mécanique et Matériau de Génie Civil (L2MGC) de CY Cergy-Paris Université.

Le plan du mémoire

L'objectif de ces travaux est de partir d'une part d'une caractérisation physique et mécanique de bétons de sol prélevés directement in-situ et d'autre part de bétons de sol confectionnés en laboratoire pour évaluer et quantifier les écarts entre les deux approches et identifier les paramètres qui sont à l'origine de ces écarts. Des échantillons de bétons frais sont prélevés sur trois chantiers et des échantillons sont carottés sur deux colonnes de Deep Soil Mixing réalisées et excavées pour ce travail. Ensuite, des formulations de béton de sol sont réalisées en laboratoire avec des sols prélevés sur chantier en faisant varier le dosage en ciment. Les caractérisations physique et mécanique des différents échantillons de chantier et de laboratoire sont effectuées. Les résultats sont comparés afin de déterminer les relations entre les deux types de matériaux. La durabilité de ces matériaux vis-à-vis de la carbonatation et la tenue aux cycles de gel-dégel sont étudiées. Le comportement à haute température des bétons de sol fabriqués en laboratoire avec du sol issu de chantier est également étudié et comparé aux résultats de la laboratoire obtenus par Helson (2017) avec du sol synthétique confectionné en laboratoire.

Ce travail est divisé en sept chapitres.

Le premier portant sur l'étude bibliographique relate l'histoire du Deep Soil Mixing, sans oublier de classifier les différentes méthodes et techniques développées depuis sa création et d'identifier les avantages et inconvénients ainsi que les applications faites de nos jours de ce matériau. Ensuite, il aborde l'influence des paramètres constitutifs du béton de sol sur les propriétés mécanique et physique à l'état durci, où le rôle de l'eau, l'effet du type de sol et l'influence du liant utilisé sont abordés. Le béton de sol réalisé sur chantier est également décrit en présentant l'influence des paramètres de chantier sur les caractéristiques physique et mécanique. Les causes potentielles des écarts entre les résultats obtenus sur échantillons provenant de chantier et réalisés en laboratoire comme les conditions de cure et la présence d'inclusions de sol sont présentées et les écarts mesurés sont cités. Les modèles de prédiction des propriétés physiques et mécaniques proposés dans la littérature par certains auteurs sont également présentés avant d'aborder les études de durabilité réalisées sur ces matériaux vis-à-vis de la carbonatation, les cycles d'humidification-séchage et de gel-dégel. Une dernière partie de ce premier chapitre résume les premiers résultats de la littérature concernant le comportement à haute température des bétons sol.

Le second chapitre présente tout d'abord les différentes méthodologies de réalisations des campagnes de prélèvement de bétons de sol sur les différents chantiers étudiés. A la suite, nous présentons les différentes méthodes de caractérisations physique et mécanique utilisées pour étudier les propriétés des échantillons après avoir abordé et expliqué les formulations réalisées en laboratoire avec du sol prélevé sur chantier. Les méthodes d'étude de la durabilité proposées compte-tenu de l'absence de normes concernant le matériau étudié sont présentées.

Le troisième chapitre décrit les résultats de caractérisations physique et mécanique réalisées sur l'ensemble des échantillons prélevés sur les différents chantiers de construction et les échantillons prélevés in-situ à l'état frais ou à l'état durci. Une première partie étudiant les bétons de sol issus du chantier analyse la variabilité de propriétés qui peut exister dans une colonne de Soil Mixing autant suivant la profondeur que sur le diamètre. Cette partie présente ensuite les résultats obtenus pour les bétons de sol prélevés sur les autres chantiers et les compare. Enfin, les bétons de sol formulés en laboratoire et leurs résultats de caractérisations physiques et mécaniques sont étudiés.

Le quatrième chapitre présente les relations entre certaines propriétés physique et mécanique et les paramètres de formulations tels que le dosage en ciment et le rapport E/C. La résistance en compression est estimée en fonction de la vitesse des ondes P, mais plus encore, les modèles établis à partir des sols synthétiques (Helson 2017) sont confrontés aux résultats de cette étude afin de mettre en évidence les écarts observables entre matériaux issus de chantier et matériaux réalisés en laboratoire.

Dans le cinquième chapitre, nous abordons la durabilité des matériaux étudiés vis-à-vis de la carbonatation. Dans cette partie, l'influence de l'hygrométrie d'exposition sur la carbonatation est étudiée pour des échantillons issus de chantier et des échantillons réalisés en laboratoire. Ensuite, l'influence du séchage sur la carbonatation est mise en évidence dans une étude simulant le ralentissement du séchage par l'alimentation en eau des échantillons et étudiant son influence sur l'épaisseur carbonatée. Un modèle de prédiction de la carbonatation basé sur la variation de la cinétique de carbonatation (K) compte tenu de l'influence du séchage est proposé. Ce modèle utilisant les paramètres de l'étude donne une idée et un départ pour une étude plus approfondie de la carbonatation de ce matériau.

Le sixième chapitre étudie la durabilité du matériau vis-à-vis des cycles de gel-dégel. Dans cette partie l'étude du gel est réalisée à la fois sur des échantillons de chantier et des échantillons confectionnés en laboratoire. La réponse thermique du matériau lors des cycles de gel-dégel ainsi que l'évolution des propriétés physicomécaniques en fonction des cycles de gel-dégel sont présentées. Ces résultats sont comparés pour les échantillons de chantier et des échantillons de laboratoire. Enfin, nous mettons également en évidence les paramètres régulant la résistance de ce matériau vis-à-vis des cycles de gel-dégel.

Le septième et dernier chapitre aborde le comportement à haute température des bétons de sol. Nous y présentons une étude de la caractérisation du comportement physicomécanique des bétons de sol réalisée en laboratoire avec du sol prélevé sur chantier. La réponse thermique du matériau lors de cycles de chauffage-refroidissement est présentée. Ensuite, une étude mettant en évidence l'influence de la teneur en eau totale de la formulation sur le comportement du matériau à une température élevée est réalisée. Les résultats sont ensuite comparés avec les résultats de Helson (2017) concernant des bétons de sol réalisés avec du sol reconstitué en laboratoire.

I. ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

L'étude bibliographique réalisée a pour objectif de présenter les différentes recherches et travaux déjà effectués sur les bétons de sol et qui croisent de près la thématique de l'étude des matériaux issus du chantier et réalisés en laboratoire. Dans ce chapitre, après avoir rappelé brièvement l'histoire et les systèmes de classification des différentes méthodes de réalisation du Soil Mixing, le béton de sol de laboratoire est présenté selon les différents axes de recherche existants et le béton de sol issu du chantier est également présenté. Après l'énoncé des brèves études comparatives entre les résultats de ces deux types de matériaux, les propriétés de durabilité tels que la carbonatation, la résistance aux cycles de gel/dégel, les cycles d'humidification séchage sont présentés. Les premiers résultats portant sur la sollicitation accidentelle d'incendie auquel peut être confronté ce type de matériau sont également résumés. Ce chapitre se termine par une brève conclusion annonçant les objectifs de ce travail de recherche réalisé au sein du Laboratoire L2MGC de CY Cergy Paris Université.

I.2 Le Deep Soil Mixing

I.2.1 Système de classification

Depuis la naissance du Deep Soil Mixing (DSM), beaucoup de techniques de mélange de sol en place avec un liant hydraulique ont vu le jour et permettent de réaliser soit des colonnes de Soil Mixing, soit des panneaux de Soil Mixing. Face à ces nombreuses techniques, des systèmes de classification sont proposés depuis environ dix ans par des chercheurs ou par des organisations professionnelles. Les systèmes de classifications proposés se basent soit sur les méthodes d'amélioration du sol, soit sur le mode d'injection du liant utilisé, soit sur le type de malaxage et la position de l'action de malaxage. (Topolnicki 2004) a proposé un système de classification des méthodes de malaxage profond assez complet que beaucoup de chercheurs utilisent (**Figure I-1**).

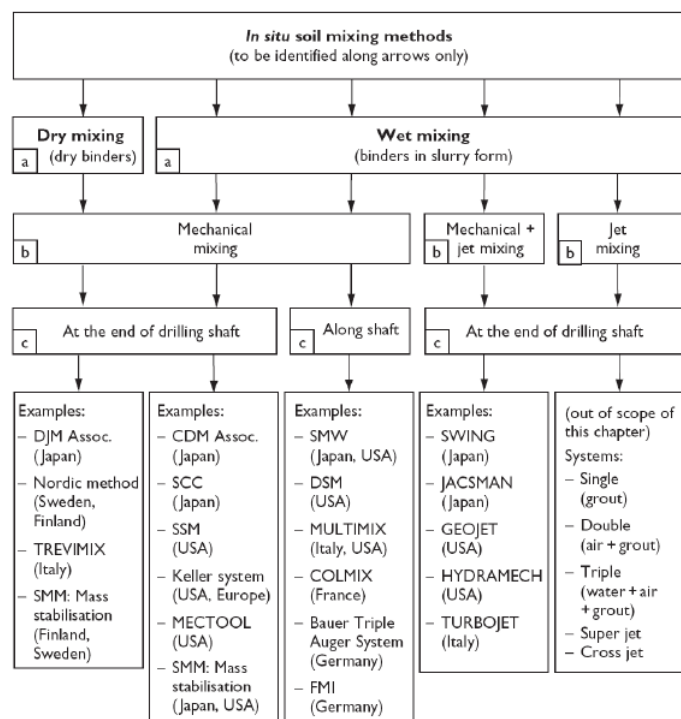


Figure I-1 : Classification des méthodes de malaxage profond (Topolnicki 2004).

1.2.2 Différents types de malaxage

De façon générale, on distingue trois types de malaxage à savoir : le malaxage mécanique, le malaxage hydraulique et le malaxage hydromécanique.

Le malaxage mécanique consiste à mélanger le sol en place avec le liant en utilisant une tige munie de pâles soit le long de la tige soit en tête de celui-ci. L'utilisation de ce type d'outil a pour conséquence la localisation du malaxage suivant la hauteur. C'est-à-dire que les couches de sol ne sont pas mélangées entre elles, ce qui provoque une variation de propriété suivant la hauteur. D'après Cuira et al (2013), en "soil-mixing", une zone de transition au niveau du changement de type de sol est souvent rencontrée (Cuira et al. 2013). Pour le malaxage mécanique, il existe une autre différenciation liée à l'état du liant lors du malaxage. On retrouve le malaxage par voie sèche où le liant est injecté en poudre et le malaxage par voie humide où le liant est injecté sous forme de coulis soit livré par une centrale (BPE), soit préparé directement sur le chantier. Une certaine quantité de bentonite est parfois utilisée pour la voie humide afin de donner une certaine stabilité au coulis (pour éviter le ressuage). Au Japon en 1970 et en Italie en 1980, le dry Jet Mixing et le TREVIMIX sont apparues. Ces techniques consistent à faire pénétrer un arbre de mélange jusqu'à la profondeur désirée et à le ressortir en injectant le liant sous forme de poudre avec de l'air comprimé (Massarsch et Topolnicki

2005). Pour ces techniques il faut s'assurer que le sol en place possède une teneur en eau de 20% au moins afin d'assurer l'hydratation du ciment (Sheng-Hua et al. 2012). Aux Etats-Unis, un outil de mélange rotatif à axe horizontal situé à l'extrémité du bras mécanique de l'engin est utilisé par l'entreprise Hayward Baker (outil d'origine Finlandaise commercialisé par la société ALLU et utilisé par la société Hayward Baker aux USA) (Figure I-2-b) permettant ainsi la réalisation d'éléments massifs (Helson 2017). La méthode de « tranchée de sol mixé » réalisée par voie humide ou sèche est utilisée en France pour éviter un risque d'érosion des bords de digues de la Loire (Le Kouby et al. 2016). L'utilisation des techniques de malaxage par voie sèche, bien que très attractive, présente beaucoup d'hétérogénéité du mélange final (Kitazume et Terashi 2013a). La voie sèche améliorée est une amélioration de la technique de mélange par voie sèche qui inclut une buse permettant l'injection d'eau et permet son utilisation pour des sols ayant une teneur en eau inférieure à 20% (Gunther et al. 2004). Le malaxage mécanique par voie humide est beaucoup plus utilisé que la voie sèche à cause de ses nombreux avantages et la plus importante quantité de procédés développée par les entreprises.

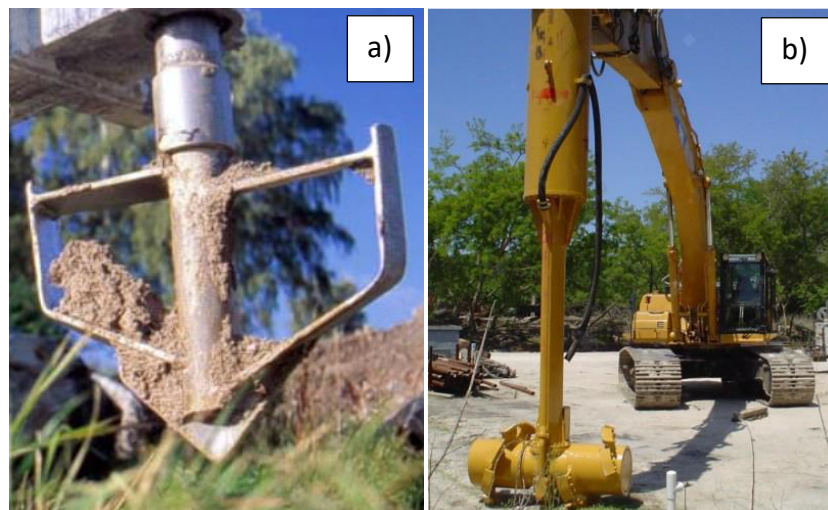


Figure I-2 : a) Outil de malaxage utilisé dans les pays scandinaves (Larson 2005), et b) outil pour la stabilisation de masse utilisé par Hayward Baker (Eurosoilstab 2002).

En effet le malaxage par voie humide permet d'avoir une pré-hydratation du ciment grâce au coulis, facilite un malaxage plus long (Buddhima et al. 2015) et assure donc une meilleure homogénéité au mélange. Il permet également de malaxer tout type de sol en place et en particulier les sols ayant une forte cohésion et une faible teneur en eau à savoir : les argiles,

les limons et les sables fins. De nombreuses entreprises ont développé leurs propres techniques (**Figure I-3**, **Figure I-4**) afin de faire face aux différents besoins et aux différentes contraintes rencontrés lors de l'amélioration de sol en place.



Figure I-3 : Soil Mixing par voie humide avec malaxage localisé a) (*Yamasaki et al. 2015*) et le Cut Soil Mixing (CSM) b).

Pour la plupart de ces techniques le coulis est injecté directement soit pendant la descente soit pendant la remonté, soit aux deux moments à travers un orifice situé à l'extrémité de l'outil (*Massarsch et Topolnicki 2005*). En Allemagne, le Cutter Soil Mixing (CSM) (développé conjointement par l'entreprise Bauer et l'entreprise Soletanche-Bachy) est apparue depuis environ quinze ans(*Gerressen et Vohs 2012*) et devient l'une des techniques les plus performantes pour les sols les plus argileux en termes de malaxage. Comme le montre la **Figure I-3b**, l'outil de ce procédé dispose de deux tambours rotatifs équipés de pics fixées en tête de tiges ou de câbles permettant d'atteindre 60m de profondeur. En France, l'entreprise Soletanche-Bachy innove avec l'apparition du springsol[®], du Colmix et du Trenchmix[®] (**Figure I-4**). Le springsol[®] ayant la spécificité de permettre le renforcement par inclusions semi-rigide grâce à sa faible empreinte au sol (*S. Melentijevic et J.L. Arcos 2013*) ; Le Colmix permettant d'éviter le malaxage localisé en tête de l'outil grâce à la déstructuration du sol avant injection du coulis (colonnes de diamètre entre 0,47 et 1m) (*Terzaghi et al. 2002*); et le Trenchmix[®], développé en France, permettant de réaliser des barrières étanches en mélangeant le sol en place sur toute sa profondeur et garantissant une parfaite continuité (*Buddhima et al. 2015*).

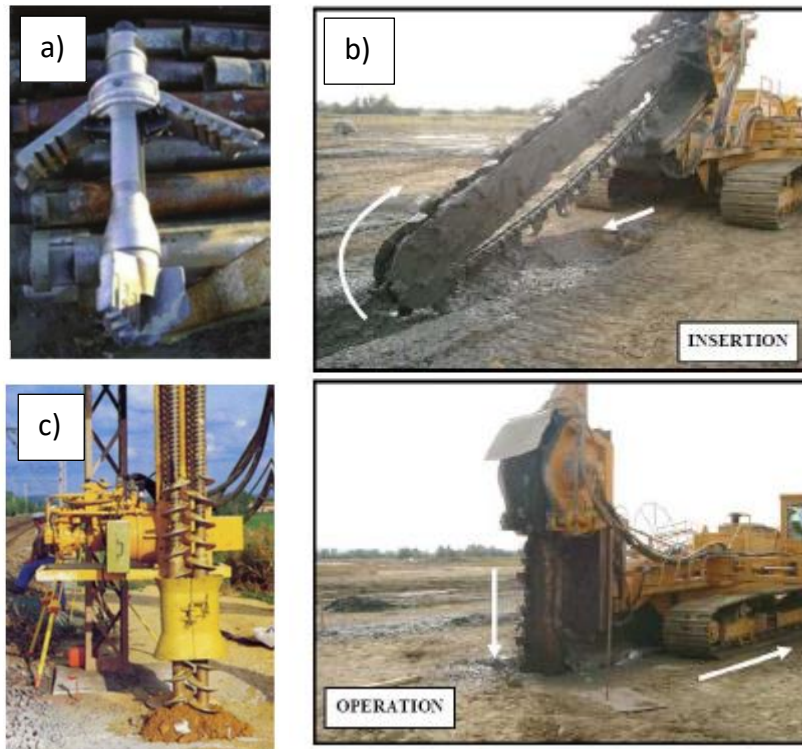


Figure I-4 : Procédés développés par Soletanche-Bachy : a) Springsol, b) Trenchmix et c) Colmix (Guimond-Barrett 2013).

Le malaxage hydraulique, encore appelé jet-grouting utilise un jet de fluide (coulis, air, eau) à haute énergie cinétique pour déstructurer le sol et le mélanger. La colonne est alors réalisée en érodant le sol et en le mélangeant au coulis grâce à la remontée progressive et rotative du train de tige avec une pression d'injection variant entre 300 et 500 bars. Avec cette technique, le diamètre des colonnes réalisées varie en fonction de la hauteur et de la nature et compacité des sols en place contrairement aux procédés de malaxage mécaniques pour lesquels les colonnes héritent du diamètre de l'outil de malaxage utilisé. Cette variation de diamètre est difficile à prévoir car elle dépend de l'énergie de l'injection et de la résistance du sol (Wang, Shen, et Yang 2012). Le gros avantage de cette technique réside dans sa faible empreinte au sol, permettant ainsi son utilisation dans les zones d'accès restreint et difficile.

La **Figure I-5** présente une technique de malaxage hydromécanique combinant un malaxage à l'aide de pales avec un jet croisé de coulis. Développé au Japon, cette technique permet entre autres à part la qualité du malaxage qui en résulte, de faire varier délibérément le diamètre des colonnes en fonction de la hauteur (Terashi et Kitazume 2015), ceci en faisant varier sur la hauteur la haute pression augmentant le diamètre (Jusqu'à 2,3m) et la basse pression, diminuant le diamètre des colonnes réalisés (1 à 1,3m). L'arbre de malaxage est

introduit dans le sol en tournant à 20 tours par minute et pénètre généralement grâce à son poids propre (Kitazume et Terashi 2013a). Il existe aussi le Cutter Turbo Jet (CT jet) de l'entreprise Trevi en Italie qui allie le cisaillement de roues de mélange à un jet à très haute pression permettant ainsi des éléments de 2,5 à 3m de longueur sur des profondeurs allant jusqu'à 76m (Bruce et Sills 2009).



Figure I-5 : Malaxage hybride, JACSMAN (Terashi et Kitazume 2015)

1.2.3 Applications, avantages et inconvénients

A l'origine, le soil-mixing a été développé pour le traitement des sols afin de réduire les tassements et améliorer la stabilité des sols compressibles (Abdo et Serfass 2009). De nos jours, elle est utilisée pour la réalisation de murs de soutènement (Hannink, Huybrechts, et Denies 2015), d'écrans d'étanchéité, de fondations (M. Topolnicki et G. Softys 2012), de reprises en sous-œuvre (S. Melentijevic et J.L. Arcos 2013), et pour le confinement de sols pollués (Brûle 2014).

Très récemment le Deep Soil Mixing a été utilisé à Shangai en Chine pour la réalisation de mur de puit de fondation sur le projet du métro de Nanjing (Gu 2020). Le choix d'utilisation du Soil Mixing pour ce type de fondation est lié à sa faible perméabilité, ses avantages environnementaux et également, son temps d'exécution plus court par rapport aux méthodes traditionnelles lorsqu'il est associé à des profilés métalliques.

Les méthodes de Deep Soil Mixing (DSM) sont attractives par rapport aux méthodes traditionnelles car elles sont économiques, présentent peu d'impact sur l'environnement, et

polyvalentes (Helson 2017). Les avantages et les limites actuelles de la méthode Deep Soil Mixing sont synthétisés dans le **Tableau I-1**.

Tableau I-1 : Avantages et limites du Deep Soil Mixing (Buddhima et al. 2015)(Helson 2017)

Avantages	Limites
Grande productivité généralement possible, donc économique pour les projets de grande envergure	Limitations en termes de profondeur (dépend de la méthode)
Utilisable quel que soit le type de sol	Non utilisable pour les sols rocheux, trop dense et meubles
Espacement et configuration des colonnes très variable, adaptable selon le besoin	Peu ou pas de possibilité d'installer des colonnes inclinées (dépend de l'équipement)
Les propriétés des sols traités peuvent être ajustées lors de la conception	Uniformité et qualité des éléments peuvent varier considérablement dans certaines conditions
Pas de vibration, faible nuisance sonore	Une dégradation au gel/dégel peut se produire
Très faible quantité de spoils (méthode par voie sèche)	Production importante de spoils (méthode par voie humide)
Peut être utilisé sur terre, en bord de mer et pour des projets marins	Le poids des équipements peut s'avérer problématique pour les sols meubles (selon la méthode)
La qualité du traitement est vérifiable pendant la construction	Capacité limitée pour traiter une couche isolée en profondeur

I.3 Le béton de sol : Influence des paramètres de conception

Dans cette étude, nous appelons béton de sol le matériau résultant de la réalisation du Deep Soil Mixing sur un chantier de construction. Cette appellation relève de l'approche béton que nous choisissons d'utiliser dans cette étude pour désigner le « Soil Mixing » qui est le nom utilisé pour désigner le matériau résultant de l'exécution du Deep Soil Mixing ou encore lorsqu'on veut désigner un mélange sol-ciment réalisé en laboratoire.

Le béton de sol est un mélange de sol, de ciment et d'eau qui peut être réalisé directement in-situ ou en laboratoire à l'image d'un béton ordinaire. La différence entre un béton de sol et un béton ordinaire se situe essentiellement au niveau de sa composition en granulats (le sol se substitue aux granulats) et des teneurs en eau plus élevées utilisées lors de sa réalisation. Par exemple, le rapport E/C utilisé pour ce matériau varie entre 0,8 et 1,2 (Topolnicki 2004). Compte tenu de ces valeurs de teneurs en eau élevées, les caractéristiques mécaniques sont relativement faibles. Lors de la conception d'un béton de sol, l'optimisation de la teneur en

eau est alors indispensable pour allier les résistances mécaniques et la facilité d'exécution liée à l'ouvrabilité. Les propriétés mécaniques d'un béton de sol dépendent des caractéristiques du liant utilisé, du sol utilisé, mais également des condition de mélange et de cure (Terashi 1997).

1.3.1 Le sol et l'eau

Le sol remplace les graviers dans le béton de sol. Les caractéristiques du sol influent donc au moins autant que celle des granulats dans un béton ordinaire. La connaissance du sol et de sa structure granulaire est donc importante pour mieux maitriser les propriétés du matériau. Les sols sont issus de l'érosion des roches ; ce sont donc des mélanges complexes de minéraux, d'eau et d'air. Ils peuvent être pollués et comporter beaucoup de matières organiques.

1.3.1.1 Influence du type de sol

Les sols rencontrés en place lors de la réalisation du Deep Soil Mixing sont très différents en fonction de leur situation géographique et leurs proportions en débris, en matières organiques et en déchets. Ils diffèrent en fonction de leur profondeur et de leur cycle de vies. Sur un même chantier, la nature du sol, sa granulométrie et sa teneur en eau peuvent varier. D'après Porbaha (2000), la granulométrie, la teneur en eau, les limites d'Atterberg, le type d'argile présent dans le sol et sa capacité d'échange cationique, la quantité de silice et d'alumine soluble et le pH de l'eau et de la matière organique du sol sont a priori ses propriétés mesurables les plus pertinentes (Porbaha, Shibuya, et Kishida 2000).

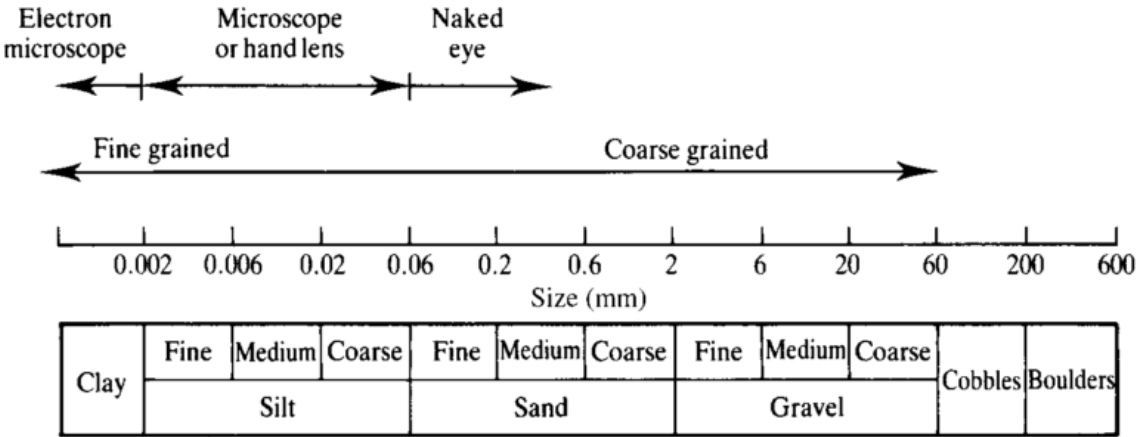


Figure I-6 : Classification granulométrique des sols (Atkinson 2007)

On propose sur la **Figure I-6**, la classification des sols selon leur granulométrie qui peut varier de 2 micromètres pour les argiles à 20 centimètres pour les blocs rocheux. La granulométrie des sols rencontrés dans les bétons de sol ne dépasse généralement pas celles des sables. Dans le cas des digues, on peut rencontrer des graves et des graviers. De façon générale, la résistance en compression des bétons de sol augmente en fonction de la granulométrie des sols (Akin 2016). La **Figure I-7** présente l'influence du type de sol selon leur granulométrie en fonction de dosage en ciment sur la résistance en compression des bétons de sol. De façon globale, on remarque que les sols sableux et graveleux induisent des résistances mécaniques plus élevées tandis que les sols argileux induisent des résistances mécaniques moins élevées. A part l'influence de la taille des grains, la structure granulaire est également très importante (Shakhmenko et Birsh 1998). Lors de l'étape de formulation des bétons ordinaires, la répartition granulométrique et le pourcentage d'éléments fins sont déterminés pour optimiser la compacité du squelette granulaire. Lorsque la courbe granulaire du mélange sol-ciment se rapproche de la courbe de Füller, la compacité du mélange est meilleure. Ces observations ont déjà été noté dans la littérature (Reiffsteck, Nguyen Pham, et Arbaut 2007). La présence de matière organique contenue dans le sol a également une influence significative et négative sur les propriétés mécaniques et physiques des bétons de sols (Timoney, McCabe, et Bell 2012).

De récentes recherches ont montré que la modification des sols très argileux par ajouts de poussière de carrière peut réduire l'argilosité du sol en diminuant sa limite de liquidité de 20% pour une substitution de 30% massique par sol sec (Gobena et Suppiah 2019). Ils ont également montré que la substitution d'une certaine proportion de sol (une substitution de 30%) par de la poussière de carrière, diminue la teneur en eau optimum du sol résultant. Cette substitution augmente également la densité sèche du sol et induit une augmentation de la résistance en compression de plus de 50% lorsque la teneur en ciment est de 6% massique par sol sec.

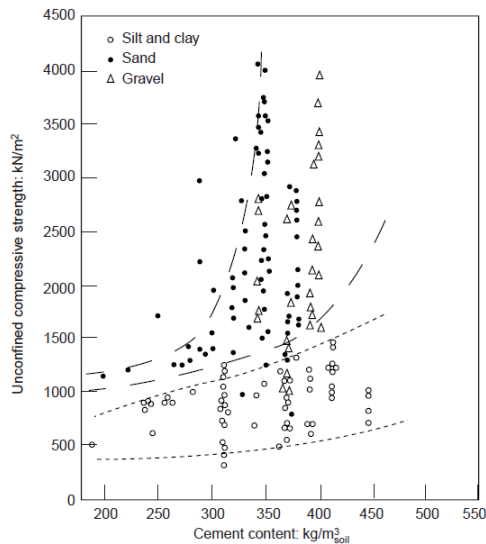


Figure I-7 : Influence du type de sol sur la résistance en compression simple en fonction du dosage en ciment selon a) (Porbaha, 2000).

1.3.1.2 L'argile et l'eau

L'argile (granulométrique) dans le sol représente la partie des particules de taille inférieure à 2 micromètres. Cette partie du sol a un comportement qui dépend du type d'argile. Cette variation de comportement est liée à leur adsorption (de l'argile) qui est proportionnelle à leur surface spécifique (**Tableau I-2**). On distingue trois différents types d'argile (minéralogique) : Les Kaolinites, les illites et les smectites. Leurs comportements vis-à-vis de l'eau (une fois hydratées) sont très différents. Les smectites, par exemple, présentent de fortes variations volumiques dues à l'augmentation de l'espace interfoliaire entre les feuillets et à la réorganisation de l'espace poral entre les particules (Montes-Hernandez 2002). Les illites et les kaolinites, quant à elles, présentent moins de variations de volume car leurs liaisons sont relativement plus fortes que celles des smectites. La capacité d'attraction de l'eau par la polarité des particules d'argile permet la formation d'une fine pellicule d'eau adsorbée et influence également les limites d'Atterberg. À l'état plastique (entre la limite de liquidité w_L et le limite de plasticité w_P), ces couches adsorbées sont confondues, ce qui lie les particules entre elles. Cependant, au-delà de la limite de liquidité (w_L), les particules d'argile glissent les unes sur les autres car leurs couches adsorbées se dissocient (Helson 2017).

Tableau I-2 : Caractéristiques des argiles les plus courantes (El Ouahabi 2013), (Wagner 2013), (Helson 2017)

Nom	Type	Ø particule [µm]	Surface spécifique [m ² g ⁻¹]	C.E.C [meq/100g]	wL [%]	wP [%]
Kaolinite	1 : 1 (TO)	0,1 - 4	10 - 30	3 - 15	30-110	25-40
Illite	2 : 1 (TOT)	0,1 - 1	100 - 175	25 - 40	60-120	35-60
Smectites	2 : 1 (TOT)	0,1	700 - 840	80 - 100	100-900	50-100

Selon le type de sol, la teneur en eau initiale peut varier car l'argile contenue dans le sol peut absorber une quantité d'eau plus ou moins importante. Une teneur en eau du sol plus élevée peut réduire la résistance en compression d'un mélange sol-ciment **Figure I-8**).

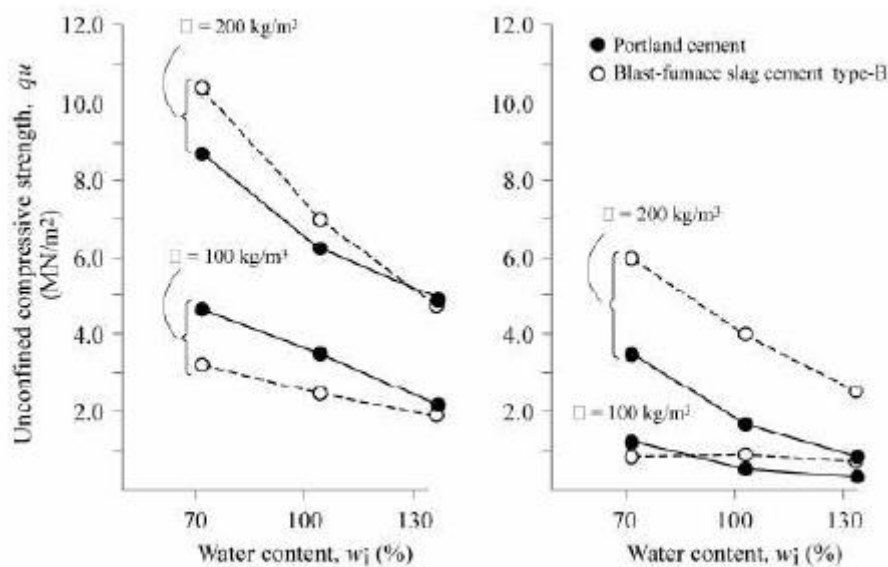


Figure I-8 : Influence de la teneur en eau initiale sur la résistance en compression a) Argile du port de Yokohama ; b) argile du port de Imari (CDIT 2002).

1.3.1.3 Le sol et l'ouvrabilité des bétons de sol

L'ouvrabilité du béton de sol est intimement liée au sol rencontré dans le matériau puisqu'il représente la part la plus importante de la composition du matériau. Lorsque le Deep Soil Mixing est réalisé sur un chantier, il n'y a ni compactage, ni vibration. Il est donc nécessaire d'obtenir, pour le matériau final, une consistance suffisamment fluide et se rapprochant de celle des bétons autoplaçants (Szymkiewicz 2011). Bien que les adjuvants, généralement utilisés pour les bétons ordinaires afin de réduire les teneurs en eau tout en gardant une ouvrabilité intéressante, ne soient pas encore utilisés, Bellato (2013) a effectué des recherches

à ce sujet. Pour optimiser la qualité du malaxage, le choix du procédé de mélange est important car l'énergie de malaxage peut être différente en fonction de chaque méthode d'exécution du DSM (Helson 2017). Lors de l'exécution des travaux, le degré de malaxage dépend alors de la vitesse de rotation et de la vitesse de descente et de remontée des outils de mélange (Kitazume et Terashi 2013a). L'objectif est de trouver le meilleur compromis entre l'ouvrabilité du mélange et les performances mécaniques recherchées, sachant que l'eau est à la fois indispensable à l'obtention d'une consistance auto-plaçante mais que lorsqu'elle est utilisée en grande quantité dans le mélange, les résistances mécaniques diminuent (Helson 2017). Il est alors important d'arriver à diminuer la valeur du rapport E/C, tout en gardant une ouvrabilité suffisante. Cet équilibre est difficile à trouver pour les sols argileux qui, à cause de leur fort pouvoir d'absorption, ont tendance à augmenter la demande en eau (Helson 2017). Cela a un impact direct sur la résistance en compression qui diminue lorsque l'indice de plasticité du sol (Le Kouby et al. 2016) ou la limite de liquidité du mélange augmente (Correia 2013).

Lorsqu'un béton de sol est réalisé en laboratoire, il est souvent réalisé dans des conditions optimales de malaxage. Ce type de béton n'est alors pas reproductible in-situ car les énergies de malaxage diffèrent beaucoup. Autrement dit, les formulations testées en utilisant un faible rapport E/C et des conditions de malaxage idéales sont adaptées à la confection d'éprouvettes de petite taille en laboratoire, mais peuvent ne pas être applicables *in situ* (Pagán-Ortiz 2013).

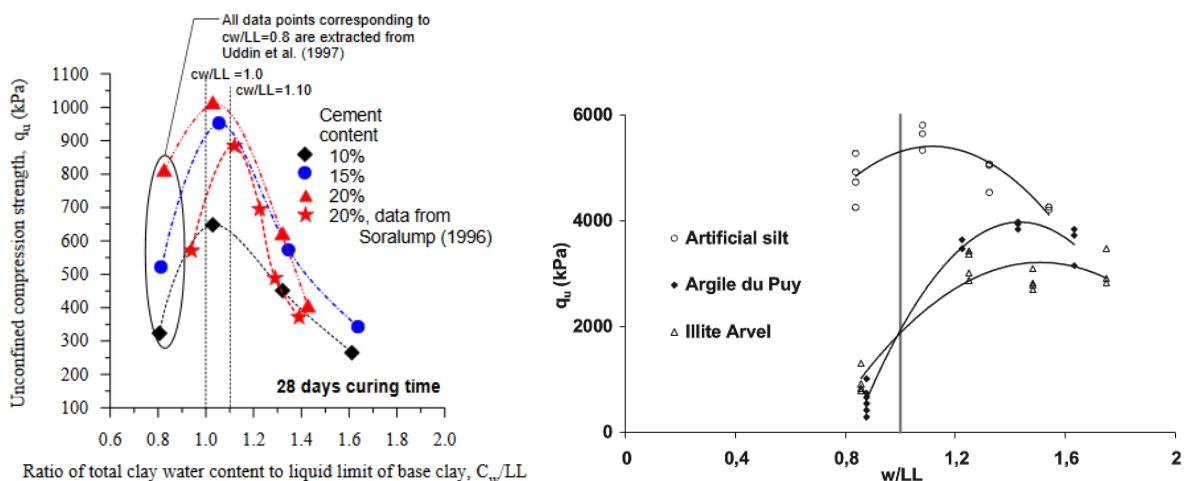


Figure I-9 : Détermination de la teneur en eau optimale en termes de résistance : a) argile de Bangkok (Bergado et Lorenzo), b) différents types de sols (Szymkiewicz et al. 2013)

En Deep Soil Mixing, il existe une teneur en eau pour laquelle la résistance en compression mesurée est optimale pour les sols contenant de l'argile (1 à 1,1 fois la limite de liquidité) (**Figure I-9**). La connaissance de cette teneur en eau permet parfois d'économiser jusqu'à 40 % de ciment (**Bergado et Lorenzo 2005**). La plupart du temps, la teneur en eau est fixée par rapport à la nature du sol et par rapport à la teneur en ciment. Lorsque les mélanges sont réalisés pour une teneur en eau correspondant à la limite de liquidité (wL), la quantité d'eau totale (m_{eau}) correspond à wL multiplié par la masse de sol sec et de ciment (Le Kouby et al. 2016).

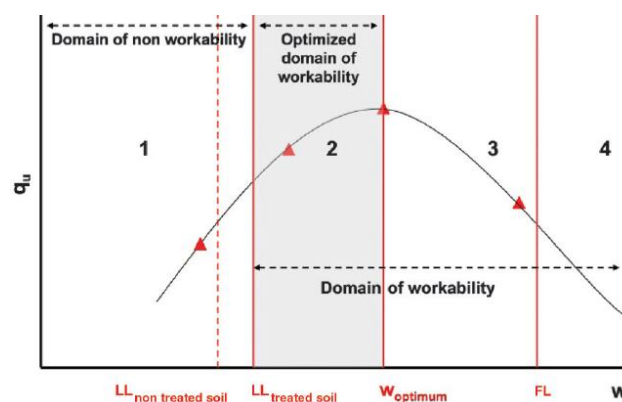


Figure I-10 : Représentation du domaine d'ouvrabilité (Szymkiewicz et al. 2013).

Szymkiewicz et al. (2013) a proposé pour les bétons de sol un domaine d'ouvrabilité compris entre la limite de liquidité et celle de floculation (q_u est la résistance en compression ultime) (**Figure I-10**). L'expérience montre que ce domaine est moins important dans le cas des sols pulvérulents et tend à augmenter plus quand le sol devient cohésif. L'influence de l'argilosité du sol sur l'ouvrabilité des bétons de sol a été étudiée par Helson (2017). En utilisant de la kaolinite et du sable de Fontainebleau pour confectionner des sols synthétiques en laboratoire, il a montré que pour maintenir une ouvrabilité désirée, il faut augmenter la teneur en eau totale du mélange lorsque la proportion d'argile dans le sol augmente (**Helson et al. 2017**). Il a également démontré que pour obtenir une consistance autoplaçante mesurable à l'aide d'un mini cône à 33 cm d'étalement, lorsqu'on a un sol avec 50% d'argile (kaolinite), il faut une teneur en eau de 74% avec un rapport E/C de 3,33 lorsque la teneur en ciment est de 28% massique de sol (**Helson 2017**). Cela implique que pour une argile plus fine que la Kaolinite, cette teneur en eau et ce rapport E/C seraient beaucoup plus élevés pour atteindre

la même ouvrabilité. Il a également proposé sur la **Figure I-11** une relation entre la quantité d'argile du sol et d'eau totale dans 1 m³ de béton de sol pour garder cette ouvrabilité (consistance autoplaçante).

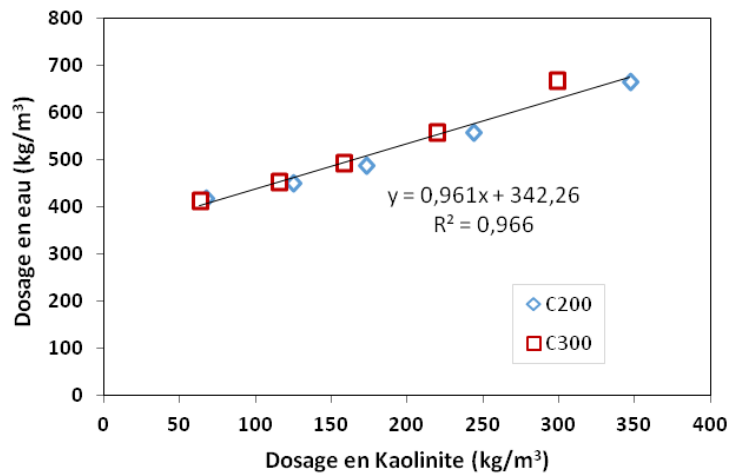


Figure I-11 : Relation entre la quantité d'argile et d'eau totale pour 1 m³ de béton de sol (Helson 2017)

1.3.1.4 Influence de l'argilosité du sol sur les propriétés physicomécaniques

Lors de la réalisation des bétons de sol, l'argile peut être en compétition avec le ciment à cause du besoin en eau du ciment pour une hydratation complète et celui de l'argile à cause de son adsorption selon le type d'argile. La proportion de fines (<2µm) et le type d'argile influent donc beaucoup sur les propriétés du matériau. Helson (2017) a réalisé une étude complète sur l'influence de l'argilosité des bétons de sol sur les propriétés mécaniques de ces bétons. C'est la seule étude paramétrique faisant varier la proportion d'argile dans le mélange. Cependant, l'étude est réalisée avec du sol synthétique confectionné en laboratoire en mélangeant du sable de Fontainebleau à de la kaolinite suivant différentes proportions, à savoir : 5, 10, 15, 25 et 50 % volumique de la kaolinite dans le mélange.

Les propriétés physiques telles que le retrait de séchage, la masse volumique, la porosité à l'eau sous vide, la conductivité hydraulique sont alors très influencées par l'argilosité du sol utilisé pour la réalisation des bétons de sol.

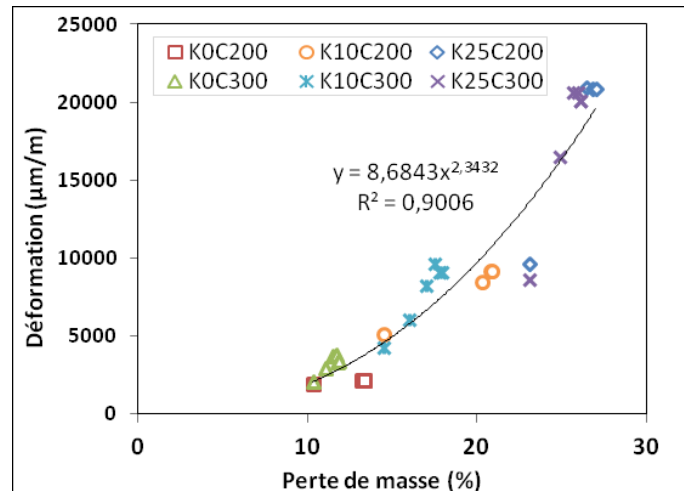


Figure I-12 Relation entre le retrait et la perte de masse (Helson 2017)

Sur la **Figure I-12**, les formulations ayant une proportion plus élevée d'argile dans leur sol présentent de fortes déformations associées à des pertes de masse élevées lorsqu'elles sont soumises à un séchage à 20 °C et à une hygrométrie de 50 %. L'écriture K25C200 signifie un sol de 25 % volumique de kaolinite + 75 % de sable de Fontainebleau traité avec un dosage de 200 kg/m³ du ciment par m³ du béton de sol. La masse volumique des bétons de sol quant à elle diminue avec une argilosité plus importante (Helson 2017). En effet, pour maintenir une ouvrabilité constante, l'augmentation de la proportion d'argile induit une augmentation de la quantité d'eau dans 1 m³ de béton de sol ce qui réduit considérablement la masse volumique du mélange.

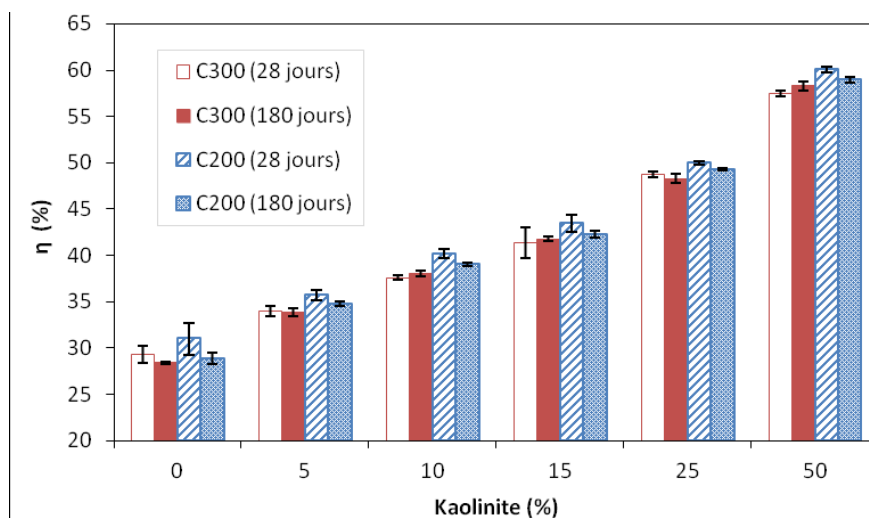


Figure I-13 : Porosité accessible à l'eau pour l'ensemble des formulations (28 et 180 jours) (Helson 2017).

Sur la **Figure I-13**, on observe une augmentation de la porosité avec l'augmentation de l'argilosité du sol. Cette augmentation de la porosité est liée à l'augmentation de la teneur en eau totale nécessaire pour garder une ouvrabilité constante lors de l'augmentation de la proportion d'argile.

Les propriétés mécaniques varient également en fonction de la proportion d'argile présente dans le sol. D'après Helson (2017), le module d'élasticité diminue de façon non linéaire en fonction de la proportion volumique d'argile présente dans le sol (**Figure I-14**). La résistance en compression quant à elle présente un optimum lorsqu'elle est présentée en fonction de la teneur en Kaolinite. Cela implique qu'une certaine proportion d'argile dans le béton de sol peut améliorer la compacité du mélange notamment dans le cas du sable de fontainebleau avec une granulométrie très serrée et homogène.

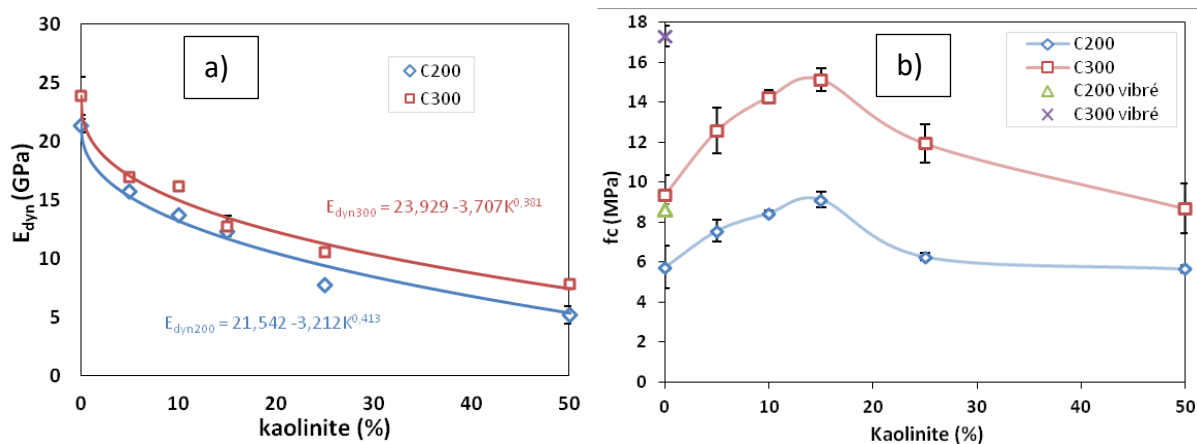


Figure I-14 : Influence de l'argilosité sur les propriétés mécaniques des bétons de sol : a) évolution du module d'élasticité dynamique en fonction de la teneur en argile du sol ; b) évolution de la résistance en compression en fonction de la teneur en argile du sol ; après 180 jours de cure endogène) (Helson 2017).

1.3.2 Le liant

Il existe plusieurs types de liants utilisés dans l'industrie pour la réalisation du Deep Soil Mixing. Il s'agit d'une part des différents types de ciment (CEM I, II, III, IV, V), de la chaux ou du mélange des deux lorsque cela est nécessaire. La chaux est le plus souvent utilisée pour résoudre des problèmes liés à une teneur élevée en matières organiques. L'intérêt de notre étude se porte surtout sur le ciment. Cependant, l'influence de divers agents de cimentation existant dans l'industrie sur le matériau varie en fonction du type de sol rencontré et de la quantité du liant utilisé (Porbaha, Shibuya, et Kishida 2000).

I.3.2.1 Le ciment

Nous nous concentrons ici sur les différents ciments et leur rôle dans les bétons de sol. D'après Kitazume et Terashi (2013), il faut utiliser un dosage en ciment supérieur à 50 kg/m^3 de sol en place ou une teneur massique supérieure à 5 % pour améliorer les résistances mécaniques d'un sol (Kitazume et Terashi 2013a). Ensuite, l'influence de l'augmentation du dosage en ciment peut être linéaire ou exponentielle. Compte tenu des différentes natures de sol rencontrées suivant la profondeur (Cuira et al. 2013) dans un projet de DSM, le dosage en ciment est souvent optimisé et peut donc varier jusqu'à 6 fois pour une même colonne (Sasa, Kurumada, et Watanabe 2015).

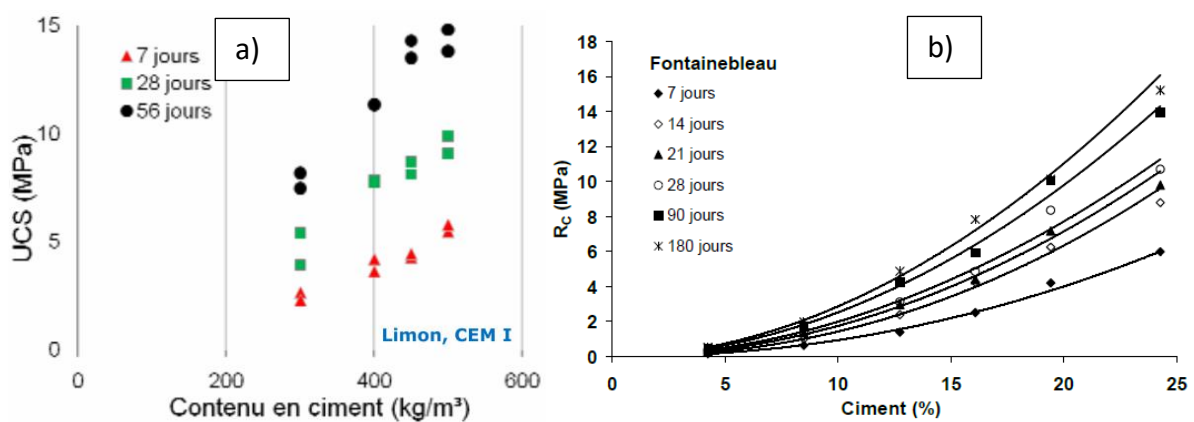


Figure I-15 : Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression : a) limon (Denies 2011), b) sable de Fontainebleau (Szymkiewicz 2011).

En fondations spéciales, le dosage en ciment est souvent exprimé en kg/m^3 apparent de sol sec alors que dans les études de béton le dosage en ciment est exprimé en kg/m^3 de béton frais. Le passage d'une expression à l'autre peut s'avérer complexe car il est difficile de connaître la densité du sol en place et la quantité de ciment dans un mètre cube de béton de sol frais. La quantité réelle de ciment est sujette à des incertitudes liées aux pertes de sol environnant et à une imprécision des systèmes de mesure (débitmètre), ou à une distribution inégale du liant (Lapointe et Famania 2015).

Il existe cependant quelques méthodes permettant d'estimer la teneur en ciment du mélange. A l'état frais, la méthode la plus adaptée consiste à mesurer l'élévation de température liée à l'hydratation du ciment. On se base alors sur une relation linéaire entre cette élévation de température et la teneur en ciment. A l'état durci, c'est la mesure de la proportion de CaO ou

de SiO_2 (lixiviation) qui est utilisée (Helson 2017). Ces méthodes de mesure permettent donc de garantir la qualité des bétons sur les ouvrages réalisés.

Sur la **Figure I-16**, l'influence du type de ciment (ciment Portland et ciment au Laitier) est présentée par Kawasaki qui a mélangé différents ciments à deux types de sol : un sol de Kanagawa de la baie de Tokyo et un sol de Saga provenant de l'île Kyushu. On remarque alors que lorsque la nature du sol varie, l'influence du type de ciment n'est pas la même, surtout avec les ciments aux laitiers. Cette remarque est justifiée par des réactions chimiques complexes du processus d'hydratation du ciment au laitier.

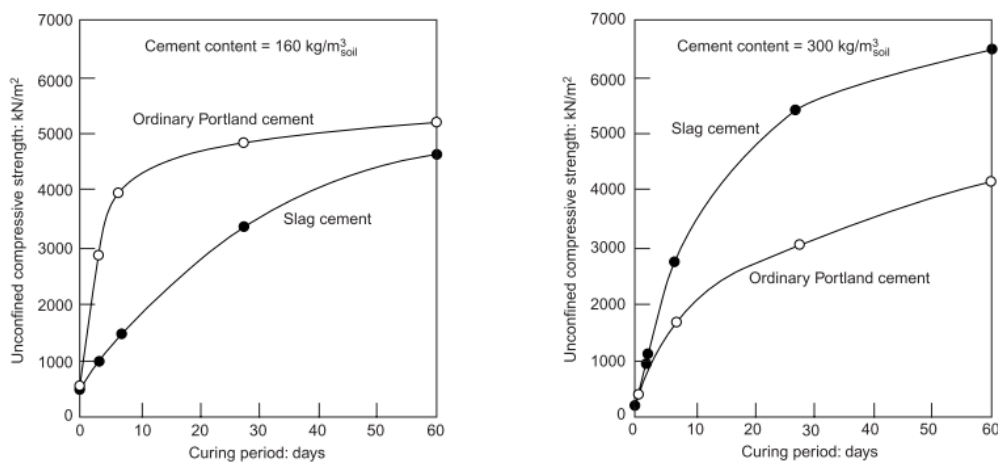


Figure I-16 : Effet du type de ciment sur la résistance d'un béton de sol (Kawasaki cité dans *Porbaha et al. 2000*)

I.3.2.2 L'hydratation du ciment et autres phénomènes d'hydratation

Dans les bétons de sol, les phénomènes d'hydratation observés ne sont pas uniquement ceux du ciment. Il peut exister des réactions chimiques entre l'argile et l'eau, dans le cas des sols argileux. Les interactions entre l'argile et l'eau et entre l'argile et le ciment peuvent induire une variation des propriétés mécaniques des bétons de sol.

En effet, la solution interstitielle du béton est une solution basique saturée en hydroxyde de calcium et contenant des ions alcalins (Na^+ et K^+) ce qui lui confère un pH élevé (12,5). Les argiles, au contact de cette solution, piègent les cations Ca_2^+ et les anions OH^- en solution. Les ions Ca_2^+ et OH^- en s'adsorbant sur la surface des plaquettes crantent la charge de surface de celle-ci (Helson 2017). Cela provoque une agglomération au sein du minéral argileux. La modification du champ électrostatique en surface des particules d'argile diminue l'extension de la double couche formée d'eau libre et liée autour du minéral argileux conduisant à une

diminution du volume apparent des particules d'argile (Konan 2006). De plus, il se forme des ponts de calcium entre les particules d'argile. Les floccs ainsi formés sont sensibles au lavage. Les argiles peuvent alors libérer des ions silicium et aluminium lorsqu'elles sont attaquées par l'eau. Cela conduit à la mise en solution d'anions $\text{Al}(\text{OH})_4^-$ et $\text{H}_2\text{SiO}_4^{2-}$ qui crée de la germination et la précipitation d'hydrates silico et alumino-calcique (CSH et CAH par exemple). Cette réaction induite, connue sous le nom de réaction pouzzolanique (Porbaha, Shibuya, et Kishida 2000), s'additionne aux réactions de base du ciment utilisé. La présence d'argile dans le béton de sol pourrait donc faire augmenter la résistance en compression par la création de CSH supplémentaire et par la fermeture de certains pores. Par exemple, Kamruzzaman et al. (2006) montrent qu'une fois mélangée avec un ciment Portland, la kaolinite n'apparaît plus sur les analyses DRX après 28 jours de cure, ce qui suggère selon cet auteur que la kaolinite est rapidement épuisée par la réaction pouzzolanique. D'autres chercheurs pensent que seules la smectite et la montmorillonite présentent des réactions pouzzolaniques (Alves de Adzeredo 2005), et que la kaolinite n'intervient pas ou alors très peu dans le processus d'hydratation (Bell 1993). Cependant, l'argile accélère le temps de prise par création de sites de nucléation (Konan 2006).

Le processus normal d'hydratation du ciment est présenté dans la **Figure I-17**. Elle se décompose en quatre phases successives (floculation, formation des produits d'hydratation et réactions pouzzolaniques) et conduit à la formation de CSH et de CH.

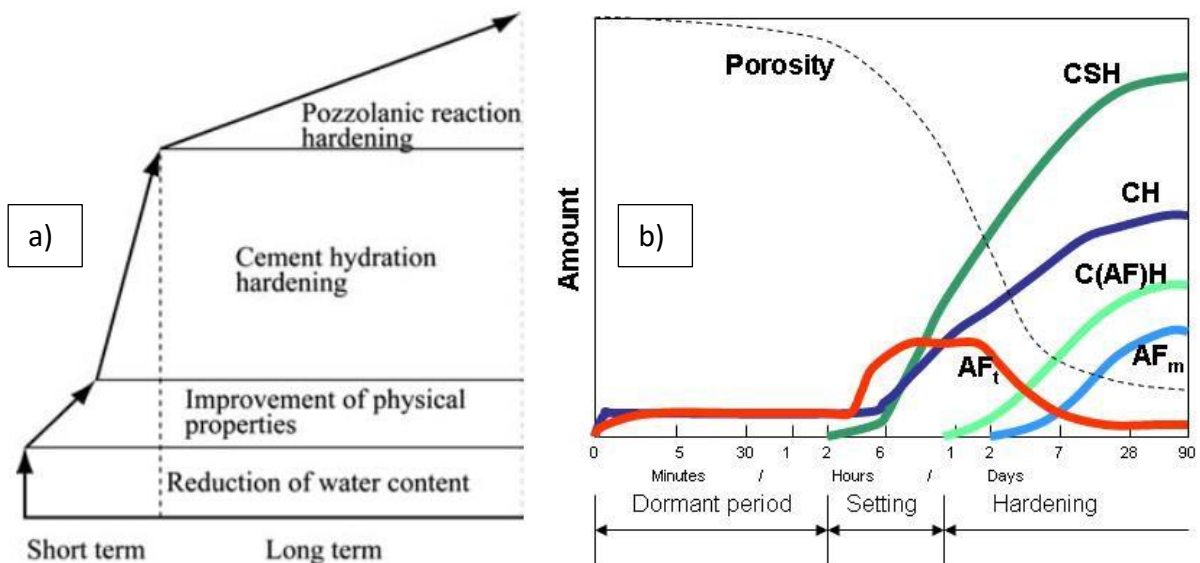


Figure I-17 : Processus d'hydratation du ciment Portland : a) mécanismes (Kitazume et Terashi 2013), b) produits d'hydratation (the concrete Portal)

Pour les ciments aux laitiers (CEM III/C), la quantité de CSH formée est prépondérante, celle d'ettringite assez faible et toute la Portlandite est consommée par la formation des CSH (Lothenbach, Scrivener, et Hooton 2011). Les hydrates formés sont les mêmes que pour le clinker (Figure I-18). Cependant, la couche d'hydrate autour des grains de ciment anhydres s'épaissit plus lentement, et illustre la différence de processus d'attaque entre le laitier et le clinker à l'origine d'un développement initialement plus lent des résistances mécaniques (Van Rompaey 2006).

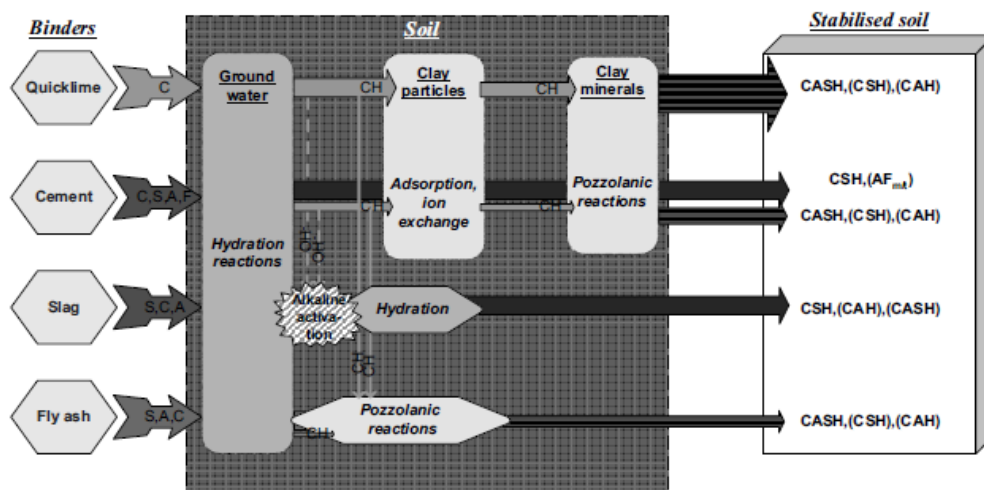


Figure I-18 : Synthèse du processus d'hydratation pour différents types de liant (Åhnberg, Lunds tekniska högskola, et Institutionen för byggnadsteknik 2006)

Récemment une étude sur l'influence de la substitution d'une partie du ciment par des cendres volantes a également démontré que l'augmentation de la teneur en cendres volante permet d'augmenter la résistance en compression du béton de sol (Egorova et al. 2017).

I.4 Le béton de sol : Réalisation in-situ

Dans la partie précédente, nous avons présenté les différents paramètres de conception influant sur les caractéristiques des bétons de sol de façon générale. Dans cette partie, nous présentons les effets liés à la réalisation in-situ du béton de sol. Les éléments permettant la conception d'un béton de sol réalisé sur chantier sont brièvement présentés. Ensuite les méthodes de contrôles des propriétés des bétons de sol réalisés in-situ sont présentés. Quelques conséquences liées aux outils de malaxage utilisés sont présentées de façon globale.

1.4.1 Paramètres de conception

La formulation des bétons de sol réalisés in-situ est un peu différente de celle réalisée en laboratoire car les propriétés des éléments constituant le mélange ne sont pas homogènes ; et même quand elles le sont, les conditions d'exécution influent beaucoup. La formulation des bétons de sol in-situ dépend du critère prioritaire de son application (Guimond-Barrett 2013). Par exemple lorsque le béton de sol est utilisé pour réduire ou améliorer le tassement d'un sol, c'est la déformabilité du béton et par conséquent le module élastique statique qui est un paramètre important à prendre en compte. La formulation est alors réalisée en priorisant les éléments permettant d'améliorer le plus possible ce module tout en maintenant un critère minimal pour les autres paramètres. Dans le cas d'une stabilisation de sol ayant un risque de rupture important, c'est la résistance en compression qui est prise en compte. Dans le cas d'un projet de réalisation de paroi étanche, c'est la perméabilité qui est essentielle (AFNOR 2005). Les divers éléments entrant dans la réalisation du béton de sol tels que le dosage en ciment, la teneur en eau totale, le rapport E/C total, l'ajout ou non de chaux, sont choisis pour satisfaire les critères requis.

1.4.2 Détermination des propriétés physiques et mécaniques

Lorsqu'on réalise un béton de sol in-situ, il est important et obligatoire selon la norme EN 14679, voire primordial de contrôler la qualité du matériau obtenu. D'après Larson (2005), la maîtrise des paramètres d'exécution via les enregistrements de données d'injection de coulis de ciment, d'eau, ainsi que des données de malaxage permettent également de contrôler et surtout de suivre la qualité pendant et après l'exécution. Cependant il est indispensable de confirmer la qualité du béton de sol par des essais sur prélèvement réalisés en laboratoire et même des essais in-situ. Certains essais se font suivant des normes existantes et d'autres suivant des recommandations. Ces essais sont réalisés sur les échantillons carottés, ou sur des échantillons de béton de sol frais. Les essais réalisés en laboratoire sont réalisés avant le début de l'exécution et permettent d'estimer les caractéristiques prévisionnelles. Ils sont moins coûteux et grâce à des coefficients de sécurité permettent de prévoir les résultats lors de l'exécution. Quelques normes et recommandations existent et permettent de réaliser la plupart des essais (AFNOR 2005, EuroSoilStab 2002, Kitazume et al. 2009). De façon générale, pendant l'exécution, du béton de sol frais est prélevé pour réaliser des essais de caractérisation mécanique. Ensuite, à différentes dates de maturité du béton de sol, des

carottages sont effectués afin de vérifier les propriétés obtenues par rapport aux valeurs prévisionnelles. Selon les cas, des essais in-situ sont également réalisés. La majorité des essais in-situ sont des essais géotechniques utilisés dans divers pays.

1.4.3 Variabilité des propriétés

Compte tenu de l'hétérogénéité des mélanges réalisés in-situ, beaucoup de variations sont obtenues dans les résultats. Larson (2005) propose un récapitulatif présentant les coefficients de variation des résultats suivants des références étudiant les bétons de sol réalisés in-situ aux moyens de différentes techniques (**Figure I-19**).

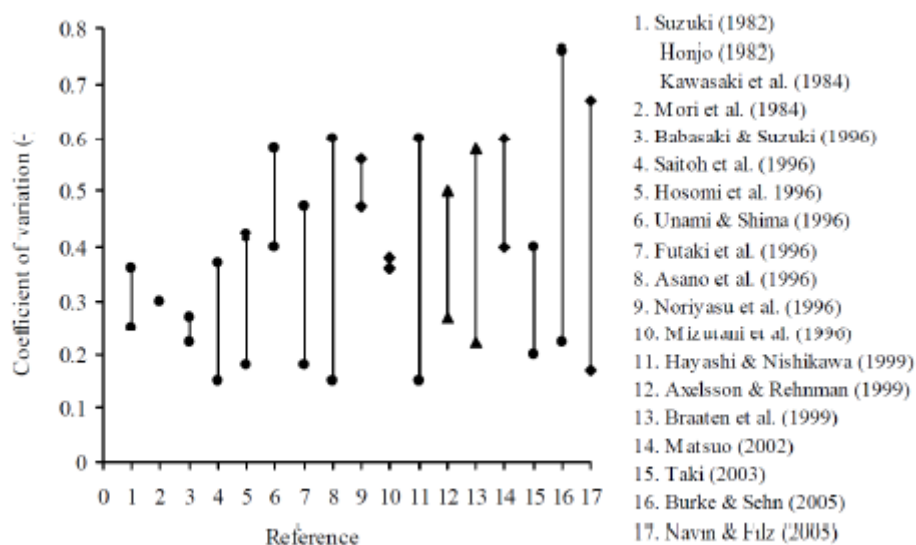


Figure I-19 : Coefficient de variation des résistances en compression dans divers projets d'exécution du Deep Soil Mixing (Larson 2005).

Cette grande variabilité est liée à plusieurs facteurs à savoir : l'énergie de malaxage, le type de sol, le type d'outils de malaxage et la teneur en eau du sol. Le temps de malaxage qui est fortement lié à l'énergie de malaxage a un impact important sur la résistance en compression du matériau. Nakamura et al (1982) ont montré que la résistance en compression augmentait avec l'augmentation du temps de malaxage (Figure I-20). L'énergie de malaxage dépend également de l'équipement utilisé et du type de sol en place (Kitazume 2005).

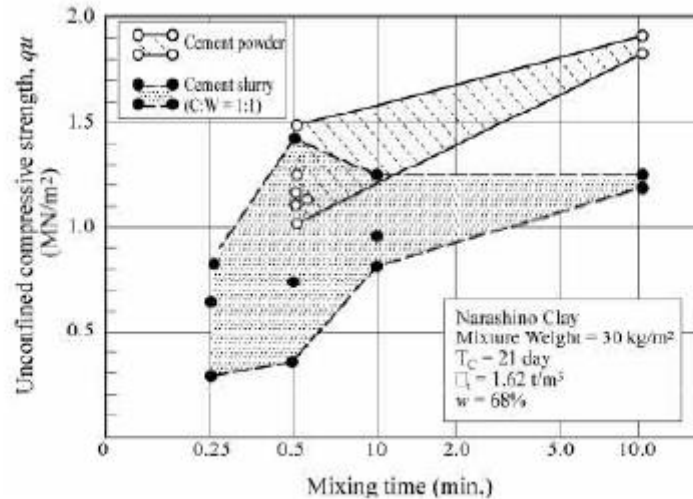


Figure I-20 : Variation de la résistance en compression en fonction du temps de malaxage (Nakamura et al (1982)).

En étudiant la variabilité de la résistance en compression suivant la profondeur, Guimond-Barrett (2013) montre que la résistance en compression peut varier énormément en fonction de la profondeur lors de son étude réalisée sur des bétons de sol fabriqués avec la technique de jet-grouting. Cette variation en fonction de la profondeur est liée à la variation du type de sol. En effet l'amélioration de la résistance observée sur la **Figure I-21** provient du passage d'un sol plus argileux à un sol moins argileux lors de l'exécution du Deep Soil Mixing sur ce chantier.

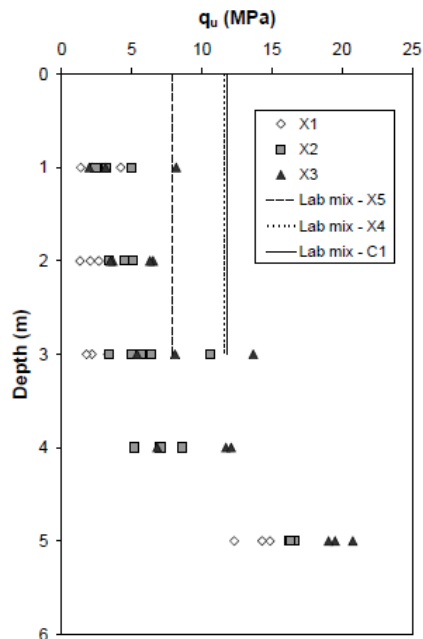


Figure I-21 : Variation de la résistance en compression après 180 jours en fonction de la profondeur de carottage des échantillons (Guimond-Barrett 2013).

I.5 Différences entre les bétons de sol réalisés en laboratoire et les bétons de sol réalisés in-situ

Avec les diverses difficultés rencontrées lors de la réalisation d'un béton de sol sur chantier, on observe généralement des différences de propriétés entre les formulations en laboratoire et les formulations in-situ. Parmi ces raisons, nous pouvons énumérer la présence d'inclusions de sol, la différence des conditions de cure, la maîtrise totale des paramètres de formulation en laboratoire par rapport au chantier.

I.5.1 Les inclusions de sol et de divers matériaux dans le béton de sol

Lorsque le Deep Soil Mixing est réalisé in-situ, la difficulté de malaxage peut créer des inclusions de sol. Le sol peut aussi contenir divers matériaux étrangers à sa matrice propre et ainsi générer des inclusions dans le mélange sol-ciment. La présence de ces inclusions modifie les caractéristiques mécaniques des bétons de sol et est en partie responsable des écarts de résultats lorsqu'on compare une formulation de béton de sol réalisée en laboratoire et celle issue d'un chantier de construction. Aussi, le volume malaxé sur chantier a une composition granulométrique très différente de ce qu'on peut avoir en laboratoire ou après un essai d'analyse granulométrique. Cela vient du fait que sur chantier le sol peut varier d'un endroit à un autre, et des strates de sol de différentes natures constituent le volume de sol malaxé.

La proportion d'inclusions dans un mélange dépend donc de la qualité du malaxage et du type de sol rencontré sur chantier. Certains chercheurs ont mesuré au maximum une proportion de 3,5 % d'inclusion dans les sables, entre 3 et 10 % pour les limons et jusqu'à 35 % et plus pour les sols argileux après la réalisation de Soil-Mixing (CVR C-mix®, TSM, et CSM) (Ganne et al. 2012). La mesure expérimentale du pourcentage d'inclusions de sol se fait généralement en réalisant des coupes représentatives et en mesurant des pourcentages surfaciques.

L'estimation du volume d'inclusions se fait généralement soit par analyse d'images prises sur des échantillons, soit par relevés manuels directement effectués sur des blocs de béton de sol réalisés in-situ (Denies et Huybrechts 2012b). Sur la **Figure I-22** Erreur ! Source du renvoi introuvable.a, on observe le principe de Delesse qui stipule que des mesures de longueur ou de surface peuvent être ramenées à un volume d'inclusions représentatif, ce qui permet de partir des deux méthodes de mesures de surface d'inclusions pour obtenir des volumes représentatifs. Comparée à une approche expérimentale, l'utilisation de modèles numériques **Figure I-22**c permet de multiplier les configurations de positions et de formes des inclusions à coût réduit et très rapidement (Vervoort, Tavallali, et Lysebetten 2012).

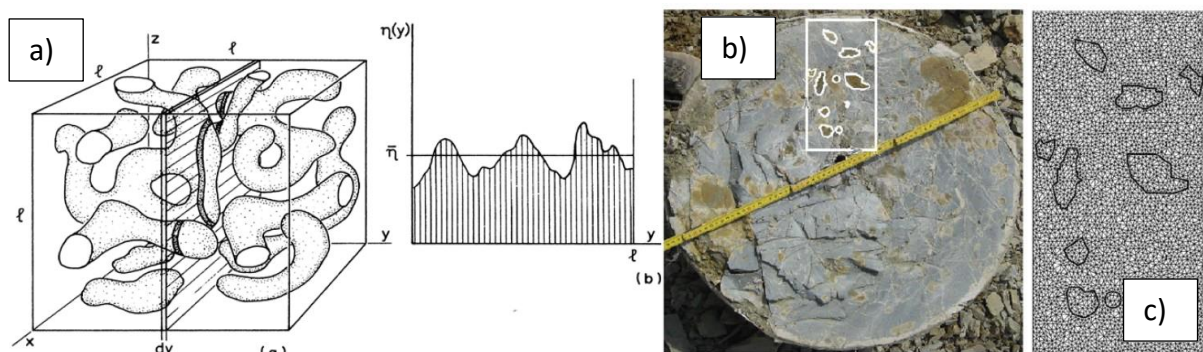


Figure I-22 : a) principe de Delesse d'après Weibel, b) colonne de béton de sol, c) maillage par élément finis (Van Lysebetten et al. 2014).

Une étude expérimentale réalisée par le centre de recherche belge (BBRI) sur des blocs de béton de sol (environ 50x50x100 en cm) fabriqués par la méthode CSM et comportant des inclusions de sol a montré que les résistances mécaniques peuvent chuter de façon importante à cause des inclusions de sol (jusqu'à 75 % de perte pour 20 % d'inclusions de sol) (Figure I-23). Néanmoins, ce constat a été confirmé par une approche numérique utilisant des valeurs de propriétés d'inclusions ($E = 0,165$ GPa et $\nu = 0,4$) très différentes de celle de la

matrice cimentaire ($E = 11,6 \text{ GPa}$ et $\nu = 0,3$). Ceci justifie l'importance des chutes de résistance mécanique.

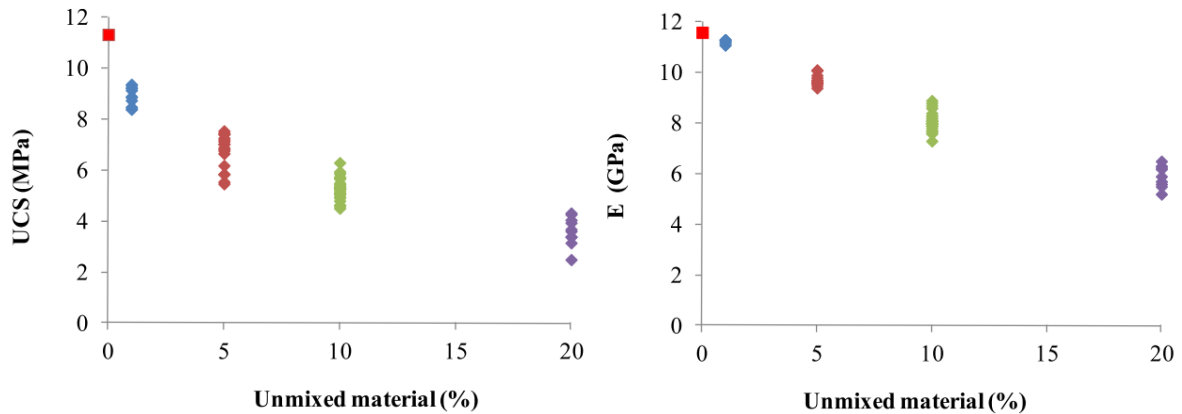


Figure I-23 : Evolution des propriétés mécaniques en fonction du pourcentage d'inclusion du sol (Vervoort, Tavallali, et Lysebetten 2012)

D'autres études ont également montré que la proportion volumique d'inclusions dans un béton de sol seul ne justifie pas les chutes observées. D'après Van Lysebetten (2014), les inclusions arrondies auraient moins d'impact que les inclusions à angles vifs ; plusieurs inclusions de petites tailles (petites tailles relatives aux dimensions des éprouvettes testées) seraient préférables à peu d'inclusions de grandes tailles. De même, une répartition homogène des inclusions de sol serait préférable à une concentration du même volume dans une zone (Van Lysebetten et al. 2014). Helson (2017) a également réalisé une étude en laboratoire sur l'influence des inclusions de sol sur les propriétés mécaniques des bétons de sol. En utilisant un sol synthétique confectionné en laboratoire avec un mélange de sable de Fontainebleau et de kaolinite, et en y insérant des inclusions molles d'argile réalisées avec de la kaolinite, il trouve des résultats très proches de ceux de Vervoort (2012) (Figure I-24a). Il confirme son analyse avec une simulation numérique présentant les différentes contraintes générées par la présence d'inclusions de sol dans un béton de sol (Figure I-24b).

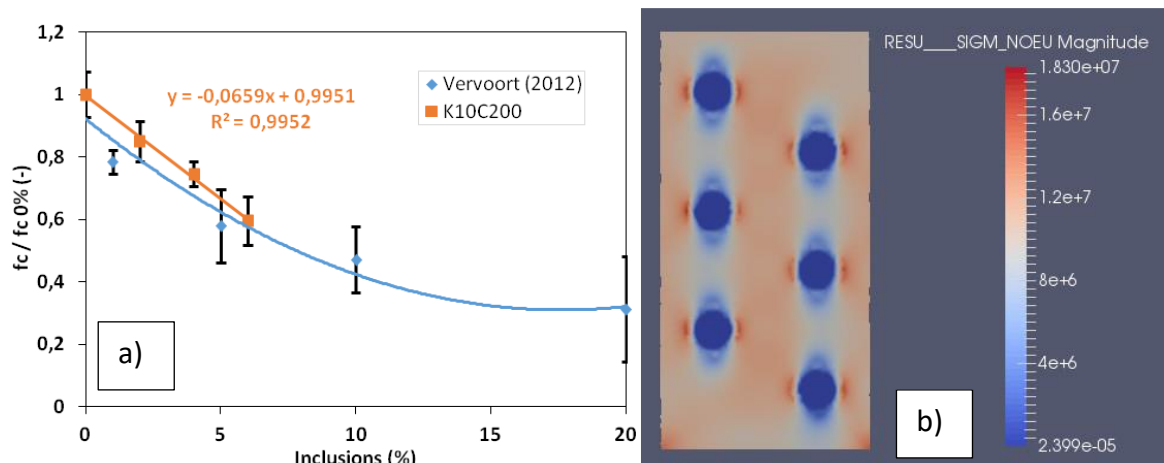


Figure I-24 : a) Evolution de f_c (valeur relative) en fonction de la fraction volumique d'inclusions de sol ; b) Coupe 2D d'une simulation numérique 3D représentant les contraintes internes dans une éprouvette de béton de sol (Helson 2017).

Hessouh et al. 2018 ont étudié l'influence de la fraction volumique d'inclusions molles et rigides ainsi que l'influence du diamètre des inclusions à fraction volumique constante. Dans cette étude à la fois expérimentale et numérique, il ressort qu'un diamètre plus élevé crée une perte de propriétés mécaniques supplémentaires à fraction volumique d'inclusions constante.

1.5.2 Les conditions de cure des bétons de sol

La cure en laboratoire diffère de la cure in-situ car les conditions de température et d'humidité relative ne sont pas les mêmes (Pagán-Ortiz 2013), ou sont maîtrisables en laboratoire mais pas in situ. Sur la **Figure I-25**, les différentes méthodes de cure en laboratoire le plus souvent utilisées sont présentées. La norme NF EN 12390-2 stipule que les éprouvettes de béton de sol doivent être conservées à 20 ± 2 °C soit directement dans l'eau soit à une humidité relative supérieure à 95 % (AFNOR 2012).

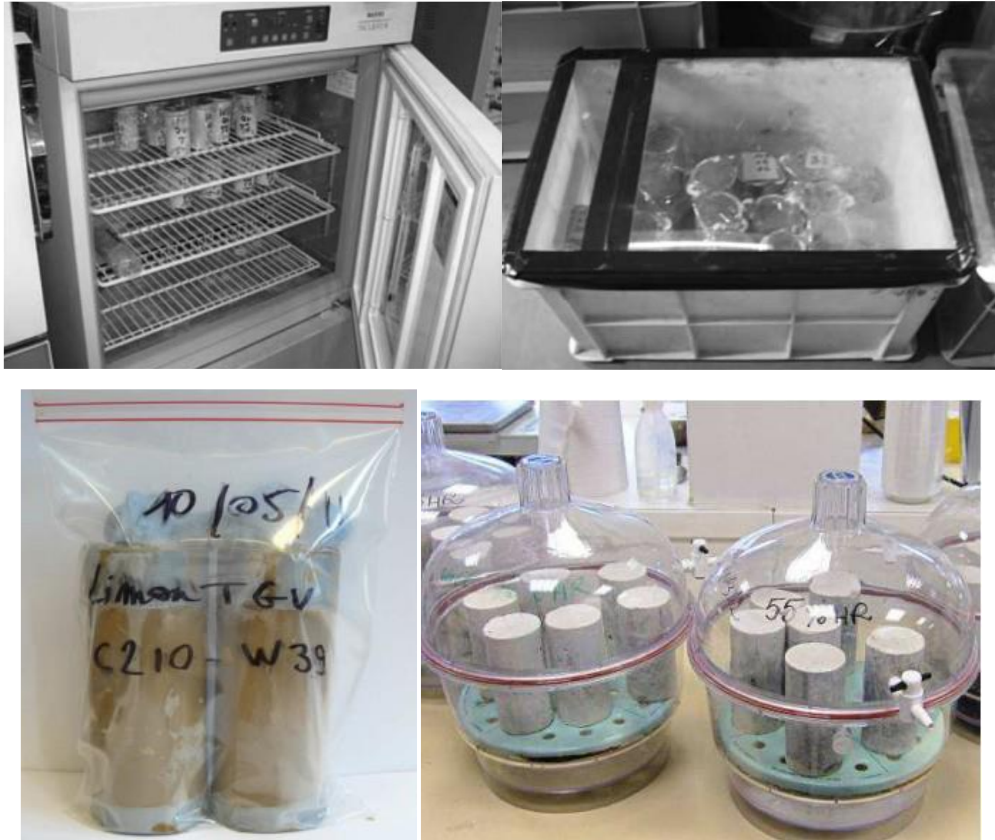


Figure I-25 : Méthodes de conservation en laboratoire : a) enceinte à température et humidité relative contrôlées, b) bac pour la conservation dans l'eau (Kitazume et Terashi 2013), c) conservation endogène, et d) solution saline (Szymkiewicz 2011), (Helson 2017)

D'après Ahnberg (2006), la présence d'éléments chimiques dans le sol et les variations de température ou encore de contraintes effectives peuvent affecter l'évolution des résistances mécaniques des bétons de sol in-situ avec le temps. La température dans le sol varie en fonction de la profondeur (Amitrano 2006). Après une modélisation de la température en fonction des saisons et de la profondeur du sol, (Amitrano 2006) montre que la température dans le sol à 4 m de profondeur par exemple varie entre 7 et 15 °C. Son analyse est confirmée par Ajorloo (2010) qui indique que la température du sol est relativement faible et varie entre 8 et 14 °C. Ces faibles températures induisent un retard dans le développement des résistances mécaniques dans le temps. L'influence de la température a été étudiée par Enami et al (1985) et plus récemment par Kitazume et Terachi (2013). Sur la **Figure I-42**, ces auteurs démontrent que la résistance en compression des mélanges sol-ciment peut varier de 1 à 3 MPa pour une variation de température de 0 à 30 °C ; ou encore que l'évolution de la résistance en compression dans le temps peut être très différente entre 7 et 40 °C.

L'augmentation de la résistance en compression est plus rapide pour des températures supérieures à 20 °C et plus lente lorsque les températures sont inférieures à 10 °C.

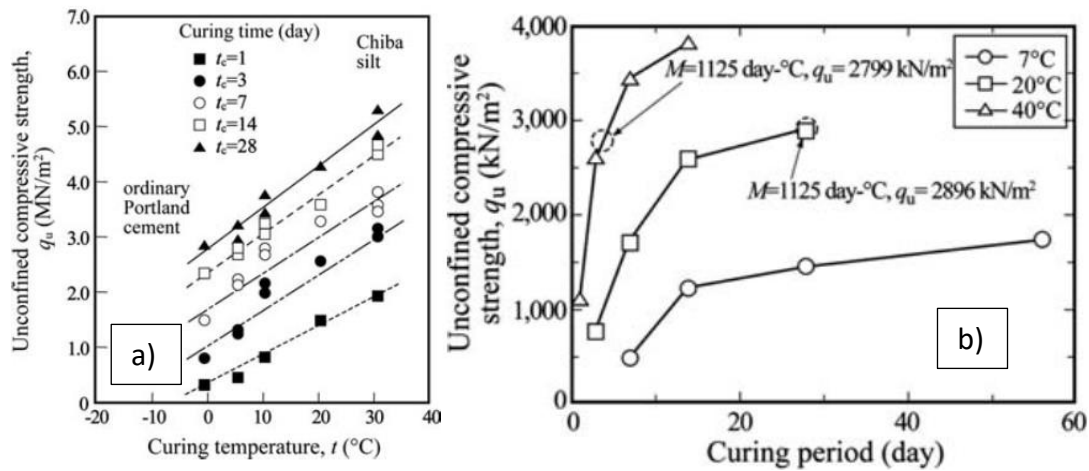


Figure I-26 : Influence de la température de cure sur la résistance en compression de mélanges sol-ciment : a) *Enami et al. (1985)* et b) *Kitazume et Nishimura (2009) (Kitazume et Terashi 2013)*

Helson (2017) a également étudié l'influence de la température, en faisant varier celle-ci entre 10 et 20 °C, sur l'évolution de résistance mécanique (Fig 27). Il a observé une différence de résistance mécanique particulièrement importante à court terme. Après 7 jours de conservation endogène, les résistances en compression obtenues pour une cure à 10 °C correspondent à seulement un tiers des résistances en compression obtenues pour une cure à 20°C. Il indique ensuite que l'influence de la température s'atténue à partir de 56 jours (*Helson 2017*).

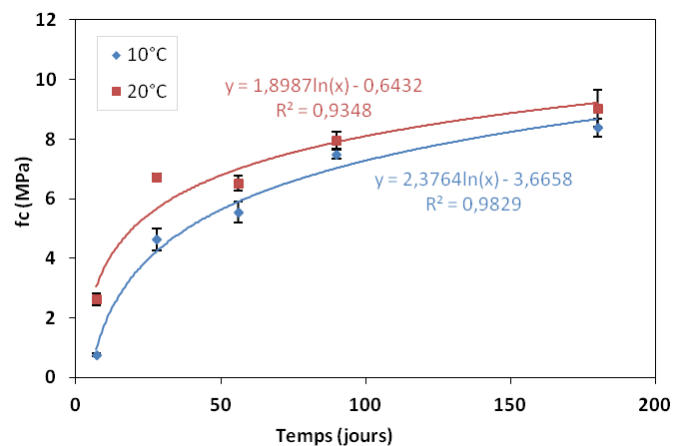


Figure I-27 : Influence de la température de cure sur le développement des résistances mécaniques (*Helson 2017*)

Un béton de sol réalisé in-situ est sollicité en compression mais aussi au confinement par les terrains encaissants. Cette pression de confinement augmente sa résistance en compression car elle maintient le matériau confiné jusqu'à une certaine pression. En laboratoire, c'est l'essai triaxial qui permet le mieux de simuler ce comportement. Cependant, la prise en compte de ce phénomène surestime la ductilité et la résistance à la rupture du matériau. Cela représente donc un cas favorable et ne va pas dans le sens de la sécurité (Cali et Filz 2015). Ajorloo (2010) l'a confirmé par des essais montrant sur des mélanges sol-ciment, l'influence de la pression de confinement sur la résistance en compression et le module élastique (Figure I-28).

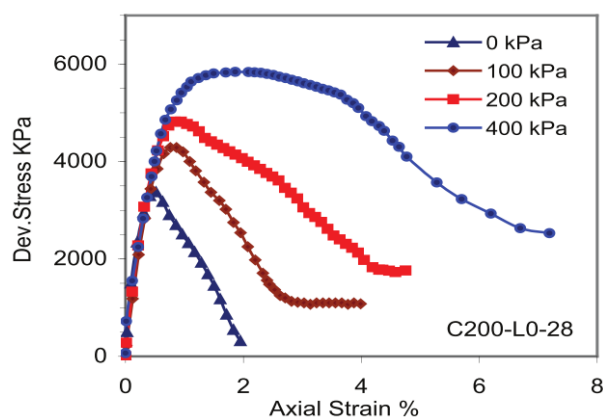


Figure I-28 : Propriétés mécaniques de mélanges sol-ciment : Influence de la pression de confinement pendant l'essai (Ajorloo 2010)

1.5.3 *Écarts entre les propriétés de béton de sol issus de chantier et ceux réalisés en laboratoire.*

Il existe peu d'études quantifiant les écarts entre les propriétés des bétons de sol issus de chantier et ceux réalisés en laboratoire. Bien que beaucoup d'auteurs confirment que les résultats obtenus sur échantillons de laboratoire sont meilleurs que ceux obtenus sur échantillons issus du chantier (Terashi 1997; Larson 2005), la seule relation existant entre les deux types de matériaux est proposée par Kamon (1996) (cité par Holm 2000) et reste très générale. Cependant elle permet d'avoir une idée du coefficient de sécurité qu'on peut appliquer pour passer de résultats de laboratoire vers une estimation de résultats sur chantier (Figure I-29). Il faut prévoir un coefficient de sécurité de 2 pour passer des résultats d'échantillons confectionnés en laboratoire vers une estimation sur site (Guimond-Barrett

2013). Toutefois, cette valeur du coefficient de sécurité varie considérablement en fonction des techniques d'exécution et des méthodes de confection des éprouvettes en laboratoire.

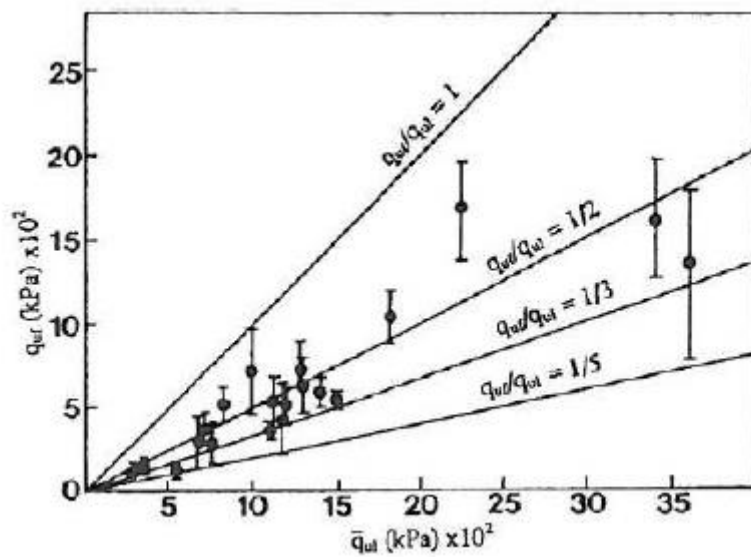


Figure I-29 : Résistance en compression d'échantillons issus du chantier en fonction de ceux réalisés en laboratoire (Holm 2000).

En 2011, Szymkiewicz montre que dans les mêmes conditions de cure, la prise de résistance entre 7 et 14 jours est la même pour les échantillons issus du chantier et ceux réalisés en laboratoire (Szymkiewicz 2011). Cela indique que, bien qu'il existe un écart entre les résultats sur chantiers et en laboratoire, l'évolution de la résistance peut rester identique.

1.6 Caractéristiques physique et mécanique des bétons de sol : approches prédictives

Comme tout béton utilisé dans les constructions, la prédiction des caractéristiques physiques et mécaniques permet de partir de paramètres facilement déterminables pour prédire les performances du matériau. Compte tenu des diverses incertitudes liées à l'hétérogénéité des sols et au malaxage sur chantier, il est encore très difficile de prédire les propriétés du matériau à partir d'une expression générale. Cependant, diverses recherches tentent de proposer des modèles limités prenant en compte des cas de figures précis.

1.6.1 Conductivité hydraulique

De façon générale, les valeurs de conductivité hydraulique (perméabilité à l'eau) des bétons de sol varient entre 10^{-8} et 10^{-12} m/s pour la plupart des sols (Denies et Huybrechts 2012b). Certains auteurs montrent que la conductivité hydraulique peut être améliorée de 10 à 100

fois en ajoutant 3 à 5 % de méta kaolinite au mélange sol-ciment (Deng et al. 2015) et l'attribue à une réduction de la porosité totale et un étranglement des pores plus important.

En étudiant l'influence de l'argilosité sur les propriétés mécaniques des bétons de sol, Helson (2017) a montré que la conductivité hydraulique augmente en fonction de la teneur en argile du sol mais diminue avec l'augmentation du dosage en ciment (Helson et al. 2017). Il est important de préciser que dans son étude, l'augmentation de la teneur en argile à dosage en ciment constant s'accompagne d'une augmentation de la quantité d'eau afin de garder la même ouvrabilité.

1.6.2 Résistance en compression

Les valeurs de résistance en compression d'une série statistique utilisée pour un béton de sol réalisé in-situ (Deep Soil Mixing) suivent une distribution normale logarithmique car elle est plus appropriée et moins pessimiste que la distribution normale utilisée pour les bétons en général (Figure I-30). De plus, l'utilisation d'une loi normale pour ce matériau induirait des résistances en compression négatives pour le calcul du fractile à 5 % (Guimond-Barrett 2013). Dans la pratique, le niveau de confiance recherché est de 80 % et conduit à des coefficients de sécurité allant jusqu'à 3 pour les améliorations de sols (Topolnicki 2015).

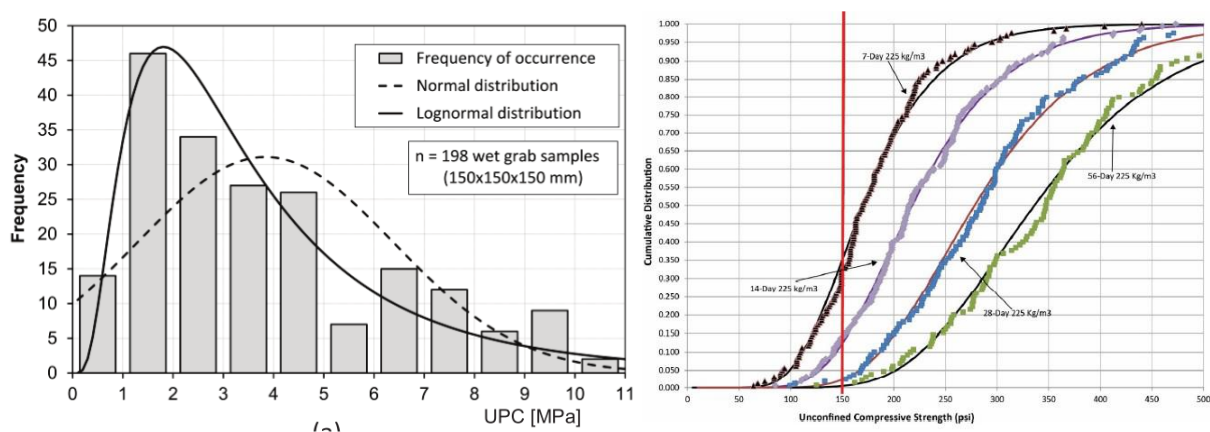


Figure I-30 : Etude statistique sur la valeur de la résistance en compression pour des chantiers de Deep Soil Mixing : selon a) (Topolnicki 2015) et b) (Arora, Shao, et Conkle 2015).

Pour ce type de matériau, il est plus intéressant d'utiliser une approche statistique visant à définir un pourcentage minimal d'échantillons qui devront dépasser la valeur de conception à défaut de choisir une résistance en compression minimale (Arora, Shao, et Conkle 2015).

La prédiction de la résistance en compression des bétons de sol en fonction des paramètres de formulation reste très complexe. Il existe quelques modèles proposés dans la littérature mais ceux-ci ne sont pas encore généralisables à tout type de sol. Avec une étude réalisée sur un sol meuble de « Baixo Mondego » et un ciment composé, **Correia (2013)** a proposé un modèle estimant la résistance en compression à 28 jours en fonction de la teneur en ciment (a_w) (masse ciment / masse de sol sec) et de l'indice de liquidité (IL). Son modèle est ensuite généralisé sur de nombreux autres sols meubles à partir de données de la littérature. La **Figure I-31** présente d'une part la variation de la résistance en compression en fonction de la teneur en ciment et pour différents indices de liquidité des sols et d'autre part le modèle prédictif proposé pour estimer la résistance en compression à 28 jours en se servant d'une teneur en ciment de 18 % correspondant à un indice de liquidité unitaire utilisé pour l'étude.

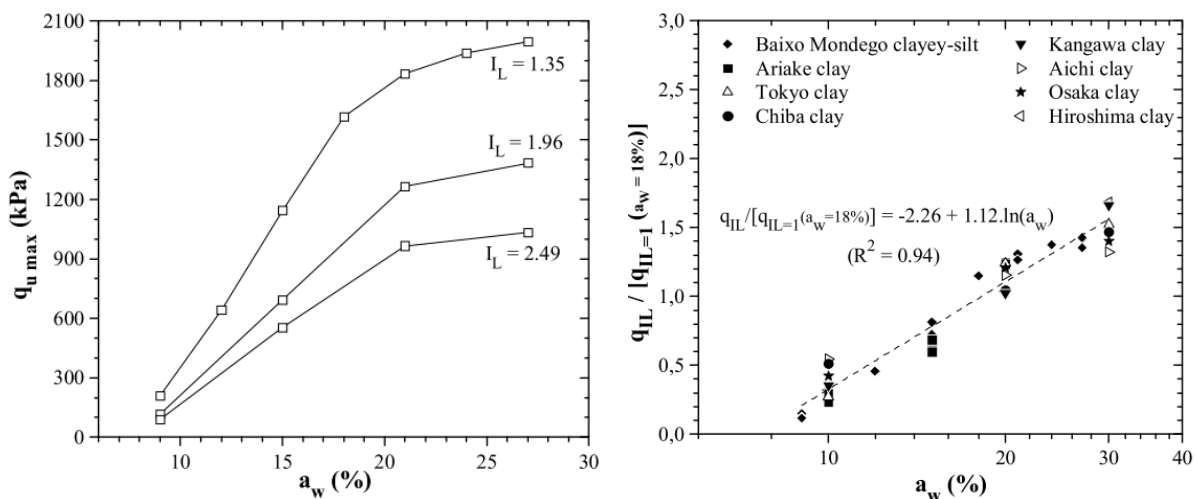


Figure I-31 : a) Résistance en compression d'un sol meuble « Baixo Mondego » traité au ciment ; b) modèle prédictif à partir de IL et q_u pour une teneur en ciment de 18% (**Correia 2013**)

(**Thanh Truong, Linh Nguyen, et Quynh Nhu Nguyen 2020**) ont travaillé récemment sur des sols de « Vinh Long » ; un des sols a une limite de liquidité de 50% et l'autre une limite de liquidité de 24% et sont prélevés à 22m de profondeur. En faisant varier le dosage en ciment entre 150 et 250 kg/m³, ils ont établi des relations de proportionnalité entre la résistance en compression à 28 jours et les résistances en compression à 7, 15 et 60 jours (**Figure I-32**). Cette étude montre un rapport constant entre 60 et 28 jours et 14 et 28 jours pour les deux sols étudiés. Rappelons que le ciment utilisé est du ciment portland (95% clinker + gypse) fabriqué au Vietnam. Un résumé des différences entre ce ciment et le ciment TCVN 6260 :2009 qui est une équivalence du CEM I au Vietnam est présenté dans la **Figure I-32a**.

a)	Criteria	Unit	TCVN 6260 : 2009 (PCP40)	Nghi Son Cement (Average value)
	Compressive strength: 3 days ± 45 minutes 28 days ± 8 hours	MPa	≥ 18 ≥ 40	26 ± 1,5 46 ± 2,0
	Setting time: Initial Final	Minute	≥ 45 ≤ 420	130 ± 10 150 ± 10
	Fineness: Cumulation retain 0,09 mm Blaine specific surface	% cm ² /g	≤ 10 ≥ 2800	2 ± 1 4100 ± 100
	Volumetric stability	mm	≤ 10	1,0 ± 0,5
	SO ₃ content	%	≤ 3,5	1,8 ± 0,2

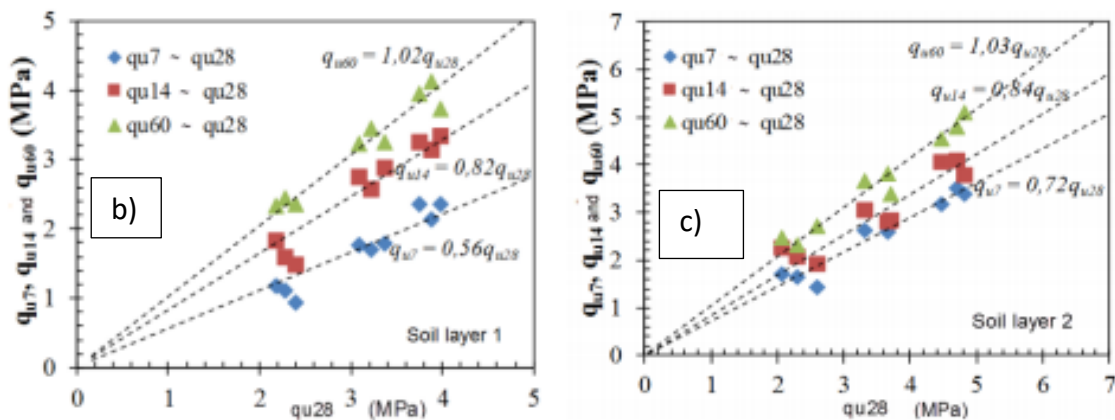


Figure I-32 : a) Résumé des différences en le ciment utilisé et un équivalent du CEM I au Vietnam ; Résistance en compression à 7, 14 et 60 jours comparé à la résistance en compression à 28 jours a) sol 1 (wL = 50%) ; b) sol 2 (wL = 24%).

Consoli et al (2010) indiquent que la loi la plus adaptée pour exprimer la résistance en compression en fonction de la teneur en ciment est une loi puissance (Consoli et al. 2010). Cette indication a permis à Szymkiewicz (2011) de proposer un modèle suivant une loi puissance comme indiqué ci-dessous :

$$fc [MPa] = a \times C^b \quad [I - 1]$$

Il a ensuite déterminé les différents paramètres pour différents mélanges sol-ciment à base de sable ou de limons.

La prédiction de la résistance en compression dans le temps à partir des résistances à court terme (7 jours ou 28 jours) a été étudiée par plusieurs chercheurs (Guimond-Barrett 2013; Szymkiewicz et al. 2012 ; Helson 2017) qui utilisent une loi logarithmique décrite par l'équation suivante :

$$fc(t) = a fcj (\ln(t) - b) \quad [I - 2]$$

Avec $f_{c,j}$ la résistance en compression à 7 ou 28 jours.

Ces différents chercheurs ont proposé des valeurs pour les paramètres a et b du modèle en fonction du type de sol (**Tableau I-3**).

Tableau I-3 : Estimation des paramètres d'équation [I-2]

fcj / auteur	Sol	Paramètres du modèle		Coefficient de r ²
		a	b	
fc7 (Helson 2017)	K0-K50	0,9123	0,7269	0,82
fc28 (Helson 2017)	K0-K50	0,3637	0,7669	0,95
fc7 (Guimond-Barrett 2013)	Limon	0,6899	0,5045	0,91
fc28 (Guimond-Barrett 2013)	Limon	0,3485	0,5558	0,95
fc7(Szymkiewicz 2012)	Sable	0,4454	-0,4012	0,94
fc28(Szymkiewicz 2012)	Sable	0,2716	-0.3793	0,96
fc28 (3 auteurs)	Différents sols	0,3215	0,2603	0,95

Dans ses travaux de thèse, Helson (2017) a ensuite proposé une relation à partir de l'ensemble des résultats de son étude et les données de la littérature (**Figure I-33**) (Helson 2017).

Encore plus récemment, (Thanh Truong et al, 2020) proposent suite à leurs travaux de recherche sur un sol argileux et un sol sableux prélevé en place, des expressions de la résistance en compression dans le temps basés également sur le modèle logarithmique. Cependant, les paramètres du modèle qu'ils ont proposés diffèrent en fonction du type de sol et du dosage en ciment utilisé.

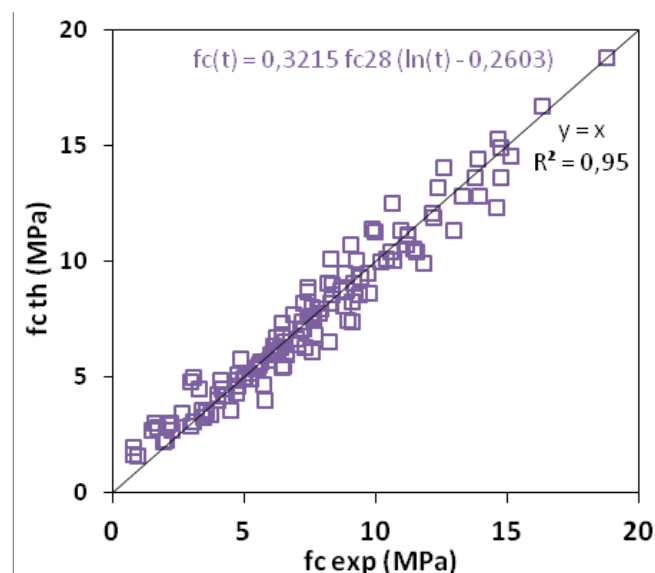


Figure I-33 : Prédiction de la résistance en compression en fonction du temps à partir de fc_{28} : résultats de Helson, Szymkiewicz et Guimond-Barrett (Helson 2017).

Helson (2017) a également proposé une relation permettant d'estimer la résistance en compression à 28 jours en fonction du rapport E/C. En se basant sur les modèles de Bolomey et d'Abrams utilisés pour les bétons traditionnels et sur un modèle concernant les sols « cohésifs » proposé par Szymkiewicz (2015), il a proposé et comparé entre elles différentes relations (**Tableau I-4**).

Tableau I-4 : Synthèse des modèles entre f_{c28} et C/E (Helson 2017)

Modèles	Type de sol	Relations	r^2
Abrams (modifié)	Sable de Fontainebleau	$f_{c28} = 20,199 \times 0,353^{E/C}$	0,912
	"K5-50"	$f_{c28} = 20,405 \times 0,585^{E/C}$	0,937
Bolomey (modifié)	Sable de Fontainebleau	$f_{c28} = 10,03 (C/E - 0,25)$	0,922
	"K5-50"	$f_{c28} = 15,76 (C/E - 0,075)$	0,947
Szymkiewicz (2015)	Sols "cohésifs"	$f_{c28} = 15,02 (C/E - 0,068)$	0,957

1.7 Durabilité des bétons de sol

Les bétons de sol sont de plus en plus utilisés pour la réalisation d'ouvrages structurels permanents. L'étude de leur durabilité est à cet effet indispensable. Cependant, il n'existe pas encore de prescriptions adaptées au caractère spécifique des matériaux fabriqués par Deep Soil Mixing. Les quelques recherches menées à ce sujet seront présentées dans cette partie.

1.7.1 Carbonatation

1.7.1.1 Processus chimique et physique de la carbonatation

La carbonatation des bétons se produit en plusieurs étapes. Dans un premier temps, le CO_2 contenu dans l'atmosphère s'introduit dans la solution porale et se dissout sous forme d'acide carbonique H_2CO_3 . Le pH basique du béton crée alors une dissociation en deux phases de l'acide carbonique à savoir $HCO_3^{2-} + H_2O$ et $CO_3^{2-} + H_2O$, l'un ou l'autre prédominant selon le pH de la solution. La dissolution du CO_2 entraîne une baisse de la concentration en ion OH^- et réduit le pH. La portlandite $Ca(OH)_2$ se dissout alors pour rétablir la basicité du milieu. Avec une approche simplifiée la dissolution de la portlandite et du CO_2 conduit alors à la formation de carbonates de calcium $CaCO_3$ et de l'eau H_2O (eau de structure). La **Figure I-34** illustre l'intervention combinée des trois phases : gazeuse, aqueuse et solide au cours du processus de la carbonatation de la portlandite (**Thierry 2005**).

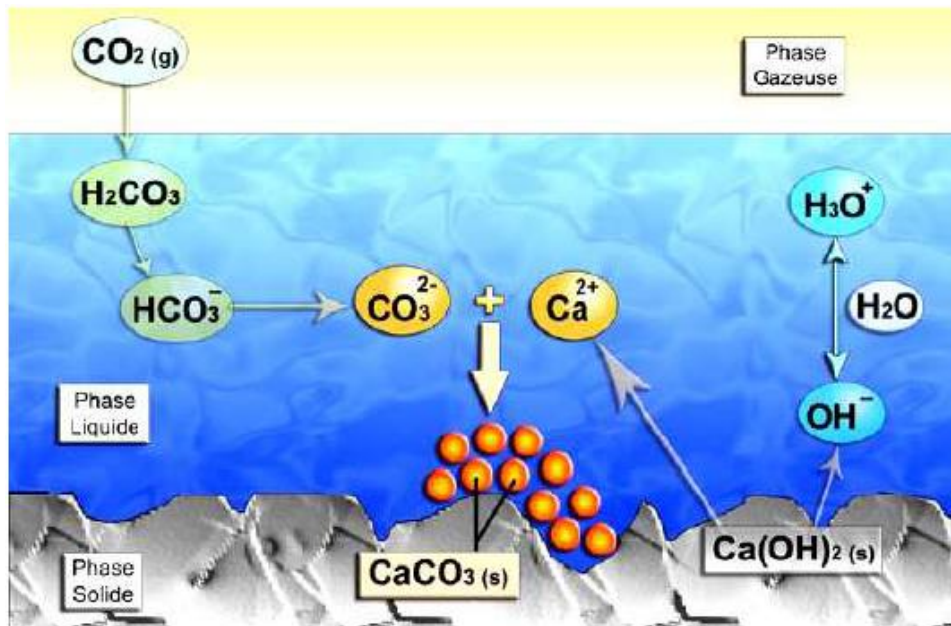


Figure I-34 : Mécanisme de carbonatation (Thiery 2005).

Les silicates de calcium hydratés (C-S-H) contenu dans le béton se dissolvent également sous l'action de diffusion du CO_2 dans le matériau. La carbonatation de la portlandite et des C-S-H est simultanée mais la cinétique de carbonatation de la portlandite est plus rapide. A long terme, la dissolution des C-S-H et $\text{Ca}(\text{OH})_2$ est totale (Figure I-35).

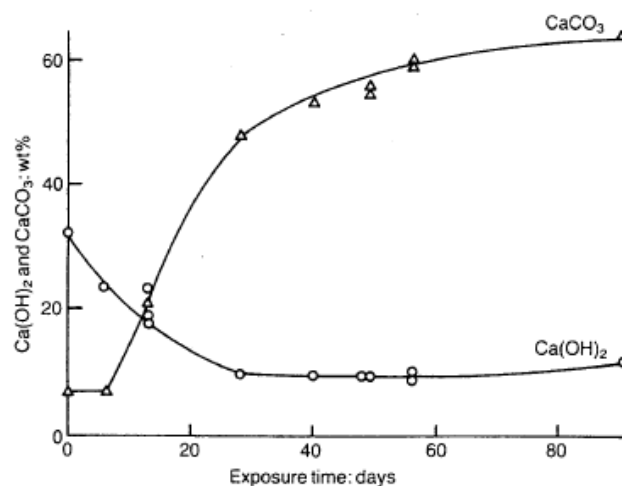


Figure I-35 : Variation des quantités de portlandite et de carbonate de calcium pendant l'exposition pour HR = 65% et T = 20°C (Dunster 1989).

D'autres constituants du ciment tel que le trisulfoaluminate de calcium (ettringite) ou le monosulfoaluminate de calcium se carbonatent également en formant des carbonates de calcium, des hydroxydes d'aluminium et de l'eau.

la carbonatation est un phénomène diffusif contrôlé par la seconde loi de Fick. La profondeur de carbonatation théorique peut être supposée proportionnelle à la racine carrée du temps (Papadakis et al. 1991 ; Rafai et al. 2000 ; VU 2011)

$$x_c(t) = x_{c,0} + K\sqrt{t} \quad [I - 3]$$

Avec :

- x_c , l'épaisseur carbonatée (mm) ;
- $x_{c,0}$, épaisseur carbonatée initiale ;
- t , en jours
- K , traduit la cinétique de carbonatation et dépend des caractéristiques du béton (rapport E/C, nature du ciment, etc.) et des conditions d'expositions (concentration en CO₂, HR, etc.).

1.7.1.2 Paramètres influent du phénomène de la carbonatation

1.7.1.2.1 L'environnement

La concentration de CO₂, l'humidité relative d'exposition et température sont les paramètres environnementaux influant sur la carbonatation. Hyvert (2009) ayant étudié l'influence de la teneur en CO₂ à partir d'analyse thermogravimétrique, de DRX et de porosimétrie mercure de mortiers carbonatés à différents taux de CO₂, montre sur la **Figure I-36** que la teneur en CO₂ augmente la profondeur de carbonatation.

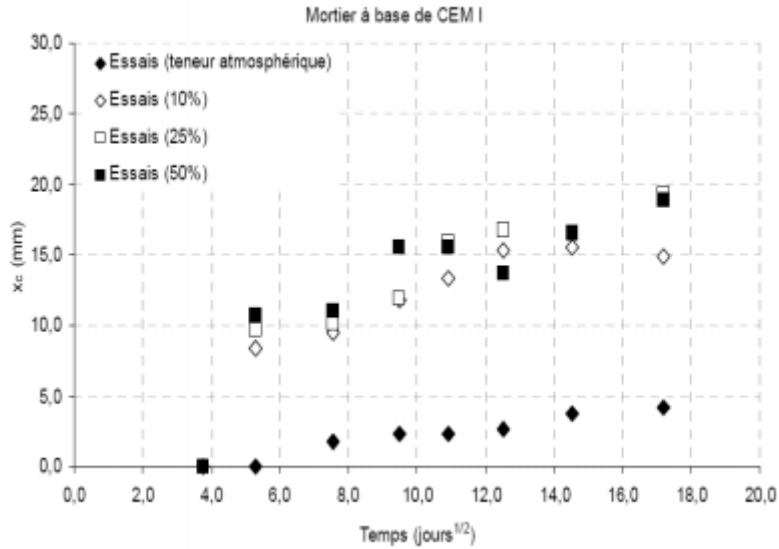


Figure I-36 : Evolution de l'épaisseur carbonatée dans le temps pour différents teneurs en CO₂ pour un mortier à base de CEM I (Hyvert 2009).

Il existe une plage d'humidité relative pour lequel le degré de carbonatation est optimum (VERBECK G 1958). D'après l'étude réalisée sur des matériaux cimentaires en faisant varier l'humidité relative du milieu d'exposition, ce chercheur indique qu'entre 50 et 70%, on mesure le plus fort degré de carbonatation lorsqu'on arrive à l'équilibre hydrique entre le milieu d'exposition et l'humidité du béton.

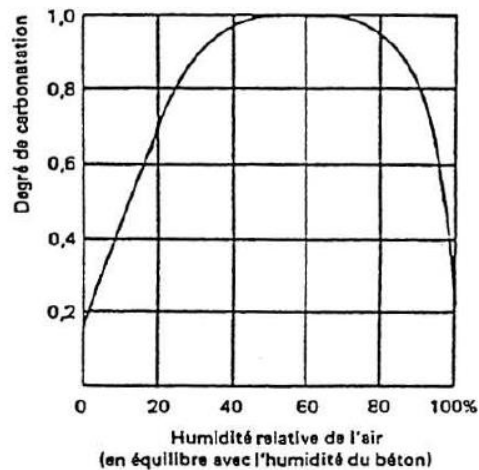


Figure I-37 : degré de carbonatation en fonction de l'hygrométrie d'exposition (VERBECK G 1958).

1.7.1.2.2 Paramètres propres aux bétons

Les paramètres influant le phénomène de carbonatation et qui sont propres au béton sont le rapport E/C, le dosage en ciment, le type de liant et le mode de cure. Beaucoup de chercheurs

ont démontré l'importance du rapport E/C, sa relation avec la porosité du matériau, l'interconnexion du réseau poreux et la diffusivité. Ils démontrent donc que la carbonatation augmente avec le rapport E/C des bétons (Papadakis et al. 1991 ; Rafai et al. 2000). En effet, l'augmentation du rapport E/C entraîne une augmentation de l'eau libre dans le matériau, qui lorsqu'elle s'évapore crée un vide plus important facilitant ainsi la pénétration du CO₂. L'augmentation du dosage en ciment réduit la porosité du béton en augmentant la compacité du mélange, ce qui entraîne une réduction de la profondeur de carbonatation.

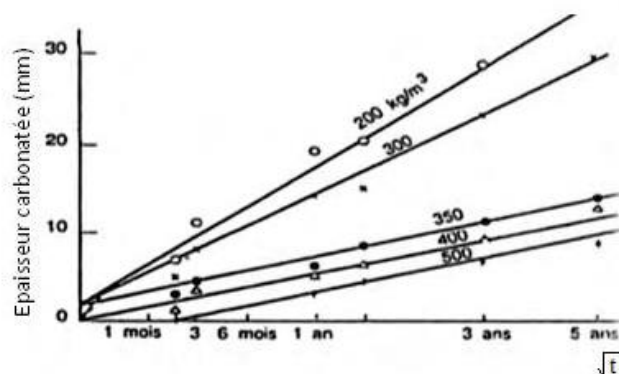


Figure I-38 : Variation de l'épaisseur carbonatée en fonction du temps (Venuat et Allexandre 1968).

L'influence du mode de cure s'observe par l'augmentation du degré d'hydratation par une cure dans l'eau par rapport à une cure endogène. Neville (2000) observe une diminution de la profondeur de carbonatation de l'ordre de 40% en gardant une série d'échantillons 3 jours de cure supplémentaire dans l'eau (ALLAHYARI 2016).

1.7.1.2.3 Influence du type de ciment sur la carbonatation

Dans la littérature, le taux de carbonatation le plus élevé est obtenue pour le CEM III et s'explique par la plus faible teneur en portlandite de ce ciment. En effet, la carbonatation de la portlandite génère une diminution de la porosité du béton, réduisant ainsi la diffusion du CO₂ dans le temps. La carbonatation d'un béton réalisé avec du ciment à faible teneur en portlandite ne réduit pas suffisamment la porosité pour ralentir de façon considérable la diffusion du CO₂ dans l'échantillon dans le temps.

Les paramètres de formulations mettant bien en évidence l'effet du type de ciment sont le rapport E/C et la porosité. Ounoughi (2000) a montré (Figure I-39) qu'à cause de l'importance du rapport Eau/Liant sur l'interconnexion du réseau poreux des bétons et par conséquent sur

la perméabilité et la diffusivité du CO₂ au sein du béton (Drouet 2010), on peut observer une profondeur de carbonatation 11 fois plus élevée pour les bétons avec du CEM III comparé au CEM I.

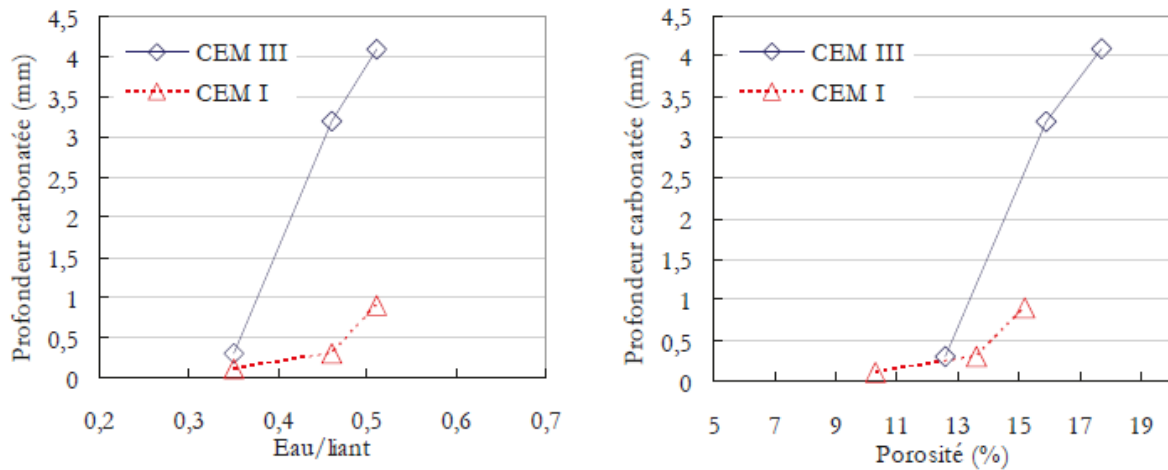


Figure I-39 : Impact du rapport Eau/Liant et de la porosité sur la profondeur de carbonatation (mm) dans le cas d'essais accélérés (10% CO₂, 65% HR, T : 20°C) à 1 mois d'exposition (Ounoughi et al. 2000).

De façon globale, l'ajout d'addition minérale (laitiers de haut-fourneau, cendres volantes ou pouzzolane) dans un matériau cimentaire accélère la carbonatation (Younsi 2012). En effet la faible proportion de clinker réduit la teneur en portlandite (qui est le principal produit carbonatable) et diminue le pouvoir tampon de la solution interstitielle (Namoulniara 2015).

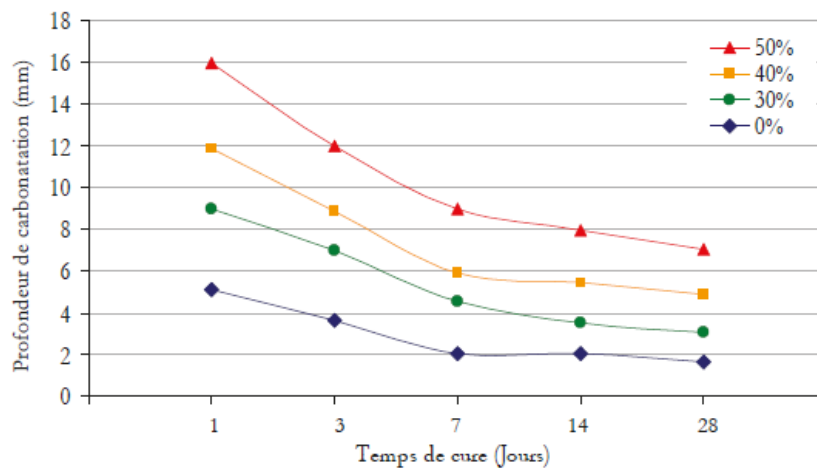


Figure I-40 : Impact de la teneur en cendre volante (%) sur la profondeur de carbonatation et pour différents temps de cure. Essais accélérés de 90 jours (Burden 2006).

Burden (2006) montre aussi que plus la teneur massique en cendre volante est grande, plus la profondeur de carbonatation est élevée (Figure I-40).

1.7.1.3 Carbonatation des bétons de sol

La conséquence de la carbonatation entraîne la diminution du pH et la dépassivation des aciers qui ne sont plus protégés. Le risque de corrosion des aciers présents dans le béton de sol est d'autant plus important que certains ouvrages réalisés en béton de sol utilisent des profilés métalliques pour reprendre des efforts autres que la compression (Denies et Huybrechts 2012d).

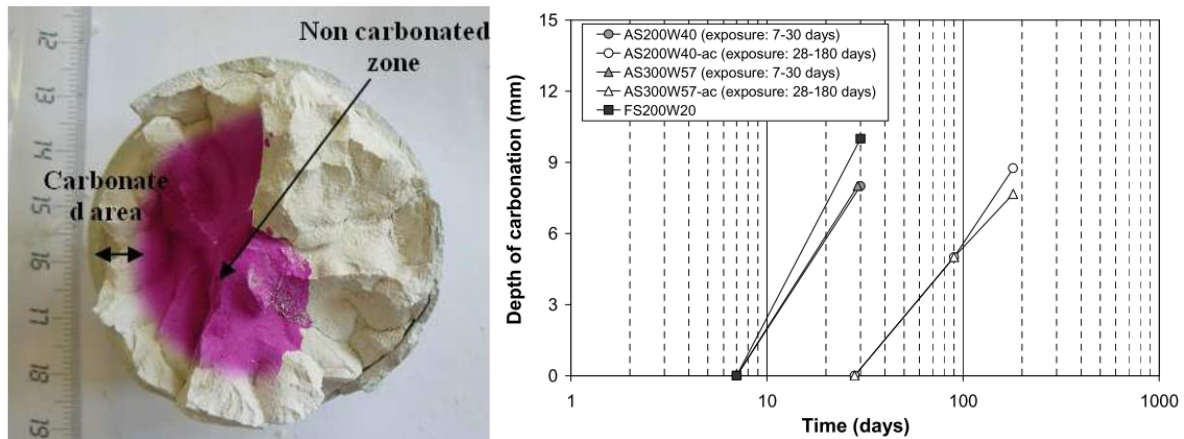


Figure I-41 : Profondeur de carbonatation : a) illustration de la méthode de mesure, b) résultats exprimés en fonction du temps pour des mélanges sol-ciment (Guimond-Barrett 2013)

La carbonatation des bétons de sol a été étudiée par Guimond-Barret (2013) qui, après avoir exposé des échantillons réalisés avec du CEM III/C et différents sols (sable et limons) à une hygrométrie de 65 %, à l'air ambiant et une température de 20 °C, mesure une profondeur de carbonatation de 1 cm après 180 jours (Guimond-Barrett 2013). Il qualifie alors cette exposition naturelle à la carbonatation de lente et indique que sa progression est logarithmique (Figure I-41). Cependant cette valeur mesurée est très importante par rapport à celle des bétons de façon générale (1cm à plus d'un an d'exposition).

1.7.2 Cycles de gel/dégel

La résistance aux cycles de gel/dégel est un élément de durabilité important pour les bétons de sol. Elle concerne les ouvrages de soutènement ayant une partie non-enterrée. Cette partie non-enterrée subit donc au cours du temps et des saisons annuelles une variation de la température. L'utilisation de plus en plus fréquente du béton de sol pour des ouvrages permanents nécessite alors une étude de la durabilité de ce matériau vis-à-vis des cycles de

gel/dégel. Très peu de recherches ont porté sur la question et il n'existe pas de prescription proprement dite pour les mélanges sol-ciment réalisés par Deep Soil Mixing.

Jamshidi et al. (2015) ont étudié l'influence des cycles de gel/dégel sur les propriétés mécaniques et hydrauliques d'un mélange sol-ciment. Les échantillons testés sont constitués d'un sable limoneux et de ciment Portland (E/C = 2,7 ; teneur en ciment = 10 %). Cette étude s'est basée sur une norme américaine (ASTM D 559) qui propose des mises en gel à -10°C et -2°C avec un nombre total de 12 cycles. Les résultats présentés dans la **Figure I-42** montrent une augmentation très importante (x 1000) de la conductivité hydraulique et une chute très importante (2 à 40%) de la résistance en compression dès 4 cycles (Jamshidi, Lake, et Barnes 2015). L'auteur met également en évidence l'influence de la maturité du béton de sol sur les propriétés résiduelles vis-à-vis des cycles de gel/dégel. Lorsque les cycles de gel/dégel sont réalisés sur un béton de sol immature, la perte de propriétés s'atténue considérablement (0 à 40%). Une plus basse température de mise en gel dégrade également plus le matériau (mise en gel à -2°C plus favorable que la mise en gel à -10°C) (**Figure I-42**) (Jamshidi, Lake, et Barnes 2015).

Shihata et al. (2001) ont également étudié le comportement de sables limoneux compactés et traités avec du ciment CEM V, résistant aux sulfates. Leurs recherches, basées sur la même norme que l'étude précédente (ASTM D 559), ont montré une perte de résistance de plus de 50 % (Shihata et Baghdadi 2001) après 12 cycles. Ces pertes de résistances sont relativement importantes par rapport à celle des bétons traditionnels. Notons qu'il existe peu de données sur ce sujet pour les bétons de sol.

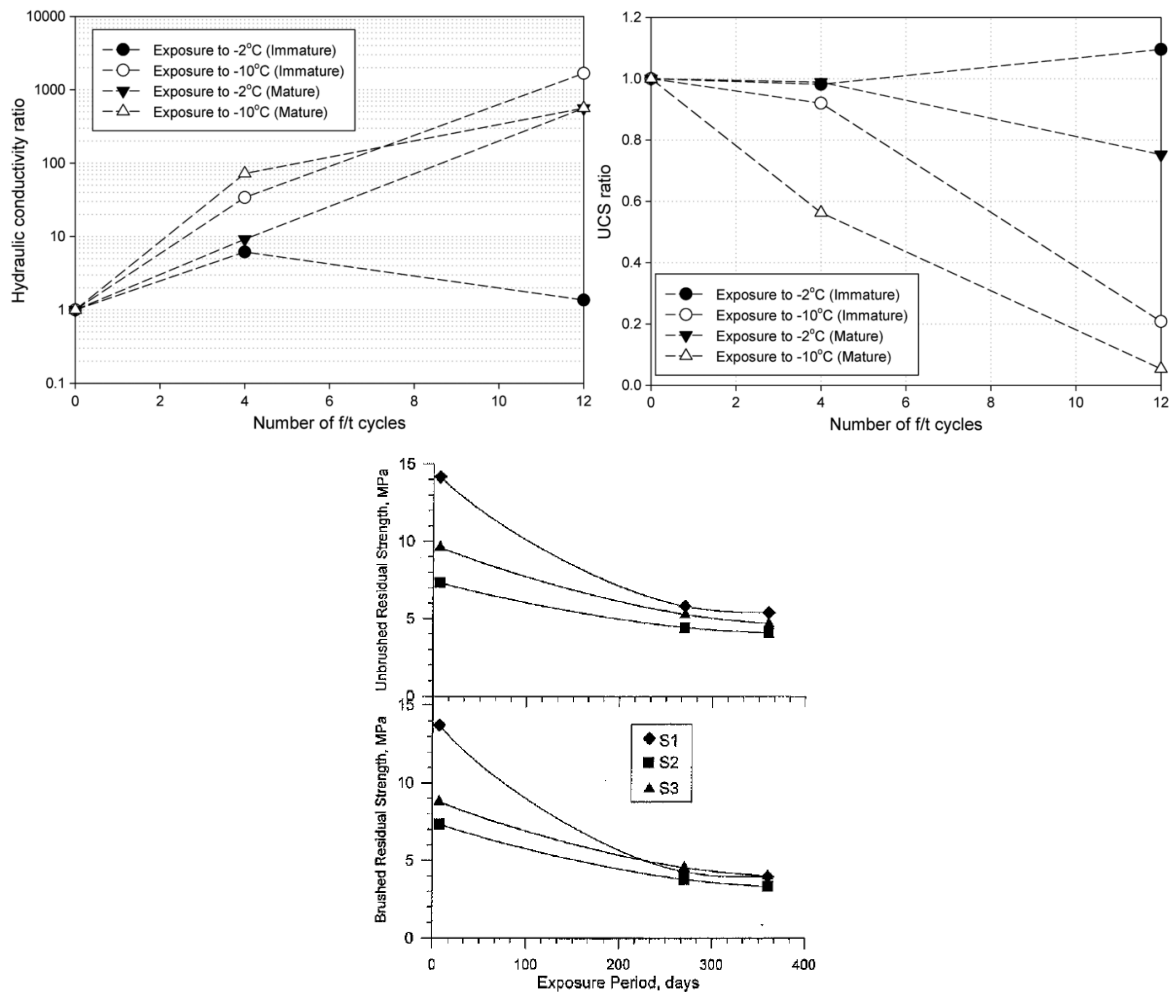


FIG. 5. Variations of Unbrushed (URS) and Brushed (BRS) Residual Strength with Exposure Period (Freeze-Thaw Test)

Figure I-42 : Variation a) de la conductivité hydraulique ; b) de la résistance mécanique en fonction du nombre de cycles de gel/dégel (Jamshidi, Lake, et Barnes 2015) ; c) en fonction du temps d'exposition aux cycles de gel/dégel (Shihata et Baghdadi 2001) .

1.7.3 Humidification-séchage

La variation du niveau de la nappe phréatique induit dans les bétons de sol un problème de durabilité lié à des cycles d'humidification-séchage dans le temps. Les cycles d'humidification-séchage sont alors souvent utilisés comme mode de cure afin de mieux simuler le phénomène d'humidification suivie de séchage du béton de sol in situ. La majorité des auteurs indique une augmentation de la résistance en compression pendant la phase d'humidification et une diminution de la résistance lors de la phase de séchage (Park 2010), (Le Kouby et Guimond-Barett 2015). Il est signalé un ralentissement de l'hydratation dû à un manque d'eau. Shihata et al. (2001) indiquent alors une augmentation des propriétés mécaniques à 90 jours, suivie d'une diminution de celles-ci de l'ordre de 2 à 30 % vers 380 jours (Figure I-43). Ces travaux de recherche basés sur la norme ASTM D 559-89 intitulée « Standard Test Methods for

Wetting and Drying Compacted Soil-Cement Mixtures » indiquent que quel que soit le type de sol, pour un dosage constant, les propriétés mécaniques convergent au-delà de 270 jours.

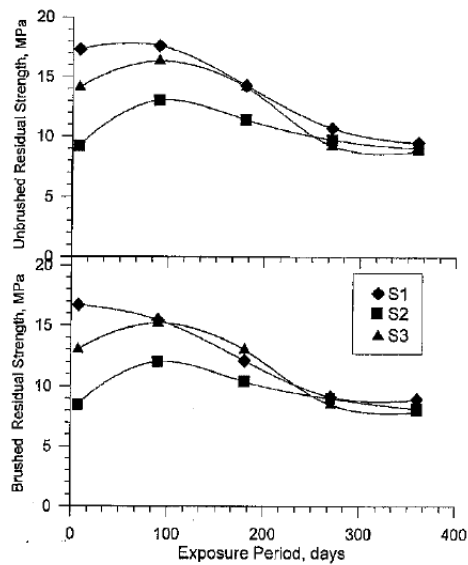


FIG. 4. Variations of Unbrushed (URS) and Brushed (BRS) Residual Strength with Exposure Period (Wet-Dry Test)

Figure I-43 : Variation de la résistance en fonction du nombre de cycles humidification/séchage (Shihata et Baghdadi 2001)

La norme ASTM D 559-89, *a priori* la seule recommandation en termes de durabilité pour les mélanges sol-ciment, propose de soumettre des échantillons de forme cylindrique ($\varnothing = 101,6$ mm et ht = 116,4 mm) à 12 cycles humidification/séchage. Chaque cycle est composé d'une immersion dans l'eau de 5 heures suivie d'un séchage de 42 heures dans une étuve à 71 °C.

Dans le domaine des traitements de sol de surface, les industriels recherchent souvent des solutions permettant de garantir une certaine durabilité sans avoir à effectuer d'essais à long terme (Helson 2017). Zhang et Tao (2008) ont essayé de corréler la durabilité de sols faiblement plastiques mélangés avec du ciment avec des paramètres mécaniques ou physiques facilement accessibles. Les résultats montrent que les mesures diélectriques ou la résistance à 7 jours permettent d'estimer la durabilité aux cycles humidification/séchage. Les tests de durabilité étant souvent longs à réaliser, les entreprises routières préfèrent se baser sur la résistance en compression à 7 jours (Zhang et Tao 2008). Lorsque des cycles H/S sont effectués, une perte de masse inférieure à 7 % est utilisée comme critère de durabilité dans le cas des mélanges argile maigre-ciment (Figure I-44).

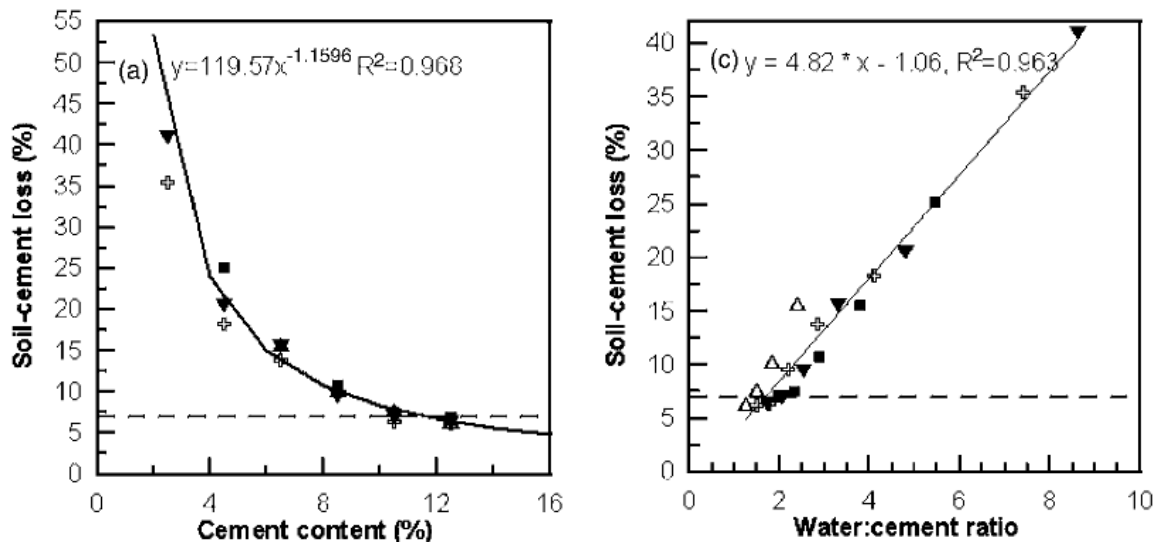


Figure I-44 : Perte de masse après une exposition aux cycles humidification/séchage : a) selon le dosage en ciment et b) le rapport E/C (Zhang et Tao 2008)

Helson (2017) a étudié le comportement des bétons de sol vis-à-vis des cycles d’humidification-séchage.

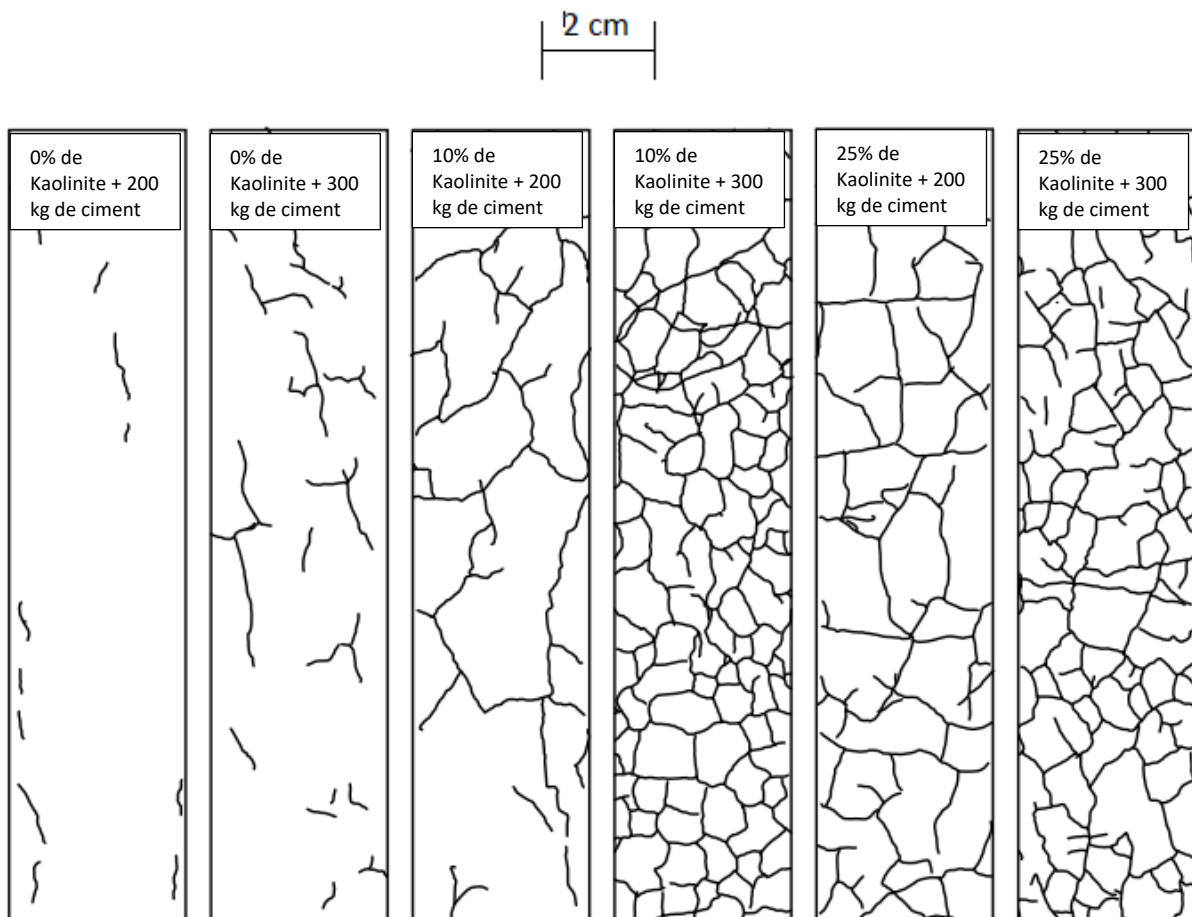


Figure I-45 : Fissuration des échantillons après 24 cycles H/S « accélérés », pour des pourcentages de kaolinite dans le sol variant entre 0 et 25%, et des dosages en ciment

variant entre 200 et 330 kg par m³ de béton frais, dans l'ordre de gauche à droite K0C200, K0C300, K10C200, K10C300, K25C200 et K25C300.

Outre la confirmation de résultats d'autres chercheurs, Helson (2017) démontre que l'argilosité du béton de sol influe sur les fissurations observables après un nombre donné de cycles d'humidification-séchage. Comme le montre la **Figure I-45**, l'augmentation de l'argilosité et du dosage en ciment crée une augmentation de la densité des fissures observables dans les bétons de sol (Helson 2017). Il explique que cette augmentation de la densité des fissures est liée au fait que les formulations ayant une argilosité plus grande, sont plus sensibles au retrait de séchage. De plus l'augmentation du dosage en ciment réduit la perméabilité de l'échantillon ce qui rend le séchage de ceux-ci moins uniforme générant un gradient hydrique plus élevé. Aussi, le fait que l'augmentation du dosage en ciment améliore les propriétés élastiques du matériau, génère une contrainte interne plus élevée car la déformation imposée par le séchage est quasiment la même pour toutes les formulations. Les dosages en ciment plus élevés subissent alors des contraintes plus élevées liées à cette déformation puisque leur module élastique est plus élevé. Cependant l'augmentation du dosage en ciment limite la perte de résistance vis-à-vis des cycles d'humidification-séchage. Il est montré également qu'au même titre que l'influence du gel/dégel après un nombre de cycles donné (Jamshidi et al. 2015), la conductivité hydraulique des bétons de sol peut augmenter jusqu'à 1000 fois lorsqu'ils sont soumis aux cycles d'humidification-séchage (Helson 2017).

I.8 Comportement au feu des bétons de sol

L'utilisation du Deep Soil Mixing pour réaliser des murs de soutènement permanents nécessite de se préoccuper des sollicitations accidentelles pouvant survenir. L'une des plus importantes sollicitations accidentelles pour un béton est l'incendie, notamment les feux de véhicules dans les parkings. Si les murs de soutènement sont en béton de sol, ils devront alors assurer un minimum de tenue au feu. La première étude sur le comportement à haute température de bétons de sol est celle récemment réalisée par Helson (2017). Celui-ci a étudié l'influence de la teneur en argile du sol et du ciment sur l'influence de la température sur les propriétés résiduelles.

Concernant les propriétés physiques du matériau, il est montré que la perte de masse est importante vers 60 °C (entre 12 et 27%) et qu'ensuite elle progresse linéairement et faiblement jusqu'à 600 °C (**Figure I-46**).

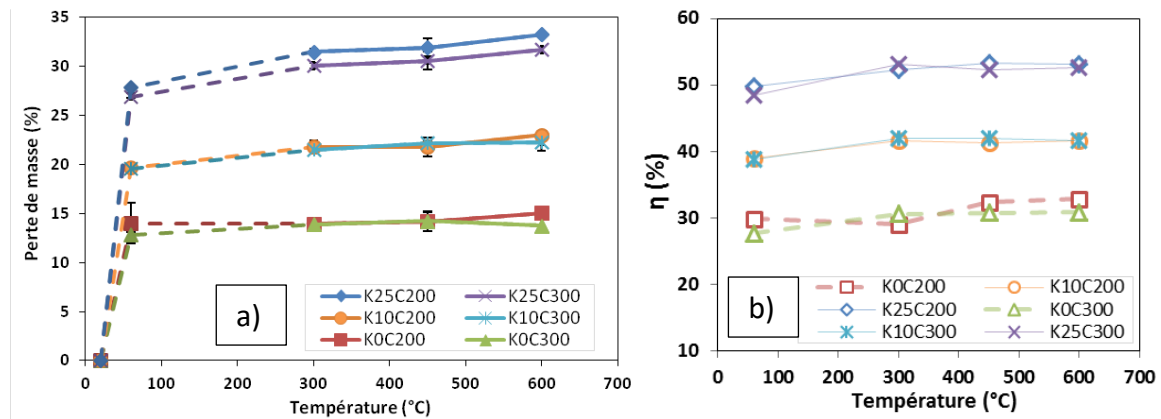


Figure I-46 : a) Evolution de la perte de masse et b) la porosité accessible à l'eau des bétons de sol en fonction de la température (Helson 2017)

Sur la **Figure I-46a**, on remarque que la perte de masse augmente avec l'argilosité du sol. Cela s'explique par la teneur en eau plus élevée lorsque l'argilosité est plus élevée (à ouvrabilité identique) (Helson 2017). La porosité augmente également en fonction de la teneur en argile du sol et linéairement en fonction de la température (**Figure I-46b**). La conductivité hydraulique quant à elle augmente pour les formulations ne contenant pas d'argile dès 300 °C, mais c'est seulement vers 450 °C qu'elle commence à augmenter de 10 fois environ pour les formulations ayant une teneur en argile supérieure à 10 %. La teneur en argile des sols limite l'augmentation de la conductivité hydraulique résiduelle suite au chauffage.

Concernant les propriétés mécaniques, il est montré qu'une faible teneur en argile du sol améliore la tenue mécanique aux hautes températures comparativement à un sable propre. Avec le sol synthétique composé de sable de Fontainebleau et de kaolinite, les résultats sont comparables avec la courbe de l'Eurocode 2 pour des bétons traditionnels avec des granulats siliceux ou calcaires (**Figure I-47a**) (Helson 2017). Cela indique que l'ajout d'une quantité d'argile (non gonflante) dans le béton de sol suivant certaines proportions peut améliorer la tenue à haute température des bétons de sol.

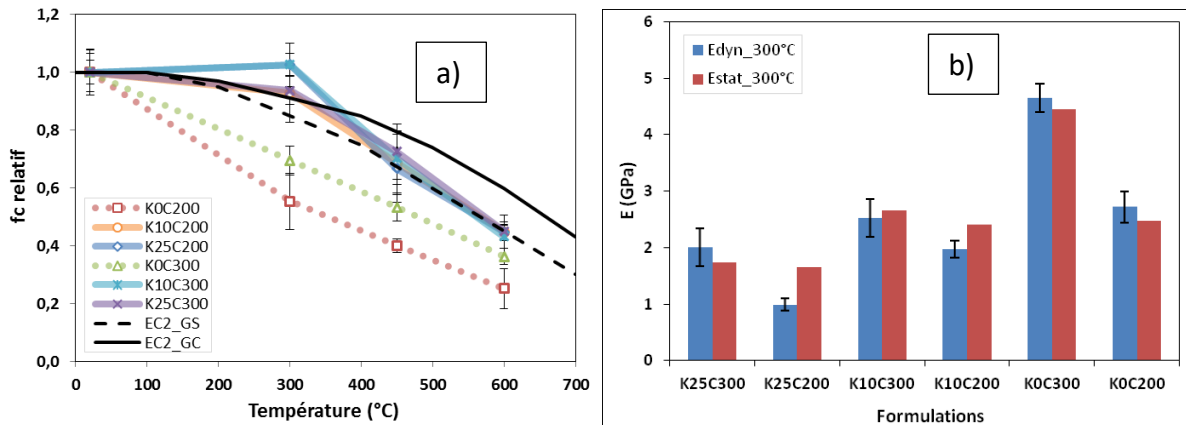


Figure I-47 : a) Influence de la température de chauffage sur la résistance en compression simple ; b) Comparaison des modules dynamiques et statiques après un chauffage à 300 °C. (Helson 2017)

Il est mentionné aussi que l'augmentation de l'argilosité du sol réduit les propriétés élastiques statiques et dynamiques résiduelles du matériau. On observe sur la **Figure I-47b** que l'augmentation du dosage en ciment améliore les propriétés élastiques et dynamiques résiduelles du matériau.

1.9 Conclusions et objectifs

Le Deep Soil Mixing est devenu incontournable dans le domaine des fondations spéciales pour des ouvrages spécifiques (Étanchéité de digue, paroi de soutènement, paroi étanche, renforcement d'ouvrages anciens, etc.). Son impact favorable en terme environnemental fait de lui un sujet de recherche important depuis quelques années car il permet entre autres d'éviter de détruire et reconstruire. Les recherches réalisées sur ce matériau ont alors permis de classer, de démêler et de regrouper les différents éléments permettant de comprendre le matériau. Le rôle des différents constituants sur les propriétés du matériau a été relativement étudié en laboratoire. De ce point de vue, les éléments suivants sont notés :

- L'eau joue un rôle essentiel car elle permet l'hydratation du ciment et assure l'ouvrabilité ; cependant elle doit être utilisée de façon optimale car lorsque la quantité d'eau devient trop grande, elle impacte négativement les propriétés du matériau.
- Le liant sous toutes ses formes (ciment, chaux, etc.) est l'élément indispensable dans tout béton et en occurrence dans le béton de sol. Son type, son dosage influent sur les propriétés physiques et mécaniques du matériau mais son influence reste dépendante à la fois de l'eau et du sol.

- Le sol, proportion volumique et massique la plus importante du béton de sol, modifie le comportement du matériau par son interaction avec l'eau (interaction de l'argile et de l'eau) et possède sa résistance mécanique propre.

L'action de ces précédents éléments est plus facile à mesurer en laboratoire, mais très difficile sur chantier car elle est modifiée par d'autres éléments sur chantiers tels que :

- Le malaxage qui dépend lui-même de l'outil utilisé sur chantier, de l'énergie de malaxage et du type de sol en place.
- La méthode utilisée, qui génère plus ou moins de variabilité.

Par ailleurs, les conditions de cure sur chantier non maîtrisées, le drainage éventuel de l'eau dans l'encaissant, et la délicate estimation des proportions du matériau réalisé in fine liée à la fois à la précision des appareils d'injection du ciment ou du coulis (débitmètre) et surtout la connaissance des propriétés physique réelles du volume de sol en place complexifient le passage du laboratoire au chantier.

Afin de pouvoir formuler les matériaux in situ à partir d'essais simples et peu coûteux de laboratoire pour assurer les propriétés matériaux requises en termes de perméabilité, de résistance ou de rigidité, il est ainsi indispensable de confronter les résultats laboratoires aux propriétés des matériaux sur site. Dans la littérature, les études sur cet aspect sont encore très rares et peu de réponses sont apportées.

La durabilité du béton de sol est encore très peu étudiée et il n'existe à ce jour, aucune norme spécifique ou recommandation pour certains aspects de durabilité comme la carbonatation, le gel, ainsi que les cycles d'humidifications séchage. A ce jour, beaucoup de recherches sont néanmoins faites sur les cycles d'humidifications séchage et quelques-unes sur les cycles de gel-dégel. Concernant la carbonatation des bétons de sol, une seule étude publiée existe jusqu'alors et sur un temps trop court pour donner une vision à long terme, d'autant plus que la sensibilité du matériau vis-à-vis de la carbonatation est plus importante car le ciment majoritairement utilisé est le ciment CEM III qui génère une carbonatation plus importante. De plus les rapports E/C élevés utilisés pour ce matériau et la présence d'argile augmentent encore plus cette sensibilité.

L'étude des sollicitations accidentelles telles que la haute température, malgré son importance capitale dans le cadre des murs de soutènement permanents de parking par

exemple, ne bénéficie que d'une seule étude basée sur un seul type d'argile (Kaolinite). La nature de l'argile peut avoir une influence très importante lors du chauffage.

L'objectif de ce travail de recherche est donc de comparer les relations obtenues en laboratoire entre les paramètres matériaux et les propriétés physiques et mécaniques et les résultats issus de chantier.

Ensuite il s'agit d'apporter quelques réponses à certains aspects de durabilité tels que la carbonatation, le gel-dégel et le comportement à haute température, notamment sur les écarts pouvant être éventuellement constatés entre des matériaux laboratoire et chantiers.

II. DEMARCHE EXPERIMENTALE

Ce chapitre présente la démarche expérimentale adoptée durant les travaux de recherche menés au sein du laboratoire sur du béton de sol issu de chantiers. L'objectif de ce chapitre est tout d'abord d'expliquer la provenance et le choix des matériaux utilisés et des échantillons caractérisés (sol, ciment, colonnes issues du chantier), avant d'en présenter les caractéristiques. Il s'agit aussi de détailler les méthodes utilisées pour l'échantillonnage de matériaux issus du chantier, les conditions de cure adoptées ainsi que les raisons de ces choix. Ensuite, les moyens et matériels utilisés en laboratoire pour réaliser les différents essais sont décrits. Les normes utilisées pour les essais sont citées. Une adaptation est faite sur le protocole de certaines normes en raison du comportement du matériau vis-à-vis de certaines sollicitations. Les méthodes utilisées pour étudier la durabilité de ce matériau sont expliquées. Les normes sur lesquelles se sont basés les différents protocoles sont également citées.

II.1 Démarches et objectifs

La démarche expérimentale suivie au cours des travaux de thèse s'organise autour de deux grands axes. Un premier axe basé sur l'étude de béton de sol prélevé sur chantier à l'état frais et un second axe, basé sur des bétons de sol réalisés en laboratoire avec des matériaux provenant de chantier.

La démarche expérimentale pour l'étude des matériaux prélevés sur chantier à l'état frais consiste essentiellement en la caractérisation physique et mécanique et l'étude de la durabilité. Il existe des travaux concernant la caractérisation physique et mécanique du matériau mais beaucoup moins concernant la durabilité de celui-ci. D'un point de vue normatif, il existe peu de documents spécifiques permettant l'étude de ce matériau. Ainsi, en l'absence de documents spécifiques concernant un essai, on s'inspire des normes et procédures utilisés pour les bétons en les adaptant, d'où le caractère important de l'approche béton utilisée pour un matériau qui est un mélange de sol et de ciment et qui est plus connu sous le nom de sol traité. La caractérisation physique est également concernée par l'utilisation de méthodes de caractérisation proposées pour le béton de structure. Néanmoins, la caractérisation mécanique se base sur les normes existantes et spécifiquement sur les travaux de recherche récents (Helson 2017), (Guimond-Barrett 2013), (Szymkiewicz 2011).

La démarche expérimentale s'appuie essentiellement sur les travaux de recherche d' Olivier HELSON (Helson 2017). Ayant travaillé sur le même sujet mais avec du sol synthétique réalisé en laboratoire, sa démarche expérimentale est instruite et admise par les constructeurs utilisateurs de ce type de matériau. Cependant, compte tenu de la différence de nature du sol prélevé sur chantier avec le sol synthétique sur lequel il a travaillé, certains protocoles sont adaptés.

L'objectif est de caractériser d'une part le béton de sol prélevé sur chantier à l'état frais, et d'autre part celui réalisé en laboratoire avec du sol issu du chantier, puis de comparer les résultats obtenus avec les résultats d'Olivier Helson et les résultats existants dans la littérature. Le but final est d'adapter les modèles prédictifs développés à partir de résultats de laboratoire au comportement des bétons de sol de chantier. L'étude de la durabilité permettra de proposer des recommandations en matière de composition et dosage afin d'assurer des propriétés résiduelles convenables.

II.2 Le chantier

L'étude réalisée a porté sur 5 différents chantiers. Sur les quatre premiers, des échantillons de bétons de sol ont été prélevés soit à l'état frais, soit à l'état durci (colonnes de Soil Mixing). Ces chantiers seront dénommés respectivement dans la suite CS_1, CS_2, CS_3 et CS_4. Il n'y a pas eu de réalisation de béton de sol sur le 5ème, mais il a été prélevé du sol en place sur celui-ci nommé S4.

Dans cette partie, les différents chantiers seront décrits. Les échantillons prélevés sur chacun de ces chantiers seront présentés avec les méthodes utilisées et les dénominations données à ces échantillons.

II.2.1 Chantier N°1 : CS_1

Ce chantier est situé à Esbly en Seine et Marne à environ 50 km au Nord Est de Paris. Ce site abritera une résidence haute de 5 niveaux et comportant un niveau de sous-sol. Pour la construction du sous-sol, le Soil Mixing est utilisé pour réaliser une paroi servant à la fois de soutènement provisoire (durée variant suivant la réalisation des travaux de fondation du projet de construction) et de mur d'étanchéité provisoire. Cette paroi a été réalisée sur tout le périmètre du sous-sol avant l'excavation. La **Figure II-1** montre l'équipement utilisé sur ce site.



Figure II-1 : Equipement utilisé sur le chantier pour le Soil Mixing

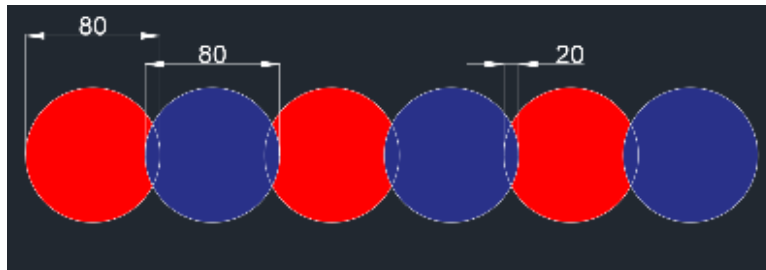


Figure II-2 : Technique de DSM sécantes utilisée pour assurer la continuité des colonnes

Les colonnes mises en place ont un diamètre de 80 cm et une hauteur qui varie entre 2,5 m et 3,5 m. Une technique spécifique (DSM Sécantes) (**Figure II-2**) est utilisée pour assurer la continuité entre les colonnes. Elle consiste à faire chevaucher des colonnes consécutives. Pour ce faire, une première colonne est réalisée, ensuite, la troisième est réalisée. La seconde vient alors au milieu et chevauche la première et la troisième.

II.2.1.1 Confection des colonnes étudiés

Lors de la réalisation des fondations sur le chantier, deux colonnes ont été réalisées sur place spécifiquement pour l'étude. Le ciment utilisé sur le chantier est du CEM III/C 32,5 N avec un dosage prévu de 150 kg/m³ de sol en place. Le rapport E/C est égal à 1 pour le coulis injecté dans le sol. Ce coulis est un mélange d'eau, de ciment et de bentonite en dosage défini pour assurer la stabilité du coulis. Les caractéristiques de ce coulis sont définies dans le Tableau II-1.

Tableau II-1 : Caractéristiques du coulis frais et durci utilisé pour la réalisation des colonnes

Densité	1,52
Visco Marsh (s)	29,2
Ressuage à 4h (%)	17
Résistance en compression à 7 jours (MPa)	7,8
Résistance en compression à 14 jours (MPa)	11

II.2.1.2 Echantillonnage, stockage et cure

II.2.1.2.1 Les colonnes

Les colonnes réalisées pour l'étude ont été excavées après 21 jours (**Figure II-3**). Ces deux colonnes ont ensuite été immergées afin d'éviter leur carbonatation. Puis elles ont été découpées en tronçons (**Figure II-4**) et envoyées au laboratoire de CY Cergy Paris Université où elles ont été sciées en quarts de cylindre. Sur ces quarts de cylindre ont été carottées des éprouvettes cylindriques de diamètre 10 cm et de hauteur 25 cm d'une part et de diamètre 5 cm pour une même hauteur d'autre part (**Figure II-5**). Environ 230 échantillons de diamètre 10 cm ont été obtenus, ainsi que 130 échantillons de diamètre 5 cm.



Figure II-3 : Colonnes excavées après 21 jours ($D = 80\text{cm}$; $H = 220\text{cm}$)



Figure II-4 : Découpage en tronçons, sciage en quarts de cylindre

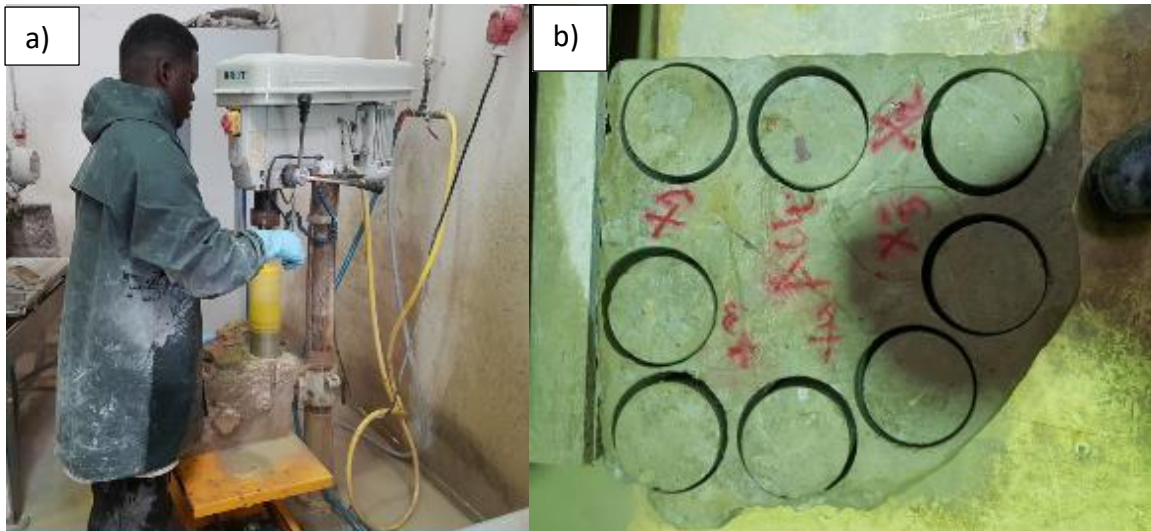


Figure II-5 : a) carottage, b) distribution des carottes

Les éprouvettes sont stockées après le carottage dans des bacs d'eau pour éviter la carbonatation et pour permettre la suite de l'hydratation. La **Figure II-6** montre le stockage des éprouvettes. La température de la pièce dans laquelle les bacs sont stockés varie dans l'année entre 15°C et 30°C.

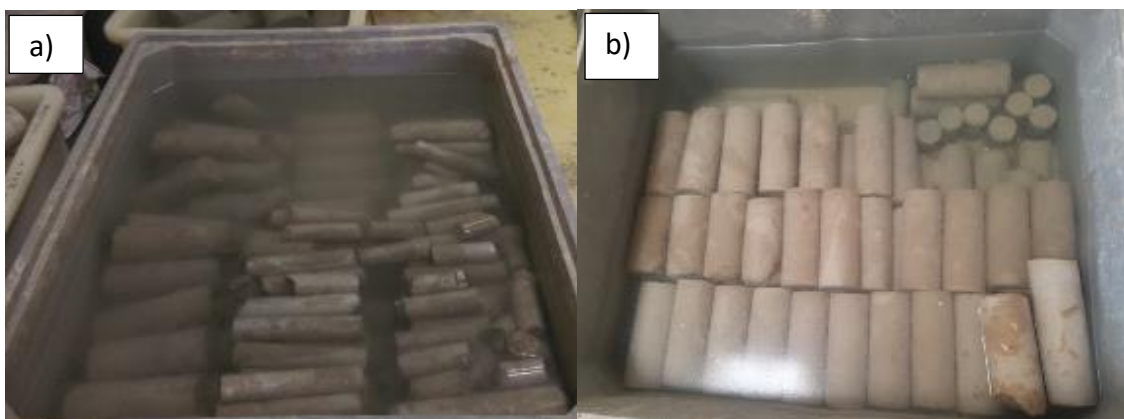


Figure II-6 : Stockage des éprouvettes : a) colonne II, b) colonne I

II.2.1.2.2 Le sol

Sur le chantier CS_1, des prélèvements de sol en place sont effectués pour réaliser du béton de sol en laboratoire. Le sol est prélevé à côté des colonnes réalisées pour l'étude afin d'être très représentatif de leur composition en sol. Prélevé sur trois profondeurs, 1m, 2m et 3m, ce sol est transporté dans des sacs plastiques étanches afin d'éviter leur séchage (**Figure II-7**). Les trois sols sont nommés S1, S2 et S3 pour les profondeurs respectives de 1, 2 et 3 m. Une première étude du sol sur ce chantier réalisée par le laboratoire de Soletanche Bachy, révèle

un sol sablo-argileux peu plastique pour S1 et un sol limoneux à plasticité moyenne pour les sols S2 et S3. Le **Tableau II-2** présente les autres caractéristiques du sol en place.

Tableau II-2: Caractéristiques du sol en place du chantier CS_1

H	Teneur en eau (%)	Valeur au bleu	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité	Classification GTR
-1 m	15,1	1,84	34,4	17,7	16,7	A1 (Sablo-argileux Sol peu plastique)
-2 m	28,2	3,03	35,9	19,1	16,8	A2 (Sol limoneux à plasticité moyenne)
-3 m	33,1	3,45	38,5	18,0	20,5	A2 (Sol limoneux à plasticité moyenne)

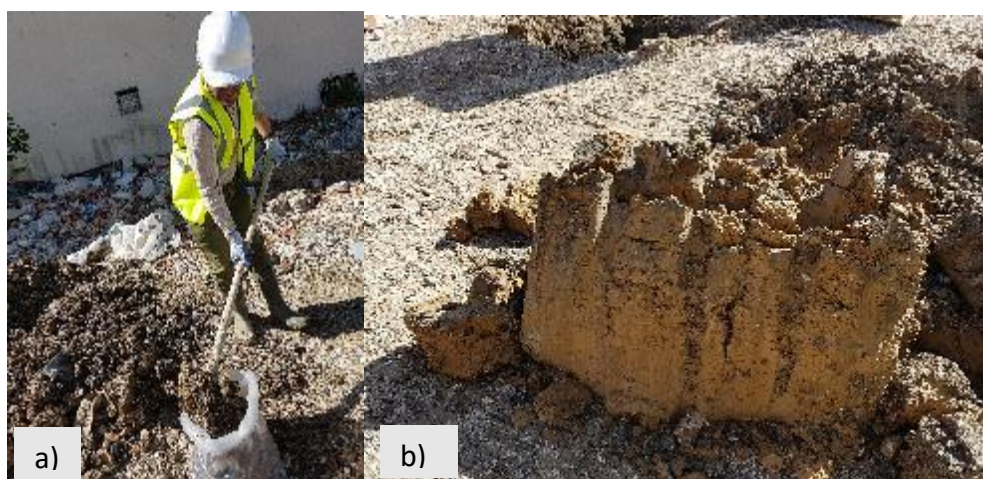


Figure II-7 : Prélèvement de sols sur le chantier : a) sol à 1 m ; b) sol à 2 m et 3 m

II.2.2 Chantier N°2 : CS_2

Situé à Orléans, ce chantier abrite une digue existante. La technique utilisée sur le chantier est le Trenchmix®. Rappelons que le Trenchmix® est une méthode de réalisation du Soil Mixing qui consiste à mélanger le sol sur toute sa profondeur à l'aide d'une sorte de trancheuse géante (**Figure II-8**). L'opération consistait à renforcer des zones de faiblesse (trop grande perméabilité à l'eau) de la digue identifiées grâce à des essais géophysiques et à augmenter sa résistance à l'érosion. Cette technique de Soil Mixing a été utilisée uniquement sur des tronçons de la digue présentant ces faiblesses. L'analyse de la digue vis-à-vis de sa stabilité induit une résistance en compression minimum à 7 et 28 jours. Le liant utilisé est un mélange de ciment CEM III/C 32,5N et de chaux à dosages respectifs de 210 kg/m³ et de 25 kg/m³ de sol en place. L'utilisation de la chaux résulte d'une étude de formulation en laboratoire, menée avant démarrage des travaux. La **Figure II-8** montre l'équipement utilisé et la réalisation. Les dimensions des parois réalisées sont de 50 cm de largeur et de 3 à 10 m de hauteur.

Les prélèvements effectués sont des éprouvettes cylindriques (Ø11cm, h22cm) de mélange frais. Ces éprouvettes ont été prélevées en surface de la tranchée tous les 10 m. Le **Tableau II-3** présente les détails des prélèvements selon les points métriques. Les éprouvettes ont été conservées sur chantier dans un conteneur de chantier sous des tables en bois. Elles ont été démoulées à 7 jours et ont été conservées dans de l'eau.

Tableau II-3 : Récapitulatif des échantillons prélevés sur le chantier

Dates de réalisation	27/11/2018		26/11/2018							22/11/2018						
Points métriques	230	240	250	260	270	280	290	300	307	851	860	870	880	890	900	910
Nombre d'échantillons	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3

L'étude géotechnique du sol en place sur ce chantier indique plusieurs types de sol le long de la digue. De ce fait, les échantillons prélevés ont une composition variée. Pour mieux identifier les échantillons prélevés suivant leur composition, il est important de connaître la variation des propriétés du sol par point métrique. Le **Tableau II-4** présente la nature des sols à différentes profondeurs et à différents points métriques, la proportion de matière organique dans le sol ainsi que la teneur en eau du sol en place. Les valeurs moyennes calculées

permettront d'établir la quantité d'eau contenue dans le Soil Mixing réalisé aux différents points métriques. La quantité d'eau ajoutée représente l'eau mesurée lors de l'enregistrement dans un volume de tranché (sur toute la profondeur), rapportée au volume de sol malaxé, cette proportion d'eau est la même pour l'ensemble des points métrique. L'ensemble des données du tableau ajouté au dosage en ciment permet de déterminer la composition du Soil mix réalisé par point métrique.

Tableau II-4 : Caractéristiques du sol en place du chantier CS_2 par point métrique où nos prélèvements sont réalisés

Point Métrique (PM)	Propriétés	Profondeur (m)					Valeur moyenne
		1	2	3	4	5	
240 ; 260 ; 280 ; 300	Teneur en eau naturelle du sol (%)	21	18.2	19.6	23.2	25.2	21.44
	Teneur en matière organique (%)	3.7	4.1	4.5	5.3	5.9	4.7
	Nature du sol	Limon argileux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	
	Eau totale ajoutée (m3)						1.26±0.03
851 ; 871 ; 890	Teneur en eau du sol (%)	14.2	8.3	10.8	19.5	21.2	14.8
	Teneur en matière organique (%)	2.7	2.3	3.3	5.8	5.9	4
	Nature du sol	Sable fin brun	Sable fin limoneux brun	Sable fin limoneux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	
	Eau totale ajoutée (m3)						1.09±0.12
910	Teneur en eau du sol (%)	11.4	17.4	17.8	17.9	21.4	17.18
	Teneur en matière organique (%)	1.7	2.6	2.8	2.8	4.4	2.86
	Nature du sol	Limon argileux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	Limon argileux brun	
	Eau totale ajoutée (m3)						1.05



Figure II-8 : Trenchmix sur le chantier CS_2 ; équipement et réalisation

II.2.3 Chantier N°3 : CS_3

Le troisième chantier étudié est un chantier de **Trenchmix®**. Située à Strasbourg, l'opération consistait à améliorer l'étanchéité d'une digue. Sur ce chantier, le béton de sol est dosé en ciment à 180 kg/m^3 de sol en place et en eau à 220 kg/m^3 de sol en place. La largeur de la paroi réalisée est de 50 cm et la hauteur varie entre 5 m et 10 m. Sur ce chantier, le mélange obtenu est très fluide. On observe une bonne homogénéité du mélange. Le ciment utilisé est du CEM III/C 32,5N. Le sol en place sur ce chantier est très différent de celui des autres chantiers. En effet, une observation visuelle indique un sol de remblais de digue très graveleux, avec une faible teneur en eau. Sur le site, on a remarqué que le sol est composé en

majorité de gros galets de dimensions allant jusqu'à 7 cm et de sable fin et limoneux quasiment sans argile.

La **Figure II-9** présente la machine utilisée pendant la réalisation des travaux. On peut y observer un mélange avec une composition granulaire très grossière. Pour le prélèvement sur ce chantier, il était alors important de limiter la taille maximale des granulats ($D_{\max} = 2,5\text{cm}$) entrant dans nos éprouvettes. Celles-ci sont des cylindriques $\varnothing 11\text{cm}$, h22 cm. 22 échantillons de mélange frais ont pu être prélevés sur ce chantier en tête des parois. Le mélange étant suffisamment homogène compte tenu de la technique de malaxage, ce type de prélèvement ne pose pas de problème de représentativité. Ces échantillons ont été conservés dans des locaux de chantier à l'abri de la chaleur et d'une hygrométrie trop faible pendant 7 jours. Ensuite, ils ont été mis dans l'eau une fois leur arrivée dans le laboratoire le 8^{ème} jour. La caractérisation de ces échantillons a commencé après 28 jours de cure.



Figure II-9 : Equipement utilisé pour le Trenchmix® sur le chantier CS_3 et observation du matériau final obtenu

Afin de déterminer la composition exacte de ce matériau, surtout sa teneur en eau totale, le dosage en ciment par m^3 de béton de sol, ainsi que le rapport E/C, les données géotechniques du sol à proximité des prélèvements de bétons de sol réalisés sont présentées dans le **Tableau II-5**.

Tableau II-5 : Données géotechniques du sol en place au point de prélèvement SC ST2 du chantier CS_3

Prof sup (m)	Prof inf (m)	Nature du sol	W (%)	% < 80 μm	% < 2 μm	VBS	wl (%)	GTR
1	1.2	Sable, graviers et galets à matrice limoneuse brun belge	1.6	4.4	1	0.03	24.3	B3
3	3.45	Sable limoneux gris à quelques graviers	19.3					
3.45	3.95	Sable limoneux gris à quelques graviers	24.2	65.3	16	1.4		A2
4.4	4.7	Sable limoneux gris à quelques graviers	18.5	28.5	6	1.15		B2
5	5.2	Sable limoneux gris à quelques graviers	21	47.1	11	0.24		A2
5.2	5.3	Limons sableux gris	21					
6.7	6.8	Sable, graviers et galets à matrice limoneuse grise	4.3	2.8	0.5	0.04		B3
10	10.5	Sable gris à graviers et galets	2.2	0.5		0.01		B3
Moyenne sur le profil hydrique			14.0	24.8	6.9	0.5	24.3	

En utilisant le dosage en ciment prévisionnel par mètre cube de sol traité (Volume en place), ainsi que la teneur en eau du sol et sa masse volumique, on associe l'eau injectée pendant le malaxage pour déduire des paramètres de formulation selon une approche béton.

Cette traduction basée sur l'hypothèse d'utilisation de sol non foisonné indique que ce matériau à un dosage en ciment de 139 kg par m³ de béton de sol, avec un rapport E/C de 2,80 et une teneur en eau totale (eau naturelle du sol + eau ajoutée lors du malaxage) de 26,9%.

II.2.4 Chantier N°4 : CS_4

Le chantier N°4 est également un chantier de Trenchmix®. Situé à Nevers, l'opération consistait à améliorer l'étanchéité d'une digue. Sur ce chantier, le béton de sol est dosé en ciment à 175 kg/m³ de sol en place. La largeur de la paroi réalisée est de 50 cm et la hauteur varie entre 4 m et 10 m. Sur ce chantier, le mélange obtenu est fluide. On observe une bonne homogénéité du mélange. Le ciment utilisé est du CEM III/C 32,5N. Afin de remonter vers la composition exacte de ce chantier, les données géotechniques sont présentées dans le **Tableau II-6**. En utilisant l'ensemble de ces données, il est alors possible de déduire les

paramètres de formulation selon une approche béton (Dosage en ciment par mètre cubé de béton de sol ; E/ totale ; teneur en eau totale W).

Tableau II-6 : Données géotechniques du sol en place au point de prélèvement SC13 du chantier CS_4

Prof sup (m)	Prof inf (m)	Nature du sol	W (%)	% < 80 μ m	VBS	Classe GTR
0.4	2.1	Sables, graviers et graves légèrement limoneux	0.3	2	0.11	B3
2.5	3	Sables, graviers et graves argileux	1.5	23	0.42	B5
4.9	6	Sables, graviers et graves très argileux	3	33	0.4	B5
Moyenne sur le profil hydrique			1.6	19	0.31	

Comme dans le paragraphe précédent, la détermination des paramètres de formulations suivant une approche béton, indique que ce matériau à un dosage en ciment de 121 kg/m³ de béton de sol, avec un rapport E/C de 2,33 et une teneur en eau totale de 20,6%.

27 éprouvettes cylindriques (\varnothing 11cm, h22cm) de mélange frais sont prélevées en tête des parois. Compte tenu de la technique utilisée, un prélèvement en tête est suffisamment représentatif de l'ensemble de la paroi. Nous étudierons les propriétés mécaniques en fonction du temps de cure.

II.3 Le laboratoire : confection de béton à partir du sol issu du chantier

II.3.1 Les matériaux utilisés

L'étude porte sur différents bétons de sol réalisés en laboratoire en mélangeant les différents sols prélevés sur le chantier CS_1 et le sol S4 avec un ciment au laitier de haut fourneau.

Les différents sols utilisés sont décrits dans les paragraphes précédents comme matériaux prélevés sur chantier. Leurs caractéristiques obtenues par des laboratoires géotechniques sont décrites dans les paragraphes qui vont suivre.

Néanmoins, d'autres analyses ont été réalisées au L2MGC afin de compléter la caractérisation de ces sols. D'autres analyses déjà réalisées sur chantier ont été reprises au laboratoire afin de déterminer des paramètres au moment des essais nous permettant de calculer les proportions des mélanges testés.

II.3.1.1 Le sol S4

Le Soil Mixing n'a pas été réalisé sur le cinquième chantier. Situé à Chelles à 20 km au Nord Est de Paris, le chantier CS_5 est un chantier de construction d'immeubles à usage d'habitation. Un sous-sol de 2 niveaux est réalisé sur ce chantier avec des murs de soutènement en béton. Du sol a été prélevé pour compléter l'ensemble des investigations faites sur les trois autres sols. Les données d'étude géotechnique du sol que nous présentons sont celles réalisées par le laboratoire de Botte Sondage dans le cadre de la réalisation de l'étude de sol du chantier. Le prélèvement de sol sur ce chantier est réalisé à 4,5 m du terrain naturel (TN). Les fouilles réalisées sont à la même profondeur. L'étude du sol en laboratoire Botte Sondage est effectuée sur des prélèvements de sol au droit des fouilles. L'intérêt de l'utilisation ce sol réside dans l'élargissement de notre étude à une plus grande variété de sol naturel afin d'analyser l'influence des caractéristiques du sol sur les propriétés mécaniques et la durabilité des bétons de sol.

Deux échantillons prélevés au droit de deux fouilles ont été soumis à des essais d'identification suivant le GTR 92 (teneur en eau naturelle aux jours des prélèvements, granulométrie, limite d'Atterberg) ainsi qu'à des essais Proctor et CBR. Ces échantillons sont constitués de limons argileux marron.

Les analyses granulométriques permettent les observations suivantes : pour les deux échantillons, le diamètre maximal (Dmax) est inférieur à 50 mm. Le tamisat à 80 μm est supérieur à 35 % et le tamisat à 2 mm est supérieur à 70 %. Cela indique que le sol S4 est à tendance sableuse et que son comportement est régi par celui de la fraction fine ($\leq 80\mu\text{m}$). Les résultats de la teneur en eau naturelle (aux jours des prélèvements) et des limites d'Atterberg obtenues sont consignés dans le **Tableau II-7**.

Tableau II-7 : Caractéristiques géotechniques du sol S4

N° de l'échantillon	Profondeur échantillon	Teneur en eau naturelle w (%)	Limite de Liquidité – LL (%)	Limite de Plasticité – LP (%)	Indice de Plasticité IP	% < 80 µm	Classification GTR
F1	0,30/0,50	17,19	29	10	19	67,70	A2 (Sol moyennement argileux)
F2	0,30/0,50	17.30	40	15	25	60,12	A2 (Sol moyennement argileux)

L'ensemble des informations relève, pour ce sol, un caractère sableux avec une certaine contenance d'argile. L'analyse visuelle montre que le sol S4 est très sableux et que le type d'argile contenu dans ce sol n'est pas très sensible à l'eau alors que l'argile présente dans les sols S1 à S3 semble être très sensible à l'eau. Cette analyse peut se confirmer par la faible teneur en eau du sol S4 et les fortes teneurs en eau des sol S2 et S3. La **Figure II-10** montre une photo du sol s4.



Figure II-10 : Sol S4

II.3.1.2 Analyse granulométrique réalisée en laboratoire des sols issus du chantier

Le sol dans le béton de sol est considéré comme les granulats. Il est donc important de connaître la granulométrie de celui-ci afin de pouvoir mieux analyser les résultats physiques et mécaniques obtenus pour ces bétons. De plus, la connaissance du diamètre maximal des grains de sol est nécessaire car il conditionne le diamètre des moules à utiliser. Les moules utilisés pour notre étude ont un diamètre de 6 cm et une hauteur de 12 cm.

L'analyse granulométrique a été faite avec les tamis existant en laboratoire. La norme utilisée est la norme **XP P94-041 (décembre 1995)**. Cette norme s'applique aux sols, aux matériaux rocheux après extraction et aux sous-produits industriels utilisés dans le domaine du bâtiment et du génie civil, dans la mesure où les sollicitations provoquées par le processus d'essai ne modifient pas leur structure. L'essai d'identification granulométrique est destiné à classer géotechniquement un sol. L'essai consiste à séparer par lavage les grains agglomérés d'un échantillon d'une masse connue de matériau, puis à les fractionner, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement après séchage le refus cumulé sur chaque tamis. Les dimensions nominales d'ouverture des mailles des tamis et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et des seuils granulométriques utilisés dans la classification. Les masses des différents refus ou des passants sont rapportées à la masse initiale du matériau sec soumis à essai. Cette norme définit le diamètre minimum des tamis à 80 μm . Cependant, en vue d'obtenir le plus d'information possible sur la granulométrie des sols du chantier, nous avons utilisé le plus petit diamètre de tamis dont nous disposions au laboratoire. Nous avons donc ajouté les tamis de 63 μm et 40 μm . Le protocole utilisé pour notre analyse granulométrique se définit donc comme suit :

- Trempage de 20 kg de sol prélevé sur chantier dans de l'eau pendant 72 h minimum ;
- Malaxage de sol sursaturé après enlèvement du surplus d'eau à l'aide d'un tuyau par gravimétrie ;
- Préparation de tamis allant de 40 μm à 2 cm ;
- Tamisage par voie humide comme l'indique la norme citée ci-dessus et pesée des refus avant séchage et après séchage.

Selon les données recueillies pendant l'essai, les pourcentages de refus cumulés et de passant sont calculés pour les quatre types de sol.

Afin de compléter l'étude granulométrique vers les fractions les plus fines, une granulométrie Laser est réalisée sur les échantillons S2, S3 et S4. Cette étude est effectuée par un laboratoire externe et les résultats de la voie humide sont utilisés afin de compléter les courbes granulométriques réalisées au laboratoire.

Ces courbes granulométriques sont comparées avec les courbes granulométriques des sols synthétiques étudiés par O. Helson ainsi qu'à la courbe granulométrique concernant le sol S4.

La **Figure II-11** présente les courbes granulométriques obtenues pour ces sols.

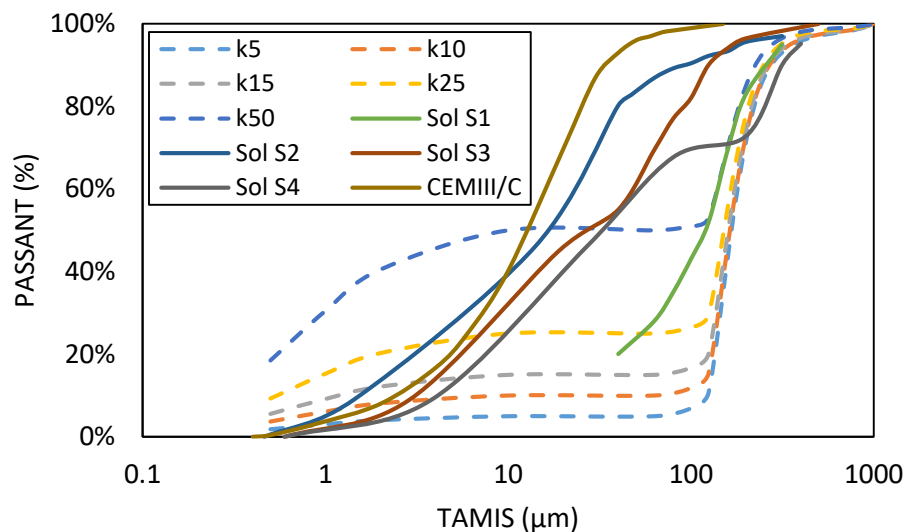


Figure II-11 : Granulométrie des sols étudiés (Sol S1 à S4) comparée aux granulométries des sols étudiés par O. Helson

Le sol S2 semble avoir la plus fine granulométrie et reste très proche de celle du ciment utilisé. Les sols S3 et S4 sont également très fins bien que moins que le sol S2. Le squelette granulaire de l'ensemble de ces sols (S2, S3 et S4) paraît très différent des sols artificiels de Helson (2017). Le sol S1 quant à lui semble a priori être celui qui se rapproche le mieux du sol synthétique K25 composé de 25% de kaolinite et 75% de sable de Fontainebleau.

II.3.1.3 Détermination des limites d'Atterberg et teneur en eau

La détermination de la limite de liquidité s'est avérée nécessaire afin de situer la teneur en eau du mélange malléable par les malaxeurs disponibles au laboratoire. L'énergie des malaxeurs disponibles au laboratoire, couplée avec la recherche d'un matériau final très homogène, impose une certaine ouvrabilité du matériau et par conséquent une certaine teneur en eau du mélange. Pour bien définir cette teneur en eau, la connaissance de limite de

liquidité du sol dans l'état courant, nous a semblé nécessaire. L'ouvrabilité du mélange dépend de la capacité de rétention du sol, du ciment, de la compacité de l'arrangement granulaire et de l'absorption du ciment utilisé.

Les limites d'Atterberg sont déterminées suivant la **norme NF P94-051 (1993-03-01)**. La détermination de la teneur en eau a été effectuée selon la **norme NF P94-051**. La limite de liquidité a été déterminée uniquement pour le sol à 3 m de profondeur qui est de nature argileuse. La valeur de la limite de liquidité sera utilisée pour fixer la teneur en eau de tous nos mélanges.

Les résultats présentés concernent uniquement le sol à 3 m. Dans un premier temps, les teneurs en eau sont déterminées en fonction du nombre de coups. Le **Tableau II-8** présente les valeurs obtenues.

Tableau II-8 : Tableau de valeurs pour la détermination de la limite de liquidité du sol S3 prélevé et stocké au laboratoire

N°	Nombre de coups	Masse Récipient (g)	Masse humide (g)	Masse sèche (g)	Masse d'eau (g)	Teneur en eau
1	17	2.50	25.41	18.26	7.15	45.37%
2	17	2.50	29.74	21.23	8.51	45.44%
3	21	2.50	22.64	16.48	6.16	44.06%
4	23	2.50	8.50	6.70	1.80	42.86%
5	23	2.46	22.82	16.65	6.17	43.48%
6	33	2.50	24.16	17.35	6.81	45.86%
7	34	2.49	31.81	23.23	8.58	41.37%
8	35	2.47	33.05	24.13	8.92	41.18%
9	30	2.49	35.78	25.00	10.78	43.10%
10	27	2.49	31.57	22.00	9.57	43.50%

En utilisant ces valeurs, la droite présentant la teneur en eau en fonction du nombre de coup est tracée. La **Figure II-12** présente ce graphique.

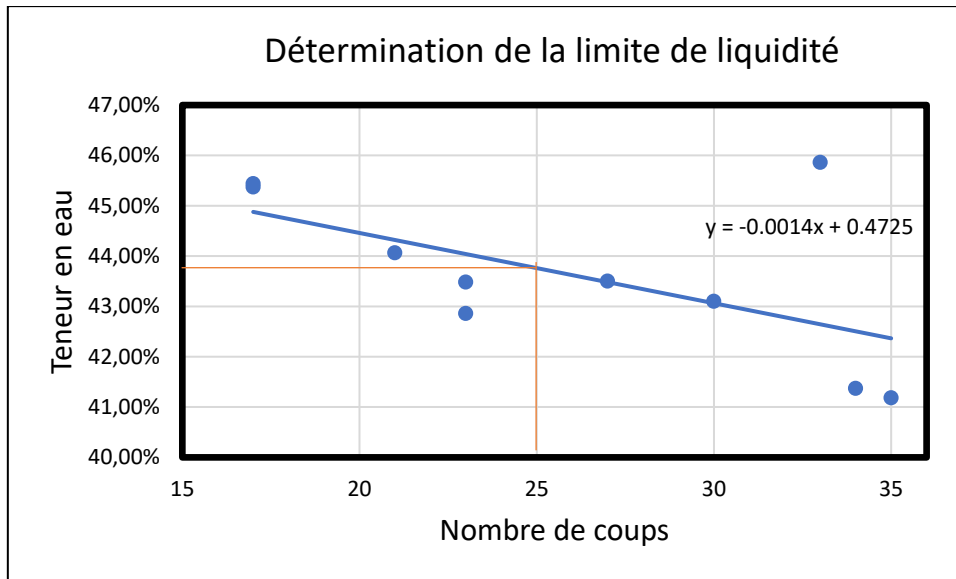


Figure II-12 : Détermination de la limite de liquidité du sol S3

Avec l'équation de la droite, la teneur en eau correspondant aux 25 coups est déterminée. Cela donne une teneur en eau de 44 %. Cette valeur correspond à la limite de liquidité du sol S3. Cette valeur de la limite de liquidité est différente de celle mesurée par le laboratoire Soletanche Bachy (38,5%). Cependant, les deux valeurs restent acceptables et leur différence n'empêche pas de situer la teneur en eau du mélange. Le sol S3 est uniquement testé ici, car c'était le sol le plus argileux en comparaison avec le sol S1.

En considérant la limite de liquidité de ce sol, nous fixons alors la teneur en eau de nos mélanges à 50 % pour l'étude globale à teneur en eau constante. Cette teneur en eau est basée sur cette limite de liquidité car, on souhaite avoir une teneur en eau du mélange qui permet d'avoir un mélange homogène et pour cela, il faudrait que le sol utilisé soit à minima à sa limite de liquidité. De plus, il était important de ne pas utiliser une teneur en eau très éloigné de celle obtenu sur les échantillons issus du CS_1 qui était de l'ordre de 40%.

II.3.1.4 Le ciment

Le ciment utilisé dans cette étude est, un CEM III/C 32.5 N CE PM-ES NF (NF EN 197-1 2012). Ce ciment contient plus de 85 % de laitier de haut fourneau induisant un développement plus lent de la résistance comparé à un ciment Portland (CEM I), mais dont le caractère latent est favorable en matière d'ouvrabilité (Sheen, Zhang, et Le 2013; Helson 2017). Le CEM III/C est l'un des ciments les plus utilisés dans le domaine des fondations en France, car sa composition confère au béton une excellente résistance vis-à-vis des attaques chimiques et réduit la

perméabilité. Ce ciment est en outre considéré comme éco efficace au vu de sa faible émission de CO₂. La composition du ciment est présentée dans le tableau II-3. On remarque la présence de 5 % d'anhydrite utilisé comme régulateur de prise et la présence d'un agent de mouture qui facilite l'opération de broyage et permet d'augmenter la résistance à court terme.

Tableau II-9 : Composition du CEM III/C 32,5 N CE PM-ES NF selon la fiche du produit (Calcia)

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)	
Perte au feu	1.8	Principaux	
SiO ₂	32.8	Clinker (K) de	15.0
Al ₂ O ₃	10.2	Couvrer	
Fe ₂ O ₃	0.7	Laitier (S)	85.0
TiO ₂	nd	Cendres (V)	
MnO	nd	Calcaire (L ou LL)	
CaO	46.0	Fumées de silice (D)	
MgO	5.5		
SO ₃	2.9	Secondaires	
K ₂ O	0.58	Calcaire (L ou LL)	
Na ₂ O	nd		
P ₂ O ₅	nd		
S ⁻	0.70	Total	100.0
Cl ⁻	0.02		
		Sulfate de calcium	
		Gypse	
		Anhydrite	5.5
		Additifs	
Insoluble CEN	0.5	Agent de mouture	
Na ₂ O éq. actif	nd	Cloter F5903 (AXIM)	0.016
Colorimétrie (L*)	81		

II.3.2 Dosage et formulation

L'ensemble des sols prélevés sur les différents chantiers est mélangé avec du ciment suivant 5 dosages (100, 150, 200, 250 et 300 kg/m³ de béton frais). Les formulations réalisées seront identifiées avec la nomenclature suivante. Pour exemple, un béton de sol obtenu en mélangeant du sol S1 prélevé à 1 m de profondeur sur le chantier CS_1, du ciment avec un dosage de 200 kg/m³ de béton frais et de l'eau ; sera identifié comme S1C200. Lorsque les résultats présentés concernent des mélanges où la teneur en eau totale varie, = à la suite de ces deux indications précédentes sera ajoutée la quantité d'eau totale du mélange. Pour continuer avec l'exemple précédent, si cette formulation est réalisée avec une teneur en eau totale du mélange de 50 %, l'identification deviendra : S1C200W50 ; si elle est plutôt réalisée avec une teneur en eau totale de 36 %, l'identification sera à ce moment : S1C200W36. L'ensemble de nos formulations respecte la teneur en ciment maximale utilisée sur les chantiers (Szymkiewicz 2011), à part les formulations avec un dosage en ciment de 300 kg/m³. Cependant, ce dosage est choisi car une utilisation de ce matériau différente des utilisations

actuelles (mur de soutènement permanent), nécessitera une meilleure résistance à certaines sollicitations (haute-température, basse température, carbonatation, etc...).

Dans une première partie de l'étude visant à évaluer l'influence du dosage en ciment à teneur en eau constante, la méthode de formulation consiste à fixer une teneur en eau totale pour tous les mélanges. Cette teneur en eau, comme indiquée dans le paragraphe **II.3.1.3**, est définie en fonction de la limite de liquidité du sol le plus argileux. La teneur en eau totale W est donc le premier paramètre de formulation fixé. Le deuxième paramètre est le dosage en ciment. La formulation se fait alors suivant les étapes suivantes :

- Définition (choix) de la teneur en eau totale du mélange (teneur en eau massique), par exemple $W = 50\%$.
- Définition du dosage en ciment par m^3 de béton frais, exemple : $C = 200\text{kg}/m^3$
- Calcul de la masse de sol sec pour un mélange de $1m^3$,

Hypothèse :

On néglige le volume d'air occlus

Données :

$$V_{total} = V_{ciment} + V_{sol\ sec} + V_{eau\ totale} = 1\ m^3 \quad [II - 1]$$

$$W_{totale} = 50\% = \frac{m_{eau\ totale}}{m_{ciment} + m_{sol\ sec}} \quad [II - 2]$$

Résultats :

$$m_{sol\ sec} = \frac{1 - m_{ciment} \left(\frac{1}{\rho_{ciment}} + \frac{W_{totale}}{\rho_{eau\ totale}} \right)}{\left(\frac{1}{\rho_{ciment}} + \frac{W_{totale}}{\rho_{eau\ totale}} \right)} \quad [II - 3]$$

- Calcul de la masse d'eau à ajouter au mélange :

$$m_{eau\ ajouter} = m_{eau\ totale} - m_{eau\ apportée\ par\ le\ sol}$$

Pour l'ensemble des formulations réalisées pour cette étude, le **Tableau II-10** présente la composition au m^3 de chacune d'elles. Le tableau présente les masses de ciment, de sol humide, d'eau ajoutée ainsi que les paramètres comme le rapport E/C total, la masse volumique théorique.

Tableau II-10 : Formulations des bétons de sol étudiés : composition pour 1 m³ de béton, rapport E/C, exemple avec une teneur en eau du sol de 33%

Sol	Formulations	W	Ciment (kg/m ³ béton)	W sol	Msol sec (kg)	M eau totale (kg)	M sol humide (kg)	M eau ajoutée (kg)	ρ théorique (kg/m ³)	E/C total
S1	S1C100W50	50%	100	33%	1044	572	1388	227	1715	5.72
	S1C150W50	50%	150	33%	996	573	1324	244	1718	3.82
	S1C200W50	50%	200	33%	948	574	1261	261	1721	2.87
S2	S2C150W50	50%	150	33%	996	573	1324	244	1718	3.82
	S2C200W50	50%	200	33%	948	574	1261	261	1721	2.87
	S2C250W50	50%	250	33%	900	575	1198	277	1724	2.30
	S2C300W50	50%	300	33%	853	575	1134	294	1726	1.92
S3	S3C100W50	50%	100	33%	1044	572	1388	227	1715	5.72
	S3C150W50	50%	150	33%	996	573	1324	244	1718	3.82
	S3C200W36	36%	200	33%	1165	491	1549	107	1856	2.46
	S3C200W50	50%	200	33%	948	574	1261	261	1721	2.87
	S3C200W75	75%	200	33%	693	670	921	441	1562	3.35
	S3C250W50	50%	250	33%	900	575	1198	277	1724	2.30
	S3C300W50	50%	300	33%	853	575	1134	294	1726	1.92
S4	S4C200W20	20%	200	18%	1543	349	1821	71	2092	1.74
	S4C200W27	27%	200	18%	1355	420	1599	176	1975	2.10
	S4C200W31	31%	200	18%	1264	454	1492	226	1918	2.27
	S4C200W36	36%	200	18%	1165	491	1375	282	1856	2.46
	S4C200W41	41%	200	18%	1078	524	1272	330	1802	2.62
	S4C200W47	47%	200	18%	988	558	1166	380	1746	2.79
	S4C200W50	50%	200	18%	947	574	1118	403	1721	2.87

En Deep Soil Mixing (DSM), le dosage en ciment est rarement exprimé en masse de ciment par m³ de mélange total. Il est généralement exprimé en masse de ciment par m³ de sol en place (Szymkiewicz 2011). En considérant ici, que notre sol en place représente la quantité de sol humide, nous présentons dans le tableau l'équivalence de nos dosages tels que mis en œuvre sur chantier.

Tableau II-11 : Différentes expressions du dosage en ciment des bétons de sol.

Sol	Formulations	W	Ciment (kg/m ³ béton)	Dosage en ciment (kg/m ³ de sol en place)	Dosage en ciment (kg/m ³ de sol sec)	Teneur en ciment (%m de sol humide)
S1	S1C100W50	50%	100	135	254	7.20%
	S1C150W50	50%	150	212	399	11.33%
	S1C200W50	50%	200	297	559	15.86%
S2	S2C150W50	50%	150	212	399	11.33%
	S2C200W50	50%	200	297	559	15.86%
	S2C250W50	50%	250	390	736	20.88%
	S2C300W50	50%	300	494	932	26.45%
S3	S3C100W50	50%	100	135	254	7.20%
	S3C150W50	50%	150	212	399	11.33%
	S3C200W36	36%	200	242	455	12.91%
	S3C200W50	50%	200	297	559	15.86%
	S3C200W75	75%	200	408	765	21.72%
	S3C250W50	50%	250	390	736	20.88%
	S3C300W50	50%	300	494	932	26.45%
S4	S4C200W20	20%	200	233	343	10.98%
	S4C200W27	27%	200	265	391	12.51%
	S4C200W31	31%	200	284	419	13.41%
	S4C200W36	36%	200	308	455	14.55%
	S4C200W41	41%	200	333	491	15.72%
	S4C200W47	47%	200	363	537	17.16%
	S4C200W50	50%	200	379	560	17.89%

II.3.3 Préparation des mélanges et conservations

II.3.3.1 Malaxage en laboratoire

Le béton de sol avec du sol prélevé sur chantier est réalisé en laboratoire de façon à obtenir un matériau très homogène afin que le malaxage n'influence pas les résultats et que le matériau soit reproductible. Le sol est d'abord immergé dans de l'eau pendant 72 heures de façon à ce qu'il soit totalement saturé. Ensuite, on récupère l'eau claire après sédimentation à l'aide d'un tube par gravimétrie de façon à ne pas vider une partie des fines du sol. Le reste du sol avec l'eau est malaxé pendant 5 min de manière à avoir un matériau sol très homogène. On détermine la teneur en eau de ce sol et on calcule la quantité d'eau à ajouter pour obtenir les 50 % de teneur en eau pour le mélange total. Rappelons que cette teneur en eau est choisie en fonction de la limite de liquidité déterminée en laboratoire pour le sol S3 qui est le plus argileux. Le choix d'une teneur eau plus élevée que la limite de liquidité du sol peut éventuellement permettre d'assurer d'une ouvrabilité suffisante.

Le mélange mécanique du sol en quantité adéquate avec le ciment et l'eau est ensuite effectué à l'aide d'un malaxeur CONTROLAB.

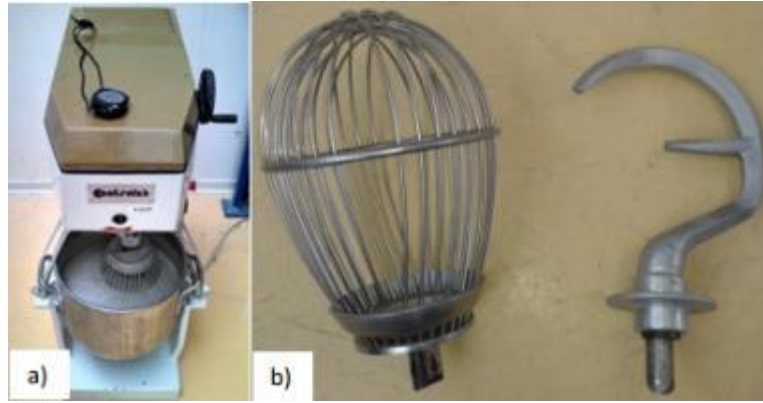


Figure II-13 : a) Malaxage à mortier CONTROLAB ; b) outils de malaxage

Pendant le malaxage, l'outil effectue un mouvement de rotation planétaire à une vitesse de 63 tours/min, correspondant à la vitesse minimale du malaxeur. La pale de malaxage utilisée diffère suivant la consistance du béton. En effet, les mélanges avec le sol S3 sont plus fermes. La pale de malaxage utilisée est alors celle en forme de crochet qui est suffisamment rigide pour assurer un bon malaxage. Les mélanges avec le sol 1 sont plus fluides, l'outil de mélange sélectionné est un fouet. Enfin, la durée du malaxage est fixée à 10 minutes, car au-delà de 10 minutes, le malaxage n'a plus vraiment d'effet sur la résistance du béton durci (Helson 2017).

II.3.3.2 Confection des éprouvettes

Dans la littérature, les éprouvettes cylindriques de 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur sont largement utilisées pour les essais de caractérisation mécanique du matériau sol-ciment (Le Kouby et Guimond-Barett 2015), (Grisolia et al. 2012), (Leoni et Bertero 2012), (Helson 2017). Selon, la norme NBN EN 12390-1, le diamètre des éprouvettes doit être au moins trois fois et demie supérieure au diamètre nominal des grains. Au vu de la granulométrie des sols, les tailles d'éprouvettes sont donc logiquement souvent plus petites que dans le cas des bétons ordinaires. Les moules en carton utilisés dans cette étude sont fabriqués sur mesure pour certains ($\varnothing = 50$ mm et $h = 105$ mm) et de dimensions standard pour d'autres ($\varnothing = 60$ mm et $h = 125$ mm). Cependant, une partie des sols étudiés est prélevée à 1 m de profondeur sur un terrain après démolition de vieux bâtiments. Ce sol contient donc beaucoup de débris de verre et de béton de diamètre allant jusqu'à 3 cm. Afin de garder les diamètres choisis pour les moules, ce sol est tamisé au tamis de 1,2 cm de façon à n'inclure dans le béton que des grains de diamètre inférieur à 1,2 cm.

La procédure de remplissage des moules influence grandement les propriétés physiques et mécaniques des mélanges sol-ciment (Helson 2017). Pour l'ensemble des mélanges, le remplissage des moules est achevé au plus tard dans les 45 minutes suivant la fin du malaxage avec le ciment. Cela permet de limiter l'influence du temps de repos avant la mise en place sur les caractéristiques du matériau (Kitazume et Terashi 2013b). Afin d'optimiser la qualité des échantillons, le remplissage des moules doit également prendre en compte l'ouvrabilité du mélange. Lors de cette étape, l'objectif est d'extraire un maximum d'air occlus, quelle que soit la méthode utilisée. Le remplissage des moules est effectué en 3 couches successives. Après chaque couche, le serrage est effectué avec la méthode de tapping (25 coups) pour toutes les formulations.

II.3.3.3 Modes de conservation

Les éprouvettes de béton de sol sont démoulées après 3 jours de cure dans les moules et immergées dans l'eau afin de se rapprocher le plus possible des conditions de conservation d'un béton de sol pendant son cycle de vie. La température de conservation de ces éprouvettes varie comme ceux des échantillons prélevés sur chantier. Rappelons que l'objectif est d'étudier des bétons de sol réalisés en laboratoire avec du sol de chantier dans des conditions proches du chantier et des conditions proches des travaux de recherche de O. Helson. Des conditions proches du chantier se résument au mode de conservation identique à celui des colonnes prélevées sur chantier et à l'utilisation du même type de ciment et sol que sur le chantier. Des conditions proches des travaux de recherche se résument aux démarches expérimentales en laboratoire et aux paramètres de formulations similaires. Un autre mode de cure a été réalisé pour déterminer l'influence du mode de cure sur les propriétés mécaniques et sur la résistance à haute température. Cela permettra d'isoler ce paramètre pendant les comparaisons des résultats avec ceux de O. Helson Il s'agit de la cure endogène. Les éprouvettes concernées sont emballées dans des chiffons humides après avoir été conservées 3 jours dans les moules et mises dans des sacs plastiques pendant toute la durée de cure.

II.4 Déterminations de propriétés physiques

Les propriétés physiques d'un béton de sol sont pour la plupart liées à sa structure poreuse. Certaines de ces grandeurs sont d'importants indicateurs de durabilité (porosité,

perméabilité), d'autres sont en relation avec les propriétés mécaniques (masse volumique), voire en lien avec la microstructure (vitesse d'ondes).

II.4.1 Porosité

La porosité à l'eau est mesurée pour les échantillons étudiés à leur maturité. La norme **NF P 18-459** exige un séchage préalable jusqu'à masse constante, ensuite une saturation sous vide. Cependant, le matériau étudié avec le sol en place est très sensible au séchage qui génère de fissures. Dans cette condition, nous avons choisi d'utiliser la saturation naturelle de l'échantillon.

Le principe est alors le suivant : les échantillons étant immergés depuis 3 jours après leur fabrication, ils sont supposés entièrement saturés. Ils sont pesés et ensuite séchés jusqu'à masse constante. La différence entre le protocole utilisé et la norme **NF P 18-459** réside uniquement dans le fait que la saturation est naturelle et pas sous vide. La porosité est déterminée par la formule suivante :

$$\eta = \frac{M(\text{air})-M(\text{sec})}{M(\text{air})-M(\text{eau})} \quad [II - 4]$$

Avec M(air) la masse de l'échantillon saturé en eau et séché en surface (g), M(sec) la masse de l'échantillon sec (g) et M(eau) la masse de l'échantillon obtenue par pesée hydrostatique (g).

II.4.2 Masse volumique

La masse volumique est déterminée à l'état frais après le gâchage afin de vérifier la formulation, et à l'état durci pour différentes échéances de maturité.

La masse volumique à l'état frais est déterminée expérimentalement. Après le malaxage, un récipient de deux litres est rempli avec du béton de sol en essayant de reproduire la même procédure que lors du remplissage des moules. Puis, la partie supérieure est soigneusement arasée à l'aide d'une règle avant la pesée. La masse volumique humide du béton durci est déterminée par pesée hydrostatique, à C'est-à-dire que la masse humide est déterminée par pesée simple et le volume est déterminé par pesée hydrostatique.

Cette masse humide est également considérée comme masse de l'échantillon saturé naturellement. La masse de l'échantillon sec après séchage permet donc de déterminer la masse volumique sèche.

II.4.3 Perméabilité à l'eau

Pour la mesure de perméabilité k , le protocole mis en place au laboratoire est inspiré des travaux de recherche de Ahnberg (Ahnberg 2006). Ce protocole est également cadré avec la norme NF EN 17892-11. Le dispositif expérimental est présenté sur la Figure II-14. Dans la littérature, la hauteur des échantillons testés varie de 2 à 10 cm suivant le type d'expérimentation. La hauteur de l'échantillon utilisé est fixée par rapport aux mélanges sol-ciment les moins perméables afin de limiter la durée de l'essai à 24 heures environ. Les éprouvettes cylindriques de diamètre 50 mm et de hauteur 25 mm sont saturés naturellement. L'état de saturation est défini par la saturation naturelle créée par la cure sous l'eau car il n'est pas possible de réaliser une saturation sous vide. L'échantillon est placé dans la cellule de confinement entre 2 pierres poreuses. Dans un premier temps, on mesure le coefficient de Skempton β qui correspond à l'augmentation de la pression des pores au niveau de la vanne inférieure divisé par le gradient de la pression de confinement appliquée à l'échantillon. La mesure de la perméabilité est réalisée en utilisant un gradient hydraulique de 100, ce qui est supérieur aux valeurs normalement recommandées (ASTM D 5058-90, 1997 et NF EN 17892-11). Ce choix est pourtant justifié puisque l'application d'un trop faible gradient de pression pourrait, au vu de la précision de l'appareillage (± 2 kPa), affecter l'exactitude des mesures. Lorsque l'on utilise l'eau pour mesurer la perméabilité, en négligeant la compressibilité de l'eau, il est possible de calculer la conductivité hydraulique à partir de la relation suivante :

$$k (m/s) = R_T * \frac{Q \cdot \mu L}{\Delta P \cdot A \cdot \rho} * 10^7 \quad [II - 5]$$

Avec : R_T , facteur de correction (température) ; Q , débit traversant l'éprouvette (kg/s) ; ρ , la masse volumique de l'eau (kg/m³) ; μ , viscosité dynamique de l'eau (Pa.s) ; L , hauteur de l'échantillon (m) A section de l'échantillon (m²) ΔP différence de pression entre les deux extrémités de l'échantillon (Pa).



Figure II-14 : Dispositif expérimental pour la mesure de la conductivité hydraulique.

II.4.4 Analyses thermogravimétrique et thermique différentielle

L'analyse thermogravimétrique (ATG) est une technique d'analyse thermique qui consiste à suivre la variation de masse d'un échantillon au cours de son chauffage. Dans cette étude, la thermogravimétrie est utilisée afin de déterminer les pertes de masse associées aux différentes transformations chimiques du matériau lié à l'augmentation de température. L'essai consiste tout d'abord à remplir un creuset en alumine avec environ 150 mg d'un échantillon de béton de sol préalablement séché et broyé. Le creuset est taré et manipulé avec une pince pendant cette étape. L'échantillon est alors chauffé à 10 °C par minute jusqu'à 1100 °C, sous atmosphère inerte (azote). La **Figure II-15** présente le dispositif utilisé pour cet essai.



Figure II-15 : Appareil utilisée pour les essais ATG/ATD

L'analyse thermique différentielle (ATD) consiste à suivre pendant le programme de chauffage, la différence de température entre l'échantillon étudié et un corps de référence

inerte thermiquement. L'enregistrement des courbes ATD permet, par identification des pics endothermiques et exothermiques, de remonter aux produits issus de l'hydratation du ciment et aux changements de phases.

II.5 Déterminations de propriétés mécaniques

La résistance à la compression et le module d'élasticité font partie des principales propriétés utilisées lors des dimensionnements d'ouvrages. Dans notre étude, ces propriétés sont déterminées à l'aide d'une presse électromécanique INSTRON (30 KN) et d'une presse hydraulique SCHENK (3000 KN) (**Figure II-16**). Les deux presses sont équipées de capteurs de déplacement permettant d'obtenir les courbes contrainte-déplacement et par la suite le module d'élasticité après quelques cycles chargement-déchargement.



Figure II-16 : Presses: a) SHENCK, b) INSTRON

II.5.1 Résistance à la compression

Conformément à la norme **NF P18-406**, les éprouvettes testées en compression simple ont un élanement de 2. Leur diamètre est de 60 mm pour une hauteur d'environ 120 mm après surfaçage. Avant l'étape de chargement, les échantillons sont en effet surfacés à chaque extrémité, de manière à assurer une répartition uniforme de la charge et limiter les moments parasites. Le faciès de rupture dépend effectivement de l'homogénéité du matériau et de la qualité du surfaçage qui jouent un rôle non négligeable sur les résultats. Par ailleurs, il existe d'après la norme **NF P 18-416**, deux méthodes de surfaçage : le surfaçage au soufre et la rectification par usinage. Dans ce travail de recherche, nous avons choisi le surfaçage au soufre. Cette méthode est bien adaptée car un surfaçage manuel serait imparfait compte tenu du sol qui contient des débris de verre. Les échantillons sont testés directement à la sortie de leur milieu de conservation. Le chargement est réalisé en déformation contrôlée à une vitesse

de 0,4 mm/min. La charge est appliquée sans à-coups et augmentée progressivement au rythme recommandé par la norme **NF EN 13286-41**. Cette vitesse de chargement relativement faible a été choisie afin de laisser le temps aux fissures de se propager pendant la durée de l'essai. Dans la littérature, des vitesses de chargement de 2,5 KN/s ou 0,3 mm/min sont utilisées (**Ganne et al. 2012**),(**Szymkiewicz 2011**). La résistance à la compression (MPa) est calculée à partir de l'équation suivante :

$$f_c = \frac{F}{S} \quad [II - 6]$$

Avec F la charge ultime de compression simple (MN), et S la section de l'échantillon (m²).

II.5.2 Module d'élasticité statique

Certains échantillons ont été instrumentés avec des jauges de déformation de façon à déterminer les propriétés élastiques statiques du matériau (**Figure II-17**) suivant la norme **NF EN 13286-43**. La méthode consiste, à la suite de l'étape de surfaçage, à appliquer une fine couche de résine de 3.5 cm de largeur en partie centrale de l'éprouvette lorsque cela est nécessaire. L'application de la couche de résine est nécessaire lorsque le matériau est trop poreux et s'effrite facilement au séchage. Les jauges sont également positionnées directement lorsque la surface de l'échantillon est suffisamment lisse ce qui ne nécessite pas l'application de résine. A mi-hauteur des éprouvettes et diamétralement opposées, quatre jauges sont collées, deux en position axiale et deux en position transversale. L'objectif est d'accéder à la fois au module d'élasticité axial et à la pente de déformation latérale. Les jauges sont ensuite soudées aux fils qui les relient au système d'acquisition des données (**Figure II-15.c**). Le fonctionnement des jauges extensométriques est fondé sur la variation de résistance électrique de la jauge proportionnellement à sa déformation :

$$\frac{\Delta R}{R} = K \frac{\Delta L}{L} \quad [II - 7]$$

Avec *K* le facteur de jauge, ΔR la variation de résistance (Ω), *R* la résistance de la jauge (Ω), ΔL la variation de longueur (m) et *L* la longueur initiale (m). Le facteur de jauge « K » est une constante qui dépend des matériaux considérés et de la température. Cette constante caractérise la sensibilité de la jauge.



Figure II-17 : Dispositif expérimental pour la mesure du module d'élasticité : a) échantillon instrumenté avec jauges de déformation, b) poste de travail, c) système d'acquisition des données.

Le coefficient de Poisson caractérise lui la contraction de la matière dans la direction perpendiculaire à la sollicitation appliquée ($\nu = E_{axial}/E_{latéral} = \epsilon_{latérale}/\epsilon_{axiale}$).

II.5.3 Module d'élasticité dynamique

La mesure des vitesses d'ondes de compression (V_p) est effectuée à l'aide d'un appareil de test ultrasonique (Pundit7) (**Figure II-18**). La mesure de V_p sur des échantillons de béton de sol en laboratoire consiste à émettre un signal ultrasonore sous la forme d'une impulsion pour ensuite analyser sa propagation dans l'échantillon. On mesure le temps de parcours de l'onde ultrasonore entre deux capteurs piézoélectriques de fréquence 54 kHz, un émetteur et un récepteur, placés au contact de l'échantillon en vis-à-vis. La division entre la distance parcourue par l'onde P et le temps de parcours permet de déterminer la vitesse de propagation. Les essais seront réalisés sur des éprouvettes cylindriques à l'état humide (tout juste sortie de l'eau) en fonction du temps de cure et avant chaque essai de compression simple. La valeur du module dynamique est notamment déterminée à partir de l'équation suivante :

$$E_0 = \rho V_p^2 \frac{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}{(1 - \nu)} \quad [II - 8]$$

Avec E_0 le module d'élasticité dynamique (Pa), V_p la vitesse des ondes P (m/s) et ν le coefficient de poisson.



Figure II-18 : Dispositif expérimental pour la mesure du module d'élasticité dynamique : PUNDIT 7

II.5.4 Résistance à la traction par fendage

La résistance à la traction par fendage se base sur la norme **NF EN 13286-42**. Les essais sont réalisés sur deux échantillons par formulation et par échéancier. Les échantillons testés sont de diamètre 60 mm et de hauteur 60 mm. Deux tiges ont été positionnés pour répartir les efforts sur toute la longueur de l'échantillons.

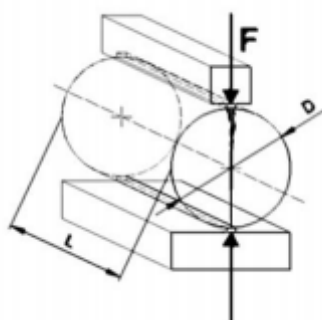


Figure II-19 : dispositif d'essai de traction par fendage

II.6 Durabilité

II.6.1 Carbonatation

La carbonatation du béton de sol est un paramètre de durabilité très important lorsqu'on tend vers une utilisation permanente et semi-enterrée de ce matériau. Il est alors indispensable d'étudier ce paramètre. Cependant, la carbonatation d'un matériau est couplée à son séchage et à sa porosité. Le béton de sol est un matériau très sensible au séchage. L'étude de la carbonatation de ce matériau peut alors s'avérer très délicate et très subjective car beaucoup de paramètres doivent être pris en compte. Dans notre étude, nous limitons les paramètres à considérer grâce à différents protocoles afin de mieux cerner le comportement du matériau vis-à-vis de la carbonatation.

Les échantillons testés sont soumis à la carbonatation sur une face afin de maîtriser l'évolution dans une direction. Pour cela, les éprouvettes sont récupérées de leurs états de saturation sous eau, pesées, séchées en surface à l'aide d'un chiffon sec, puis filmées à l'aide de papier aluminium autocollant. Cette méthode permet une étanchéisation à l'air. Les faces latérales sont alors étanchéisées ainsi qu'une des bases. Une seule face est alors exposée à l'air et au CO₂ contenu dans l'air.

II.6.1.1 Carbonatation avec hygrométrie de 40 %

Du fait de l'utilisation d'un ciment CEM III composé à 85 % de laitier et en raison de la forte porosité du matériau, la carbonatation est rapide. Sachant que la profondeur de carbonatation est plus importante lorsque la quantité de Portlandite (principal produit qui se carbonate) est plus faible, la profondeur carbonatée est donc plus importante avec le ciment au laitier.

Ainsi, nous utilisons une carbonatation naturelle car compte tenu de la porosité très élevée, du ciment au laitier, une carbonatation accélérée est trop rapide. Par ailleurs, le matériau étudié étant très sensible au retrait de séchage, les échantillons laissés à l'air libre se déforment et se fissurent. Les échantillons sont testés sans être séchés. La date T₀ correspond à l'instant où les échantillons sortent de la cure à 180 jours. Ils sont recouverts de papier aluminium adhésif sur toutes les faces sauf une des deux bases qui sera celle en contact avec l'air. Les essais se déroulent dans une chambre ventilée à hygrométrie contrôlée de 40 %.

II.6.1.2 Carbonatation avec hygrométrie de 85 %

L'hygrométrie de 85 % environ est obtenue en utilisant un bac contenant de l'eau et recouvert de film plastique. Les échantillons sont posés sur une palette pour ne pas rester en contact avec l'eau. L'hygrométrie est mesurée tous les jours à la même heure. Aucune variation n'est observée dans le temps.



Figure II-20 : Dispositif permettant le maintien à une hygrométrie constante de 85%

Pour cette hygrométrie, il a été constaté que l'HR de 85% mesurée est due à la limite de l'appareil de mesure utilisé. Le résultat obtenu indique une hygrométrie plutôt proche de 100%. L'essai a duré 6 mois et a été arrêté compte tenu des résultats obtenus.

II.6.1.3 Carbonatation avec une hygrométrie moyenne 65 %

Les premiers résultats observés pour l'étude de la carbonatation à une hygrométrie de 40 % ont montré une évolution qui semblait trop rapide de la profondeur de carbonatation. Les résultats observés à une hygrométrie de 85 % ont montré une absence de carbonatation. Une hygrométrie intermédiaire a été choisie pour permettre d'étudier l'influence de l'hygrométrie sur la carbonatation. Cette hygrométrie est une moyenne mesurée au cours du temps dans une des salles de stockage du laboratoire. Dans cette salle, la température varie au cours de l'année entre 15 °C et 25 °C et l'hygrométrie, entre 55 % et 75 %. L'essai à cette hygrométrie a duré plus de 500 jours. Les dimensions des échantillons testés varient en fonction de leur provenance. Les échantillons confectionnés en laboratoire sont de diamètre 6 cm et de hauteur variant entre 6 et 12 cm. Les échantillons issus des différents chantiers sont de diamètre 11 cm, 10 cm et de hauteur 20 cm ou 5 cm selon la durée de l'essai.

II.6.2 Gel/dégel

Pour les applications permanentes, la résistance au gel du béton de sol est une préoccupation majeure compte tenu de la durabilité requise. Il est alors important d'acquérir des connaissances sur cette problématique. Il n'existe pas encore de norme en France pour tous les types de sol traité. Cependant, il existe une norme sur les graves et sables traités. Dans notre travail, nous nous basons sur cette norme pour étudier la résistance au gel du béton de sol. La norme utilisée est la norme **NF P 98-234-1** qui a pour objet de définir un essai de résistance au gel des graves et sables traités aux liants hydrauliques. Cette norme est la seule en France se rapprochant du matériau étudié et est applicable aux graves et sables traités aux liants hydrauliques et pouzzolaniques pour assises de chaussées. Elle ne s'applique pas aux sols fins traités, ni aux bétons de ciment pervibrés ou fluidifiés définis par la norme **NF P 18-010**. Proche de la norme européenne plus récente de 2015 (CEN TS 13286-54 "Unbound and hydraulically bound mixtures-Part 54 : Test method for the determination of frost susceptibility : Resistance to freezing and thawing of hydraulically bound mixtures"), nous l'avons préféré à cause de la température de gel de -10°C moins agressive comparé au 18°C de la norme Européenne).

Les éprouvettes sont conservées dans l'eau jusqu'à 90 jours pour certain et 180 jours pour d'autres. Elles sont ensuite déposées horizontalement sur un égouttoir pendant 1 h. Après ce drainage naturel, les éprouvettes sont étanchées à l'aide d'un film plastique sur 3 couches. Cette étanchéisation a pour but d'empêcher toute sorte d'évaporation de l'eau pendant les cycles de gel. Pour connaître l'évolution de la température à l'intérieur de l'échantillon, nous avons placé des thermocouples en surface et au centre de certains échantillons.

Un cycle de gel-dégel dure 24 h et comporte :

- Une phase de mise au gel qui abaisse la température de la zone utile de + 10°C à -10°C en 4 h
- Une phase de gel continue à une température d'enceinte dans la zone utile de -10°C ± 1°C pendant 14h.
- Une phase de dégel qui élève la température de la zone utile de - 10°C à +10°C en 2 h
- Une phase à une température d'enceinte dans la zone utile de +10°C ± 1°C et d'une durée au moins égale à 4 h.

Après avoir subi 20 cycles de gel-dégel au maximum, les éprouvettes sont sorties de l'enceinte et mises à $20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ pendant 24h.

Nous avons aussi réalisé des essais après le premier et le sixième cycle pour suivre la perte de propriétés mécaniques durant les cycles. La **Figure II-21** présente deux cycles de gel-dégel.

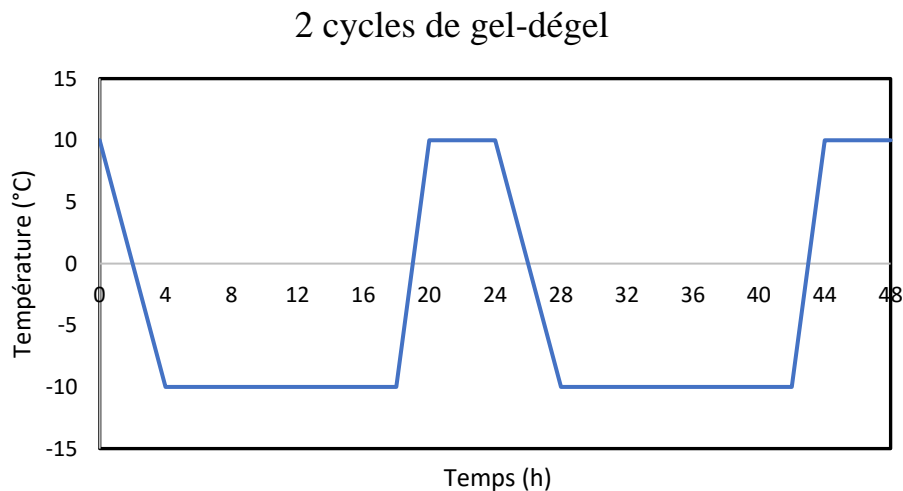


Figure II-21 : présentation de 2 cycles de gel de la norme NF P 98-234-1

II.6.3 Comportement à haute température

L'approche béton utilisée pour l'étude de ce matériau Soil Mixing (Sol traité) depuis quelques années et débutée par Olivier Helson (Helson 2017) s'inscrit dans une utilisation du béton de sol pour des ouvrages structurels de fondation qui peuvent être exposés à des situations accidentelles thermiques. Un exemple simple est l'utilisation du béton de sol pour réaliser un mur de soutènement permanent pour un parking souterrain. Pour ce type d'utilisation, le matériau devra résister suffisamment longtemps à une sollicitation accidentelle d'incendie afin de garantir la sécurité des personnes. C'est dans ce cadre précis qu'il est judicieux d'étudier et mieux comprendre le comportement de ce matériau à haute température.

Les essais à haute température sont réalisés dans un four Isartel disponible au laboratoire. Ce four peut atteindre des températures jusqu'à 1100°C **Figure II-22**. Cependant, nos essais seront à une température maximale de 900°C . Doté d'une capacité volumique supérieure au mètre cube, le four est équipé de résistances chauffantes situées sur les parois latérales. Un ventilateur intégré permet une meilleure homogénéisation de la température à l'intérieur. La température est contrôlée par un régulateur-programmateur thermique qui permet de gérer les paramètres des cycles de chauffage-refroidissement. L'autopilotage se fait à l'aide d'un

thermocouple intégré qui mesure instantanément la température à l'intérieur du four. L'utilisation simultanée de 20 thermocouples de type K est possible grâce à une centrale d'acquisition automatique de données mobile de type HIOKI qui permet par ses 20 voies d'acquisition de mesurer les températures sur 20 points distincts pendant un essai.



Figure II-22 : Four électrique Isartel et instrumentation

La détermination des lois d'évolution des propriétés de tout matériau en fonction de la température nécessite impérativement d'appliquer un chauffage à une vitesse relativement lente pour assurer l'homogénéité de la température au sein de l'échantillon testé et d'éviter des gradients thermiques trop élevés. Les recommandations de la [Rilem Tc 129-Mht 1995](#) préconisent une vitesse de chauffage en fonction de la taille des échantillons.

Quatre cycles de chauffage-refroidissement ont été réalisés. Un cycle est composé d'une phase de chauffage à une vitesse de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$, une phase à température constante pendant 2 heures et une phase de refroidissement de $0,5^{\circ}\text{C}/\text{min}$. Cette vitesse de refroidissement n'est pas réellement assurée car l'inertie du four ralentit le refroidissement.

Les différents paliers de température retenus sont : 200, 300, 600 et 850°C . Ces paliers sont choisis en fonction de certaines températures spécifiques de transformations thermochimiques de minéraux observés dans les sols et dans le ciment au laitier utilisés. L'instrumentation faite permet de s'assurer de la bonne tenue des essais ainsi que de l'homogénéité de la température atteinte au sein du matériau.

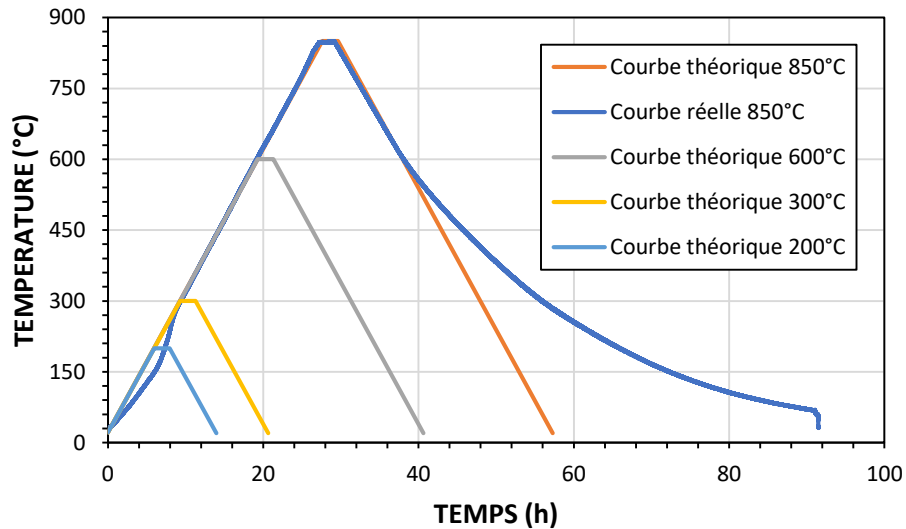


Figure II-23 : Cycles de chauffage/refroidissement théoriques et expérimentaux

Afin de mesurer la répartition de la température au sein des échantillons testés et connaître également la variation de la température de l'extérieur vers l'intérieur des échantillons, des thermocouples sont placés au centre et à la surface des éprouvettes testées lors du cycle de chauffage/refroidissement avec un palier à 850°C (**Figure II-24**).

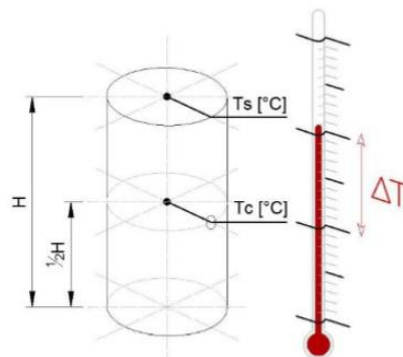


Figure II-24 : Positionnement de thermocouples au centre et en surface des éprouvettes

L'ensemble des essais à haute température est réalisé sur des éprouvettes de dimensions $\varnothing = 60$ mm et $h = 125$ mm.

II.7 Conclusion

Ce chapitre décrit la démarche expérimentale suivie au cours des travaux de recherche et explique les choix réalisés lors des instrumentations en fonction des objectifs fixés. Les différents chantiers sur lesquels l'étude porte sont présentés dans leur globalité. Les prélèvements réalisés sur ces chantiers ont été présentés avec les méthodes utilisées.

Les études sur les prélèvements de sol et de coulis sont réalisées par des bureaux d'études géotechnique aux différents chantiers. L'analyse granulométrique et la détermination de la limite de liquidité du sol S3 ont été réalisés au laboratoire dans le but de fixer une teneur en eau et pour compléter les informations obtenues par les BE. Les formulations réalisées sont également expliquées et présentées avec les différentes compositions.

Les méthodes de confection, de conservation et de cure des éprouvettes sont détaillées et montrent l'importance des paramètres pouvant influencer sur les différentes caractéristiques qui seront mesurées et déterminées. Les éprouvettes confectionnées sont réalisées dans des conditions optimales de malaxage afin de rendre négligeable l'influence du malaxage. Cela permet une comparaison en fonction de paramètres dont la reproduction en laboratoire reste assez simple comme le dosage en ciment, la teneur en eau, etc. L'utilisation de sols issus de chantier est l'élément principal de la subordination des échantillons confectionnés en laboratoire à ceux récupérés sur chantier.

La caractérisation physique des échantillons passe par des essais classiques qui sont modifiés et adaptés au matériau étudié. Les raisons des adaptations de ces essais classiques sont expliquées et les essais sont détaillés de façon à être reproductibles.

La caractérisation mécanique du matériau est réalisée en utilisant des essais classiques avec les presses disponibles au laboratoire ainsi que d'autres appareils de caractérisation avec des méthodes non destructives. L'ensemble de ces essais est détaillé et les normes utilisées sont présentées.

La durabilité des bétons de sol est encore peu maîtrisée. Les essais réalisés dans cette étude sur la durabilité concernent essentiellement la carbonatation et le gel-dégel. Les procédures expérimentales utilisées pour analyser et comprendre le comportement de ce matériau à ces différentes sollicitations de durabilité sont présentées et expliquées.

Le comportement à haute température représente une sollicitation accidentelle très importante à étudier lorsque les bétons de sol sont utilisés pour la construction de murs de soutènement. Afin de produire des données sur le comportement de ce matériau vis-à-vis de la haute température, des essais basés sur les recommandations applicables aux bétons ordinaires (Rilem Tc 129-Mht 1995) sont présentés et expliqués. Les choix de certains paramètres d'essais tels que les vitesses de chauffage et de refroidissement sont argumentés.

Les instrumentations supplémentaires réalisées pour une meilleure compréhension du comportement du matériau et pour s'assurer du bon déroulement des essais à haute température sont également décrites.

Dans le chapitre suivant intitulé « Caractérisation physique et mécanique » des bétons de sol, les résultats de mesures de propriétés physiques et mécaniques et leurs interprétations seront présentés.

III. CARACTERISATION PHYSIQUE ET MECANIQUE

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous présentons la caractérisation physique et mécanique réalisée sur les échantillons prélevés à l'état frais et à l'état durci sur les différents chantiers de construction dans une première partie. Les différents facteurs qui peuvent influencer directement ou indirectement sur les propriétés des bétons de sol issus des différents chantiers sont présentés et analysés. La relation entre le rapport E/C et les autres paramètres influençant les propriétés mécaniques tels que la nature du sol, la qualité du malaxage, est mise en évidence. Dans une deuxième partie, les propriétés physiques et mécaniques des échantillons mesurées en laboratoire sur différents sols prélevés sur des chantiers de construction sont déterminées. Les différentes formulations sont caractérisées à l'état frais et à l'état durci après différents temps de cure. L'influence de la consistance sur des paramètres tels que la teneur en air occlus, la masse volumique et la porosité est soulignée. L'influence globale de la teneur en eau totale des mélanges est étudiée et analysée par rapport à sa prédominance ou non vis-à-vis du rapport E/C. Les conséquences de l'adsorption en eau des argiles sur les propriétés du matériau sont relevées. L'objectif principal est donc de relever les différents paramètres pouvant influencer sur, d'une part, les bétons de sol issus de différents chantiers, et, d'autre part, les bétons de sol réalisés en laboratoire dans des conditions optimales de malaxage. Dans le chapitre suivant, une comparaison des influences de ces différents paramètres est effectuée afin de mieux cerner les écarts liés à la provenance des échantillons.

III.2 Résultats obtenus sur des échantillons provenant de différents chantiers

Cette partie présente les résultats des différents essais réalisés sur les prélèvements de béton frais ou durci issus des divers chantiers étudiés. Sur le chantier CS_1, une étude de variabilité des propriétés au sein des colonnes est réalisée. Cette étude a pour objectif l'homogénéité d'une colonne de Soil Mixing sur son diamètre et sur sa hauteur. On analyse ainsi les éléments pouvant être responsables de ces variations, à savoir, la méthode de malaxage utilisée, la position du distributeur du liant sur la machine et le type de pale de malaxage. Sur le chantier CS_2, une étude des propriétés suivant les différents points métriques des prélèvements est réalisée en fonction du temps de cure, permettant ainsi d'observer les variations de propriétés physique et mécanique d'un point métrique à un autre. Sur les chantiers CS_3 et CS_4, une

étude globale de l'évolution des propriétés dans le temps est effectuée permettant ainsi de conforter ou de compléter les données existantes sur ces matériaux.

III.2.1 Les colonnes issues du chantier CS_1

Sur le chantier CS_1 deux colonnes (I et II) ont été réalisées spécifiquement pour l'étude. Ces colonnes ont été excavées après 21 jours et immergées dans l'eau afin de se prémunir du phénomène de carbonatation. Elles ont été ensuite transportées au laboratoire après avoir été découpées en tronçons. Une fois au laboratoire, elles ont été sciées en quarts de cylindre qui ont été carottés en échantillons cylindriques de différents diamètres. Lors de cette opération, les positions des échantillons ont été repérées afin de pouvoir réaliser une étude de variabilité des propriétés au sein d'une colonne. Un plan de localisation est défini et présenté dans la **Figure III-1**. Trois zones sont définies dans le sens radial. Elles sont nommées A, B et C ; A étant au centre de la colonne. Avec cette identification, il est possible d'étudier la variation des propriétés suivant le rayon. Des numéros de tronçons sont également définis en fonction du nombre de tronçons récupérés par colonne, le N°1 étant le tronçon directement en surface. Cette identification permettra une étude suivant la profondeur des colonnes. De cette façon, un échantillon I6C signifie : échantillon issu de la colonne I sur le tronçon 6 et dans la zone C.

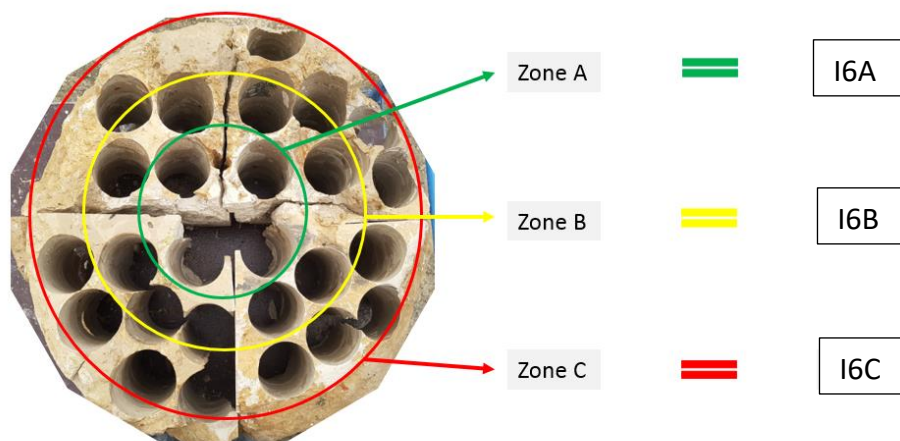


Figure III-1 : Plan d'identification et de carottage des échantillons des colonnes

III.2.1.1 Masse volumique

Le béton de sol est un mélange obtenu par malaxage mécanique de coulis dans un sol en place. Cela implique une combinaison de deux matériaux de densités différentes. La masse volumique du mélange représente alors la moyenne des deux masses volumiques distinctes (de 1780 à 2000 kg/m³ pour le sol et 1520 kg/m³ pour le coulis frais avec E/C = 1) pondérée par leurs proportions respectives. Celles-ci découlent de la formulation mais aussi de l'homogénéité du malaxage. Ainsi, pour une colonne pour laquelle on prévoit théoriquement 70 % de sol et 30 % de coulis, les pourcentages peuvent être modifiés en fonction du malaxage in situ. La masse volumique est ainsi un indicateur des proportions du mélange coulis - sol. La masse volumique théorique du mélange est de 1747 kg/m³. Lorsque la masse volumique mesurée est très inférieure à cette valeur théorique, le béton de sol contient alors plus de coulis et dans le cas contraire, le béton de sol contient plus de sol et moins de coulis.

Pour les deux colonnes étudiées (colonne I et une colonne II), la **Figure III-2** présente les résultats de masse volumique en fonction de la profondeur et du rayon des colonnes. Les échantillons situés au centre (zone A) peuvent présenter à certains endroits une masse volumique plus faible que ceux situés en périphérie. La technique de malaxage ainsi que l'équipement utilisé justifient ce constat. En effet, l'équipement consiste en une tige cylindrique munie à son extrémité basse, de branches permettant le malaxage. Le coulis est distribué par deux orifices situés au niveau de la tige. Le coulis est alors déversé au centre des colonnes. Lorsque le sol est peu cohésif, l'influence du malaxage n'induit pas beaucoup de variabilité. C'est le cas de la colonne II qui se compose de sol plus sableux avec un indice de plasticité 16,7 alors que la colonne I se compose de sol plus argileux avec un indice de plasticité de 20,5. La faible masse volumique au centre s'explique par une plus forte concentration en coulis dont la densité est faible à cause de son rapport E/C de 1.

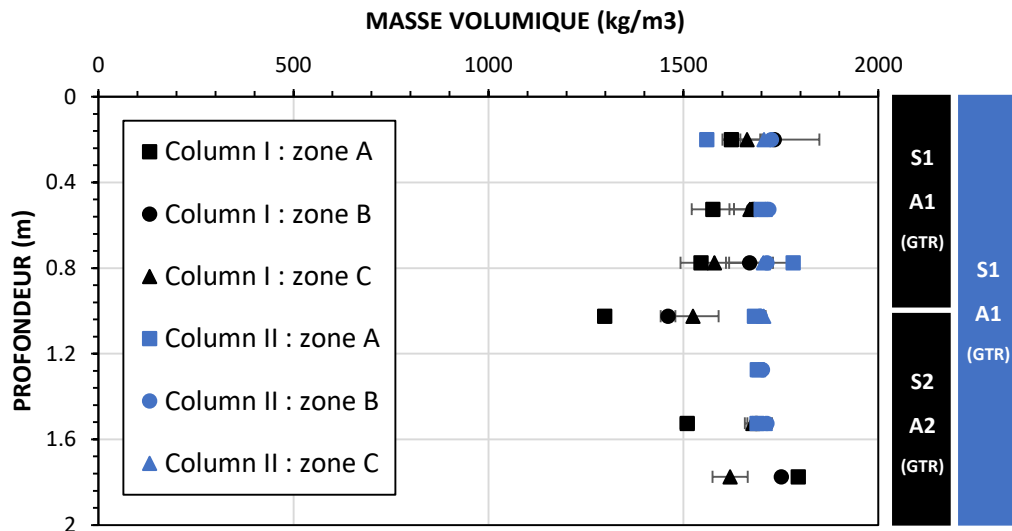


Figure III-2 : Variations de la masse volumique humide au sein des colonnes de Soil Mixing étudiées avec une interprétation de la nature de sol en place observée.

Une observation plus globale prenant en compte cette fois-ci uniquement une valeur moyenne par altitude est présentée sur la **Figure III-3**. La masse volumique de la colonne II est plus élevée que celle de la colonne I et montre très peu de variation attestant de l'homogénéité du mélange avec la profondeur. L'influence de la nature du sol sur les difficultés de mise en œuvre s'observe par contre au niveau de la colonne I. En considérant les 3 types de sol prélevés à 1 mètre de profondeur (Sol S1, classe A1), 2 mètres (Sol S2, classe A2) et 3 mètres de profondeur (Sol S3, classe A2) (**Tableau II-2**), la réalisation d'une colonne de Soil Mixing dans ces 3 couches comporterait deux zones de transition où l'on passe d'un sol à l'autre. Ces zones de transition en fonction du type de sol rencontré peuvent induire des variations de composition dans la colonne. Ces variations de composition peuvent se traduire soit par une zone de mélange hétérogène de deux sols et du liant (Cuir et al. 2013) soit par des différences de propriétés si les paramètres de malaxage ne sont pas réadaptés (augmentation du temps de malaxage lorsqu'on passe d'une couche de sol moins cohésif à une couche de sol cohésif). Sur la **Figure III-3**, l'absence de forte variation de la masse volumique de la colonne II suivant la profondeur indique une certaine homogénéité du malaxage traduisant une continuité dans le sol. Pour la colonne I, on note une discontinuité de la masse volumique de plus 100 kg/m³ à 1 mètre de profondeur. Cette discontinuité est liée à une augmentation de la cohésion du sol en place à cette profondeur induisant une plus grande difficulté de malaxage par rapport au premier mètre malaxé. Cette difficulté s'atténue

par une adaptation du malaxage en fonction du nouveau type de sol rencontré. Cette analyse se confirme d'une part pour la colonne II, par la texture des échantillons carottés dans cette colonne qui montre la présence unique du sol nommé S1 ; et d'autre part pour la colonne I par la composition du sol S1 à 1 mètre et des sols S2 et S3 à 2 et 3 mètres. Les sols S2 et S3 étant similaires (classe A2).

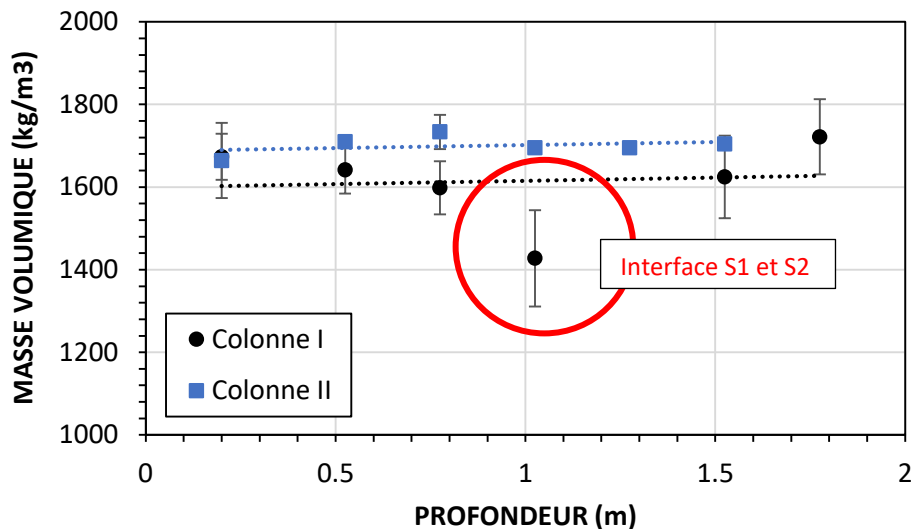


Figure III-3 : Variations de la masse volumique humide en fonction de la profondeur : mise en évidence de zone de transitions de sol

De façon globale, les masses volumiques des échantillons de la colonne II sont légèrement plus élevées que celles de la colonne I. Cela témoigne de la différence de nature des sols dans lesquels sont construites ces deux colonnes. La colonne II semble être constituée du sol identifié S1 qui est un sol argilo-sableux faiblement plastique. La colonne I traverse des sols de natures différentes, le sol S1 puis des sols limoneux tels qu'identifiés lors de la reconnaissance géotechnique comme les sols S2 et S3. Généralement, les bétons de sol réalisés avec les sols sableux possèdent des masses volumiques plus élevées que les bétons de sol avec les sols argileux (Helson 2017). De plus, la difficulté de malaxage de sols argileux induit une présence plus importante de coulis de masse volumique plus faible, affectant ainsi la masse volumique totale du mélange. Par ailleurs, compte tenu des écart-types de masse volumique, on peut déduire que la colonne II est plus homogène que la colonne I car ce

paramètre est un excellent indicateur de l'homogénéité du matériau que l'on soit en Jet Grouting (Akin 2016) ou en Soil Mixing (F. Szymkiewicz et al. 2010).

Les valeurs des masses volumiques mesurées sont comparables aux valeurs trouvées dans la littérature pour ce matériau (Helson et al. 2017 ; Szymkiewicz et al. 2010 ; Guimond-Barrett 2013). Pour un sol S1, la masse volumique est homogène sur l'ensemble de la colonne. Pour la colonne I qui semble traverser l'horizon S1 puis S2, des masses volumiques hétérogènes sur le rayon de la colonne témoignent des difficultés de malaxage lors de la rencontre avec un sol plus argileux et plus plastique.

III.2.1.2 Porosité

La porosité est mesurée sur l'ensemble des échantillons des deux colonnes sans distinction de leur appartenance ni de leur position. 40 quarts de cylindre de diamètre 10 cm et de hauteur 5 cm sont testés. Beaucoup de variations sont observées. Le **Tableau III-1** présente un résumé des propriétés physiques mesurées.

Tableau III-1 : Valeurs de porosité avec les masses volumiques sèches et saturées associées

	Masse volumique saturée (kg/m ³)	Masse volumique sèche (kg/m ³)	Porosité (%)
Valeurs Moyennes	1705	1150	55.45
Valeurs Maximales	1788	1281	64.73
Valeurs minimales	1550	902	49.59
Ecart-type	49	81	3.3

Déterminée à 180 jours de cure, la porosité à l'eau des échantillons testés varie entre 49% et 65%, pour une moyenne de 55%. Les valeurs de porosité sont mesurées sans distinction de l'appartenance à une colonne précise. Cette importante variation (provenant plus de la

colonne I) traduit l'hétérogénéité qu'on peut observer sur des colonnes issues d'un même chantier. De plus, les valeurs de masse volumique associées aux valeurs de porosité confirment l'hétérogénéité des résultats. Cependant, les valeurs mesurées restent dans la gamme de porosité des bétons de sol étudiés par d'autres chercheurs. La bibliographie indique des valeurs qui varient entre 25% et 65% sur de nombreux chantiers (Denies et Huybrechts 2012a).

III.2.1.3 Perméabilité à l'eau

Les spécificités du matériau ont exigé une adaptation de la méthodologie de réalisation de l'essai de perméabilité utilisé par O. Helson. Compte tenu de la création de macro fissures suite au séchage des échantillons, la saturation sous vide n'est pas réalisée. Elle est réalisée de façon naturelle, c'est-à-dire qu'on suppose que la cure sous l'eau permet de saturer l'échantillon et de conserver la saturation jusqu'aux échéances d'essais. Cette hypothèse s'est vérifiée lors de la mesure du coefficient de Skempton. En effet, l'opération de saturation avec mesure du coefficient dans la procédure de l'essai de perméabilité n'était plus nécessaire car le coefficient de Skempton était à chaque fois de 0,9.

Les essais à 180 jours sont réalisés sur des carottages de 5 cm de diamètre et 2,5 cm d'épaisseur. Les échantillons sont différenciés par colonne. Le **Tableau III-2** présente les résultats obtenus.

Tableau III-2 : Valeurs de perméabilité à l'eau mesurées pour les colonnes étudiées

	Colonne I	Colonne II
Valeur Moyenne (m/s)	2.03E-09	1.32E-08
Ecart type	2.35E-09	9.52E-09
Nombre d'échantillons	33	25

La colonne II est plus perméable que la colonne I malgré sa meilleure homogénéité. En effet, la composition en sol plus sableux (donc plus perméable qu'un sol argileux) de la colonne II lui confère une valeur de perméabilité plus élevée que celle de la colonne I. Cependant, les valeurs mesurées pour les deux colonnes restent cohérentes avec les plages de valeurs de travaux antérieurs, par exemple de 10^{-8} à 10^{-12} m/s pour (Denies et Huybrechts 2012b) ou de 10^{-7} à 10^{-11} m/s pour (Helson 2017) ou encore de 10^{-8} à 10^{-10} m/s dans des travaux de recherche

plus récents où une réduction de la perméabilité de 100 fois la perméabilité d'un sol en place est réalisée avec du Jet-grouting (Tran-Nguyen, Nguyen, et Nguyen 2020).

III.2.1.4 Résistance en compression simple

Pour le chantier CS_1, la résistance en compression du matériau à l'état durci n'était pas le principal critère de dimensionnement pour ce type d'application. Cependant, une valeur minimale de la résistance en compression était requise dans le cahier des charges par l'entreprise. Cette valeur est de 1 MPa à 21 jours. L'étude de l'influence du temps de cure sur les performances mécaniques de ce matériau n'est pas réalisée pour des raisons de logistique et d'échantillonnage des colonnes. Les essais de caractérisation mécanique sont réalisés à 180 jours de cure sous l'eau. De façon générale, avec le type de ciment utilisé, la résistance en compression des bétons de sol augmente progressivement jusqu'à 180 jours (Helson 2017), mais elle ne se stabilise pas forcément à cette date. Sa stabilisation pourrait dépendre du dosage en ciment (stabilisation plus longue pour les dosages en ciment élevés).

III.2.1.4.1 Variation de la résistance en compression au sein de la colonne

Les valeurs de résistance en compression déterminées présentent des variations. Les écart-types obtenus sont importants. Il existe donc des variations de résistance en compression au sein d'une même colonne de Soil Mixing. L'étude de la variation de la résistance en compression en fonction de la position de l'échantillons dans les colonnes (**Figure III-4**, **Figure III-5**) révèle une légère diminution lorsque la profondeur augmente. Cette baisse de résistance suivant la profondeur avoisine le MPa pour la colonne I (**Figure III-8**).

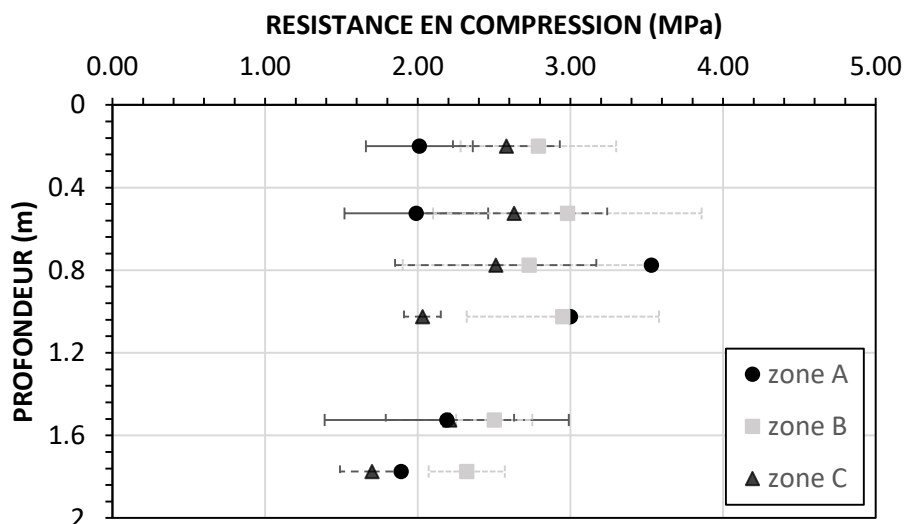


Figure III-4 : Variation de la résistance en compression après 180 jours de cure au sein de la colonne I

L'évolution de la résistance en compression en fonction de la profondeur semble linéaire pour la colonne II qui, d'après les variations de la masse volumique, semble plus homogène que la colonne I et ne possède pas de discontinuité de nature de sol. Cependant, pour la colonne I, on observe une plus grande fluctuation autour d'1 mètre de profondeur (**Figure III-4**). Cette observation confirme que des variations peuvent exister à l'interface de sols de natures différentes. Si les paramètres d'exécution (vitesse de malaxage ou paramètres de formulation inconnue) ne varient pas en fonction des différents sols rencontrés pendant l'exécution, le changement de sol génère des modifications dans les propriétés du matériau.

La **Figure III-6** présente des échantillons carottés à 2 m de profondeur dans la colonne I. Après un essai de rupture en compression, on observe sur cette figure un échantillon composé quasi essentiellement de sol argileux très légèrement mélangé au coulis. On en conclut que la diminution de la résistance en compression en fonction de la profondeur est due à la réduction de la concentration de coulis.

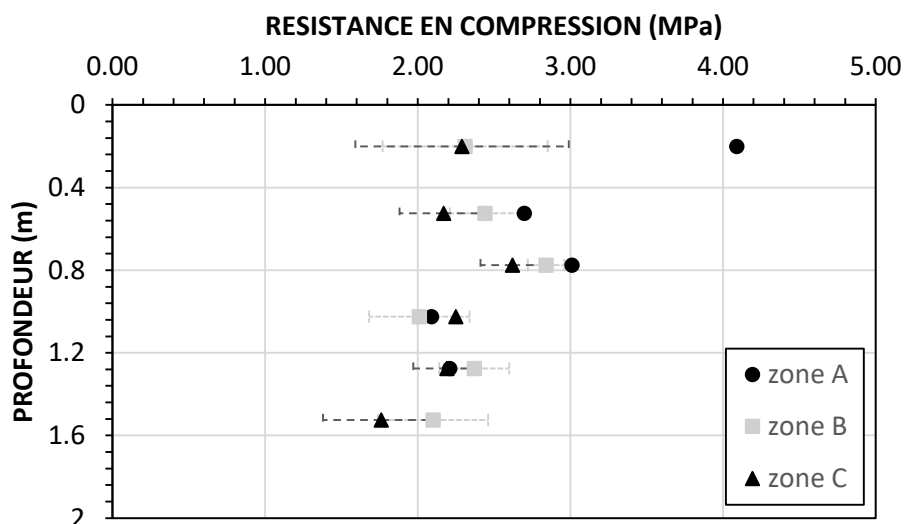


Figure III-5 : Variation de la résistance en compression après 180 jours de cure au sein de la colonne II

Les résultats des travaux de thèse d'Antoine Guimond-Barrett (Guimond-Barrett 2013), ont montré qu'il peut y avoir des variations de propriétés dues à un changement de sol. En effet, dans ses travaux, il étudie la variation de la résistance en compression suivant la profondeur dans une colonne de Soil Mixing. Il note alors une augmentation de la résistance en compression à 4 et 5 m de profondeur qu'il attribue au fait que le sol au-delà de 4 m comporte plus de gravier que le sol rencontré avant 4 m. Il confirme son analyse par l'observation de cette hétérogénéité dans le sol via des prélèvements effectués.



Figure III-6 : Echantillons D=10cm H=20cm situés à 2 m de profondeur dans la colonne I

L'observation visuelle des échantillons après les essais de compression montre beaucoup d'inclusions de sol non mélangées dans les zones B et C. Dans les zones A, on observe essentiellement une texture indiquant la présence partielle mais dominante de coulis associé

à une présence de sol mélangé au coulis de la zone B. Cette combinaison de deux matériaux crée des variations plus importantes dans les résultats puisque les modes de ruptures se situent aux interfaces coulis/sol-mélangés (**Figure III-7**).

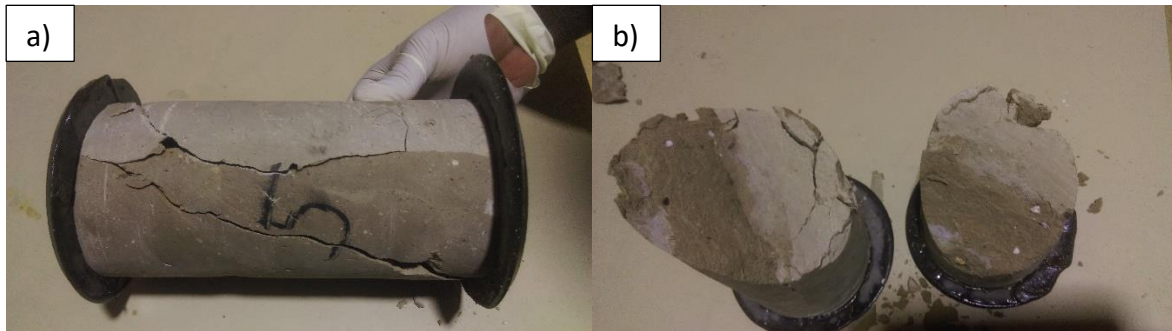


Figure III-7: Echantillons prélevés dans la zone A de la colonne I à 1,2 m de profondeur ; a) rupture à l'interface coulis/sol-mélangé ; b) association de deux différents matériaux (coulis + sol mélangé)

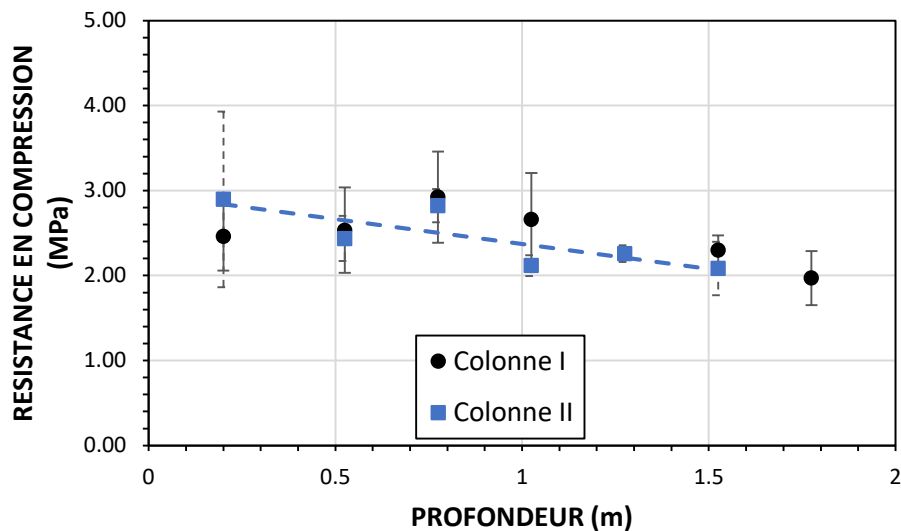


Figure III-8 : Variation de la résistance en compression à 180 jours en fonction de la profondeur pour les colonnes du chantier CS_1 (moyenne des zones A, B et C)

Pour la colonne II, les variations suivant le diamètre de la colonne sont moins importantes quelles que soient la zone et la profondeur (**Figure III-8**). Cela se reflète dans la texture des échantillons de la colonne II qui est beaucoup plus homogène (**Figure III-9**).



Figure III-9 : Echantillons de la colonne II

On observe néanmoins des inclusions de toute sorte (bois, cailloux, débris de béton) dans ces échantillons. Le sol S1 présent dans le premier mètre sous la surface provient probablement d'un remblai.

Sur un ensemble de 57 échantillons testés sur la colonne I, la moyenne des résistances en compression est de 2,48 MPa avec un écart-type de 0,62 et sur 56 échantillons testés sur la colonne II la moyenne est de 2,32 MPa avec un écart-type de 0,47 MPa. Ces valeurs sont au-delà de la cible fixée et reflètent les valeurs communément rencontrées pour les colonnes de Soil Mixing. De plus, la plus faible valeur mesurée pour la résistance en compression est supérieure à 1 MPa exigé pour le chantier.

III.2.1.4.2 Module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité dynamique du matériau est déterminé à partir des mesures de vitesse d'ondes P, de la masse volumique et du coefficient de Poisson. La valeur du coefficient de poisson utilisé est de 0,3. La répartition du module d'élasticité dynamique sur la profondeur de la colonne I et sur son diamètre est présentée dans la **Figure III-10**. Suivant la profondeur, on observe une légère diminution comme observé pour la résistance en compression dans le sous-chapitre précédent. Suivant le diamètre, la zone B semble avoir un module d'élasticité plus élevé quelle que soit la profondeur. Mais la variabilité des valeurs suivant le diamètre n'est pas très importante sauf à 1,75 m où on observe une variation de l'ordre de 1,8 GPa entre la zone A et la zone C, la zone C ayant le plus faible module d'élasticité.

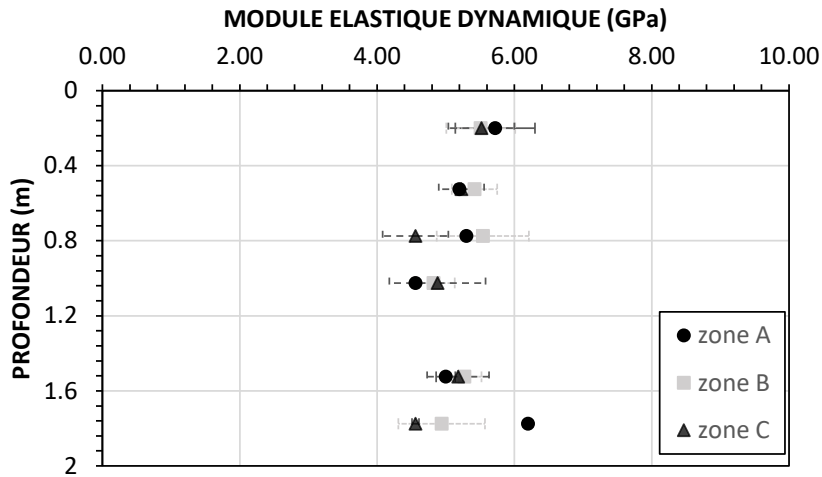


Figure III-10 : Variation du module d'élasticité dynamique après 180 jours de cure en fonction de la position dans la colonne I

La valeur moyenne du module d'élasticité dynamique sur cette colonne est de 5,18 GPa avec un écart-type de 0,54.

Sur la **Figure III-11**, on observe la variation du module d'élasticité dynamique sur la colonne II. La variabilité des valeurs mesurées est très importante suivant le rayon. Rappelons que les mesures sont réalisées sur 6 échantillons au moins par zone et par profondeur. La zone B est à l'origine de l'écart entre les valeurs de modules mesurées à une même profondeur, les valeurs des zones A et C étant très proches.

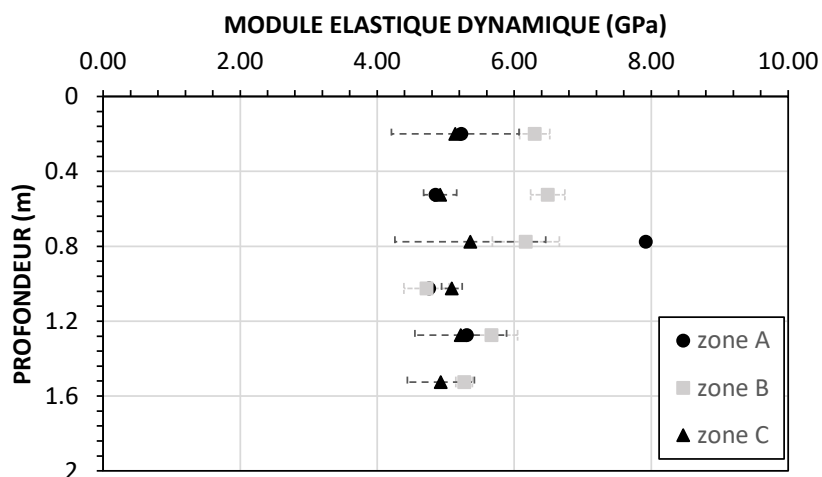


Figure III-11 : Variation du module d'élasticité dynamique après 180 jours de cure en fonction de la position dans la colonne II

Le module d'élasticité dynamique de la zone B diminue légèrement suivant la profondeur tandis que ceux des zones A et C ne varient pas suivant la profondeur. La valeur moyenne du module d'élasticité dynamique mesurée pour les échantillons de la colonne II est de 5.36 GPa avec un écart-type de 0,76.

Les valeurs de module d'élasticité dynamique mesurées sur les colonnes étudiées indiquent une meilleure homogénéité pour la colonne I que pour la colonne II. Cette homogénéité de la colonne I est liée à la nature de sol qui compose cette colonne. En effet, cette colonne est composée d'un mélange de sol argileux sur 2 m et d'un sol sablo-argileux sur 1 m. C'est donc un mélange de 3 matériaux (dont 2 différents sols de masses volumiques très proches et du coulis), or la vitesse des ondes P permettant de calculer le module d'élasticité dynamique varie en fonction du type de matériau (masse volumique) traversé. Dans les échantillons de la colonne I, les ondes P traversent uniquement une combinaison de mélanges avec plus ou moins de coulis. Cela génère des variations pas très importantes. Pour les échantillons de la colonne II, le sol comporte des inclusions de différents type (bois, acier, aluminium, béton). Les valeurs de vitesse d'ondes P mesurées prennent en compte tous ces différents matériaux, ce qui génère plus de variation.

III.2.1.5 Résistance à la traction par fendage

La résistance en traction par fendage est déterminée pour ces colonnes car elle complète notre connaissance des performances mécaniques de ce matériau même si l'ouvrage n'est pas sollicité en traction simple. Un béton de sol ou une colonne de Soil Mixing pourrait être soumis à des moments parasites générant des contraintes de traction. La connaissance de la résistance en traction pourrait permettre de simuler le comportement d'une telle colonne en flexion composée. La valeur moyenne de résistance en traction de la colonne I est de 0,35 MPa avec un écart type de 0,1 et celle de la colonne II est de 0,29 MPa avec un écart type de 0,08. Cette légère meilleure résistance en traction de la colonne I par rapport à la colonne II peut être expliquée en partie par la cohésion plus élevée du sol argileux. On peut noter qu'il y a un rapport de 10 entre les résistances en compression et traction comme pour les bétons.

III.2.2 Echantillons prélevés sur des matériaux frais sur le chantier CS_2

Le béton de sol prélevé sur le chantier CS_2 situé à Orléans est étudié dans cette partie. Les bétons frais sont prélevés suivant différents points métriques. La composition du mélange

peut présenter des fluctuations compte tenu des variations de la nature du sol, de sa teneur en eau ou de la quantité d'eau ajoutée. Sur ce chantier, différents types de sol sont rencontrés en fonction de la profondeur et du point métrique étudiés. Les types de sol rencontrés sont : limon argileux brun, sable fin limoneux brun et sable fin brun. Les échantillons prélevés sur ce chantier ont suivi une cure dans l'eau après une conservation de 7 jours dans les locaux de chantier à l'abri de source de chaleur.

III.2.2.1 Masse volumique du matériau à l'état durci

La première grandeur mesurée est la masse volumique du matériau à l'état durci. Ce paramètre est mesuré dans le temps et tient compte des différents points métriques. La **Figure III-12** présente la variation de la masse volumique des échantillons du chantier CS_2 en fonction des points métriques après 28, 50 et 90 jours de cure. La masse volumique à 28 jours est de 1860 kg/m³ avec un écart-type de 17 kg/m³, à 56 jours, la valeur moyenne passe à 1880 kg/m³ avec un écart-type de 13 kg/m³, à 90 jours, elle est de 1873 kg/m³ avec un écart-type de 8 kg/m³. Quelles que soient les dates de mesure, les valeurs maximale et minimale de masse volumique sont respectivement 2004 kg/m³ et 1661 kg/m³. Groupées par point métrique, les valeurs de masse volumique mesurées varient très peu.

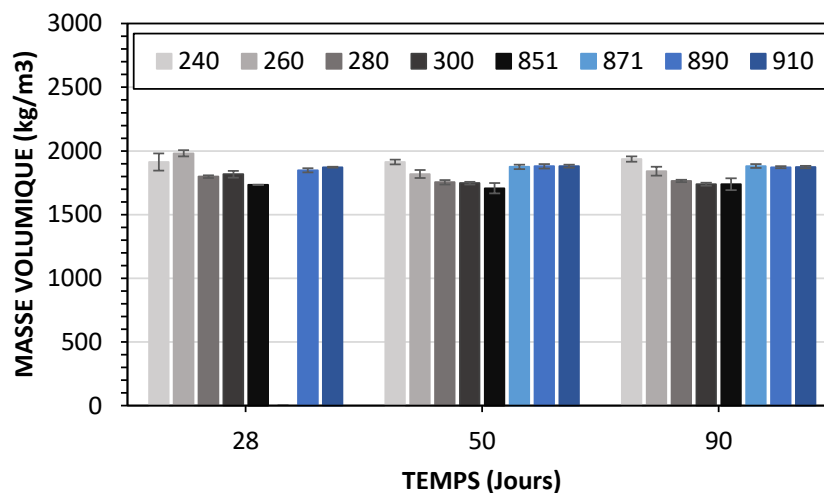


Figure III-12 : Variation de la masse volumique dans le temps et en fonction des points métriques

Les variations de masse volumique en fonction des points métriques se répètent pour chaque temps de cure. Il n'y a pas d'évolution de la masse volumique avec le temps. Pour chacune

des durées de cure, les masses volumiques des bétons prélevés aux points métriques 871 à 910 sont semblables. En effet, les sols en place analysés à ces points métriques sont de même nature (mélange de sable fin limoneux brun sur 2 m, de sable fin sur 2 m et de limon argileux brun sur 1 m) et de teneur en eau similaire (**Tableau II-4**). Cette faible variabilité témoigne de l'homogénéité du mélange obtenu. Le point métrique 851, bien que situé à proximité des points métriques précédemment commentés, donne une valeur de masse volumique qui se rapproche plutôt des points métriques 280 à 300. Cette différence pourrait être liée à une présence sur le point de prélèvement de limon argileux bruns en plus forte proportion.

La nature des sols par point métrique est classée en deux catégories dans le **Tableau II-4**. La 1^{ère} catégorie est constituée de limon argileux brun sur toute la profondeur (PM 240 à 300) et la 2^{ème} catégorie est constitué au 4/5 de sable fin limoneux brun et au 1/5 de limon argileux brun (PM 851 à 910).

Cette catégorisation se retrouve aisément dans les résultats de masse volumique à l'exception du point métrique 851. Les moyennes des masses volumiques de la catégorie 2 (1880 kg/m³) (sable fin limoneux) sont légèrement supérieures (environ 90 kg/m³) à celles de la catégorie 1 (1788 kg/m³) (limon argileux bruns). Les valeurs obtenues pour les points métriques constitués de limon argileux bruns présentent plus de variabilité (**Figure III-12**). Cette variabilité se justifie par l'argilosité plus importante de ce sol pouvant créer plus de difficulté dans le malaxage.

La combinaison des informations du sol en place et des résultats de masse volumique nous permettent d'observer deux catégories de béton de sol sur ce chantier : les bétons de sol avec du limon argileux brun qui regroupent les échantillons aux points métriques de 230 à 851 et les bétons de sol avec du sable limoneux brun qui regroupent les échantillons aux points métriques de 871 à 910.

III.2.2.2 Perméabilité à l'eau des échantillons du CS_2

La perméabilité à l'eau des échantillons de ce chantier est réalisée par le laboratoire de Soletanche Bachy. Les dimensions des échantillons prélevés sur le chantier et l'indisponibilité de la carotteuse dans la période d'étude de ces échantillons n'ont pas permis la réalisation de mesure de perméabilité à l'eau au laboratoire L2MGC.

La valeur moyenne obtenue pour la perméabilité à l'eau des échantillons de ce chantier est de 4.10^{-10} m/s avec un écart type de $2,35.10^{-9}$. Cette valeur suit les tendances générales des bétons de sols issus du chantier et réalisés en laboratoire.

III.2.2.3 Influence du temps de cure sur les propriétés mécaniques

Les prélèvements de bétons frais réalisés sur le chantier CS_2 ont été testés à 3 différents temps de cure 28, 50 et 90 jours. Les quantités recueillies n'ont pas permis de tester ces échantillons à d'autres échéances. Pendant les essais, les identifications par point métrique ont été conservées. La **Figure III-13** présente la variation de la résistance en compression dans le temps pour les différents points métriques. On y distingue les deux catégories présentées dans le paragraphe III.2.2.1.

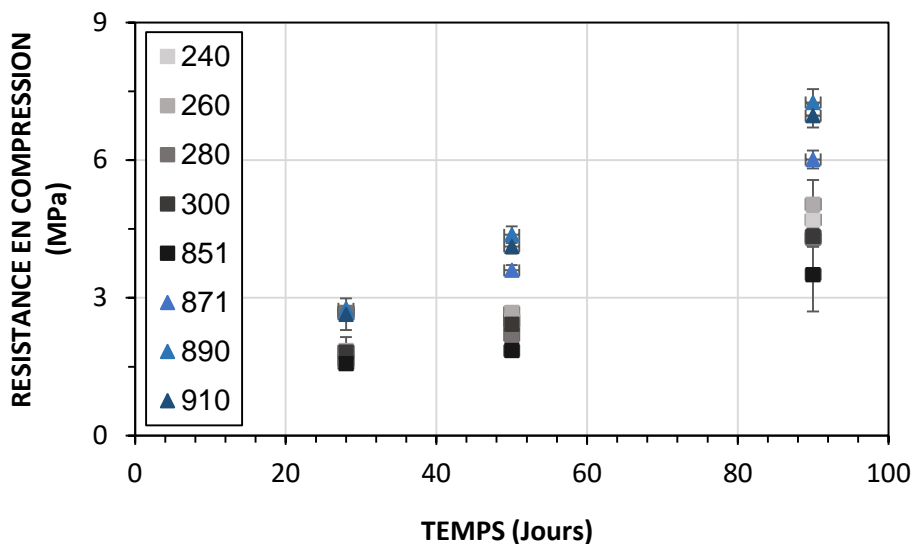


Figure III-13 : Variation de la résistance en compression dans le temps en fonction des différents points métriques étudiés sur le chantier CS_2

Les résistances en compression des échantillons des points métriques de 871 à 910 sont plus élevées que celles des échantillons des premiers points métriques (240 à 300). Cela s'explique aisément par leurs différences de composition dont on fait référence également dans le **Tableau II-4**. Les échantillons des points métriques de 240 à 300 sont composés de sol argileux dont la teneur en eau est de 24 % et la quantité d'eau ajoutée est de $1,26 \text{ m}^3$ par m^3 sur toute la profondeur (soit $2,85 \text{ m}^3$ de sol), alors que pour les échantillons de points métriques de 870 à 910, le sol en place est plus sableux avec une teneur en eau plus faible (14%) et la quantité d'eau ajoutée est également plus petite ($1,09 \text{ m}^3$). Cela indique que la teneur en eau totale

des mélanges des points métriques 240-300 est plus élevée que celle des mélanges des points métriques 870-91. Cette analyse rejoint les observations sur les valeurs de masse volumique.

La **Figure III-14** présente les résultats en deux groupes distincts nommés « formulations CS_2 avec du limon argileux brun » et « formulation CS_2 avec du sable fin limoneux brun » correspondant aux deux types de sol. Les évolutions dans le temps de la résistance en compression sont très distinctes et sans superposition de leurs écart-types. Cette différence est liée au sol de façon indirecte. Le sol argileux contient plus d'eau et possède donc un rapport E/C plus élevé alors que le sol moins argileux a un rapport E/C plus faible. L'influence de la nature du sol est quant à elle directement liée à cette variation de résistance à cause de l'hétérogénéité créée par la difficulté de malaxage due à une cohésion plus élevée du sol argileux.

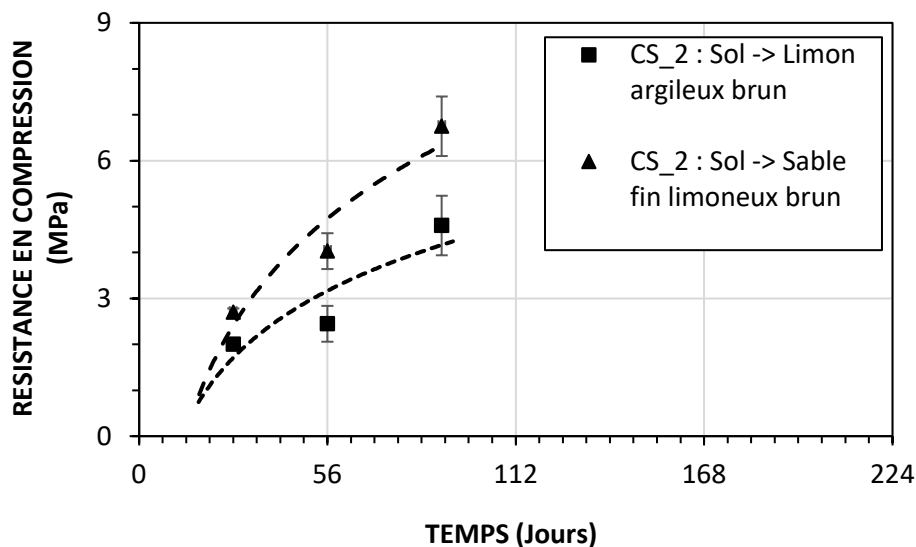


Figure III-14 : Evolution de la résistance en compression en fonction du temps et du type de sol pour les échantillons du chantier CS_2

L'augmentation de la résistance en compression avec le temps n'est pas encore stabilisée. Cette phase de stabilisation ou de progression lente se retrouve au-delà des 120 jours de cure d'après une étude faite par le « BBRI soil mix project (2009-2013) » pour un coulis de ciment Dammer/Blitzdammer. Elle continue même après 180 jours pour un ciment CEM III/C (Helson 2017). On rappelle que le ciment utilisé sur ce chantier est du CEM III/C. Le module d'élasticité dynamique a également été déterminé sur l'ensemble de ces échantillons à 50 et 90 jours de cure. A ces deux dates de cure, les valeurs de module dynamique calculées présentent très

peu de variation pour les points métrique 871-910 mais plus de variation pour les points métrique 240-300 (cf. **Tableau III-3**). De plus, le module d'élasticité dynamique des pm 870-910 est supérieure à celui des pm 240-300.

Tableau III-3 : Valeurs de Module dynamique mesurées dans le temps pour les échantillons issus du chantier CS_2

Points Métriques investigués	Temps de cure des échantillons du chantier CS_2					
	28		50		90	
	Edyn (GPa)	Ecart-type	Edyn (GPa)	Ecart-type	Edyn (GPa)	Ecart-type
240	-	-	7.76	1.62	8.29	0.39
260	-	-	6.17	0.14	7.75	0.54
280	-	-	5.17	0.34	6.24	0.27
300	-	-	4.84	0.24	5.85	0.09
851	-	-	4.22	0.29	5.93	0.90
871	-	-	6.66	0.14	8.09	0.17
890	-	-	6.67	0.21	8.23	0.07
910	-	-	6.85	0.02	8.52	0.17

III.2.3 Le Béton de sol durci du chantier CS_3

Sur le chantier CS_3, du béton de sol a été réalisé in-situ et prélevé en place à l'état frais puis conservé et envoyé au laboratoire pour notre étude. Sur chantier, le sol en place est une composition de sables, graves, graviers et galets à matrice limoneuse ou argileuse grise ou brune. Le dosage en ciment est de 139 kg/m³ de béton de sol frais avec un rapport E/C de 2,8 et une teneur en eau totale de 26,9 %.

III.2.3.1 Influence du temps de cure sur la résistance en compression

Les prélèvements effectués à partir de matériau frais sur le chantier CS_3 ont permis d'établir une évolution de la résistance en compression dans le temps (**Figure III-15**). Une cure dans l'eau après une conservation de 7 jours dans les locaux de chantier à l'abri de source de chaleur et d'eau est réalisée pour les échantillons prélevés sur le chantier CS_3. Sur cette

figure, l'évolution de la résistance en compression dans le temps est logarithmique. Avant 180 jours de cure, la résistance en compression ne semble pas avoir atteint sa phase de stabilisation. Mais cela reste concordant avec la littérature même s'il n'y a pas de mesure prise entre 56 et 180 jours. Pour le type de ciment utilisé (CEM III/C), l'augmentation de la résistance en compression continue même au-delà de 180 jours pour une cure sous l'eau ou endogène.

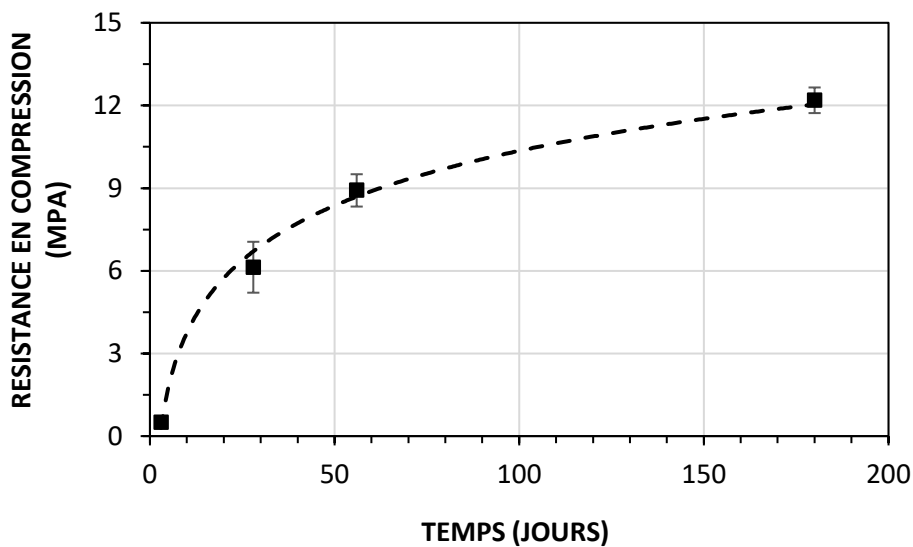


Figure III-15 : Evolution logarithmique de la résistance en compression dans le temps pour les échantillons du chantier CS_3

III.2.3.2 Influence du temps de cure sur le module d'élasticité dynamique

La **Figure III-16** présente l'évolution du module d'élasticité dynamique dans le temps. Cette évolution indique une stabilisation de cette grandeur entre 50 et 180 jours. Les valeurs de la résistance en compression (12MPa) et du module d'élasticité dynamique (11,5 GPa) sont plutôt élevées pour un béton de sol avec un dosage en ciment de 180 kg/m³ de sol en place. Cependant, la masse volumique mesurée est en moyenne de 1930 kg/m³ à 180 jours avec un écart-type de 6 kg/m³. Cet écart type indique une très bonne homogénéité des échantillons du mélange de ce chantier (**Figure III-17**). Le sol sur ce chantier, étant un mélange de sable, graviers et galets à faible matrice limoneuse brune, de sable limoneux gris avec quelques graviers et de sable gris avec quelques graviers, justifie cette valeur élevée de masse volumique.

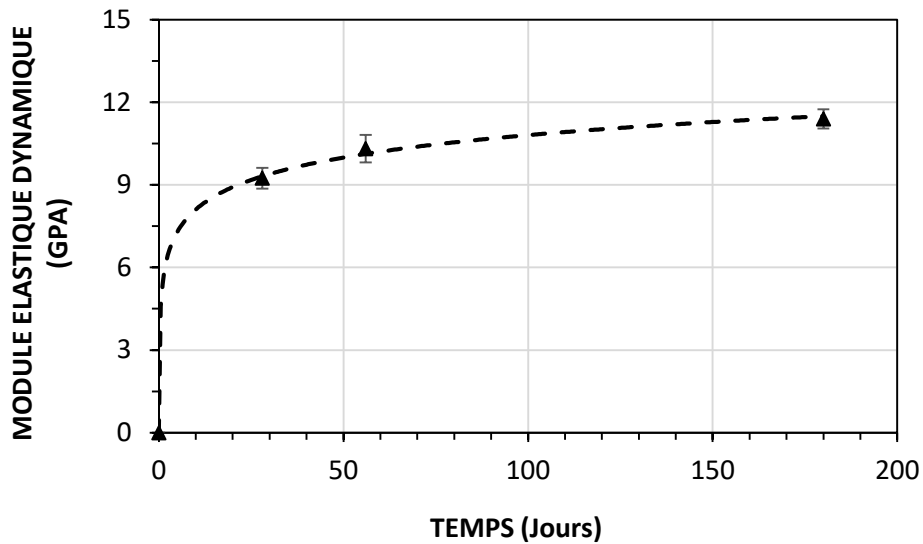


Figure III-16 : Evolution logarithmique du module élastique dynamique dans le temps pour les échantillons du chantier CS_3



Figure III-17 : Photo montrant l'homogénéité d'un échantillon de dimension 11x22cm du CS_3 après un essai de compression à 60 jours de cure

III.2.3.3 Le module d'élasticité statique

Deux essais de compression cycliques avec mesure de déformation à l'aide de jauges de déformation sont réalisés après 60 jours sur les échantillons de ce chantier. Le module d'élasticité statique et le coefficient de Poisson sont déterminés. L'homogénéité du mélange se remarque encore dans les résultats obtenus, présentés sur la **Figure III-18**.

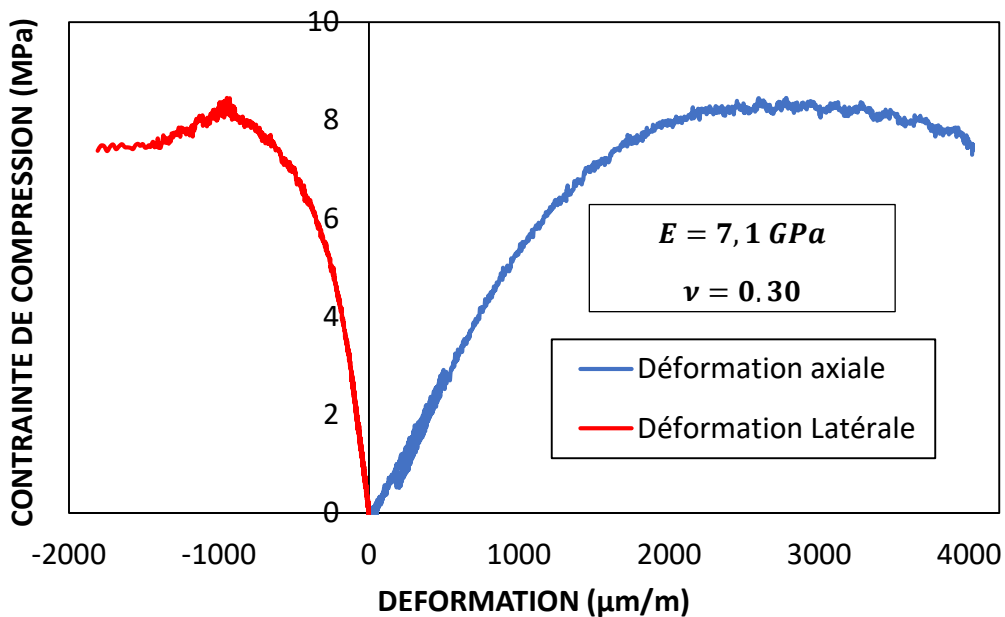
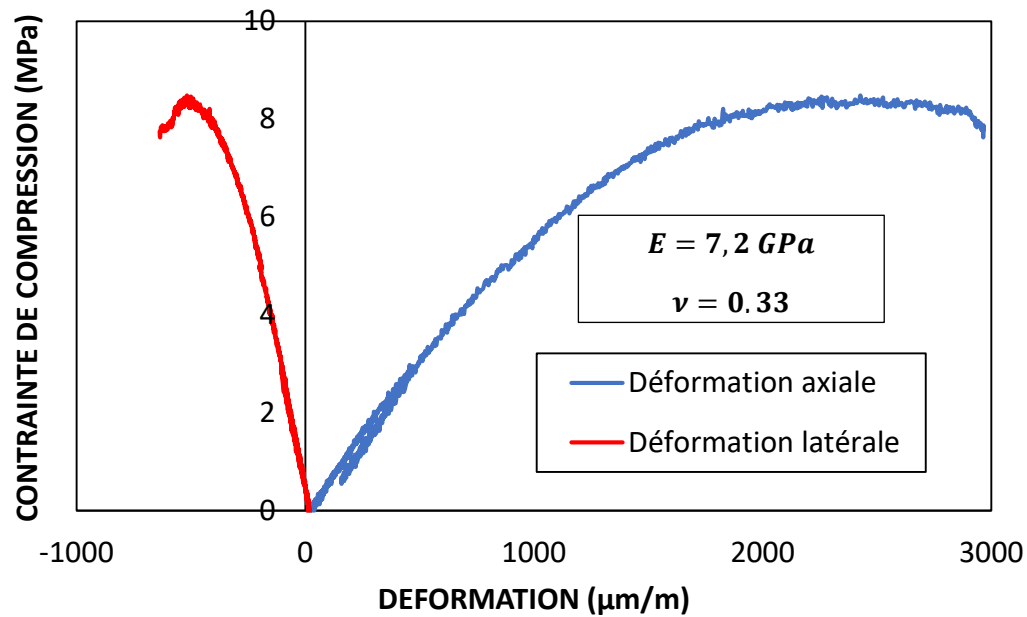


Figure III-18 : Détermination du module élastique statique sur deux échantillons du CS_3 après 60 jours de cure sous l'eau

Les valeurs de module d'élasticité statique mesurées sont de 7,1 et 7,2 GPa avec des coefficients de Poisson respectifs de 0,3 et 0,33. Ces valeurs sont très proches, comme les valeurs de résistance en compression mesurées.

Le rapport E_{stat}/f_c qui est l'inverse de la déformation est de 794. Cette valeur est comprise entre 720 et 2050, valeurs mesurées lors d'une étude sur le béton de sol pour différents types de sol (Guimond-Barrett 2013). Les limites de ce rapport dans les travaux de recherche de

Helson (2017) sont de 770 et 2050. La valeur 2050 correspond à des dosages en ciment plus élevés. Les faibles valeurs de module d'élasticité statique restent cohérentes avec les récentes recherches de Helson (2017).

Les valeurs du coefficient de Poisson mesuré sont encadrées par les valeurs maximale et minimale obtenues pour le béton de sol (entre 0,2 et 0,45) (Terashi et Kitazume 2015).

III.2.4 Le béton de sol durci du chantier CS_4 : Influence du temps de cure sur la résistance en compression et le module d'élasticité dynamique

Les propriétés du béton de sol issu du chantier CS_4 sont déterminées à 25 jours et à 250 jours. Le sol en place sur ce chantier est un sol constitué de sables, graviers et graves légèrement limoneux à très argileux. La variation de la masse volumique observée dans le temps n'est pas significative. Mais les valeurs de masse volumique obtenues sont très élevées par rapport à celles mesurées sur les 3 autres chantiers **Tableau III-4**. Les valeurs de vitesse des ondes P mesurées à 25 jours sont similaires à celles mesurées sur les échantillons issus du chantier CS_3 après 180 jours de cure. Ces valeurs élevées s'expliquent par le type de sol rencontré sur ce chantier (CS_4). La valeur de la résistance en compression mesurée après 250 jours de cure sous l'eau est de 13.6 MPa.

Tableau III-4 : Propriétés physiques et mécaniques mesurées sur les échantillons issus du chantier CS_4 dans le temps

Temps	MV (kg/m ³)	Vp (m/s)	Edyn (GPa)	RC (MPa)
25	2167 ± 23	2767 ± 102	12.35 ± 1	4.63 ± 1.08
250	2232 ± 22	3466 ± 71	19.93 ± 1	13.57 ± 1.38

Cette valeur est très proche de la valeur de résistance en compression du chantier CS_3 dont le dosage en ciment est très proche de celui-ci (175 kg/m³ de sol en place pour le CS_4 et 180kg/m³ de sol en place pour le CS_3).

Afin de déterminer les écarts possibles entre les caractéristiques de béton de sol réalisé sur chantier et ceux confectionnés en laboratoire, une étude de laboratoire a été réalisée et est présentée dans le sous-chapitre suivant.

III.3 Propriétés des mélanges réalisés en laboratoire à partir de différents sols réels prélevés sur les chantiers

Dans cette partie, nous présentons les résultats obtenus sur les formulations réalisées en laboratoire. En effet, pour cette étude, environ 22 formulations ont été réalisées. Dans un premier temps, des formulations avec les sols S1, S2 et S3 ont été réalisées en variant les dosages en ciment (100 à 300 Kg/m³ du mélange) mais en gardant une teneur en eau constante de 50 %. Ces formulations ont été testées à différents temps de cure afin de suivre l'évolution de la masse volumique, de la résistance en compression et du module d'élasticité dynamique dans le temps. Dans un second temps, des formulations ont été réalisées avec le sol S4 en faisant varier la teneur en eau totale. Enfin, d'autres formulations sont réalisées avec le sol S3 en faisant varier la teneur en eau totale mais en gardant un dosage en ciment constant.

Tableau III-5 : Récapitulatif des formulations de laboratoire avec les masses volumiques réelles

	Sol	Formulations	Dosage en ciment (kg/m ³ béton)	Dosage en ciment (kg/m ³ de sol en place)	W	E/C total	ρ théorique (kg/m ³)	ρ réelle moyenne (kg/m ³)
ECHANTILLONS DE LABORATOIRE	S1 (A1 GTR)	S1C100W50	100	135	50%	5,72	1715	1712
		S1C150W50	150	212	50%	3,82	1718	1740
		S1C200W50	200	297	50%	2,87	1721	1705
	S2 (A2 GTR) D(passant 45%) = 14µm	S2C150W50	150	212	50%	3,82	1718	1704
		S2C200W50	200	297	50%	2,87	1721	1702
		S2C250W50	250	390	50%	2,30	1724	1702
		S2C300W50	300	494	50%	1,92	1726	1707
	S3 (A2 GTR) D(passant 45%) = 19µm	S3C100W50	100	135	50%	5,72	1715	1712
		S3C150W50	150	212	50%	3,82	1718	1691
		S3C200W36	200	242	36%	2,46	1856	1810
		S3C200W50	200	297	50%	2,87	1721	1689
		S3C200W75	200	408	75%	3,35	1562	1563
		S3C250W50	250	390	50%	2,30	1724	1712
	S4 (A2 GTR) D(passant 45%) = 27µm	S4C200W20	200	233	20%	1,74	2092	2016
		S4C200W27	200	265	27%	2,10	1975	1955
		S4C200W31	200	284	31%	2,27	1918	1921
		S4C200W36	200	308	36%	2,46	1856	1874
		S4C200W41	200	333	41%	2,62	1802	1819
		S4C200W47	200	363	47%	2,79	1746	1784
		S4C200W50	200	379	50%	2,87	1721	1716

III.3.1 Caractérisation physique

Les caractéristiques physiques étudiées concernent essentiellement la masse volumique, la porosité et la perméabilité à l'eau. Ces propriétés sont essentielles pour une meilleure connaissance du matériau.

III.3.1.1 La masse volumique

Les résultats des mesures de masse volumique sont présentés dans ce paragraphe. Les formulations sont étudiées par groupe de composition en sol.

La **Figure III-19** présente la variation de masse volumique dans le temps pour les formulations réalisées avec le sol S1. La cure des échantillons étudiés en laboratoire est réalisée sous l'eau. Il y a une légère augmentation de masse volumique en fonction du dosage en ciment. Ces valeurs sont également très proches des valeurs théoriques de masse volumique présentes dans le **Tableau II-10**. Aucune variation n'est observée en fonction du temps de cure jusqu'à 180 jours. Vers 200 jours, on note une légère diminution d'environ 50 kg/m^3 pour les formulations S1C150 et S1C200. Cette variation très ponctuelle pour ce type de matériau n'est pas très significative.

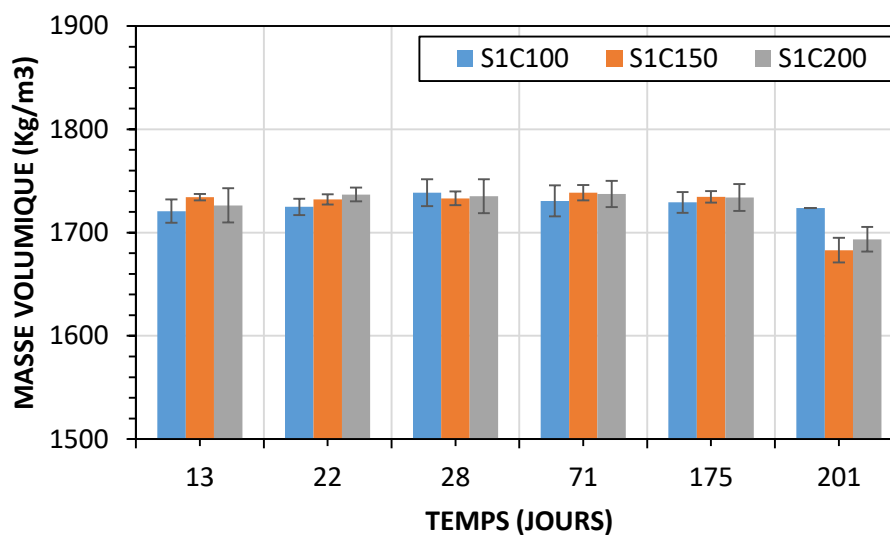


Figure III-19 : Variation de la masse volumique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S1

Pour les formulations avec le sol S2, les résultats obtenus indiquent peu de variation en fonction du temps et les variations en fonction du dosage en ciment sont également très

faibles, ce qui est attendu car les valeurs théoriques de masse volumique présentent seulement 4 à 6 kg/m³ de différence.

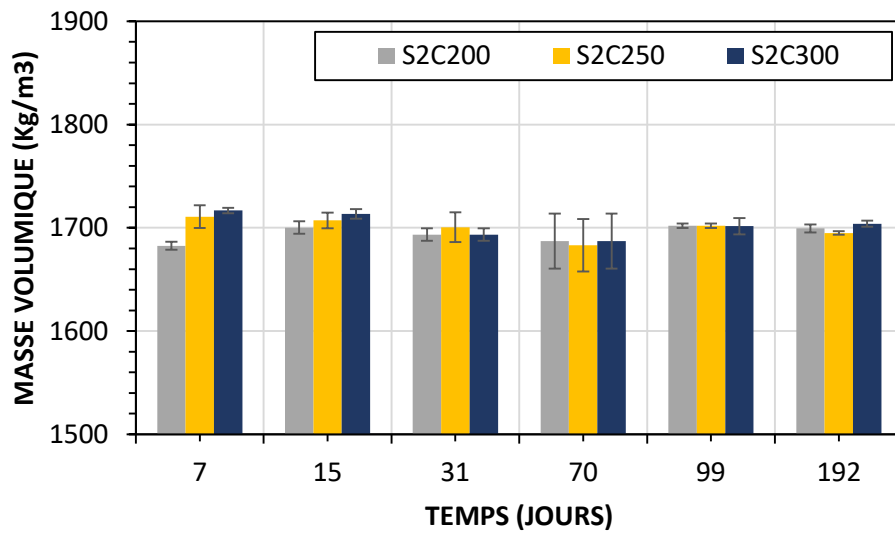


Figure III-20 : Variation de la masse volumique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S2

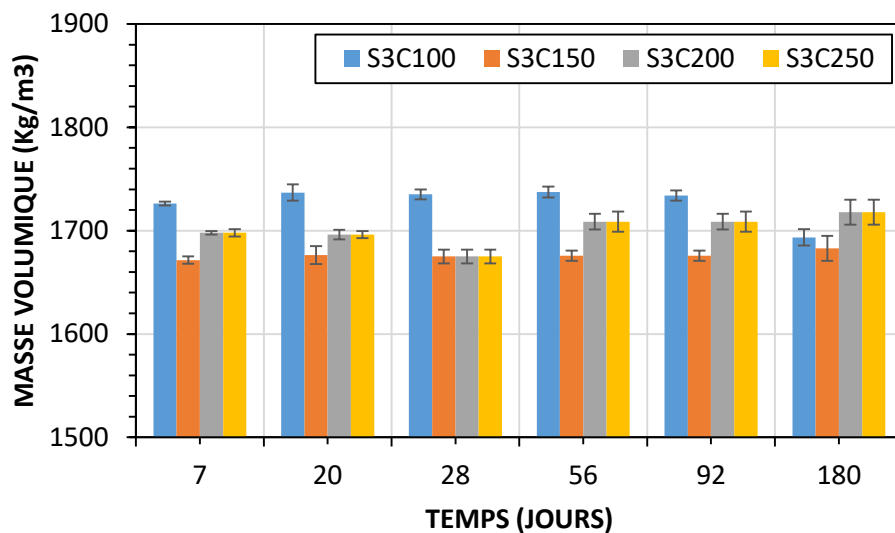


Figure III-21 : Variation de la masse volumique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S3

Pour les formulations avec le sol S3 (**Figure III-21**), on observe que la variation en fonction du dosage en ciment est plus importante que celle en fonction du temps de cure. Les valeurs de

masse volumique des formulations avec le sol S1 semblent plus homogènes que celles avec les sols S3 et S2.

Les **Figure III-22** et **Figure III-23** présentent la variation de la masse volumique en fonction du dosage en ciment pour les sols S1, S2 et S3. La masse volumique ne varie pas en fonction du dosage en ciment. Cependant, pour la même composition avec une teneur en eau totale constante, la masse volumique est plus faible pour les formulations avec les sols S2 et S3 (classe A2) que pour le sol S1 (classe A1) à dosage constant. En théorie, à dosage en ciment constant, la masse volumique des formulations avec les sols S1, S2 et S3 est la même. Bien que les procédures de préparation des sols S2 et S3 ai visé à limiter au maximum les problèmes d'hétérogénéité, ces mélanges sont restés très fermes avec un affaissement de 0 cm au mini cône. Alors que les formulations avec les sols S1 sont légèrement plus fluides avec un affaissement de 6 cm au mini cône. Mais on remarque sur ces figures, à 28 jours comme à 90 jours de cure, que plus le sol est argileux, plus la masse volumique mesurée est faible. Ce phénomène est dû à la consistance des différentes formulations. Plus un mélange est ferme, plus la mise en place est difficile et les matériaux renferment plus d'air occlus. Ce qui diminue la masse volumique. Cette diminution en escalier correspond à un matériau plus ferme et une moins bonne ouvrabilité lorsque le sol contient une plus grande quantité d'argile.

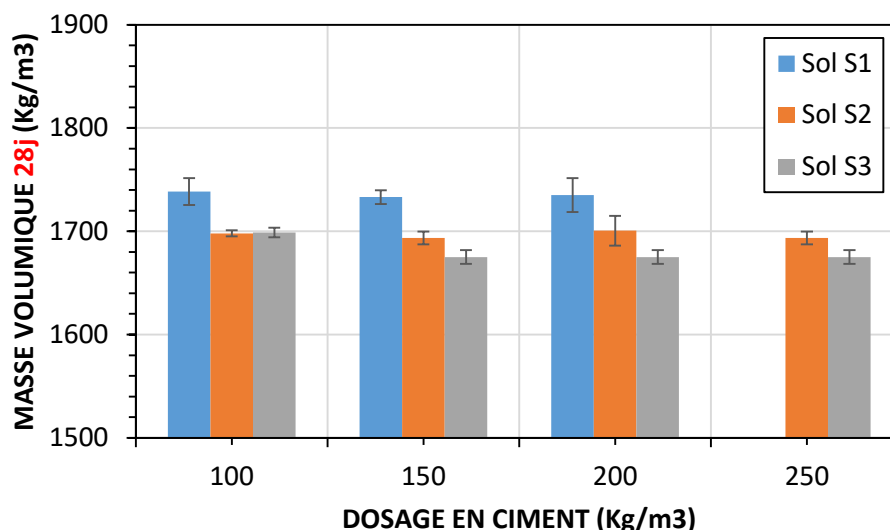


Figure III-22 : Variation de la masse volumique à 28 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

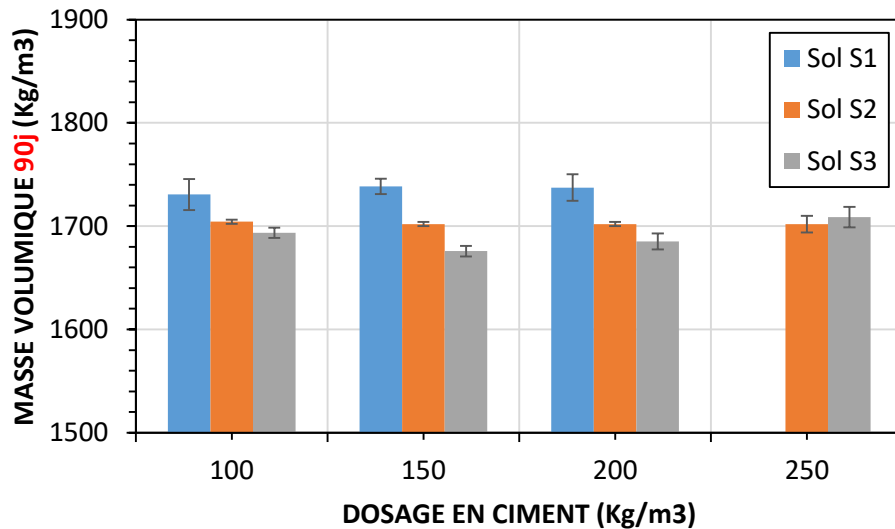


Figure III-23 : Variation de la masse volumique à 90 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

L'étude avec le sol S4 a permis de faire varier la teneur en eau du mélange et d'en étudier l'impact sur la masse volumique. La **Figure III-24** présente pour les formulations avec le sol S4 (limon argileux marron), la variation de la masse volumique en fonction du rapport E/C d'une part et de la teneur en eau totale d'autre part. La masse volumique diminue linéairement avec la teneur en eau du mélange. La formulation conduit en effet à remplacer le sol par l'eau. L'évolution de la masse volumique n'est pas linéaire avec le rapport E/C, avec une rupture de pente lorsque E/C dépasse 2,8. La relation établie par la **Figure III-24** se vérifie aussi pour les sols S1, S2 et S3 avec une teneur en eau de 50% on retrouve bien une masse volumique d'environ 1700 kg/m³ (dosage en ciment de 200 kg/m³ de mélange).

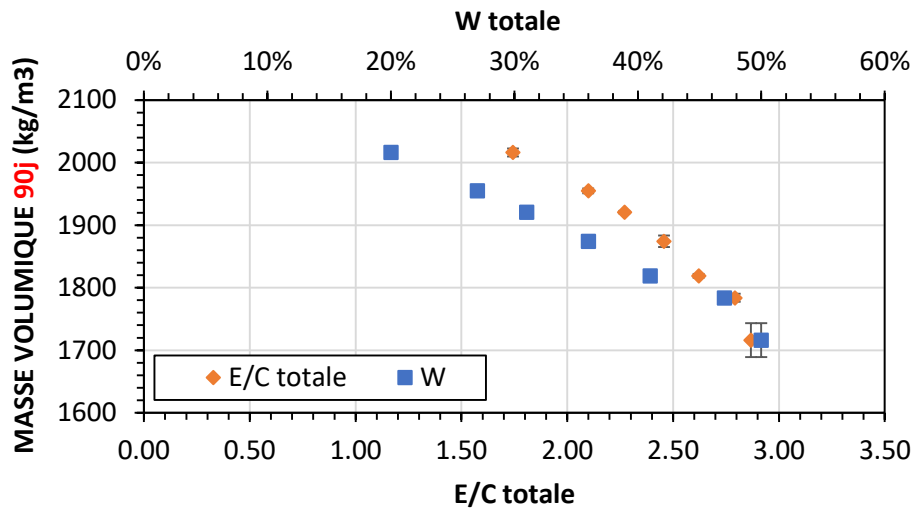


Figure III-24 : Variation de la masse volumique en fonction de la teneur en eau totale et du rapport eau totale sur ciment pour les formulations avec le sol S4 avec un dosage en ciment de 200 kg/m^3

III.3.1.2 La porosité

Les valeurs de porosité mesurées représentent, compte tenu de la façon dont elle est mesurée, le volume de pores accessibles à l'eau suite à une immersion dans l'eau pendant la durée totale de chaque cure. La **Figure III-25** présente la variation de cette porosité en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec le sol S1 et le sol S3. La porosité diminue légèrement quand le dosage en ciment augmente pour les différents sols étudiés. En effet, la teneur en eau totale est maintenue constante pour toutes les formulations, ce qui entraîne une diminution du rapport E/C lorsque le dosage en ciment augmente. La diminution de la porosité est alors liée à la diminution du rapport E/C.

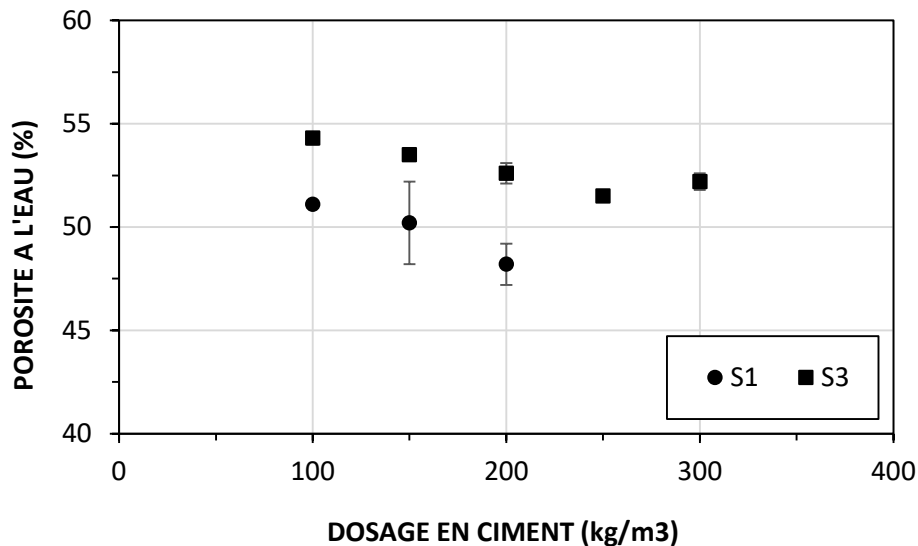


Figure III-25 : Variation de la porosité à l'eau en fonction du dosage en ciment et du type de sol

Les formulations avec le sol S1 sont moins poreuses que celles avec le sol S3 ce qui est en cohérence avec les mesures de masse volumique. En effet, la masse volumique des formulations avec le sol S1 est plus élevée que celle des formulations avec le sol S3 alors que les proportions de sol dans ces formulations sont strictement identiques. Une masse volumique plus élevée indique un meilleur compactage dû à une diminution de l'air occlus et une plus faible porosité. Les valeurs obtenues sont représentatives de celles des bétons de sol en général.

III.3.1.3 La perméabilité à l'eau

Des mesures ont été réalisées pour les échantillons formulés en laboratoire avec les sols S1 et S3. La perméabilité est représentée sur la **Figure III-26** en fonction du dosage en ciment. Entre 100 et 200 kg/m³ de mélange, on note une diminution des valeurs de perméabilité pour les formulations avec le sol S3, ce qui indique que la perméabilité diminue lorsqu'on augmente le dosage en ciment. Au-delà du dosage de 200 kg/m³, la perméabilité ne semble plus être impactée par l'augmentation du dosage en ciment. Pour les formulations avec le sol S1, les résultats conduisent aux mêmes observations. Les formulations avec le sol S3 sont en tout

point plus perméables à l'eau que celles avec le sol S1. Ceci est probablement lié à leur plus grande porosité.

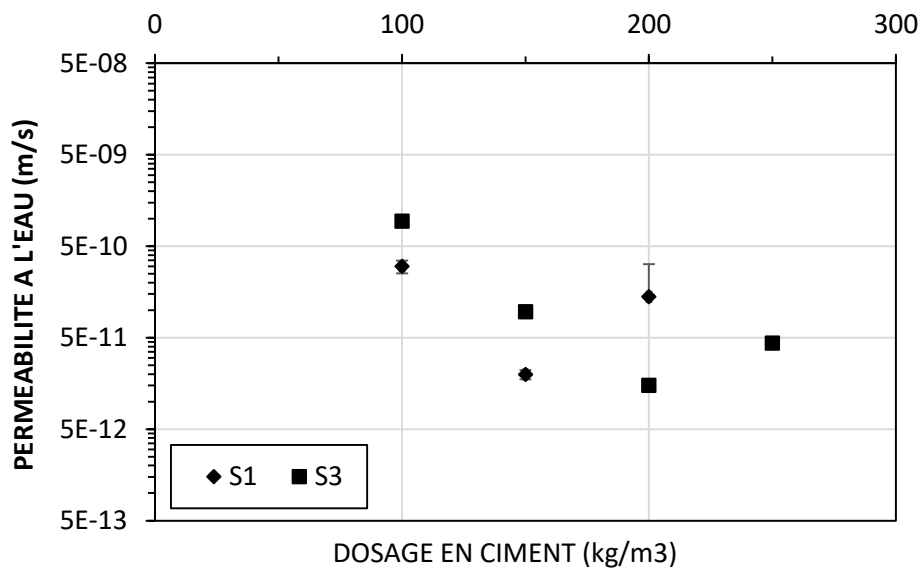


Figure III-26 : Variation de la perméabilité à l'eau en fonction du dosage en ciment et du type de sol

III.3.2 Caractérisation mécanique

Les 23 formulations réalisées en laboratoire ont été testées afin de déterminer la résistance en compression et le module d'élasticité dynamique. Les travaux ont en effet privilégié ces deux propriétés. Le module d'élasticité dynamique est une propriété qui se mesure par essai non destructif et ne nécessite pas d'échantillons supplémentaires. Par ailleurs, il est intéressant d'établir des relations entre le module d'élasticité dynamique (vitesse des ondes P) et le module d'élasticité statique (jauges de déformation). Enfin, la détermination du module d'élasticité dynamique permet de comparer de façon relative le comportement de différents matériaux.

III.3.2.1 Influence du temps de cure

Les essais mécaniques sont réalisés à différents temps de cure entre 7 jours et 201 jours. L'objectif est d'étudier le comportement à long terme de formulations réalisées avec des sols issus de chantier et de le comparer à celui des formulations réalisées avec des sols artificiels largement étudiés dans la littérature. Dans un premier temps, nous menons une analyse relative entre les différentes formulations testées. Dans un second temps, la confrontation

avec les résultats de la littérature est présentée dans le chapitre suivant. Pour toutes les formulations représentées sur les 3 figures ci-après (**Figure III-27**, **Figure III-28**, **Figure III-29**), l'évolution avec le temps de cure est logarithmique.

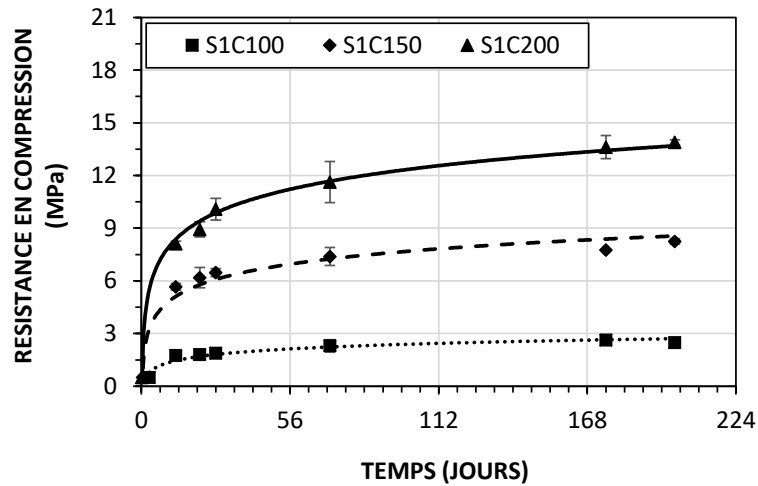


Figure III-27 : Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations avec le sol S1

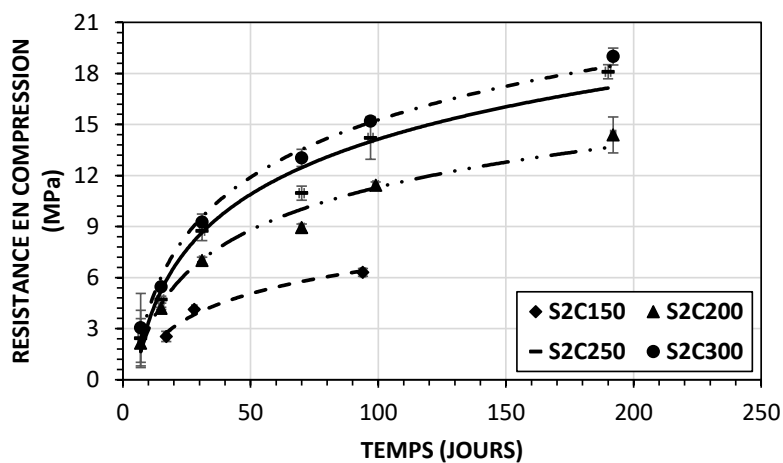


Figure III-28 : Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations avec le sol S2

Rappelons que pour l'ensemble des formulations, la résistance est mesurée sur au moins 4 éprouvettes et les valeurs présentées sur ces figures sont une moyenne à laquelle est associé l'écart type. Pour l'ensemble des formulations, la résistance en compression s'est quasiment stabilisée après 110 jours pour les dosages de 100 kg/m³, alors que pour les formulations au-

dessus de ce dosage la résistance continue d'augmenter au-delà de 180 jours. Notons que le temps de stabilisation augmente en fonction du dosage en ciment.

Cette cinétique lente du développement de résistance découle du ciment utilisé, un CEM III/C. En effet, ce ciment contient une forte proportion de laitier (85%).

Les valeurs de résistance en compression obtenues varient entre 2,5 et 19 MPa après 180 jours de cure dans l'eau selon le dosage en ciment.

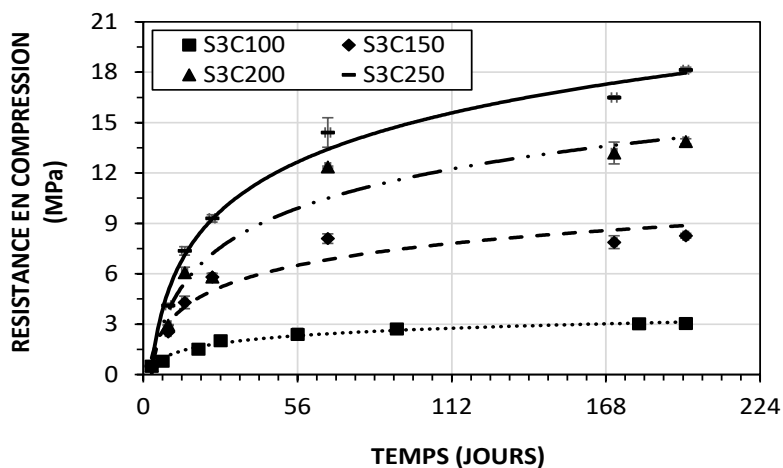


Figure III-29 : Variation de la résistance en compression dans le temps pour les formulations avec le sol S3

Pour les formulations avec les sols S1 et S3, les tendances logarithmiques tracées semblent se superposer pour un même dosage en ciment à partir de 90 jours notamment pour le dosage à 200 kg/m³. Pour les formulations avec le sol S2, les valeurs sont très proches mais pas superposables. Cela indique que de façon générale, à partir d'un certain temps, l'influence du type de sol devient négligeable par rapport à l'influence du dosage en ciment.

L'autre paramètre mesuré dans le temps est le module d'élasticité dynamique. Les figures : **Figure III-30**, **Figure III-31** et **Figure III-32** présentent l'évolution de ce paramètre en fonction du temps de cure pour les formulations avec les différents sols. Ces évolutions sont logarithmiques. On remarque que la stabilité dans le temps du module d'élasticité dynamique est quasiment obtenue dès 70 jours. Le module d'élasticité dynamique obtenu pour les formulations avec le sol S1 est plus élevé que celui des formulations avec les sols S3 et S2 pour un même temps de cure et à dosage constant. On remarque même que les valeurs sont plus grandes pour un dosage de 200 kg/m³ pour le sol S1 que pour un dosage à 300 kg/m³ pour les

sols S2 à 180 jours. En effet, ce constat reste cohérent à la fois avec les valeurs de masse volumique plus élevées et la plus faible porosité des échantillons des formulations avec le sol S1.

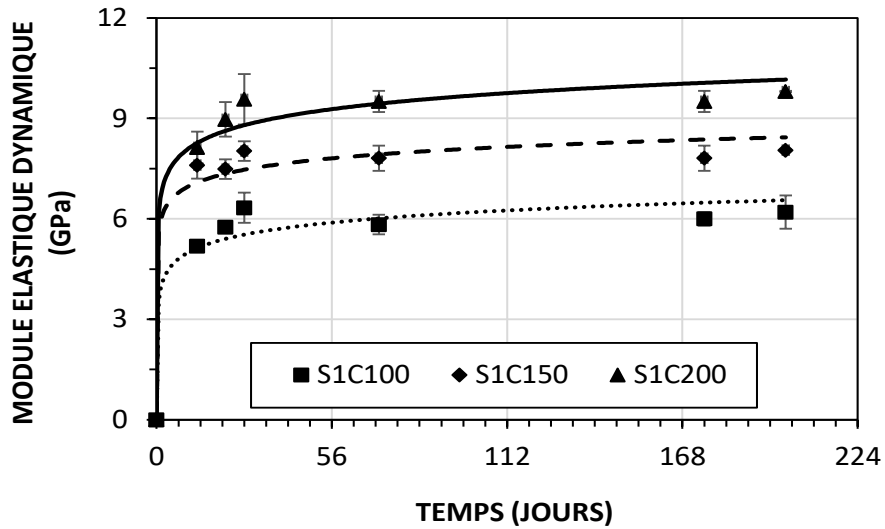


Figure III-30 : Module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S1

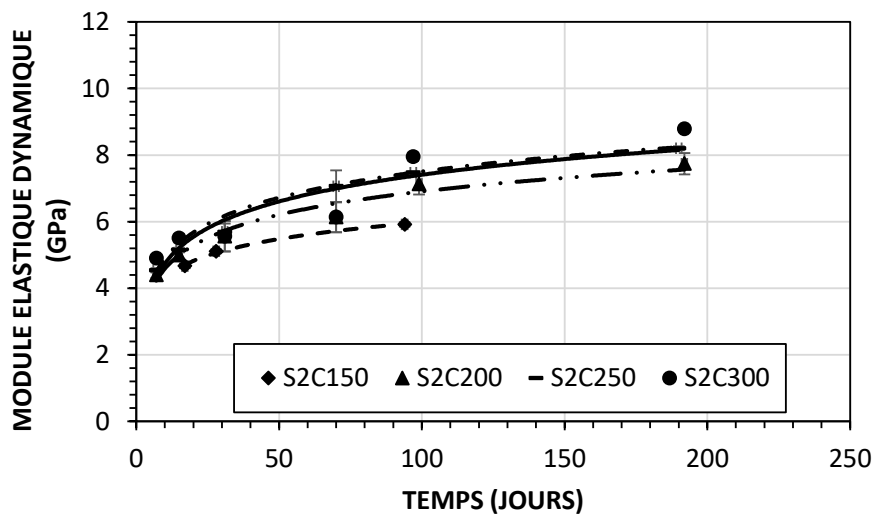


Figure III-31 : Module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S2

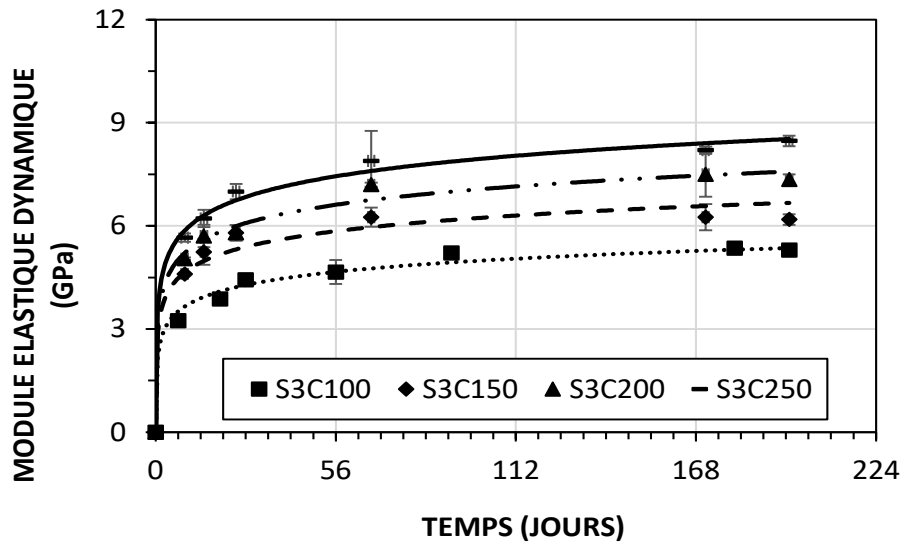


Figure III-32 : Module d'élasticité dynamique en fonction du temps pour les formulations avec le sol S3

III.3.2.2 Influence du dosage en ciment

Le premier paramètre permettant de prédire les propriétés mécaniques d'un matériau cimentaire est le dosage en ciment. Le ciment étant le matériau liant, il est important d'évaluer son influence de façon globale et dans le temps sur les formulations effectuées avec les sols issus du chantier. Dans un premier temps, nous étudions l'influence du dosage en ciment sur les propriétés mécaniques de l'ensemble des formulations à 28 jours de cure afin de déterminer si on peut en déduire des modèles. Ensuite, la même étude est réalisée à 90 jours de cure. Ces deux dates sont choisies en rapport avec l'observation précédente sur la superposition des valeurs de résistance en compression après un certain temps de cure.

La **Figure III-33** présente la variation du module d'élasticité dynamique en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3 après 28 jours de cure sous l'eau. On distingue alors une influence de la nature du sol à ce temps de cure sur le module d'élasticité dynamique. Les formulations avec les sols S2 et S3 (sol classé A2) suivent la même tendance tandis que celles avec le sol S1 (sol classé A1) suivent une tendance différente. Les formulations avec le sol S1 présentent également un module d'élasticité dynamique plus élevé que les autres formulations. L'augmentation du module d'élasticité dynamique avec le dosage en ciment est liée à l'augmentation de la quantité de C-S-H lorsque le dosage en ciment augmente. Les formulations S1 ont quant à elles des modules d'élasticité dynamique plus

élevés car compte tenu du type de sol sablo-argileux (nature et densité plus élevée), la fluidité et la facilité de mise en place leur confèrent des valeurs de porosité plus faibles et de masse volumique plus élevées. La réduction de la porosité induit une augmentation du module d'élasticité dynamique, car elle induit une augmentation de la vitesse des ondes P. Associées à une masse volumique plus élevée, les valeurs plus importantes de module dynamique par rapport aux formulations précédente sont cohérentes.

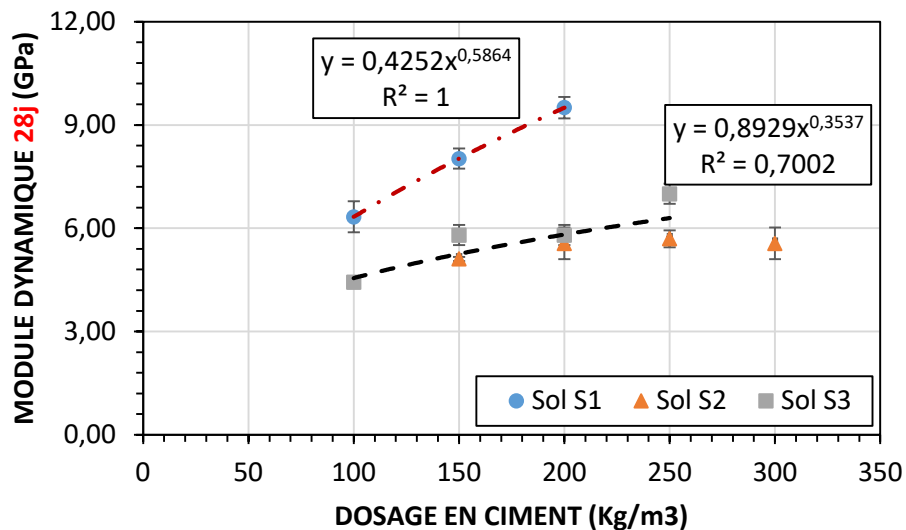


Figure III-33 : Module d'élasticité dynamique à 28 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

La **Figure III-34** présente la résistance en compression à 28 jours en fonction du dosage en ciment. La résistance en compression semble déjà atteindre la stabilisation pour les formulations avec un dosage en ciment de 100 kg/m³ quel que soit le sol. On observe une influence de la nature du sol, surtout pour les dosages en ciment élevés. Les formulations avec le sol S1 ont alors une meilleure résistance en compression à 28 jours que les formulations avec les sols plus argileux S2 et S3.

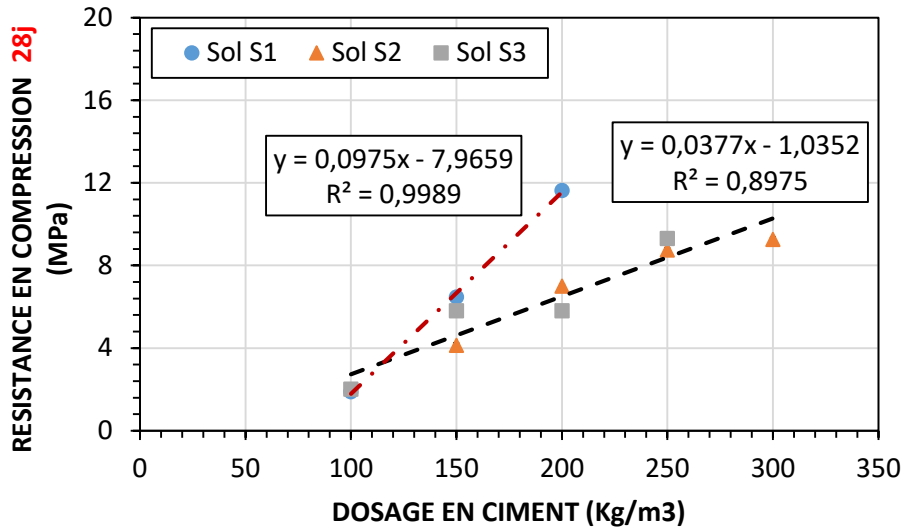


Figure III-34 : Résistance en compression à 28 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

Cependant, après 90 jours de cure (**Figure III-36**), les tendances diffèrent de celles à 28 jours. Pour la résistance en compression, l'influence de la nature du sol devient négligeable par rapport à l'influence du dosage en ciment.

L'influence de la nature du sol sur le module d'élasticité dynamique à 90 jours de cure reste similaire à celle obtenue à 28 jours de cure (**Figure III-35**).

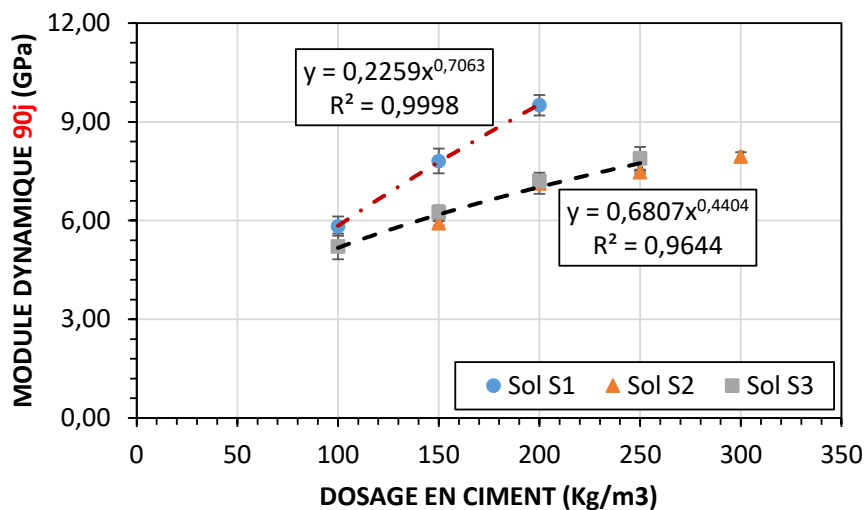


Figure III-35 : Module d'élasticité dynamique à 90 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

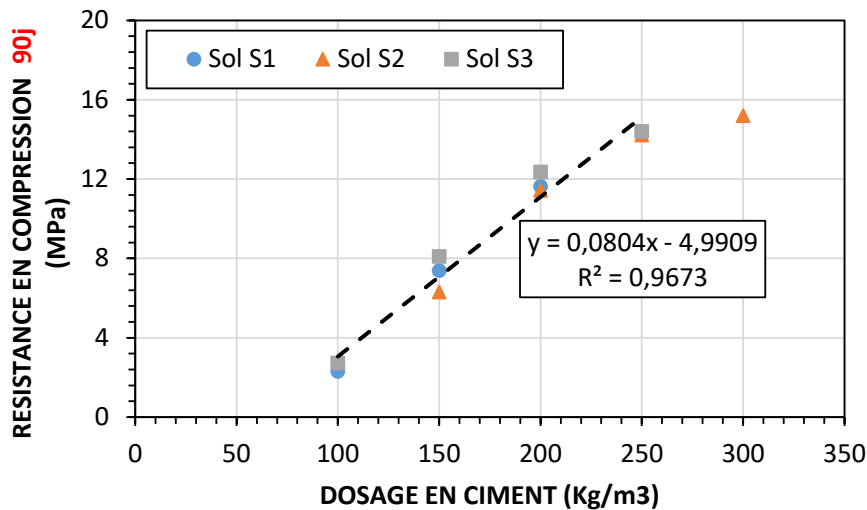


Figure III-36 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

L'évolution de la résistance en compression de ces bétons de sol réalisés en laboratoire en fonction du dosage en ciment pourrait indiquer une influence de la nature du sol sur la cinétique d'hydratation. On peut conclure alors que l'influence de la nature du sol sur la résistance en compression des matériaux formulés en laboratoire avec les sols issus du chantier se limite au jeune âge (jeune âge pour le type de ciment au laitier) du matériau. La nature du sol n'influe plus sur la résistance en compression lorsqu'un certain âge de maturité est atteint. Au-delà de 90 jours, la variation de la résistance en compression en fonction du dosage en ciment devient alors indépendante de la nature du sol.

L'évolution du module d'élasticité dynamique en fonction du dosage en ciment dépend toujours après 90 jours de la nature du sol. Le module d'élasticité dynamique est obtenu en mesurant la vitesse de propagation des ondes P dans le matériau. Cette vitesse est directement dépendante de la nature minéralogique des composants et de la porosité.

III.3.2.3 Influence de la teneur en eau totale et du rapport E/C total

A teneur en eau totale constante, l'influence du rapport E/C sur la résistance en compression est équivalente à celle du dosage en ciment pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3. La résistance en compression augmente lorsque le rapport E/C total diminue en suivant une relation linéaire à 90 jours de cure (**Figure III-37**) indépendamment du type de sol. Mais on

note à 90 jours une influence de la nature du sol sur la variation du module d'élasticité dynamique en fonction du rapport E/C total (**Figure III-38**).

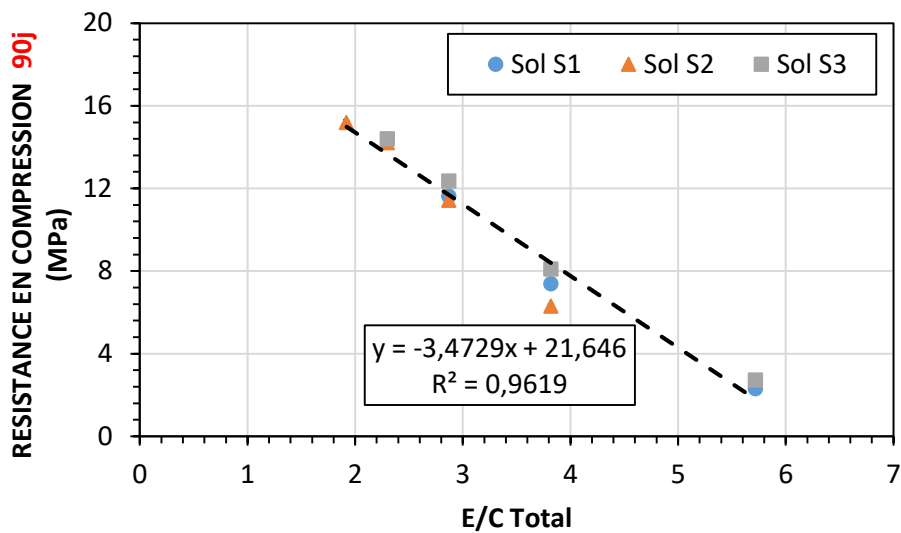


Figure III-37 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du E/C total pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

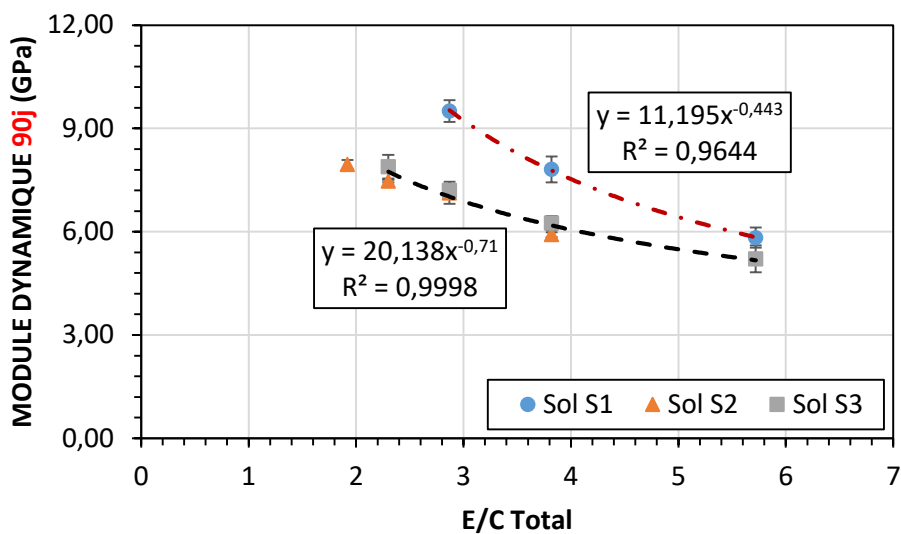


Figure III-38 : Module d'élasticité dynamique à 90 jours en fonction du E/C total pour les formulations avec les sols S1, S2 et S3

L'équivalence entre le dosage en ciment et le rapport E/C est logique car la formulation est basée sur une même teneur en eau pour tous les mélanges. Comme pour les bétons classiques, il peut être intéressant de trouver une relation entre le rapport E/C et la résistance

en compression du mélange sol-ciment. Il faut cependant noter que cette relation ($f_c = f(E/C)$) n'est applicable que pour les formulations faites avec les sols S1, S2 et S3 car elle inclut implicitement l'influence du type d'argile présent dans ces sols, la capacité de rétention de l'argile et la proportion de l'argile dans le sol ainsi que le type de ciment utilisé. La quantité d'eau adsorbée par l'argile et qui n'est donc pas disponible pour l'hydratation et l'ouvrabilité du mélange est liée à ces paramètres. Pour estimer l'eau efficace, c'est-à-dire disponible, il faudrait pouvoir déduire cette quantité d'eau.

L'influence de la teneur en eau totale est mesurée de deux façons différentes. D'abord, des mélanges sont réalisés avec le sol S4 (limon argileux marron, classe A2) en faisant varier la teneur en eau totale (20%, 27%, 31%, 36%, 41%, 47% et 50%). Pour ce faire, le dosage en ciment est maintenu constant à 200 kg/m³ de béton de sol. Puis on détermine les quantités d'eau et de sol nécessaires pour atteindre la teneur en eau désirée (cf formulation). Ainsi, c'est la proportion de sol qui est diminuée pour augmenter la quantité d'eau (masse d'eau). Par ailleurs, deux formulations ayant des teneurs en eau totale de 36 % et 75 % sont réalisées avec le sol S3 (**Figure III-39**). La formulation avec la teneur en eau totale de 36 % a été réalisée en utilisant du superplastifiant Tempo 12 pour faciliter le malaxage et la mise en place.

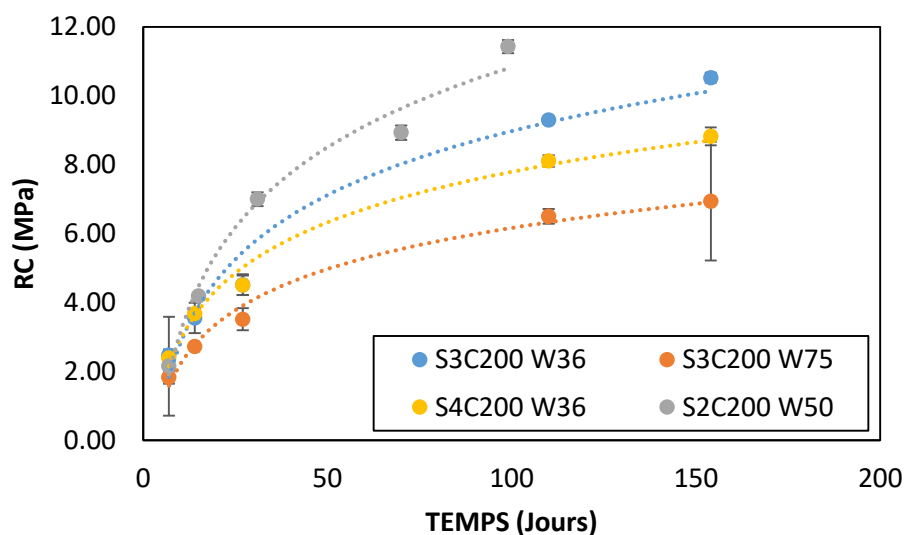


Figure III-39 : Résistance en compression en fonction du temps pour les formulations avec des teneur en eau variable : mise en évidence de l'influence de la teneur en eau totale

La teneur en superplastifiant est de 5 % du liant, le liant étant considéré dans ce cas comme l'addition de ciment et d'argile ou de terre argileuse dans le sol (dont le $D_{max} < 10\text{mm}$). L'argile est considérée comme liant pour l'utilisation des superplastifiants (Moëvus-Dorvaux et al.,

s. d.). Selon les travaux de recherche de **Moëvus-Dorvaux et al., s. d.**, il est possible de considérer de la terre argileuse (Sol argileux dont $D_{max} < 10\text{mm}$) comme liant pour réaliser un béton d'argile car l'objectif du superplastifiant est de disperser les grains d'argile et d'améliorer la lubrification des grains. Ici, la proportion de sol considéré comme liant pour la définition de la quantité de superplastifiant est de 50 %. Malgré l'ajout du superplastifiant à cette formulation, l'affaissement au mini cône était de 0 cm et le mélange plus ferme que les formulations initiales de l'étude de teneur en eau de 50 %. Le superplastifiant ajouté a permis de mieux mélanger cette formulation.

La faible résistance en compression obtenue pour les formulations S3C200W36 par rapport aux formulations S3C200W50 malgré la teneur en eau plus faible, peut être due à la teneur en eau suffisamment faible pour faire augmenter la résistance en compression par rapport à une teneur en eau de 75 %, mais pas assez élevée pour assurer une hydratation complète du ciment. Cette faible résistance peut également être expliquée par l'hétérogénéité et la porosité supplémentaire créées par la difficulté de mise en place à cause de la consistance très ferme. La difficulté de mise en place génère de l'air occlus qui peut réduire considérablement la résistance en compression.

Les **Figure III-40** et **Figure III-41** présentent le module d'élasticité dynamique et la résistance en compression en fonction du rapport E/C total et de la teneur en eau totale après 90 jours de cure pour le sol S4.

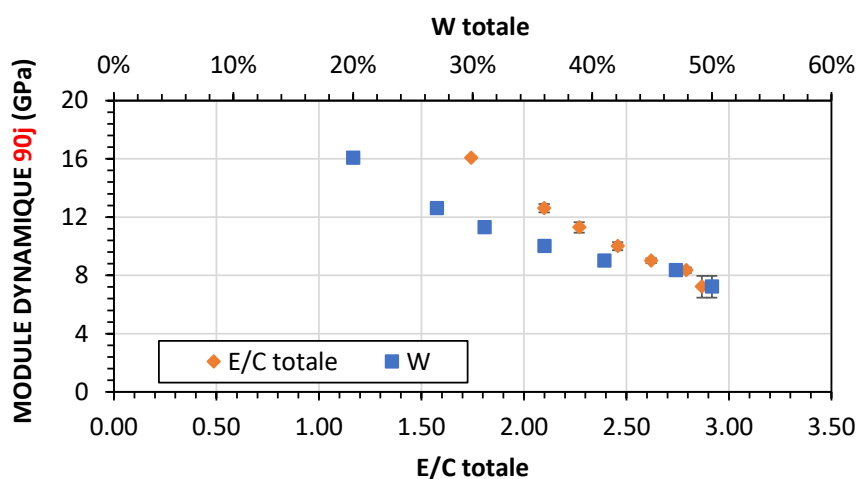


Figure III-40 : Module d'élasticité dynamique à 90 jours en fonction du rapport E/C et de la teneur en eau totale pour les formulations avec le sol S4 pour un dosage de 200kg/m^3

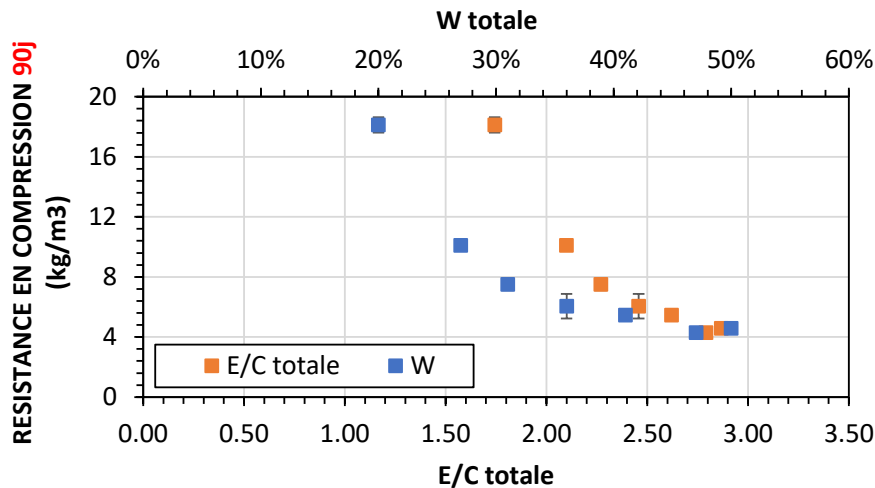


Figure III-41 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du rapport E/C et de la teneur en eau totale pour les formulations avec le sol S4 pour un dosage de 200kg/m³

L'augmentation de la résistance en compression en fonction du rapport E/C total n'est pas linéaire, comparée à la **Figure III-37**. La non linéarité de cette relation découle de la non linéarité de la variation de la résistance en compression en fonction de la teneur en eau totale. En effet, pour une teneur en eau constante, la relation entre la résistance en compression et le rapport E/C est linéaire. Alors que la relation entre f_c et W n'est pas linéaire. Lorsque pour les points (f_c , E/C), la teneur en eau totale varie, la relation entre f_c et E/C suit celle de W. La relation entre la résistance en compression, le rapport E/C et la teneur en eau totale, semble être à 3 dimensions lorsqu'on fait une observation globale. De plus, l'analyse de la **Figure III-39** montre que la variation de la résistance en compression n'est pas uniquement liée à la teneur en eau totale car l'évolution de la résistance en compression pour les mêmes teneurs en eau à dosage en ciment constant dépend de la capacité d'adsorption. C'est elle qui justifie la part de porosité générée par l'eau libre et définit également la disponibilité de l'eau pour l'hydratation. C'est le cas des formulations S4C200W36 et S3C200W36. L'adsorption de l'argile présente dans le sol S3 réduit le rapport E_{eff}/C , ce qui augmente la résistance en compression.

III.4 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était de décrire individuellement les différents résultats obtenus au cours de l'étude des propriétés physique et mécanique des bétons de sol prélevés sur chantier à l'état frais ou durci et ceux confectionnés au laboratoire. Les résultats obtenus sur des échantillons provenant des différents chantiers sont présentés, ainsi que les résultats obtenus sur les échantillons confectionnés en laboratoire. Les conclusions suivantes sont établies :

- Au sein d'une colonne de Soil Mixing, les propriétés du matériau varient suivant la profondeur et suivant le rayon. On observe une diminution de l'ordre de 15 à 30 % de résistance en compression sur une distance de 2 m de profondeur. Suivant le rayon, la variation est très relative et est liée à la qualité du malaxage. On note néanmoins qu'au centre des colonnes, il y a plus de coulis injecté. Du centre vers l'extérieur des colonnes, on rencontre du sol mieux mélangé et ensuite du sol très peu mélangé au coulis.
- Lors de la réalisation du Soil Mixing sur chantier, l'état naturel du sol en place (nature, teneur en eau) influe considérablement sur les performances physiques et mécaniques du matériau obtenu. Ces performances peuvent différer selon la profondeur du malaxage. En effet, le changement de sol sur la profondeur induit des difficultés de malaxage et représente des zones de superposition de deux matériaux de compositions distinctes. Cette superposition crée des variations de résistance en compression de ± 1 MPa. De meilleures résistances peuvent être obtenues avec du sol sableux car leur teneur en eau pour laquelle le sol est malaxable est plus faible que celle des sols argileux.
- La perméabilité à l'eau d'un béton de sol réalisé avec un sol sableux est plus faible que celle d'un béton réalisé avec un sol argileux. La porosité à l'eau est également plus faible pour un béton de sol avec un sol sableux qu'avec un sol argileux.
- La variation de masse volumique d'un béton de sol sur le chantier peut être considérée comme un indicateur de son homogénéité. La variation de la masse volumique du béton de sol peut être reliée à sa teneur en eau totale. Un béton de sol réalisé avec un sol sableux a une masse volumique plus grande qu'un béton de sol réalisé avec un sol plus argileux. La variation de la masse volumique dépend alors de la teneur en argile

de celui-ci et de sa teneur en eau. De façon générale, la teneur en eau est reliée à la proportion d'argile à cause du facteur de malaxage.

- La résistance en compression dépend du dosage en ciment et de la nature du sol au jeune âge (28 jours). L'effet du dosage en ciment domine la cinétique d'évolution de la résistance en compression et annule l'influence de la nature du sol après 90 jours.
- La résistance en compression augmente de façon linéaire en fonction du rapport E/C total lorsque la teneur en eau totale est constante.
- La résistance en compression augmente de façon non linéaire en fonction du rapport E/C total pour des teneurs en eau totale variables. L'estimation de la résistance en compression en fonction de la teneur en eau totale et du rapport E/C total peut être mise en évidence en utilisant un modèle d'estimation prenant en compte la teneur en eau du mélange. Dans le chapitre suivant, on utilisera une adaptation du modèle de Ferret afin de proposer un modèle d'estimation de la résistance en compression en fonction du rapport E/C totale de la teneur en eau totale et d'autres paramètres influant sur les propriétés du béton de sol (de chantier ou de laboratoire).

Ce chapitre présente une analyse des résultats obtenus au cours de nos essais de caractérisation. Le chapitre suivant comparera les données obtenues sur le chantier et au laboratoire et fera une analyse globale de celles-ci par rapport à la littérature. Une distinction est faite entre les modèles théoriques des formulations réalisées en laboratoire et les modèles, tendances ou recommandations liés à la pratique in-situ. L'objectif étant de trouver des liens entre les résultats obtenus à partir de données recueillies sur chantier (échantillons issus du chantier, formulations réalisées en laboratoire avec du sol issu du chantier) présentés dans ce chapitre et le travail de thèse d'Olivier Helson (échantillons réalisés en laboratoire avec des matériaux modèle).

IV. APPROCHE ANALYTIQUE : Le laboratoire, le chantier et la littérature

IV.1 Introduction

Ce chapitre fait suite au chapitre précédent qui présente les différentes études réalisées d'une part sur les échantillons issus du chantier et d'autre part sur les échantillons réalisés au laboratoire avec du sol issu du chantier. L'objectif de ce chapitre est de comparer les résultats obtenus et ensuite d'évaluer les écarts entre le laboratoire et le chantier et proposer des modèles permettant d'estimer ces écarts en se basant sur les résultats de l'étude de laboratoire réalisé par Helson (2017).

Dans une première partie de ce chapitre, nous établissons des relations entre les propriétés physiques en comparant dans un premier temps les résultats obtenus sur chantier et au laboratoire avec les résultats issus de la littérature. Ensuite les différentes relations proposées par la littérature concernant les propriétés physiques sont confrontées à nos résultats.

Dans la seconde partie, des relations proposées dans la littérature entre la vitesse de ondes P et la résistance en compression ainsi que l'estimation de résistance dans le temps à partir de la résistance à 28 jours sont confrontés à nos résultats et commentés. Ensuite l'influence du dosage en ciment entre les échantillons du chantier et du laboratoire est comparée. Les écarts observés sont expliqués. Une estimation de ces écarts est proposée par un modèle permettant l'évaluation de la résistance en compression à 28 jours et à 90 jours en fonction des paramètres de formulation et du rapport E/C.

IV.2 Relation entre les propriétés physiques

IV.2.1 Comparaison entre les propriétés physiques des échantillons issus du chantier avec ceux réalisés en laboratoire

IV.2.1.1 La masse volumique

In situ la détermination de la masse volumique est un indicateur de l'homogénéité du matériau en jet-grouting (Akin 2016), comme en soil-mixing (F. Szymkiewicz et al. 2010), car sa variabilité relève l'hétérogénéité du mélange. En laboratoire en revanche, la masse volumique est plutôt utile afin de proposer des modèles de prédiction (propriétés mécaniques) et permet un calage des propriétés physiques par rapport à celles du matériau fabriqué *in situ* (Helson 2017).

En ayant un regard global sur ce paramètre physique quelle que soit la provenance du matériau (matériaux issus du chantier ou réalisés en laboratoire), sa variation suivant les formulations réalisées dépend essentiellement de la proportion d'eau totale dans le mélange à l'état frais. En effet la masse volumique à l'état frais diminue avec l'augmentation de la quantité d'eau. Compte tenu des dosages en ciment rencontrés pour les bétons de sol, l'influence du dosage en ciment sur la masse volumique est plus faible par rapport à celle de la teneur en eau. C'est d'ailleurs pour cela que lorsqu'on fait varier le rapport E/C en maintenant constante la teneur en eau totale, la variation de la masse volumique qui en découle est très faible (variation de 1715 à 1726 kg/m³ de masse volumique pour une variation de 5,72 à 1,92 pour le rapport E/C avec une teneur en eau totale de 50%) (cf. **Tableau II-10**). L'augmentation du dosage en ciment s'effectue en effet dans ce cas avec une diminution du volume de sol. Cette augmentation du volume de pâte de masse volumique plus faible que le sol compense la diminution de la porosité de la pâte induite par la diminution du rapport E/C. Par ailleurs, il faut aussi noter qu'en modifiant le volume de sol du mélange, le rapport E/C efficace se trouve aussi modifié compte tenu de la quantité d'eau qu'absorbait le sol substitué par le ciment. Cette modification est d'autant plus importante que la teneur en argile du sol est élevée.

Lorsque la teneur en eau totale varie, et que le dosage en ciment reste constant, la variation de la masse volumique est très importante (variation de 2092 à 1562 kg/m³ de masse volumique pour une variation de teneur en eau totale de 20% à 75%) (cf. II). En effet, dans ce cas l'eau remplaçant le sol, le volume de pâte et sa porosité augmentent. La masse volumique du mélange diminue ainsi plus rapidement.

Dès lors, on peut faire des hypothèses sur la composition de plusieurs bétons de sol lorsqu'on compare leurs valeurs de masse volumique entre elles, et en fonction du dosage en ciment (**Figure IV-1**). Par exemple pour le dosage en ciment de 139 kg/m³ les échantillons issus du chantier CS_2 constitué de sol limoneux argileux, malgré leur dosage en ciment identique à celui des échantillons de ce même chantier mais constitué de sol sablo-limoneux, ont une différence de masse volumique. Cette différence de masse volumique peut s'interpréter comme une cause de l'eau supplémentaire indispensable pour avoir un mélange homogène pour le béton de sol avec le sol plus argileux (Limon argileux) et aussi par la différence de densité entre un sol argileux et un sol sableux. D'autre part on observe également sur cette

figure, qu'à dosage en ciment constant, et teneur en eau totale constante, pour les dosages en ciment de 150 et 200 kg/m³ de béton de sol, la présence de sol sableux, de granulométrie plus étalée et avec des grains de plus grande dimension crée une meilleure compacité en réduisant le volume de vide, ce qui augmente la valeur de la masse volumique. De plus, l'influence de l'hétérogénéité du mélange s'observe en comparant les valeurs des colonnes I et II. Les valeurs moyennes sont différentes mais sont associées à des écarts-types importants minimisant la signification de la différence de valeur moyenne entre les deux colonnes.

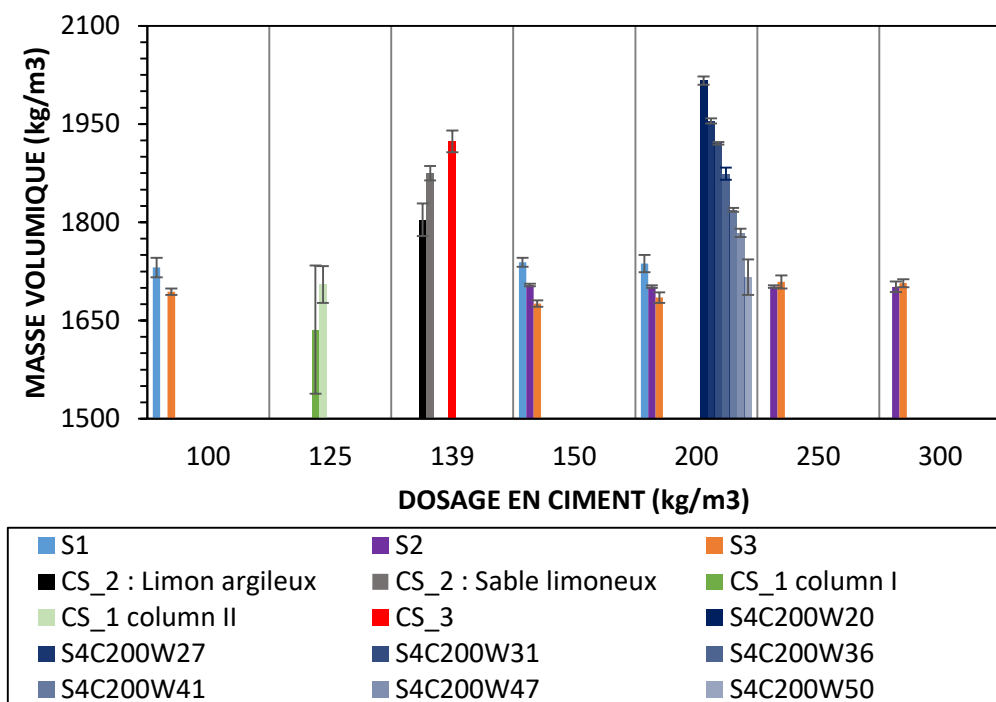


Figure IV-1 : Masse volumique saturée à 90 jours des échantillons issus des différents chantiers et des formulations réalisées en laboratoire

Cependant pour des mélanges trop fluides la teneur en eau de fabrication peut être différente de la teneur en eau après cure sous l'eau car, il y a des phénomènes tels que le ressuage qui crée un départ d'eau et modifie donc le rapport E/C total. Pour un mélange trop ferme, c'est l'air occlus qui est le phénomène qui crée un écart entre la masse volumique réelle et théorique. Ce phénomène est engendré par la difficulté de mise en place.

IV.2.1.2 La porosité et la perméabilité

Les **Figure IV-2** et **Figure IV-3** présentent respectivement la variation de la porosité et de la perméabilité des différents échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus du chantier en fonction du dosage en ciment.

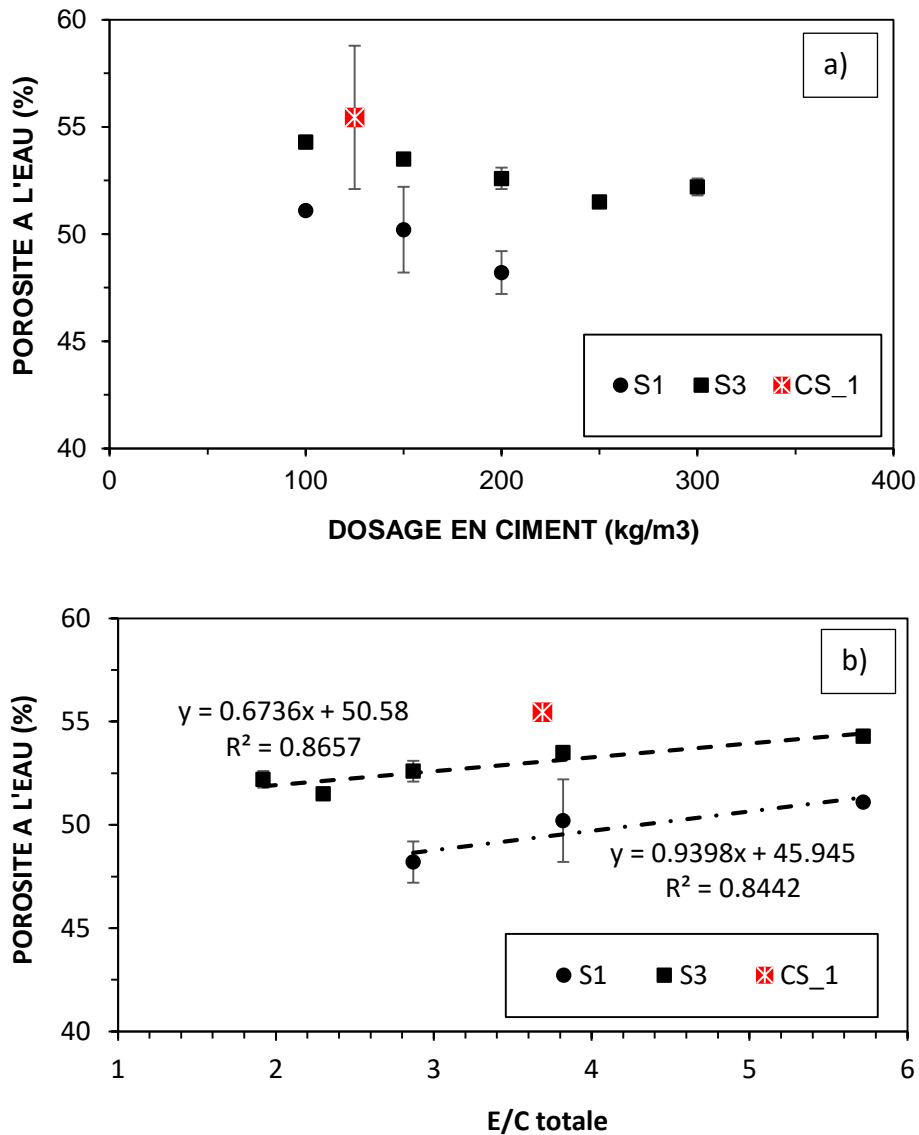


Figure IV-2 : Porosité mesurée sur les différents échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus de chantier : a) en fonction du dosage en ciment ; b) en fonction du rapport E/C

Les échantillons confectionnés en laboratoire avec le sol S1 sont les moins poreux. Les échantillons issus de colonnes réalisées sur le chantier CS_1 sont plus poreux que les échantillons réalisés en laboratoire. Cette légère augmentation de la porosité provient de la difficulté de malaxage des matériaux argileux. L'influence du rapport E/C sur la porosité semble linéaire pour les échantillons réalisés en laboratoire. Les résultats de S2 et S3 pour une formulation identique permettent de mettre en évidence l'influence du type de sol sur la porosité. Plus le sol est argileux, plus la porosité est grande pour un même rapport E/C et un même volume de pâte. Cela se confirme aussi par la position du chantier CS_1 sur la **Figure IV-2b**. Il faut rappeler qu'à E/C constant, le mélange S3 était plus ferme (affaissement de 0 cm

au mini cône) que le mélange S1 (affaissement de 6 cm au mini cône) compte tenu de l'augmentation de la demande en eau des particules fines. La mise en place est plus difficile générant une quantité plus importante d'air occlus et donc de porosité supplémentaire.

Avec leur plus faible porosité, les échantillons réalisés en laboratoire sont moins perméables que ceux du chantier CS_1. A dosage en ciment très proche, les échantillons issus du chantier CS_2 sont 10 fois environ moins perméables que ceux issus du chantier CS_1. Cela s'explique par la différence d'homogénéité entre les mélanges. En effet les échantillons du chantier CS_1 sont plus hétérogènes que ceux du chantier CS_2 tandis que la quantité d'eau et de ciment sont relativement voisines (pour CS_2 : W varie entre 35 et 40% et C = 139 kg/m³ et pour CS_1, W = 32% et C = 125kg/m³).

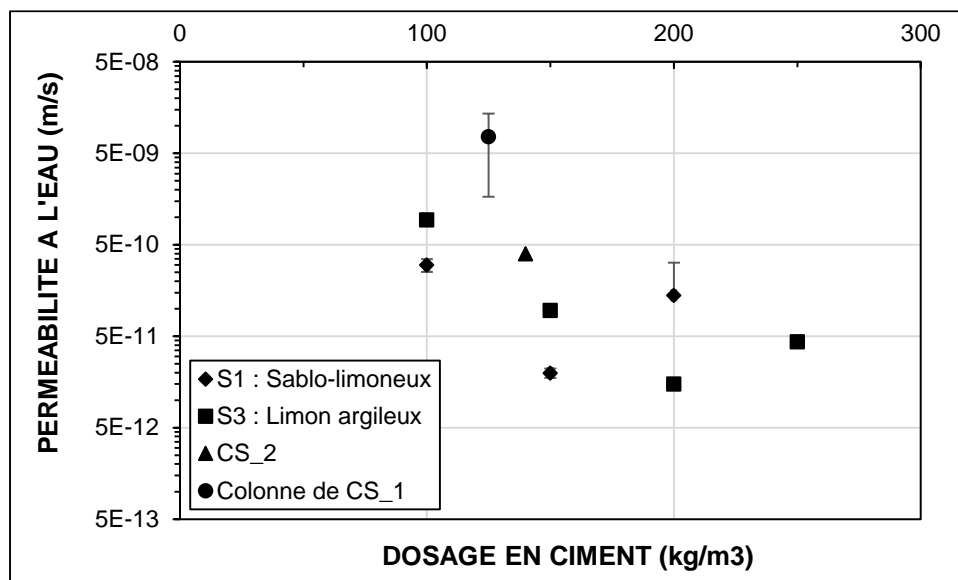


Figure IV-3 : Perméabilité à l'eau mesurée sur les différents échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus de chantier

Les valeurs de porosité et de perméabilité mesurées sur ces différents échantillons restent cohérentes par rapport aux ordres de grandeur trouvés dans la littérature pour ce type de matériau. Les valeurs de porosité déterminées par Helson (2017) varient entre 28% et 60%. Et des valeurs entre 25 et 65% sont obtenus par d'autres chercheurs dans le cadre d'une étude sur différents chantiers de construction (Denies et Huybrechts 2012b). Les valeurs de perméabilité à l'eau obtenues sur les échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus du chantier restent également cohérentes avec les valeurs généralement observées pour ce matériau (10⁻⁹m/s) (Grisolia et al. 2012).

IV.2.1.3 La vitesse des ondes P

L'étude de la variation de la vitesse des ondes P en fonction du dosage en ciment pour les échantillons issus de laboratoire a démontré que cette grandeur physique dépend essentiellement de la nature du sol lorsque la teneur en eau totale est gardée constante. La variation de la vitesse des ondes P suit une même tendance pour les sols argileux (S2 et S3) et une tendance différente pour le sol sablo-argileux.

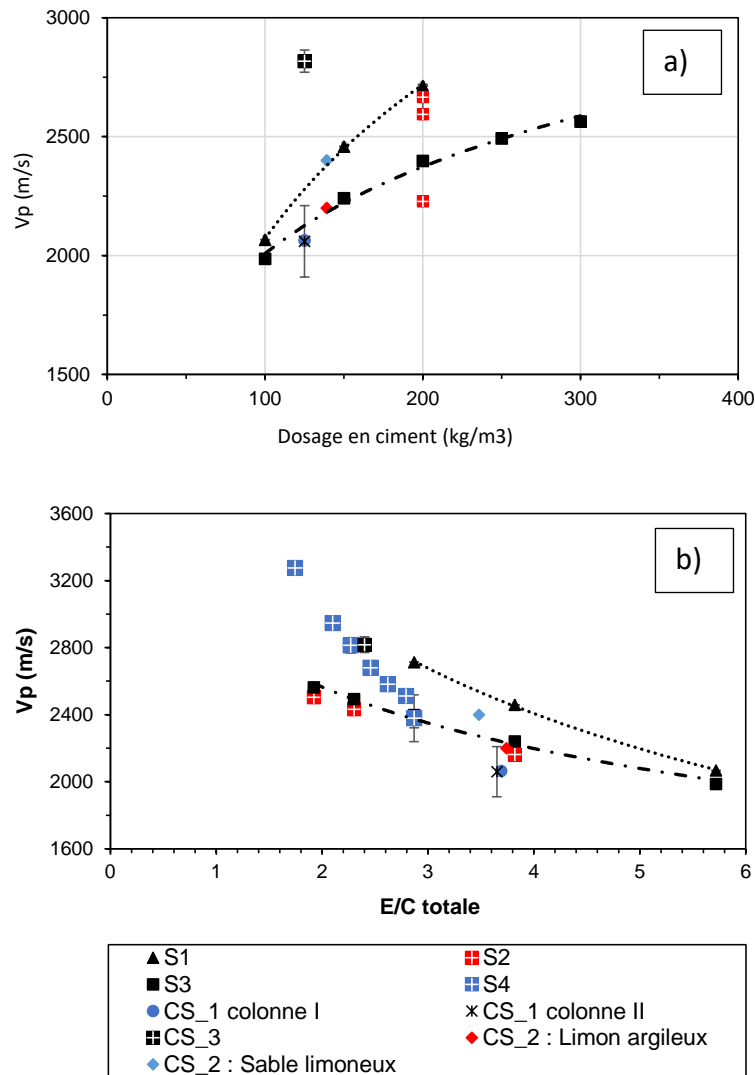


Figure IV-4 : Variation de la vitesse des ondes P mesurée après 90 jours de cure sous l'eau ; a) en fonction du dosage en ciment ; b) en fonction du rapport E/C ; pour les échantillons du chantier et ceux réalisés au laboratoire

La **Figure IV-4a** présente la vitesse des ondes P après 90 jours de cure pour l'ensemble des échantillons testés qu'ils soient confectionnés en laboratoire ou issus des différents chantiers en fonction du dosage en ciment.

On remarque que les échantillons issus de chantiers avec une composition en sol argileuse (CS_1, CS_2 avec du limon argileux) se positionne sur la tendance des sol argileux S2 et S3 et les chantiers avec un sol plus sableux (CS_2 avec du sable limoneux) se positionnent sur la tendance des formulations avec le sol S1.

On note cependant que les valeurs de vitesse des ondes du chantier CS_3 sont très élevées. La différence fondamentale entre ces échantillons et les autres est leur plus faible teneur en eau totale. En effet le dosage en ciment seul ne peut permettre d'estimer correctement la vitesse des ondes car au-delà de l'influence du ciment, la vitesse des ondes P est très liée à la porosité et à la densité du sol. Sur la **Figure IV-4b**, on prend également en compte l'influence de l'eau en présentant la vitesse des ondes P en fonction du rapport E/C totale. On se rend compte alors que l'influence de la nature du sol s'observe également mais que le chantier CS_3 s'inscrit dans la continuité de la courbe formée par les bétons de sols sableux.

Les échantillons formulés avec le sol S4, créent une tendance différente. Cette évolution différente est liée au dosage constant en ciment utilisé pour la formulation de ces échantillons. En effet, à dosage en ciment constant, c'est uniquement la quantité d'eau qui change ainsi que fraction volumique de sol. Or pour les formulations appelées S1 et S3, la teneur en eau totale est maintenue constante, ce qui fait que c'est la proportion de ciment et de sol qui change. Cela indique qu'il y a une influence supplémentaire liée à la teneur en eau totale. En effet avec l'augmentation de la teneur en eau à dosage en ciment constant il y a d'une part une augmentation du volume de pâte et d'autre part une augmentation de la porosité de la pâte. La masse volumique diminue plus rapidement avec l'augmentation du rapport E/C que lorsque l'augmentation de ce rapport est liée au remplacement d'une fraction volumique de ciment par du sol.

Les échantillons du CS_2 avec le sol plus sableux se situent également entre les 2 tendances. Les échantillons du chantier CS_1 sont quant à elles en dessous de la tendance des sols argileux mais assez proches. Cet écart est lié à l'hétérogénéité observée sur les échantillons issus de ce chantier découlant de la difficulté de malaxage compte tenu de la forte argilosité des sols de ce chantier.

De tout ce qui précède, on peut énumérer clairement les paramètres influant la vitesse des ondes P quelle que soit la provenance du béton de sol (issus du chantier ou réalisé en laboratoire) :

- Influence prépondérante de la nature du sol et du dosage en ciment lorsque la teneur en eau totale est constante (avec proposition de modèle pour $W=50\%$),
- Influence de la teneur en eau totale et de la nature du sol à dosage en ciment constant.

Pour estimer la vitesse des ondes P, il faut alors prendre en compte à la fois, l'effet du dosage en ciment et de la teneur en eau totale. La vitesse des ondes est liée à la porosité de la pâte (E/C) et à la fraction volumique de la pâte.

IV.2.2 Relation entre la masse volumique et la porosité

La porosité des échantillons issus des colonnes du chantier CS_1 ainsi que ceux des échantillons confectionnés en laboratoire avec les sols S1 et S3 sont représentés en fonction des masses volumiques sèche et humide. Les modèles proposés par Helson (2017) sur la base de ses résultats et des résultats de recherches effectués par (Denies et Huybrechts 2012b) sont également représentés sur la **Figure IV-5**. Les équations de ces modèles sont :

$$\eta = -0,0359 \rho_d + 95,68 \quad [IV - 1]$$

$$\eta = -0,053 \rho_h + 142,1 \quad [IV - 2]$$

Ces modèles présentent la porosité des échantillons en fonction de leurs masses volumiques sèche ou humide. Les points des échantillons S3 et S1 se superposent en partie sur les points des colonnes du chantier CS_1 et cela même pour des dosages en ciment élevés. Les valeurs obtenues pour les colonnes s'écartent légèrement du modèle de masse volumique humide. Ce léger écart est dû à la grande hétérogénéité observée sur ces échantillons.

La comparaison avec nos valeurs montre de façon globale une certaine proximité avec le modèle. Cela indique que ce modèle n'est pas assez précis pour être généralisé sur tout béton de sol mais qu'il peut néanmoins permettre d'avoir un ordre de grandeur des valeurs de porosité (variation de 10% à 15% de porosité) à partir d'une masse volumique.

Rappelons que les modèles proposés sont mesurés après 28 jours de cure. Cependant, étant donnée la faible variation en fonction du temps de ce paramètre, le modèle peut être adapté pour des valeurs obtenues après 180 jours de cure.

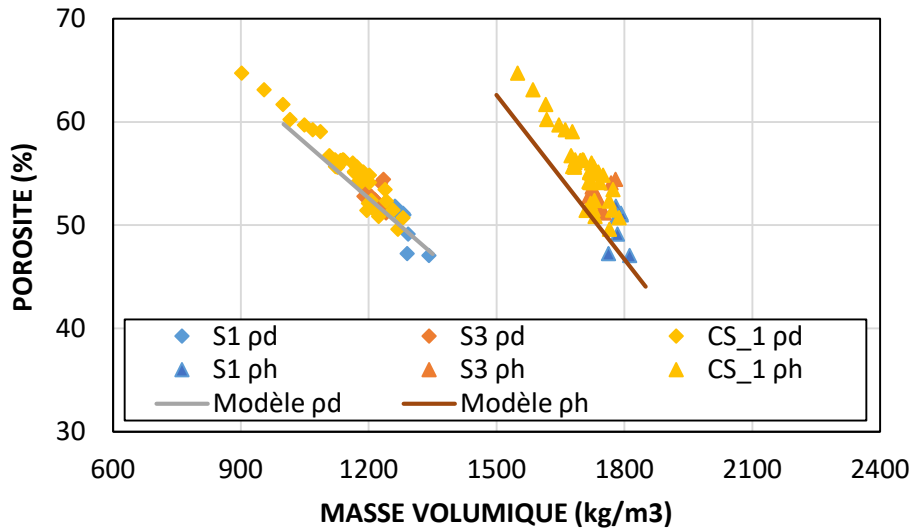


Figure IV-5 : Comparaison des masses volumiques sèche et humide en fonction de la porosité des échantillons avec le modèle proposé par Helson (2017)

IV.3 La résistance en compression : Influence des paramètres de formulations et des propriétés physiques

IV.3.1 Influence du temps de cure

Un modèle d'estimation de la résistance en compression dans le temps à partir de la résistance en compression à 28 jours est proposé par Helson (2017). Ce modèle est basé a priori sur ses propres résultats (résultats obtenues en faisant une cure endogène) ainsi que les résultats de Guimond-Barrett (2013) (cure des échantillons dans l'eau) et Szymkiewicz (2012). Rappelons que l'étude de Helson (2017) est réalisée avec du sol modèle fabriqué en laboratoire en mélangeant de la kaolinite à du sable de Fontainebleau ; le ciment utilisé pour l'ensemble de cette étude est du CEM III/C avec une gamme de rapport E/C variant entre 2 et 6. Le contexte de détermination de ce modèle est donc très encadré aux différentes études et n'est donc pas tacitement généralisable. L'équation du modèle est :

$$f_c(t) = a f_{c28} (\ln(t) - b) \quad [IV - 3]$$

Avec $a = 0,3215$, $b = 0,2603$ et t en jours.

On présente sur la **Figure IV-6** une comparaison entre l'ensemble des échantillons confectionnés en laboratoire et ceux issus du chantier estimé à partir de cette équation. La figure présente donc les résistances en compression théoriques au-delà de 28 jours estimées

à partir du modèle proposé en utilisant les résistances expérimentales à 28 jours en fonction des résistances expérimentales mesurées au-delà de 28 jours.

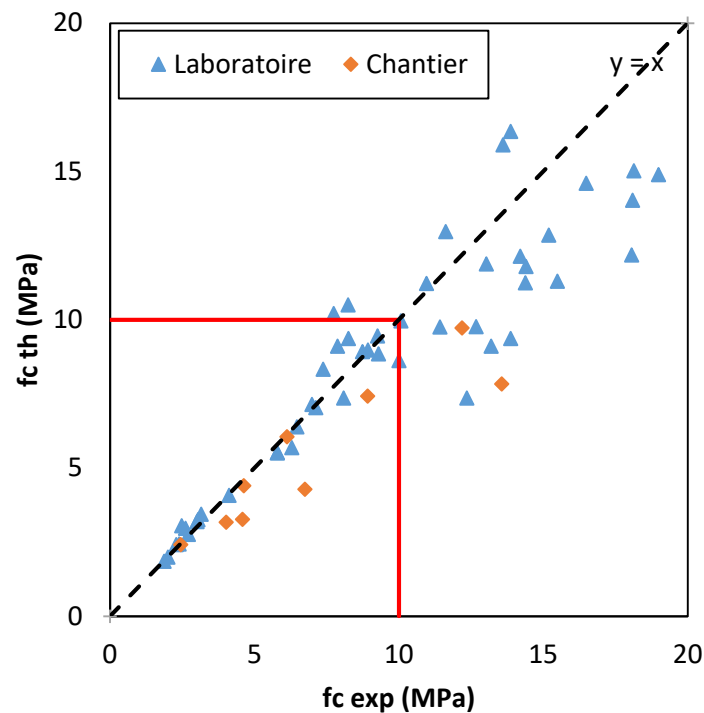


Figure IV-6 : Comparaison des valeurs expérimentales de résistance en compression au-delà de 28 jours aux valeurs théoriques déterminées à partir du modèle [IV-3] Helson (2017)

On remarque que pour les valeurs de résistance en compression inférieures ou égales à 10 MPa, l'estimation réalisée par le modèle est très correcte pour les échantillons confectionnés en laboratoire. Au-delà de 10 MPa, le modèle sous-estime en grande majorité la résistance en compression dans le temps. Quant aux échantillons issus du chantier, le modèle sous-estime jusqu'à 42% la résistance réelle lorsqu'on est au-dessus de 10 MPa de la résistance en compression expérimentale. En dessous de 10 MPa, la résistance est sous-estimée de 36% par le modèle.

La sous-estimation de la résistance en compression par le modèle peut être due à plusieurs paramètres qui sont liés aux conditions de cure, à une variation de température qui peut accélérer ou retarder la prise. Dans ce cas précis les échantillons issus du chantier n'ont pas suivi exactement les mêmes procédures de stockage avant l'arrivée au laboratoire. Cela pourrait influencer sur l'évolution de la résistance en compression dans le temps. Dans le cas des échantillons réalisés en laboratoire, un mode de cure sous l'eau est utilisé alors que le modèle

de Helson est réalisé sur des échantillons ayant subi une cure endogène. Les valeurs prédites sous-estiment de 40% et surestiment de 10% par endroit au-delà de 10 MPa.

De ce qui précède, la comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle d'estimation de la résistance en compression des bétons de sol dans le temps nous permet de conclure :

- Pour les échantillons issus du chantier le modèle sous-estime la résistance en compression dans le temps ; il n'y a pas de surestimation observée. Cela peut être dû aux modifications des conditions de cure (Température, hygrométrie) avant et après 28 jours pour les échantillons de chantier.
- Le modèle surestime et sous-estime à la fois les résistances en compression dans le temps des échantillons confectionnés au laboratoire. Cependant, la légère surestimation concerne en majorité les échantillons avec le sol plus sableux S1 et la sous-estimation concerne les échantillons de formulations avec les sols plus argileux S2 et S3. Ce modèle reste donc très intéressant pour estimer des valeurs de résistances en compression inférieure à 10MPa après 28 jours, mais pour des résistances en compression supérieure à 10 MPa après 28 jours le modèle les estime moins bien. En effet, comme le montre la **Figure IV-7**, les points en dessous du modèle de Helson (2017) à l'exception de la formulation S1C200W50 (200 kg/m³ de ciment et 50% de teneur en eau totale), ont des valeurs de résistance à 90 jours inférieures à 10 MPa, les points au-dessus du modèle quant à eux, ont des valeurs de résistance en compression à 90 jours supérieures à 10 MPa, mais pour ces derniers, les valeurs de résistance à 28 jours sont inférieures à 2 MPa. On note donc une augmentation plus importante entre 28 jours et 90 jours pour les formulations qui ont une résistance en compression à 28 jours inférieure à 2 MPa. Les valeurs de résistance à 90 jours étant du même ordre pour les trois formulations, on peut en déduire que ceci peut être attribué à un retard d'hydratation dans les 28 premiers jours. Comme ce phénomène n'est pas observé pour les sols S1, on peut attribuer cela à l'influence de la fraction argileuse du sol. Rappelons que les formulations S1 et S3 sont réalisés dans les mêmes périodes et le S2 dans une autre période. Ainsi, la progression dans le temps des valeurs de résistance en compression en fonction de la résistance à 28 jours semble être impactée par la nature du sol, notamment par une part d'argile importante.

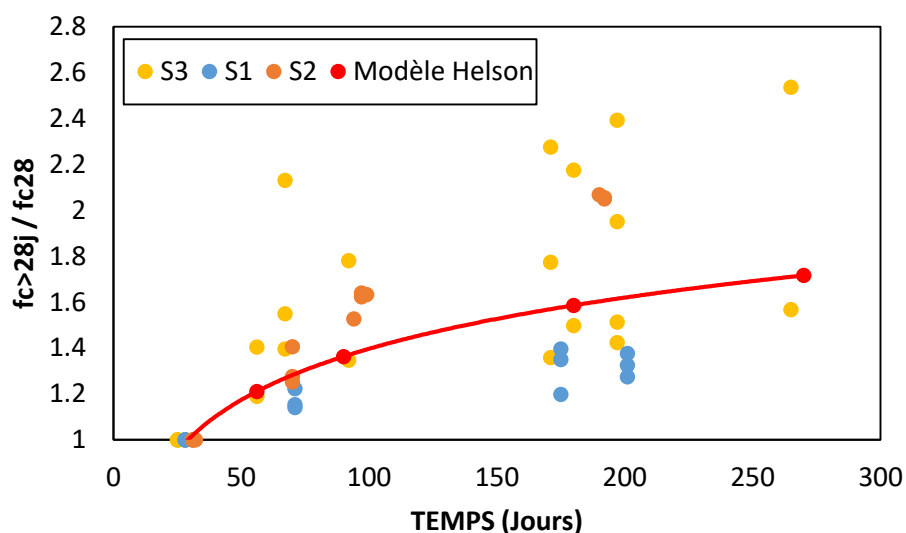


Figure IV-7 : Variation du rapport $f_{c>28j} / f_{c28}$ dans le temps pour les formulations réalisées au laboratoire avec les sols S1, S2 et S3 ; avec $j > 28$ jours

IV.3.2 Relation entre la vitesse des ondes P et la résistance en compression

L'estimation de la résistance en compression à partir de la vitesse des ondes P semble très utile compte tenu de la simplicité de la prise de mesure des vitesses d'onde, et surtout de son caractère non destructif pour suivre une évolution dans le temps.

Plusieurs chercheurs ont tenté de proposer une relation entre la résistance en compression quelle que soit la date et la vitesse des ondes P correspondante. Helson (2017) s'est basé sur les travaux d'autres chercheurs pour déterminer une corrélation entre ces deux paramètres. La **Figure IV-8** compare l'ensemble de nos valeurs quelle que soit l'échéance au modèle proposé par Helson. Rappelons que ce modèle propose une limite supérieure et une limite inférieure. Les échantillons formulés au laboratoire avec du sol S2 et S3 dépassent la limite supérieure dès lors que la vitesse des ondes atteint 2000 m/s pour S2 et S3 et 2600 m/s pour S1. Les échantillons issus des différents chantiers quant à eux restent dans les limites du modèle. Cela indique qu'il y a une spécificité au niveau des formulations S1, S2 et S3, qui n'est pas liée au fait qu'elles soient réalisées en laboratoire puisque les échantillons de Helson qui ont permis de proposer ce modèle ont été réalisés en laboratoire.

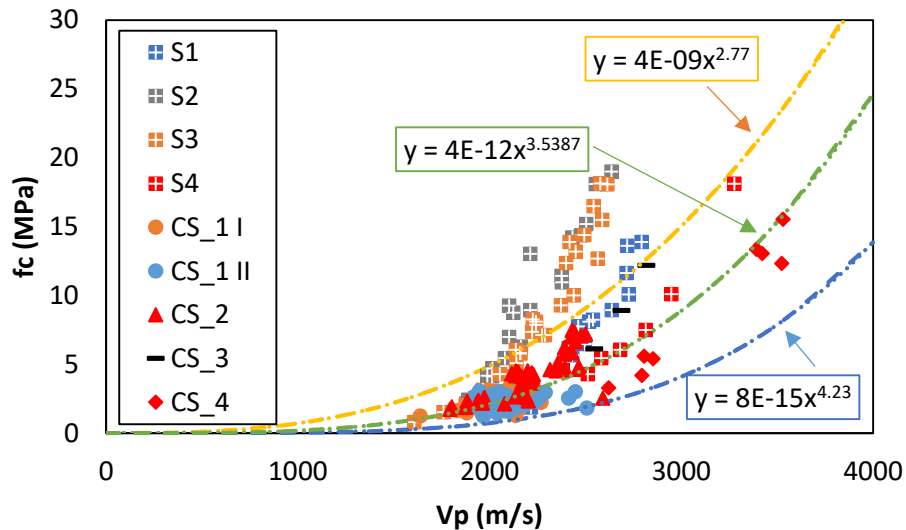


Figure IV-8 : Comparaison de la variation de la résistance en compression en fonction de la vitesse des ondes P pour les échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier, les échantillons issus du chantier et les courbes modèle proposées par Helson (2017)

En effet les formulations réalisées avec les sols argileux S2 et S3 ont une masse volumique plus faible compte tenu de leur plus forte proportion en argile. De ce fait la vitesse des ondes P est également faible. A même vitesse d'onde les mélanges S2 et S3 ont une résistance en compression plus élevée que le mélange S1 formulé selon le même principe, c'est-à-dire en substituant du ciment au sol sans modifier la quantité d'eau totale pour augmenter la résistance en compression. Cette différence peut s'expliquer d'une part par l'influence de la minéralogie des sols sur la vitesse des ondes, d'autre part par l'influence de la granulométrie du sol sur la compacité du mélange et donc la porosité du matériau durci et enfin par la capacité de rétention d'eau de l'argile qui peut modifier le rapport E/C efficace pour un même E/C total. Le rapport E/C efficace conditionne la qualité de la pâte dont dépend essentiellement la résistance du matériau. La différence entre le rapport E/C total et efficace est nettement observable entre le sol S4 et les autres sols.

La comparaison des formulations S4C200W50 ; K25C200W47, S2C200W50 et S3C200W50 met en effet en évidence l'influence de la capacité de rétention du sol. En effet ces quatre formulations ont une teneur en eau totale similaire d'environ 50% un rapport E/C similaire, mais le sol S4 est un limon, K25C200 contient 25% de kaolinite tandis que S2 et S3 contiennent de la montmorillonite. A 90 jours, les formulations K25C200W47 et S4C200W50 ont des valeurs de résistances en compression respectives de 6.51 MPa et 4.30 MPa pour des valeurs

de vitesse des ondes P respectives de 2650 m/s et 2511 m/s. Au même âge, les formulations S2C200W50 et S3C200W50 ont des valeurs de résistances en compression respectives de 11.43 MPa et 12.36 MPa pour des valeurs de vitesse des ondes P respectives de 2398 m/s et 2374 m/s. Les valeurs de résistances en compression sont quasiment le double, mais les vitesses d'ondes P sont légèrement plus faibles. La différence essentielle entre ces formulations est l'argilosité et le type d'argile des sols S2 et S3. Compte tenu de la capacité de rétention des sols argileux, pour une quantité égale d'eau totale et de ciment le rapport E/C efficace est plus petit pour les mélanges argileux que pour les mélanges avec un sol sableux. Pour des formulations avec les mêmes fractions volumiques de sol, d'eau et de ciment, la présence d'argile diminue le rapport E/C efficace entraînant une augmentation de la résistance. La différence d'eau disponible pour l'ouvrabilité s'observe aussi en comparant les consistances des différentes formulations (**Tableau IV-1**). En effet, pour les mêmes teneurs en eau et le même dosage en ciment, les consistances sont très différentes. Les formulations avec les sols S2 et S3 sont très fermes tandis que les autres sont très fluides.

Tableau IV-1 : Comparaison des consistances des formulations S2C200W50, S3C200W50, S4C200W50 et K25C200W47 de Helson (2017)

Formulations	Affaissement au mini cône (cm)	Etalement au mini cône (cm)
S2C200W50	0	-
S3C200W50	0	-
S4C200W50	-	55
K25C200W47	-	33

Par ailleurs, les courbes de résistance en fonction de la vitesse des ondes montrent une allure différente pour les formulations S1, S2 et S3 par rapport aux formulations S4 et « Helson ». Les variations de résistance en compression des premières formulations (S1, S2 et S3) sont obtenues à masse volumique quasi constante car le volume de pâte varie peu tandis que pour les secondes (S4 et Helson) l'amélioration de la qualité de la pâte (ratio E/C) s'accompagne aussi d'une diminution de son volume et donc d'une diminution de la masse volumique.

Une autre méthode d'amélioration consistant à prendre en compte la masse volumique permet d'améliorer l'estimation de la résistance en compression en fonction de la vitesse des ondes d'après Helson (2017). Cela permet de s'affranchir des différentes méthodes de formulation à volume en eau constant ou non et cela met en lumière l'influence spécifique de la nature du sol plus ou moins argileuse (**Figure IV-9**). Par rapport au précédent modèle, et en prenant en compte la masse volumique, il semble se dégager, deux autres modèles dépendant de l'argilosité du sol. L'argilosité du sol influe sur sa capacité de rétention et par conséquent sur le rapport E/C efficace du mélange. La résistance de la pâte cimentaire étant liée à ce rapport, il est donc possible que les évolutions différentes observées d'un côté pour les sols S1 et S4 et de l'autre pour les sols S2 et S3 s'expliquent en partie par la quantité et la nature de l'argile présente dans le sol. Les différences entre S1 et S2, S3 résident aussi en des différences de V_p importante pour une même formulation découlant d'une vitesse d'onde plus élevée dans les sols sableux (S1) que dans les sols argileux (S2, S3).

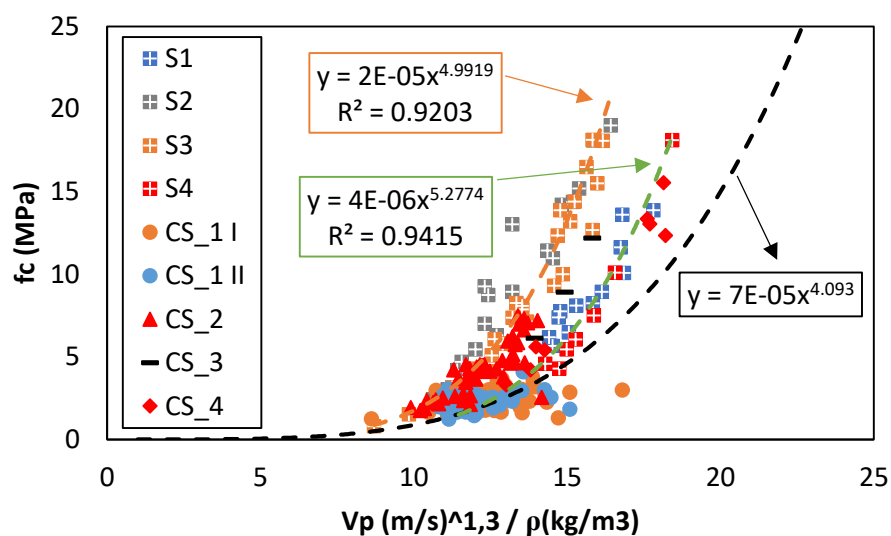


Figure IV-9 : Résistance en compression en fonction de la variation du rapport de la vitesse des ondes P et de la masse volumique pour l'ensemble des échantillons étudiés du laboratoire au chantier : Comparaison avec le modèle proposé par Helson ; Mise en évidence de l'influence du type de sol.

IV.3.3 Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression

Le dosage en ciment est utilisé ici pour mettre en évidence à la fois l'influence de la nature du sol et l'influence de la teneur en eau sur les propriétés du béton de sol. Sur la **Figure IV-10** La variation de la résistance en compression à 90 jours semble être liée au dosage en ciment.

Pour des teneurs en eau variant entre 36 et 50%). Outre la teneur en eau totale, la capacité de rétention du sol et la qualité du mélange sol-coulis sur chantier modifient la relation entre le dosage en ciment et la résistance en compression. Pour des quantités de ciment et d'eau totale équivalente, le mélange S4 montre en effet de plus faibles résistances par rapport aux mélanges S1, S2 et S3. Le sol S4 est un limon et ne contient que très peu d'argile (kaolinite). Comme l'atteste la consistance fluide du mélange S4 à l'inverse des mélanges S1, S2 et S3, la capacité de rétention du sol modifie l'eau « efficace » du mélange telle que définie selon la norme NF EN 206-1/CN. L'eau contenue dans la pâte de ciment fraîche est alors modifiée ce qui influe sur la résistance mécanique du mélange. De plus, comme la quantité d'eau libre est modifiée le dosage en ciment théorique par m³ de béton, se trouve modifié. Il est ainsi plus élevé pour les sols S1, S2, S3 que S4.

Pour ces sols argileux (S1, S2 et S3), la difficulté de malaxage sur chantier peut aussi modifier le rapport dosage en ciment-résistance mécanique. Les échantillons issus du chantier CS_1 sont représentés sur le graphe malgré leurs âges de 180 jours car ils mettent en évidence l'influence de l'hétérogénéité du mélange sur les propriétés mécaniques. En effet, les résistances en compression mesurées à 180 jours de cure sur les échantillons issus du chantier CS_1 sont plus faibles malgré leur teneur en eau totale avoisinant 36% et la même nature de sol que S1, S2 et S3. Cela révèle l'influence défavorable de l'hétérogénéité et de la présence d'inclusion de sol sur les propriétés mécaniques des bétons de sol surtout lorsqu'il s'agit de sol argileux.

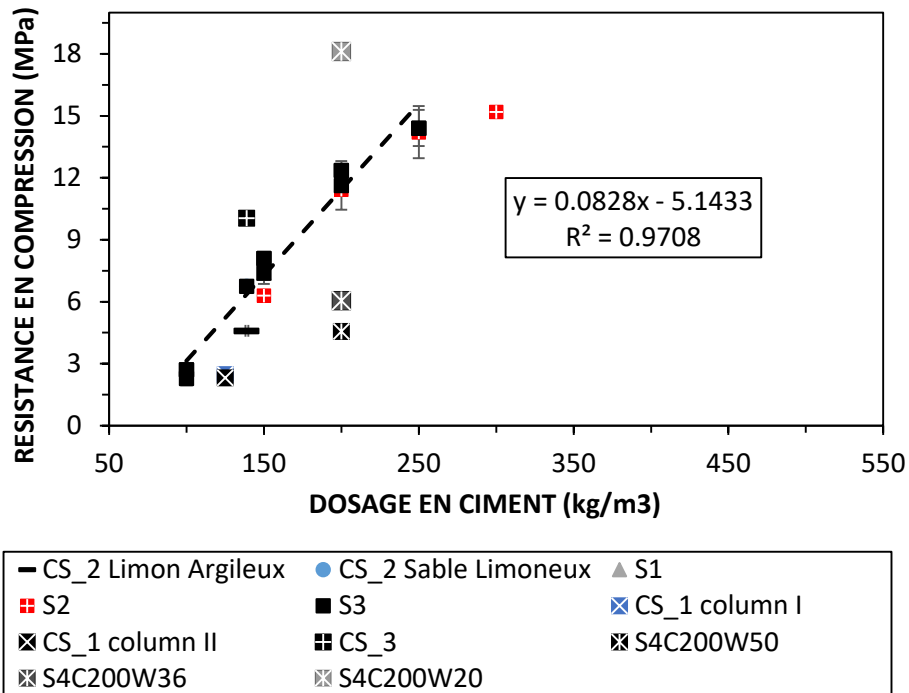


Figure IV-10 : Variation de la résistance en compression à 90 jours pour les formulations réalisées en laboratoire avec les sols prélevés sur chantier et les échantillons issus des différents chantiers

La résistance en compression ne peut ainsi être uniquement estimée en fonction du dosage en ciment de façon précise car on note à la fois l'influence de la teneur en eau totale du rapport E/C et de la capacité de rétention de l'argile qui modifie la quantité d'eau libre. Rappelons que cette analyse est faite avec un ciment CEM III/C et des rapports E/C variant entre 1,5 et 6. Le paragraphe suivant propose une façon d'estimer la résistance en compression à 28 jours en prenant en compte l'influence du dosage en ciment, de la teneur en eau et du rapport E/C total.

IV.3.4 Influence du rapport E/C sur la résistance en compression

Le rapport E/C est un paramètre de formulation qui permet d'estimer la résistance en compression à 28 jours pour les bétons traditionnels en s'appuyant sur des formules de types Féret ou Bolomey. Pour les bétons de sol, certains auteurs ont proposé des équations permettant d'estimer la résistance en compression en fonction du E/C ou du E efficace/C (Fabien Szymkiewicz et al. 2013 ; Helson 2017) sur la base des modèles de Bolomey et d'Abrams. Bien que très intéressants, ces modèles sont limités aux matériaux qu'ils ont étudiés et ne sont pas généralisables. Nous les avons testés pour nos résultats mais ils sous

estiment jusqu'à 80% ou surestiment jusqu'à 30% la résistance en compression mesurée à 28 jours. De plus il est très difficile d'estimer la résistance en compression en partant du E/C sans prendre en compte l'eau adsorbée par le sol ainsi que la granulométrie du sol. Dans notre étude ou nous travaillons avec du sol issu du chantier, il est très difficile de calculer l'eau efficace pour nos mélanges car il faudrait pouvoir estimer correctement l'eau « retenue » par les différents sols.

Sur la **Figure IV-11**, la résistance en compression à 90 jours de cure sous eau est présentée en fonction du rapport E/C total. On estime avec un bon coefficient de corrélation l'influence du E/C total pour les échantillons confectionnés en laboratoire avec les sols S1, S2 et S3 issus du chantier CS_1 et pour les échantillons issus des différents chantiers de constructions (CS_2 1-2, CS_3). Les échantillons confectionnés au laboratoire avec le sol S4 ne suivent pas la même tendance que les mélanges S1, S2 et S3. Les points issus des travaux de Helson (2017) suivent une tendance parallèle aux nôtres mais « décalée » vers de plus petits rapports E/C.

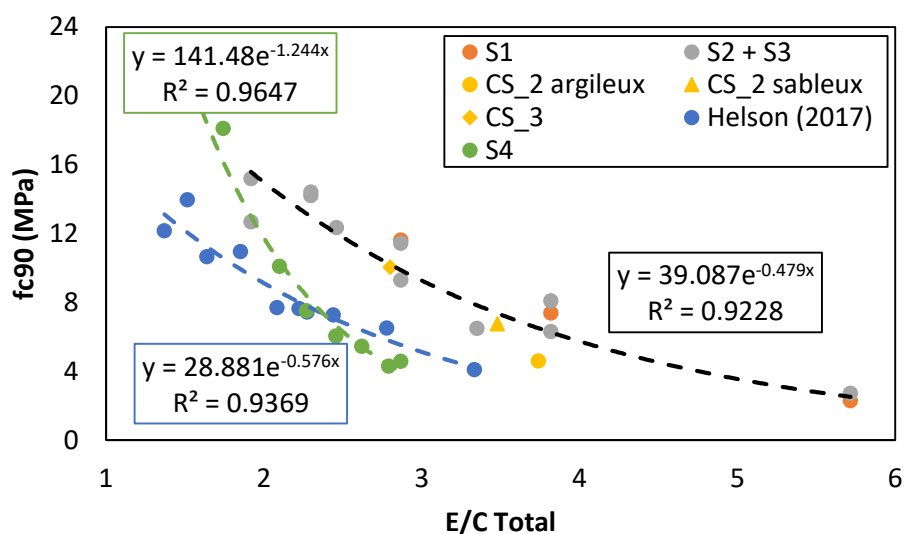


Figure IV-11 : Résistance en compression à 90 jours en fonction du rapport E/C total : Comparaison entre les résultats des échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier, les échantillons issus des différents chantiers étudiés et les résultats de Helson (2017).

Ces différences s'expliquent par les différentes stratégies de formulation mise en œuvre. Pour les points S1, S2, S3 et « Helson », lorsque le rapport E/C diminue C augmente. Par contre pour les formulations S4, lorsque E/C diminue, C reste constante et E diminue, ainsi la variation de E/C est couplée avec une variation notable du volume de pâte à l'inverse des autres

mélanges où le rapport E/C évolue à volume de pâte à peu près constant. Pour « Helson », les mélanges ont été formulés à ouvrabilité constante, le volume d'eau total varie en fonction du type de sol mais le volume d'eau libre effectif dans la pâte de ciment reste constant puisque l'étalement du mélange ne varie pas.

Les mélanges S1, S2 et S3 et les mélanges « Helson » évoluent de façon parallèle mais on observe un décalage selon l'axe des abscisses. Les mélanges S1, S2, S3 ont une moindre ouvrabilité que les mélanges « Helson » malgré une quantité d'eau globalement supérieure. Ainsi la capacité de rétention plus élevée des sols de notre étude a modifié la quantité d'eau libre dans la pâte de ciment et le rapport E/C efficace est donc plus faible que le E/C total indiqué en abscisse de la courbe. Le décalage entre les points « Helson » et ceux de cette présente étude peut donc être lié à une surestimation du « E/C » des mélanges S1, S2 et S3 par rapport à ceux de Helson. Cette surestimation du « E/C » est liée à l'adsorption de l'argile contenu dans les sols S1, S2 et S3. Elle est mise en évidence ici à cause du cadre d'étude un peu plus représentatif de la réalité sur chantier compte tenu des sols utilisés issus de chantier de construction de Deep Soil Mixing. Les analyses ATG/ATD ont permis de relever la présence de montmorillonite qui est une argile classée comme ayant une très grande capacité de rétention d'eau, or, les formulations de Helson sont réalisées avec de la kaolinite qui possède elle une très faible capacité de rétention. Il paraît donc indispensable d'évaluer l'eau efficace afin d'obtenir de meilleures relations prenant en compte l'influence de l'argilosité du sol.

IV.4 Conclusion

Dans ce chapitre, il s'agissait essentiellement de comparer dans un premier temps nos résultats obtenus sur les échantillons confectionnés en laboratoire aux résultats obtenus sur les échantillons prélevés sur différents chantiers à l'état frais ou durci, avec pour objectif de déterminer ou mettre en évidence les différentes relations possibles entre elles. Ensuite, l'ensemble de ces résultats est comparé aux résultats de la littérature en particulier ceux de Helson (2017).

- L'étude comparative des valeurs de masse volumique a permis de montrer et de confirmer l'importance de la masse volumique vis-à-vis de la composition générale d'un échantillon de béton de sol. Bien qu'il soit compliqué de lier la masse volumique à l'état durci (après prise) à un paramètre de formulation, elle permet néanmoins de mettre en évidence différents phénomènes (tels que : l'hétérogénéité du mélange, le ressuage, l'influence de la consistance, la présence d'air occlus) lorsqu'on compare plusieurs valeurs de masse volumique en fixant le même dosage en ciment. Cela permet d'avoir une idée assez précise sur la qualité du mélange, la composition du béton de sol (nature de sol : sol à faible densité ou à forte densité ; quantité d'eau : teneur en eau final après ressuage, indiqué par une augmentation de la masse volumique réelle par rapport à la théorique). La porosité des bétons de sol est un indicateur important de sa durabilité car elle a une influence importante sur les différents facteurs de durabilité d'un béton. La comparaison des valeurs de porosité a permis de mettre en évidence l'influence du dosage en ciment et de la consistance du mélange. L'augmentation du dosage en ciment peut efficacement permettre de réduire la porosité. Mais cette réduction de la porosité est limitée par la fluidité ou la fermeté du mélange. Cela met alors en évidence une influence positive des sols plus sableux (sol S1), car ceux-ci ont une porosité plus faible que les sols argileux lorsque le dosage en ciment est constant. Cette plus faible porosité des sols sableux (sol S1) est la conséquence d'une porosité additionnelle générée par l'état de consistance des bétons de sol avec du sol plus argileux (S2 et S3) compte tenu du maintien de la teneur en eau totale. En tant que conséquence de la consistance ferme, la difficulté de mise en place est également mise en évidence sur les valeurs de porosité lorsqu'on observe la variation de la porosité en fonction du rapport E/C. Cette variation révèle même une

tendance linéaire différente en fonction du type de sol utilisé dans la composition du béton de sol. Il est très difficile de relier la perméabilité des bétons de sol à un paramètre de formulation à cause de nombreux facteurs générant plus ou moins de porosité et difficile à isoler. Cependant de façon générale, ce travail a permis de confirmer deux tendances présentes dans la littérature (Helson 2017) : l'augmentation du dosage en ciment permet de diminuer la perméabilité des bétons de sol jusqu'à un seuil lorsqu'on maintient la teneur en eau totale constante ; l'argilosité du béton de sol peut permettre de diminuer la perméabilité des bétons de sol pour des mélanges très homogènes et d'une compacité optimale. La comparaison des vitesses des ondes P a permis de relever quelle que soit la provenance des échantillons, que l'augmentation du dosage en ciment semble augmenter la vitesse des ondes P et que les bétons de sol avec du sol plus sableux ont une vitesse des ondes P plus élevée. Des tendances relativement intéressantes sont présentées concernant la variation de la vitesse des ondes P et le rapport E/C. Ces tendances diffèrent en fonction du type de sol pour des teneurs en eau totale voisines.

- Les modèles proposés par Helson (2017) reliant la porosité et les masses volumiques sèche et humide sur la base des résultats de Denies et Huybrechts (2012b) se confirment dans nos travaux. Ce modèle peut alors permettre d'estimer la porosité d'un béton de sol peu importe sa provenance, sur la base des valeurs de masse volumique sèche et humide.
- L'étude comparative de l'influence du temps de cure sur la résistance en compression a révélé que les bétons de sol contenant du sol argileux présentent un retard de prise à 28 jours. Ce retard de prise rend complexe l'évaluation de la résistance en compression dans le temps sur la base de la résistance à 28 jours. Le modèle proposé par Helson (2017) s'avère alors adapté uniquement pour des formulations possédant des argiles moins gonflantes. Cependant, on remarque qu'à 90 jours de cure, le retard est rattrapé. Pour trouver un modèle plus généralisable estimant la résistance en compression dans le temps, il faudrait approfondir la piste de 90 jours pour estimer les résistances au-delà ou encore étudier l'effet de ce retard de prise afin de le quantifier.
- La relation entre la vitesse des ondes P proposé par Helson (2017) sur la base de plusieurs échantillons de différents sites s'avère ne pas prendre en compte l'influence de la rétention d'eau de l'argile à l'intérieur du béton de sol. On constate en effet que,

en prenant en compte la masse volumique des échantillons étudiés et en comparant nos valeurs à ceux de Helson (2017), l'adsorption de l'argile crée une réduction de l'eau libre dans le mélange, ce qui réduit l'E/C efficace et augmente la résistance en compression. Ce phénomène atténue alors l'augmentation ou la réduction de la résistance en compression générée par la composition granulaire du mélange.

- L'influence positive de l'augmentation du dosage en ciment sur la résistance en compression des bétons en général et des bétons de sol n'est plus à démontrer. On constate cependant que pour nos matériaux étudiés, la résistance en compression semble dépendre très peu du type de sol à 90 jours ou que cette influence est atténuée par l'influence du rapport E/C efficace. On constate alors en comparant les échantillons issus du chantier à ceux réalisés en laboratoire qu'à 90 jours de cure, une tendance exponentielle peut lier la résistance en compression en fonction du rapport E/C total. Cependant cette tendance diffère en fonction du type de consistance du mélange final frais. Les formulations S4 et ceux de Helson sont confectionnés en variant la teneur en eau. Ceux de Helson, ont en particulier été confectionnés pour une certaine ouvrabilité assurant ainsi une quantité d'eau disponible régulière ou constante. Ces échantillons (S4 et Helson) ont alors une tendance différente de celle des échantillons réalisés en laboratoire (S1, S2 et S3) en maintenant une teneur en eau constante. Les échantillons issus de chantiers suivent alors la tendance des formulations S1, S2 et S3 car leur teneur en eau est voisine de celle réalisée en laboratoire.

De tout ce qui précède, on peut noter une influence prépondérante de la capacité de rétention de l'argile dans l'ensemble des résultats. La détermination de l'eau efficace et du rapport E/C efficace peut alors permettre d'améliorer les connaissances sur les propriétés physiques et mécaniques du béton de sol et de les estimer. Il reste cependant très difficile de mesurer l'adsorption réelle d'un sol à l'aide d'essai standard.

V. ETUDE DE LA CARBONATATION

V.1 Introduction

L'approche béton de sol utilisée pour le matériau communément appelé Soil Mixing associée à l'intérêt de son utilisation pour des ouvrages définitifs et structurels nécessitent une meilleure connaissance de sa durabilité. De nombreuses recherches sont réalisées sur la durabilité de ce matériau vis-à-vis des cycles d'humidification séchage, attaque sulfatique, etc... mais très peu d'études existent sur la carbonatation de ce matériau ([Guimond-Barrett 2013](#)).

L'étude de la carbonatation a porté sur des échantillons issus de 2 différents sites à savoir CS_1 et CS_2 et sur 9 formulations de bétons sol réalisées en laboratoire avec du sol issu du chantier CS_1. Différentes hygrométries d'exposition ont également été testées afin d'évaluer l'influence de l'hygrométrie sur l'évolution de la carbonatation de ce matériau. Une étude comparative est réalisée afin d'observer les éventuelles différences entre les échantillons issus du chantier et les échantillons confectionnés au laboratoire. Une analyse prédictive est aussi réalisée afin de relier l'évolution de la profondeur de carbonatation aux différents paramètres de formulations du matériau.

Les échantillons cylindriques sont exposés sur une seule face afin de réduire l'étude du phénomène selon une direction. Les hauteurs des échantillons testés varient en fonction du temps d'exposition prévu. Pour une exposition courte, la hauteur minimale est de 5 cm et pour une exposition plus longue les hauteurs peuvent varier jusqu'à 20 cm en fonction du type d'échantillons. Ce choix de variation de hauteur en fonction du temps d'exposition fut nécessaire à cause de la cinétique très élevée de pénétration du front de carbonatation pour ces matériaux compte tenu du ciment au laitier et de sa forte porosité. Les diamètres quant à eux dépendent de la provenance des échantillons. Cependant tous les échantillons confectionnés en laboratoire ont un diamètre fixe de 6 cm. Les échantillons issus du chantier CS_1 ont un diamètre de 10cm et les échantillons du chantier CS_2 ont un diamètre de 11 cm.

Dans une première partie de ce chapitre, l'étude de la carbonatation des échantillons issus du chantier est réalisée. Tout d'abord, nous présentons une étude sur l'influence de l'hygrométrie d'exposition sur les échantillons issus du chantier CS_1 ; 3 différentes hygrométries d'exposition sont testées. Puis, nous présentons les résultats observés sur les 2

chantiers étudiés et enfin nous comparons ces résultats avec ceux issus de la littérature pour ce matériau.

Dans la deuxième partie, l'étude de la carbonatation sur les échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier est présentée et analysée. Les formulations S1C100, S1C150, S1C200, confectionnées avec le sol S1 et les formulations S3C100, S3C150, S3C200, S3C250 et S3C300 réalisées avec le sol S3 font l'objet de cette étude.

Une troisième partie compare les résultats obtenus pour les échantillons issus du chantier et ceux réalisés en laboratoire.

Une quatrième partie présente une étude de l'influence du front de séchage sur la profondeur de carbonatation. Les échantillons S2C200 confectionnés au laboratoire sont utilisés pour étudier l'influence de l'hygrométrie d'exposition (3% à 100%) ainsi que l'influence de l'état de saturation initiale (sec et saturé) sur la cinétique de carbonatation. Les dimensions utilisées pour les échantillons de cette partie sont : 6cm de diamètre contre 2cm de hauteur.

La dernière partie énonce et spécifie les différences et les particularités entre la carbonatation d'un béton ordinaire et un béton de sol. Ensuite nous présentons une approche prédictive en vue d'estimer la profondeur de carbonatation en fonction de différents paramètres influençant ce phénomène.

V.2 Etude de la carbonatation sur les échantillons issus du chantier

V.2.1 Influence de l'hygrométrie d'exposition sur la carbonatation des échantillons issus du chantier CS_1

Parmi les paramètres influant la cinétique de carbonatation, on retrouve l'hygrométrie d'exposition. C'est un paramètre important qui influe entre autres sur la diffusivité du CO₂ dans le béton. Dans le cas des bétons ordinaires l'hygrométrie optimale pour laquelle la vitesse de carbonatation est la plus élevée se situe entre 50% à 70% (ALLAHYARI 2016; VERBECK G 1958; VU 2011).

Les carottes issues des colonnes du chantier CS_1 (de dimensions H=5cm ; D=10cm) sont soumises à des hygrométries différentes à savoir, 40% ; 65% ; 85%. L'hygrométrie de 40% est obtenue dans une salle climatique avec maintien de température constante 20°C ± 5°C et d'hygrométrie 40% ± 10%. Aux différentes échéances, les échantillons sont récupérés avec

une prise de masse et une mesure de profondeur de carbonatation grâce à la pulvérisation d'une solution alcoolique de phénolphthaléine sur les surfaces de rupture obtenues par fendage des éprouvettes cylindriques. La profondeur de carbonatation est obtenue en faisant une moyenne sur plusieurs points équidistants.

Le choix de l'hygrométrie de 40% a été fixé par la disponibilité de salle climatique dans le laboratoire. L'hygrométrie de 65% (hygrométrie ambiante obtenue dans une salle de stockage disponible au laboratoire dont l'hygrométrie varie au cours de l'année entre 55% et 75% avec une variation de la température entre 15°C et 25°C) est choisie après qu'un séchage trop intense ait été observé à 40% d'hygrométrie. Ce choix est guidé par le souci d'obtenir un séchage plus modéré qui permettra d'éviter la fissuration des échantillons qui peut influencer la progression du front de carbonatation. Rappelons comme expliqué dans la partie II, que les échantillons testés avaient un degré de saturation initiale de 100%. L'hygrométrie de 85% avec une température de 20°C est obtenue avec un dispositif présenté dans la partie II. Cependant, les valeurs de perte de masse (**Figure V-1a**) pour les échantillons exposés à cette hygrométrie sont proches de zéro. Cela nous permet de conclure que malgré les valeurs indiquées par l'instrument de mesure, l'hygrométrie réelle devait être voisine de 100%. Par ailleurs, il faut également mentionner la limite de capacité de mesure des instruments de mesure pour des hygrométries très élevées.

Sur la **Figure V-1**, la perte de masse observée pour les échantillons exposés à une hygrométrie de 40% est plus élevée que celle des échantillons exposés à 65% d'hygrométrie, jusqu'à environ 200 jours. On constate sur la **Figure V-1b** qui présente la perte de masse en fonction de la racine carré du temps que l'évolution de la perte de masse n'est pas linéaire en fonction de la racine du temps. Au bout d'un certain temps le séchage a en effet impacté l'échantillon sur toute son épaisseur et la perte de masse ralentit.

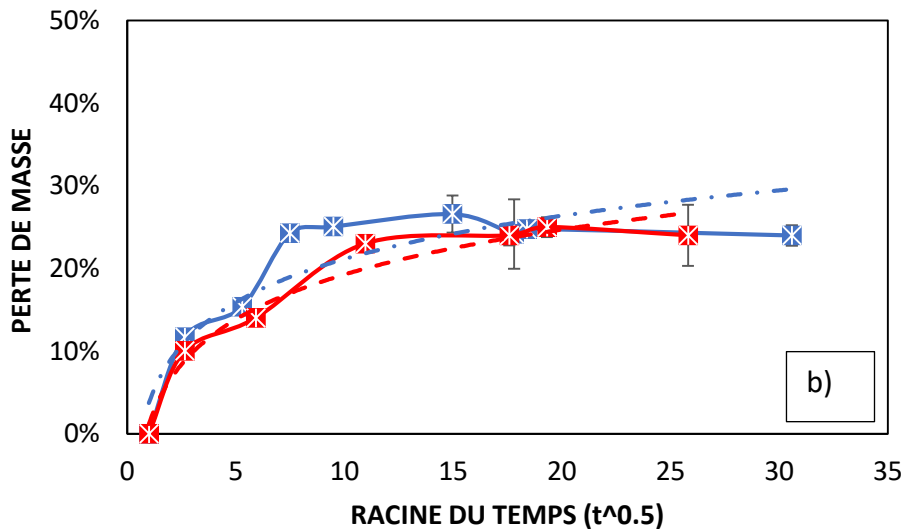
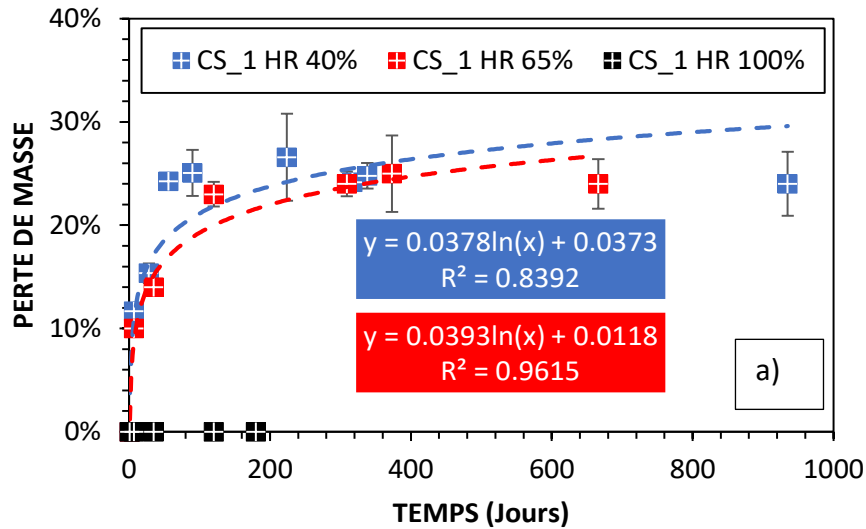


Figure V-1 : Cinétique de séchage à différentes hygrométries d'exposition pour les échantillons ($H=5\text{cm}$; $D=10\text{cm}$) issus du chantier CS_1 : a) en fonction du temps ; b) en fonction de la racine du temps.

Les résultats indiqués dans la **Figure V-2** montrent qu'aucune carbonatation n'est observée pour une hygrométrie voisine 100% après plus de 180 jours. Cette absence de carbonatation est liée à l'absence de séchage observée pour ces échantillons (**Figure V-1**). Ce résultat est cohérent car le phénomène de carbonatation ne peut se produire ni dans un milieu trop sec ni dans un milieu trop humide (VERBECK G 1958; VU 2011). Il faut en effet une teneur en eau minimum dans le matériau pour que la dissolution de la portlandite ait lieu et au-delà d'une certaine humidité le processus de diffusion du CO_2 va devenir l'étape limitante, or dans cette configuration, les échantillons initialement saturés sont exposés à une hygrométrie très

élevée et cette hygrométrie ne permet pas le séchage du béton. Après 180 jours, la surface exposée est encore complétement humide à l'œil nu.

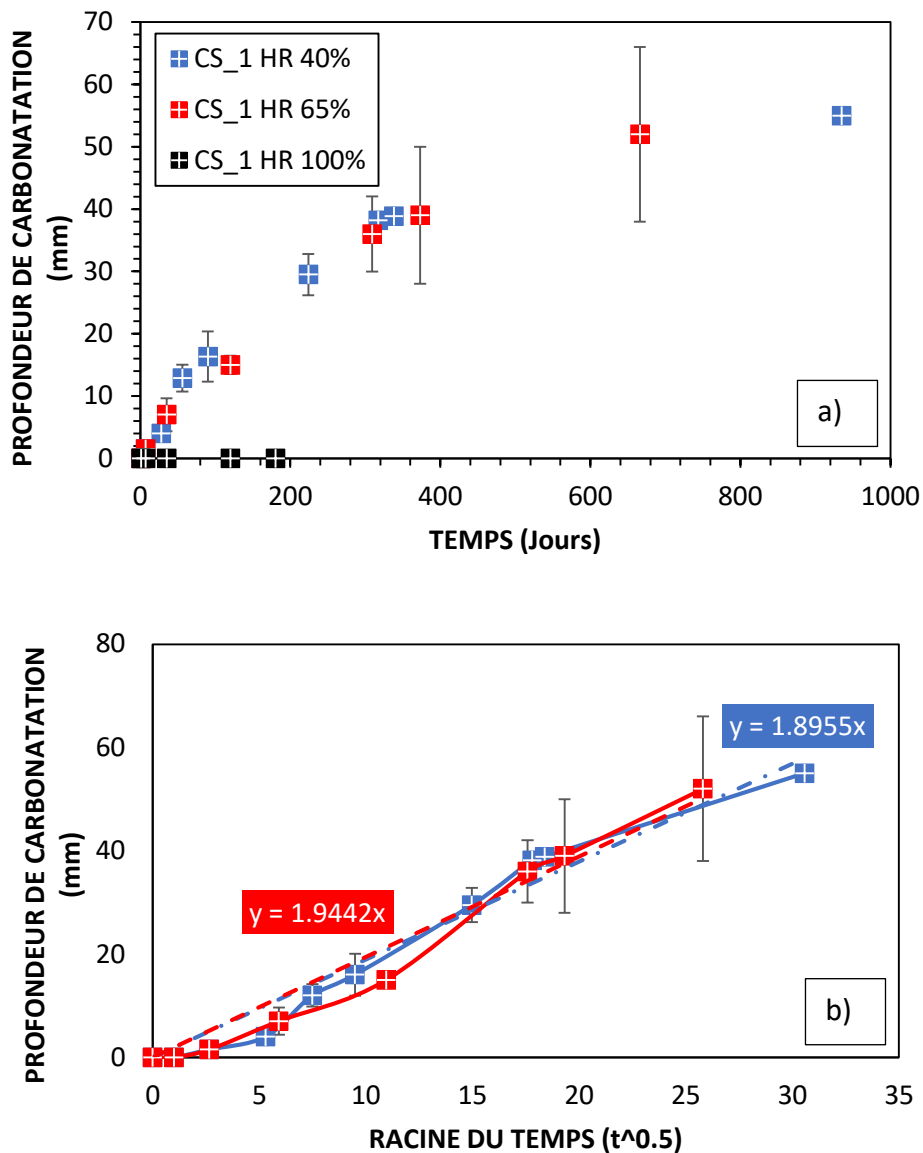


Figure V-2 : Evolution de la profondeur de carbonatation à différentes hygrométries d'exposition pour les échantillons issus du chantier CS_1 après 180 jours de cure a) en fonction du temps ; b) en fonction de la racine du temps.

La cinétique de carbonatation des bétons évolue suivant une fonction racine du temps en l'absence de couplage avec le séchage. Pendant le séchage le coefficient de diffusion du CO₂ varie en fonction de la profondeur et du temps. En considérant la linéarité sur le long terme (**Figure V-2b**), il apparaît que la cinétique de carbonatation des bétons de sol est environ 7 fois

plus importante que celle des bétons traditionnels car on obtient $k = 1,9 \text{ mm}/\sqrt{j}$ pour les bétons de sol et pour les bétons traditionnels, la valeur de k avoisine $0,28 \text{ mm}/\sqrt{j}$.

La cinétique de carbonatation des échantillons exposés à 40% est légèrement plus élevée que celle des échantillons exposés à 65% entre 1 mois et 200 jours (**Figure V-2b**).

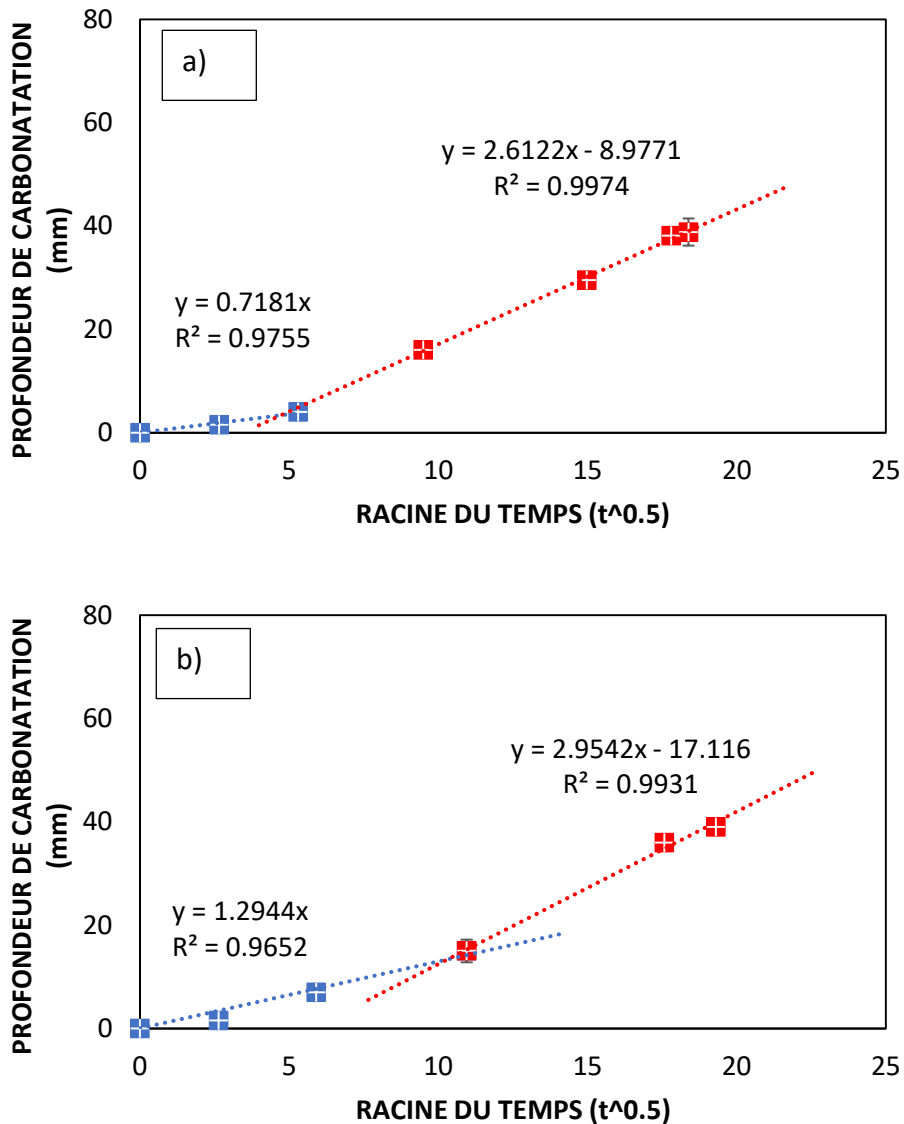


Figure V-3 : Mise en évidence de deux pentes sur la courbe d'évolution de la profondeur de carbonatation en fonction de la racine du temps : a) HR = 40% ; b) HR = 65%.

Si on décompose la cinétique de carbonatation selon deux phases, (**Figure V-3**) on constate que le début de la deuxième phase coïncide avec le début de stabilisation de la masse, traduisant l'influence du séchage sur la cinétique de carbonatation. Les valeurs de profondeur de carbonatation obtenues pour l'hygrométrie de 40% semblent supérieures à celles de 65%

bien que l'écart soit faible. La profondeur de carbonatation mesurée est de 38mm pour HR = 40% contre 34mm pour HR = 65% avant le début de stabilisation de la perte de masse (**Figure V-1**) indiquant l'atteinte de l'état d'équilibre hydrique. De plus, on constate que la durée pendant laquelle la cinétique de carbonatation est perturbée par la cinétique de séchage est beaucoup plus longue pour HR = 65% (**Figure V-3b**) que pour HR = 40% (**Figure V-3a**).

La nécessité de débiter les essais avec un matériau saturé rend plus complexe l'étude de la carbonatation et ne permet pas de séparer les processus de carbonatation et de séchage. La carbonatation est alors conditionnée par l'évolution du séchage dans l'échantillon.

Nous constatons sur la **Figure V-1** que la carbonatation à 40% est plus importante à cause d'un séchage plus rapide. En effet l'évolution de la perte de masse est plus rapide pour l'hygrométrie de 40% que pour l'hygrométrie de 65%.

Néanmoins, les écarts observés ne sont pas très importants compte tenu des fluctuations de résultats observées pour une même échéance, que ce soit pour la profondeur de carbonatation ou pour la perte de masse. D'après la littérature, la plage d'hygrométrie à laquelle on obtient les plus grandes vitesses de carbonatation s'étend de 50% à 70%, plage qui est très proche des deux hygrométries choisies. Si ces valeurs restent valables pour ce type de matériau, alors la faiblesse des écarts pourrait ainsi s'expliquer. Cependant, il est à noter que l'hygrométrie de 40% induit aussi des fissurations très importantes et c'est pour cela que nous choisissons pour la suite l'hygrométrie de 65% car les fissurations peuvent accélérer la cinétique de séchage et de carbonatation. L'utilisation de cette hygrométrie permet de réduire les fissurations et donc le risque que les fissures modifient la cinétique de la carbonatation.

Il faut aussi noter que la grande variabilité des résultats des mesures de la profondeur de carbonatation vient de l'hétérogénéité importante des échantillons issus du chantier CS_1. En effet, sur ce chantier CS_1, on observe au sein d'une même colonne de Soil Mixing, des échantillons constitués de coulis uniquement et des échantillons constitués de mélange de sol et de coulis et parfois des échantillons constitués de sol et de très peu de coulis. Cette différence de composition génère beaucoup de variations dans les mesures car les échantillons composés de coulis uniquement se carbonatent beaucoup moins vite alors que pour les échantillons composés de mélange sol-coulis la profondeur de carbonatation évolue

plus rapidement. Ces écarts sont parfois très importants avec une différence de profondeur de carbonatation de 20mm pour une même échéance (**Figure V-4**).

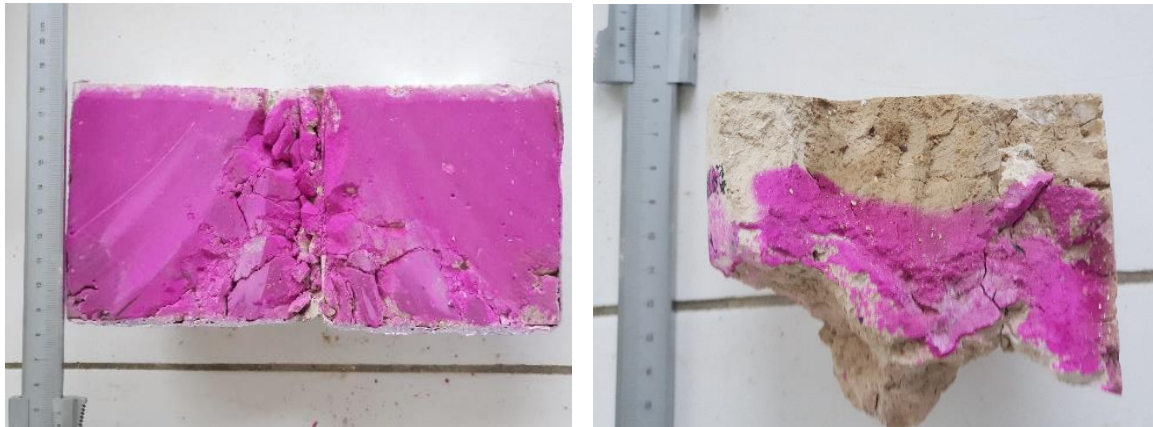


Figure V-4 : Variabilité des mesures de profondeur de carbonatation induite par la grande hétérogénéité des échantillons issus du CS_1 : a) absence de carbonatation à 90 jours sur un échantillon composé exclusivement de coulis ; b) carbonatation de 20mm sur un échantillon mieux mélangé à 90 jours

Afin de mieux cerner l'influence de l'hygrométrie sur la cinétique de carbonatation, une étude est faite sur les échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du même chantier mais dont on peut maîtriser l'homogénéité. Cette étude est présentée dans la partie **V.5**.

V.2.2 Comparaison de la profondeur de carbonatation des échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 à une hygrométrie d'exposition ambiante de 65%

Afin d'observer de façon globale comment la carbonatation peut évoluer sur un autre type de chantier que le CS_1, 6 échantillons issus du chantier CS_2 de 11cm de diamètre et 5 cm de hauteur sont préparés pour être testés après 180 jours de cure dans l'eau. Cette faible quantité d'échantillon est due au fait qu'on n'a pas pu récupérer plus d'échantillons sur ce chantier. Les six échantillons issus du chantier CS_2 sont alors séparés en deux en fonction des deux natures différentes de sol rencontrés sur ce chantier, un limon argileux et un sable limoneux et chaque groupe est testé à deux échéances différentes. Les deux groupes d'échantillons sont exposés dans les mêmes conditions d'essai (même hygrométrie ambiante de 65% et température).

Entre différents chantiers, les compositions des bétons de sol sont différentes et parfois sur un même chantier la nature du sol peut changer modifiant ainsi le comportement vis-à-vis de la carbonatation. Sur la **Figure V-5**, on observe une valeur de perte de masse très élevée pour

les échantillons issus du chantier CS_2 et réalisés dans du sol plus argileux (limon argileux) contrairement aux échantillons réalisés dans le sable fin limoneux (sable limoneux) qui ont une perte de masse moins élevée que les échantillons issus du chantier CS_1. Les échantillons CS_2 plus argileux ont une teneur en eau totale plus élevée égale à 40% tandis que la teneur en eau des échantillons composés de sol sableux est de 35%. Ces teneurs en eau ont été obtenues en recalculant les paramètres de formulation sur la base des données d'enregistrement lors de l'exécution du Soil Mixing sur ce chantier. La perte en eau est alors corrélée à la teneur en eau totale initiale.

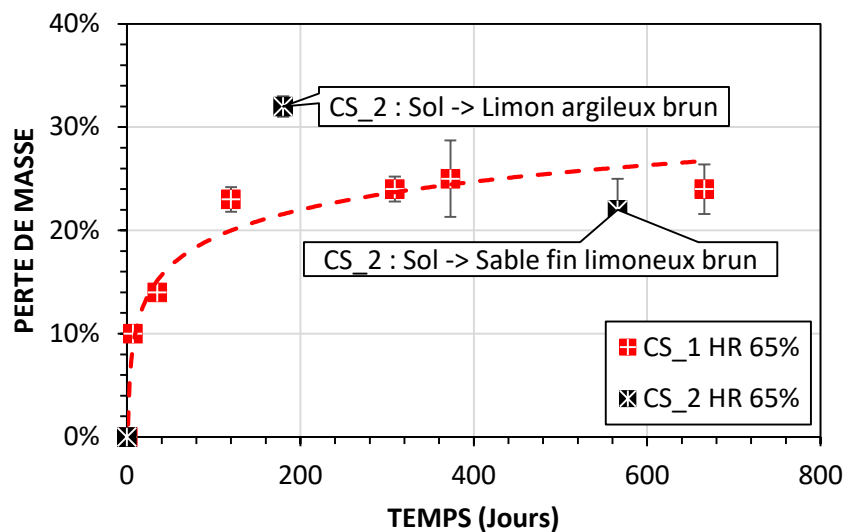


Figure V-5 : Evolution de la perte de masse pour les échantillons des chantiers CS_1 et CS_2 exposés à une hygrométrie de 65%

La différence d'eau totale liée à la nature différente du sol pourrait aussi modifier la valeur de la porosité qui influencerait sur la progression du front de carbonatation dans le temps (**Figure V-6**). On remarque que la profondeur de carbonatation mesurée à 180 jours pour le CS_2_Sol argileux est plus élevée par rapport à celle du CS_1. Mais à 566 jours la profondeur de carbonatation mesurée est inférieure à celle du CS_1. L'évolution de la nature du sol sur le chantier CS_2, entre un limon argileux et un sable limoneux, explique ces deux constats apparemment opposés.

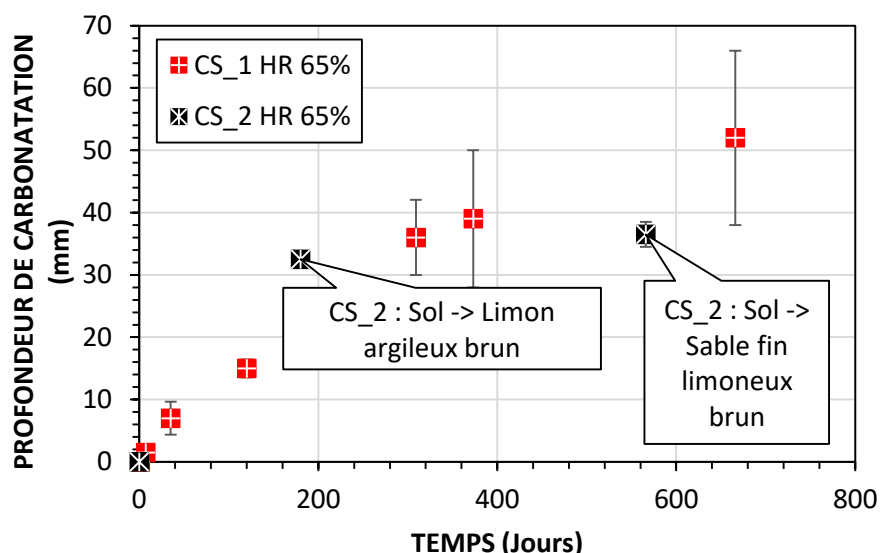


Figure V-6 : Evolution de la carbonatation dans le temps pour les échantillons des chantiers CS_1 et CS_2 exposés à une hygrométrie de 65% après 180 jours de cure.

Le rapport E/C et la teneur en eau totale conditionnent la perte de masse de l'échantillon. Un rapport E/C élevé ou une teneur en eau totale élevée, induit aussi une plus grande porosité facilitant le séchage et par conséquent la diffusion du CO₂ d'où une cinétique de carbonatation plus rapide.

V.3 Etude de la carbonatation sur les échantillons réalisés en laboratoire avec du sol issu du chantier

Les résultats d'évolution de la profondeur de carbonatation ainsi que la perte de masse pour les échantillons confectionnés en laboratoire sont présentés sur les **Figure V-7** et **Figure V-8**. L'ensemble des échantillons (D = 6cm ; H = 6 à 12 cm) initialement saturés, est exposé à une hygrométrie ambiante de 65% après 180 jours de cure sous l'eau.

Sur la **Figure V-7** présentant la perte de masse en fonction du temps pour l'ensemble des échantillons formulés en laboratoire, on constate que la perte de masse est plus importante pour les dosages en ciment plus faible à teneur en eau totale constante. Ceci est attendu car à faible dosage en ciment le rapport E/C est plus élevé ce qui entraîne une porosité plus importante. Cette porosité plus importante entraîne alors une cinétique de carbonatation plus rapide qui est constatée sur la **Figure V-8a** pour les formulations avec un dosage en ciment plus faible.

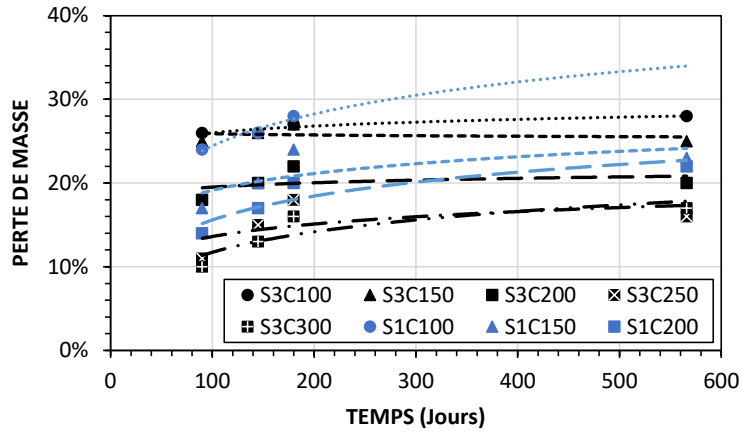


Figure V-7 : Evolution logarithmique de la perte de masse dans le temps pour les échantillons confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier CS_1

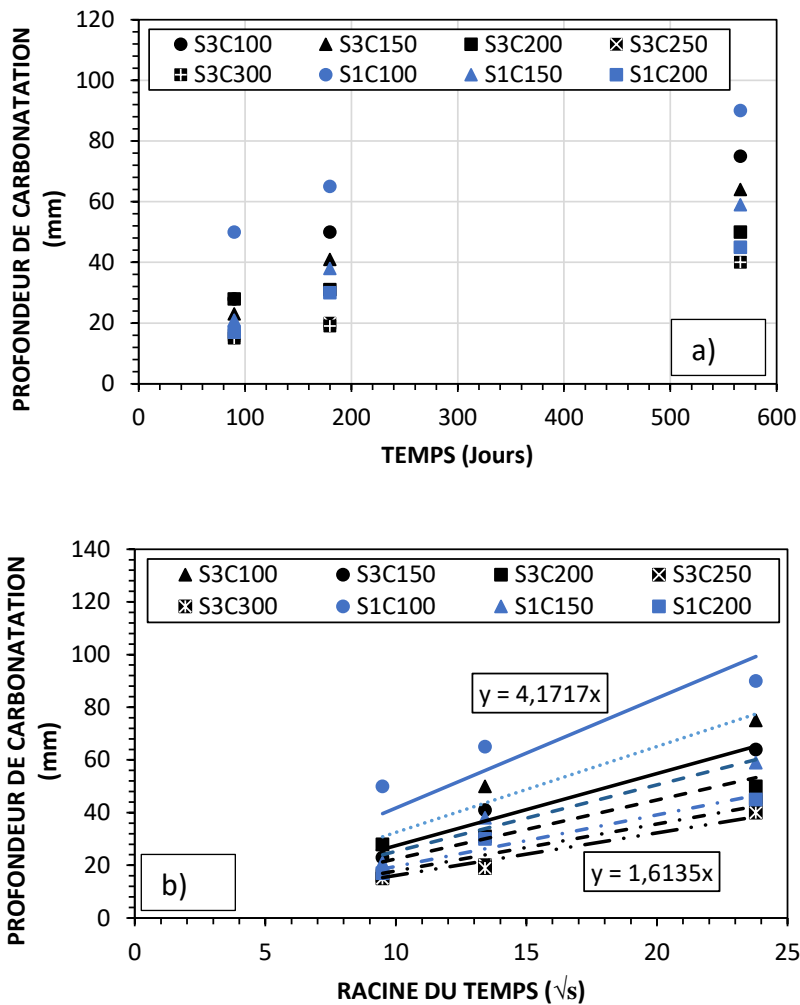


Figure V-8 : Evolution de la profondeur de carbonatation des échantillons ($H=5\text{cm}$; $D = 6\text{cm}$) confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier CS_1 après 180 jours de cure sous l'eau : a) en fonction du temps ; b) en fonction de la racine du temps.

Le front de carbonatation pénètre plus rapidement pour la formulation S1C100 (**Figure V-8a**). En effet, on observe une carbonatation de plus de 50 mm après 3 mois pour cette formulation. Comparé à la formulation S3C100 avec la même teneur en eau et le même dosage en ciment, l'écart est assez conséquent (20mm) à 90 jours et pourrait être lié à la nature de sol. Pour l'ensemble des formulations, à dosage constant, on note à l'inverse une profondeur de carbonatation légèrement plus élevée pour les formulations avec le sol S3. Cela peut être expliqué par une porosité et une perméabilité plus élevée pour les formulations avec le sol S3 par rapport aux formulations avec le sol S1 (cf. III). Dans le cas de la formulation S1C100 malgré une porosité accessible à l'eau plus faible et une perméabilité moins élevée que la formulation S3C100, on note une cinétique plus élevée de la carbonatation. D'après [Namouniara, Turcry, et Aït-Mokhtar 2015](#) ; [VU 2011](#) ; [ALLAHYARI 2016](#), une distribution porale composé de pores moins grossiers ralentit la carbonatation. ([Helson et al. 2017](#)) indique que l'augmentation des particules fines (teneur en argile et dosage en ciment) diminue considérablement la quantité de gros pores. Ce qui pourrait justifier la plus faible carbonatation de la formulation S3C100 par rapport à la formulation S1C100. Cette influence de proportions de fines reste limité au faible dosage en ciment car dans notre cas, l'augmentation du dosage en ciment s'accompagne d'une diminution du rapport E/C diminuant l'ouvrabilité des formulations S3, ce qui a pour conséquence pour la formulation S3C300, l'augmentation de sa perméabilité et porosité en relation avec une mise en place plus difficile (cf. III).

V.4 Comparaison entre les échantillons issus du chantier et les échantillons réalisés en laboratoire

La comparaison de la cinétique de carbonatation présentée dans la **Figure V-9** montre qu'à dosage en ciment similaire, la carbonatation des échantillons issus du chantier est plus faible que la carbonatation des échantillons réalisés en laboratoire. Dès les premiers jours, la carbonatation des échantillons du CS_1 par exemple est quasiment similaire à celle des formulations S3C300 et S3C250 qui sont les formulations les moins carbonatées. Rappelons que les échantillons issus du chantier CS_1 ont atteint 180 jours de cure sous l'eau au moins 180 jours avant la confection des échantillons de laboratoire. Soit une différence de temps de cure de plus de 360 jours. Bien que négligeable au-delà de 180 jours, une cure plus longue améliore le taux d'hydratation d'un béton. Surtout avec un ciment de type CEM III/C pour lequel l'hydratation est plus lente que celle d'un ciment Portland. D'après ([Hayashi et al.](#)

2003), l'évolution logarithmique de la résistance en compression semble se poursuivre à long terme au point d'atteindre 2,5 à 3,5 fois la résistance initiale (f_{c28}) après 10 à 20 ans. La poursuite de l'hydratation peut alors réduire la taille des pores dans le matériau créant ainsi un ralentissement de la diffusion du CO_2 comparé à un béton de sol plus jeune. Par ailleurs la quantité d'hydrates « carbonatables » augmente ce qui contribue à ralentir la progression de la carbonatation.

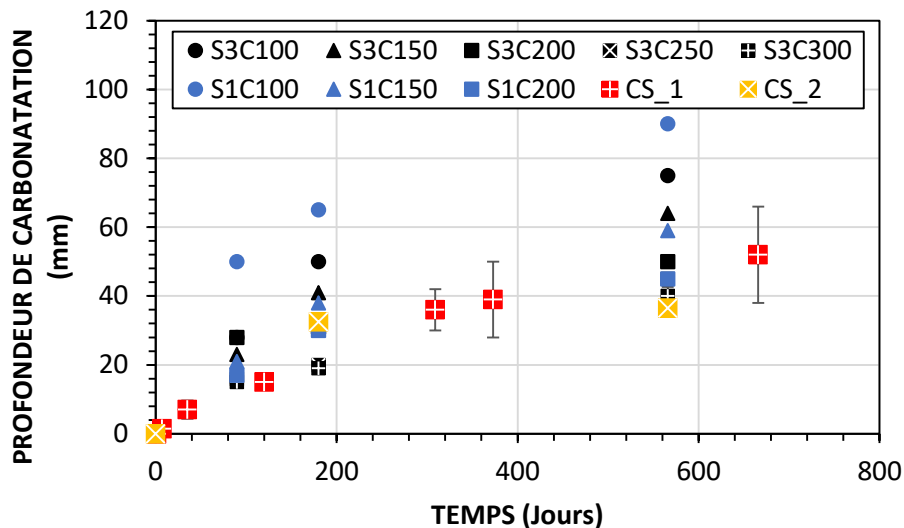


Figure V-9 : Comparaison de l'évolution de la profondeur de carbonatation dans le temps pour les échantillons issus des chantiers et ceux confectionnés en laboratoire exposés à une hygrométrie ambiante de 65%.

Avec le temps (vers 2 ans), la profondeur de carbonatation des échantillons issus du chantier CS_1 rejoint celle des échantillons S1C200 et S3C200. On note toutefois que l'écart type des mesures sur CS_1 couvre l'intervalle C150 à C200 des échantillons de laboratoire. Rappelons que le dosage en ciment des échantillons issus du chantier CS_1 est de 125 kg/m^3 de mélange frais.

L'évolution de la perte de masse des échantillons du chantier CS_1 est identique à celle des échantillons issus de laboratoire présentant un dosage en ciment voisin (125 kg/m^3 pour CS_1 et 150 kg/m^3 pour S1C150 et S3C150) (Figure V-10). Bien que la perte de masse des échantillons issus du chantier CS_2 contenant un sol plutôt argileux soit plus élevée que celle de tous les autres échantillons testés à la même date, sa carbonatation reste plus faible pour le dosage en ciment concerné (140 kg/m^3). Pour les échantillons issus du chantier CS_2

contenants du sol plus sableux, bien que leur perte de masse soit modérée (proche des formulations S1C150 et S2C150), la profondeur de carbonatation mesurée est plus faible.

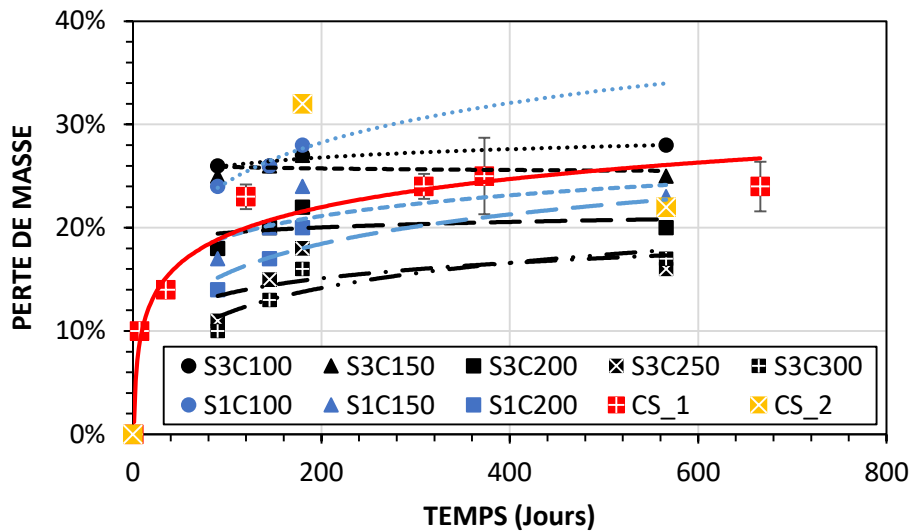


Figure V-10 : Comparaison de l'évolution logarithmique de la perte de masse dans le temps pour les échantillons issus des chantiers et ceux confectionnés en laboratoire

En effet les échantillons issus du chantier CS_2 sont réalisés avec un dosage supplémentaire en chaux qui n'est pas pris en compte dans le dosage en ciment calculé. Environ 25kg de chaux par m³ de sol en place sont ajoutés à la formulation. Cette quantité de chaux équivaut à un dosage supplémentaire d'environ 18kg/m³ de béton de sol. La faible profondeur de carbonatation mesurée pour ces échantillons pourrait être due à l'effet additionnel de la chaux dont l'augmentation diminue la vitesse de pénétration de la carbonatation dans l'échantillon. La chaux (portlandite) est le composé principal qui est carbonaté dans les matériaux cimentaires. Cela ce confirme par le fait que, (Deneele et al. 2013) indique dans ses travaux sur des limons traités à la chaux que l'ajout de la chaux a un effet positif sur la vitesse de progression de la carbonatation. Il constate qu'une augmentation de 3% de teneur en chaux peut entraîner une diminution par deux de la vitesse de progression de la carbonatation (0,7 mm/j pour 2% de chaux contre 0,35mm/jour pour 5% de chaux).

Les formulations S1C150 et S3C150 ont des valeurs de profondeur de carbonatation légèrement plus élevées que celles des CS_1. D'une part, le séchage des formulations S3C150 semble légèrement plus rapide que celle des CS_1 ce qui fait qu'ils se carbonatent plus vite, et d'autre part, leur homogénéité crée une bonne répartition et une évolution régulière du front de carbonatation. Il faut rappeler que les échantillons issus des colonnes du chantier

CS_1 sont très hétérogènes avec deux différents types de matériau (coulis et sol très argileux). La partie « coulis » avec un fort E/C et donc une forte porosité implique un séchage plus rapide. Mais la cinétique de carbonatation de cette partie « coulis » est plus lente que celle de la zone majoritairement constituée de sol à cause de la plus forte proportion d'hydrates dans la zone de coulis. L'importance des différences de position du front de carbonatation des échantillons CS_1 pour une même échéance rend la comparaison délicate.

Les différences de cinétique de carbonatation entre les échantillons de chantier et de laboratoire ne semblent pas attribuables aux seules propriétés physiques initiales. En effet, les valeurs de perméabilité des échantillons CS_1 sont plus élevées que les formulations S1C150 et S3C150 et leur porosité moyenne est semblable à celle des mélanges S3. Les différences de cinétique pourraient aussi s'envisager eu égard à la différence d'évolution de la fissuration au cours du séchage. Les échantillons de chantier CS_1, avec 125 kg/m^3 de ciment possèdent un plus faible rapport E/C (3,69) comparé à celui des échantillons de laboratoire (5,72 pour les C100 et 3,82 pour les C150). Les pertes de masses sont en effet plus faibles pour les échantillons de chantier que pour les échantillons de laboratoire au même dosage en ciment. Par conséquent le retrait induit par le séchage serait moins important avec une plus faible quantité d'eau. Le retrait différentiel à l'origine d'une augmentation de contrainte de traction conduit à une fissuration lors du séchage. Les fissures en favorisant les phénomènes de transfert avec l'augmentation de la porosité et l'amélioration de la connectivité, peuvent contribuer à la pénétration plus rapide du front de carbonatation avec le temps.

Le séchage a un effet important sur la carbonatation d'un béton de sol à la vue des résultats présentés ci-dessus. Dans les paragraphes suivants, nous nous intéressons à l'influence du séchage sur la progression du front de carbonatation.

V.5 Etude de l'influence du front de séchage sur l'évolution de la profondeur de carbonatation

Dans cette partie, l'influence du front de séchage sur la cinétique de carbonatation est étudiée. Nous analysons tout d'abord l'influence du degré de saturation initiale ainsi que l'hygrométrie d'exposition sur la profondeur de carbonatation et la vitesse de progression de la carbonatation. Puis, la modélisation expérimentale d'une paroi de soutènement qui serait

alimentée par de l'eau sur sa face en contact avec le sol et la nappe phréatique et exposée à l'air sur l'autre face est présentée.

V.5.1 Influence de l'hygrométrie et du degré de saturation initiale sur la carbonatation des échantillons S2C200

L'étude de l'influence de l'hygrométrie est associée dans cette partie à l'influence du taux de saturation initiale des échantillons. Pour réaliser cette expérience, différentes hygrométries sont préparées aux moyens de solutions salines et vérifiées à l'aide d'un hygromètre (instrument de mesure d'hygrométrie et de température) dans le temps jusqu'à stabilisation de l'hygrométrie dans les dessiccateurs. Le **Tableau V-1** présente les hygrométries et les solutions salines utilisées.

Tableau V-1 : Humidités relatives et solutions salines utilisées pour cette étude

Solution saline saturée ou gel	Valeur d'humidité relative à 20°C ± 1°C [%]
Gel de silice	3
Chlorure de lithium	12
Chlorure de magnésium	33
Nitrate de magnésium	55
Nitrate d'ammonium	65
Chlorure de sodium	76
Chlorure de potassium	86
Nitrate de potassium	93

Les échantillons utilisés sont de 2 cm de hauteur et de diamètre 6 cm. Ils sont rendus étanches au moyen de film en aluminium sur leur surface latérale et la base. Seule la face supérieure est exposée à l'hygrométrie désirée. Les échantillons secs sont obtenus en mettant les échantillons à l'étuve à 50°C jusqu'à masse constante. Compte tenu de la nature du sol présent dans la formulation S2C200 utilisée (sol argileux de classe A2), les échantillons sortis de l'étuve possédaient des fissures contrairement aux échantillons à l'état initial saturé. Cependant des tests de carbonatation au début des essais ont permis de s'assurer qu'il n'y avait pas eu de carbonatation pendant la phase de séchage.

La **Figure V-11** présente la perte de masse des échantillons testés en fonction de l'hygrométrie d'exposition et selon le degré de saturation initiale. S2C200 (SR 0%) sur la légende de la figure signifie : échantillons dont le degré de saturation initiale est proche de 0% et XC (SR 100%) signifie : échantillons initialement saturés. On observe une prise de masse par rapport à leur masse initiale pour les échantillons initialement secs et une perte de masse non linéaire en fonction de l'hygrométrie d'exposition pour les échantillons initialement saturés. Rappelons que les échantillons testés sont récupérés après 90 jours d'exposition compte tenu des cinétiques de carbonatation relevées sur les séries S1 et S3 et de la hauteur des échantillons testés ici.

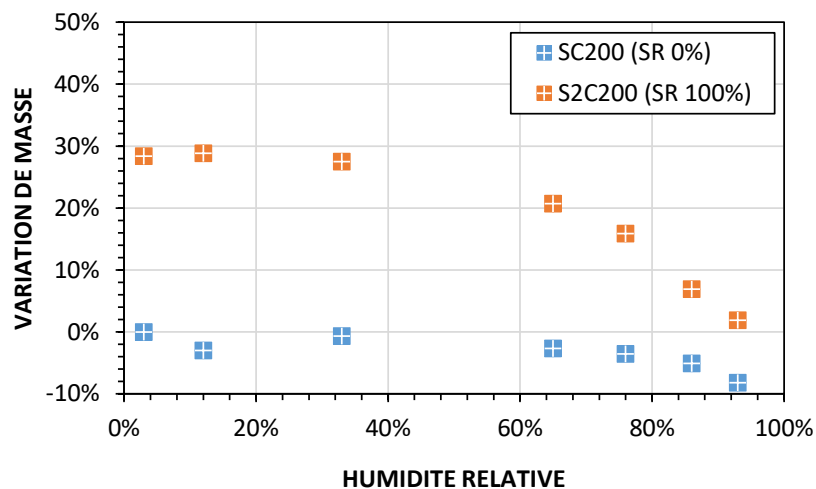


Figure V-11 : Variation de masse en fonction de l'hygrométrie relative d'exposition après 90 jours pour la formulation S2C200 initialement sèche et initialement saturée ($D = 6\text{cm}$; $H = 2\text{cm}$).

Pour chaque hygrométrie d'exposition et par état de saturation initiale, deux échantillons sont testés. L'écart de mesure de profondeur de carbonatation entre deux échantillons d'une même hygrométrie est de 1/5 de millimètre. La prise de masse des échantillons initialement secs s'explique par la recherche d'équilibre entre l'intérieur de l'échantillon et l'hygrométrie d'exposition. La plus forte perte de masse obtenue pour les hygrométries faibles devrait induire une plus forte carbonatation selon les constats effectués précédemment. C'est en effet ce qui s'observe sur la **Figure V-12** qui présente l'évolution de la profondeur de carbonatation pour différentes HR allant de 3% à 100% pour des échantillons initialement saturés et des échantillons initialement secs après 90 jours de cure dans l'eau. Il faut noter que les mesures sont prises après 90 jours en se basant sur la stabilisation du séchage

observée avec les séries S1 et S3, mais nous n'avons pas vérifié que les différents états d'équilibre hydrique étaient atteints. On remarque qu'une saturation initiale, réduit la vitesse de propagation de la carbonatation quelle que soit l'hygrométrie ambiante. On observe également une augmentation de la profondeur de carbonatation avec la diminution de l'hygrométrie pour les deux états initiaux de saturation. Cette augmentation de la profondeur de carbonatation pour les hygrométries inférieures à 20% notamment pour les échantillons initialement séchés à 50°C semble être en contradiction avec les résultats de (VERBECK G 1958) ou encore (Wierig 1954) qui indiquent un plus faible rendement de la carbonatation pour les hygrométries très faibles. En effet il faut un film d'eau dans les pores pour dissoudre le CO₂ et pour qu'il y ait précipitation de calcite. Le séchage à 50°C n'a peut-être pas enlevé l'eau adsorbée à la surface des pores. L'augmentation de l'hygrométrie limite fortement la profondeur de carbonatation atteinte après 90 jours. Les pores à proximité de la surface exposée se saturent progressivement diminuant le coefficient de diffusion. Il est étonnant qu'une humidité relative inférieure à 30 % ait une incidence suffisante sur la saturation des pores. La présence d'argile dans le sol S2 peut complexifier ces phénomènes.

Pour les échantillons initialement saturés, l'augmentation de la profondeur de carbonatation avec la diminution de l'humidité relative même lorsque celle-ci devient inférieure à 30% traduit probablement le fait que les échantillons ne sont pas encore arrivés à leur état d'équilibre hydrique pour les faibles HR.

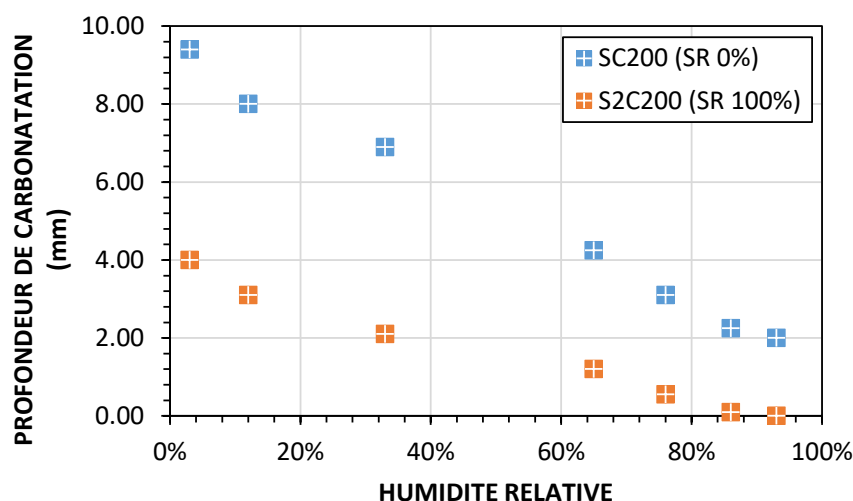


Figure V-12 : Variation de la profondeur de carbonatation en fonction de l'hygrométrie relative de l'air après 90 jours pour la formulation S2C200 initialement sèche ou initialement saturée ($D = 6\text{cm}$; $H = 2\text{cm}$).

Il est possible d'obtenir pour le même matériau (même formulation) une même profondeur de carbonatation après la même durée d'exposition (**Figure V-12**) lorsqu'ils sont exposés à différentes hygrométries d'exposition. L'effet combiné du degré de saturation initiale de l'échantillon et de l'hygrométrie d'exposition peut donc conduire à des cinétiques de carbonatation identiques. Par exemple pour un degré de saturation initiale proche de 0% et une exposition à une hygrométrie de 86%, on obtient 2mm de carbonatation. Cette même valeur de carbonatation est obtenue pour le même matériau et après le même temps d'exposition lorsque son degré de saturation initial est de 0% et qu'il est exposé à une hygrométrie de 33%.

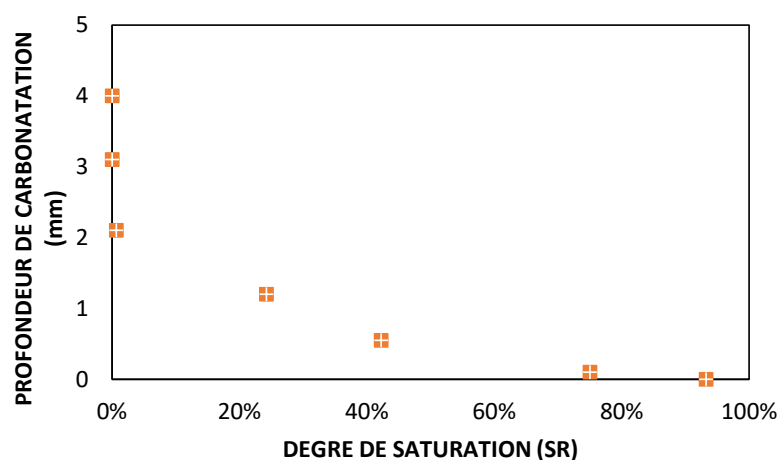


Figure V-13 : Variation de la profondeur de carbonatation des échantillons initialement saturés en fonction de leur degré de saturation après 90 jours d'expositions.

Sur la **Figure V-13**, on trace la profondeur de carbonatation en fonction du degré de saturation à 90 jours pour les échantillons initialement saturés. On constate ainsi que pour 90 jours d'exposition, il faut atteindre un degré de saturation en dessous de 80% dans l'échantillon pour que la carbonatation débute.

V.5.2 Simulation de l'influence du séchage sur la carbonatation

Un mur de soutènement enterré et exposé sur sa face intérieure à l'air est exposé à la carbonatation. L'approche béton structurel utilisée pour le Soil Mixing vise ce type de structure qui se construit déjà dans certains pays mais avec du ciment portland comme liant. Les configurations possibles d'exposition sont simulées par des essais expérimentaux afin d'observer l'influence du séchage sur ces échantillons.

La zone A indiquée sur la **Figure V-14** présente une exposition de la tête de mur à l'air. Cette exposition est simulée généralement par la méthode actuelle d'étude de la carbonatation.

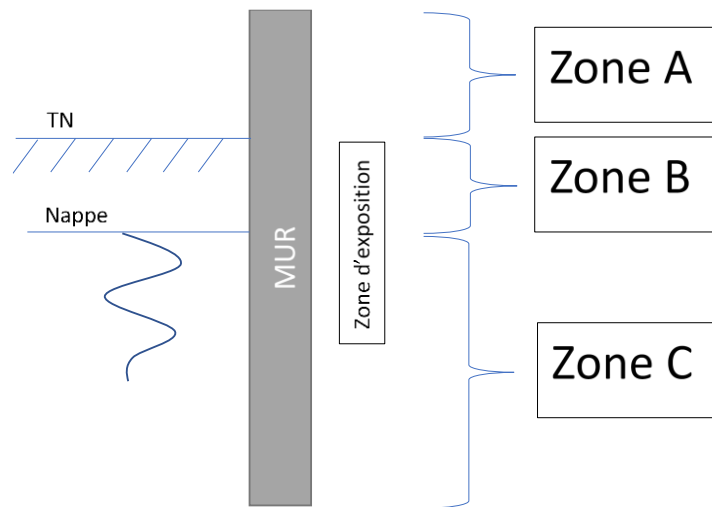


Figure V-14 : Modélisation d'un mur de soutènement pour un sous-sol exposé à la carbonatation

La zone B indique une partie du mur de soutènement qui sera exposé sur sa face intérieure au CO₂ mais qui pourrait également être alimenté en eau par sa face extérieure en contact avec le sol lorsqu'il y a une remontée de nappe.

La zone C indique une partie du mur qui sera directement alimentée en eau de façon permanente. De plus cette zone bénéficiera d'un écoulement à cause de la pression de l'eau et le parallélisme du sens d'évolution de la carbonatation avec le sens d'écoulement de l'eau.

La zone la plus défavorable pour ce type de structure est la zone A et elle est étudiée par la simulation expérimentale habituelle définie par la norme béton, réadaptée dans ce travail et exposée dans les paragraphes précédents.

Le contact des zones B et C avec de l'eau pourrait être favorable, car elle pourrait alimenter le mur en eau et éviter un séchage trop important, limitant ainsi la carbonatation. C'est dans cet ordre que cette partie du travail sur la durabilité a pour objectif d'une part de réaliser une simulation en grandeur importante afin d'étudier l'influence du contact avec l'eau en permanence et d'autre part d'observer la cinétique de séchage au sein de l'échantillon.

Pour cela, des échantillons de formulations S2C150 et S2C250 de 10 cm de diamètre et 15 cm de hauteur sont confectionnés avec le sol S2 issu du chantier CS_1. Après 90 jours de cure,

ces échantillons sont étanchés à l'air sur toutes les surfaces sauf une base pour certains et sauf les deux bases pour d'autres.

L'alimentation en eau est simulée par la remontée d'eau par capillarité (les échantillons sont immergés de 1cm sur leur base). Les échantillons sont exposés à l'hygrométrie de 65% (hygrométrie ambiante variant entre 55% et 75%) décrite plus haut et la température indiquée varie entre 15 et 25°C. L'objectif est de comparer les résultats obtenus pour la profondeur de carbonatation entre le cas de l'alimentation en eau et le cas sans alimentation en eau tout en faisant des observations visuelles sur la progression du séchage du bord exposé des échantillons vers le fond.

La **Figure V-15** présente l'évolution du front de séchage et de la profondeur de carbonatation pour deux dates pour les formulations S2C250 pour les cas sans alimentation en eau. Il est observé sur cette figure, sur les images du séchage, qu'il y a deux niveaux de séchage.

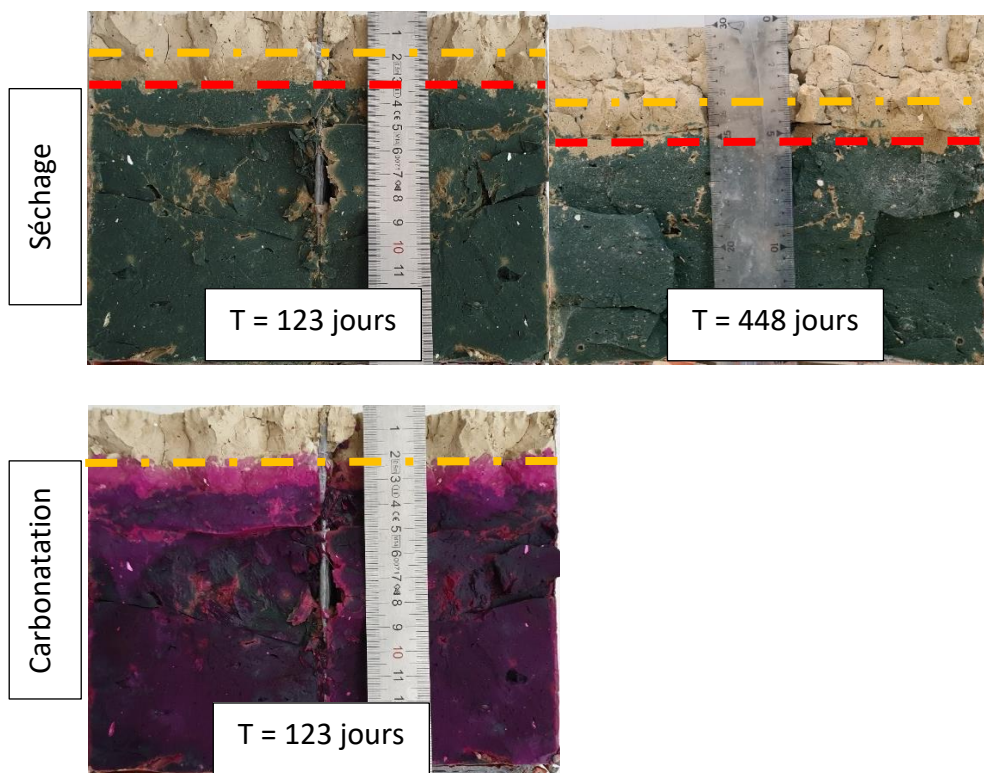


Figure V-15 : Evolution du front de séchage et du front de carbonatation pour les formulations S2C250 : sans alimentation en eau par capillarité

Un premier séchage qui semble complet (SR proche de SRe ; SR étant le degré de saturation et SRe étant le degré de saturation correspondant à l'état d'équilibre hydrique entre le milieu d'exposition et l'intérieur de l'échantillon. L'état d'équilibre hydrique est atteint et une zone

intermédiaire ou le séchage semble avoir commencé mais pas terminé ($SR > SRe$). Ensuite, il y a la zone encore complètement saturée (SR proche de 100%). Sur les images de mesures de carbonatation de cette même figure, la partie carbonatée est superposée avec la partie en équilibre hydrique.

Nous avons cependant vérifié les états de saturation avec une technique utilisant de l'eau fluorescente pour mesurer la partie complètement sèche de l'échantillon. La technique consiste à préparer une solution avec un dosage précis (10g par litre d'eau distillé) de poudre fluorescente. Ensuite la partie supérieure de l'éprouvette initialement exposée à l'air est mise sur une grille plongée dans la solution fluorescente. Les échantillons sont alors en contact avec la solution sur une hauteur de 1cm. La solution remonte dans l'échantillon par capillarité. Notre hypothèse est que la solution ne peut remonter par capillarité que dans les pores non saturés. Lorsqu'elle pénètre dans des pores secs, elle les remplit et poursuit son ascension. Lorsqu'elle entre dans des pores humides non saturés, elle remplit le reste des pores et se dissout perdant un peu de sa concentration initiale en colorant. Lorsqu'elle rencontre des pores entièrement saturés, elle ne peut pénétrer ces pores. Ensuite à l'aide d'une lampe à ultraviolet, après avoir découpé l'échantillon en deux, on observe la pénétration de la solution fluorescente (**Figure V-16**). Cette technique a permis de différencier les parties entièrement sèches, partiellement saturées et totalement saturées. Cependant elle a aussi mis en évidence que pour du béton réalisé en ciment CEM III/C la teinte verte correspond à la zone encore totalement saturée, la teinte marron sombre à la zone partiellement saturée et la zone marron clair représente la zone la plus sèche.

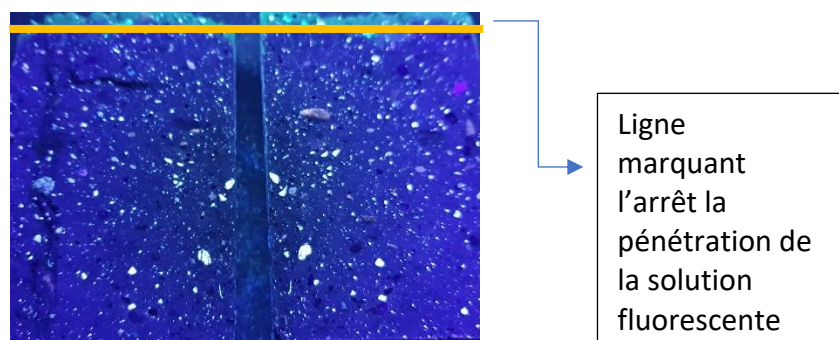


Figure V-16 : Mise en évidence du front de séchage sous lampe UV

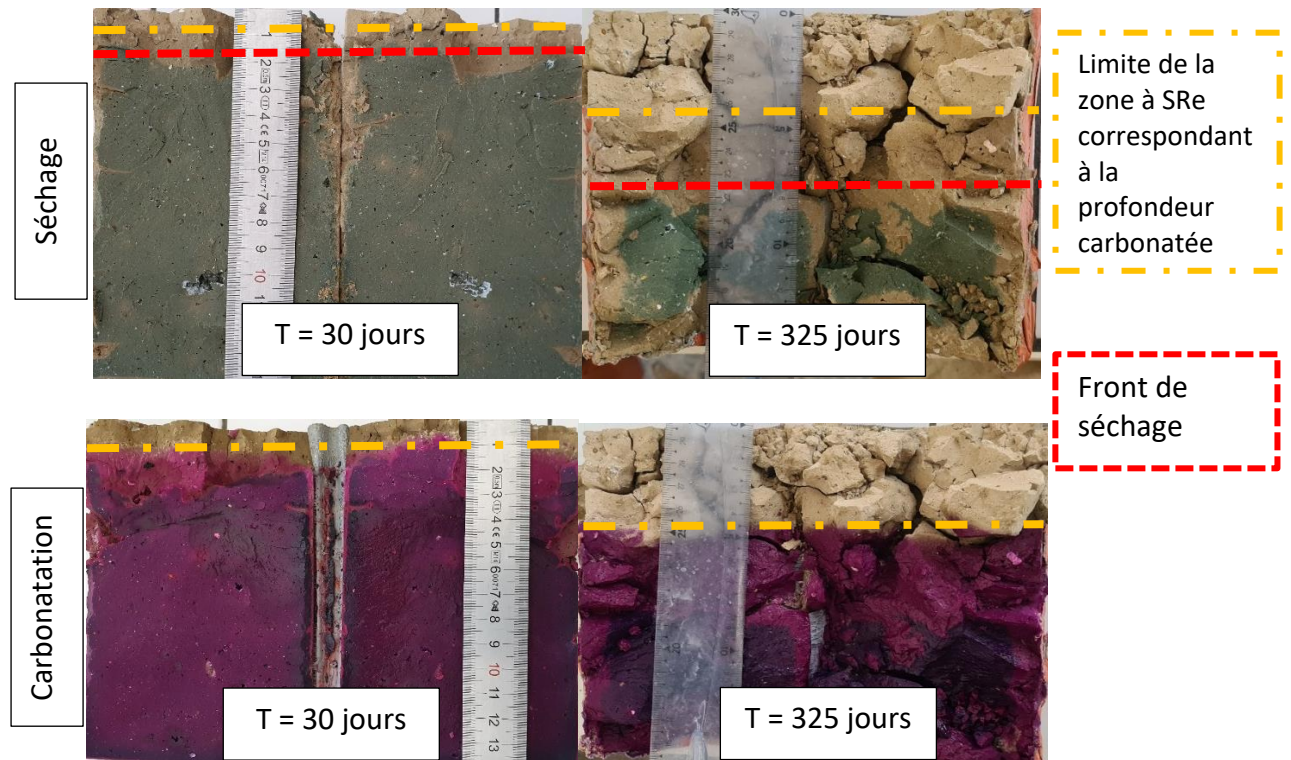


Figure V-17 : Evolution du front de séchage et du front de carbonatation pour les formulations S2C150 : *sans d'alimentation en eau par capillarité*

Les mêmes observations sont faites pour les formulations S2C150 à 30 et 325 jours (**Figure V-17**). Après 325 jours d'exposition, pour les formulations S2C150, on obtient une zone totalement sèche plus grande que celle observée pour une durée d'exposition plus longue (448 jours) avec les formulations S2C250. La profondeur de carbonatation mesurée à 325 jours est également plus importante (43 mm) que celle mesurée à 448 jours (32mm). Cela confirme l'influence positive du dosage en ciment sur l'évolution du séchage et de la carbonatation.

De ce qui précède, on constate l'influence du séchage sur la cinétique de carbonatation. La « zone intermédiaire » ne présente pas de carbonatation. La cinétique de carbonatation est très ralentie et est quasiment inexistante tant que les pores sont encore saturés, la diffusion du CO₂ dans l'eau étant 10 00 fois plus lente que dans l'air (cf. **V.2.1**). D'après les résultats présentés **Figure V-13a** après 90 jours d'exposition, la carbonatation débute lorsque le degré de saturation des échantillons descend en dessous de 80%. Cela implique qu'une alimentation en eau suffisante pour garder l'échantillon à une hygrométrie supérieure à 80% pourrait ralentir l'évolution du front de carbonatation, voire l'arrêter. La **Figure V-18** compare une éprouvette S2C200 dont la base n'est pas alimentée en eau avec une éprouvette S2C200 dont la base est immergée. On remarque que la zone intermédiaire est quasiment inexistante pour

un échantillon alimenté en eau alors que comme indiqué sur l'image de droite avec la ligne blanche, cette zone est plus prononcée pour les échantillons non alimentés. La remontée capillaire limite le séchage par la surface. Comme le front de carbonatation est limité à la zone la plus sèche (la ligne jaune est la limite de la partie carbonatée), une alimentation de la paroi en eau par sa face non excavée pourrait avoir un rôle favorable vis-à-vis de la progression de la carbonatation dans le temps.

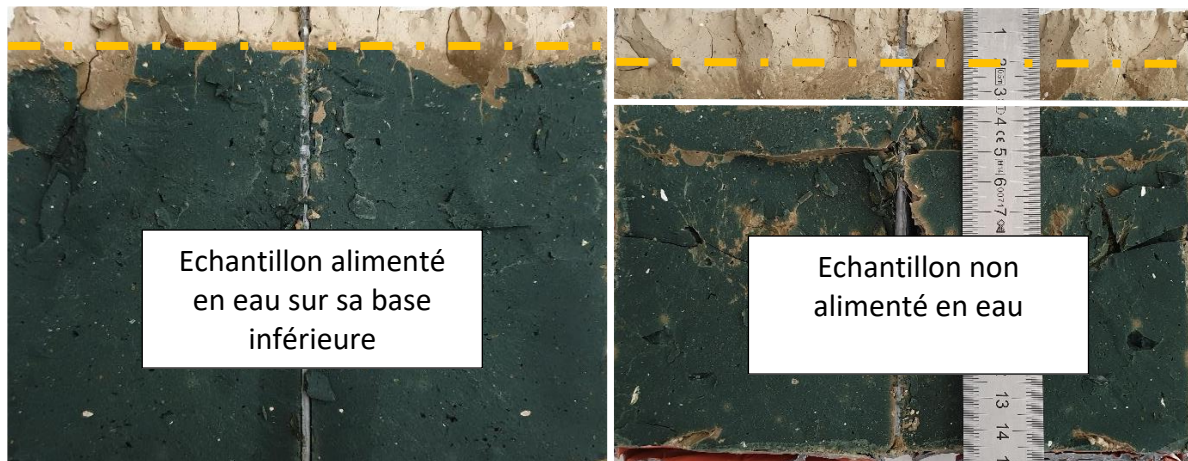


Figure V-18 : Echantillon S2C200 alimenté en eau par capillarité VS Echantillons S2C200 non alimenté en eau après 120 jours d'exposition

V.6 Approche empirique

Dans cette partie, nous essayons de proposer un modèle d'évolution de la carbonatation basé sur les résultats expérimentaux obtenus lors de cette étude. Ensuite, nous présentons l'influence du dosage en ciment et nous finissons par proposer un modèle basé sur les paramètres du matériau permettant d'évaluer l'évolution de la carbonatation dans le temps.

L'évolution de la profondeur de carbonatation dans un béton ordinaire est définie comme proportionnelle à la racine carrée du temps. Le coefficient de proportionnalité nommé K est généralement une constante dans le temps qui prend en compte les nombreux paramètres influant sur l'évolution de la carbonatation. La sensibilité des bétons ordinaires après leur temps de cure au séchage à l'air ambiant, et même aux températures inférieures à 105°C est faible par rapport à celui d'un béton de sol. L'évolution de la carbonatation dans les matériaux cimentaires est connue. Elle prend en compte l'état interne de saturation du béton et sa modification dans le temps suivant un certain nombre de processus chimiques, en plus des

paramètres physiques (porosité, perméabilité, taille des pores, etc.) du matériau et les conditions d'exposition.

V.6.1 Cas particulier des bétons de sol

Dans le cas spécifique d'un béton de sol, un paramètre supplémentaire (le séchage) doit être nécessairement pris en compte car son influence est très prononcée sur l'évolution de la carbonatation dans le temps. En effet, le séchage conditionne le début de la carbonatation pour tout béton. Mais pour le cas du béton de sol il peut engendrer des fissures et modifier la cinétique de carbonatation. L'évolution de la carbonatation dépend alors également de la conséquence du séchage sur l'échantillon, or pour un béton ordinaire, on peut dissocier le séchage de la carbonatation car la lenteur de la carbonatation permet d'éviter une dépendance des deux phénomènes. Le rapport E/C pour un béton de sol est généralement très importante (1,5 à 7) et sa porosité est très grande et varie entre 25% et 65% (Helson et al. 2017 ; Denies et Huybrechts 2012b). Dans une étude de laboratoire, ce béton est conservé sous eau ou soumis à une cure endogène afin d'éviter la carbonatation ainsi que le séchage du matériau qui peut causer du retrait et des fissurations. Sur chantier, le béton de sol est protégé vis-à-vis du séchage pendant le temps de cure par le sol en place.

Il est alors indispensable d'ajouter aux modèles existants un paramètre supplémentaire qui prend en compte l'évolution de l'état hydrique initial vers l'état hydrique d'équilibre avec l'environnement auquel il est exposé.

V.6.2 Influence du dosage en ciment

Comme l'indique la **Figure V-19**, la profondeur de carbonatation diminue avec l'augmentation du dosage en ciment. Nous constatons la même tendance pour les formulations S1 et S3. Les formulations issues du chantier ne suivent pas cette tendance. La carbonatation mesurée pour les échantillons issus du CS_1 est plus faible à même dosage de ciment que les formulations avec les sols S1 ou S3.

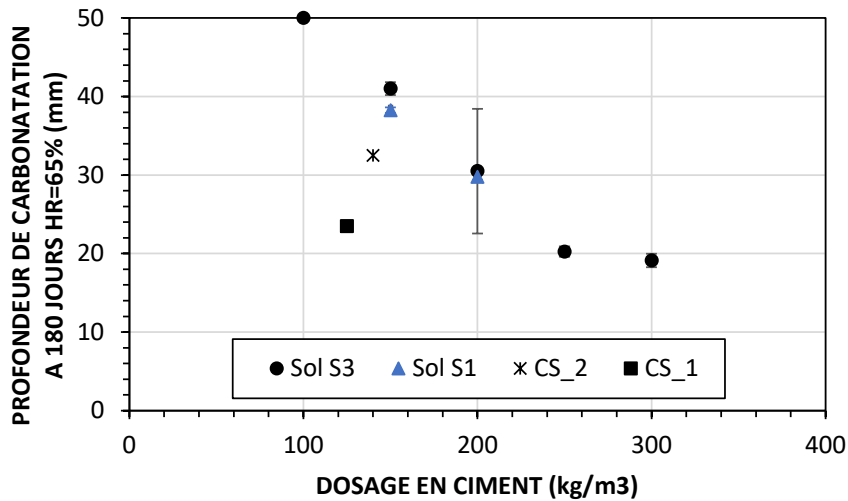


Figure V-19 : Variation de la profondeur de carbonatation en fonction du dosage en ciment après 180 jours d'exposition à HR=65%

On en conclut qu'il est possible d'évaluer la profondeur de carbonatation en fonction du dosage en ciment uniquement pour des matériaux ayant les mêmes teneurs en eau totale et donc même rapport E/C. Le rapport E/C conditionne la porosité de la pâte et la teneur en eau a aussi une influence sur l'importance du retrait et de la fissuration qui en découle.

Compte tenu de l'importante influence du séchage et de la vitesse de séchage sur l'évolution de la carbonatation, il faut pouvoir estimer l'influence du dosage en ciment sur la perte de masse (**Figure V-20**).

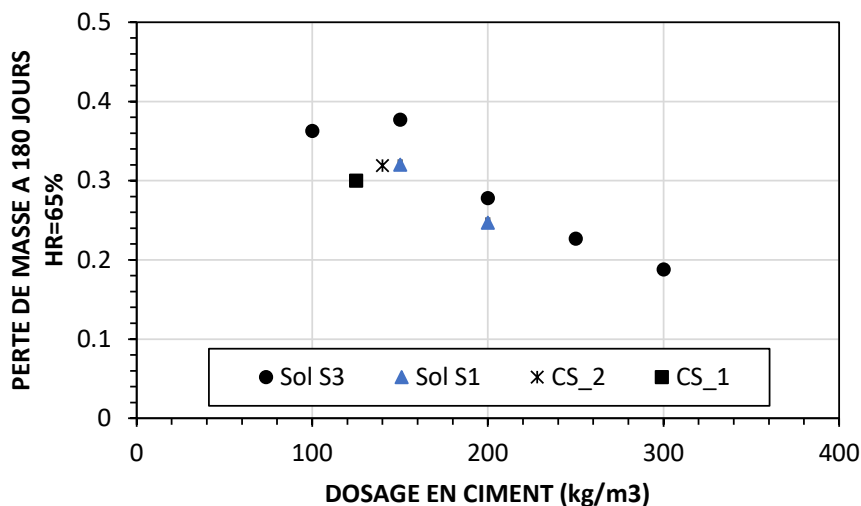


Figure V-20 : Variation de la perte de masse après 180 jours d'exposition à une HR=65% en fonction du dosage en ciment

V.6.3 Influence du rapport E/C

De tout ce qui précède, l'influence du rapport E/C s'avère prépondérante parmi les paramètres ayant une influence sur l'évolution de la carbonatation. Il peut permettre de faire une estimation globale assez juste de l'évolution de la carbonatation à un temps donné pour différentes formulations. Néanmoins, lorsque deux valeurs identiques de E/C sont issues de teneur en eau variable, l'influence de la teneur en eau devient prépondérante sur celle du rapport E/C.

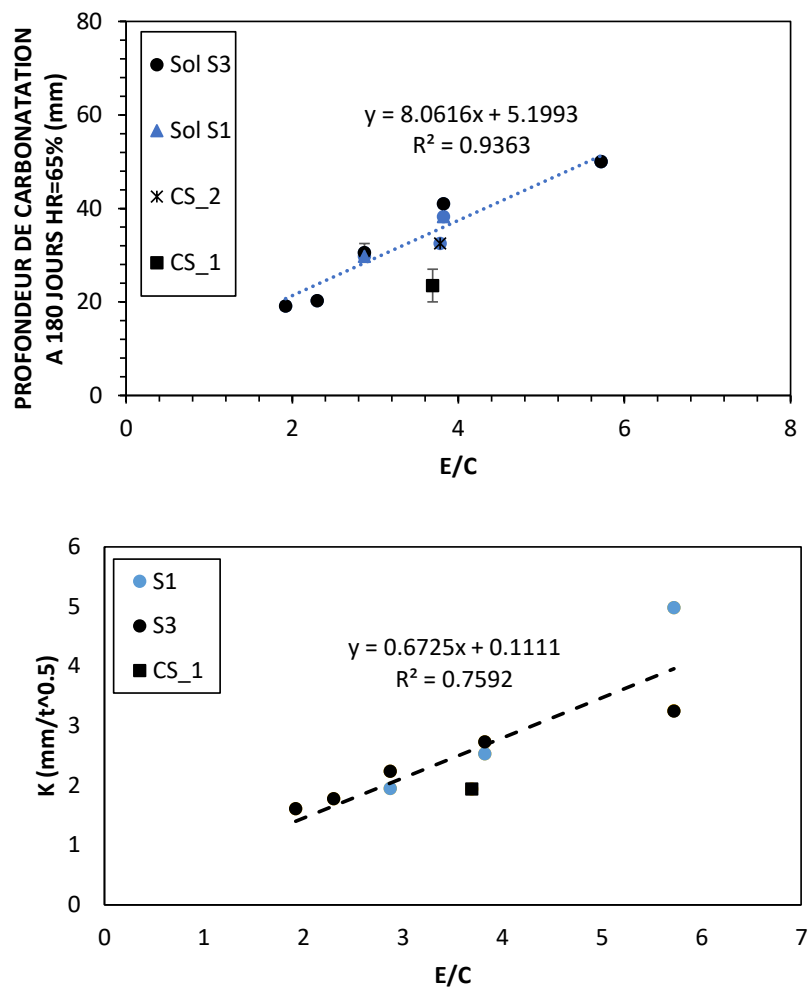


Figure V-21 : a) Variation de la profondeur de carbonatation en fonction du rapport E/C après 180 jours d'exposition ; b) Variation de la cinétique de carbonatation k (mm/ \sqrt{t}) en fonction de E/C avec une HR=65%, (au-delà de 180 jours de cure).

La **Figure V-21a** présente la profondeur de carbonatation en fonction du rapport E/C après 180 jours d'exposition à une hygrométrie de 65%. La tendance observée est linéaire et les échantillons du chantier CS_1 s'en éloignent légèrement. Cet écart peut être en partie relié à

l'hétérogénéité importante observée sur ces échantillons. Pour appuyer cette tendance, la **Figure V-21b** présente la cinétique de carbonatation K en fonction du rapport E/C . K étant déterminé à partir de la pente des droites de tendance de la **Figure V-8b** en supposant une évolution linéaire globale de la profondeur de carbonatation avec la racine du temps sans distinguer la phase de séchage du régime stabilisé.

De façon globale, on observe une influence linéaire de E/C sur la cinétique de carbonatation. Lorsque E/C diminue, le front de carbonatation progresse moins vite. Pour le rapport E/C de 5.72, on note une très grande différence de cinétique de carbonatation entre les sols S1 et S3 alors que les paramètres de formulations des deux mélanges sont identiques. Concernant le rapport E/C plus faible (inférieur à 5), les bétons de sols réalisés avec le sol S3 ont une vitesse de carbonatation légèrement supérieure aux bétons de sols réalisés avec le sol S1.

V.6.4 Variabilité de la cinétique de carbonatation K et expression de la carbonatation $X_c(t)$

En admettant que le profil de pression partielle de dioxyde de carbone est linéaire sur l'épaisseur carbonatée, et qu'il s'agit d'un phénomène à front raide, la profondeur de carbonatation théorique peut être supposée proportionnelle à la racine carrée du temps pour un béton normal (VU 2011):

$$X_c(t) = X_{0,t} + K\sqrt{t} \quad [V - 1]$$

Avec :

- $X_c(t)$, la profondeur de carbonatation (mm)
- $X_{0,t}$, la profondeur de carbonatation initiale (mm),
- $K \left(\frac{mm}{\sqrt{s}}\right)$, coefficient dépendant d'un ensemble de facteurs liés aux caractéristiques du béton (le rapport E/C , la nature du ciment, etc.) et aux conditions environnementales (la concentration du dioxyde de carbone, l'humidité relative, etc.),
- t (jours), le temps d'estimation de la profondeur de carbonatation.

Comme présenté dans le chapitre I, beaucoup de modèles proposés par différents chercheurs sont basés sur cette équation. Le coefficient k pour certains de ces modèles est constant pour un béton ordinaire.

L'évolution de la carbonatation pour les bétons de sol ne suit pas la même tendance que celle d'un béton ordinaire. En se basant sur le modèle de base équation [V-1] nous essayons alors de proposer un modèle qui prend en compte la variation de K dans le temps.

La **Figure V-22** représente l'évolution de K en fonction du temps pour les échantillons issus du CS_1 exposé à HR = 65%. On observe que le coefficient K n'est pas constant pour nos échantillons mais qu'il varie de façon logarithmique en fonction du temps lorsqu'il est pris individuellement. La **Figure V-23** représente le coefficient K en fonction de la perte de masse pour le chantier CS_1.

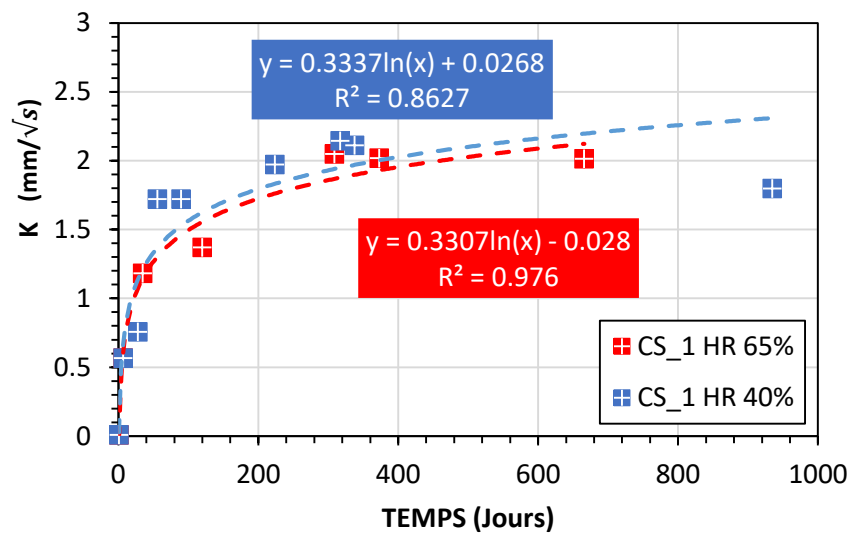


Figure V-22 : Variation du coefficient K en fonction du temps

La cinétique de progression du front de carbonatation augmente linéairement avec la perte de masse jusqu'à une certaine valeur correspondant à la stabilisation de la perte de masse de l'échantillon lorsque le séchage a atteint l'échantillon dans sa totalité.

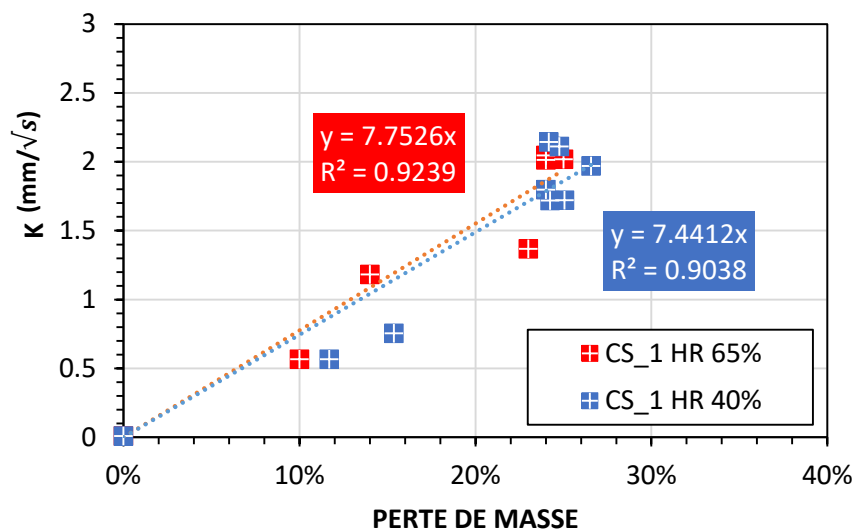


Figure V-23 : Variation du coefficient K en fonction de la perte de masse

On pourrait alors en déduire que l'évolution du coefficient K dépend de l'évolution de la perte de masse et par conséquent de la vitesse à laquelle le degré de saturation de l'échantillon passe de son état initial au degré de saturation correspondant à l'état d'équilibre avec l'hygrométrie d'exposition.

Le degré de saturation varie de façon logarithmique dans le temps jusqu'au degré de saturation d'équilibre avec l'hygrométrie d'exposition (**Figure V-24 et Figure V-25**). On peut donc écrire :

$$SR_{HR}(t) = \alpha \ln(t) + 1 \quad [V - 2]$$

Avec ;

α , le coefficient dépendant des paramètres influant sur le séchage de l'échantillon (HR d'exposition, E/C, hauteur de séchage (mm), etc.) ;

$SR_{HR}(t)$, le degré de saturation au temps t.

L'évolution de la carbonatation dans le temps dépend de la variation du degré de saturation dans le temps. Mais cette influence s'arrête une fois l'équilibre hydrique entre le matériau et l'hygrométrie d'exposition atteinte. En effet à partir de ce temps, il n'y a plus d'évolution du séchage. Ce temps peut être estimé par l'équation suivante obtenue en posant $SR_{HR}(t_e) = SR_e$:

$$t_e = e^{\frac{SR_e - 1}{\alpha}} \quad [V - 3]$$

Avec

- t_e , le temps où le degré de saturation correspondant à l'état d'équilibre de l'hygrométrie d'exposition est atteint dans le matériau ;
- SR_e , est le degré de saturation de l'échantillons dès lors qu'on atteint l'équilibre hydrique.

L'évaluation de l'influence du séchage du matériau nous permet alors d'interpréter par rapport à nos résultats, l'évolution de la profondeur de carbonatation dans temps. On sait que le coefficient K varie de façon logarithmique dans le temps en fonction de séchage et il se stabilise une fois que la perte de masse n'évolue plus. On peut alors écrire :

$$\begin{cases} K(t) = sLn(t) & \text{Pour } t < t_e \\ K(t) = sLn(te) & \text{Pour } t \geq t_e \end{cases} \quad [V - 4]$$

Avec ;

- s , un coefficient dépendant d'un ensemble de facteurs liés aux caractéristiques du béton de sol (le rapport E/C, la porosité, la nature du ciment) et aux conditions environnementales (concentration du CO₂, humidité relative, influence du taux de séchage sur l'évolution de la carbonatation)
- t (jours), le temps
- t_e (jours), le temps où le degré de saturation correspondant à l'état d'équilibre de l'hygrométrie d'exposition est atteint dans le matériau

En considérant les deux conditions, l'estimation de la profondeur de carbonatation peut se faire (en injectant V-4 dans V-1) avec l'équation :

$$\begin{cases} X_c(t) - X_0(t) = sLn\left(\frac{t}{t_0}\right)\sqrt{t} & \text{Pour } t < t_e \\ X_c(t) - X_0(t) = s\left(\ln\frac{t_e}{t_0} + 1\right)\sqrt{t} & \text{Pour } t \geq t_e \end{cases} \quad [V - 5]$$

Avec ;

- $t_e = \frac{SR_e^{-1}}{\alpha}$ (Jour)
- t , le temps (Jour)
- $t > t_0$
- $t_0 = 1$ Jour, temps minimum de début de mesure de profondeur de carbonatation.

Dans le paragraphe suivant, nous déterminerons les paramètres s et α en fonction des paramètres de formulation et de la porosité.

Rappelons que dans cette équation, nous limitons l'influence de la variation du degré de saturation initiale vers le degré de saturation d'équilibre dès qu'on atteint l'équilibre hydrique. C'est-à-dire que le temps t_e définit la limite au-delà de laquelle la cinétique de carbonatation (K) est stabilisée.

Dans le cas où on suppose infinie l'influence de la variation du degré de saturation jusqu'à l'équilibre, la fonction K n'est plus limitée par t_e . L'équation de K s'écrira alors :

$$K(t) = sLn(t) \quad [V - 6]$$

A cet effet, le modèle de la détermination de la profondeur de carbonatation sans prise en compte de la stabilisation du séchage

$$X_c(t) - X_0(t) = sLn\left(\frac{t}{t_0}\right)\sqrt{t} \quad [V - 7]$$

Dans cette équation, on suppose alors que la variation du degré de saturation est infinie suivant le logarithme. C'est-à-dire que le degré de saturation peut continuer à diminuer très légèrement.

V.6.5 Détermination des paramètres α et s

Le paramètre α dirige la cinétique de séchage du matériau dans le temps. Elle dépend de l'hygrométrie d'exposition et des caractéristiques du matériau comme le rapport E/C, la porosité, la distribution des pores et la perméabilité. Nous ne modélisons pas ici l'estimation de ce paramètre α , nous nous contentons uniquement de le déterminer expérimentalement à l'aide du modèle de séchage proposé. Rappelons alors que les valeurs déterminées dépendent des conditions de nos essais (ciment utilisé, âge du matériau, formulations, type de sol). Ce sont des valeurs expérimentales spécifiques pour nos essais qui ne seraient pas généralisables à d'autres matériau et conditions expérimentales

La **Figure V-24** et la **Figure V-25** présentent l'évolution du degré de saturation dans le temps pour l'ensemble des échantillons soumis à l'étude de carbonatation. Le degré de saturation est déterminé en utilisant la porosité suivant les deux formules [V-6] et [V-7].

$$Sr = \frac{mh_{saturé} - mS_{Sr}}{mh_{saturée} - mS} \quad [V - 8]$$

$$mS = mh_{saturée} * \left(1 - \frac{\rho_{eau} * \eta}{\rho_{h\ saturé}}\right) \quad [V - 9]$$

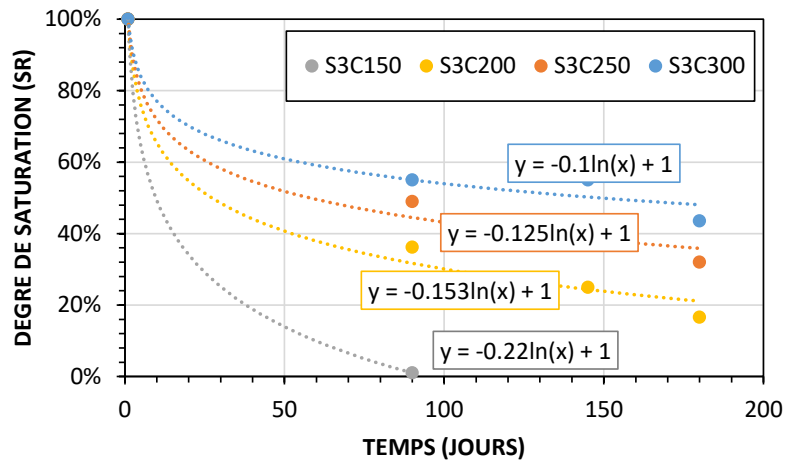


Figure V-24 : Variation du degré de saturation avec le temps pour les échantillons formulés avec le sol S3 soumis à une hygrométrie de 65% après une cure de 180 jours sous l'eau

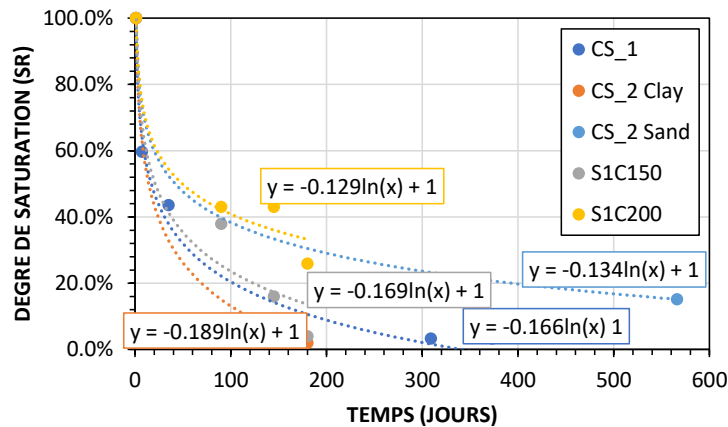


Figure V-25 : Variation du degré de saturation avec le temps pour les échantillons formulés avec le sol S1 et pour les échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 S3 soumis à une hygrométrie de 65% après une cure de 180 jours sous l'eau

Les valeurs des coefficients α pour différentes formulations sont déterminées à partir de ces courbes. Afin de mieux cerner la signification de ce paramètre et vérifier la cohérence des estimations, nous présentons dans la **Figure V-26**, la variation de α en fonction du rapport E/C des formulations. On constate que le rapport E/C donne une approximation acceptable, mais une meilleure estimation peut être effectuée en prenant en compte d'autres paramètres supplémentaires comme la hauteur des échantillons car elle influe sur la cinétique de séchage.

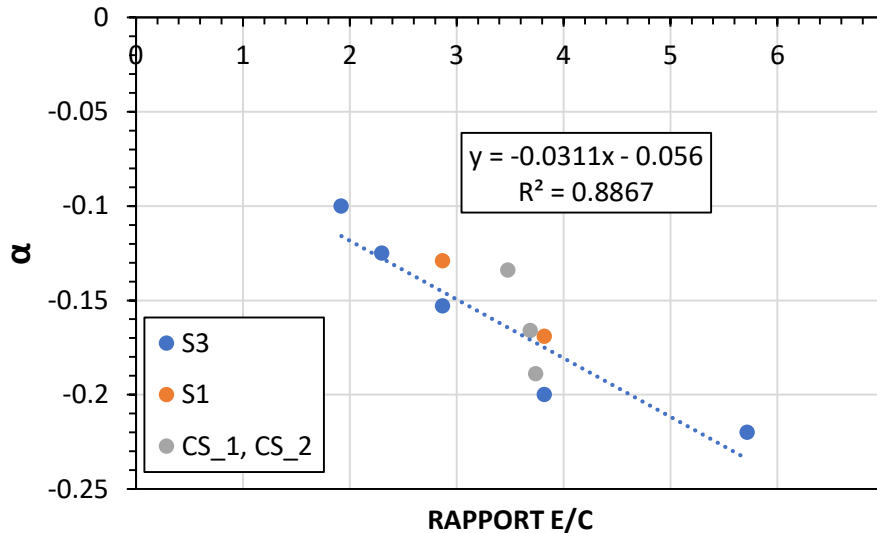


Figure V-26 : Variation du coefficient α en fonction du rapport E/C

Le coefficient s est le coefficient qui dirige la cinétique de carbonatation. Dans le modèle proposé, on lui applique l'influence du séchage avec la fonction logarithmique lorsque le temps d'équilibre n'est pas atteint et lorsqu'il est atteint, on revient à un modèle de carbonatation avec un coefficient k indépendant du temps.

La détermination expérimentale du paramètre s sur chacune des profondeurs de carbonatation mesurée indique une relation linéaire avec le produit $\alpha \cdot E/C \cdot \eta \cdot W$ (**Figure V-27**). Le choix des éléments de ce produit est fait pour prendre en compte un certain nombre de phénomène.

- Le rapport E/C prend en compte l'efficacité de l'eau apportée dans la formulation par rapport au ciment (résistance en compression, part d'eau liée, degré d'hydratation maximal pour la quantité d'eau).
- La teneur en eau totale W prend en compte la proportion d'eau par rapport aux éléments secs (ciment + sol sec + chaux et ou bentonite si ajoutée dans la formulation). Il prend donc en compte la part d'eau libre restante après l'eau absorbée et adsorbée par les argiles présentes car cette part d'eau influe beaucoup sur la perméabilité et la connexion entre les pores et ne peut être prise en compte par le seul rapport E/C pour le béton de sol.
- La porosité mesurée après confection sur des éprouvettes permet de rajouter l'influence de la qualité du malaxage sur chantier et même en laboratoire car celle-ci

augmente le volume de pore qui aurait pu être déduit de la teneur en eau totale. Les mélanges trop fermes génèrent beaucoup d'air occlus et les mélanges plus fluides en génèrent moins. C'est pour cela que pour ce matériau, on trouve une relation entre porosité et masse volumique mais pas entre la porosité et le rapport E/C, ce qui paraît pourtant évident pour les bétons ordinaires.

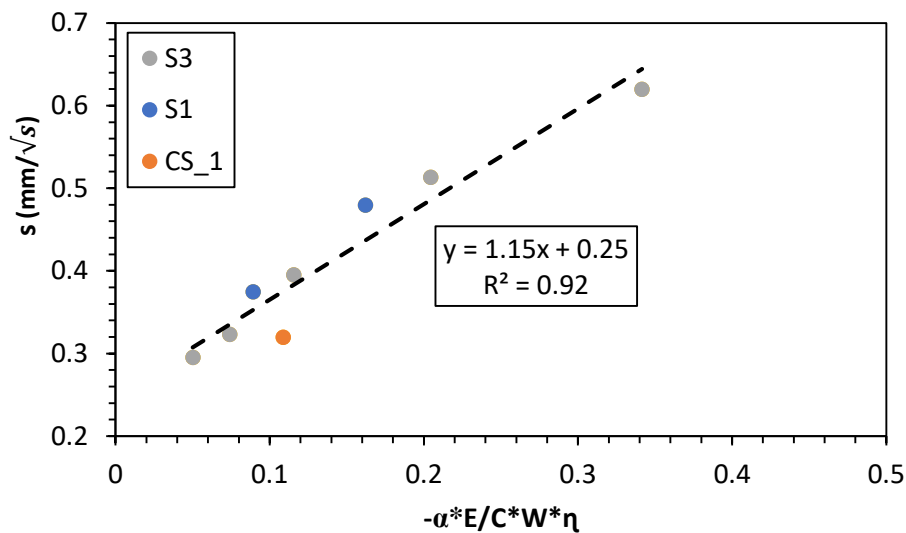


Figure V-27 : Variation du coefficient s en fonction du produit $\alpha * E/C * \eta * W$ pour $Hr = 65\%$

Nous proposons une estimation du paramètre s dépendant de α , des paramètres de formulation et de la porosité du béton de sol. On peut écrire :

$$s = -1,15 * \alpha * \frac{E}{C} * W * \eta + 0,25 \quad [V - 10]$$

E/C , est le rapport massique de l'eau totale sur le ciment ;

W , la teneur en eau totale du mélange,

η , la porosité à l'eau,

s , en (mm/ \sqrt{s})

α , est le coefficient gouvernant le séchage et prenant en compte l'influence de la longueur de l'échantillon sur la vitesse de séchage.

0,25 est un coefficient qui dépend des paramètres d'expositions (hygrométrie et température) et 1.15, un coefficient régissant l'influence du taux de CO_2 sur les paramètres du matériau

après que le matériau soit arrivé à l'équilibre hydrique. Nous ne modélisons pas ces deux coefficients dans cette étude. Nous utilisons les valeurs expérimentales.

Le modèle d'estimation de la profondeur de carbonatation proposé prend en compte l'influence du séchage. Sur la **Figure V-28**, nous comparons la profondeur de carbonatation estimée par le modèle avec les valeurs expérimentales pour les échantillons en équilibre hydrique [V-5] ainsi que les échantillons qui ne sont pas encore en équilibre hydrique [V-7]. Les résultats montrent une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et les résultats estimés.

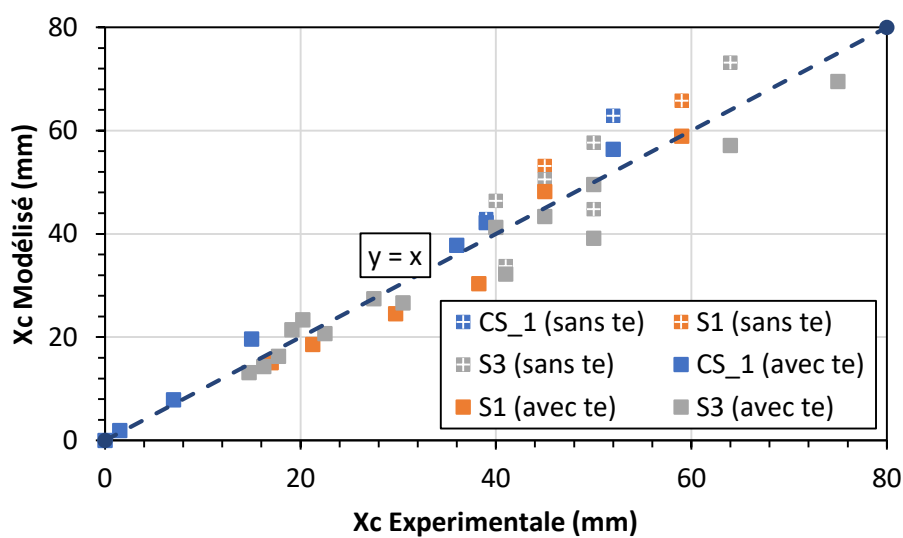


Figure V-28 : $X_c(t)$ réelle en fonction de $X_c(t)$ modélisé ; avec te [V-5] et sans te [V-7] indiquant la prise en compte de l'arrêt de l'influence du séchage lorsque l'état d'équilibre est atteint ou non.

V.7 Conclusion

L'objectif de ce chapitre était d'étudier la carbonatation des bétons de sol de façon globale afin d'apporter des premiers éléments de réponse sur des matériaux issus de chantier et des matériaux réalisés en laboratoire. Ces résultats font suite aux travaux de recherche de (Guimond-Barrett 2013) et pourront être un point de départ sur la connaissance du comportement de ce matériau vis-à-vis de ce paramètre de durabilité.

Cette étude a été réalisée sur deux chantiers différents et sur des échantillons confectionnés au laboratoire avec du sol issu d'un des chantiers. Dans un premier temps, nous avons étudié l'influence de la variation de l'hygrométrie d'exposition sur la carbonatation et le séchage des échantillons issus du premier chantier CS_1. Cette étude a montré qu'il y a une influence du séchage sur la carbonatation qui s'observe par une augmentation de la cinétique de carbonatation après un certain temps. De plus une hygrométrie d'exposition plus élevée semble ralentir la cinétique de carbonatation. Les hygrométries d'exposition choisies n'ont cependant mis en évidence que des écarts de faible amplitude. Ensuite, l'étude de la carbonatation des échantillons confectionnés en laboratoire (8 formulations testées composé de deux sols différents prélevés sur le chantier CS_1) a démontré une influence positive de l'augmentation du dosage en ciment pour la réduction de la profondeur de carbonatation. L'augmentation de la proportion d'argile semble également réduire la cinétique de carbonatation pour les faibles dosages en ciment. On peut supposer qu'elle entraîne une diminution de la proportion des gros pores ralentissant ainsi la cinétique de la carbonatation. La comparaison entre les échantillons issus du chantier et les échantillons réalisés en laboratoire relève l'importance du rapport E/C sur l'évolution du séchage et de la carbonatation dans le temps.

Parallèlement, l'étude de l'influence de l'hygrométrie d'exposition a montré qu'il faut un séchage minimum pour que la carbonatation débute. Un échantillon de béton de sol doit alors atteindre un degré de saturation inférieur à 80% pour mesurer une carbonatation de 1mm à 90 jours d'exposition. L'étude de l'influence du séchage met également en évidence cette analyse car elle indique que l'alimentation en eau ralentit le séchage et pourrait même l'interrompre au-delà d'un temps donné limitant la carbonatation.

L'utilisation du coefficient K désignant la cinétique de carbonatation au-delà de l'influence du séchage permet de relier la cinétique de carbonatation au rapport E/C. Cependant, il y a une corrélation intéressante qui permet de connaître la profondeur de carbonatation en fonction du rapport E/C à 180 jours d'exposition à une hygrométrie de 65% (hygrométrie ambiante variant entre 55% et 75%).

La dernière partie de ce chapitre, étudie la variation de la cinétique de carbonatation K en fonction du séchage et propose une façon de l'estimer et ainsi d'estimer la profondeur de carbonatation dans le temps, tout ceci en se basant sur le modèle de base indiquant la proportionnalité entre la profondeur de carbonatation et la racine carré du temps. Rappelons que ce modèle est proposé par rapport aux échantillons étudiés et a pour objectif de donner un point de départ ou un premier point d'observation de l'évolution de la carbonatation et du séchage dans les bétons de sol. Il doit être amélioré avec un échantillonnage plus important pour être généralisé.

VI. COMPORTEMENT VIS-A-VIS DES CYCLES DEGEL-DEGEL

VI.1 Introduction

La durabilité de tout matériau devient très importante lorsque celui-ci doit être utilisé pour la construction d'ouvrages définitifs. L'approche béton de sol utilisée pour le matériau communément appelé Soil Mixing associé à l'intérêt de son utilisation pour des ouvrages définitifs et structurels nécessitent une meilleure connaissance de sa durabilité. De nombreuses recherches sont réalisées sur la durabilité de ce matériau vis-à-vis des cycles d'humidification séchage, attaque sulfatique, etc... mais aucune recherche ne concerne particulièrement le comportement vis-à-vis des cycles de gel/dégel des matériaux du Soil Mixing.

L'étude du comportement vis-à-vis des cycles de gel/dégel réalisée porte sur 3 différents chantiers de constructions et 8 différentes formulations réalisées au laboratoire avec du sol issu du chantier. Les résultats de l'étude sur les échantillons testés sont comparés et analysés afin d'observer les écarts entre les matériaux issus de chantier et ceux fabriqués en laboratoire. Cette étude comparative est enfin suivie d'une approche analytique afin de relier les variations de propriétés résiduelles en fonction des paramètres de formulations et de propriétés à l'état sain.

Quelques paramètres de formulation et propriétés physiques et mécaniques à l'état sain des différents échantillons testés sont présentés dans le **Tableau VI-1**.

Tableau VI-1 : Paramètres de formulations et propriétés à l'état sain de l'ensemble des échantillons testés à partir de 90 jours

	Dosage en ciment (kg/m ³ de béton de sol)	W totale (%)	E/C total	η (%)	K (m/s)	ρ mes (kg/m ³)	Rc (MPa)	E dyn (GPa)
S1C100	100	0,50	5,72	51,08	3,00E-10	1712	2,6	5,4
S1C150	150	0,50	3,82	50,18	1,98E-11	1740	8,3	7,9
S1C200	200	0,50	2,87	48,19	1,40E-10	1705	13,9	9,2

S3C100	100	0,50	5,72	54,28	9,38E-10	1712	3,2	5,1
S3C150	150	0,50	3,82	53,52	9,56E-11	1691	8,3	6,4
S3C200	200	0,50	2,87	52,59	1,50E-11	1689	13,9	7,7
S3C250	250	0,50	2,30	51,54	4,35E-11	1712	18,1	8,8
S3C300	300	0,50	1,90	52,21	3,60E-10	1718	18,1	8,7
CS_1 (180 jours)	125	0,32	3,69	55,45	7,62E-09	1665	2,3	5,9
CS_2 Clay	139	0,40	3,74	NC	4,60E-10	1773	4,8	7,4
CS_2 Sand	139	0,35	3,48	NC	3,40E-10	1865	6,9	7,8
CS_3	140	0,27	2,4	NC	NC	1919,65	13,0	11,9

Le comportement au gel-dégel de l'ensemble de ces formulations est étudié en utilisant la norme **NF P 98-234-1** applicable sur des sols traités aux liants. Cette norme définit un cycle de gel/dégel de 24 heures avec une phase de refroidissement qui dure 4h, de 10°C à -10°C, un palier de gel de 14h à -10°C, une phase de décongélation de -10°C à 10°C en 2h et une dernière phase de dégel de 4h à 10°C (cf. **II-21**).

Les phases de gel et de dégel s'effectuent à l'air dans une chambre froide munie d'un système de pilotage. La consigne définie par la norme est programmée. Des thermocouples sont disposés dans la chambre et à l'extérieur de la chambre pour s'assurer de la fiabilité des mesures de température et du respect des consignes de la chambre froide. La **Figure VI-1** présente la consigne théorique programmée et la variation de la température dans la chambre froide. L'écart mesuré entre les deux courbes est suffisamment faible pour valider les protocoles utilisés. Les échantillons sont initialement saturés à 100% par cure dans l'eau. Ensuite, avant les essais, ils sont posés sur une grille pendant 2h à une température de 20°C (selon la norme) avant leur insertion dans le four. C'est pendant cette période de 2h que les mesures à l'état sain sont prises.

Les échantillons confectionnés au laboratoire et testés sont ceux des formulations avec les sols S1 et S3. Ce choix permet d'étudier l'influence du dosage en ciment et d'observer

l'influence de la nature de sol sur l'altération des propriétés due aux cycles de gel-dégel. Les échantillons issus du chantier concernent les chantiers CS_1, CS_2 et CS_3.

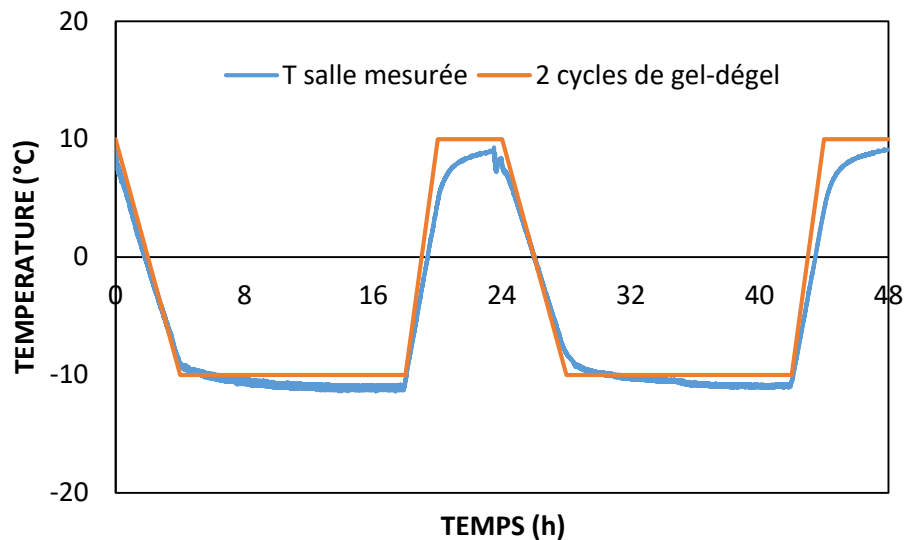


Figure VI-1 : Comparaison du cycle de gel-dégel théorique et la température mesurée dans la chambre froide

Rappelons que les échantillons issus du chantier CS_2 sont groupés en 2 en fonction de leur différence de nature du sol plus argileuse et plus sableuse.

La réponse thermique des différents échantillons testés sera présentée et analysée. Ensuite, l'évolution des propriétés mécaniques vis-à-vis des cycles de gel/dégel est présentée. Une analyse de l'influence de différents paramètres de formulations et des propriétés initiales est réalisée.

VI.2 Réponse thermique des éprouvettes au cours des cycles de gel/dégel

Un échantillon de chaque formulation est spécialement instrumenté pour la mesure de la température. Les thermocouples sont positionnés au centre et en surface des échantillons. Pour le thermocouple du centre, un trou de 3 mm de diamètre a été foré depuis la surface jusqu'au centre de l'échantillon au niveau médian. La sonde de température est installée à travers ce trou au centre de l'échantillon. Le trou est ensuite rempli avec de la poudre du même matériau. Les échantillons confectionnés au laboratoire sont des éprouvettes cylindriques de dimensions $D = 6$ cm et $H = 12$ cm. Les échantillons issus du chantier CS_1 sont

de dimensions $D = 10$ cm et $H = 20$ cm, tandis que les échantillons issus des chantiers CS_2 et CS_3 sont de dimensions $D = 11$ cm et $H = 22$ cm.

Pour illustrer les phénomènes physiques mis en œuvre, nous présentons (**Figure VI-2**) la réponse thermique d'un échantillon de pierre calcaire lors d'un cycle de gel-dégel (Vigroux 2020). L'eau contenue dans le matériau demeure à l'état liquide jusqu'en dessous de 0°C . Cette phase appelée surfusion est caractérisée par son point de congélation qui représente la température négative maximale au-delà de laquelle la transformation d'eau en glace démarre.

Cette phase est suivie d'une phase générant une réaction exothermique qui permet à la température de l'eau de s'élever brusquement et de tendre à se stabiliser vers 0°C . A ce stade, la température du matériau reflète l'équilibre entre l'apport de chaleur dû à la formation de la glace et la perte de chaleur dans l'environnement. Cette température reste stable tant que toute l'eau susceptible de geler n'est pas transformée en glace. Une fois l'eau transformée en glace, le dégagement de chaleur s'arrête et la température au sein du matériau peut s'abaisser de nouveau jusqu'à atteindre la température minimale T_{\min} . La remontée en température vers 10°C , dictée par la chambre froide va conduire la température du matériau à se stabiliser de nouveau à des températures proches de 0°C , où le processus de dégel va se produire. A la fin de cette phase où l'eau se liquéfie, la température se remet à augmenter jusqu'à T_{\max} , qui représente la température maximale associée à la température cible positive du cycle de gel/dégel. L'ensemble de ces phases se retrouve lors d'un cycle de gel/dégel quel que soit le matériau (Walbert 2015).

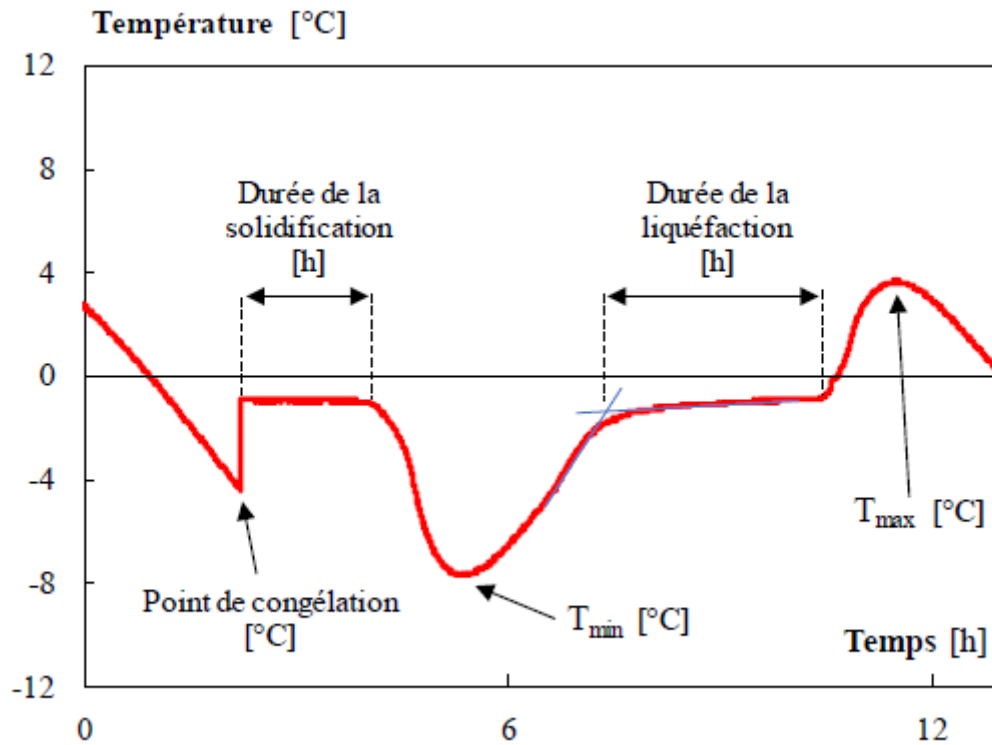


Figure VI-2 : Illustration et définition des différentes phases rencontrées lors d'un cycle de gel-dégel de 12h pour les pierres (Vigroux 2020)

Cependant, ce sont les différents paramètres qui en découlent qui diffèrent d'un matériau à un autre. Les valeurs de ces paramètres sont donc singulières à chaque matériau, et à ses propriétés intrinsèques.

La **Figure VI-3** présente les variations de la température en surface et au centre des échantillons des formulations avec le sol S1. Les formulations concernées pour ce sol sont celles avec les dosages en ciment de 100, 150 et 200 kg/m³. Entre 100 et 150 kg/m³ de dosage en ciment, la température du point de congélation est la même. Pour le dosage de 200 kg/m³, le point de congélation a une température plus basse que celle des deux précédentes. Pour la formulation S1C100, on note une durée de solidification de 2 heures. Cette durée plus longue est à mettre en rapport avec un volume d'eau plus important et une plus grande dimension des pores. Les formulations avec un plus faible dosage en ciment ont alors une plus grande porosité. Compte tenu de la variation de la porosité en fonction du dosage en ciment qui est de l'ordre du pourcentage unitaire (1%), et en prenant en compte l'absence complète du palier de solidification pour les formulations avec des dosages plus élevés, on pourrait conclure qu'à porosité égale, l'augmentation du dosage en ciment réduit la quantité d'eau

n'entrant pas dans la composition des CSH. Cette eau n'est alors plus disponible pour la transformation en glace, d'où l'absence de durée de solidification.

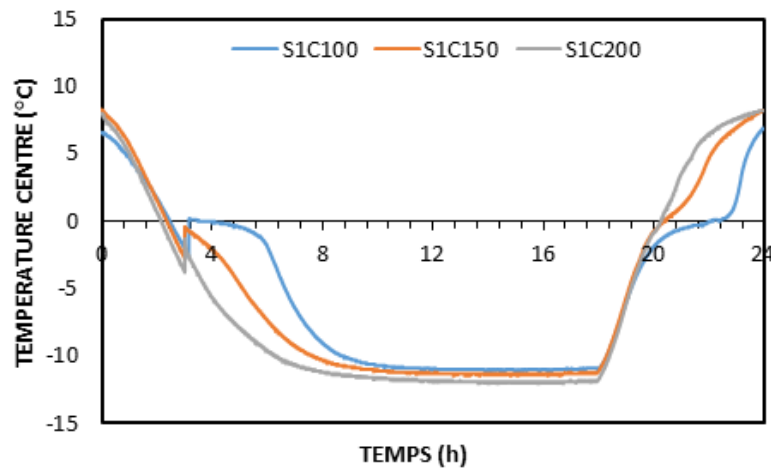


Figure VI-3 : Variation de la température au centre et à la surface latérale des échantillons de formulations avec le sol S1

La formulation S3C100 réalisée avec le sol S3 ne se comporte pas de la même façon que la formulation S1C100. D'abord, le point de congélation pour toutes les formulations avec le sol S3 arrive une heure plus tard qu'avec les formulations avec le sol S1. Mais une durée très courte de congélation au centre des échantillons indique la présence de plus de pores moyens à fins, car une courte durée de congélation révèle une plus faible quantité d'eau disponible pour la transformation en glace pour les formulations avec le sol S3. En effet, la proportion plus importante d'argile induit une rétention d'eau plus importante et une réduction d'eau libre qui se congèle. L'eau de rétention appartient à une porosité beaucoup plus fine car elle est liée aux dimensions des particules fines d'argile. Par conséquent, cette eau crée une porosité beaucoup plus fine que celle créée par l'eau libre. Cette analyse se confirme avec le comportement de la formulation S3C100, qui atteint au cœur de l'éprouvette 0°C mais pendant une durée de congélation beaucoup plus courte (moins d'une heure) que la formulation S1C100. L'étude de l'influence de l'argilosité sur les propriétés physico-mécaniques faite par Helson (2017) indique que l'augmentation de l'argilosité et l'augmentation du dosage en ciment crée une diminution des pores dits « grands » et une augmentation des pores dits « moyens » (Helson 2017). Pour l'ensemble des échantillons, l'évolution de la température dans les éprouvettes n'est pas modifiée par la répétition des cycles de gel-dégel.

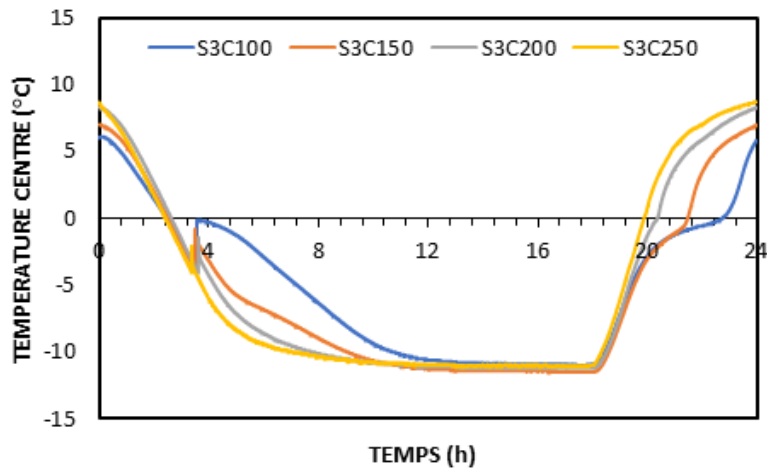


Figure VI-4 : Variation de la température au centre et à la surface des échantillons de formulations avec le sol S3

Les différentes phases proposées par la **Figure VI-2** sont observables sur tout type d'échantillon soumis au gel mais dans des proportions différentes. Les échantillons issus du chantier avec des dimensions plus grandes ($D > 10$ cm et $H > 20$ cm), ne présentent pas l'ensemble des phases représentées sur la **Figure VI-2**. Pour les échantillons issus du chantier, les points de congélation sont observés à des températures très proches de 0°C . Ce point de congélation plus élevé que celui des échantillons de laboratoire (-4°C) pourrait être dû aux plus grandes tailles des éprouvettes des échantillons issus du chantier. En effet, les éprouvettes de grandes tailles contiennent plus d'eau et comme expliqué plus haut pour une quantité d'eau plus importante à congeler, le point de congélation est plus élevé (Vigroux 2020). Pour les échantillons du chantier CS_2 : Clay (échantillons avec du sol plus argileux), l'eau contenue dans les pores semble ne pas dégeler complètement (**Figure VI-5**) car après la partie dégel du cycle, la température au centre des échantillons ne dépasse pas 0°C . Ce qui indique que pour le volume des échantillons testés les phases de dégel ne sont pas suffisamment longues pour permettre une décongélation totale de l'eau contenue dans les pores au niveau du centre de l'éprouvette (**Figure VI-5**). La comparaison avec les échantillons du chantier CS_3 montre que bien qu'ayant le même volume, l'augmentation de la température durant la phase de dégel est plus importante (6°C) pour les échantillons du chantier CS_3 que pour les échantillons du chantier CS_2 (0 à 2°C) et CS_1 (3°C). De plus, le palier de liquéfaction est moins long pour les échantillons issus du chantier CS_3. La consommation de chaleur sous forme latente est donc moindre et témoigne alors d'une plus

faible quantité d'eau disponible. Cela se confirme par la teneur en eau totale des échantillons CS_3 (23%) qui est plus faible que celle des échantillons CS_2 (35 à 40%) et CS_1 (32%).

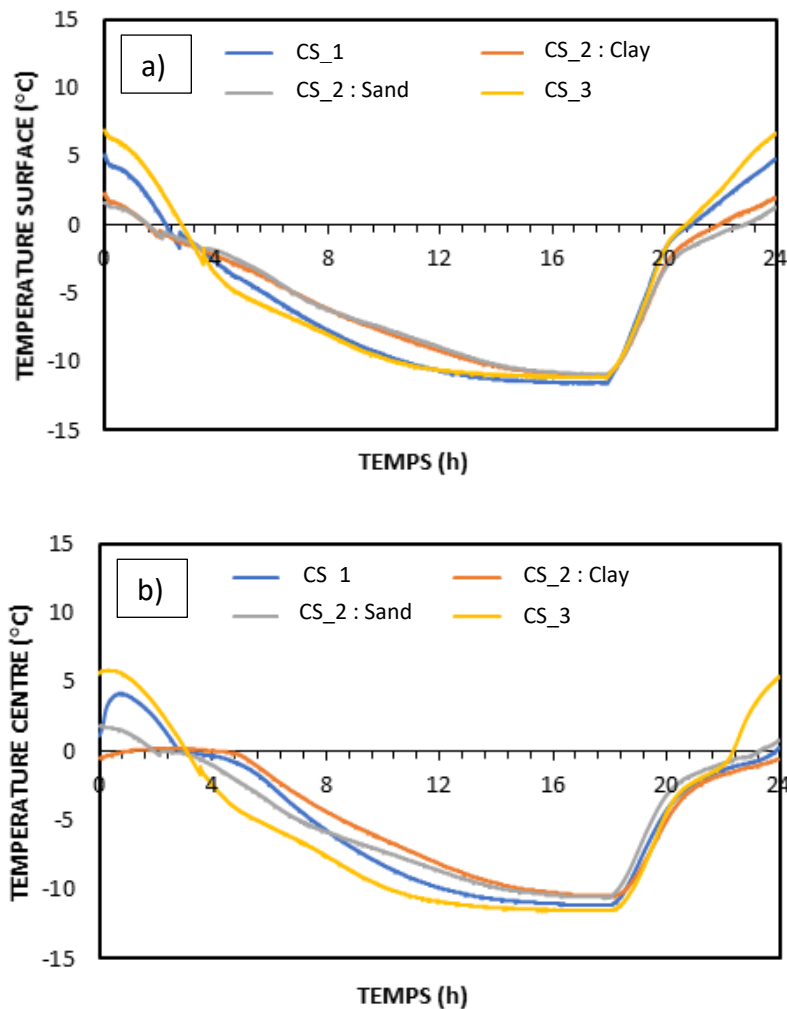


Figure VI-5 : Variation de la température a) en surface et b) au centre des échantillons issus des chantiers CS_1, CS_2 et CS_3

L'effet de la plus faible teneur en eau des échantillons du CS_3 est validé également par la plus longue durée de gel observée à -10°C parmi les échantillons de chantier car ces échantillons ont atteint les -10°C plus tôt que les autres. L'atteinte rapide de la température minimale implique la présence d'une plus faible quantité d'eau. Cette phase de gel à -10°C dure 6h pour les échantillons du CS_3, alors qu'elle dure un peu plus de 2h pour les échantillons du chantier CS_2 et moins de 5h pour les échantillons du chantier CS_1.

VI.3 Evolution des propriétés après les cycles de gel/dégel

L'évaluation des propriétés mécaniques résiduelles à l'issue des cycles de gel/dégel est effectuée suivant la démarche expérimentale décrite dans le paragraphe II. Afin de suivre

l'évolution des propriétés en fonction du nombre de cycles, les échantillons sont soumis à 1, 6 et 20 cycles de gel-dégel. Le dernier nombre, 20, est le nombre total de cycles recommandé par la norme. Cinq échantillons sont prélevés après chaque palier et les mesures de masse, de vitesse des ondes P et de résistance en compression sont réalisées. Les valeurs présentées sont issues de la moyenne de mesures faites sur 5 échantillons. L'écart type n'est pas présenté sur les courbes car nous présentons toutes les valeurs en relativité aux valeurs mesurées à l'état sain.

VI.3.1 Le laboratoire

Deux groupes de formulations sont étudiés ; les formulations réalisées en laboratoire avec les sols S1 et S3 prélevés sur le chantier CS_1. Les différents dosages en ciment testés avec le sol S1 sont de 100, 150 et 200 kg/m³ de mélange frais.

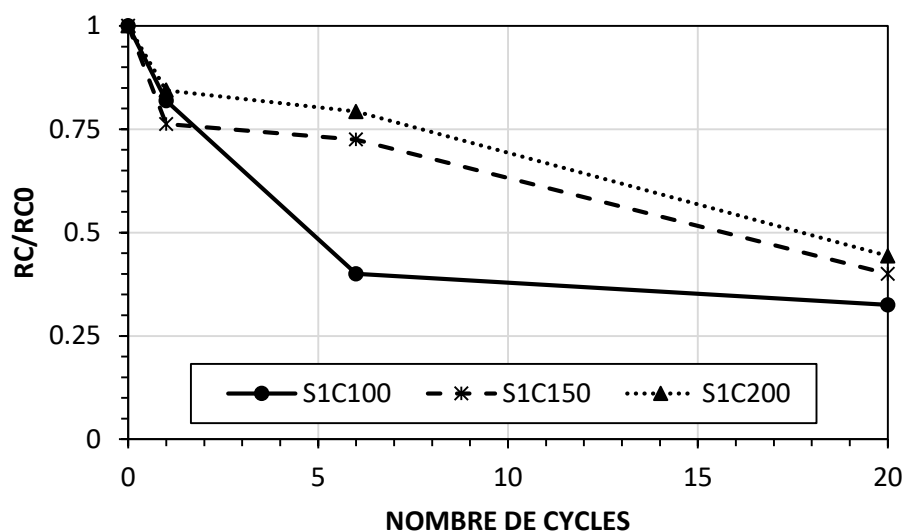


Figure VI-6 : Variation de la résistance en compression normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S1

Les résistances en compression diminuent dès le premier cycle de gel/dégel (**Figure VI-6**). Le taux de diminution varie entre 20 et 25% pour les 3 formulations. Au fur et à mesure du nombre de cycles, l'influence du dosage en ciment s'observe. Après 6 cycles, les échantillons S1C100 perdent jusqu'à 60% de leur résistance en compression alors que les formulations S1C150 et S1C200 perdent respectivement 28 et 20% de leur résistance initiale. Après les 20 cycles indiqués par la norme, la perte de résistance des formulations S1C100 avoisine les 68%. Dans le cas de S1C100, l'influence des cycles de gel/dégel n'est plus très significative après 6

cycles (8% de chute de résistance), alors que pour les formulations S1C150 et S1C200, les pertes de résistance en compression atteignent 60%, soit une variation de près de 30% entre le 6^{ème} et le 20^{ème} cycle.

La variation de la vitesse des ondes P résiduelle est différente de celle de la résistance en compression (**Figure VI-7**). Dès le premier cycle, on note l'influence du dosage en ciment. La diminution de la vitesse des ondes P est quasiment nulle après le premier cycle pour les formulations S1C200 alors qu'elle est de 35% pour les formulations S1C100.

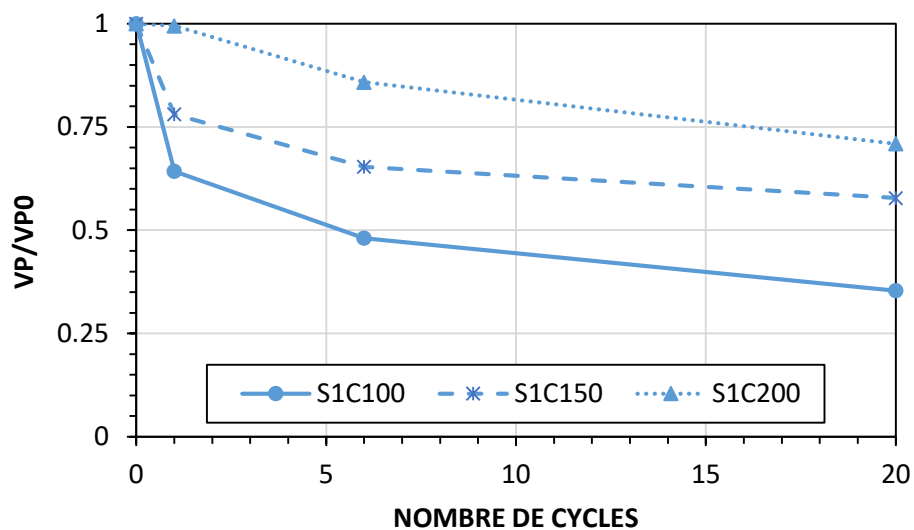


Figure VI-7 : Variation de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S1

Après 6 cycles, l'écart entre les pertes en fonction du dosage en ciment reste constant et est de l'ordre de 15% pour chaque 50 kg/m³. A 20 cycles, la perte des vitesses des ondes P est de 65% pour les formulations S1C100 et de 30% pour les formulations S1C200, ce qui confirme l'influence positive du dosage en ciment sur la sensibilité au gel de ce matériau.

Les différents dosages en ciment étudiés pour les formulations avec le sol S3 sont de 100, 150, 200, 250 et 300 kg/m³. La variation de la résistance résiduelle suivant le nombre de cycles indique une influence du dosage en ciment lorsque la variation du dosage en ciment est importante. L'influence du dosage en ciment n'est pas significative pour les dosages en ciment de 100 et 150 kg/m³ et pendant les premiers cycles pour les dosages de 250 et 300 kg/m³ (**Figure VI-8**).

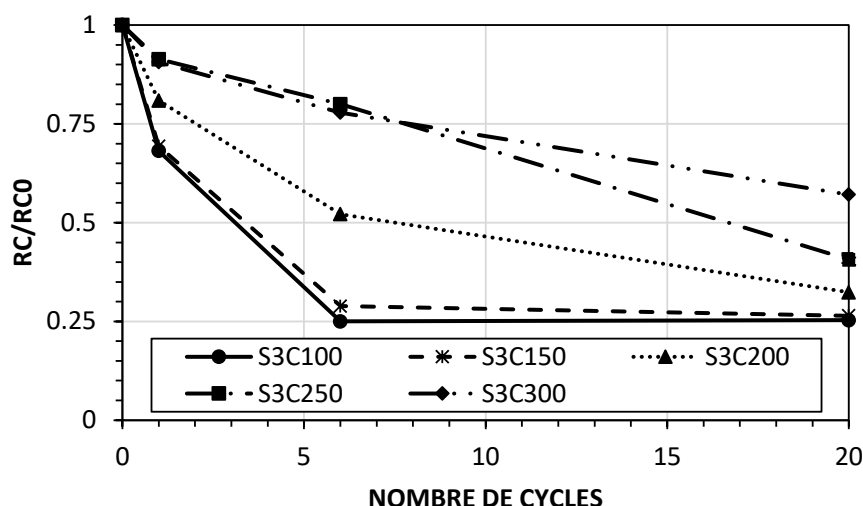


Figure VI-8 : Variation de la résistance en compression normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S3

Dès le premier cycle, on note une perte de résistance en compression de l'ordre de 30% pour les formulations S3C100 et S3C150 contre 8% pour les formulations S3C250 et S3C300. Les formulations S3C200 perdent 20% de leur résistance en compression initiale. Cette tendance continue au 6^{ème} cycle avec une perte de 20% pour les formulations S3C250 et S3C300 contre une perte de 75% de résistance en compression pour les S3C100 et S3C150. Les formulations S3C200 sont à 50% de perte de résistance en compression. Les formulations S3C100 et S3C150 atteignent un palier où la perte de résistance se stabilise et ne diminue plus avant les 20 cycles. Mais les formulations S3C200 perdent encore 18% de résistance supplémentaire au 20^{ème} cycle tandis que les formulations S3C250 et S3C300 présentent une perte totale respective de 60% et 42%.

La variation de la vitesse des ondes P résiduelle suit une tendance similaire à celle de la résistance en compression à l'exception des pourcentages de perte (**Figure VI-9**). La vitesse des ondes P pour les formulations S3C150 diminue plus au premier cycle que celle des S3C100. Mais après 6 cycles, l'influence du dosage en ciment s'observe clairement pour l'ensemble des formulations avec une très grande similarité de tendance pour les formulations S3C250 et S3C300.

La diminution de la vitesse des ondes P après 20 cycles est de 60% pour les formulations S3C100, 45% pour les S3C150 et entre 8 et 20% pour les formulations S3C200, S3C250 et S3C300.

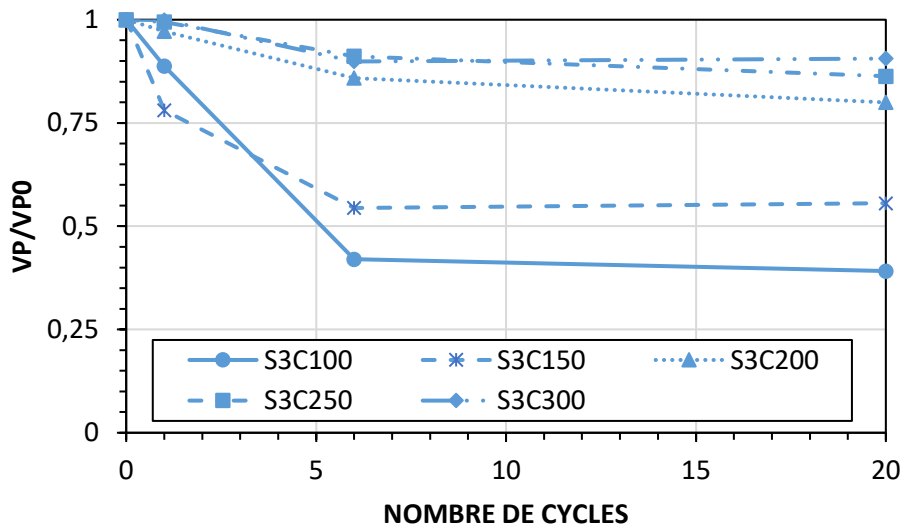


Figure VI-9 : Variation de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles pour les formulations avec le sol S3

VI.3.2 Le chantier

Les échantillons récupérés sur les trois chantiers CS_1, CS_2 et CS_3 sont utilisés pour réaliser cette investigation permettant d'évaluer l'influence des cycles de gel/dégel sur les propriétés résiduelles. La **Figure VI-10** représente l'évolution de la résistance en compression relative en fonction des cycles. On observe une perte totale de la résistance en compression au 6^{ème} cycle pour les échantillons issus du chantier CS_1.

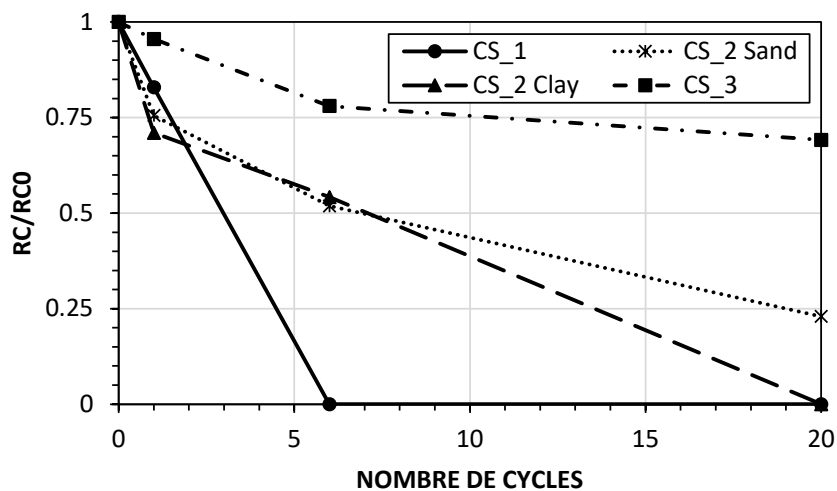


Figure VI-10 : Variation de la résistance en compression normalisée en fonction du nombre de cycles pour les échantillons issus des chantiers CS_1, CS_2 et CS_3

Les échantillons de chantier CS_2 sont séparés en deux groupes différenciés par la nature du sol dont ils sont composés. Ces échantillons adoptent un comportement similaire jusqu'au 6^{ème} cycle de gel/dégel. Au-delà de six cycles, les échantillons composés de sol plus argileux subissent une perte totale de résistance à 20 cycles tandis que ceux composés de sol moins argileux perdent 75% de leurs résistances en compression initiales. Les échantillons issus du chantier CS_3 démontrent un meilleur comportement vis-à-vis des cycles de gel/dégel car ils présentent la plus faible perte de résistance par rapport à l'ensemble des échantillons testés, y compris les échantillons réalisés au laboratoire avec du sol issu du chantier. On note une perte de 30% après les 20 cycles de gel/dégel.

La diminution de la vitesse des ondes P vis-à-vis des cycles de gel/dégel confirme les tendances de perte de résistance en compression. On note sur la **Figure VI-11** la chute totale de la vitesse des ondes P pour les échantillons issus du chantier CS_1 après 6 cycles. Les échantillons du chantier CS_2 affichent une perte de 70 à 83% de la vitesse des ondes initiales allant de la composition de sol moins argileux à plus argileux. Les échantillons du chantier CS_3 perdent quant à eux moins de 20% de leur vitesse d'ondes P à l'état sain.

Il faut préciser que les teneurs en ciment pour les trois chantiers sont très proches variant de 125 à 140 kg/m³ (Tableau V-1). Cela montre l'importance de la teneur en eau totale et du rapport E/C dans la formulation de ce matériau pour leur résistance aux cycles de gel-dégel.

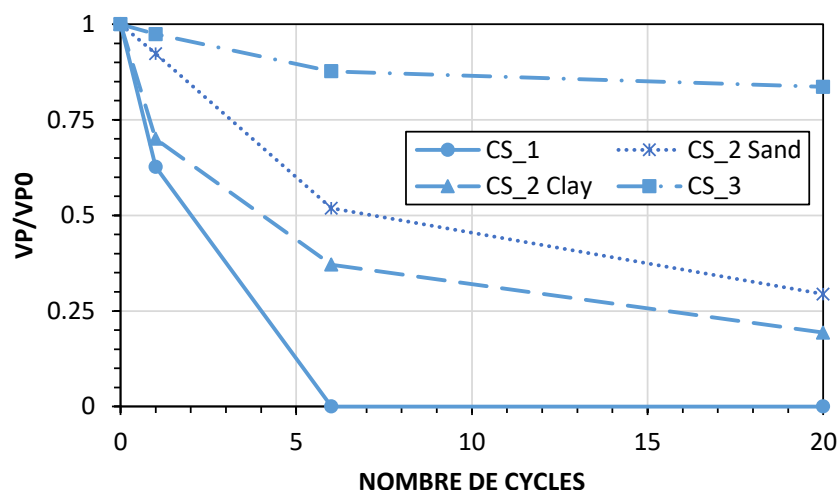


Figure VI-11 : Variation de la vitesse des ondes P normalisée en fonction du nombre de cycles pour les échantillons issus des chantiers CS_1, CS_2 et CS_3

En effet, le rapport E/C pour le chantier CS_3 est de 1,2, ce qui est beaucoup plus faible que ceux des deux autres chantiers qui sont autour de 3,5. Les échantillons issus du chantier CS_1 montrent une sensibilité au gel beaucoup plus importante que les échantillons issus du chantier CS_2, malgré des valeurs E/C très voisines. Après 6 cycles, on observe une densité de fissures très importante pour les échantillons de CS_1. Cela est lié notamment à l'hétérogénéité des échantillons. Ces fissures se retrouvent aux interfaces des parties avec une teneur en coulis plus élevée et le sol avec un dosage faible en ciment. (**Figure VI-12**).



Figure VI-12 : Echantillons issus du chantier CS_1 après 6 cycles de gel/dégel : observations de fissures, émiettement de l'échantillons sous très faible sollicitation

La détérioration des échantillons issus du chantier CS_1 est si importante que les échantillons ne tiennent plus sous l'effet de leur propre poids. De plus, la propagation des fissures est si homogène que par simple pression sur les échantillons, ceux-ci s'émiettent en petits

morceaux de formes pyramidale et parallépipédique. Ce type de détérioration est dû à la grande hétérogénéité de ces échantillons, à leur grande porosité totale et à la non uniformité des réseaux poreux résultant de l'hétérogénéité de ceux-ci.

VI.4 Etude de l'influence des propriétés à l'état sain sur les propriétés résiduelles

L'objectif de cette étude est d'apporter des premiers éléments de réponse et un début de base de données sur le sujet. Dans ce sous-chapitre, nous présentons l'influence des propriétés du matériau à l'état sain sur sa résistance aux cycles de gel/dégel.

VI.4.1 La porosité

L'influence de la porosité initiale sur la chute de la vitesse des ondes P et la résistance en compression après 20 cycles de gel-dégel est présentée dans la **Figure VI-13** et **Figure VI-14**.

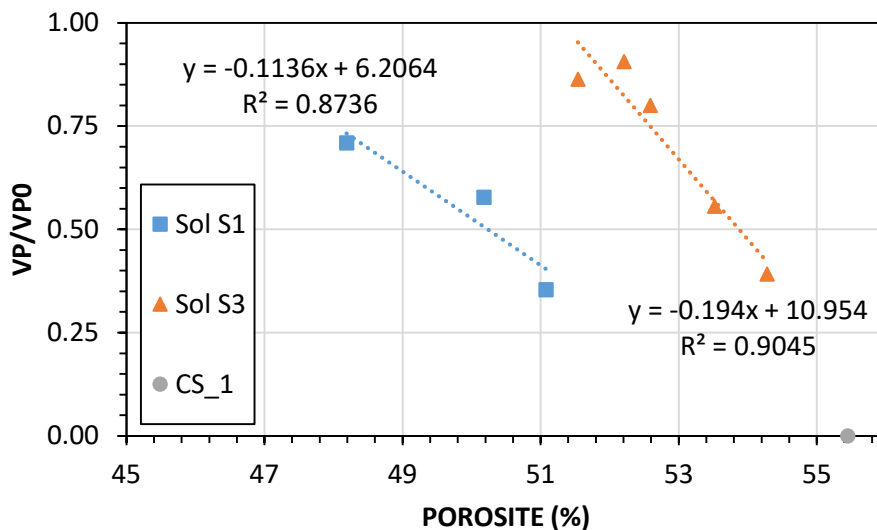


Figure VI-13 : Variation de la vitesse des ondes normalisée en fonction de la porosité du matériau à l'état sain pour les formulations avec le sol S1 et S3 et pour les échantillons issus du chantier CS_1 après 20 cycles

La vitesse des ondes P normalisée est reliée à la porosité par des équations linéaires qui dépendent du type de sol. La chute de la vitesse des ondes est plus importante lorsque la porosité augmente (**Figure VI-14**). Le point représentant les échantillons du chantier CS_1 s'écarte légèrement des tendances à cause de sa résistance nulle observée après les 20 cycles de gel/dégel. En effet, ce point ne peut suivre la tendance car, en dehors de sa porosité plus élevée, les fissures observées indiquent une influence assez conséquente de l'hétérogénéité du matériau. Les grandes interfaces d'hétérogénéité observées constituent une surface de

rencontre de deux matériaux distincts ayant des porosités différentes. Les liaisons sont donc très faibles, et se rompent sous des pressions très faibles, générant alors des fissures de largeur très importante.

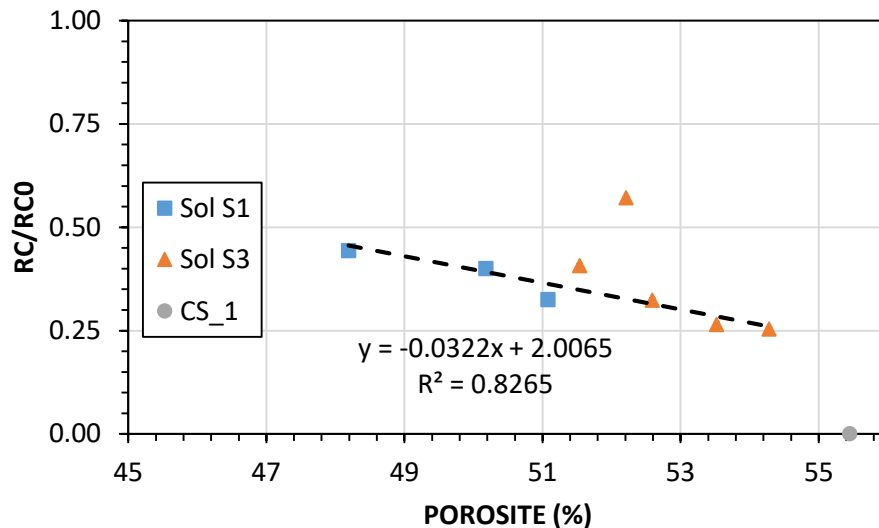


Figure VI-14 : Variation de la résistance en compression résiduelle normalisée en fonction de la porosité pour l'ensemble des formulations avec les sols S1 et S3 et les échantillons issus du chantier CS_1 après 20 cycles

Sur la **Figure VI-14** présentant l'évolution de la résistance en compression résiduelle relative en fonction de la porosité, la formulation S3C300 s'écarte de la tendance obtenue. La porosité des échantillons de cette formulation est plus grande car la quantité plus importante de ciment et donc de particules fines avec un taux d'absorption plus élevé a généré plus d'air occlus lors de la mise en place et par conséquent plus de porosité. Mais l'effet de cette porosité totale plus élevée pour S3C300 par rapport à la formulation S3C250 vis-à-vis du gel est compensé par une diminution des tailles de pores. L'effet de dosage en ciment sur la distribution porale du mélange sol-ciment a été mentionné dans les travaux de (Helson et al. 2018).

VI.4.2 La perméabilité à l'eau

Dans la **Figure VI-15**, on note qu'il n'y a pas une tendance générale pour l'évolution de la résistance en compression en fonction de la perméabilité. Cependant, on remarque que lorsque la perméabilité est inférieure à 10^{-10} m/s, la perte de résistance est inférieure à 75%.

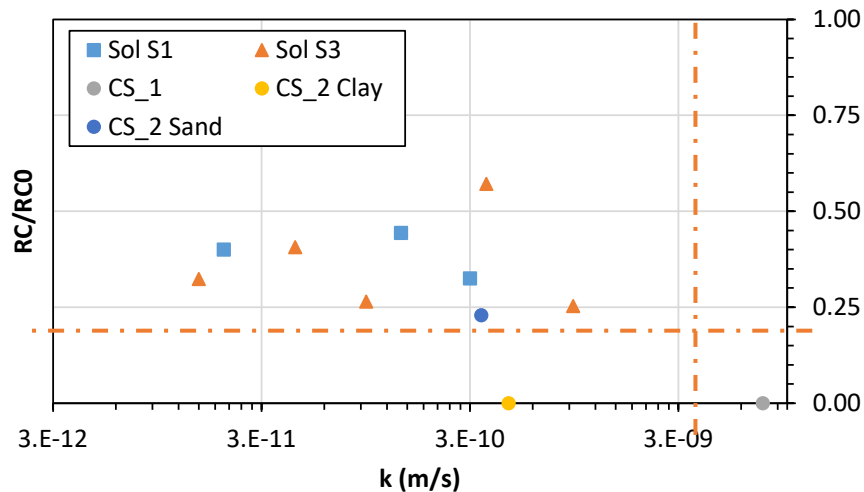


Figure VI-15 : Variation de la résistance en compression résiduelle normalisée en fonction de la perméabilité à l'eau pour l'ensemble des formulations avec les sols S1 et S3 et les échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 après 20 cycles

Le graphique de la **Figure VI-16** montre que la perte de vitesse d'ondes P est plus faible lorsque la perméabilité à l'eau diminue. Les deux courbes en pointillé forment des limites où la majorité des valeurs se situent. La perméabilité est souvent corrélée à la porosité ouverte. Une porosité plus importante induit une perméabilité plus élevée. Or, d'après la **Figure VI-14**, la résistance en compression résiduelle diminue lorsque la porosité augmente de façon linéaire. Par conséquent, une perméabilité plus élevée induit une chute des valeurs de vitesse d'ondes P résiduelles.

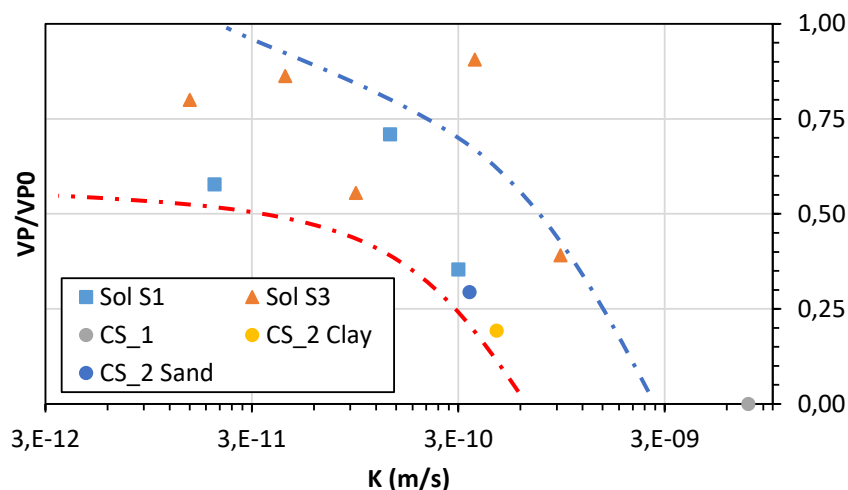


Figure VI-16 : Variation de la vitesse des ondes P résiduelle normalisée en fonction de la perméabilité à l'eau pour les formulations avec les sols S1 et S2 et les échantillons issus des chantiers CS_1 et CS_2 après 20 cycles

VI.4.3 La résistance en compression initiale

Sur la **Figure VI-17**, on peut noter une réduction de la perte de résistance en compression après 20 cycles de gel-dégel avec l'augmentation de la résistance en compression initiale. Cette évolution linéaire indique 75% de perte pour les échantillons avec une valeur de résistance initiale de 2,5 MPa. Cette chute de résistance diminue lorsque la résistance en compression initiale augmente pour atteindre une valeur de 45% pour les échantillons avec 18,5 MPa de résistance en compression initiale.

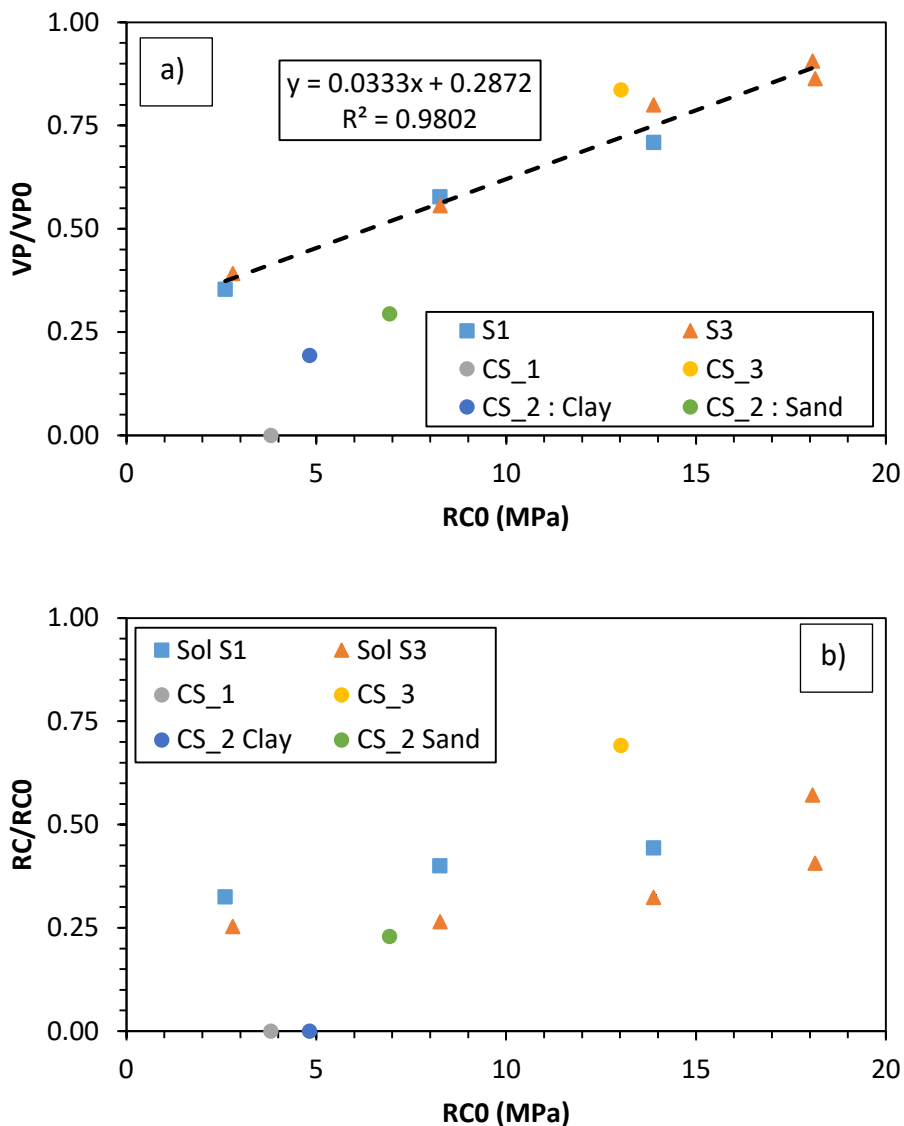


Figure VI-17 : influence de la résistance en compression à l'état sain sur a) la vitesse des ondes P ; b) la résistance en compression résiduelle normalisé après 20 cycles

VI.4.4 Le module dynamique initiale

Le module dynamique traduit la rigidité d'un matériau. Un matériau de type béton plus rigide contient moins d'eau et résistera un peu mieux au gonflement induit par le gel. Sur la **Figure VI-18a**, on constate que l'influence du module dynamique sur la vitesse des ondes P résiduelle confirme cela, bien qu'elle définisse en plus une influence de la nature du sol. Cette influence de la nature sol est liée au fait que le module dynamique prend en compte la densité du matériau. L'argile ayant une densité plus faible que le sable, les modules dynamiques mesurés sur les matériaux plus argileux sont plus faibles que ceux mesurés sur les matériaux plus sableux. Deux tendances s'observent donc : l'une pour le sol sableux S1 et l'autre pour le sol argileux S3. Les échantillons du chantier CS_3 rentrent dans la continuité de la tendance du sol sableux. Les échantillons du chantier CS_2 et ceux du chantier CS_1 sortent complètement de ces tendances. Le chantier CS_1 reste caractérisé par son hétérogénéité tandis que les échantillons du chantier CS_2 présentent une densité plus importante que celles des bétons de sol réalisés avec les sols S3 et S1. La densité plus importante des échantillons du chantier CS_2 est liée à leur plus faible teneur en eau totale (38% environ) contrairement à celle des échantillons confectionnés en laboratoire (50% environ).

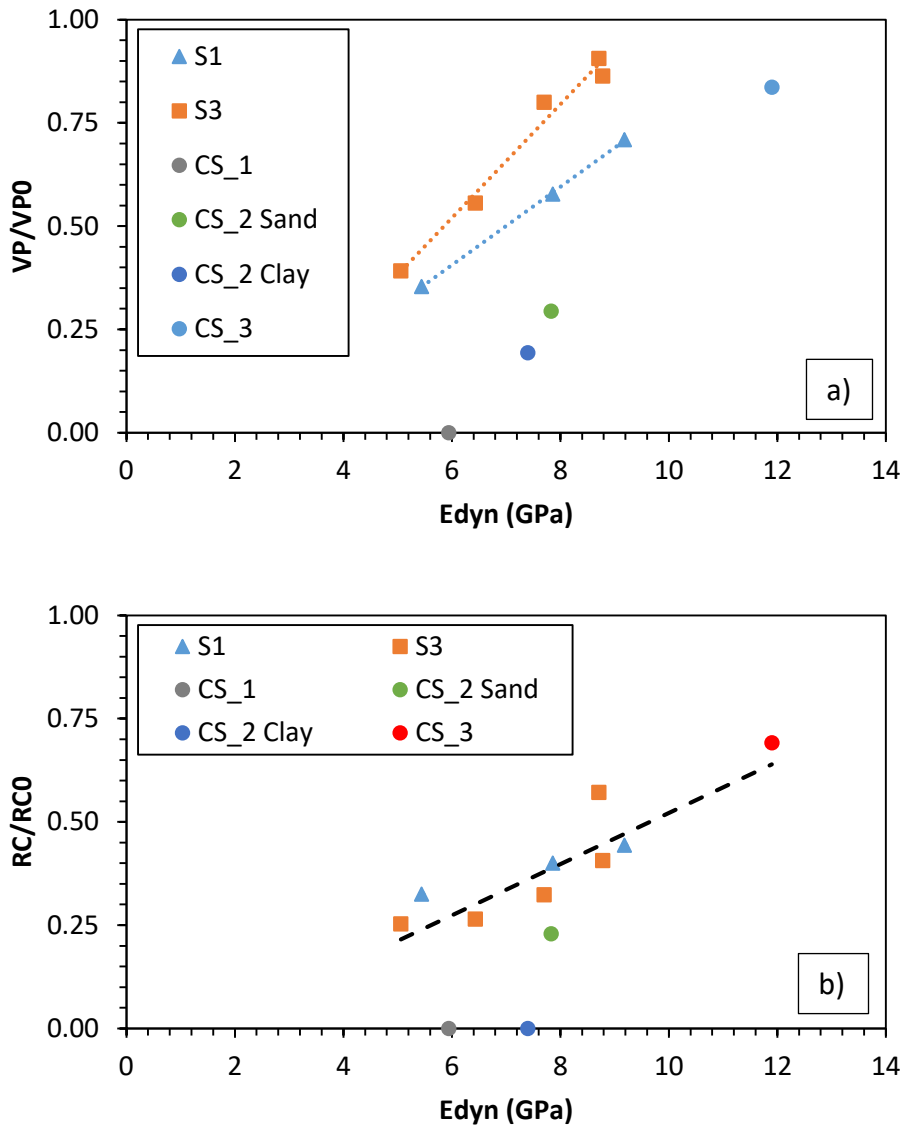


Figure VI-18 : Influence du module élastique dynamique sur a) la vitesse des ondes P résiduelle ; b) la résistance en compression résiduelle

La **Figure VI-18b** présente une tendance linéaire pour l'influence du module dynamique sur la résistance en compression résiduelle. L'influence du sol ne semble pas intervenir. L'hétérogénéité des échantillons issus du chantier CS_1 s'observe toujours par leur résistance résiduelle nulle. Les échantillons du chantier CS_2 contenant plus d'argile ($W_{\text{totale}} = 40\%$) s'écartent également de la tendance linéaire compte tenu de leur résistance résiduelle nulle. Ceux contenant plus de sable suivent néanmoins la tendance malgré un léger écart lié à la densité plus élevée du sable ($W_{\text{totale}} = 35\%$) induisant un module dynamique plus élevé. Les échantillons issus du chantier CS_3 s'accordent très bien à la tendance linéaire.

VI.5 Etude de l'influence des paramètres de formulations sur les propriétés résiduelles

L'étude de l'influence des paramètres de formulation permet de formuler les bétons de sol en fonction des exigences liées à la tenue au gel. L'obtention de tendances peut permettre au concepteur de situer ses paramètres de formulation par rapport à ses contraintes liées au gel. Les paramètres de formulation étudiés sont le dosage en ciment et le rapport E/C.

VI.5.1 Influence du dosage en ciment

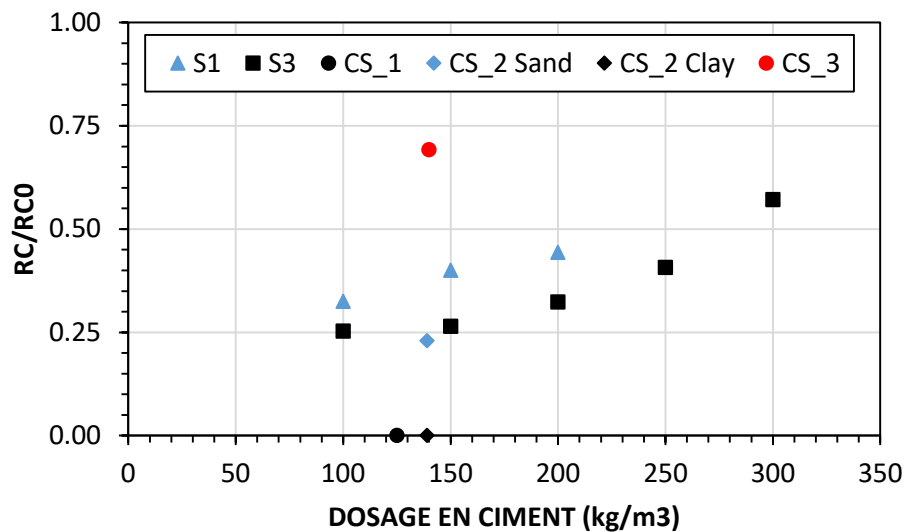


Figure VI-19 : Influence du dosage en ciment sur la résistance en compression résiduelle normalisée après 20 cycles

Sur la **Figure VI-19**, on remarque une amélioration de la résistance au gel avec l'augmentation de teneur en ciment pour les échantillons confectionnés au laboratoire. Pour les formulations avec le sol S3, la chute de résistance est légèrement supérieure aux formulations avec le sol S1. Cet écart, de l'ordre de 10% environ, peut être expliqué par la plus faible porosité totale des échantillons formulés avec le sol S1 comparés aux échantillons formulés avec le sol S3. Cette plus faible porosité totale est liée à la meilleure compacité des échantillons des formulations S1 à dosage en ciment et teneur en eau totale constants. Cette meilleure compacité des formulations S1 est induite par leur consistance moins ferme et la consistance très ferme des formulations S3 générant plus d'air occlus (affaissement de 6 cm au mini cône contre 0 cm pour les formulations S3). Concernant les échantillons de chantiers, exceptés les échantillons sableux de chantier CS_2, les autres échantillons ne suivent pas la tendance

trouvée pour les échantillons du laboratoire. Cela peut être expliqué par les valeurs de teneur en eau différentes dans les mélanges et l'hétérogénéité.

VI.5.2 Influence du rapport E/C total

La teneur en eau totale d'un mélange peut être reliée à la porosité totale du matériau durci obtenu. Ce paramètre est donc important pour la tenue au gel. Le rapport E/C prend en compte la teneur en eau totale ainsi que l'influence du dosage en ciment dans un mélange sol-ciment. Le rapport E/C permet donc d'étudier l'influence de l'effet combiné du dosage en ciment et la teneur en eau totale contenu dans le matériau frais.

La **Figure VI-20b** présente une tendance logarithmique de l'influence du rapport E/C sur la résistance en compression résiduelle qui inclut l'ensemble des formulations, du laboratoire au chantier. Nous constatons que la chute de la résistance après 20 cycles de gel-dégel augmente avec l'augmentation du rapport E/C. Le rapport E/C est un très bon indicateur de sensibilité des mélanges sol-ciment vis-à-vis des cycles de gel-dégel. Cependant, les échantillons du chantier CS_1 sortent de la tendance générale. Cela est dû à l'hétérogénéité très importante constatée pour ce mélange.

La **Figure VI-20a** confirme l'influence du rapport E/C sur le comportement du matériau vis-à-vis des cycles de gel-dégel. En effet, la vitesse des ondes P résiduelle représente l'endommagement du matériau lié à la fissuration de l'échantillon. On observe une tendance linéaire prenant en compte l'ensemble des échantillons issus du laboratoire, ainsi que pour les échantillons issus du chantier CS_3. La non inclusion des échantillons du chantier CS_1 est toujours liée à sa forte hétérogénéité. Les échantillons du chantier CS_2 quant à eux s'écartent assez de la tendance.

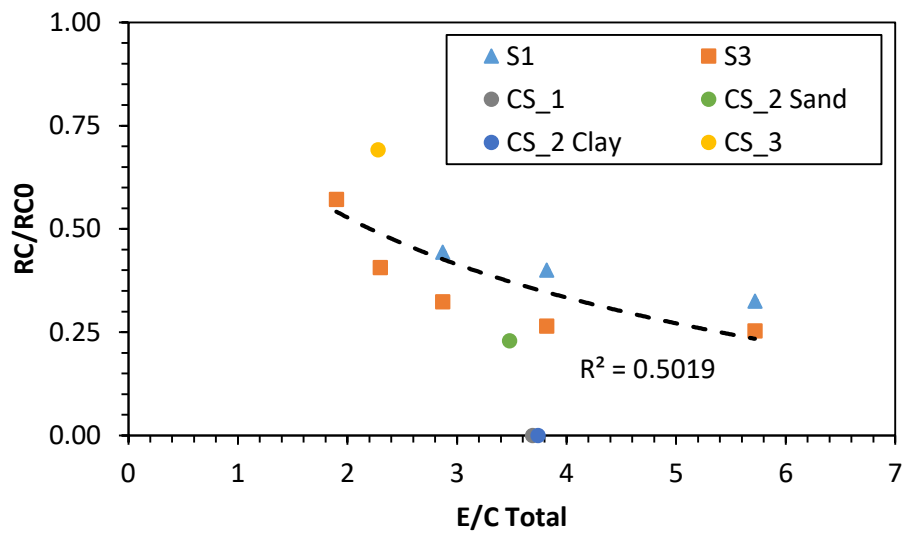
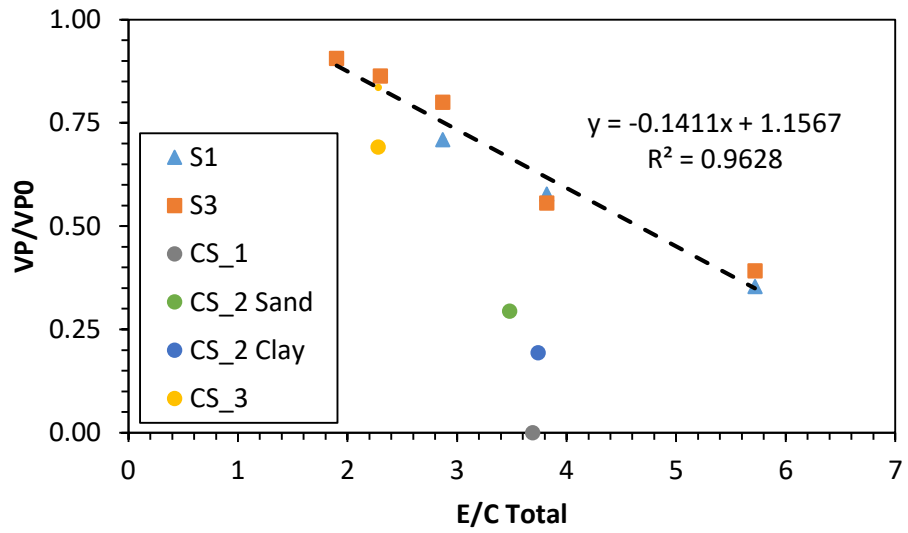


Figure VI-20 : Influence du rapport E/C total sur la résistance en compression résiduelle normalisée après 20 cycles

VI.6 Conclusion

Dans ce chapitre, l'étude du comportement du béton de sol vis-à-vis des cycles de gel-dégel a permis de dégager des éléments de réponse sur la durabilité de ce matériau. L'étude est réalisée sur des échantillons provenant de 3 différents chantiers de construction et sur 8 formulations réalisées en laboratoire.

L'observation et l'analyse de la réponse thermique des échantillons ont permis de mettre en évidence l'influence de la teneur en eau et du rapport E/C sur le comportement du matériau soumis aux cycles de gel/dégel. Les réponses thermiques observées pour les échantillons réalisés en laboratoire (avec du sol issu du chantier) ont mis en évidence l'influence du sol relié à son argilosité entre les formulations avec les sols S1 et S3. L'influence de l'augmentation du dosage en ciment est constatée par une diminution de durée de congélation, la température de surfusion plus élevée et la durée du gel à -10°C plus longue. Le comportement des échantillons issus du chantier est avant tout lié au volume plus important de ces échantillons allongeant automatiquement les phases de mise en gel et de décongélation. Cet effet de volume n'empêche pas cependant la mise en évidence de l'influence d'une teneur en eau plus faible pour les échantillons issus du chantier CS_3 accélérant le temps de mise en gel et augmentant la température maximale atteinte au centre de ces échantillons.

De façon générale, pour l'ensemble des formulations réalisées en laboratoire, quel que soit le sol, les pertes de résistance en compression à dosage constant sont similaires. Le constat n'est pas le même pour la vitesse des ondes P. Les tendances diffèrent en fonction du type de sol. Les diminutions de la vitesse des ondes P dues aux cycles de gel/dégel sont plus faibles pour les formulations avec le sol S1 que pour les formulations avec le sol S3.

Pour les échantillons issus du chantier, l'hétérogénéité des échantillons issus du CS_1 présente un impact très négatif rendant la résistance au gel de ces échantillons nulle. Les échantillons issus du chantier CS_3 possèdent un très bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel avec une perte de résistance de 30% seulement. Les échantillons issus du chantier CS_2 ont montré une certaine sensibilité au gel liée d'une part à une forte teneur en argile et d'autre part à leur teneur en eau.

Les paramètres des matériaux à l'état sain ont montré qu'une faible porosité induit une meilleure résistance en compression résiduelle dépendant également du type de sol

rencontré. Cette influence du type de sol est liée à la meilleure compacité créée par un sol sableux réduisant le volume d'air occlus, contrairement au sol argileux qui induit un volume important d'air occlus. La résistance en compression à l'état sain et le module d'élasticité dynamique à l'état sain indiquent assez bien la résistance des bétons de sol vis-à-vis du gel. Une rigidité plus importante liée à une faible teneur en eau induit un meilleur comportement mécanique vis-à-vis des cycles de gel-dégel.

L'ensemble des réponses obtenues indique l'importance capitale de la teneur en eau et plus essentiellement du rapport E/C. L'étude de l'influence du rapport E/C a montré que la réduction de ce rapport améliore la tenue au gel des bétons de sol.

VII. COMPORTEMENT A HAUTE TEMPERATURE

VII.1 Introduction

Le béton de sol est un matériau cimentaire dont l'utilisation actuelle reste majoritairement limitée aux infrastructures (ouvrages enterrés avec des applications sismique, de stabilité ou pour la dépollution). Quelques utilisations structurelles commencent à être observées depuis 2008. Une utilisation structurelle peut révéler une exposition aux situations accidentelles de haute température. Pour exemple, une utilisation en mur de soutènement permanent dans le cadre de la réalisation d'un parking en sous-sol nécessiterait une bonne tenue du matériau à haute température, car dans un parking souterrain il y a un risque d'explosion de voiture qui peut créer un incendie.

Très peu de recherches existent dans la littérature concernant le comportement à haute température de ce type de matériau. Les plus récentes concernent les travaux de Helson (Helson 2017). Ce dernier a réalisé une étude sur le comportement à haute température du matériau pour quelques formulations réalisées avec du sol artificiel et confectionnées en laboratoire.

Dans notre étude, nous utilisons du sol prélevé in-situ sur chantier afin d'étudier les écarts possibles entre les formulations réalisées en laboratoire avec du sol artificiel et les formulations réalisées en laboratoire avec du sol prélevé sur chantier. Nous étudions également l'influence que pourraient avoir certains paramètres de formulation, comme le rapport E/C ou la teneur en eau totale, sur la tenue au feu de ce matériau.

Ce chapitre vise d'abord à caractériser le comportement à haute température des sols et des différents échantillons de bétons de sol testés aux moyens d'analyse thermo-chimique (analyse ATG-DSC) et thermo-physique (réponse thermique des échantillons) lorsque ceux-ci sont soumis à des températures allant jusqu'à 1000°C. Ensuite, sont présentées les évolutions des propriétés résiduelles des différentes formulations après des cycles de chauffage-refroidissement où quatre (04) paliers de température différents (200°C, 300°C, 600°C et 850°C) sont appliqués. Des méthodes expliquées dans le paragraphe II sont utilisées pour évaluer l'impact d'une exposition à différents niveaux de température sur les propriétés mécaniques (résistance en compression, résistance en traction, module d'élasticité dynamique) et les propriétés physiques (masse volumique, perte de masse) des échantillons

testés. Les résultats sont ensuite discutés et comparés à ceux de bétons composés de sols artificiels.

VII.2 Comportement thermique

L'analyse thermique différentielle (ATD) et la thermogravimétrie (ATG) menées sur les différents sols ont permis de déterminer les températures et les quantités de chaleur dégagées correspondant aux modifications des différents sols en fonction de la température. Ces analyses ont également permis de suivre l'évolution de masse des différents bétons de sols formulés en fonction de la température. Les résultats fournissent des informations sur les températures de décomposition des différents constituants des sols. Par ailleurs, les résultats de mesures de température pendant le chauffage des éprouvettes permettent de connaître la capacité d'isolation des différentes formulations et d'analyser le gradient thermique pouvant en résulter. A cet effet, la réponse thermique du matériau pendant les essais est déterminée à l'aide de thermocouples disposés en surface des échantillons et à leur centre.

VII.2.1 Identification des décompositions thermiques par ATD/DSC

Le comportement des sols a un impact important sur le comportement des bétons de sol lorsqu'ils sont sollicités à des températures élevées. Afin de connaître les sols étudiés et observer si des transformations particulières découlent de leur exposition à haute température, les analyses ATD et DSC sont réalisées sur les sols S2, S3 et S4. Les résultats sont présentés dans la **Figure VII-1**. Pour que les résultats obtenus soient représentatifs, les échantillons de sols testés sont prélevés selon la technique de quartage utilisée pour les essais standards de granulométrie. Tous les échantillons sont passés au tamis de 12mm. Ils sont ensuite récupérés à la suite d'un nouveau quartage, séchés et broyés ensemble (lots de 2). Les essais sont réalisés en utilisant une masse qui varie entre 100 et 150 mg. La même technique est utilisée pour les bétons de sol.

Les résultats de cette analyse thermique sont comparés à ceux de la kaolinite utilisée dans les travaux de (Helson 2017). Dans ses travaux, (Helson 2017) a étudié le comportement à haute température de divers bétons de sol composés d'un sol artificiel combinant du sable de Fontainebleau et de la kaolinite dans différentes proportions. Cette comparaison permet de mettre en relief l'influence directe ou indirecte du type de sol sur son comportement thermique.

La **Figure VII-1** compare la kaolinite pure utilisée par O. Helson avec les différents sols in-situ de notre étude. On peut observer que la Kaolinite présente une importante perte de masse entre 500 et 650 °C. C'est dans cet intervalle de température qu'a lieu sa déshydroxylation. Pour l'ensemble des sols de notre étude, entre 30°C et 100°C, le reste de l'eau libre après le pré-séchage s'évapore. Cette perte de masse induit un pic endothermique centré sur 100°C. De 100°C à 400°C, la perte de masse se poursuit et est associée à un pic endothermique entre 250°C et 350°C qui indique la transformation de la goethite en hématite (Lamloumi 2015). Vers 500°C, il y a une petite rupture de pente pour les sols S2 et S3 associée à un petit pic endothermique qui pourrait être expliquée par la déshydroxylation de la kaolinite. Une perte de masse plus importante s'observe entre 600 et 800°C accompagnée d'un pic endothermique. Cette perte de masse associée aux pics endothermiques (760°C pour S3 et 708°C pour S2) entre ces températures est caractéristique des montmorillonites. C'est dans cette gamme de température qu'a lieu la déshydroxylation des montmorillonites. Les températures précises diffèrent en fonction de la composition ionique de la montmorillonite (Reinholdt 2001; Sorieul 2003; Trauth et Lucas 1967; Chantret et al. 1971).

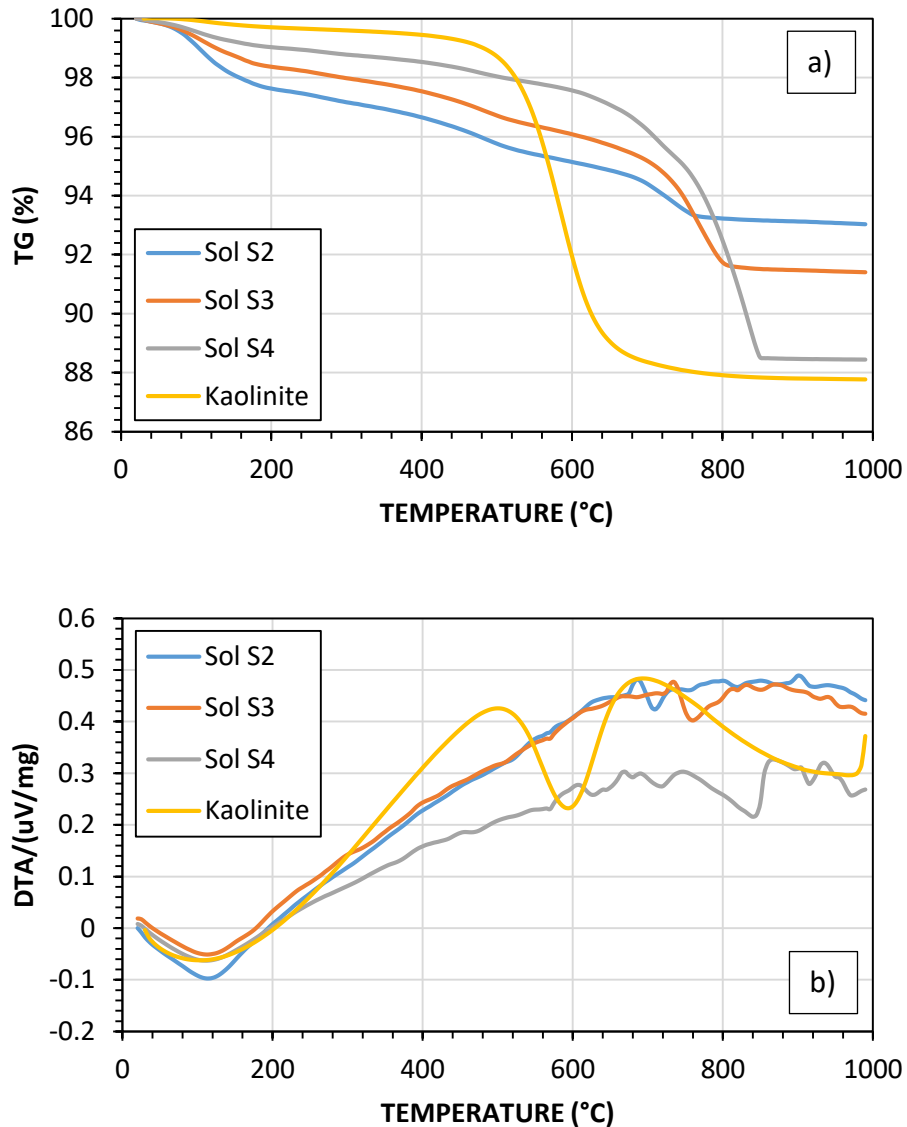


Figure VII-1 : Analyse thermique - a) Evolution relative de la perte de masse – b) Evolution du flux thermique , des sols S2, S3 S4 de cette étude et de la Kaolinite utilisée par (Helson 2017)

Le comportement du sol S4 est très différent de celui des sols S2 et S3 car sa perte de masse importante débute au-delà de 600°C et continue jusqu'à se stabiliser vers 850°C **Figure VII-1-a)**. Cela s'accompagne d'un pic endothermique important vers 840°C **Figure VII-1-b)**. Ce pic n'est pas une caractéristique de la kaolinite ni de la montmorillonite. Le type d'argile lié à ce type de comportement thermique est la muscovite (Murat et Gielly 1969). Cependant, la décarbonatation de la calcite produit aussi un pic endothermique à partir de 800°C. D'après les analyses DRX, le sol S4 contient de la calcite en plus grande proportion que la muscovite. Cela confirme alors la présence de la calcite et de la muscovite. Enfin, le pic observé à 700°C associé à la décomposition de la montmorillonite s'observe également pour le sol S4. Ce sol

contiendrait donc également de la montmorillonite. Néanmoins, cette proportion de montmorillonite reste très faible car l'importante capacité de rétention de la montmorillonite n'est pas observée lors de la formulation des échantillons puisque le même étalement est obtenu pour une teneur en eau et un dosage en ciment équivalent à celui du mélange d'O. Helson avec un sol contenant seulement 10% de kaolinite (K10C200 W = 36%, C = 200kg/m³, étalement de 33cm au mini-cône).

Le comportement de ces sols diffère et pourrait impacter le comportement à haute température des bétons de sol composés à partir de l'une ou l'autre de ces argiles. Par exemple, la réaction endothermique produite lors de la déshydroxylation de la kaolinite induit une modification structurelle qui correspond au départ de l'eau structurale de l'AL(OH)₃ et rend la Kaolinite réactive vis-à-vis de la chaux.

Des échantillons de béton de sol sont également soumis à l'analyse thermogravimétrique et thermo différentielle. Sur la **Figure VII-2a**, pour les échantillons sains, on note une perte de masse entre 100 et 300°C qui indique un départ de l'eau physiquement liée et une décomposition des hydrates du ciment. Cela se poursuit plus faiblement après 300°C. A 450°C, la faible quantité de portlandite contenue dans le ciment au laitier se décompose. Cela ne se traduit pas par un pic important au niveau de la **Figure VII-2b** car la quantité de portlandite contenue dans le béton de sol est très faible. Entre 700 et 800°C, les argiles se décomposent pour les formulations réalisées avec le sol S2 et dans la formulation S4C200W36, on note plutôt une décarbonatation de la calcite car le sol S4 contient beaucoup de calcite et très peu de matériaux argileux. La formulation S2C200W50 T20 présente aussi une perte de masse et un pic endothermique associé qui semblerait plutôt correspondre à la décarbonatation de la calcite.

Pour la formulation S2C250W50T300 ayant subi un essai de chauffage à 300°C, on observe encore une perte de masse avant 300°C. Compte tenu de la cinétique de la déshydratation, il reste encore des hydrates dans le ciment après chauffage à 300°C à 0,5°C/min et un palier de deux heures. Ensuite, la décomposition de la portlandite et des argiles et calcite se fait de la même façon que pour les échantillons sains.

Pour les échantillons testés après un chauffage à 850°C, on remarque que toutes les décompositions se sont déjà produites pendant l'essai de chauffage. Il ne reste donc, ni CSH, ni portlandite, ni calcite.

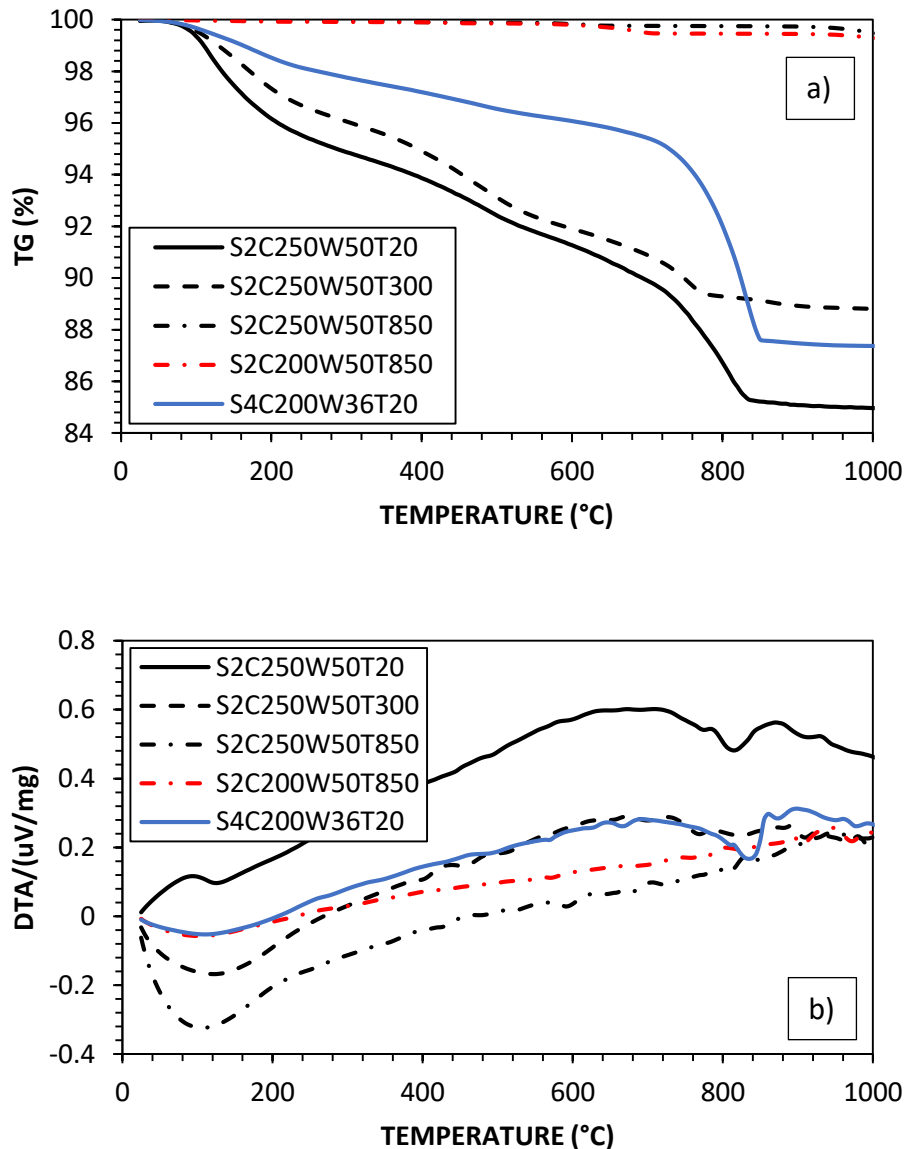


Figure VII-2 : Analyse thermique - a) Evolution relative de la perte de masse – b) Evolution du flux thermique, des formulations réalisées avec les sols S2 et S4

VII.2.2 Réponse thermique des éprouvettes

Le chauffage des bétons entraîne le départ de l'eau libre, une déshydratation de la pâte, mais aussi des transformations cristallines et une décarbonatation des granulats (Noumowé 1995). L'évolution de la différence de température entre la surface des échantillons testés et le cœur

de ces échantillons est présenté dans la **Figure VII-3** en fonction de la température mesurée en surface. Rappelons que les échantillons testés ont subi une cure dans l'eau. Avant les essais, ils sont sortis de l'eau, essuyés à l'aide d'un chiffon sec et des mesures sont prises à l'état sain avant leur placement dans le four. L'ensemble des échantillons est alors à un degré de saturation proche de 100%. On observe une forte différence de température pour tous les échantillons testés. Ces différences de température ont des amplitudes et températures d'occurrence qui varient en fonction des formulations. Les résultats présentés concernent en effet les échantillons formulés au laboratoire avec le sol S2 et les dosages en ciment étudiés sont : 200, 250 et 300 kg/m³ de mélange. Notons que le ΔT négatif sur un thermocouple n'est pas logique et pourrait être une erreur liée à ce thermocouple.

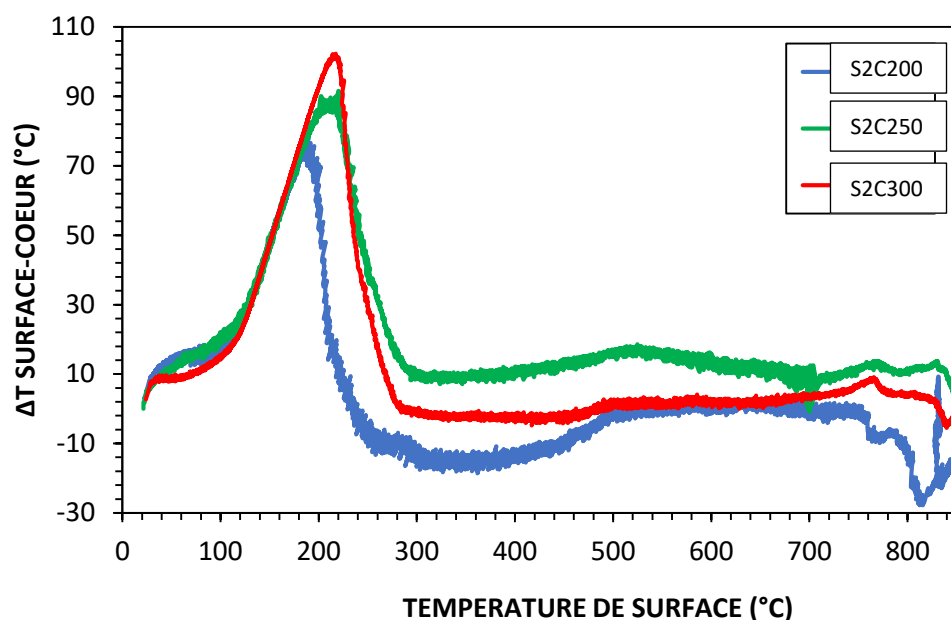


Figure VII-3 : Réponse thermique des éprouvettes de bétons de sol de diamètre 6 cm et de hauteur 12 cm chauffées à 0.5°C/min

D'après Noumowé et al (2003), la dérivée par rapport au temps de la perte de masse des éprouvettes ayant une évolution similaire à celle du gradient thermique, l'évolution de ΔT au cours du chauffage reflète les transferts massiques d'eau liquide et de vapeur (Helson 2017), (Noumowé, Ranc, et Hochet 2003). L'augmentation du $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ est ralentie entre 25 et 95°C, ce qui témoignerait d'une augmentation de la conductivité. On remarque qu'un dosage en ciment élevé impliquerait une conductivité légèrement plus grande en dessous de 100°C, car l'augmentation du $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ est plus faible. Les écarts de $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$

plus importants correspondent aux bétons de sol plus poreux, ayant donc une plus faible conductivité thermique. Cela est dû au fait que le $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ traduit la capacité du matériau à transférer la chaleur de la surface à l'intérieur de l'échantillon, donc la diffusivité thermique du matériau. Or la diffusivité thermique est le rapport entre la conductivité et le produit de la masse volumique par la chaleur spécifique. Or en général pour les bétons, le produit de la masse volumique par la chaleur spécifique varie très peu. Ce qui fait que la diffusivité thermique dépend surtout de la conductivité thermique du matériau avant 100°C.

Le pic de $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ apparaît pour une température de surface comprise entre 160 et 220°C. Ce pic endothermique provient de la consommation de la chaleur latente résultant principalement de l'évaporation de l'eau (Yermak 2015) et des hydrates du ciment. La température au cœur des éprouvettes de béton de sol est comprise entre 108 et 130°C lorsque $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ est maximal (Tableau VII-1).

D'après Helson (2017), les différences de température entre le cœur et la surface témoignent d'un gradient thermique et hydrique au sein de l'éprouvette qui est à l'origine d'augmentations de contrainte au cours du chauffage liées aux déformations empêchées et à la migration de fluides sous forme vapeur ou liquide. Ces plus fortes contraintes peuvent donc générer un endommagement plus important du béton lors du chauffage. À l'inverse, la forte consommation de chaleur sous forme latente liée à l'importante quantité d'eau libre augmente l'inertie du matériau et la chaleur se diffuse moins rapidement que pour un béton ordinaire, améliorant l'aspect « protection thermique » du matériau (Helson 2017).

Les résultats des travaux de recherche de Helson (2017) montrent que la consommation de chaleur sous forme latente due à l'évaporation de l'eau est majoritaire et qu'on peut supposer que l'eau libre est en grande partie éliminée une fois que le pic est atteint. Dans ses travaux, les formulations testées ont une teneur en eau augmentant en fonction de la proportion d'argile et du dosage en ciment pour atteindre la même ouvrabilité. Ici, la teneur en eau totale des différentes formulations présentées est la même. La teneur en eau totale est constante. Quand on augmente la quantité de ciment, la quantité d'eau libre diminue. Ainsi la plus grande hauteur du pic peut être associée soit à la part supplémentaire de chaleur dissipée par les hydrates supplémentaires, soit l'augmentation d'eau libre induite par la moindre rétention d'eau de la plus faible quantité d'argile. Les pics de $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ des bétons de sol étudiés sont relativement élevés par rapport à ceux des bétons ordinaires. Le $\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ des

échantillons de béton de sol est de l'ordre de 80 à 100 °C pour une distance surface-cœur de 3 cm avec une vitesse de chauffage de 0.5°C/min. Il faut noter que la porosité des bétons de sol est de 50% en moyenne par rapport à une porosité de 11% à 13% pour les bétons de structure et que ceux-ci ont été conservés sous l'eau avant les essais. La teneur en eau libre des bétons de sol plus importante (20% à 75%) comparée à celle des bétons ordinaires (3% à 5%), accroît la consommation de chaleur et par conséquent le gradient thermique.

Tableau VII-1 : Relevés de températures à cœur et en surface des éprouvettes (1^{er} pic endothermique)

Formulations	$\Delta T_{\text{surface-cœur}}$ [°C]	T_{surface} [° C]	$T_{\text{cœur}}$ [° C]
S2C200	78	189	108
S2C250	92	221	130
S2C300	102	217	115

Les valeurs des pics sont comparables à celles des bétons de sol étudiés par [Helson \(2017\)](#) (formulation k25 avec une teneur en eau totale autour de 47% très proche des 50% utilisés pour cette étude) lorsqu'on prend en compte le ratio sur les diamètres des éprouvettes étudiées. En effet, la mesure des températures est faite dans les travaux de [Helson \(2017\)](#) sur des éprouvettes de diamètre 15 cm alors que dans notre étude, les mesures sont réalisées sur des éprouvettes de 6 cm de diamètre soit un ratio de 2,5.

VII.3 Evolution des propriétés résiduelles après refroidissement

VII.3.1 Observations visuelles à l'échelle macroscopique

Dans ce travail de recherche, compte tenu de l'importante teneur en eau des bétons de sol, le choix d'une faible vitesse de chauffage (vitesse de chauffage de 0,5 °C /min), avait pour but de limiter le gradient thermique dans l'éprouvette (limiter l'effet de structure), afin d'obtenir le comportement du matériau en fonction de la température.

La **Figure VII-4** présente l'état de fissuration des échantillons après les chauffages à 300°C et à 850°C. A 300°C, on observe une forte fissuration multidirectionnelle des bétons de sol étudiés. Cette forte fissuration est plus importante que celle observée sur les bétons

ordinaires à cause de la forte teneur en eau des bétons de sol (20% à 75% contre 3% à 5% pour les bétons ordinaires) et de l'argilosité du sol.

L'influence du dosage en ciment s'observe en comparant la densité de fissures et l'ouverture maximale des fissures. En effet, on note que l'augmentation du dosage en ciment permet à 300°C une réduction des largeurs d'ouverture de fissures et de la densité des fissures. Par contre, à 850°C, il n'y a plus d'influence du dosage en ciment sur les fissures. Cela pourrait induire une absence d'influence du dosage en ciment dans les valeurs de résistance en compression.

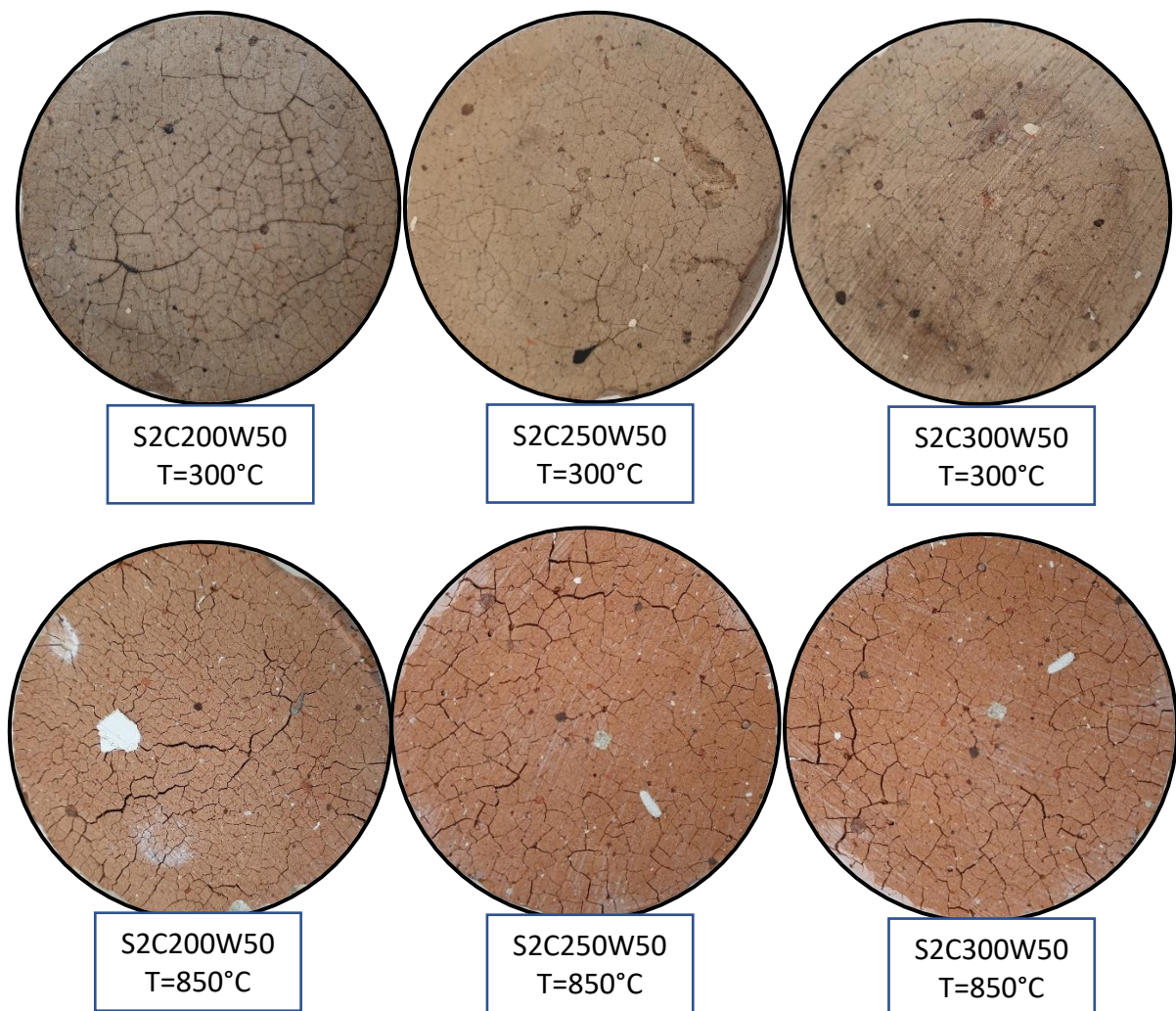


Figure VII-4 : Etat de fissuration des bétons de sol après différents chauffages

A 300°C, les échantillons ont une coloration grise, ce qui indique qu'à cette température de chauffage, il n'y a pas de changement de couleur.

Cependant, de 600°C à 850°, la couleur des échantillons après le chauffage passe au rouge comme celle des briques de terre cuite. Cela est dû au changement de couleur de l'argile contenue dans le sol suite au chauffage. Ce changement de couleur se produit à partir de 800°C et résulte du fait que les oxydes de fer transmettent différentes teintes orangées aux mélanges (Kreimeyer 1987). Les atomes de fer s'établissant au sein des couches argileuses ou au travers des paragenèses s'avèrent à l'origine de la coloration des produits de terre cuite. A des températures avoisinant 350°C, les hydroxydes ferreux comme la goethite $\text{FeO}(\text{OH})$ se décomposent en hématite Fe_2O_3 ou dans le cas moins fréquent d'atmosphère réductrice en magnétite Fe_3O_4 (Nigay 2015). L'état de fissuration observé à 850°C est le même quel que soit le dosage en ciment. Les fissures constituent une mosaïque très régulière et homogène dans toute l'épaisseur de l'éprouvette. Cette fissuration engendre un morcellement de l'échantillon en cubes de côté 2 à 3 mm qui eux-mêmes comportent des microfissures ramifiées (Figure VII-5). Ce mode de fissuration semble être lié à la présence d'argile dans les formulations. Si l'on compare ces résultats avec ceux des travaux d'Helson, seules ses formulations avec une teneur en argile du sol au moins égale à 25% présentent une fissuration en mosaïque comme observée dans nos formulations. Outre la présence d'argile, l'ensemble des formulations concernées par ce mode de fissuration comportent aussi une quantité d'eau totale plus importante (50%), ce qui amplifie le retrait.



Figure VII-5 : Echantillon de béton de sol S2C200W50 après un chauffage à 600°C

Le départ de l'eau des échantillons de béton de sol (eau libre, eau liée des hydrates, eau contenue dans les feuillets d'argile et eau adsorbée) engendre du retrait. Ce retrait crée de la contraction empêchée, ce qui génère des efforts de traction qui dépassent la résistance en traction du matériau et provoque des fissures.

Le comportement du béton de sol peut être très différent en fonction du type d'argile contenue dans le sol. L'état de fissuration du matériau peut être similaire à celui d'un béton ordinaire si le type d'argile contenue dans le sol est très peu gonflante ((Helson 2017). C'est le cas de la formulation avec le sol S4 (**Figure VII-10**). La fissuration peut également être très différente si le type d'argile contenue dans le béton de sol possède une plus forte surface spécifique et retient une plus forte quantité d'eau. Cela est dû au fait que le départ de l'eau (absorbée, adsorbée et inter foliaire) induit un phénomène de retrait dans l'argile. La diminution de volume de l'argile génère alors des contraintes plus importantes dans le matériau.

VII.3.2 Evolutions des propriétés physiques et mécaniques

VII.3.2.1 Perte de masse

La perte de masse mesurée entre l'état initial saturé (20 °C) et après le chauffage (300 °C) pour l'ensemble des formulations résulte du départ de l'eau libre, de l'eau adsorbée et de l'eau liée, ainsi qu'au départ de l'eau initialement contenue dans les C-S-H (Noumowé 1995). La perte de masse varierait en fonction de la teneur en argile et donc de la porosité d'après les travaux de Helson (2017) sur les bétons de sol réalisés avec du sol artificiel composé de sable de Fontainebleau et de kaolinite. Mais, à eau de gâchage constante et donc à teneur en eau constante pour une même teneur en argile du sol et pour des dosages en ciment variant entre 200 et 300 kg/m³ de béton de sol, la perte de masse est identique. Ce constat se confirme aussi dans notre étude car la perte de masse est la même pour l'ensemble des formulations présentées. En effet, la perte de masse résulte du départ de l'eau. Or la teneur en eau totale est la même pour toutes les formulations. Par conséquent, la perte de masse est la même quel que soit le dosage en ciment.

Cependant, pour une teneur en eau totale de 50%, la perte de masse à 200°C est de 31% et la perte de masse totale à 850°C est de 38%. Ces mêmes valeurs sont observées dans les travaux de Helson (2017) pour des mélanges de même teneur en eau totale. De plus, la perte de masse relative à la masse sèche et quantifiant une teneur en eau perdue après le séchage vaut 49% à 300°C, 55% à 600°C et tourne autour de 62% à 850°C. Cela concorde avec les pertes de masse observées lors des analyses thermogravimétriques et thermo-différentielles.

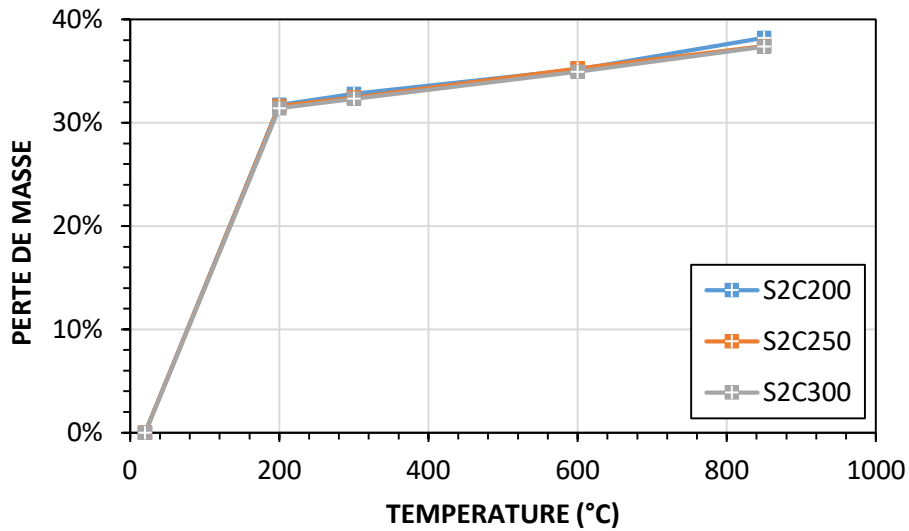


Figure VII-6 : Evolution de la perte de masse en fonction de la température

VII.3.2.2 Vitesse des ondes P et module élastique dynamique

La **Figure VII-7** présente l'évolution relative de la vitesse des Ondes P résiduelle et le module élastique dynamique résiduel pour les formulations testées. Le module élastique dynamique résiduel est calculé en utilisant un coefficient de Poisson identique à celui à l'état sain. Le calcul du module dynamique est réalisé en utilisant la masse volumique mesurée après le chauffage, (masse volumique sèche). La vitesse des ondes P permet de rendre compte de l'état structurel de l'échantillon après le chauffage. Elle peut se corrélérer à l'augmentation de la porosité et à l'apparition de fissures dans l'échantillon.

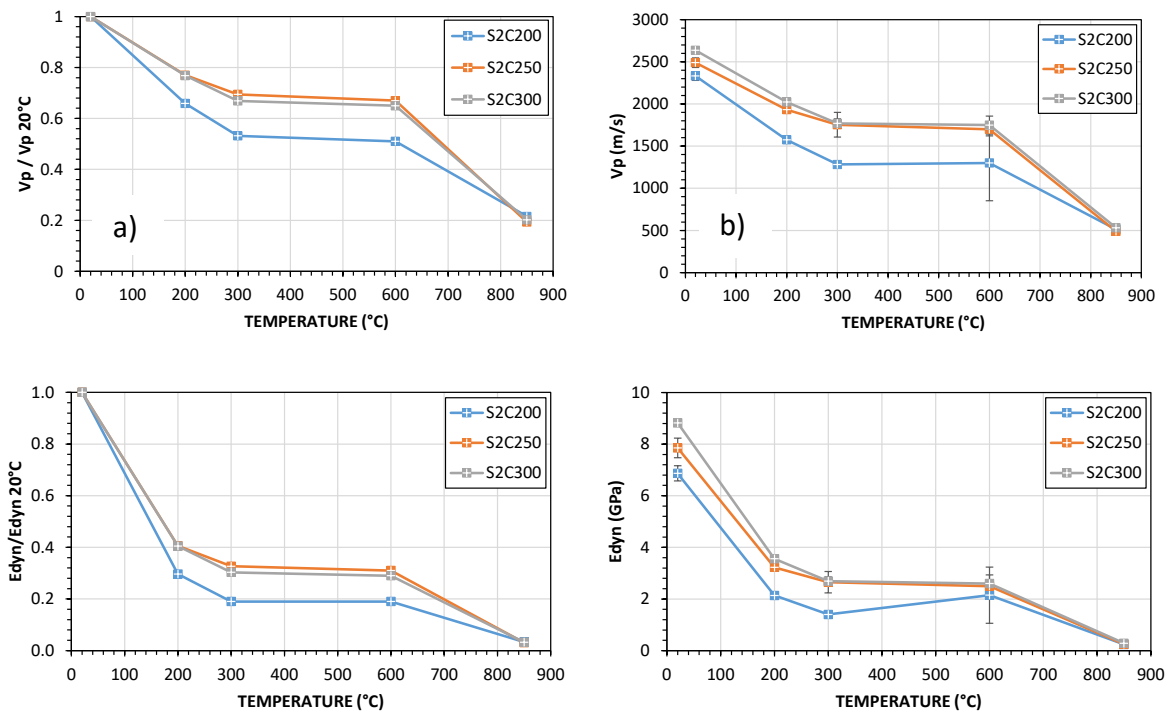


Figure VII-7: Evolution relative de (a) la vitesse des ondes P et (b) module élastique dynamique en fonction de la température

La diminution de la vitesse des ondes reflète alors le départ de l'eau et la fissuration au sein du matériau. Lorsque la densité de fissures est très importante, l'atténuation d'amplitude d'ondes P, due aux discontinuités créées dans le matériau, rend le signal très instable et par conséquent la mesure du temps de propagation des ondes très difficile. Les valeurs à 600°C et 850°C présentées sont donc à considérer de façon globale et relative.

Entre 20°C et 300°C, la diminution de la vitesse des ondes P est linéaire pour toutes les formulations S2 testées. On observe jusqu'à 48% de perte à 300°C pour les formulations avec le plus faible dosage en ciment et 32% pour les dosages élevés. On en conclut qu'à cette température de chauffage, l'endommagement est plus important pour le dosage de 200 kg/m³. A 850°C, les 3 courbes de vitesse des ondes P se rejoignent. Les valeurs de perte de masse indiquent un départ supplémentaire de groupements hydroxyles, d'eau chimiquement liée et probablement de CO₂ comme en témoignent les analyses ATG. La teneur en eau étant la même pour toutes les formulations, le taux de fissuration dû au départ total de l'eau contenue dans l'échantillon est la même quel que soit le dosage en ciment.

La chute du module élastique dynamique est plus importante que celle de la vitesse des ondes P. Cela est lié à l'importante baisse de masse volumique due au départ de l'eau. On note ainsi 80% de perte à 300°C pour le dosage de 200 kg/m³ et une perte totale à 850°C.

VII.3.2.3 Résistance à la compression

Les valeurs résiduelles de résistance en compression diminuent très rapidement. A 200°C, moins de 20% de la résistance initiale est conservée. Pour les formulations S2C300, la résistance relative augmente légèrement donnant ainsi une perte de résistance de 78% à 300°C avant de redescendre à 86% à 600°C et à 98% à 850°C (**Figure VII-8**).

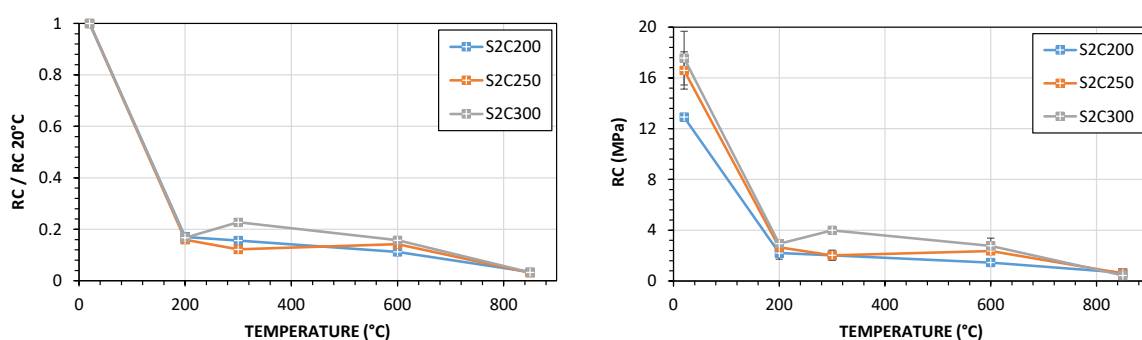


Figure VII-8 : Evolution relative de la résistance en compression en fonction de la température

Ces pertes de résistance sont très élevées par rapport à celles des travaux de [Helson \(2017\)](#), où la perte de résistance est inférieure à 80% pour une température de chauffage de 600°C. De plus, les résultats de Helson se rapprochent des courbes de l'Eurocode 2 pour les bétons de structure constitués de granulats siliceux ou calcaires. En comparant des formulations présentant une teneur en eau similaire (K25C200W47 et S2C200W50), le mélange K25C200W47 d'O. Helson maintient la totalité de sa résistance initiale à 300°C tandis que les bétons S2C200W50 ont perdu 80% de leur résistance. Il faut noter que la résistance initiale du K25C200W47 est pourtant deux fois moins élevée (6 MPa) que celle du S2C200W50 (12 MPa). De même, à température ambiante, le K25C200W47 a un module dynamique (7 GPa environ) voisin de celui du S2C200W50 (6,9 GPa). Ainsi, la plus forte altération des bétons S2C200 n'est pas liée à leurs plus faibles propriétés mécaniques, la quantité d'eau étant quasi identique. L'argile peut être très défavorable lors du chauffage en fonction de la teneur en eau. En effet, la montmorillonite présente dans le sol S2 génère un important gonflement (surface spécifique interne de 600-700 m²/g et surface spécifique externe de 70-80 m²/g

(Morel 1996)) par adsorption d'eau dans l'espace interfoliaire ; ce gonflement engendre un important retrait lors du départ de l'eau. Cela génère des fissures plus importantes dans le matériau. La kaolinite quant à elle n'occasionne pas de gonflement (fortes liaisons entre les feuillets caractérisés par des ions potassium intercalés entre les feuillets et des liaisons hydrogène ; surface spécifique interne 0 m²/g et surface spécifique externe 70-80 m²/g (Morel 1996)) (Helson 2017). De plus, le pourcentage de fines (< 63 µm) est d'environ 87% pour le sol S2 et 25% pour le K25. Le sol S2 contient alors plus de fines d'où un retrait plus important.

VII.3.2.4 Influence de la nature du sol et de la teneur en eau sur la résistance en compression

Afin d'étudier l'influence du type d'argile et de la teneur en eau sur les propriétés mécaniques, des échantillons supplémentaires sont réalisés avec des teneurs en eau différentes et en changeant le type de sol, mais avec une même quantité de ciment égale à 200 kg/m³.

- La formulation S3C200W36 SuperPlas est composée de sol S3 prélevé sur le chantier CS_1, une teneur en eau totale W de 36% avec un dosage en ciment de 200 kg/m³. Compte tenu de l'argilosité du sol, cette formulation n'a pu être réalisée qu'en ajoutant 5% de superplastifiant sur la masse de liant (ici, ciment + proportion d'argile dans le sol déterminé en utilisant la proportion de sol de moins de 80 µm).
- La formulation S2C200W50 Endo est réalisée en changeant le mode de cure afin de déterminer si les écarts obtenus avec les résultats de matériau de laboratoire des travaux de Helson (2017), viennent du mode de cure qui est différent de celui de nos travaux.
- La formulation S4C200W50 permet d'évaluer l'effet du type de sol à teneur en eau constante sur le comportement à haute température. Sachant que ce sol est très différent des sols S2 et S3 (respectivement 87% et 69% de particules inférieures à 63 µm pour S2 et S3 contre 60% pour S4) et que l'analyse thermogravimétrique ne montre aucune décomposition de minéraux argileux.
- La formulation S4C200W36 est réalisée avec du sol S4 et une teneur en eau totale de 36%. Elle permet d'investiguer l'influence de la réduction de la teneur en eau et l'influence du type de sol. Pour cette formulation, il n'a pas été nécessaire d'ajouter de superplastifiant pour obtenir cette teneur en eau. Ce qui démontre une plus faible capacité de rétention d'eau de l'argile présente dans le sol de cette formulation.

L'objectif de cette partie complémentaire est de comprendre l'écart important entre les résultats obtenus par Helson (2017) et les résultats présentés dans notre étude. Elle met en exergue différents paramètres pouvant influencer ces résultats, à savoir le type de sol, la teneur en eau et éventuellement le mode de cure.

Comme présenté dans la **Figure VII-9**, le mode de cure ne semble avoir aucune influence sur les résistances en compression résiduelles. En comparant la formulation S2C200W50 Endo sous cure endogène avant les essais à la formulation S2C200W50 sous cure sous l'eau, les valeurs de résistance résiduelle semblent être similaires. Cela écarte une quelconque influence du mode de cure. Les deux cures différentes n'amènent une différence de teneur en eau que de 2 %. En comparant ces deux formulations de valeurs de teneur en eau similaires à la formulation S4C200W50, il s'avère que cette dernière présente de meilleures résistances résiduelles que le béton S2C200W50 mais de plus fortes pertes de résistance que le béton K25C200W47. Le sol S4 contient 68% de fines (< 80 µm) mais très peu d'argiles. Il contient ainsi moins de fines que le sol S2 mais plus que le sol reconstitué k25. Les indices de plasticité respectifs des sols S2, S4 et K25 sont de 17, 19 et 9.

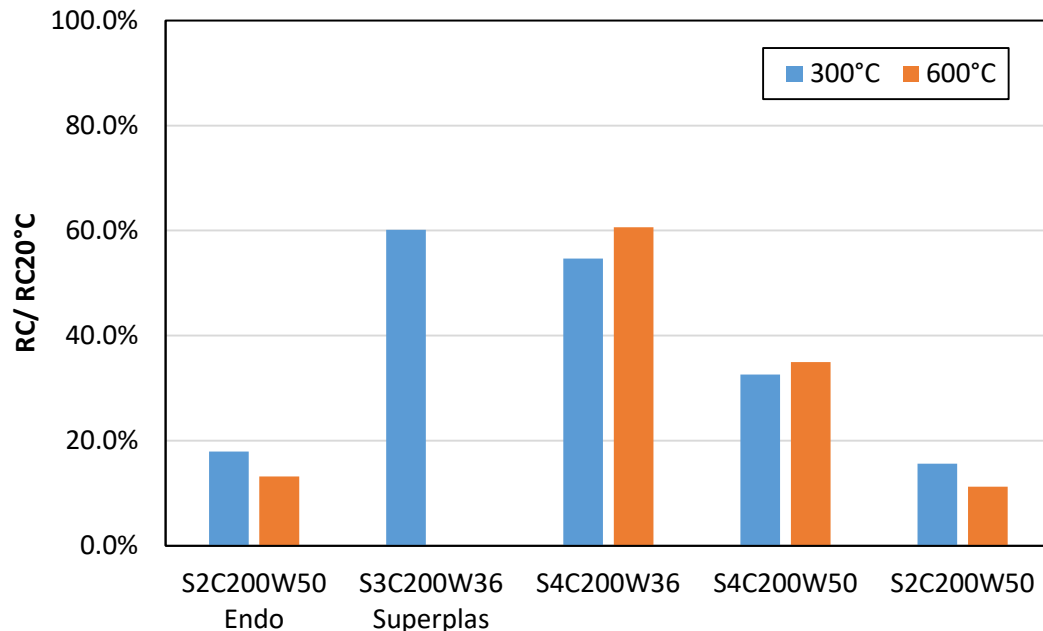


Figure VII-9 : Résistance en compression résiduelles relatives après un chauffage à 300°C et à 600°C pour des formulations additionnelles

L'influence du sol se traduit aussi par le comportement du sol lors de la préparation du matériau vis-à-vis de l'eau. Les sols S3 et S2 contenant plus de fines absorbent beaucoup d'eau

du mélange. Lors du séchage, ce départ d'eau absorbée engendre un retrait complémentaire à celui de la pâte de ciment. Une partie de cette eau est adsorbée, c'est-à-dire physiquement liée et ne participe pas à la porosité de la pâte de ciment durcie. Ceci peut expliquer que pour un même rapport E/C total, une même quantité de ciment, les formulations k25C200 aient une plus faible résistance que les bétons S2C200. Pour le sol S4, l'absorption est plus faible et est liée à la moindre quantité de fines et d'argile comme le montrent les analyses granulométriques laser et les courbes de TG. Cela s'observe nettement sur les formulations S4C200W50 après un chauffage à 300°C (**Figure VII-10**) où on remarque clairement l'absence d'une fissuration généralisée sur les échantillons comparativement aux échantillons des formulations S3C200W50.

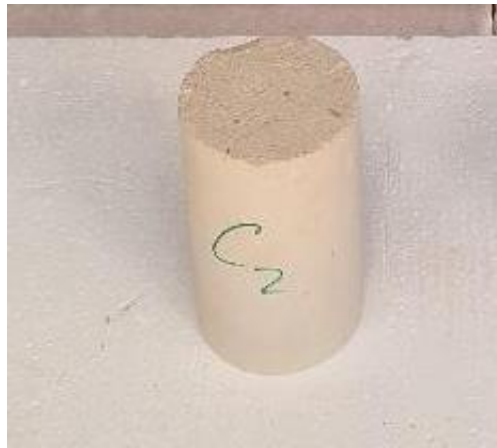


Figure VII-10 : Absence de fissures sur les échantillons S4C200W50 après un chauffage à 300°C

L'influence de la teneur en eau totale s'observe en comparant sur la **Figure VII-9** les résistances résiduelles à 300°C et 600°C des formulations S3C200W36 et S4C200W36. Les résistances résiduelles obtenues sont plus élevées de près de 22% par rapport aux formulations avec une teneur en eau de 50%. De plus, on observe une absence de fissures sur les formulations avec une plus faible teneur en eau totale.

Les écarts entre nos résultats sur des sols issus de chantier et les résultats des travaux de recherche avec des matériaux de simulation en laboratoire (**Helson 2017**) sont dus à la différence de paramètres tels que la nature de l'argile et la quantité de fines dans le sol.

VII.4 Conclusion

Dans ce chapitre, le principal objectif était d'étudier le comportement à haute température du béton de sol réalisé en laboratoire avec du sol issu du chantier. Deux sols S2 et S3 récupérés sur le chantier CS_1 ont été utilisés pour confectionner des bétons de sol qui ont été ensuite utilisés pour réaliser les essais. Pour compléter l'étude et étudier l'influence du type de sol sur les propriétés résiduelles à haute température, le sol S4 prélevé sur un chantier de construction a été également utilisé.

Dans un premier temps, les analyses thermogravimétrique et thermo différentielle des sols sont réalisées et comparées aux résultats d'analyse de sols synthétiques faites par Helson (2017). L'ensemble des analyses a permis de mettre en évidence la présence de montmorillonite dans les sols S2 et S3 grâce à leurs pertes de masse associées à un pic endothermique entre les températures 700 et 800°C. Il n'a pas été observé de perte de masse ni de pic entre 500 et 600°C (caractéristique de la Kaolinite dans les sols utilisés dans notre étude). Une perte de masse associée à un pic endothermique après 800°C a permis de mettre en évidence la présence en abondance de calcite dans le sol S4. D'autres éléments ont également permis de mettre en évidence la présence de muscovite et de montmorillonite en très faible quantité dans le sol S4.

Dans un second temps, les analyses thermogravimétrique et thermo différentielle réalisées sur certains bétons de sol ont permis de confirmer d'une part, la présence des types d'argiles rencontrées dans les sols dans les formulations concernées et d'autre part, la faible quantité de Portlandite liée au ciment au laitier utilisé.

L'observation visuelle des échantillons après le chauffage a permis de mettre en évidence une densité importante des fissures pour les échantillons de béton de sols réalisés avec le sol S2. Ces fissures sont plus importantes que celles rencontrées dans un béton ordinaire. Elles sont également plus importantes que celles observées dans les travaux de Helson (2017). Cependant, on note une influence positive de l'augmentation du dosage en ciment sur la densité et l'ouverture des fissures après un chauffage à 300°C. Après le chauffage à 850°C, la densité des fissures et leurs ouvertures deviennent identiques quel que soit le dosage en ciment, mais s'accompagne d'un changement de couleur (gris → orange) rendant le matériau similaire à de la terre cuite. Ce changement de couleur provient de l'argile dont la composition

en oxyde de fer génère un changement de couleur vers une teinte orange foncé. En comparant nos résultats avec ceux de Helson (2017), il apparaît que l'argile présente dans la formulation contenant le sol S2 est responsable des importantes fissures à cause de son fort gonflement par adsorption d'eau et son fort retrait au départ de l'eau.

Des pertes de masse importantes (32%) sont observées après un chauffage à 200°C et sont identiques pour toutes les formulations. Ces pertes de masse évoluent de manière similaire jusqu'à 850°C où elles sont égales à 38%. Cette valeur est similaire à celle obtenue par Helson (2017) pour les formulations de teneurs en eau voisines (47% pour Helson, 50% pour notre étude). Les pertes de module dynamique et vitesse des ondes P sont très élevées à 200°C (60 à 68% pour le module dynamique et 20 à 28% pour la vitesse des ondes P). A 300°C, on observe entre 70 et 80% de perte de module dynamique. Cette perte est légèrement progressive jusqu'à 600°C et s'élève à 98% après 850°C. Notons dans cette progression qu'il existe une légère influence du dosage en ciment (uniquement entre 200 et 250 kg/m³) lorsqu'on chauffe jusqu'à 600°C. Cette influence disparaît complètement à 850°C.

Concernant les résistances en compression, on note une chute de 80% à 200°C. Pour la formulation avec le dosage en ciment de 300 kg/m³, on observe une légère augmentation de résistance à 300°C avant la chute jusqu'à 98%. La chute de résistance déduite de notre étude est plus élevée que celles observées sur les bétons ordinaires et dans les résultats de Helson (2017). Helson a montré que ses résultats étaient comparables aux courbes de l'EC2 pour les granulats siliceux ou calcaires. La différence avec nos résultats se justifie par le type d'argile présent dans les sols S2. En effet, le sol S2 contient de la montmorillonite qui est une argile très gonflante et pour laquelle le départ de l'eau crée un retrait très important alors que la kaolinite utilisée par Helson ne présente aucun gonflement. L'étude réalisée sur le sol S4 confirme cette analyse car pour les formulations avec le sol S4 les résistances résiduelles obtenues sont plus élevées que pour S2.

En effet, la teneur en sol fin et la nature de l'argile ont une influence prépondérante sur le retrait des mélanges testés. La rétractation importante du matériau génère une fissuration très importante dès 200°C conduisant à des pertes de résistance à 300°C variant entre 82% et 62% pour des bétons confectionnés avec des sols de teneurs en fines respectives de 87% et 68 %.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Le Deep Soil Mixing est un procédé de plus en plus utilisé dont les applications tendent à s'étendre progressivement vers des ouvrages structuraux permanents. L'approche définissant le matériau comme un mélange de sol en place, de liant et d'eau permet d'avoir une meilleure connaissance du comportement du matériau. L'étude du matériau suivant cette approche permet de mieux comprendre ses propriétés lorsqu'il est réalisé in-situ et lorsqu'il est réalisé en laboratoire. Ce travail réalisé au laboratoire L2MGC ambitionne d'apporter un certain nombre de données permettant d'avoir une meilleure connaissance de l'influence des paramètres « formulation » sur les propriétés physique et mécanique du mélange obtenu et de mieux appréhender le passage des résultats laboratoire au chantier.

L'étude bibliographique a permis de rappeler l'historique du Deep Soil Mixing, les différents avantages et inconvénients de cette technique ainsi que ses applications. Le rôle important de l'eau à la fois dans le sol et ensuite dans le matériau final est présenté. L'influence du type de sol sur les propriétés physique et mécanique des bétons de sol est décrite. Ensuite, l'influence du dosage en ciment bien que connue de façon globale par son apport de résistance mécanique est quantifiée. Les nouvelles recherches abordant la substitution partielle du ciment comme liant avec des cendres volantes et son apport de résistance en compression sont présentées. Les paramètres de conception utilisés, ainsi que leur influence sur les caractéristiques du matériau final, sont résumés pour mieux comprendre les écarts entre les résultats obtenus sur chantier et ceux obtenus en laboratoire. Les recherches concernant des aspects de la durabilité du matériau comme la carbonatation, les cycles de gel-dégel et le comportement à haute température sont présentés malgré la faible quantité de références sur ces sujets.

La démarche expérimentale a essentiellement consisté à présenter les méthodes d'échantillonnage utilisées pour recueillir ou formuler les échantillons utilisés pour ces recherches et à décrire les différents protocoles expérimentaux. Des matériaux provenant de quatre chantiers de construction ont été étudiés. Sur le premier chantier (CS_1), des colonnes de Soil Mixing sont réalisées et récupérées en entier après 21 jours pour être étudiées suivant un échantillonnage précis. Sur les trois autres chantiers, du Trenchmix® est réalisé et du béton de sol à l'état frais est récupéré et conservé pour l'étude. Par ailleurs, seize formulations de

béton de sol sont réalisées au laboratoire. Elles sont composées de quatre types de sol numérotés S1, S2, S3 et S4 et prélevés sur le chantier CS_1 à différentes profondeurs (S1, S2 et S3) et sur un autre chantier (S4). Dans ces formulations, le dosage en ciment varie entre 100 et 300 kg/m³ de béton de sol afin de couvrir l'ensemble des dosages en ciment couramment utilisés sur chantier. Les méthodes de caractérisation physique et mécanique utilisées dans ce travail se réfèrent pour la plupart aux normes en vigueur utilisées pour le Deep Soil Mixing. Certaines méthodes comme la conductivité hydraulique se basent plutôt sur des recommandations de travaux de recherche. Les essais de durabilité menés étant pour la plupart nouveau pour ce matériau, des protocoles originaux adaptés à partir des normes sur les sols traités ou des bétons traditionnels ont été mis en œuvre avec une adaptation en fonction des spécificités du béton de sol. Il s'agit des essais de carbonatation et de comportement à haute température.

L'étude de la variabilité des propriétés mécanique et physique au sein d'une colonne de Soil Mixing a révélé que la variabilité dépend du type d'outil de malaxage utilisé et de la nature des différents types de sol en place. En effet, le type d'outil utilisé a généré une présence de plus de coulis au centre des colonnes, à cause de son orifice d'injection situé au centre, induisant ainsi de meilleures performances mécaniques au centre. Selon la profondeur, une légère variation de la résistance en compression est observée. Celle-ci est liée aux variations du sol en place suivant la profondeur (1m : sol S1 sablo-argileux ; 2m et 3m : sol S2 et sol S3 limons argileux). On observe lorsque l'argilosité augmente, une difficulté de malaxage et une augmentation de la teneur en eau nécessaire pour atteindre un certain taux d'homogénéité. La résistance en compression est alors plus élevée près de la surface car le sol S1 est sablo-argileux nécessitant alors une faible teneur en eau pour un malaxage homogène. Les valeurs de résistance en compression des échantillons prélevés sur les colonnes après 180 jours de cure varient entre 1,23 et 4,09 MPa. Les comparaisons entre les résultats des différents chantiers montrent que d'autres méthodes de malaxage peuvent induire moins de variation. Cependant, sur chantier, les résistances mécaniques restent toujours meilleures avec un sol sableux compte tenu de la plus faible teneur en eau nécessaire à leur malaxage par rapport à un sol argileux. L'étude des échantillons formulés en laboratoire montre une diminution linéaire de la résistance en compression avec le rapport E/C lorsque la teneur en eau est constante et une diminution non linéaire lorsque la teneur en eau totale varie. Pour des

mélanges réalisés à teneur en eau constante, de façon globale, la perméabilité à l'eau diminue avec l'augmentation du dosage en ciment. Il en est de même pour la porosité. Néanmoins, l'argilosité du sol peut augmenter la porosité ainsi que la porosité des bétons de sol car lorsqu'on augmente l'argilosité en maintenant la teneur en eau, on réduit la fluidité et la compacité. Cette moins bonne ouvrabilité induit une difficulté de mise en place entraînant de l'air occlus supplémentaire alors qu'une meilleure compacité est créée par une fluidité optimale facilitant la mise en place.

La comparaison des résultats obtenus sur les échantillons confectionnés au laboratoire avec du sol prélevé sur chantier avec ceux obtenus sur des échantillons prélevés sur chantier a permis de mettre en évidence l'influence du rapport E/C et de la teneur en eau totale. En effet, l'influence du type de sol semble être liée à l'interaction entre l'eau disponible dans la formulation et le comportement du sol vis-à-vis de l'eau. On a observé qu'à 28 jours de cure, pour une même formulation les mélanges sablo-argileux avaient une résistance plus élevée que les mélanges limono-argileux, ceci s'accompagnant d'une plus forte porosité de ces derniers compte tenu de leur moins bonne ouvrabilité. Au-delà de 90 jours, les résistances des deux types de sol deviennent égales. Nous pouvons expliquer ce gain supplémentaire au-delà de 28 jours à une cure interne du béton liée à la mise à disposition de l'eau retenue initialement par l'argile. Le paramètre de formulation qui reste alors prédominant est celui du rapport E/C. Pour une même consistance, la diminution du rapport E/C entraîne une diminution de la porosité, ceci n'est plus vrai si une consistance trop ferme ne permet pas une bonne ouvrabilité. La masse volumique d'un béton de sol est tout d'abord fortement impactée par la masse volumique propre du sol et pour un même type de sol par le rapport E/C. La masse volumique du béton de sol diminue avec la taille de grains du sol, variant dans notre étude entre 2000 kg/m³ pour un sol graveleux à 1640 kg/m³ pour un sol argileux. Au sein des sols argileux testés, nous avons observé qu'en fonction du rapport E/C la masse volumique peut varier entre 1780 et 1700 kg/m³ et descendre jusqu'à 1650 kg/m³ dans le cas d'une difficulté de mise en œuvre sur chantier. Le module élastique dynamique, étant très lié à la masse volumique, celui-ci est plus élevée pour un sol plus sableux que pour un sol argileux.

Contrairement à un béton de laboratoire, où les proportions des différents constituants sont connues, le dosage en ciment par m³ de sol traité est le principal indicateur fourni sur chantier. Tous les chantiers étudiés montraient peu de variation dans leur dosage en ciment entre 150

et 220 kg/m³ de sol en place ou entre 125 et 140 kg/m³ de béton réalisé mais les résistances mesurées fluctuaient entre 2 et 12 MPa. Le dosage en ciment n'apparaît donc pas suffisant pour déterminer la résistance en compression d'un béton de sol. Le calcul du rapport E/C en prenant en compte la teneur en eau naturelle du sol, l'eau injecté par le coulis a permis de corrélérer les différences de résistance mécaniques aux différences de rapport E/C. Les résistances en compression des échantillons issus de chantier et celles des formulations de laboratoire suivent une même tendance en fonction du rapport E/C. La différence chantier-laboratoire réside essentiellement en un plus grand écart type des valeurs chantiers et une influence défavorable des inclusions suite à des difficultés de mise en œuvre passagères. La relation entre la résistance en compression et le rapport E/C usuellement utilisée pour les bétons traditionnels se heurte à la difficile estimation du rapport E/C sur chantier.

En effet, hormis la difficulté de déterminer le rapport E/C à partir des paramètres d'injection, de la teneur en eau du sol et du dosage du coulis, il reste une incertitude sur la part d'eau totale qui sera libre pour former la pâte de ciment. La comparaison des résultats de Helson (2017) avec les nôtres illustrent cette problématique notamment pour les sols argileux. Une partie de l'eau « totale » est absorbée par le sol ce qui diminue la quantité d'eau libre dans la pâte de ciment et qui en modifie donc la résistance. Les bétons de Helson sont réalisés à partir de mélange de sable et de kaolinite en différentes proportions. Or les sols de notre étude sont des sols naturels qui contiennent des argiles de type « montmorillonite », plus absorbantes que la kaolinite. Pour une même quantité d'eau totale, les bétons de Helson présentent un étalement tandis que les bétons formulés dans cette étude sont fermes, traduisant ainsi la différence entre l'eau « efficace » au sens de la norme béton de l'eau totale. En effet, un sol plus argileux et très absorbant rendra moins d'eau libre disponible, réduisant ainsi l'ouvrabilité du mélange. Un sol plus sableux ou même argileux avec une faible capacité d'absorption rendra plus d'eau disponible, fluidifiant le mélange. Une estimation plus précise de la résistance en compression à partir du rapport eau sur ciment nécessiterait de pouvoir distinguer l'eau efficace de l'eau totale, notamment pour les sols argileux.

La carbonatation s'envisage pour un béton de sol dans le cas d'une excavation sur une des faces d'une paroi de soutènement. Les bétons de sol sont plus sensibles à la carbonatation que les bétons traditionnels. Ceci est dû aux teneurs en eau et rapport E/C élevés utilisés pour les bétons de sol pour faciliter leur malaxage. De plus, le type de ciment est également un

facteur important car les ouvrages en béton de sol sont généralement réalisés avec du ciment CEM III/C. Les essais menés ont considéré les échantillons après une cure à l'eau d'au moins 180 jours pour s'affranchir de l'influence du degré de saturation. Compte tenu de l'état initial saturé, les phénomènes de séchage et de carbonatation ont évolué conjointement. Cette étude a montré qu'il y a une influence du séchage sur la carbonatation qui s'observe par une augmentation de la cinétique de carbonatation en fonction du temps jusqu'à une stabilisation. Le maintien d'une hygrométrie d'exposition élevée semble fortement limiter la cinétique de carbonatation empêchant le séchage du matériau. Les hygrométries d'exposition de 40% et 65 % n'ont mis en évidence que des écarts de faible amplitude. Ensuite, l'étude de la carbonatation des échantillons confectionnés en laboratoire a démontré une influence positive de la diminution du rapport E/C pour la réduction de la profondeur de carbonatation. L'augmentation de la proportion d'argile dans le sol semble également réduire la cinétique de carbonatation pour les faibles dosages en ciment (100 kg/m^3). On peut supposer qu'elle entraîne une diminution de la proportion des gros pores ralentissant ainsi la cinétique de la carbonatation. La comparaison entre les échantillons issus du chantier et les échantillons réalisés en laboratoire révèle l'importance du rapport E/C sur l'évolution du séchage et de la carbonatation dans le temps. La cinétique de progression du front de carbonatation diminue avec le rapport E/C. A rapport E/C équivalent, la cinétique de carbonatation est apparue un peu plus lente sur les deux chantiers étudiés par rapport aux formulations de laboratoire. Selon le rapport E/C, la pénétration de la carbonatation varie entre 20 et 50 mm à 180 jours.

Un modèle est proposé pour prendre en compte l'influence du séchage sur la cinétique de carbonatation par le séchage. Il prend en compte les paramètres de formulation des échantillons. Néanmoins, ce modèle est lié aux données de notre étude et est basé sur des paramètres déterminés expérimentalement. Il n'est donc pas généralisable pour tout type de béton de sol. L'objectif de ce modèle est de mettre en évidence d'une part les différents paramètres de formulation qui peuvent influencer sur la carbonatation des bétons de sols et d'autre part l'existence ou non d'écarts entre matériaux réalisés sur site et confectionnés en laboratoire avec du sol issu du chantier.

L'étude du comportement du béton de sol vis-à-vis des cycles de gel-dégel est réalisée sur huit formulations confectionnées en laboratoire avec du sol issu de trois chantiers de construction. Concernant l'évolution de la résistance en compression en fonction des cycles de gel-dégel,

pour les échantillons de laboratoire avec la même teneur en eau totale, on n'observe pas d'influence du type de sol. Cependant, les vitesses des ondes P résiduelles restent plus élevées pour les sols moins argileux. On constate ensuite pour les échantillons issus de chantier que l'hétérogénéité du mélange peut avoir une influence très défavorable sur la sensibilité au gel des matériaux. En effet, les échantillons du chantier CS_1, très hétérogènes, ont perdu toute leur résistance initiale après 6 cycles de gel-dégel. Au même moment, les échantillons du chantier CS_3, bien homogènes, ne perdent que 30% de leur résistance initiale. La sensibilité au gel de la résistance mécanique diminue avec le rapport E/C et ne se corrèle pas avec le seul dosage en ciment par m³ de sol. De façon générale, une faible porosité induit une meilleure résistance au gel pour les échantillons ayant la même nature de sol. Une meilleure résistance à la compression et une meilleure rigidité à l'état sain entraînent une meilleure résistance aux cycles de gel-dégel. La conséquence directe est qu'un faible rapport E/C améliore significativement la résistance en compression résiduelle et le module d'élasticité dynamique résiduel des bétons de sol exposés aux cycles de gel-dégel. On identifie un seuil de perméabilité (3.E-9) au-dessus duquel le béton de sol ne semble pas résister aux 20 cycles de gel-dégel.

L'étude du comportement à haute température réalisée uniquement sur les échantillons confectionnés en laboratoire avec le sol S2 a permis d'une part de mettre en évidence les rôles très importants du rapport E/C et de la teneur en eau totale sur le comportement à haute température des bétons de sol. La comparaison avec les résultats de Helson (2017) a permis de relever les paramètres (adsorption du type d'argile présent dans le sol) générant les écarts entre matériaux fabriqués à partir de sols issus de chantiers et matériaux fabriqués avec du sol reconstitué en laboratoire à partir de sable et kaolinite. Les analyses thermogravimétriques et thermo-différentielles ont permis de mettre en évidence la présence de montmorillonite dans les sols S2 et S3. Ce type d'argile (montmorillonite) caractérisé par son fort gonflement lors de l'humidification et son fort retrait lors du séchage est responsable des chutes importantes de résistance en compression et de module dynamique dès 200°C. Cela a été constaté en comparant les résultats de cette étude à ceux de Helson (2017) obtenus avec du sol fabriqué en laboratoire, comportant de la Kaolinite comme argile. La teneur en fines et la nature de l'argile sont les paramètres prépondérants de la tenue au feu des bétons de sol.

Une quantité plus importante de fines et d'argile gonflante génère un retrait important qui déstructure le matériau et diminue de façon drastique ses propriétés mécaniques.

Cette étude a permis de mieux connaître les propriétés physiques et mécaniques des bétons de sol ainsi que leur durabilité vis-à-vis de la carbonatation, de cycles de gel-dégel et de l'exposition à une température élevée. Les perspectives découlant de ce travail de recherche sont multiples et des questions restent posées. On pourrait développer plusieurs points :

- L'estimation d'un rapport E/C efficace qui permettrait de s'affranchir de l'influence du type de sol dans la formulation. Il s'agirait de trouver la meilleure manière de passer de l'eau totale à l'eau efficace entrant réellement dans la formation des produits hydratés.
- Le séchage génère des fissures plus ou moins importantes en fonction de la cinétique de séchage et selon le gonflement de l'argile présente dans l'échantillon. Le modèle proposé prend en compte uniquement le séchage dans son rôle de frein à la carbonatation. Il ne prend pas en compte l'influence des fissures due à la cinétique de séchage. Il serait intéressant de prendre en compte cet aspect dans le modèle.
- Le comportement à haute température des bétons de sol n'a pas été étudié sur des matériaux chantiers or compte tenu de la forte influence de l'eau ajoutée et du type de sol les résultats peuvent diverger des matériaux laboratoire. Des essais de résistance à l'écaillage restent aussi à mener. La forte teneur en eau de ces matériaux, notamment au jeune âge pourrait induire une instabilité thermique.
- L'utilisation structurelle du béton de sol nécessitera de déterminer si l'adhérence acier-béton de sol est différente de l'adhérence acier – béton classique.

L'étude de l'influence des liants sur les propriétés mécaniques du matériau et la durabilité, notamment la carbonatation est aussi un axe de recherche intéressant. Le développement récent des liants bas carbone et des géopolymères pourrait aussi trouver une application intéressante avec le Deep Soil Mixing. De nombreux chantiers de soil-mixing concernent des sites pollués ; Il est ainsi utile d'améliorer la connaissance de l'influence des différents polluants sur la cinétique d'hydratation et les propriétés mécaniques et physiques du matériau traité.

VIII. ANNEXES : fiches techniques du ciment et tableau de synthèse



Direction Industrielle
et Technique
Lab. Techniques
B.P. 01
79531 Querville cedex

Direction Commerciale
Assistance
et Prescription Clients
Tél. : 01 34 77 79 81
Fax : 01 30 98 73 60

Version du : 01/07/2013
N° certificat CE : 0333-CPR-2206

Fiche produit de	Rombas CEM III/C 32,5 N - SR CE PM NF "HRC"
------------------	---

Caractéristiques physiques et mécaniques									
Compression en MPa				Cau pâte pure en %	Débit de prise en min à 20 °C	Chaleur en J/g à 40h	Masse volumique en g/cm ³	Surface étalée en cm ² /g	Stabilité en mm
1)	2)	7)	28)						
nd	11	20	42	34.5	200	199	2.90	4700	1

Composition élémentaire (%)		Constituants (%)		Caractéristiques des constituants		
Perle au feu	1.5	Principaux		Nature	Caractéristiques	
SiO ₂	32.8	Clinker (K) de	15.0	<u>Clinker (K)</u>	CaO/SiO ₂	3.1
Al ₂ O ₃	10.2	Common		<u>Cesural</u>	C3S+C2S	79
Fe ₂ O ₃	0.7	Laitier (S)	35.0		MgO (%)	1.0
TiO ₂	nd	Condrea (V)			C3S (%)	68
MnO	nd	Calcaire (L ou LL)			C2S (%)	11
CaO	45.0	Fumées de silice (D)			CSA (%)	11
MgO	5.5	Secondaires			C4AF (%)	7
SO ₃	2.9	Calcaire (L ou LL)		<u>Laitier (S)</u>	Laitier vitreux (%)	99.0
K ₂ O	0.58				(CaO-MgO)/SiO ₂	1.3
Na ₂ O	nd			<u>Cesural (O)</u>	CaO-MgO-SiO ₂ (%)	82.2
P ₂ O ₅	nd				PF (%)	
S ²⁻	0.70	Sulfate de calcium	100.0		CaO réactive (%)	
Cl ⁻	0.02	type		<u>Calcaire (L ou LL)</u>	SiO ₂ réactive (%)	
		Anhydrite	5.5		CaCO ₃ (%)	
				<u>Fumées de silice (D)</u>	Absorption bleu méthylène (g/100g)	
Insoluble CO ₂	0.5	Additifs			TDC (%)	
Na ₂ O eq. actif	nd	Agent de mouture	0.015		SiO ₂ amorphe (%)	
		classé (AQM)			PF (%)	
					Aire massique BET (m ² /kg)	
Concrétisme (p.°)	81					

Mouture	
Doyeur(s)	6 et 5

Stockage		
Site(s)	et plan de stockage	

Ces valeurs ne sont données qu'à titre indicatif. Les résultats d'auto-contrôle sont disponibles sur demande à la Direction Commerciale Assistance et Prescription Clients



Site web:
www.cimentscalcia.it
Tél. : 01 34 77 79 81
Fax : 01 30 98 73 60

Site en anglais de l'IFA IRI/CEC
Site de l'IFA IRI/CEC français

	Sol	Formulations	Dosage en ciment (kg/m3 béton)	Dosage en ciment (kg/m3 de sol en place)	W	E/C total	ρ théorique (kg/m3)	ρ réelle moyenne (kg/m3)	Porosité	Perméabilité (m/s)	Vp 90 (m/s)	fc28 (MPa)	fc90 (MPa)	fc180 (MPa)	
ECHANTILLONS DE LABORATOIRE	S1 (A1 GTR)	S1C100W50	100	135	50%	5.72	1715	1712	51.08%	3.00E-10	2129	1.9	2.3	2.6	
		S1C150W50	150	212	50%	3.82	1718	1740	50.18%	1.98E-10	2459	6.5	7.4	8.3	
		S1C200W50	200	297	50%	2.87	1721	1705	48.19%	1.40E-10	2714	10.1	11.6	13.9	
	S2 (A2 GTR) D(passant 45%) = 14µm	S2C150W50	150	212	50%	3.82	1718	1704	NC	NC	2012	4.1	6.3	NC	
		S2C200W50	200	297	50%	2.87	1721	1702	NC	NC	2374	7.0	11.4	14.4	
		S2C250W50	250	390	50%	2.30	1724	1702	NC	NC	2432	8.8	14.2	18.1	
		S2C300W50	300	494	50%	1.92	1726	1707	NC	NC	2504	9.3	15.2	19.0	
	S3 (A2 GTR) D(passant 45%) = 19µm	S3C100W50	100	135	50%	5.72	1715	1712	54.28%	9.38E-10	2039	2.0	2.7	3.2	
		S3C150W50	150	212	50%	3.82	1718	1691	53.52%	9.56E-10	2241	5.8	810.0	8.3	
		S3C200W36	200	242	36%	2.46	1856	1810	NC	NC	2538	6.9	8.7	9.3	
		S3C200W50	200	297	50%	2.87	1721	1689	52.59%	1.50E-11	2398	6.8	12.4	13.9	
		S3C200W75	200	408	75%	3.35	1562	1563	NC	NC	2215	3.5	6.5	6.9	
		S3C250W50	250	390	50%	2.30	1724	1712	51.54%	4.35E-11	2493	9.3	14.4	18.1	
		S3C300W50	300	494	50%	1.92	1726	1718	52.21%	3.60E-10	2563	7.1	12.7	18.1	
	S4 (A2 GTR) D(passant 45%) = 27µm	S4C200W20	200	233	20%	1.74	2092	2016	NC	NC	3276	NC	18.1	NC	
		S4C200W27	200	265	27%	2.10	1975	1955	NC	NC	2947	NC	10.1	NC	
		S4C200W31	200	284	31%	2.27	1918	1921	NC	NC	2814	NC	7.5	NC	
		S4C200W36	200	308	36%	2.46	1856	1874	NC	NC	2680	NC	6.1	NC	
		S4C200W41	200	333	41%	2.62	1802	1819	NC	NC	2582	NC	5.5	NC	
		S4C200W47	200	363	47%	2.79	1746	1784	NC	NC	2511	NC	4.3	NC	
		S4C200W50	200	379	50%	2.87	1721	1716	NC	NC	2379	NC	4.6	NC	
	ECHANTILLONS DE CHANTIERS	CS_1 colonne I		125	150	32%	3.69	NC	1636	55.45%	7.62E-09	2065	NC	NC	2.5
		CS_1 colonne II		125	150	32%	3.69	NC	1705	55.45%	7.62E-09	2060	NC	NC	2.3
		CS_2 : sol => limoneux argileux		139	210	40%	3.74	NC	1773	NC	4.60E-10	2200	2	4.6	NC
CS_2 : sol => sable limoneux			139	210	35%	3.48	NC	1865	NC	3.40E-10	2400	2.7	6.8	NC	
CS_3			139	180	27%	2.4	NC	1920	NC	NC	2818	6.1	NC	12.2	

IX. BIBLIOGRAPHIE

- Abdo, J, et J.-P Serfass. 2009. « Terrassements et assises de chaussées : Traitement des sols aux liants hydrauliques T70. Collection Technique Cimbéton. »
- AFNOR. 2012. « NF EN 12390-2. Essais pour béton durci - Partie 2 : confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance. »
- Åhnberg, Helen, Lunds tekniska högskola, et Institutionen för byggnadsteknik. 2006. « Strength of Stabilised Soils: A Laboratory Study on Clays and Organic Soils Stabilised with Different Types of Binder ». Lund: Department of Construction Sciences, Lund University.
- Ajorloo, A. M. 2010. « Caractérisation du comportement mécanique d'un sable lâche amélioré avec du ciment - Application à la technique du « Deep Mixing ». » Université de Lille 1.
- Akin, Muge K. 2016. « Experimental Studies on the Physico-Mechanical Properties of Jet-Grout Columns in Sandy and Silty Soils ». *Journal of African Earth Sciences* 116 (avril): 190-97. <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2016.01.011>.
- ALLAHYARI, Ilgar. 2016. « Approche performantielle des bétons : Vers une meilleure caractérisation des indicateurs de durabilité ». Université de Toulouse. <https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-01561587/document>.
- Alves de Adzedo, G. 2005. « Mise au point de procédures d'essais mécaniques sur mortiers de terre : application à l'étude de leur rhéologie ». INSA de Lyon.
- Amitrano, D. 2006. « Notice de dimensionnement d'un puit canadien. Arch. Ouvert., 1–13. »
- Arora, S., L. Shao, et C. Conkle. 2015. « Utilizing real-time data and statical analysis for wet soil mixing: a case history. In Conference Deep Mixing 2015 (pp. 223–236). Deep Foundations Institute (DFI). »
- Atkinson, John. 2007. *The Mechanics of Soils and Foundations*. 2. ed. Spon Text. London: Taylor & Francis.
- Bell, F G. 1993. *Engineering Treatment of Soils*. Abingdon, UK: Taylor & Francis. <https://doi.org/10.4324/9780203474181>.
- Bergado, D. T., et G. A. Lorenzo. 2005. « Economical Mixing Method for Cement Deep Mixing ». In *Innovations in Grouting and Soil Improvement*, 1-10. Austin, Texas, United States: American Society of Civil Engineers. [https://doi.org/10.1061/40783\(162\)12](https://doi.org/10.1061/40783(162)12).
- Bruce, D. A., et G. Sills. 2009. « Managing Our Water Retention Systems. USSD Annual Meeting and Conference. Nashville. »

- Brûle, S. 2014. « Le soil mixing depolluant. In Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG2014. Beauvais. »
- Burden, D. 2006. « The durability of concrete contains high levels of fly ash ». University of New Brunswick.
- Cali, P. R., et G. Filz. 2015. « CRITIQUE OF SPECIFICATIONS FOR DEEP MIXING. In Conference Deep Mixing 2015 (pp. 1051–1060). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI). »
- Chantret, Francis, Alain Desprairies, Philippe Douillet, C. Jacob, Michel Steinberg, et Norbert Trauth. 1971. « Révision critique de l'utilisation des méthodes thermiques en sédimentologie : cas des smectites (montmorillonites) ». *Bulletin du Groupe français des argiles* 23 (2) : 141-72. <https://doi.org/10.3406/argil.1971.1150>.
- Consoli, Nilo Cesar, Rodrigo Caberlon Cruz, Márcio Felipe Floss, et Lucas Festugato. 2010. « Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136 (5): 759-63. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000278](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000278).
- Correia, A. A. S. 2013. « Prediction of the unconfined compressive strength in soft soil chemically stabilized. In Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris 2013 (pp. 2457–2460). »
- Cuira, F., S. Costa d'Aguiar, A. Grzyb, F. Pellet, J.-F. Mosser, A. Guimond-Barrett, et A. Le Kouby. 2013. « Modélisation numérique du comportement d'une colonne de soil-mixing et confrontation à un essai de chargement en vraie grandeur ». In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2461-64. Paris.
- Deneele, Dimitri, Jennifer Nael, Anne Dony, Johan Colin, Gontran Herrier, et Didier Lesueur. 2013. « LA CARBONATATION D'UN SOL TRAITÉ A LA CHAUX – APPROCHE EXPERIMENTALE », 12.
- Deng, Yongfeng, Xibing Yue, Songyu Liu, Yonggui Chen, et Dingwen Zhang. 2015. « Hydraulic Conductivity of Cement-Stabilized Marine Clay with Metakaolin and Its Correlation with Pore Size Distribution ». *Engineering Geology* 193 (juillet): 146-52. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.04.018>.
- Denies, N. 2011. « SOIL MIX Activités de recherche en cours en Belgique : Projet SOIL MIX – IWT 080736. In Journée d'étude Franco-Belge « Soutènements » Ecole Polytech' Lille. »
- Denies, N, et N Huybrechts. 2012a.
« SOIL_MIX_WALLS_AS_RETAINING_STRUCTURES_BELGIAN_PRACTICE », 16.
- . 2012b.
« SOIL_MIX_WALLS_AS_RETAINING_STRUCTURES_MECHANICAL_CHARACTERIZATION », 18.

- Drouet, Emeline. 2010. « Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires : prise en compte des transferts hydriques », 314.
- Egorova, Alexandra A., Jarosław Rybak, Damian Stefaniuk, et Przemysław Zajączkowski. 2017. « Basic Aspects of Deep Soil Mixing Technology Control ». *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 245 (octobre): 022019. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/245/2/022019>.
- El Ouahabi, M. 2013. « Valorisation industrielle et artisanale des argiles du maroc. Thèse de doctorat en Géologie, Université de Liège. »
- Ganne, P., N. Denies, N. Huybrechts, A. Vervoort, A. Tavallali, J. Maertens, Bart Lameire, et Flor De Cock. 2012. « Deep Soil Mix technology in Belgium : Effect of inclusions on design properties. » In *Ground and Deep Mixing*, no. 228, 1:357-66. ASCE Geotechnical Special Publication.
- Gerressen, Franz-Werner, et Thomas Vohs. 2012. « CSM-Cutter Soil Mixing - Worldwide Experiences of a Young Soil Mixing Method ». In *Grouting and Deep Mixing 2012*, 281-90. New Orleans, Louisiana, United States: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412350.0014>.
- Gobena, Jemal Aliy, et S Suppiah. 2019. « Strength Characteristics of Expansive Soil Mixed With Quarry Residue and Cement » 8 (8): 7.
- Grisolia, M., E. Leder, I Marzano, T. Mizutani, et Y. Morikawa. 2012. « Influence of tire chips on the mechanical properties of cement treated soil ». In , 325-33. Brussels.
- Gu, Runjie. 2020. « Application and Research of Soil Mixing Wall ». *Insight - Civil Engineering* 3 (2). <https://doi.org/10.18282/ice.v3i2.330>.
- Guimond-Barrett, Antoine. 2013. « Influence of mixing and curing conditions on the characteristics and durability of soils stabilised by deep mixing ».
- Gunther, J., G. Holm, G Westberg, et H. Eriksson. 2004. « Modified dry mixing (MDM) - A new possibility in Deep Mixing. In *Geotechnical Engineering for Transportation Projects* (pp. 1375–1384). ASCE Special publication 126. »
- Hannink, G., N. Huybrechts, et N. Denies. 2015. « Handboek soilmix-wanden Ontwerp en uitvoering. BGGG/GBMS Thema-avond "Soilmix-wanden." »
- Helson, Olivier. 2017. « Comportement thermo-hydro-mécanique et durabilité des bétons de sol : influence des paramètres de formulation et conditions d'exposition. » Université de Cergy-Pontoise.
- Helson, Olivier, Anne-Lise Beaucour, Javad Eslami, Albert Noumowe, et Philippe Gotteland. 2017. « Physical and Mechanical Properties of Soilcrete Mixtures: Soil Clay Content and Formulation Parameters ». *Construction and Building Materials* 131 (janvier): 775-83. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.021>.

- Helson, Olivier, Javad Eslami, Anne-Lise Beaucour, Albert Noumowe, et Philippe Gotteland. 2018. « Hydro-Mechanical Behaviour of Soilcretes through a Parametric Laboratory Study ». *Construction and Building Materials* 166 (mars): 657-67.
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.177>.
- Hyvert, Nicolas. 2009. « Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton ». UNIVERSITE PAUL SABATIER – TOULOUSE III.
http://thesesups.ups-tlse.fr/526/1/Hyvert_Nicolas.pdf.
- Jamshidi, Reza Jolous, Craig B. Lake, et Christopher L. Barnes. 2015. « Examining Freeze/Thaw Cycling and Its Impact on the Hydraulic Performance of Cement-Treated Silty Sand ». *Journal of Cold Regions Engineering* 29 (3): 04014014.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CR.1943-5495.0000081](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CR.1943-5495.0000081).
- Kitazume, Masaki, et Masaaki Terashi, éd. 2013a. *The Deep Mixing Method*. Boca Raton, Fla.: CRC Press.
- , éd. 2013b. *The Deep Mixing Method*. Boca Raton, Fla.: CRC Press.
- Konan, K. L. 2006. « Interactions entre des matériaux argileux et un milieu basique riche en calcium. » Université de Limoges.
- Kreimeyer, Rolf. 1987. « Some Notes on the Firing Colour of Clay Bricks ». *Applied Clay Science* 2 (2) : 175-83. [https://doi.org/10.1016/0169-1317\(87\)90007-X](https://doi.org/10.1016/0169-1317(87)90007-X).
- Lamloumi, Raja. 2015. « Comportement des matériaux minéraux de grande diffusion lors du séchage : étude expérimentale et modélisation ».
- Lapointe, E., et F. Famanian. 2015. « On the Use of Cement Content Determination Tests for Deep Mixing Projects. In Deep Mixing Conference (pp. 581–590). San Francisco. »
- Larson, S.M. 2005. « State of Practice report ». In *Execution, monitoring and quality control, International Conference on Deep Mixing*, 732-85.
- Le Kouby, A., et A. Guimond-Barett. 2015. « Influence of curing conditions on the stiffness and strength of cement-stabilized soils ». In. San Francisco : Deep Foundations Institute (DFI).
- Le Kouby, A., L. Saussaye, Y. Fargier, Y. Boussafir, C. Chevalier, Y. Ananfouet, et N. Auger. 2016. « Renforcement des digues de Loire par la technique du Deep Soil Mixing ; Deux méthodes proposées - suivi sur deux ans. In Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur (pp. 229–236). Nancy. »
- Leoni, F. M., et A. Bertero. 2012. « Soil mixing in highly organic materials: the experience of LPV111, New Orleans, Louisiana (USA) ». In *Proceedings of the IS-GI Brussels*, 189-98. Belgium.
- Lothenbach, Barbara, Karen Scrivener, et R.D. Hooton. 2011. « Supplementary Cementitious Materials ». *Cement and Concrete Research* 41 (12): 1244-56.
<https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2010.12.001>.

- M. Topolnicki, et G. Softys. 2012. « Novel application of wet deep soil mixing for foundation of modern wind turbines ». In *Proceedings of the 4th International Conference on Grouting and Deep Mixing*, 1-10.
- Massarsch, K., et M. Topolnicki. 2005. « Regional Report: European Practice of Soil Mixing Technology. Proceedings of the International Conference on Deep Mixing – Best Practice and Recent Advances, Deep Mixing’05, 1, 19–45. »
- Moevus-Dorvaux, Mariette, Lucile Couvreur, Basile Cloquet, Laetitia Fontaine, Romain Anger, et Patrice Doat. s. d. « Béton d’Argile Environnemental : Résultats d’un programme de recherche tourné vers l’application », 45.
- Montes-Hernandez, G. 2002. « Etude expérimentale de la sorption d’eau et du gonflement des argiles par microscopie électronique à balayage environnementale (ESEM) et l’analyse digitale d’images. Thèse de doctorat en géochimie, Université Louis Pasteur de Strasbourg ».
- Morel, Robert. 1996. *Les sols cultivés*. Paris : Tec & Doc-Lavoisier.
- Murat, Michel, et Jacques Gielly. 1969. « Observations expérimentales relatives à l’étude des réactions de déshydratation et de déshydroxylation des minéraux argileux par mesures de conductivité électrique et analyse thermique ». *Bulletin du Groupe français des argiles* 21 (2) : 151-76. <https://doi.org/10.3406/argil.1969.1114>.
- Namouniara, Diatto Kevin. 2015. « Etude expérimentale de la diffusion du CO₂ et des cinétiques de carbonatation de matériaux cimentaires à faible dosage en clinker ». Université de La Rochelle.
- Namouniara, Diatto Kevin, Ph Turcry, et Abdelkarim Aît-Mokhtar. 2015. « Détermination expérimental du coefficient de diffusion du CO₂ gazeux de matériaux cimentaires ». In *Rencontres Universitaires de Génie Civil*. Bayonne, France. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-01167612>.
- Nigay, Pierre-Marie. 2015. « Etude des transformations microstructurales de mélanges argile/biomasse lors de la cuisson et relations avec les propriétés mécaniques et thermiques », 193.
- Noumowe, Albert. 1995. « Effet de hautes températures (20-600°C) sur le béton. Cas particulier du béton à hautes performances ». Institut national des sciences appliquées de Lyon.
- Noumowé, Albert, Guillaume Ranc, et Célia Hochet. 2003. « Moisture Migration and Thermo-Mechanical Behaviour of Concrete at High Temperature up to 310 °C », 9.
- Ounoughi, K., V. Baroghel-Bouny, J. Gawsewitch, T. Chaussadent, et G. Croquette. 2000. « Influence du rapport eau/ciment, du type de ciment et de la microstructure sur la carbonatation des bétons ». *Journée « Durabilité », 8 au 9 mars 2000, Bordeaux - CETE du Sud-Ouest*.

- Pagán-Ortiz, J. E. 2013. « Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support. U.S. Department of Transportation, Washington, DC, p.228. »
- Papadakis, V., C. Vayenas, et M. Fardis. 1991. « Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonatation », *ACI material journal*, n° 88: 363-73.
- Park, Sung-Sik. 2010. « Effect of Wetting on Unconfined Compressive Strength of Cemented Sands ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 136 (12): 1713-20. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0000399](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000399).
- Porbaha, A., S Shibuya, et T Kishida. 2000. « State of the art in deep mixing technology, part III: geomaterial characterization ». In *Ground Improvement*, Vol. 3 :91-110.
- Rafaiï, N., H. Hornain, G. Villain, V. Baroghel Bouny, G. Platret, et T. Chaussadent. 2000. « Comparaison et validité des méthodes de mesure de carbonatation », *Revue française de génie civil*, n° 6 : 251-74.
- Reiffsteck, P, P.-T Nguyen Pham, et J. Arbaut. 2007. « Influence de la répartition granulométrique sur le comportement mécanique d'un sol. BLPC n°268-269, 83–104. »
- Reinholdt, Marc X. 2001. « Synthèse en milieu fluoré et caractérisation de phyllosilicates de type montmorillonite. Etude structurale par spectroscopies d'Absorption des Rayons X et de Résonance Magnétique Nucléaire. », 244.
- Rilem Tc 129-Mht. 1995. « Test methods for mechanical properties of concrete at high temperatures - Compressive strength for service and accident conditions », *Materials and Structures*, 28: 410-14.
- S. Melentijevic, et J.L. Arcos. 2013. « Application of cement deep mixing method for underpinning ». In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2549-52.
- Sasa, K., Y. Kurumada, et M. Watanabe. 2015. « Mixing Proportion Design and Construction Management for Application of Cement Deep Mixing Method to Construction Project on Controlled Final Landfill Site in Japan. In Conference Deep Mixing 2015 (pp. 193–202). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI). »
- Shakhmenko, G., et J. Birsh. 1998. « Concrete mix design and optimization. In 2nd Int PhD Symposium Civil Engineering (pp. 1–8). Budapest. »
- Sheen, Yeong-Nain, Li-Hao Zhang, et Duc-Hien Le. 2013. « Engineering Properties of Soil-Based Controlled Low-Strength Materials as Slag Partially Substitutes to Portland Cement ». *Construction and Building Materials* 48 (novembre): 822-29. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.07.046>.

- Sheng-Hua, X., L. Song-Yu, L. Zhi-Bin, et D. Guang-Yin. 2012. « In-situ Test on Soft Marine Clays with High Clay Content Improved by Bidirectional Dry Jet Mixing Method. *GeoCongress*, (1984) », 988-95.
- Shihata, Sabry A., et Zaki A. Baghdadi. 2001. « Long-Term Strength and Durability of Soil Cement ». *Journal of Materials in Civil Engineering* 13 (3): 161-65. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0899-1561\(2001\)13:3\(161\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0899-1561(2001)13:3(161)).
- Sorieul, Stéphanie. 2003. « Étude Des Effets d'irradiation Dans Les Montmorillonites. Application Au Stockage Des Déchets Radioactifs. », 280.
- Szymkiewicz. 2011. « Evaluation des propriétés mécaniques du matériaux Soil-Mixing », Paris-Est.
- Szymkiewicz, F., A. Guimond-Barrett, A. Le Kouby, et P Reiffsteck. 2012. « Influence of grain size distribution and cement content on the strength and aging of treated sandy soils. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(7), 37–41. »
- Szymkiewicz, F., A. Le Kouby, P Reiffsteck, J.-L. Tacita, et S. Lechevallier. 2010. « Carcterisation par essais mecaniques de l'homogeneite du materiau soil-mixing ». In, 737-44. Grenoble.
- Szymkiewicz, Fabien, Friede-Stéphanie Tamga, Alain Le Kouby, et Philippe Reiffsteck. 2013. « Optimization of Strength and Homogeneity of Deep Mixing Material by the Determination of Workability Limit and Optimum Water Content ». *Canadian Geotechnical Journal* 50 (10): 1034-43. <https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0327>.
- Terashi, M. 1997. « Theme lecture: Deep mixing method-Brief state of the art. In 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (pp. 2475–2478). Hamburg. »
- Terashi, M., et Kitazume. 2015. « Deep Mixing – Four Decades of Experience, Research and Development. » In *Deep Mixing Conference*, 781-800. San Francisco.
- Terzaghi, S, W Okada, L. D. Houghton, et G. Quickfall. 2002. « COLMIX - Deep Soil Mixing in New Zealand – An update. *Geo Technical Stabilization: Hiway Stabilizers Australia*. »
- Thanh Truong, Quang, Ngoc Linh Nguyen, et Thi Quynh Nhu Nguyen. 2020. « Mechanical behavior of Vinh Long soil mixed with cement ». *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* 869 (juillet): 072004. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/869/7/072004>.
- Thiery, M. 2005. « Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : Prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. Thèse de doctorat en Structures et Matériaux, École Nationale des Ponts et Chaussées. »

- Timoney, Martin J., Bryan A. McCabe, et Alan L. Bell. 2012. « Experiences of Dry Soil Mixing in Highly Organic Soils ». *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement* 165 (1): 3-14. <https://doi.org/10.1680/grim.2012.165.1.3>.
- Topolnicki, M. 2004. « In situ soil mixing ». In *Ground Improvement.*, 2^e éd., 331-428. Spon Press, Ed.
- . 2015. « Geotechnical design and performance of road and railway viaducts supported on DSM columns - A summary of practice. In Conference Deep Mixing 2015 (pp. 131–150). San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI). »
- Tran-Nguyen, Hoang-Hung, Khanh D. T. Nguyen, et Tam T. Nguyen. 2020. « Permeability of Soilcrete Specimens Made from the Mekong Delta's Soft Clay Mixed with Cement Slurry ». In *Geo-Congress 2020*, 749-59. Minneapolis, Minnesota: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784482810.078>.
- Trauth, Norbert, et Jacques Lucas. 1967. « Apport des méthodes thermiques dans l'étude des minéraux argileux ». *Bulletin du Groupe français des Argiles* 19 (2) : 11-24. <https://doi.org/10.3406/argil.1967.1074>.
- Van Lysebetten, G., A. Vervoort, J. Maertens, et N. Huybrechts. 2014. « Discrete Element Modeling for the Study of the Effect of Soft Inclusions on the Behavior of Soil Mix Material ». *Computers and Geotechnics* 55 (janvier): 342-51. <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2013.09.023>.
- Van Rompaey, G. 2006. « Etude de la réactivité des ciments riches en laitier, à basse température et à temps court, sans ajout chloruré ». Université Libre de bruxelles. <file:///C:/Users/Hessouh/Downloads/PhDVanRompaeyGilles.pdf>.
- VERBECK G. 1958. « Carbonation of hydrated Portland cement ». In *ASTM Special Publication 1958*, 205:17-36.
- Vervoort, A., A. Tavallali, et G. Van Lysebetten. 2012. « Mechanical characterization of large-scale soil mix samples and the analysis of the influence of soil inclusions. In ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI (pp. 127–136). Brussels. »
- Vigroux, Martin. 2020. « Influence de la microstructure et de la minéralogie sur l'endommagement mécanique des pierres du patrimoine bâti sous l'effet de conditions environnementales sévères ». Cergy-Pontoise : CY Cergy Paris Université.
- VU, Ngoc Tru. 2011. « Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste ». Université de Toulouse.
- Wagner, J.-F. 2013. « Mechanical Properties of Clays and Clay Minerals ». In *Developments in Clay Science*, 5:347-81. Elsevier. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-098258-8.00011-0>.

- Walbert, Charlotte. 2015. « Endommagement par le gel de pierres calcaires utilisées dans le patrimoine bâti : étude du comportement hydromécanique ». Université de Cergy Pontoise.
- Wang, Zhi-Feng, Shui-Long Shen, et Jun Yang. 2012. « Estimation of the Diameter of Jet-Grouted Column Based on Turbulent Kinematic Flow Theory ». In *Grouting and Deep Mixing 2012*, 2044-51. New Orleans, Louisiana, United States: American Society of Civil Engineers. <https://doi.org/10.1061/9780784412350.0179>.
- Wierig, H.J. 1954. « Longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure », janvier.
- Yamasaki, K., D. Hemstreet, A. Gerondale, et L. Shao. 2015. « Wet Soil Mixing for Supporting Bridge Abutments on Spread Footings, Conference Deep Mixing 2015 San Francisco: Deep Foundations Institute (DFI) », pp.395-404.
- Yermak, Nonna. 2015. « Comportement à hautes températures des bétons additionnés de fibres ». Université de Cergy Pontoise.
- Younsi, A. 2012. « Carbonatation de bétons à forts taux de substitution du ciment par des additions minérales. Thèse de doctorat en génie civil, Université de La Rochelle. »
- Zhang, Zhongjie, et Mingjiang Tao. 2008. « Durability of Cement Stabilized Low Plasticity Soils ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 134 (2): 203-13. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2008\)134:2\(203\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2008)134:2(203)).