

Titre: Amélioration des propriétés géotechniques de matériaux routiers par biocalcification
Title: par biocalcification

Auteur: Alain Miruho Balihuta
Author:

Date: 2018

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Balihuta, A. M. (2018). Amélioration des propriétés géotechniques de matériaux routiers par biocalcification [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/3015/>
Citation:

Document en libre accès dans PolyPublie Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/3015/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Benoit Courcelles
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

AMÉLIORATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DE MATÉRIAUX ROUTIERS
PAR BIOCALCIFICATION

ALAIN MIRUHO BALIHUTA

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

MARS 2018

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

AMÉLIORATION DES PROPRIÉTÉS GÉOTECHNIQUES DE MATÉRIAUX ROUTIERS
PAR BIOCALCIFICATION

présenté par: BALIHUTA Alain Miruho

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

Mme LEITE Maria Helena, Ph. D., présidente

M. COURCELLES Benoît, D. Sc., membre et directeur de

recherche M. YNIESTA Samuel, Ph. D., membre

DÉDICACE

Je dédie ce mémoire à mon père pour son soutien,

À ma mère pour ses encouragements,

Et à mon Dieu,

Sans vous je ne serais pas où je suis.

REMERCIEMENTS

Je remercie sincèrement mon Directeur de recherche, le professeur Benoît Courcelles, pour l'opportunité de travailler avec lui sur ce projet intéressant et pour son aide inestimable pendant toute la durée de ma maîtrise.

Mes très chers remerciements aussi aux techniciens dévoués du laboratoire de géotechnique, Éric et Samuel, pour leurs conseils durant les essais au laboratoire.

Remerciements à mes collègues de bureau pour leurs conseils et soutien tout au long de ma maîtrise, particulièrement Jean-Baptiste et Benoit pour le protocole d'injection.

Mes remerciements aussi au Centre de recherche, développement et validation des technologies et procédés de traitement des eaux (CREDEAU) de Polytechnique pour m'avoir permis d'utiliser leurs équipements.

Enfin, je tiens à remercier mes amis du Groupe Biblique Universitaire de Polytechnique pour leur soutien inestimable, particulièrement à Joël.

RÉSUMÉ

La pratique courante dans la construction et la réhabilitation des chaussées consiste à stabiliser mécaniquement ou chimiquement les matériaux de la couche de fondation et la sous-fondation pour en améliorer les propriétés. Néanmoins, le compactage de la fondation et de la sous-fondation peut conduire à l'augmentation du coût des opérations et l'utilisation de composants chimiques peut avoir des impacts environnementaux néfastes. Pour limiter ces inconvénients, les recherches se tournent maintenant vers le développement de méthodes à la fois efficaces et respectueuses de l'environnement. L'une de ces méthodes en cours de développement est la précipitation de calcite induite par des microbes, ou *Microbially Induced Calcite Precipitation* (MICP en anglais), également connue sous le nom de biocalcification.

La biocalcification est un procédé qui consiste en la précipitation de carbonates de calcium grâce à l'activité métabolique de bactéries (par exemple *Sporosarcina pasteurii*). Il s'agit donc d'un processus biochimique qui consiste à créer des ponts entre les particules du sol de manière à améliorer leurs propriétés mécaniques.

La première partie de cette recherche porte sur l'influence de la biocalcification sur la capacité portante des matériaux de fondation et de sous-fondation d'une chaussée, ainsi que sur les effets de cycles gel et dégel. Afin de déterminer la meilleure méthode de mise en œuvre du processus de biocalcification, un protocole d'injection par percolation sur des petits échantillons de matériaux de fondation et sous-fondation a été élaboré. Ensuite, ses échantillons biocalcifiés ont subi des tests CBR avant et après exposition aux cycles de gel et dégel. Les résultats CBR obtenus sur les échantillons montrent que la biocalcification améliore la capacité portante des matériaux de fondation et de sous fondation. Par ailleurs, les échantillons testés après cycles de gel et dégel ont présenté une légère diminution de leur capacité portante, mais cette diminution a été attribuée à une teneur en carbonates de calcium plus faible. Les essais MEB et XRD ont confirmé la précipitation de carbonates de calcium sous la forme de calcite aux points de contact entre les particules.

La deuxième partie de cette étude consiste en un essai à plus grande échelle sur une colonne représentant une fondation routière. La colonne était d'une hauteur de 1 m et remplie de

matériaux de fondation et sous-fondation. Le pourcentage de carbonates de calcium a été évalué le long de la colonne et les résultats ont été utilisés pour calibrer un modèle numérique développé avec Comsol Multiphysics. Après calibration, ce modèle a été utilisé pour simuler un traitement en 4 étapes représentant les couches compactées d'une fondation routière. Pour cela, la colonne a été divisée en quatre couches et l'injection d'une solution calcifiante à la surface de chaque couche a été simulée. La teneur en carbonates de calcium a été déterminée après chaque étape et les résultats présentent une meilleure homogénéité de traitement le long de la colonne.

ABSTRACT

Common practice in pavement construction and rehabilitation is to mechanically or chemically stabilize base and subbase materials to improve their properties. Nevertheless, compacting the base and subbase can increase the cost of operations and the use of chemical components can have adverse environmental impacts. To limit these drawbacks, research is now turning towards the development of methods that are both effective and environmentally friendly. One of these methods being developed is Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP), also known as biocalcification.

Biocalcification is a process that involves the precipitation of calcium carbonates by the metabolic activity of bacteria (e.g. *Sporosarcina pasteurii*). It is therefore a biochemical process that consists in creating some bridges between soil particles to improve their mechanical properties.

The first part of this research focuses on the effects of biocalcification on the bearing capacity of base and subbase materials subjected to the freeze-thaw cycles. In order to determine the best method to implement the technique, an injection protocol by percolation through small samples of base and subbase was developed. Then, CBR tests were performed before and after exposure to freeze and thaw cycles. The CBR results obtained on the samples show that the biocalcification treatment improves the bearing capacity of the base and subbase materials. Also, the samples tested after freeze and thaw cycles presented a slight decrease of their bearing capacity, but this diminution was attributed to a lower calcium carbonates content. Finally, the SEM and XRD tests confirmed the precipitation of calcium carbonates under the form of calcite at the contacts between the soil particles.

The second part of this study consists of a larger scale test on a column representing a road foundation. The column was one-meter high and composed of base and subbase materials. The percentage of calcium carbonates after injection of a calcifying solution was evaluated along the column and the results were used to calibrate a numerical model with Comsol Multiphysics. After calibration, this model was used to simulate a treatment in 4 steps representing the different stage of compaction of a road foundation. To do so, the column was divided into four layers and

an injection of a calcifying solution was considered at the top of each layer. The calcium carbonates concentration was determined after each step and the results presented a better homogeneity of treatment along the column.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE	III
REMERCIEMENTS	IV
RÉSUMÉ	V
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XII
LISTE DES FIGURES	XIV
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XVII
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Mise en contexte	1
1.2 Objectifs	2
1.3 Méthodologie	2
1.4 Structure du document	3
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	5
2.1 Problématique des chaussées	5
2.2 Types des chaussées	8
2.3 Chaussées souples	9
2.4 Propriétés géotechniques des matériaux de fondation et sous-fondation.....	12
2.4.1 Généralités	12
2.4.2 Exigences relatives aux matériaux de fondation et sous-fondation des chaussées....	12
2.5 Stabilisation des sols	22
2.5.1 La stabilisation mécanique	22

2.5.2 La stabilisation chimique	23
2.5.3 La stabilisation des sols par biocalcification	28
CHAPITRE 3 ARTICLE 1: MECHANICAL CHARACTERIZATION OF BIOCALCIFIED MATERIALS USED IN BASES AND SUBBASES OF ROADS	48
Abstract.....	48
3.1 Introduction	49
3.2 Material and methods	51
3.3 Results and discussion.....	55
3.4 Conclusions	59
3.5 References	60
3.6 Appendix A.....	63
3.7 Appendix B	63
3.8 Tables	64
3.9 Figures	69
CHAPITRE 4 ARTICLE 2: LABORATORY STUDY AND MODELING OF MICROBIALLY INDUCED CALCITE PRECIPITATION APPLIED TO BASES AND SUBBASES OF ROADS.....	82
Abstract.....	82
4.1 Introduction	83
4.2 Material and methods	84
4.3 Micp modeling in non-saturated conditions	86
4.4 Results and discussion.....	89
4.5 Conclusions	91
4.6 References	92
4.7 Appendix A.....	94

4.8	Appendix B	94
4.9	Tables	95
4.10	Figures	96
CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE		100
5.1	Protocole de biocalcification pour les sols granulaires non-saturés de fondation et sous-fondation des chaussées	100
5.2	Amélioration de la capacité portante par biocalcification.....	103
5.3	Effet des cycles gel/dégel sur le CBR d'un sol traité par biocalcification	104
5.4	Biocalcification à l'échelle pilote sur une colonne d'un mètre	105
5.5	Application pratique au traitement de fondations et sous-fondations de chaussées	105
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		107
6.1	Éléments de synthèse	107
6.2	Recherches futures	108
BIBLIOGRAPHIE		109

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2-1 : Répartition des routes selon la responsabilité (MTQ, 2015).....	5
Tableau 2-2: Conditions climatiques du Québec (MTQ, 2014).....	7
Tableau 2-3: Coupe type chaussée souple MTQ – Chaussée 2 (MTQ, 2006).....	10
Tableau 2-4: Objectifs fixés pour le calcul structural des chaussées (MTQ, 2006).....	11
Tableau 2-5: Exigences granulométriques du MTQ pour la fondation MG-20.....	13
Tableau 2-6: Exigences granulométriques du MTQ pour la fondation MG-112.....	14
Tableau 2-7: Caractéristiques de l'essai Proctor modifié et l'essai Proctor normal	16
Tableau 2-8: Valeurs de CBR requises pour une chaussée (AASHTO, 1993).....	17
Tableau 2-9: Résumé des paramètres géotechniques qu'un sol doit satisfaire pour être utilisé comme matériau de fondation et sous-fondation (AASHTOO, 1993; MTQ, 2015).....	21
Tableau 2-10: Résultats essai CBR (%) des échantillons préparé dans un bioréacteur adapté de Chou et al. (2011)	37
Tableau 2-11 : Paramètres des équations 3-6 et 3-7, extrait de St-Onge (2016)	39
Table 3-1 : MTQ specifications for Base and Subbase	64
Table 3-2 : CBR samples summary.....	65
Table 3-3 : Results of %CaCO ₃ and % CBR for MG-20	66
Table 3-4 : Results of %CaCO ₃ and % CBR for MG-112	67
Table 3-5 : CBR samples summary for freeze and thaw cycles	68
Table 3-6 : Parameters based on experimental data for each type of soil	69
Table 4-1 : Design pavement parameters	95
Table 4-2 : Reaction rate parameters for models	96
Tableau 5-1: Comparaison des protocoles de traitement de Cheng et Cord-Ruwisch (2014) et de la présente étude.....	102

Tableau 5-2: Comparaison de résultats CBR de sols traités par biocalcification (Adapté de Chou et al., 2011).....	103
---	-----

LISTE DES FIGURES

Figure 2-1: Pourcentage des chaussées selon leur condition (MTQ, 2015)	6
Figure 2-2: Budget de la Ville de Montréal pour la réfection des routes (MTQ, 2017)	6
Figure 2-3: Coupe type chaussée souple (MTQ, 2006).....	8
Figure 2-4: Type de chaussées souples (Haas, 1997).....	9
Figure 2-5: Fuseau granulométrique de la fondation MG-20	13
Figure 2-6: Fuseau granulométrique de la sous-fondation MG-112	14
Figure 2-7: Exemple de courbe d'essai Proctor avec les valeurs de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à l'optimum	17
Figure 2-8: Comparaison entre les méthodes de traitement : A) par injection (Whiffin et al., 2007) et B) par percolation (Cheng, 2012), d'après Cheng (2012).....	31
Figure 2-9 : Résistance en compression simple UCS et résistance résiduelle du matériel après rupture en fonction de la teneur en carbonates de calcium. Adapté de (Whiffin, 2007)	32
Figure 2-10: Sable fin biocalcifié par méthode d'injection horizontale (Van Paassen et al., 2010a)	33
Figure 2-11 : Propriétés mécaniques d'une colonne de sable grossier de 2 m après 22 traitements. Teneur en CaCO_3 et profils UCS le long d'une colonne de sable grossier (Cheng et Cord-Ruwisch, 2014).....	35
Figure 2-12: Relation entre la teneur en calcite et la résistance à la compression simple d'échantillons traités par biocalcification (Adaptée de Zhao et al. 2014a).....	36
Figure 2-13: Corrélations entre la teneur en CaCO_3 et UCS (Van Paassen et al., 2010b)	38
Figure 2-14 : Moyenne des résultats en compression simple pour différents protocoles d'injection (Waldschmidt, 2017)	40
Figure 2-15: UCS d'échantillons de sable fin traité par biocalcification et ciment avant et après 10 cycles de gel-dégel (FT) (un cycle par jour) (Adapté de Cheng, 2013)	41

Figure 2-16: Images MEB de la déposition de calcite sur du sable (DeJong et al., 2010).....	42
Figure 3-1: Grain size distribution curve of the MG-20 and MTQ gradation limit of MG-20.....	69
Figure 3-2: Grain size distribution curve of the MG-112 and MTQ gradation limit of MG-112..	70
Figure 3-3: Compaction test and saturation curves for MG-112	70
Figure 3-4: Compaction test and saturation curves for MG-20	71
Figure 3-5: CBR values of Untreated MG-20.....	71
Figure 3-6: CBR values of Untreated MG-112.....	72
Figure 3-7: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-20 without freeze-thaw cycles	73
Figure 3-8: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-112 without freeze-thaw cycles	74
Figure 3-9: CBR values of untreated and treated unsoaked MG-20	75
Figure 3-10: CBR values of untreated and treated soaked MG-20	75
Figure 3-11: CBR values of untreated and treated unsoaked MG-112	76
Figure 3-12: CBR values of untreated and treated soaked MG-112	76
Figure 3-13: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-20 with freeze-thaw cycles	77
Figure 3-14: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-112 with freeze-thaw cycles	78
Figure 3-15: Results of average %CaCO ₃ and % CBR for soaked MG-20.....	79
Figure 3-16: Results of %CaCO ₃ and % CBR for soaked MG-112.....	79
Figure 3-17: Images of untreated and treated MG-20 samples at different magnification: a) untreated soil, b) treated soil - calcite bonding between soil particles, c) treated soil - calcite precipitation over the soil particle, d) treated soil - nucleation sites	80
Figure 3-18: (a) and (b) EDS results on treated MG-20 samples	81
Figure 4-1: Grain size distribution curve of the MG-20 and MTQ gradation limit of MG-20.....	96
Figure 4-2: Grain size distribution curve of the MG-112 and MTQ gradation limit of MG-112..	97
Figure 4-3: Typical flexible pavement (Huang, 2004).....	97
Figure 4-4: Column geometry and hydraulic boundary conditions	98

Figure 4-5: Calcite content in the column	98
Figure 4-6: Modeling of the 1 meter-column test	99
Figure 4-7: Modeling of a treatment by layer	99
Figure 5-1: Équipement de recyclage à froid in situ (COLAS, 2018)	106

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

A: Surface totale transversale à l'écoulement [m^2]

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

ATCC: *American Type Culture Collection*

ATP: Adénosine triphosphate

B: Nombre de coups de marteau Proctor

C: concentration

Ca^{2+} : Ion calcium

CaCl_2 : Chlorure de Calcium

CaCO_3 : Carbonate de Calcium

CBR: *California Bearing Ratio*

C_c : coefficient de courbure

cfu : *colonies forming units*

CL : Notation de l'argile dans la classification USCS (*Clay*)

CM²: Centre de Caractérisation Microscopique des Matériaux

CO_3^{2-} : Ion carbonate

CREDEAU : Centre de recherche, développement et validation des technologies et procédés de traitement des eaux

C_u : Coefficient d'uniformité

C_{urea} : Concentration d'urée

D: Coefficient de dispersion hydrodynamique

d_{10} : pourcentage passant à 10 %

d₃₀: pourcentage passant à 30 %

d₆₀: pourcentage passant à 30 %

Dr: Densité relative

e: Indice des vides

ECAS: Équivalent Charge Axiale Simple

EDS: *Energy Dispersive Spectroscopy*

FT: nombre de cycles gel/dégel

GC: Notation d'un mélange de gravier et d'argile dans la classification USCS

GM: Notation d'un mélange de gravier et de silt dans la classification USCS

GP: Gravier mal gradué dans la classification USCS

GW: Gravier bien gradué dans la classification USCS

HCl: Acide hydrochlorique

HCO₃⁻: Ion bicarbonate

H_p: Charge hydraulique (m)

i: Gradient hydraulique

I_L: Indice de liquidité

I_p: Indice de plasticité

K: Conductivité hydraulique

K_m: Constante de saturation

L : Hauteur du moule essai Proctor

M_{dry}: Masse de sol sec

MEB: Microscopie Électronique à Balayage

MG112: Matériel granulaire taille maximale 112 mm dans la classification du MTQ

MG20: Matériel granulaire taille maximal 20 mm dans la classification du MTQ

MICP : Précipitation de calcite induite par des microbes, ou *Microbially Induced Calcite Precipitation*

MRN : Ministère des Ressources naturelles du Québec

M_{sat} : Masse de sol saturée

MTQ : Ministère des Transports du Québec

n: Porosité

NaHCO_3 : Bicarbonate de sodium

NH_4^+ : Ammonium

$(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$: Sulfate d'ammonium

NH_4Cl : Chlorure d'ammonium

°C : Degrés Celsius

OD: Densité optique

OS: Objectif Spécifique

pH: Potentiel hydrogène

PI: Indice de plasticité (*Plasticity Index*)

q: Débit

R: Fiabilité

S: Adsorption

SAAQ: Société de l'Assurance Automobile du Québec

SC: Notation du sable dans la classification USCS

Se: Saturation effective

SEM: *Scanning electron microscopy*

SiO_2 : Dioxyde de silicium

SK: Sol immergé

SM: Notation d'un mélange de sable et de silt dans la classification USCS

SP: Sable mal gradué dans la classification USCS

SW: Sable mal gradué dans la classification USCS

T: Échantillon traité

t_{max} : Durée de vie de la bactérie

Tris-YE: *Tris Base - Yeast Extract*

U: Échantillon non traité

UCS: Résistance à la compression simple (*Unconfined compressive strength*)

UK: Sol non immergé

USCS : *Unified Soil Classification System*

V: Volume

v: Vitesse d'écoulement

v_{max} : Taux de réaction maximal

V_t : Volume total

W_{OPM} : Teneur en eau à l'optimum essai proctor

XRD: Cristallographie aux rayons X

ΔH : Variation de charge hydraulique

Δt : Variation de temps

θ : Teneur en eau volumétrique

ρ_d : Densité sèche

ρ_w : Densité de l'eau

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Mise en contexte

Utilisées pour assurer une meilleure circulation des personnes et de leurs biens, les routes constituent un élément essentiel de l'économie et du bien-être social d'une nation. Il y a donc un enjeu majeur à les maintenir dans de bonnes conditions, notamment dans un contexte d'augmentation continue du trafic routier (Rodrigue, 2017).

Des solutions abordables et plus efficaces pour la construction et réhabilitation des chaussées sont ainsi nécessaires et ces solutions doivent fournir une chaussée durable, nécessiter un faible entretien, tout en étant respectueuses de l'environnement.

Avec un réseau routier de 325 000 kilomètres, dont 50% en mauvais ou très mauvais état, une problématique sévère de gel/dégel et un trafic routier en constante augmentation, la province du Québec prévoyait un budget de 6 milliards \$ pour combler son déficit d'entretien des chaussées en 2017 (Ministère des Transports du Québec, 2016).

Dans un tel contexte, l'utilisation de la biocalcification peut constituer une alternative intéressante pour améliorer les propriétés mécaniques des sols utilisés dans les chaussées routières, notamment pour améliorer leur résistance au trafic routier et aux cycles gel/dégel (Cheng et al. 2013). Ce procédé consiste en effet à améliorer les performances mécaniques d'un sol en créant une cohésion entre ses grains grâce à l'activité de bactéries. Il est essentiellement basé sur l'injection de bactéries (*Sporosarcina pasteurii* pour cette étude), suivie par l'injection d'urée et de sels de calcium. L'hydrolyse de l'urée induite par l'activité métabolique des bactéries entraîne la production d'ions ammonium et carbonates (Bang et al. 2001, Hammes 2003, Hammes et al. 2003, Hillgartner et al. 2001). Ces derniers réagissent alors avec le sel de calcium pour former de la calcite, qui formera des « ponts » entre les grains de sol. En fin de compte, la résistance des matériaux granulaires s'améliore, ce qui en fait des granulats de haute qualité, parfaits pour une utilisation dans les chaussées.

1.2 Objectifs

L'objectif de cette étude est d'adapter et d'optimiser le procédé de stabilisation par biocalcification à des matériaux granulaires de fondation et sous-fondation de chaussées dans le but d'améliorer la performance globale des routes. Pour ce faire, les objectifs spécifiques suivants ont été élaborés :

- OS1 : Adapter un protocole de biocalcification aux matériaux granulaires de fondation et sous-fondation des chaussées;
- OS2 : Caractériser l'effet de la biocalcification sur la capacité portante des matériaux granulaires de fondation et sous-fondation des chaussées;
- OS3 : Déterminer la variation de la capacité portante des matériaux granulaires traités par biocalcification en fonction des cycles gel/dégel;
- OS4 : Évaluer l'homogénéité du traitement sur un essai à l'échelle pilote;
- OS5 : Modéliser le processus de biocalcification en conditions non-saturées; et
- OS6 : Réaliser une simulation de traitement par biocalcification en conditions de chantier.

1.3 Méthodologie

Afin de répondre à la problématique identifiée et atteindre les objectifs de recherche formulés, il est nécessaire de construire une approche méthodologique réaliste pour les travaux de laboratoire et de modélisation en géotechnique routière. L'approche méthodologique retenue comprend cinq étapes distinctes tel que décrit ci-après.

Étape 1 : Réalisation d'une revue de littérature

La revue littérature sera divisée en deux parties :

- ✓ La première partie sera réalisée afin de faire un état des lieux sur les plus récentes découvertes et des divers principes fondamentaux dans le domaine de la stabilisation des matériaux granulaires utilisés dans les structures de chaussées. Une attention particulière sera portée à la performance des matériaux granulaires et la revue de littérature portera essentiellement sur la capacité portante, le gel et le dégel.

- ✓ La deuxième partie sera consacrée à un état des lieux de traitement de sol par la méthode de précipitation de calcite induite par microbe (MICP).

Étape 2 : Réalisation des essais de laboratoire

Pour ce travail de recherche, trois volets d'essais en laboratoire seront effectués. Le premier consiste en la caractérisation des matériaux granulaires par des essais reconnus dans les normes du *Ministère des Transports du Québec* et identifiés dans la littérature. Le second volet consiste à optimiser le protocole d'injection des bactéries et des solutions de cimentation en laboratoire. Le troisième volet consiste en la réalisation d'essais permettant de décrire les performances mécaniques des matériaux granulaires utilisés dans les fondations et sous-fondation de chaussées.

Étape 3 : Modélisation numérique

Les résultats des essais de laboratoire permettront d'obtenir des informations importantes sur des paramètres nécessaires à l'étape de modélisation. Le modèle, calé sur les résultats expérimentaux, permettra d'expliquer et comprendre les réactions chimiques induites lors de la biocalcification des matériaux granulaires. Il sera ensuite utilisé pour réaliser une analyse paramétrique de différents protocoles de traitement (nombres d'injection, épaisseurs des couches, etc...) dans le but de déterminer le protocole optimal pour le traitement d'une chaussée en pleine échelle.

Étape 4 : Transmission des résultats

L'aspect original et innovant de ce projet de recherche dans le domaine de la stabilisation des matériaux granulaires des chaussées oblige à transmettre les résultats d'une manière claire et concise à la communauté scientifique. Pour enrichir le domaine de la réhabilitation et construction des chaussées d'un nouveau procédé et de donner des pistes pour des recherches futures, deux articles scientifiques ont été écrits et font partie intégrante du présent mémoire.

1.4 Structure du document

Ce mémoire est structuré en quatre parties principales. Après le chapitre 1 d'introduction, le chapitre 2 présente une revue de littérature de la stabilisation des matériaux granulaires utilisés dans les structures de chaussées et de l'effet de la biocalcification sur les propriétés mécaniques

des sols. Dans un deuxième temps, les chapitres 3 et 4 présentent deux articles permettant de répondre aux objectifs spécifiques OS (1 à 6). Le premier de ces articles porte sur la caractérisation mécanique des matériaux de fondations et sous fondations traités par biocalcification et le second traite de l'homogénéité du traitement évaluée à une échelle pilote. Finalement, une section comprenant une discussion générale des résultats et les pistes pour les recherches futures est présentée au chapitre 5. Celle-ci est suivie des principales conclusions de l'étude au chapitre 6.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Problématique des chaussées

Le réseau routier québécois s'étend sur près de 200 000 kilomètres et les trois paliers de gouvernement ont la charge d'entretenir une portion inégale des routes. Le Tableau 2-1 présente le nombre de kilomètres et le pourcentage du réseau routier que chaque palier de gouvernement a à sa charge.

Tableau 2-1 : Répartition des routes selon la responsabilité (MTQ, 2015)

Palier de gouvernement	Km de routes sous sa responsabilité	% du réseau routier sous sa responsabilité
Canadien	500	0,25
Québécois	93 000	46,62
Municipal	106 000	53,13
Total	199 500	100

À la lecture de ce tableau, on remarque que le gouvernement canadien est responsable d'une très petite portion du réseau routier comparativement au gouvernement du Québec et aux municipalités québécoises. En effet, ces deux derniers sont responsables de 99,75 % du réseau routier.

Pour sa part, le gouvernement du Québec est responsable de plus de 93 000 km de routes. La responsabilité de cette portion du réseau routier incombe à trois entités distinctes : le MTQ (29 700 km), le MRN (60 000 km) et Hydro-Québec (3 300 km).

Concernant la ville de Montréal, elle possède un réseau routier de 4 070 kilomètres, dont 45% en mauvais et très mauvais état (MTQ, 2015), comme on peut le voir dans la Figure 2-1. Ceci provoque une constante augmentation du budget annuel pour l'entretien des chaussées de la ville, tel que présenté sur la Figure 2-2.

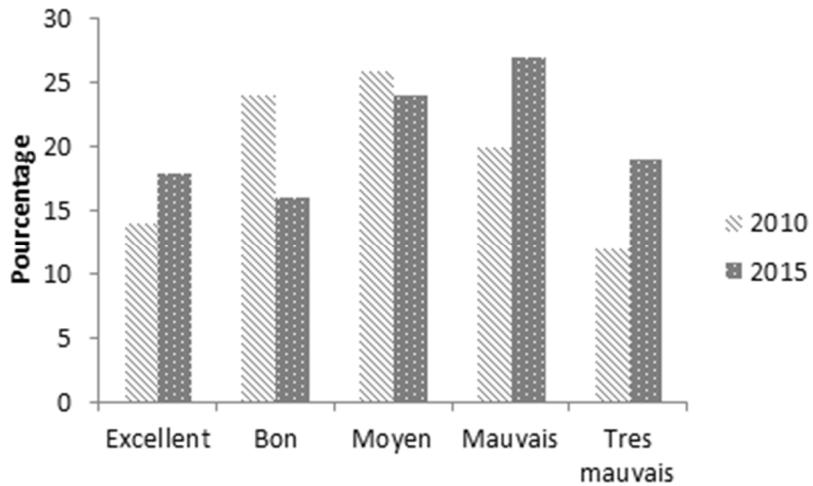


Figure 2-1: Pourcentage des chaussées selon leur condition (MTQ, 2015)

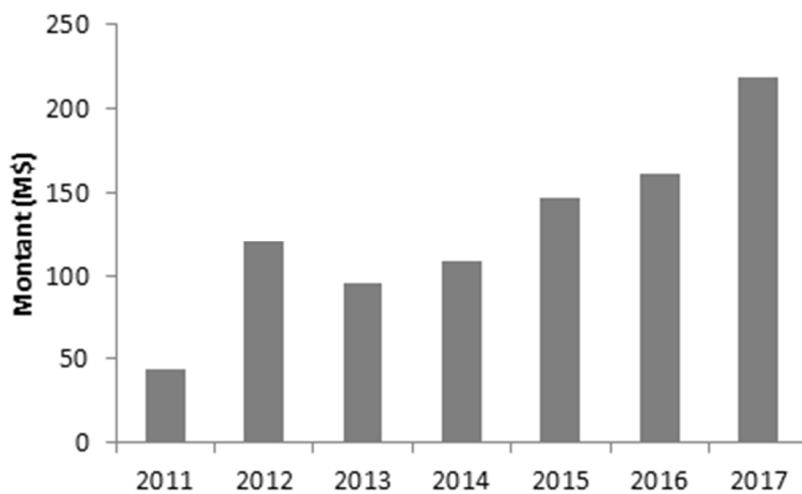


Figure 2-2: Budget de la Ville de Montréal pour la réfection des routes (MTQ, 2017)

* *Le budget pour l'année 2017 est une estimation*

L'état des chaussées est influencé par deux facteurs de dégradation : les conditions climatiques et le parc automobile qui les emprunte.

Au Québec, on connaît des écarts de température de 60 à 70 degrés entre l'été et l'hiver, la température pouvant descendre jusqu'à -30°C l'hiver et atteindre 30°C l'été. Le sol gèle en hiver à une profondeur allant de 1,2 à 3,0 mètres, tandis que l'épaisseur moyenne de la structure de chaussées est de 100 cm. Dans le Tableau 2-2, on peut voir les conditions climatiques auxquelles sont confrontés les réseaux routiers du Québec.

Tableau 2-2: Conditions climatiques du Québec (MTQ, 2014)

Précipitation annuelle moyenne (mm)	1 000
Durée du gel (jour/an)	147 à 218
Profondeur de gel (m)	1,2 à 3

Le parc automobile qui circule sur le réseau routier est l'autre facteur qui provoque la dégradation des chaussées. À ce chapitre, deux éléments sont à considérer : le volume et la nature du parc automobile. De 2009 à 2014, le nombre de véhicules qui ont emprunté le réseau routier du Québec a progressé de 4 202 447 à 4 543 644, une augmentation de 8,1% selon les données de la Société d'Assurance Automobile du Québec (SAAQ). Cette augmentation considérable du nombre de véhicules qui empruntent les routes du Québec chaque année a pour effet d'accélérer le rythme de dégradation des chaussées.

De plus, les camions lourds (3 000 kg et plus) contribuent davantage à la détérioration des chaussées. En effet, l'impact du passage d'un camion lourd sur la chaussée n'est pas comparable à celui d'un véhicule de promenade. Selon le laboratoire des chaussées du MTQ, le passage d'un camion chargé cause un dommage équivalent au passage de 30 000 à 40 000 automobiles.

Or, en 2014, 135 392 camions lourds ont circulé sur les routes du Québec, une augmentation de 13,9 % par rapport à l'année 2009 (SAAQ, 2014). Bien que le nombre de véhicules lourds ne représente que 3 % du parc automobile, ils équivalent à environ 4,7 milliards de véhicules de promenade.

2.2 Types des chaussées

Une chaussée est une structure solide construite sur un sol naturel avec pour rôle à la fois de reprendre et distribuer la charge due au trafic routier et de fournir une couche de roulement adéquate. Sur la Figure 2-3, on peut voir une coupe type transversale d'une chaussée comprenant ses différentes composantes. Une fonction importante d'une chaussée est le drainage. Au Québec, il y a des précipitations annuelles (pluie et neige) comprises entre 800 et plus de 1 400 mm, un dégel du sol au printemps et une nappe phréatique souvent élevée. Il est donc primordial de concevoir un système de drainage efficace et adapté pour augmenter la durée de vie des chaussées.

Les caractéristiques des différentes couches d'une chaussée influencent le mode de répartition des contraintes et sa durée de vie. Généralement, on distingue deux types de chaussées : les chaussées souples et les chaussées rigides (Huang, 2004). Les chaussées souples sont formées de couches de matériaux graves et sableux recouvertes par une couche de bitume, alors que les chaussées rigides sont essentiellement faites de dalles de béton. La plus grande différence entre ces deux types de chaussées réside dans la manière dont la charge est distribuée sur le sol de support. Il existe également des chaussées dites mixtes, qui combinent les éléments des chaussées souples et rigides, tels qu'une surface en bitume sur une dalle de béton.

Pour ce travail de recherche, nous nous sommes uniquement intéressés aux chaussées souples car elles constituent la majorité des chaussées au Québec (Ministère des Transports du Québec, 2013). À noter toutefois le cas particulier de Montréal, qui possède environ 40% de chaussées mixtes, principalement au centre de l'île, et 60% de chaussées souples (MTQ, 2012).

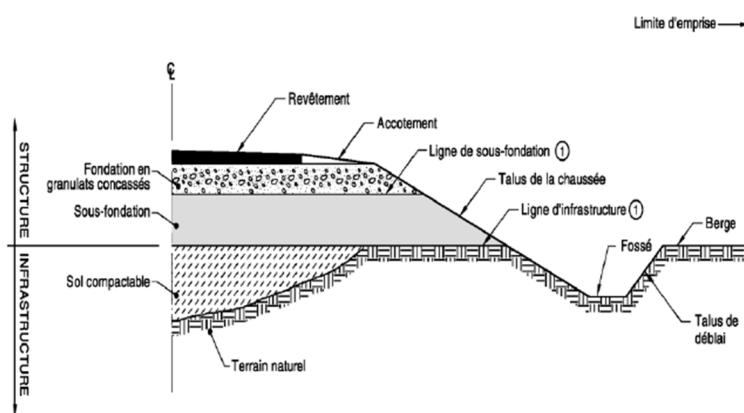


Figure 2-3: Coupe type chaussée souple (MTQ, 2006)

2.3 Chaussées souples

Les chaussées souples sont généralement constituées, de haut en bas, de trois couches avec des fonctions et qualités différentes : la couche de surface, de fondation et de sous-fondation. Une couche de drainage peut être incluse entre la sous-fondation et le sol support (Holtz and Kovacs, 1981).

En Amérique du nord, il existe plusieurs catégories de chaussées souples (Haas, 1997). Le type de chaussées souples le plus répandu au Canada est la chaussée dite conventionnelle. Ce type de chaussée est constitué d'une couche de bitume reposant sur une couche de fondation et une sous-fondation granulaire. Les couches de fondation et de sous-fondation peuvent être constituées de matériaux stabilisés ou modifiés, mais il existe d'autres types de chaussées souples tels que les chaussées souples pleine profondeur, appelées aussi chaussées souples « toute épaisseur », ou les chaussées souples profondes, encore nommées chaussées souples « grande épaisseur ». Ces trois types de chaussées souples sont illustrés sur la Figure 2-4.

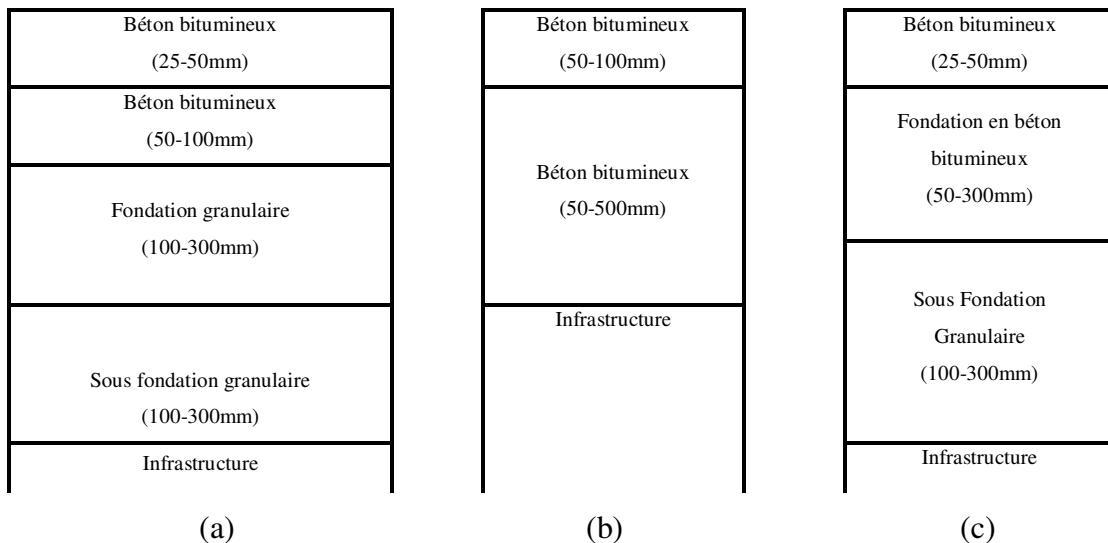


Figure 2-4: Type de chaussées souples (Haas, 1997)

(a) Conventionnelle, (b) Pleine profondeur, (c) Profonde

Pour les routes à faible trafic routier, on peut également utiliser un type de chaussées souples avec un seul revêtement de 15 à 20 mm d'épaisseur. Contrairement aux autres chaussées souples, ce revêtement ne joue que le rôle d'étanchéité et de tapis d'usure.

En utilisant le logiciel *Chaussée 2* du MTQ, on peut par exemple déterminer la structure minimale des chaussées souples pour une autoroute à Montréal supportant 22,7 millions d'équivalent de charge axiale simple (ECAS) et une durée de vie de 30 ans, tel que présenté dans le Tableau 2-3.

Tableau 2-3: Coupe type chaussée souple MTQ – Chaussée 2 (MTQ, 2006)

STRUCTURE MINIMALE DES CHAUSSÉES (mm) - SECTEUR URBAIN – MONTREAL								
Volume de circulation	Classification fonctionnelle	Structure Chaussée	Sols support					
DJMA		Roc	Sols granulaires				Sol cohésif	
		brisé	SM		SC		CL	
			<30% passant 80um	>30% passant 80um	<30% passant 80um	>30% passant 80um	Ip>12, IL<0,9	
supérieur à 20 000	Autoroute	Enrobé bitumineux	245	245	245	245	245	245
		Fondation	300	300	300	300	300	300
		Sous-Fondation	300	375	500	375	550	550
		TOTAL	845	920	1045	920	1095	1095

Chaque couche d'une chaussée souple joue un rôle différent et les matériaux doivent être sélectionnés en fonction de leur rôle. Par ailleurs, même si le sol support n'est généralement pas considéré comme la couche d'une chaussée, il influence grandement la conception d'une route. Les rôles de chaque couche d'une chaussée souple sont résumés ci-après (AASHTO, 1993):

Rôle du revêtement:

- empêche la pénétration d'eau dans la structure de la chaussée,
- contribue à la distribution de la charge du trafic,
- apporte une surface stable et confortable pour les véhicules,
- empêche la production de poussières et la perte de granulats.

Rôle de la fondation:

- élément essentiel du support,
- supporte le revêtement,
- contribue à la distribution de la charge du trafic,
- fournit une surface solide pendant les travaux de revêtement,
- permet de protéger le sol de support contre le gel.

Rôle de la sous-fondation:

- aide à distribuer la charge du trafic sur le sol de support,
- permet de protéger le sol de support contre le gel,
- garantit un bon drainage à la couche de fondation et protège la structure de la chaussée contre la contamination par le sol de support.

La conception d'une chaussée est basée sur une durée de vie, le type de route et l'estimation du trafic en Débit Journalier Moyen Annuel (DJMA) comme on peut le voir dans le Tableau 2-4.

Tableau 2-4: Objectifs fixés pour le calcul structural des chaussées (MTQ, 2006)

Classification de la route	DJMA projeté	Période de conception (années)	Fiabilité R* (%)
Locale	<1 000	25	66
	>1 000	25	70
Collectrice	<2 000	25	70
Régionale	2 000 – 3 000	25	75
Echangeur	>3 000	25	80
Nationale	<5 000	25	80
	5 000 – 20 000	30	85
	>20 000	30	90
Autoroute	<20 000	30	90
	>20 000	30	95

* La fiabilité R, représente les chances que la chaussée présente un niveau de qualité supérieur ou égal à celui visé à la fin de la période de conception

Avec le temps, les propriétés mécaniques des chaussées se dégradent par l'application répétée des charges de trafic routier. Celles-ci peuvent alors provoquer une rupture ou un tassement excessif impactant la durée de vie d'une chaussée. Par ailleurs, l'action du gel et du dégel, les variations d'humidité des couches de fondation ou de sous-fondation, ou encore l'augmentation ou la diminution de la teneur en eau dans le sol de support sont d'autres causes de détérioration des chaussées (Karol, 2003). Face à ces constats, il existe plusieurs méthodes de réhabilitation dont les procédés de stabilisation des sols.

2.4 Propriétés géotechniques des matériaux de fondation et sous-fondation

2.4.1 Généralités

Les propriétés géotechniques des matériaux utilisés pour la construction d'une chaussée, tels que la résistance, la rigidité, la compressibilité, la perméabilité et la susceptibilité au gel ont une grande influence dans la performance et la durée de vie d'une chaussée (Holtz and Kovacs, 1981). Une chaussée ayant des matériaux de fondation et sous-fondation de bonne qualité peut résister à une rupture en cisaillement et minimiser les déformations verticales dues aux charges appliquées par le trafic ou aux conditions environnementales (Yoder, 1975). La phase la plus critique de la conception d'une chaussée est la caractérisation géotechnique des matériaux sur lesquels la chaussée est construite (Briaud, 2013).

Il existe plusieurs essais en laboratoire pour caractériser les propriétés géotechniques d'un sol. Parmi l'ensemble des essais disponibles, notre étude s'intéressera en particulier à ceux exigés par le *Ministère des Transports du Québec* lors de la qualification d'un sol comme matériau de fondation ou de sous-fondation d'une chaussée.

2.4.2 Exigences relatives aux matériaux de fondation et sous-fondation des chaussées

2.4.2.1 Granulométrie

La granulométrie d'un sol est une propriété physique importante qui influence la qualité et la performance d'un matériau. Les courbes granulométriques des matériaux de fondation et de

sous-fondation doivent être comprises à l'intérieur d'un fuseau granulaire défini par la norme NQ 2560-114 par le *Ministère des Transports du Québec*. Ce fuseau se trouve dans les Tableaux 2-5 et 2-6; et les Figures 2-5 et 2-6.

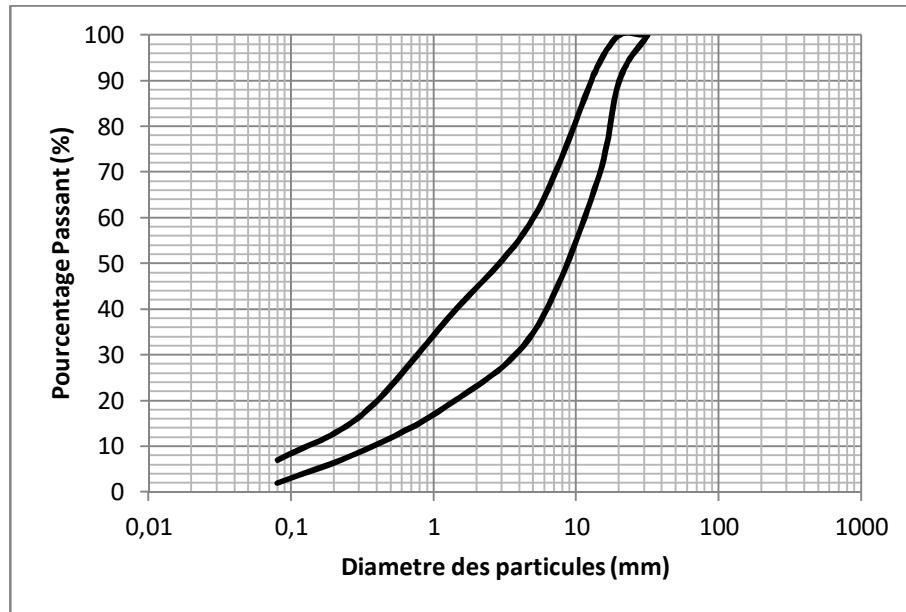


Figure 2-5: Fuseau granulométrique de la fondation MG-20

Tableau 2-5: Exigences granulométriques du MTQ pour la fondation MG-20

Diamètre (mm)	% passant minimum	% passant maximum
31.5	100	100
20	90	100
14	68	93
5	35	60
1.25	19	38
0.315	9	17
0.080	2	7

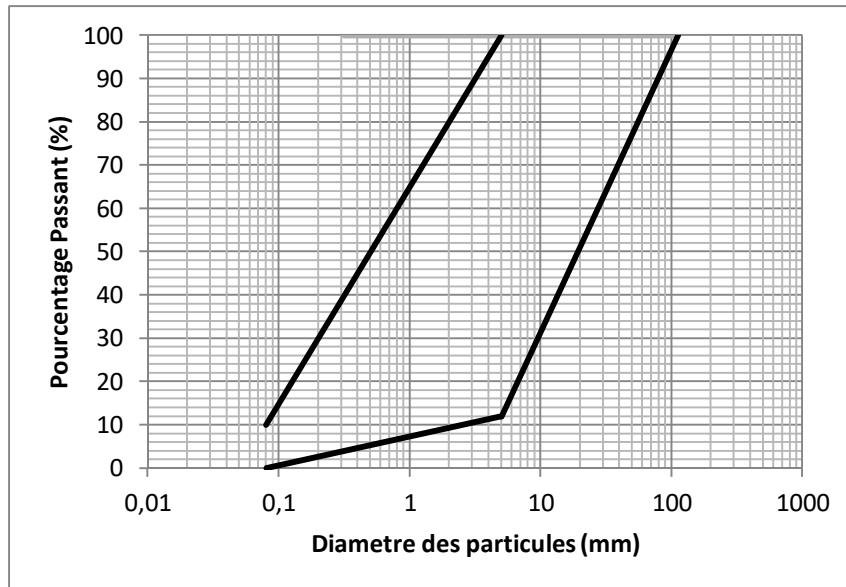


Figure 2-6: Fuseau granulométrique de la sous-fondation MG-112

Tableau 2-6: Exigences granulométriques du MTQ pour la fondation MG-112

Diamètre (mm)	% passant minimum	% passant maximum
112	100	100
80	-	-
56	-	-
31.5	-	-
20	-	-
14	-	-
5	35	100
1.25	-	-
0.630	-	-
0.315	-	-
0.160	-	-
0.080	0	10

À cause du climat très froid au Québec, le pourcentage de particules fines comprises dans les matériaux de sous-fondation est limité à un maximum de 5% par le *Ministère des Transports du Québec*, car les particules fines peuvent causer des problèmes de gélivité des sols. La susceptibilité des sols face au gel est abordée dans la section 3.4.2.5

2.4.2.2 Essai Proctor et Proctor modifié

L'essai Proctor d'un sol vise à évaluer la compactibilité d'un sol. Celle-ci est fonction de quatre principales variables: la masse volumique du sol sec, la teneur en eau, l'énergie de compactage et le type de sol (étalement granulométrique, présence de minéraux argileux, etc.). Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé conventionnel et une énergie donnée. L'essai est conduit sur des matériaux dont la dimension du plus gros élément D_{max} ne dépasse pas 20 mm.

Lorsque ces matériaux comportent une proportion inférieure ou égale à 30% d'éléments excédant 20 mm, il est encore possible de déterminer leurs caractéristiques de compactage moyennant l'application d'une correction apportée aux caractéristiques mesurées sur la fraction 0/20.

Par ailleurs, il est à noter que la plupart des sables et graviers mal gradués ne peuvent pas être testés avec précision en utilisant les méthodes de Proctor, donc d'autres méthodes, telles que les tables vibrantes basées sur la méthode de la densité relative de Terzaghi (Hilf, 1956), sont souvent utilisées pour estimer le maximum. Pendant la première moitié du 20^{ème} siècle, des développements spectaculaires ont été faits dans la taille et la variété des équipements de compactage sur le terrain. Le poids de l'équipement de compactage disponible est passé d'environ 3 tonnes à 181 tonnes. Quand Proctor a développé son test, il semblait être adéquat. Cependant, au fur et à mesure que l'industrie de la construction développait de plus grands et meilleurs équipements, les ingénieurs ont réalisé que la spécification d'une exigence de compactage de 90% de Proctor standard était minime et facilement obtenue avec un équipement moderne. En fait, les résultats supérieurs à 100% de compactage devaient plus fréquents. Par conséquent, le «test de Proctor modifié», qui donne quatre fois et demi plus d'énergie dans l'effort de compaction que le test standard Proctor, a été développé (Das, 2010), comme on peut le voir dans le Tableau 2-7.

Pour les matériaux d'une chaussée, l'essai Proctor modifié est privilégié pour sa représentativité vis-à-vis du pourcentage de compaction obtenu sur chantier compte tenu des équipements lourds

utilisés. L'essai Proctor modifié consiste à compacter en 5 couches avec 55 coups un échantillon de sol en faisant varier sa teneur en eau. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique sèche du sol et on trace les variations de cette masse en fonction de la teneur en eau. Chaque point tracé sur la courbe représente un essai de compactage. La détermination complète de la courbe requiert généralement 5 points.

Les valeurs de la teneur en eau et de la masse volumique sèche du matériau permettent d'obtenir une courbe en cloche, tel qu'illustré sur la Figure 2-7. Le sommet de cette courbe est un point important puisqu'à la masse volumique maximale du sol sec ($\rho_d \max$) correspond la teneur en eau optimale (w_{opt}).

Tableau 2-7: Caractéristiques de l'essai Proctor modifié et l'essai Proctor normal

Type	Nbr Total de coups	Hauteur de chute (cm)	Masse Dame (kg)	Diamètre du moule (cm)	Hauteur du moule (cm)	Energie kN.m/m ³
Normal	25	30,5	2,490	10,15	11,65	593
Modifié	55	45,7	4,535	15,20	11,60	2700

Les valeurs obtenues après l'essai Proctor modifié sont w_{OPM} pour la teneur en eau optimale et γ_{OPM} pour la masse volumique sèche optimale. Le Proctor modifié conduit généralement à une densité maximale de trois à six kg/m³ de plus que le Proctor standard et une teneur en eau optimale quelque peu inférieure au Proctor standard (Hilf, 1991).

Selon le MTQ, les matériaux de fondation doivent répondre à la norme NQ 2560-114/2002 densifiés à 98 % de la masse sèche volumique et une teneur en eau optimale variant entre 8 et 15% et ceux de la sous-fondation doivent répondre aux exigences de la norme NQ 2560-114/2002 densifiés à 95% du Proctor modifié et une teneur en eau optimale variant entre 8 et 15%.

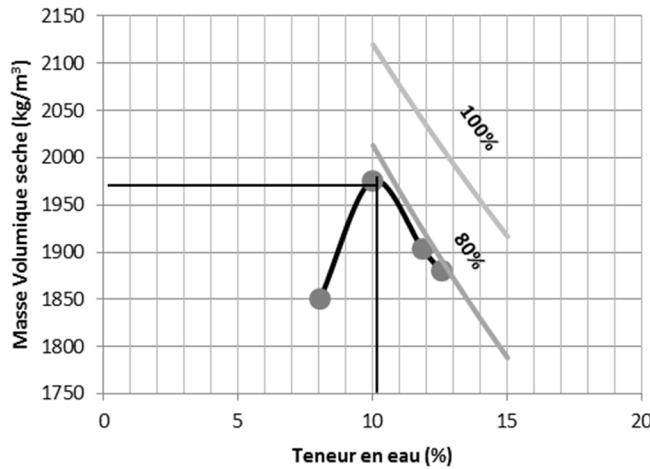


Figure 2-7: Exemple de courbe d'essai Proctor avec les valeurs de la teneur en eau et de la masse volumique sèche à l'optimum

2.4.2.3 Indice de portance californien (CBR)

L'indice de portance californien est un test qui est utilisé dans la conception des chaussées pour évaluer la capacité portante d'un matériau en estimant sa résistance au poinçonnement. Cet indice est influencé par la granulométrie, la teneur en eau et le temps de cure du matériau.

Pendant le test CBR, le matériau est compacté dans un moule cylindrique, chargé avec un poids défini et trempé dans l'eau pendant 4 jours. Un piston circulaire de 1900 mm^2 de surface pénètre dans le sol avec une vitesse standard de 1.3 mm/min . La force de pénétration du piston est enregistrée entre 2.5 mm et 13 mm d'enfoncement. Le CBR est alors calculé comme le ratio du poids requis pour la pénétration de 2.5 mm sur le poids standard de 1400 kg . Le Tableau 2-8 présente les différentes valeurs de CBR requises pour une chaussée (AASHTO, 1993).

Tableau 2-8: Valeurs de CBR requises pour une chaussée (AASHTO, 1993)

Couche	CBR(%)
Fondation	>80
Sous-Fondation	>35
Sol de Support	>15

2.4.2.4 Perméabilité

Une quantité d'eau excessive dans la structure de la chaussée entraîne une réduction de la durée de vie de la route. Pour résoudre ce problème, l'eau doit être éliminée par un système de drainage souterrain approprié. Il est donc important de déterminer la conductivité hydraulique des matériaux utilisés dans les chaussées. Celui-ci peut être déterminé en laboratoire par deux méthodes: la méthode à charge constante et la méthode à charge variable. La première convient aux sols granulaires, alors que la seconde est plutôt réservée aux sols fins.

La loi de Darcy est l'équation d'écoulement empirique utilisée pour déterminer le débit d'eau dans les sols saturés. Cette loi implique une relation linéaire entre le débit, q , la vitesse d'écoulement, v , et le gradient hydraulique, i . En conditions d'écoulement laminaire, c'est-à-dire sans turbulence, la loi de Darcy s'exprime comme suit:

$$v = k \cdot i \quad \text{Éq. 2-1}$$

$$q = k \cdot i \cdot A \quad \text{Éq. 2-2}$$

Où v : vitesse d'écoulement [m/s],

i : gradient hydraulique [-],

q : débit volume d'écoulement par unité de temps [m^3/s],

A : surface totale [m^2],

k : conductivité hydraulique [m/s].

La conductivité hydraulique des matériaux en conditions proches de la saturation est déterminée à l'aide d'un perméamètre Proctor à charge constante selon la norme ASTM D2434-68 (2006). Son applicabilité se limite essentiellement aux matériaux granulaires et aux sols graveleux ou sableux.

L'essai consiste à placer un échantillon de matériau granulaire préalablement mélangé en ajoutant une quantité d'eau équivalente à la teneur en eau optimale, plus ou moins 0.25%, dans un moule cylindrique et à le compacter avec la même énergie de compactage Proctor, c'est-à-dire en 5 couches d'épaisseur uniforme avec 55 coups par couche. Suite au compactage, l'échantillon est soumis à une charge hydraulique constante.

Après la densification du matériau, le moule est placé sur une base métallique où ont été préalablement installés une pierre poreuse de grande perméabilité et un papier filtre saturés. Par la suite, un autre filtre et une seconde pierre poreuse saturés sont posés par-dessus l'échantillon. L'ensemble est confiné grâce à un ressort installé sur la pierre poreuse au-dessous de l'échantillon. Ce système est fermé hermétiquement et connecté à un tube de Mariotte permettant d'assurer une charge hydraulique constante.

Afin de réaliser la saturation de l'échantillon, une charge hydraulique constante est imposée à la base de l'échantillon afin de générer un écoulement du bas vers le haut. La charge constante, assurée par un tube de Mariotte, doit être établie en fonction de la perméabilité du matériau, car l'application d'une charge trop élevée peut engendrer des chemins d'écoulement le long de la paroi du moule ou entraîner la migration de particules fines contenues dans l'échantillon.

Après la phase d'imbibition de l'échantillon et lorsque le régime permanent a été atteint à une température constante, le volume d'eau à la sortie du système a été mesuré à des intervalles de temps donnés. Les mesures sont faites par paliers en variant la hauteur de la sortie d'eau du système et à différents gradients hydrauliques ($i = \Delta H/L$). La conductivité hydraulique est alors calculée selon l'équation 2-3, où V représente le volume, A la surface du moule, L la hauteur du moule, ΔH la charge hydraulique appliquée et Δt l'intervalle de temps au cours duquel la mesure a été faite.

$$k = \frac{V \cdot L}{\Delta H \cdot A \cdot \Delta t} \quad \text{Éq. 2-3}$$

2.4.2.5 Susceptibilité au gel

Le soulèvement au gel survient si trois conditions sont rencontrées, soient la présence de températures inférieures au point de congélation, la présence d'une source d'eau et la présence d'un sol gélif (Holtz and Kovacs, 1981).

Sous l'effet du froid, la pénétration du gel s'effectue graduellement dans les sols en partant du haut vers le bas. Par ailleurs, l'eau contenue dans les sols non gelés peut migrer, par capillarité, vers la zone de gel. Cette migration d'eau de la nappe phréatique peut alors engendrer, dans les cas les plus problématiques, la formation de lentilles de glace qui se traduisent par un soulèvement de la chaussée. À cause de leur taille, ces lentilles peuvent soulever la chaussée

jusqu'à 20 cm (Konrad et Lemieux, 2005). De plus, les soulèvements sont souvent inégaux, ce qui explique les creux et les bosses qui sont plus importants à la fin de l'hiver quand la profondeur du gel est au maximum (Dysli, 1991).

Après le gel, s'en suit le dégel printanier qui se fait aussi du haut vers le bas. L'eau provenant de la fonte de la neige en surface et de la fonte des lentilles de glace à l'intérieur se retrouve emprisonnée, parfois en quantités importantes, au-dessus de la couche de sols gelée. La chaussée ne présente alors que de 30 à 70 % de sa résistance normale en été (MTQ, 2015). C'est pour cette raison que des restrictions de charges sont imposées aux véhicules lourds afin de limiter les dommages en période de dégel. Ces dommages contribuent à la formation graduelle d'ornières, de fissures de fatigue sous les pistes de roues et, souvent, de nids-de-poule. Même si les soulèvements dus au gel se résorbent au dégel, la chaussée ne reprend pas nécessairement sa position initiale, ce qui altère le confort de roulement.

De plus, la chaussée se draine durant l'été et les cycles se répètent chaque année, causant davantage de détériorations. Son endommagement s'accélère avec le temps, car l'apparition de petits défauts crée des zones de faiblesses supplémentaires qui laisseront pénétrer plus d'eau, qui s'aggraveront et se propageront plus rapidement d'une année à l'autre. Ainsi, les essais de résistance au gel-dégel sont très importants à cause des nombreux cycles de gel-dégel auxquels seront soumis les matériaux durant leur durée de vie (Konrad et Lemieux, 2005).

Tableau 2-9: Résumé des paramètres géotechniques qu'un sol doit satisfaire pour être utilisé comme matériau de fondation et sous-fondation (AASHTOO, 1993; MTQ, 2015)

Paramètres	Matériaux de fondation	Matériaux de sous-fondation
Indice de Plasticité	0	0
Densité pour particule grossier (Mg/m ³)	>2.0	>2.0
Densité pour particule fine (Mg/m ³)	>2.0	>2.0
Absorption d'eau - grossier (%)	<10	<10
Absorption d'eau - fin (%)	<10	<10
Teneur en matière organique (%)	<0.8	<0.8
pH	>7	>7
Teneur en particules fine (%)	<7	<7
Conductivité hydraulique (m/s)	1 à 10 ⁻⁹	1 à 10 ⁻⁹
Indice de capacité portante (%)	>80	>35
Compaction (modifié)		
Densité maximum sèche (Mg/m ³)	>1.8	>1.8
Teneur en eau optimum (%)	8-15	8-15
Triaxial test		
Cohésion apparente (kPa)	>35	>35
Angle de friction interne (degrés)	>35	>35
Module de Résilience (MPa)	250	200
Coefficient de Poisson	0.35	0.35
Coefficient de pression latérale (k ₀)		0.5

2.5 Stabilisation des sols

La stabilisation des sols est un procédé consistant à améliorer la stabilité ou la capacité portante d'un sol à l'aide, par exemple, d'un système de compactage contrôlé et d'un mélange avec un agent stabilisant. La stabilisation des sols comprend ainsi des méthodes physiques, physico-chimiques et chimiques pour rendre le sol de meilleure qualité de manière à pouvoir l'utiliser en tant que matériaux de chaussées (Holtz et Kovacs, 1981).

La stabilisation des sols comprend les étapes suivantes (Winterkorn et Pamukcu, 1991):

- évaluer les propriétés mécaniques du sol,
- choisir la méthode efficace et économique de stabilisation pouvant améliorer les propriétés mécaniques déficitaires du sol,
- concevoir le procédé de stabilisation du sol pour obtenir les valeurs désirées,
- implémenter la procédure de construction et de compactage des différentes couches de la chaussée en tenant compte du matériau stabilisé.

Les raisons principales de la stabilisation des sols sont (Winterkorn et Pamukcu, 1991):

- l'augmentation de la capacité de drainage du sol,
- l'augmentation de la stabilité du sol,
- la réduction des variations du volume du sol,
- la réduction du tassement,
- l'augmentation de la résistance au cisaillement,
- l'augmentation de la capacité portante du sol.

2.5.1 La stabilisation mécanique

La stabilisation mécanique d'un sol est un procédé qui consiste à mélanger différents types de sols et à les compacter pour en améliorer la stabilité. Dans certaines régions, le sol naturel présente de mauvaises propriétés géotechniques (faible capacité portante). C'est le cas par exemple de l'argile ou du limon. En mélangeant ces sols avec un sol granulaire importé, les propriétés du sol naturel sont améliorées à moindre coût de main-d'œuvre (Das, 2016).

Les paramètres influençant la stabilisation mécanique d'un mélange de sols naturels et importés sont la résistance mécanique initiale, la composition minérale des matériaux, la gradation du

mélange, les caractéristiques de plasticité du sol importé et la capacité de compaction du mélange (Hilf, 1991).

Un facteur important de la stabilisation mécanique est la compaction. Il s'agit d'un procédé par lequel le volume d'un sol constitué de particules, d'air et d'eau est réduit par l'application momentanée d'une charge. Le compactage implique une expulsion de l'air sans modification significative de la quantité d'eau dans la masse du sol. Ainsi, la teneur en eau du sol, définie comme le rapport entre le poids de l'eau et le poids des particules de sol sèches, est normalement la même pour un sol lâche et non compacté que pour le même sol après compactage. Comme la quantité d'air est réduite sans modification de la quantité d'eau dans la masse du sol, le degré de saturation (rapport du volume d'eau sur le volume combiné d'air et d'eau) augmente (Hilf, 1991).

Le compactage du sol augmente généralement la résistance au cisaillement, diminue la compressibilité et diminue la perméabilité du sol (Das, 2016). Aujourd'hui, il existe plusieurs normes de compactage en laboratoire et de nombreuses méthodes de construction pour compacter les sols. Cependant, l'effet de la teneur en eau du sol sur la densité sèche résultante est similaire pour toutes les méthodes. Pour chaque procédure de compactage, il y a une teneur en eau optimale, qui donne la plus grande densité sèche ou l'état de compacité le plus élevé. Pour une teneur en eau différente de cet optimum, la densité sèche résultante est inférieure (Das, 2010).

La stabilisation mécanique est la méthode la plus économique et la plus pratique pour densifier un matériau existant. Lorsque le mélange du sol n'est pas réalisable ou ne produit pas une amélioration satisfaisante, la stabilisation chimique devrait être envisagée (Das, 2016).

2.5.2 La stabilisation chimique

La stabilisation d'un sol à l'aide des liants chimiques est la méthode d'amélioration du sol la plus ancienne et la plus répandue (Winterkorn et Pamukcu, 1991). La stabilisation chimique consiste à mélanger le sol avec un ou plusieurs liants en forme de poudre, de bouillie ou de liquide à des fins d'amélioration ou de contrôle de la stabilité, de la résistance et du comportement contrainte-déformation, de la perméabilité et de la durabilité (Winterkorn, H.F., 1991). Les processus consistant à stabiliser un sol chimiquement sont les réactions de cimentation et d'échange d'ions, l'altération des propriétés de surface du sol, le colmatage des vides et l'enrobage des particules du sol (Sherwood P, 1993).

La chaux, le ciment, l'asphalte, les silicates, les résines, les acides, les lignines, les oxydes métalliques, les résidus siliceux de charbon, les résidus d'incinérateurs et certains composés caustiques sont des agents stabilisants étudiés et utilisés au fil des ans (WES, 1977 ; Sutton et al. 1985). L'application de ces agents dépend des conditions physiques et chimiques du sol naturel, de la maniabilité de l'agent, des contraintes économiques et de sécurité et des conditions spécifiques de la construction. Les agents stabilisants les plus couramment utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes et le bitume (Sherwood P, 1993).

Stabilisation au ciment

La stabilisation au ciment est un procédé de liaison des particules du sol causé par l'hydratation des particules de ciment qui se transforment en cristaux et qui s'emboîtent les uns dans les autres pour donner une résistance élevée à la compression (Saitoh et al, 1985). Lorsque le ciment remplit les vides entre les particules du sol, l'indice des vides est réduit. Après cela, lorsque l'eau est ajoutée au sol, le ciment réagit avec l'eau et durcit, occasionnant alors une augmentation de la résistance au cisaillement et la capacité portante (Broms, B.B., 1986). Le ciment aide aussi à diminuer la limite de liquidité et à augmenter l'indice de plasticité et la maniabilité des sols argileux (Winterkorn et Pamukcu, 1991).

Malgré tous ses avantages, la stabilisation au ciment présente quelques limites :

- le processus est affecté par la présence de matières étrangères ou d'impuretés, le ratio eau-ciment, la température ambiante, la présence d'additifs et la surface spécifique du sol, qui peuvent provoquer des fissures (Sherwood, P., 1993),
- pour assurer un bon contact entre les particules du sol et le ciment, il est nécessaire d'avoir un sol ayant des particules de taille maximal de 2.0 mm (Winterkorn et Pamukcu, 1991),
- le temps de cure est lent affectant le temps des travaux (Sadek, D. et al, 2008).

Stabilisation à la chaux hydratée

Les différents types de chaux sont la chaux vive, CaO, ou la chaux hydratée, Ca(OH)₂ (Rogers, C.D. F. et Glendinning, S., 1993). La chaux vive est la chaux la plus couramment utilisée; ses avantages sur la chaux hydratée sont les suivants: teneur en chaux supérieure, plus dense que la chaux hydratée (moins d'espace de stockage requis) et moins de poussières, génère de la chaleur

qui accélère l'augmentation de la résistance et une forte réduction de la teneur en eau dans le sol (White, D., 2005).

Lorsqu'elle est mélangée à des sols humides, la chaux vive absorbe immédiatement une quantité d'eau du sol environnant, jusqu'à 32% de son propre poids, pour former de la chaux hydratée; la chaleur générée accompagnée de cette réaction provoque en outre une perte d'eau due à l'évaporation qui, à son tour, aboutit à une augmentation de la limite de plasticité du sol (Sherwood, P., 1993; Al-Tabbaa, A. et Evans, W. C., 2005).

En ce qui concerne l'impact sur l'environnement, la production de tout matériau à base de calcium tel que la chaux implique la calcination de carbonate de calcium. Ce processus de calcination se produit à très haute température. Par conséquent, le procédé est responsable d'un pourcentage considérable d'émission de dioxyde de carbone en plus d'une forte consommation d'énergie (Birchal et al, 2000, Shand, 2006).

Stabilisation avec cendres volantes

La stabilisation avec cendres volantes prend de plus en plus d'importance depuis les années 90 puisqu'elle est devenue largement disponible. Cette méthode est peu coûteuse et prend moins de temps que toute autre méthode (White, D. 2005).

Les cendres volantes sont un sous-produit des centrales électriques alimentées au charbon et elles possèdent de faibles propriétés de cimentation par rapport à la chaux ou au ciment. La plupart des cendres volantes appartiennent à des liants secondaires; ces liants ne peuvent produire l'effet désiré par eux-mêmes (Winterkorn et Pamukcu, 1991). Cependant, en présence d'une petite quantité d'activateur, elles peuvent réagir chimiquement pour former un composé de cimentation qui contribue à améliorer la résistance du sol (White. D., 2005).

La stabilisation du sol avec des cendres volantes présente cependant les limites suivantes (MacLaren, D. C et White, MA, 2003):

- le sol à stabiliser doit avoir une teneur en eau inférieure à la teneur en eau optimale, par conséquent, un assèchement peut être nécessaire,
- le mélange de cendres volantes doit se faire à une température au-dessus de 0°C et tout contact avec l'eau doit être évité pour ne pas provoquer de perte de résistance,
- les teneurs en soufre peuvent former des minéraux expansifs dans le mélange sol-cendres volantes, réduisant la résistance et la durabilité à long terme.

Stabilisation avec bitume

La stabilisation de sols ou d'agrégats avec du bitume diffère grandement de la stabilisation avec du ciment et de la chaux. Cette stabilisation réfère à un processus par lequel un matériau bitumineux est mélangé avec un sol ou un agrégat existant (Asphalt Institute, 1974, 1982).

Le mécanisme de base de la stabilisation bitumineuse des sols à grains fins repose sur un phénomène d'imperméabilisation. Les particules de sol sont recouvertes de bitume qui empêche ou ralentit la pénétration de l'eau. Aussi, la stabilisation bitumineuse améliore les caractéristiques de durabilité en rendant le sol résistant aux effets néfastes de l'eau (Winterkorn et Pamukcu, 1991).

Pour les matériaux non cohésifs, tels que le sable et le gravier, le gravier concassé ou la pierre concassée, deux mécanismes de base sont actifs: l'imperméabilisation et l'adhérence. Le revêtement de bitume sur les matériaux sans cohésion crée une membrane qui évite la pénétration de l'eau; réduisant ainsi la tendance du matériau à perdre sa résistance. Le mécanisme d'adhésion résulte de l'action du bitume entre les particules, semblable à un liant ou un ciment. En créant une cohésion entre les particules, la stabilisation bitumineuse augmente ainsi la résistance au cisaillement des sols granulaires (Winterkorn et Pamukcu, 1991).

La stabilisation bitumineuse est généralement réalisée à l'aide de ciment asphaltique, d'asphalte fluidifié ou d'émulsions bitumineuses. Le type de bitume à utiliser dépend du type de sol à stabiliser, de la méthode de construction et des conditions météorologiques (Baker et al, 1975).

Dans les régions gelées, l'utilisation de goudron comme liant doit être évitée en raison de sa sensibilité élevée à la température. Les bitumes sont affectés, dans une moindre mesure, par les changements de température, mais une qualité d'asphalte adaptée au climat dominant devrait être choisie. En règle générale, les résultats les plus satisfaisants sont obtenus avec de l'asphalte liquide visqueux, qui peut être facilement mélangé avec le sol est utilisé (Johnson, 1976).

Pour les mélanges de qualité supérieure pour lesquels une centrale doit être installée, des ciments bitumineux de viscosité élevée doivent être utilisés. Une grande partie de la stabilisation bitumineuse est effectuée en place, le bitume étant appliqué directement sur le sol ou le système sol-agrégat. Les opérations de mélange et de compactage sont habituellement effectuées immédiatement après. Pour ce type de construction, on utilise des asphaltes liquides, c'est-à-dire

des réductions et des émulsions. Les émulsions sont préférées aux réductions à cause des contraintes énergétiques et des efforts de contrôle de la pollution (Winterkorn et Pamukcu, 1991).

Bien que le bitume puisse effectivement constituer une bonne option de stabilisation d'un sol dans de nombreuses situations, les inconvénients suivants devraient être pris en compte pour s'assurer que le bitume est bien adapté aux besoins particuliers d'un projet (Winterkorn et Pamukcu, 1991):

- Réduction initiale de la résistance au cisaillement : Lorsque le bitume est utilisé pour la stabilisation de sols saturés, il peut souvent diminuer temporairement la résistance au cisaillement à cause du fluide qu'il contient. Cependant, la résistance augmentera en séchant.
- Fragilité : le bitume a tendance à devenir fragile avec le temps. Cette tendance peut affecter la résistance des sols stabilisés à l'aide de bitume. Cependant, cet inconvénient est souvent réduit en combinant le bitume avec d'autres additifs.
- Risques de brûlure : dans tout projet où le bitume est utilisé, il y a risque de brûlure puisque le bitume doit être ajouté à chaud. Pour fonctionner efficacement comme additif de stabilisation d'un sol, il doit être à au moins 180 °C.
- Considérations environnementales : il existe une variété d'additifs différents qui sont considérés comme des options écologiques pour répondre aux besoins de stabilisation du sol. Cependant, le bitume n'est pas considéré comme faisant partie de ces alternatives «vertes». Les méthodes de stabilisation du sol généralement identifiées comme respectueuses de l'environnement comprennent l'utilisation d'enzymes, de biopolymères, de polymères synthétiques, de chlorure de sodium et de résines d'arbres.
- Coût : le coût d'utilisation du bitume est relativement élevé par rapport au coût d'utilisation d'autres additifs courants de stabilisation comme le ciment et la chaux. Pour cette raison, le bitume est parfois utilisé en combinaison avec ces matériaux plus abordables pour réduire les coûts.
- Limites dans les types de sol et les environnements : les conditions d'application influencent grandement les résultats et le bitume ne doit être appliqué que dans les situations appropriées. Le bitume ne doit être présent que dans des sols stables. Il est mieux utilisé dans les environnements

chauds et secs, et il est considéré comme efficace dans les sols limoneux ou sableux avec une limite de liquidité de 25 à 35%.

Les procédés d'amélioration des sols pour la construction ayant atteint leurs limites à cause des effets nocif sur l'environnement (Abreu et al, 2008) ou leur coût élevé, il devient nécessaire d'innover pour trouver des techniques alternatives, à la fois respectueuses de l'environnement et économiques. L'une de ces techniques est la biocalcification, un procédé de précipitation de calcite induite par voie microbiologique, qui constitue l'objet principal du présent mémoire.

2.5.3 La stabilisation des sols par biocalcification

La biocalcification des sols est un processus naturel qui se déroule sur de longues périodes de temps. Des exemples d'une telle occurrence naturelle peuvent être trouvés dans le Pinacles et le lac Thétis en Australie et East Cliff en Angleterre (Grotzinger and Knoll, 1999). Les observations de ces formations naturelles ont permis d'explorer une nouvelle branche en géotechnique appelée biocalcification, qui se concentre sur la métamorphose d'un sable naturel en sable biocalcifié aux propriétés géotechniques en utilisant des microorganismes tels que les bactéries (Achal et al. 2015). La précipitation des cristaux de CaCO_3 lie les particules du sol au moyen d'un pontage efficace qui est concentrée en prédominance au point de contacts formant une forme de ménisque due à la force capillaire (Tuller et al. 1999). Il a été rapporté par de nombreux chercheurs (Cheng et al. 2014b , Chou et al. 2011 ; Keykha et al. 2014a , 2014b) que le sable biocalcifié peut conserver une perméabilité suffisante, allant de 1.0×10^{-6} m/s à 5.0×10^{-3} m/s.

2.5.3.1 Mécanisme de biocalcification des sols

La précipitation de la calcite induite par microbe (MICP) est un procédé biologique de précipitation de carbonate de calcium (calcite ou CaCO_3), qui comprend les procédés biologiquement contrôlé et biologiquement induit de précipitation de CaCO_3 . Dans le mécanisme biologiquement contrôlé, la bactérie contrôle la nucléation et la croissance des précipités minéraux et synthétise indépendamment les précipités sous une forme propre au type de bactérie sans être influencé par les conditions environnementales. D'autre part, dans le procédé biologiquement induit, la production de CaCO_3 est dépendante des conditions environnementales (Barabesi et al. 2007, De Muynck et al. 2010).

2.5.3.1.1 Microorganismes utilisés dans le procédé MICP

La bactérie *Sporosarcina pasteurii*, autrefois identifiée comme *Bacillus pasteurii*, est la plus utilisée dans la littérature en raison de sa forte activité enzymatique et de sa capacité à produire, en très peu de temps, des précipités en grande quantité (Bang et al. 2001 ; Dhami et al 2013 ; Wei et al. 2015). D'autres bactéries peuvent toutefois être utilisées et des exemples de précipitations contrôlée biologiquement présentés par Barabesi et al. (2007), ont montré que la précipitation de calcite peut être induite par la bactérie *Bacillus subtilis*.

S. pasteurii est une bactérie aérobie qui est omniprésente dans le sol et capable d'hydrolyser l'urée pour produire des ions carbonates grâce à la sécrétion d'uréase (Ivanov et Chu 2008). L'activité enzymatique d'une souche pure de bactéries varie entre 4 et 50 mM d'urée/min (Al-Thawadi 2011 ; Burbank et al. 2012 ; Whiffin et al. 2007).

Cheng et Cord-Ruwisch (2013) ont pu démontrer avec succès que la sélection d'une bactérie à très forte activité uréasique est possible en faisant une culture dans un bioréacteur non stérilisé et dans des conditions spécifiques (un pH élevé de 10 et une forte concentration d'urée de 0,17 M), qui ne favorisent que la croissance des bactéries à forte activité uréasique. Burbank et al. (2011) ont réussi à cimenter un sol en injectant, *in situ*, des microorganismes indigènes avec activité uréasique en utilisant un milieu de culture contenant de la mélasse, de l'urée, du trihydrate d'acétate de sodium, du chlorure d'ammonium et de l'extrait de levure. Ces étapes de sélection et de développement *in situ* sont essentielles pour produire une grande quantité de bactéries dans l'optique d'une utilisation rentable et à grande échelle du MICP.

2.5.3.1.2 Précipitation de calcite par hydrolyse de l'urée

Simple et facile à contrôler, l'hydrolyse de l'urée est la méthode de précipitation de calcite la plus adoptée par les chercheurs (Dhami et al. 2013) et celle qui peut générer des précipités avec une efficacité de conversion pouvant atteindre 90% dans un délai inférieur à 24h (Al-Thawadi 2011). Le procédé de précipitation de calcite par hydrolyse de l'urée peut être divisé en deux étapes: (1) l'hydrolyse de l'urée et (2) la précipitation de calcite (Burbank 2010 , Cheng 2012 , Hammes 2003 . Hammes et al 2003 . Hillgartner et al 2001 ; Martinez 2012 , Montoya 2012 , Waller 2011). Les réactions chimiques de l'hydrolyse de l'urée sont décrites par les équations suivantes (Hammes and Verstraete, 2002; Whiffin et al. 2007)



Au cours de la première étape, 1 mole d'urée ($\text{CO}(\text{NH}_2)_2$) est hydrolysée pour produire 1 mole d'ions carbonates (CO_3^{2-}) et 2 moles d'ions ammonium (NH_4^+). Durant la seconde étape, les ions calcium (Ca^{2+}), dérivés du chlorure de calcium (CaCl_2) de la solution de cimentation, réagissent avec les ions carbonates (CO_3^{2-}) afin de former 1 mole de cristaux de carbonates de calcium (CaCO_3).

Ferris et al. (2004) ont étudié le procédé de précipitation des cristaux de carbonates de calcium (CaCO_3) en mettant en évidence le mécanisme de cristallisation autour des bactéries: (1) le développement de la solution sursaturée, (2) la nucléation au point de saturation critique, et (3) la croissance spontanée des cristaux sur les noyaux stables. Ces étapes sont cruciales pour les performances du traitement, qui peuvent varier en fonction de la morphologie de cristaux (type, forme et taille), de l'état de sursaturation et du type de carbonates de calcium (calcite, vaterite ou aragonite) (Al-Thawadi 2013; Dhami et al. 2013). Mitchell et Ferris (2006) ont montré que les bactéries uréolytiques peuvent produire de plus grands cristaux lors de l'étape de nucléation, par opposition à d'autres bactéries rencontrées dans les eaux souterraines comme le *Bacillus subtilis*. Leur utilisation apporte une contribution cruciale dans la recherche de cristaux plus grands.

2.5.3.1.3 Processus de traitement des sols par le MICP

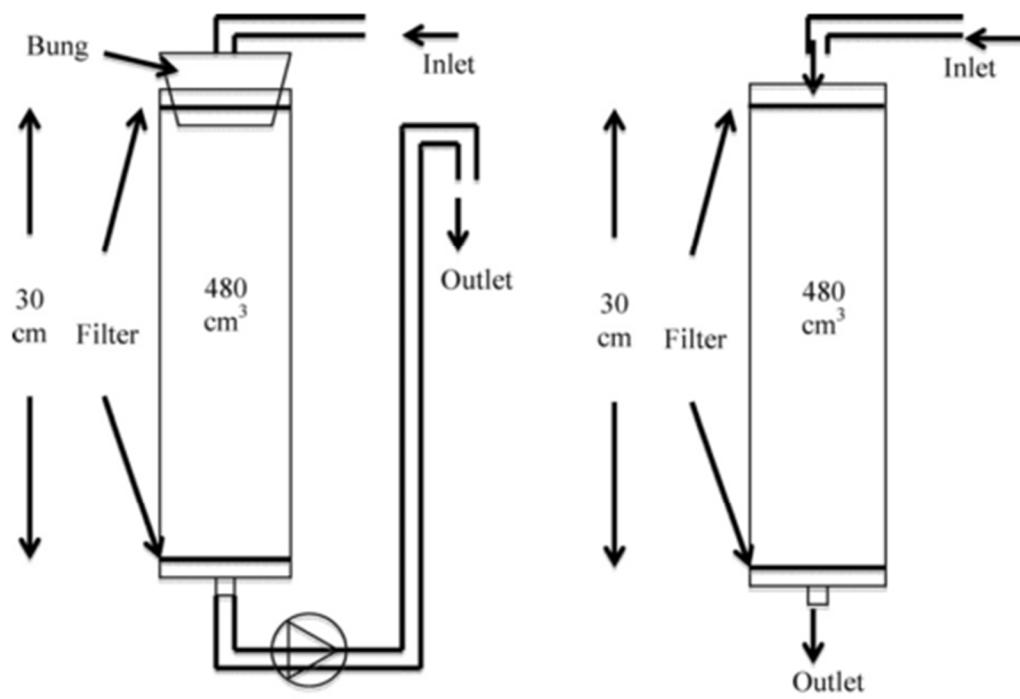
Afin d'assurer une amélioration réussie d'un sol par le procédé MICP, l'introduction et la fixation des bactéries uréolytiques dans la matrice sont cruciales. Les bactéries fixées peuvent induire la précipitation de calcite par l'injection d'une solution de cimentation, mais une mauvaise fixation des bactéries pourrait conduire à leur lessivage lors de l'injection de la solution de cimentation. Ce dysfonctionnement conduirait à une répartition inégale des bactéries et résulterait en une précipitation non uniforme des cristaux et de la résistance du sol traité (Whiffin, 2007).

L'introduction des bactéries dans le sol est généralement faite selon deux méthodes: (1) la méthode d'injection ou (2) la méthode de mélange. La première méthode consiste en une injection d'une solution bactérienne, suivie d'une période d'incubation permettant aux bactéries de se fixer aux grains de sable avant l'injection d'une la solution de cimentation. Dans la seconde

méthode, les bactéries sont mélangées mécaniquement avec le sol avant l'injection de la solution de cimentation. Chaque méthode est expliquée en détails ci-dessous.

a) Méthode d'injection

La méthode de biocalcification du sol par injection peut se faire soit par pompage de bactérie et nutriment par le bas (Harkes et al., 2010; Ozdogan, 2010; Whiffin et al., 2007; Whiffin, 2004) ou par le haut (Cheng et al., 2013; Girinski, 2009), comme on peut le voir sur la Figure 2-8.



A: Méthode par injection

B: Méthode par percolation

Figure 2-8: Comparaison entre les méthodes de traitement : A) par injection (Whiffin et al., 2007) et B) par percolation (Cheng, 2012), d'après Cheng (2012)

Afin de fixer les bactéries sur les grains de sol, Harkes et al. (2010) ont procédé à l'injection continue d'une solution de fixation de chlorure de calcium (CaCl_2) à 50 mM après l'injection initiale de la culture bactérienne. La fixation microbienne sur les grains de sable est facilitée par la force ionique accrue de la solution (Torkzaban et al., 2008). Par ailleurs, Whiffin et al. (2007) ont mis en évidence qu'une injection alternée de culture bactérienne et de solution de

cimentation permettait de traiter un sol sur une grande longueur, soit sur une colonne de 5 m de hauteur. Cependant, la distribution des cristaux de calcite n'était pas uniforme le long de la colonne et il a également été constaté qu'une teneur minimale d'environ 60 kg/m³ de calcite était nécessaire pour obtenir une augmentation significative de la résistance à la compression simple, comme on peut le voir sur la Figure 2-9.

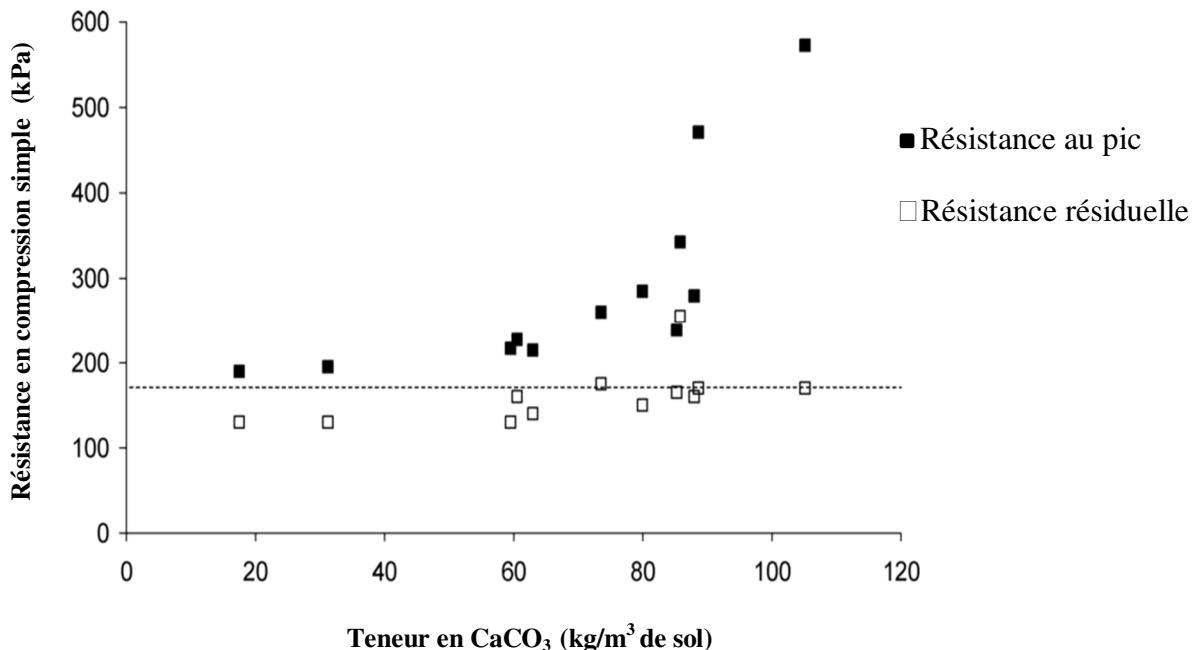


Figure 2-9 : Résistance en compression simple UCS et résistance résiduelle du matériel après rupture en fonction de la teneur en carbonates de calcium. Adapté de (Whiffin, 2007)

Van Paassen et al. (2010a) ont appliqué la méthode d'injection horizontale pour le traitement expérimental, à échelle pilote, d'un sol de 100 m³ de volume comme illustré sur la Figure 2-10 et ont obtenu une variation considérablement élevée dans les valeurs de résistance à la compression simple comprises entre 0.7 et 12.4 MPa concluant à une hétérogénéité du traitement. Qian et al. (2010) ont, en injectant une solution de cimentation dans une colonne de sable, obtenu une plus grande résistance au cisaillement, proche de 2 MPa, mais ont également observé une hétérogénéité dans la précipitation des cristaux.

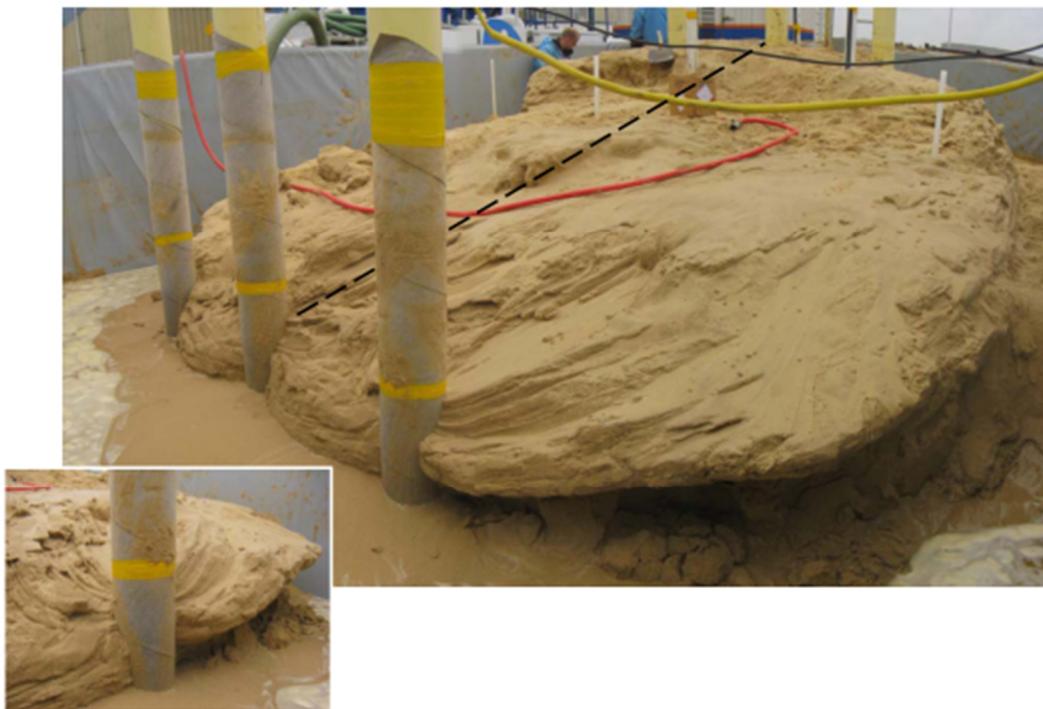


Figure 2-10: Sable fin biocalcifié par méthode d'injection horizontale (Van Paassen et al., 2010a)

Il convient de noter que la méthode d'injection est la méthode de traitement MICP la plus couramment utilisée car les paramètres d'injection (débit, pression et gradient hydraulique) peuvent être facilement contrôlés pendant le traitement, permettant un ajustement du traitement aussi bien pour l'injection verticale que pour l'injection horizontale.

En dépit de ses avantages, l'un des inconvénients majeurs du procédé d'injection est la répartition inégale des bactéries et la précipitation non homogène de cristaux de calcite, causant une résistance non uniforme du sol biocalcifié.

Lorsque les bactéries sont injectées de manière continue, elles sont susceptibles de se fixer dans le sol à proximité du point d'injection, entraînant par le fait même une réduction de la concentration de bactéries le long du chemin d'injection (Ginn et Al. 2001). La réaction de la solution de cimentation avec les bactéries entraîne alors une réduction des nutriments pénétrant vers les zones plus éloignées et cause une cimentation locale se limitant principalement autour des points d'injection. Les injections répétées de solution de cimentation conduisent alors à un colmatage des pores à proximité de la source d'injection et à une répartition inégale de

la précipitation de calcite (Cheng and Cord-Ruwisch, 2014). Pour améliorer ce problème, un ralentissement du taux d'injection des bactéries en suspension a été suggéré par Harkes et al. (2010) afin de permettre un apport suffisant de bactéries vers des endroits plus éloignés et ainsi lutter contre le problème de distribution hétérogène des précipités.

Il a également été proposé d'introduire une période d'incubation entre l'injection de la suspension de bactéries et de la solution de cimentation pour permettre aux bactéries d'être transportées le long de la colonne de sable et solidement fixées avant l'injection de la solution de cimentation (Al Qabany et al., 2012). Whiffin et al. (2007) ont recommandé que le débit de la solution de cimentation soit augmenté pour permettre à plus de nutriments d'atteindre des endroits plus éloignés dans la colonne du sol traité.

b) Méthode d'injection par percolation en surface

Par une simple pulvérisation ou un goutte à goutte des solutions bactérienne et de cimentation en alternance depuis la surface, un sol granulaire a été totalement biocalcifié jusqu'à une profondeur de 2 m (Cheng et Cord-Ruwisch, 2014). Le principal avantage de cette méthode est que l'injection des solutions ne nécessite pas d'équipement spécial en raison du libre mouvement de l'eau. Cependant, ce procédé peut conduire à une limitation du traitement dans les sols à grains fins, par exemple le limon ou l'argile, en raison de leur faible perméabilité. Avec cette méthode, la réaction de cimentation était limitée à 1 m de profondeur pour un sable fin de taille <0,3 mm, tandis que pour une colonne de sable grossier un traitement était possible sur une longueur 2 m avec une résistance à la compression simple variant entre 850 kPa et 2 067 kPa, comme on peut le voir sur la Figure 2-11. La méthode de percolation en surface a également été testée sur un sol dans un grand conteneur et a conduit à une distribution homogène raisonnable des précipités de calcite et de la résistance. Ceci est probablement dû au phénomène d'autorégulation du chemin d'écoulement préférentiel pendant le traitement (Cheng et Cord-Ruwisch, 2014).

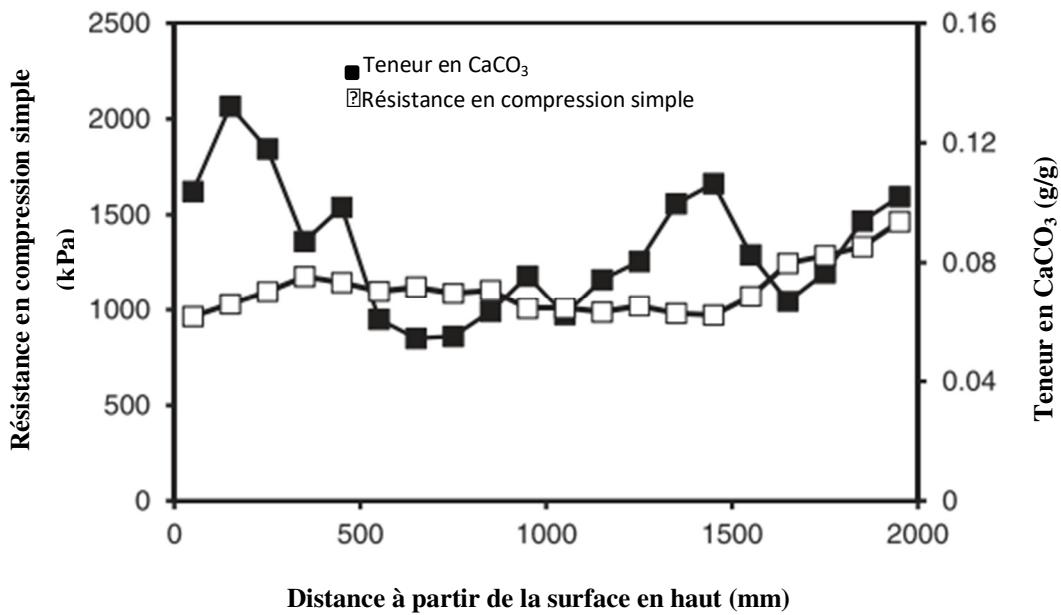


Figure 2-11 : Propriétés mécaniques d'une colonne de sable grossier de 2 m après 22 traitements.

Teneur en CaCO₃ et profils UCS le long d'une colonne de sable grossier (Cheng et Cord-Ruwisch, 2014).

Compte tenu du fait que les sols à grains fins se situent généralement en profondeur dans les dépôts de sol, les applications possibles de la méthode de percolation de surface peuvent inclure la suppression de poussières, la stabilisation de fondations de chaussées ou de talus.

c) Méthode par mélange

Dans cette méthode, les bactéries sont mélangées mécaniquement avec le sol puis laissées au repos pendant une heure. Ensuite, une solution fixatrice composée de chlorure de calcium est aussi mélangée avec le sol mis au repos pendant 24h. La solution de cimentation composée d'urée et de CaCl₂ est ensuite injectée dans le sol pour une période de 0,5 h approximativement. La même solution est injectée de 4 à 8 fois à intervalles de 2h. En appliquant cette méthode, Yasuhara et al. (2012) ont obtenu une résistance à la compression simple allant de 400 kPa à 1,6 MPa pour des échantillons de sable biocalcifié. Bien que cette méthode n'ait pas produit de résistances à la compression simple aussi élevées que les autres méthodes de traitement, telles que celles observées par van Paassen (2010a) avec des résultats de 0.7 à 12.4 MPa, elle a permis de résoudre les problèmes d'homogénéité de traitement.

Malgré le fait que la méthode par mélange ait résolu le problème d'homogénéité, il faut compacter le sol après traitement car cette méthode provoque un remaniement du sol. Ceci est critique parce que le remaniement du sol peut conduire à un développement de contraintes dans l'échantillon de sol à la suite du mélange vigoureux entre le sol et la solution de biocalcification.

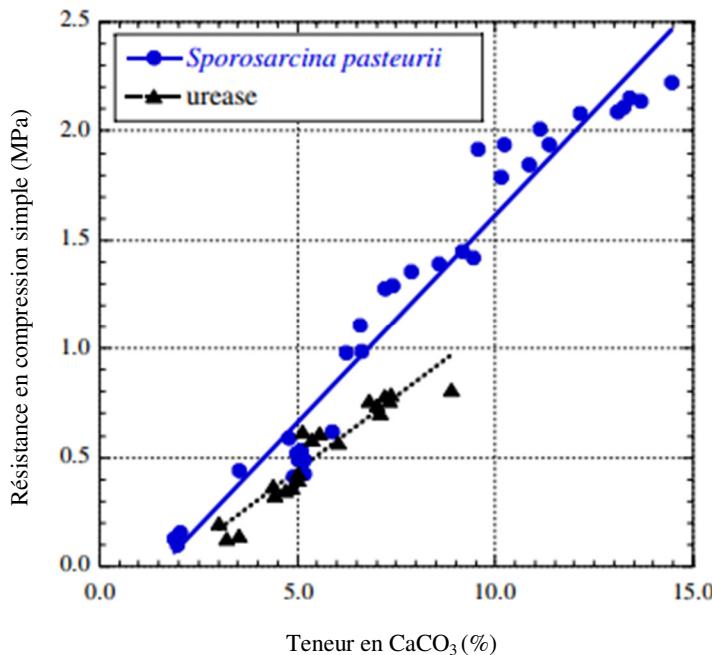


Figure 2-12: Relation entre la teneur en calcite et la résistance à la compression simple d'échantillons traités par biocalcification (Adaptée de Zhao et al. 2014a)

Récemment, Zhao et al. (2014a) ont entièrement immergé un échantillon de sable mélangé avec des bactéries dans un réacteur contenant une solution de cimentation. À la différence de la méthode d'injection classique, la solution de cimentation pouvait se répandre librement en fonction du gradient de concentration au travers d'une membrane géotextile autour des échantillons de sable inoculés de bactéries. Ils ont trouvé qu'environ 6,6 à 8% (en poids) de la teneur en calcite ont permis d'obtenir une résistance à la compression simple entre 1,76 MPa et 2,04 MPa pour une colonne de sol de 100 mm de longueur comme illustré sur la Figure 2-12. Zhao et al. (2014b) ont montré que la teneur en calcite était homogène dans les échantillons de sol testés.

2.5.3.2 Propriétés géotechniques de sols biocalcifiés

2.5.3.2.1 California Bearing Ratio (CBR)

Chou et al. (2011) ont mené une étude en laboratoire pour évaluer l'influence de bactéries en croissance, mortes ou au repos sur les propriétés géomécaniques d'un sable biocalcifié par injection. Ils ont effectué des essais CBR sur des échantillons de sable traités par biocalcification et ont trouvé que les propriétés géomécaniques se sont améliorées tel que présenté dans le Tableau 2-10. Le ratio CBR a été effectivement augmenté suite à l'injection de bactéries *S. pasteurii* en croissance. En particulier, le processus de biocalcification a augmenté le CBR du sable dense jusqu'à 6,8 fois avec une inoculation de la bactérie en croissance de 10^7 cfu/mL, comparativement à 2 fois pour un sable lâche. Avec une densité relative plus élevée et une augmentation du nombre de contacts entre les particules, le sable dense a probablement contribué à une plus grande efficacité du traitement avec les bactéries en croissance. En ce qui concerne les bactéries *S. pasteurii* mortes et au repos, l'augmentation du ratio CBR était beaucoup plus faible à cause de la précipitation limitée des cristaux de carbonates de calcium.

Tableau 2-10: Résultats essai CBR (%) des échantillons préparé dans un bioréacteur adapté de Chou et al. (2011)

	Lâche ($Dr = 35\%$)		Dense ($Dr=85\%$)	
Type des bactéries	10^3 cfu/mL	10^7 cfu/mL	10^3 cfu/mL	10^7 cfu/mL
Aucune	10		21	
Morte	16	29	14	39
Repos	17	18	25	35
Croissance	-	21	-	143

De plus, contrairement aux observations avec le sable dense traité avec les bactéries en croissance, la courbe initiale au chargement pour les sols traités avec bactéries mortes et au repos

n'a pas modifié la rigidité du sol, ce dernier présentant un comportement lâche après une pénétration de 2,5 à 3 mm du piston, similaire au sol non traité. Les augmentations de CBR avec ces traitements vont de négligeable à trois fois supérieure à celle du sable lâche et dense, avec des augmentations dans le sable dense généralement plus grandes que dans le sable lâche.

2.5.3.2.2 Résistance à la compression simple (UCS)

L'essai de compression simple (UCS) est le plus couramment utilisé pour obtenir la résistance des sols biocalcifiés, tel que rapporté par de nombreux chercheurs (Cheng et al., 2013; Harkes et al., 2010; Ivanov et al., 2015; Whiffin et al., 2007; Zhao et al., 2014a). L'une des raisons est qu'il permet notamment de tester un grand nombre d'échantillons en peu de temps (Al Qabany et Soga, 2013).

Les résultats disponibles dans la littérature renseignent que la plus faible valeur de résistance à la compression simple obtenue était de 150 kPa, tandis que la plus élevé était de 34 MPa, avec différentes méthodes de traitements MICP (Whiffin, 2004).

Van Paassen et al. (2010b) ont observé une relation exponentielle entre la teneur en CaCO_3 et les valeurs de résistance à la compression simple des sols biocalcifiés, comme on peut le voir sur la Figure 2-13. Leur étude montre aussi que, bien qu'ayant la même quantité de précipités en cristaux de CaCO_3 , les performances mécaniques d'un sol traité par biocalcification peuvent varier significativement en fonction de la méthode de traitement.

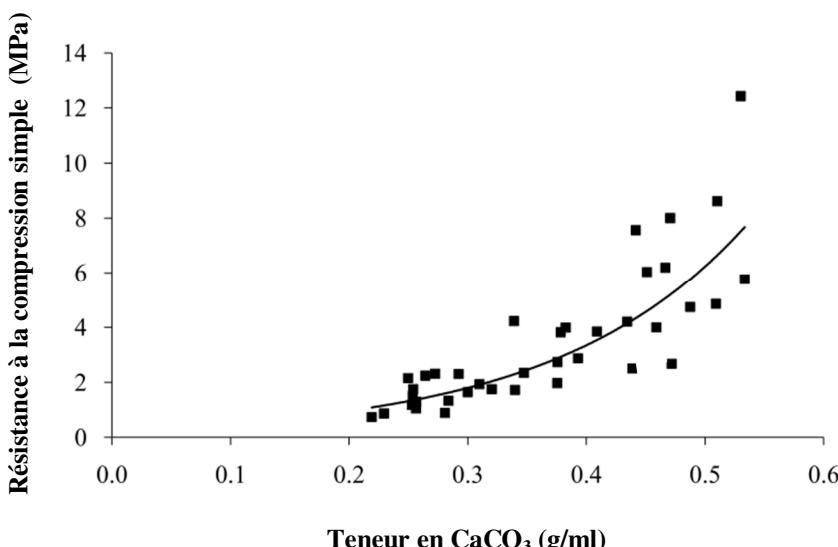


Figure 2-13: Corrélations entre la teneur en CaCO_3 et UCS (Van Paassen et al., 2010b)

En analysant les résultats de St-Onge (2016), on peut en déduire que l'augmentation de la résistance atteint un plateau après avoir atteint une certaine teneur en CaCO₃. Pour tracer la courbe de cohésion et d'angle de frottement en fonction de la teneur en calcite, l'auteur a utilisé les formules suivantes :

$$\phi' = A_1 \frac{e^{A_2(\xi-A_3)-1}}{e^{A_2(\xi-A_3)+1}} + A_4 \quad \text{Éq. 2-6}$$

$$c' = B_1 \frac{e^{B_2(\xi-B_3)-1}}{e^{B_2(\xi-B_3)+1}} + B_4 \quad \text{Éq. 2-7}$$

où ϕ' est l'angle de frottement interne, ξ est la teneur en calcite, et c'est la cohésion. Les différentes valeurs pour les paramètres A et B sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 2-11 : Paramètres des équations 3-6 et 3-7, extrait de St-Onge (2016)

Paramètres

ϕ'	$A_1=4.5$	$A_2=35$	$A_3=0.14$	$A_4=35.25$
c'	$B_1=67$	$B_2=25$	$B_3=0.09$	$B_4=65.5$

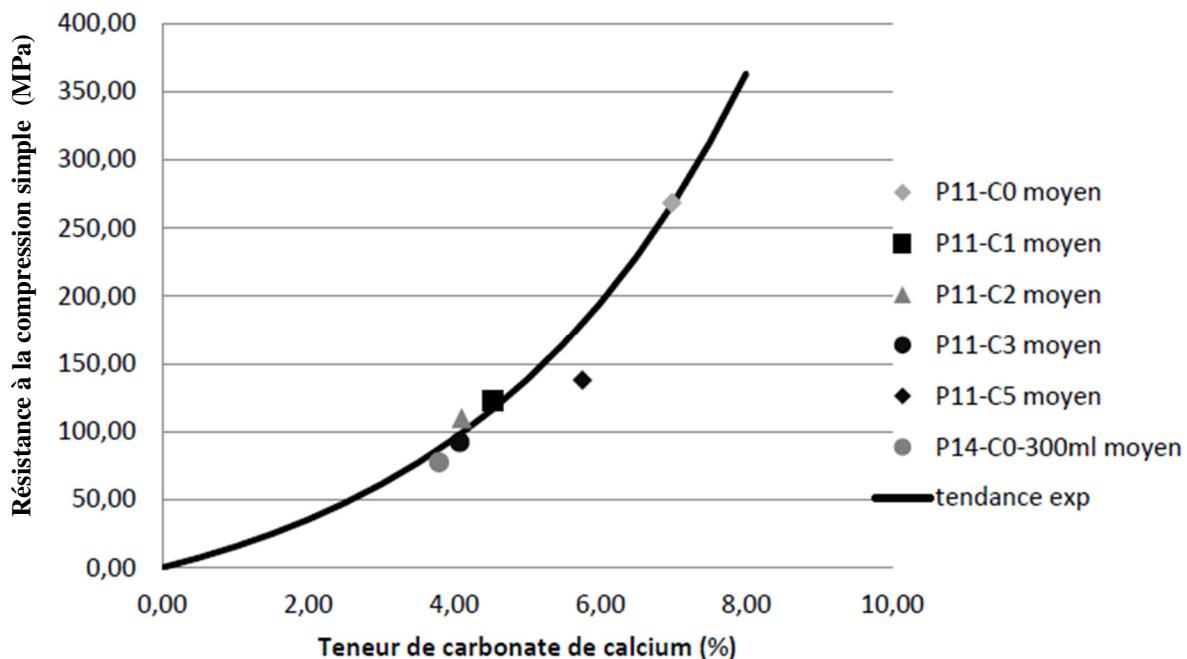
En utilisant la formulation de St-Onge (2016), Waldschmidt (2017) a adapté la formule pour la résistance à la compression simple en ne considérant qu'une faible teneur en CaCO₃ et que la première partie de la courbe. La formule de la résistance à la compression déduite est alors la suivante :

$$\text{UCS (kPa)} = 70 * \exp(0.26 * \% - 0.3) - 51.86 \quad \text{Éq. 2-8}$$

avec %, le pourcentage de carbonates de calcium.

À partir de cette formule, la figure suivante a pu être tracée et elle représente l'augmentation de la résistance mesurée avec le pourcentage de CaCO₃. Les différents points expérimentaux présentés sur la Figure 2-14 représentent les résultats obtenus sur des échantillons ayant subi différents cycles de gel-dégel et il est intéressant de noter que tous se situent sur la même courbe. Les cycles n'ont donc pas, ou peu, altéré les performances des échantillons traités.

Avec cette courbe, il est possible de trouver la résistance des échantillons traités à partir du pourcentage de carbonates de calcium.



Légende

P11 ou P14 = Protocoles 11 ou 14

C0 à C5 = Nombres de cycles de gel-dégel (0 à 5)

Figure 2-14 : Moyenne des résultats en compression simple pour différents protocoles d'injection
(Waldschmidt, 2017)

2.5.3.2.3 Effet des cycles gel-dégel sur la résistance d'un sable traité par MICP

Cheng et al. (2013) ont comparé les résistances à la compression simple d'échantillons traités par MICP et d'échantillons traités avec du ciment, avant et après l'application de cycles de gel et dégel. Pour les échantillons traités par MICP, ils ont obtenu une diminution de moins de 10% de la résistance indépendamment des conditions de traitement.

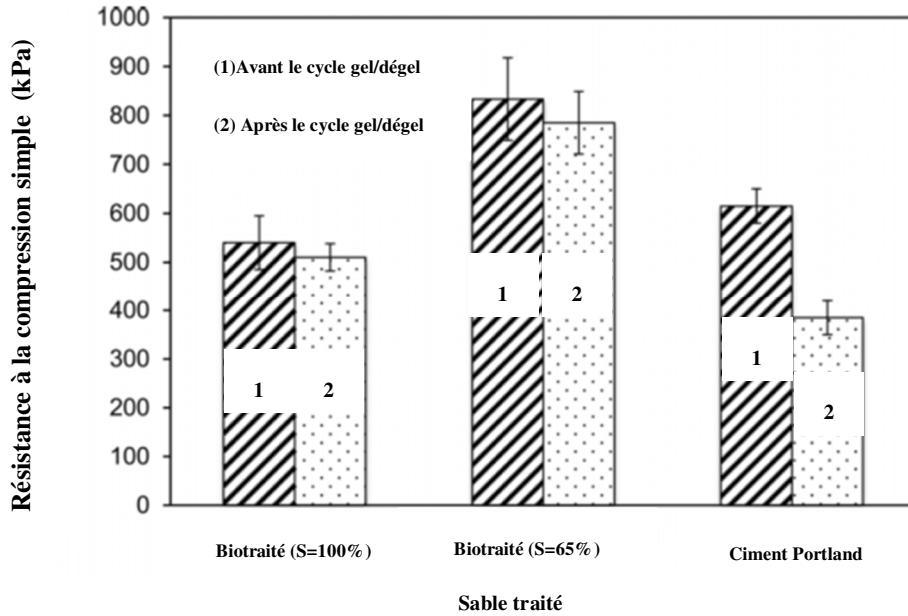


Figure 2-15: UCS d'échantillons de sable fin traité par biocalcification et ciment avant et après 10 cycles de gel-dégel (FT) (un cycle par jour) (Adapté de Cheng, 2013)

Pour les échantillons traités par MICP, les cristaux précipités au niveau des points de contact des particules de sol peuvent remplir les pores sans restreindre la mobilité de l'eau interstitielle. Pour les échantillons traités avec du ciment, les cycles gel et dégel ont causé une forte diminution, d'environ 40%, de la résistance du sol comme illustré sur la Figure 2-15.

2.5.3.2.4 Microscope Électronique à Balayage (MEB)

La microscopie électronique à balayage permet aux chercheurs d'avoir une image en haute résolution des liens de CaCO_3 développés entre les particules de sol et donne un aperçu du mécanisme d'amélioration des sols biocalcifiés (Sham et al. 2013).

Cheng et al. (2013) ont constaté que tous les précipités de CaCO_3 ne contribuent pas nécessairement à la résistance au cisaillement des sols biocalcifiés. Seuls les cristaux formant des ponts entre les grains de sol contribuent à son amélioration.

DeJong et al. (2010) ont donné une explication claire concernant la distribution de précipités de CaCO_3 dans les pores en se basant sur la Figure 2-16. Cela inclut une distribution

« uniforme », qui consiste en une précipitation de CaCO_3 d'égale épaisseur autour des particules de sol et qui produit un lien relativement faible entre les grains de sable, et une distribution « préférentielle », qui consiste essentiellement en une localisation des cristaux de CaCO_3 au niveau des contacts et qui contribue à l'amélioration de la résistance du sol. D'une manière générale, la distribution « réelle » des précipités est un mélange entre une distribution homogène et préférentielle, avec une prépondérance de la seconde.

De nombreux chercheurs ont observé la localisation préférentielle des précipités au contact des particules. Akiyama et Kawasaki (2012), Park et al. (2014), Rong et Qian (2014), Rong et al. (2012, 2013), Sel et al. (2014) et Tobler et al. (2012) ont ainsi fourni des images MEB similaires à celles de Cheng et al. (2013), montrant des points de contact entre particules de sol avec présence de précipités de calcite.

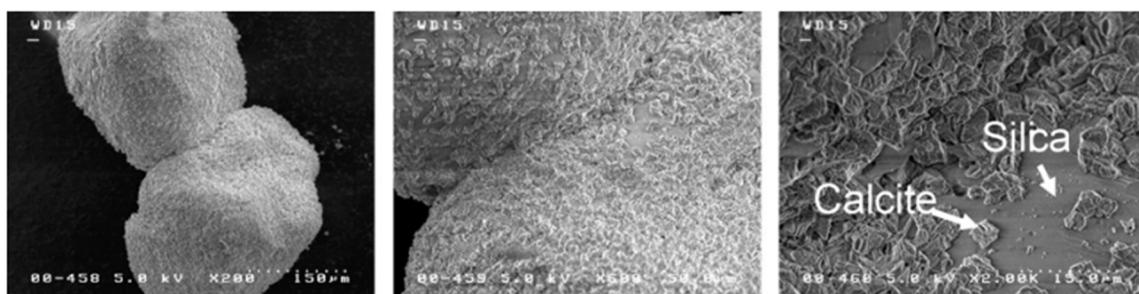


Figure 2-16: Images MEB de la déposition de calcite sur du sable (DeJong et al., 2010)

Selon DeJong et al. (2010), il existe deux paramètres qui régissent la distribution spatiale de CaCO_3 , à savoir le comportement biologique et le processus de filtration. Les forces d'écoulement réduites et la disponibilité des nutriments aux points de contacts entre les grains sont la principale raison pour lesquelles les microbes préfèrent se fixer près des points de contact entre particules. L'augmentation de la précipitation de CaCO_3 au niveau des points de contact entre particules est ainsi le résultat de la grande concentration de microbes à ces endroits particuliers.

2.5.3.3 Facteurs affectant la formation des précipités

La morphologie des précipités joue un rôle important dans l'amélioration des propriétés mécaniques des sols traités par MICP. En effet, différentes tailles, formes ou répartitions des précipités peuvent conduire à différentes résistances (Al Qabany et Soga, 2013). Dans cette

section, les facteurs critiques qui affectent le traitement de MICP tels que la température, l'activité enzymatique, la disponibilité des sites de nucléation, le pH, le degré de saturation et la concentration de la solution de cimentation sont discutés en fonction des travaux publiés dans la littérature.

2.5.3.3.1 Température

L'effet de la température sur MICP est complexe, car elle affecte l'activité enzymatique de la bactérie, la croissance et le taux de nucléation des cristaux de CaCO_3 , ainsi que leur solubilité. Nemati et Voordouw (2003) ont démontré qu'une augmentation de la température de 20°C à 50°C améliore le taux de production de CaCO_3 à partir de la réaction enzymatique et donc affecte la taille et la forme des cristaux formés. Rebata-Landa (2007) a montré qu'à une température supérieure à 60°C, la production de CaCO_3 cesse en raison du décès des bactéries. Par conséquent, il est essentiel de connaître la température optimale pour la formation de cristaux de CaCO_3 , car elle contribue pour avoir la plus grande résistance.

Récemment, Cheng et al. (2014b) ont effectué une étude préliminaire pour déterminer l'effet de la température ambiante, entre 25°C et 50°C, sur la résistance de sables traités par MICP. Ils ont ainsi mis en évidence que, malgré la présence de trois fois plus de précipités dans des échantillons traités à 50°C, leur résistance était de 60% plus petite que celle des échantillons traités à 25°C. Après observation au MEB, ils ont conclu que les cristaux de CaCO_3 produits à plus haute température sont relativement faibles (2-5 mm de diamètre) et recouvrent entièrement les surfaces des grains de sable. À l'inverse, les cristaux de CaCO_3 formés à une température de 25°C étaient de plus grande taille (15 à 20 mm de diamètre) et fixés principalement dans les micropores du sol. Les précipités de plus grande taille permettaient ainsi une meilleure liaison entre les grains du sol, contribuant ainsi à en augmenter la résistance.

2.5.3.3.2 Activité enzymatique et concentration bactérienne

L'activité uréasique est une indication du taux d'hydrolyse d'urée par bactéries uréolytiques (Whiffin, 2004). Nemati et Voordouw (2003) ont suggéré qu'une augmentation de l'activité uréasique augmente la précipitation de cristaux de CaCO_3 , car les cellules bactériennes agissent comme des sites de nucléation dans le procédé de MICP (DeJong et al., 2010). Hammes et Verstraete (2002) ont mentionné que la disponibilité des sites de

nucléation joue un rôle crucial pour promouvoir l'activité uréasique qui contrôle la quantité de précipités produits.

D'après Dejong et al. (2010), les bactéries agissent comme des sites de nucléation pour les précipités de CaCO_3 . La disponibilité des sites de nucléation dépend donc grandement de la quantité des bactéries fixées dans le sol. La quantité des cellules bactériennes injectées joue ainsi un rôle important.

Gandhi et al. (1995) ont montré que, dans certaines conditions, la nucléation de nouveaux cristaux pouvait constituer le processus principal de croissance cristalline au lieu de la croissance des cristaux existante. DeJong et al. (2010) ont fait de telles observations dans l'étude de la biocalcification et montré qu'en présence de nombreuses bactéries et donc avec l'abondance de sites de nucléation, de nouveaux petits cristaux de CaCO_3 se forment au lieu de faire croître les cristaux existants.

2.5.3.3.3 pH

La variation du pH, qui est due à la formation des ions hydroxyles (OH^-) générés par la production des ions d'ammonium (NH_4^+), permet de créer un environnement alcalin approprié pour la précipitation de CaCO_3 (Dejong et al., 2010). La présence des ions OH^- augmente le pH autour des cellules. Rebata-Landa (2007) et Ferris et al. (2004) ont confirmé cela en démontrant que le MICP produisait de bons résultats en milieu alcalin ($6,5 < \text{pH} < 9,3$).

2.5.3.3.4 Degré de saturation

Cheng et Cord-Ruwisch (2012) ont été les premiers à suggérer que la distribution des cristaux de CaCO_3 peut être contrôlée et limitée aux points de contact entre particules en contrôlant le degré de saturation des sols biocalcifiés pendant le traitement MICP.

Cette conclusion a été obtenue lors de l'observation de colonnes de sable traitées à faible degré de saturation. Celles-ci ont en effet présenté une résistance plus élevée que dans le cas du traitement d'un sol saturé. Par la suite, Cheng et al. (2013) ont étudié l'efficacité du traitement MICP à différents degrés de saturation, de 20, 40, 60 et 100%. L'étude a révélé que le MICP fonctionne le mieux à un degré de saturation de moins de 20% et donne une résistance élevée malgré la faible quantité de précipités dans le sol.

À un faible degré de saturation, les cristaux sont formés autour des particules de sol. À l'inverse, à un degré de saturation de 100%, les cristaux peuvent se former à des endroits inutiles, remplissant ainsi les pores sans créer de liaison entre les particules et réduisant ainsi l'efficacité du traitement.

Avec cette information, on peut conclure qu'un faible degré de saturation donne une précipitation plus efficace, ainsi que de meilleurs résultats de résistance à la compression simple par rapport à une saturation complète.

2.5.3.3.5 Concentration de la solution de cimentation

L'efficacité de la formation des cristaux de CaCO_3 est affectée par la concentration de la solution de cimentation. Une distribution plus homogène des cristaux de CaCO_3 a généralement été observée avec une faible concentration de la solution de cimentation. À l'inverse, les cristaux de CaCO_3 précipités avec une solution de cimentation très concentrée sont généralement formés dans les vides du sol en raison de la précipitation rapide induite par la concentration élevée (Okwadha et Li, 2010).

De même, Al Qabany et Soga (2013) ont réalisé une expérience en utilisant des échantillons de sable traités avec différentes concentrations de cimentation (0,1, 0,25, 0,5 et 1 M pour la solution chlorure de calcium-urée) et ont constaté que le sable traité avec une concentration plus faible a donné une résistance plus élevée. Ceci est conforme aux conclusions de Ng et al. (2014), qui ont observé que la biocalcification est plus efficace sur un sol traité avec un réactif de cimentation de 0,5 M par rapport à 1 M.

Cependant, il est à noter qu'un plus grand nombre d'injections est nécessaire pour obtenir la même quantité de précipités quand on utilise une faible concentration de réactifs de cimentation.

2.5.3.4 Limites de la stabilisation par biocalcification

2.5.3.4.1 Compatibilité des sols

L'un des principaux inconvénients du MICP est qu'il ne peut être utilisé que pour des sols ayant une certaine taille. Comme rapporté par Mitchell et Santamarina (2005), le procédé n'est pas approprié pour des sols plus fins que le silt et ayant une granulométrie inférieure à 6,0 μm car la bactérie *S. pasteurii* mesure, en moyenne, entre 1,3 et 4,0 μm .

2.5.3.4.2 Homogénéité de traitement

L'homogénéité de traitement reste l'élément le plus critique à ce jour. Certaines techniques ont été proposées dans la littérature pour réaliser, en laboratoire ou à l'échelle pilote, un traitement homogène. Par exemple, Harkes et al. (2010) ont indiqué que deux phases d'injection où la solution de fixation est injecté immédiatement après l'injection de la suspension bactérienne sont préférables à une injection simultanée des deux substances, car cela conduit à la floculation immédiate des bactéries et la précipitation de CaCO₃ au point d'injection, et donc à son obstruction. Des résultats similaires ont été rapportés par Tobler et al. (2012) qui mentionnent qu'une précipitation des CaCO₃ plus homogène a été obtenue en utilisant une injection par étapes ou en deux phases par rapport à une injection simultanée pour laquelle il y a eu accumulation de bactéries à proximité du point d'injection.

Ils ont également constaté que la solution de fixation (constituée principalement du chlorure de calcium, CaCl₂) retarde le mouvement des bactéries et contribue leur adsorption sur les grains de sable. Il a également été constaté que mélanger une solution à faible CaCl₂ avec la culture bactérienne peut remobiliser les bactéries.

van Paassen (2009) a réalisé des essais pilotes en traitant 100 m³ de sable en laboratoire et a trouvé que la résistance du sable biocalcifié s'était considérablement amélioré après traitement mais cette résistance n'était pas homogène. Les raisons de cela sont principalement (1) la distribution non-homogène de la quantité disponible d'urée pour réagir avec les bactéries pour former du CaCO₃; (2) la quantité de nutriments et la méthode d'injection dans le sol (c'est-à-dire l'injection ou la percolation de surface); et (3) l'écoulement des réactifs et nutriments qui peuvent suivre l'écoulement préférentiel le long de la surface de la nappe phréatique.

Dans la même lancé, Martinez (2012) a aussi mené des essais pilotes pour simuler la mise en œuvre du traitement MICP sur le terrain en utilisant une zone de traitement de dimension de 0,5 x 0,5 x 0,15 m. L'auteur a conclu que la distribution du CaCO₃ autour des points de contact particule-particule était la principale raison à l'amélioration de la résistance du sable traité mais la distribution du CaCO₃ était aussi non-homogène confirmant ainsi les résultats obtenus par van Paassen (2009).

Pour améliorer le procédé de traitement à échelle pilote, Dejong et al. (2014) ont mis au point un modèle de traitement consistant à traiter cinq points simultanément pour examiner la faisabilité

du MICP dans des applications sur le terrain. Le modèle proposé a permis d'obtenir un traitement expérimentalement uniforme même dans des conditions microbiennes très actives. Ceci a été réalisé en installant: (1) des puits de production; et (2) des puits d'échantillonnage dans le contenu microbien pour observer la distribution, la croissance et la décroissance. La surveillance de l'activité microbienne et le suivi de la variabilité de l'urée ont permis de saisir les changements spatiaux et temporels des propriétés mécaniques du sable traité pendant le traitement.

2.5.3.4.3 *Ammoniac*

L'un des inconvénients de l'hydrolyse de l'urée est la formation d'un coproduit, l'ammoniac, une substance ayant une odeur désagréable et un impact sur la santé. Selon le ministère canadien de la santé (2013), la limite d'ammoniac dans l'eau potable est de 0,5 mg/L pour ne pas occasionner des problèmes de santé chez l'humain. Par conséquent, des stratégies pour éviter la contamination des eaux souterraines par l'ammoniac doivent être installées. La plus courante est de lessiver les sols après traitement et de récupérer les effluents. Les sous-produits générés peuvent alors être réutilisés dans d'autres applications. Par exemple, l'ammoniac libéré par l'hydrolyse de l'urée et l'ammonification peut être utilisé dans l'engrais après récupération (De Jong et al., 2013). Une autre solution consiste à traiter les sous-produits générés après l'application. Des réacteurs biologiques avec des consortiums microbiens ont été utilisés pour traiter les eaux usées, y compris l'ammoniac (Grady et Filipe, 2000; Herrero et Stuckey, 2014).

CHAPITRE 3 ARTICLE 1: MECHANICAL CHARACTERIZATION OF BIOCALCIFIED MATERIALS USED IN BASES AND SUBBASES OF ROADS

Cet article permet de répondre aux 3 premiers objectifs de ce travail de recherche qui sont : (1) adapter un protocole de biocalcification aux matériaux granulaires de fondation et sous-fondation des chaussées; (2) caractériser l'effet de la biocalcification sur la capacité portante des matériaux granulaires de fondation et sous-fondation des chaussées; (3) déterminer la variation de la capacité portante des matériaux granulaires traités par biocalcification en fonction des cycles gel/dégel. Cet article a été soumis à la revue Canadian Geotechnical Journal.

Alain Miruho Balihuta, Benoît Courcelles

*Department of Civil, Geological and Mining Engineering – Polytechnique Montreal, Montreal,
Quebec, Canada*

Abstract

The current practice in road construction or rehabilitation is to mechanically and chemically stabilise the base and subbase courses to improve their properties. Nevertheless, the compaction of bases and subbases can lead to a lot of operations and the use of chemical components can induce some environmental impacts. To limit these downsides, the paper investigates the application of Microbial Induced Calcite Precipitation, also known as biocalcification, to base and subbase materials.

Biocalcification is a process consisting of the precipitation of calcium carbonates thanks to bacterial activity (e.g. *Sporosarcina pasteurii*). To determine the influence of the calcifying process on bases and subbases, CBR tests were performed on untreated and treated specimens, before and after 1, 3 or 5 freeze-thaw cycles. The results pointed out that MICP increases the CBR of base and subbase materials. Tests performed after freeze-thaw cycles demonstrated a slight decrease of the rigidity of the specimens that could be attributed to a variation in the calcium carbonate content.

Keywords: Microbially induced carbonate precipitation (MICP), Soil improvement, Unsaturated soil, Bearing capacity, Freeze-Thaw cycles

3.1 Introduction

Road infrastructures are very important in social and economic development, contributing to the occupation and vitality of a country. They provide people with an access to both work and leisure, and to goods and services, including health and education. For companies, they provide an access to human and material resources as well as to domestic and foreign markets, and are therefore a determining factor in their competitiveness and economic performances (Rodrigue, 2017). In Quebec, there is a dense and aging road network that is subject to a constant increase in traffic and severe climatic conditions with temperatures ranging from -30°C to +30°C (Ministère des Transports du Québec, 2013). Therefore, there is an urgent need to develop alternative pavement construction methods that can increase the durability of materials used in pavements.

A pavement is a solid structure built on natural soil to distribute the traffic load and to provide an adequate road surface. The characteristics of the different layers of a road have an influence on its duration. Generally, two types of roadway are distinguished: flexible and rigid pavements (Huang, 2004). The flexible pavement is made up of layers of gravel and sandy materials covered by a layer of bitumen and the rigid pavement is made of concrete slabs. The main difference between the two types of pavements is the way the load is distributed on the supporting layer. This research is focused on flexible pavement as they constitute the major type of roads in Quebec.

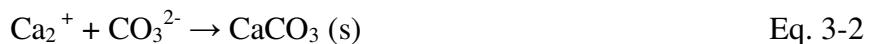
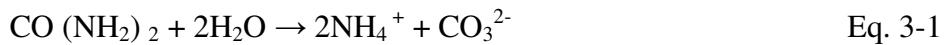
Flexible pavements generally consist of three different layers from top to bottom: the surface layer, the base and the subbase. A drainage layer may be included between the subgrade and these support layers. Due to the very harsh climatic conditions in Quebec, frost heaves can form under the road surface and cause the surface of a roadway to be lifted. During thawing, melting of these frost heaves can result in loss of bearing capacity and soil compaction (Karol, 2003). To decrease the effect of freeze-thaw cycles, the base, the subbase and the subgrade may consist of stabilized or modified materials.

Soil stabilization consists in improving the soil stability or bearing capacity with a controlled compaction system and/or a stabilizing agent. Soil stabilization includes physical, physico-chemical and chemical methods to improve the mechanical properties of soil for use as pavement materials. However, these soil stabilizations processes have shown their limitations because of their harmful effects on the environment, such as the lime-based chemical process, and their cost,

requiring increasingly expensive materials compaction (Abreu et al, 2008). As a consequence, it becomes necessary to investigate alternative techniques of improvement. To this end, this paper deals with Microbial Induced Calcite Precipitation (MICP), also called soil biocalcification, applied to bases and subbases.

Soil biocalcification encompasses geotechnical, microbiological and chemical knowledge. In this technique, the bacterial activity is used to create some precipitates of calcium carbonates (Calcite) that ultimately lead to the improvement of mechanical properties of a soil. Several bacteria can be used to precipitate calcite, but the most widely used is *Sporosarcina pasteurii*, an aerobic bacterium naturally found in the soil (DeJong et al., 2013).

The biocalcification process consists in (1) fixing the bacteria into the soil thanks to the injection of bacteria plus a fixation solution, and (2) injecting a cementation solution composed of calcium salts. During this process, the bacteria consume and dissolve the urea to form, overall, ammonium and carbonate ions. Injected as dissolved salts, calcium ions combine with the carbonate ions to create calcite crystals (CaCO_3) and to cement the particles of soil. This process is summarized in Eq. 3-1 (catalyse of urea hydrolysis by bacteria) and Eq. 3-2 (precipitation of calcite crystals in the presence of calcium ions) (Whiffin et al., 2007).



The precipitation of calcite bonds the soil particles together and increases the strength and stiffness of the soil. This technique has the potential to be used as a sustainable environmental alternative and is less expensive than traditional soil improvement techniques (Le Metayer-Levrel et al., 1999).

Recently, many studies have investigated the effects of biocalcification on the strength and resistance characteristics of sandy soils and it has been demonstrated that the technique could be implemented for: Improvement of soil strength and rigidity (Rong et al., 2012, van Paassen, 2009, Whiffin et al., 2007); Reduction of foundation settlement (DeJong et al., 2010); Reduction of soil permeability (DeJong, 2013); Reduction of soil liquefaction (DeJong et al., 2006, Montoya et al., 2012); Installation of pipes for dams, dikes (DeJong, 2013, J.T. Waller 2009);

Soil stabilization prior to tunnel construction (DeJong, 2013, Waller 2009); Stabilization of embankments and embankments (DeJong, 2013, Waller 2009), among other applications.

Soil biocalcification process has often been carried out by injection into a saturated soil (Van Paassen, 2009, Whiffin et al., 2007, DeJong et al., 2006), but it is necessary to develop an alternative process that can be implemented in non-saturated conditions as those encountered in bases and subbases of roads. Few researchers investigated non-saturated conditions. In 2011, Chou et al. conducted California Bearing Ratio tests (CBR) on unsaturated and dense sand samples treated by MICP and they noticed that the bearing capacity of the soil can be increased by up to 6.8 times with biocalcification. Cheng et al. (2012) also implemented this method on unsaturated sand using surface percolation and they found that the sand compressive strength can be increased up to 390 kPa. Later, they performed large scale experiments and concluded that the method can be used for coarse sand (Cheng et al. 2014). Nevertheless, the effects of surface percolation in unsaturated coarse gravel soils, such as the one used in road bases and subbases, have not been investigated yet. Therefore, the aim of this study is to evaluate the feasibility of using biocalcification in bases and subbases and then evaluate the effect of freeze-thaw cycles on the soil bearing capacity.

3.2 Material and methods

Microorganism Culture and Cementation Solution

In this study, the ureolytic bacterium *Sporosarcina pasteurii* (American Type Culture Collection, ATCC 11859), previously called *Bacillus pasteurii* (ATCC 6453), was used because of its highly active urease enzyme (Ferris et al., 1996) and its popular usage in biocalcification (Mortensen et al., 2011). A culture of *Sporosarcina pasteurii* was performed from the original dehydrated bacterium obtained from ATCC and was stored in a refrigerator at a temperature of 4 °C. Every month, the culture was regenerate with a new growing medium.

The growing medium consisted of Tris Base (15,75g/l at pH=9), Yeast Extract (20g/l), (NH₄)₂SO₄ (10g/l), Agar (10g/l) in distilled water, sterilised in autoclave at 120 °C for 30 minutes. This solution was put into petri dishes after sterilization and a colony of *S. pasteurii* was added after hardening. The petri dishes were kept at room temperature (20 °C) for 4 days and stored for a maximum of 30 days in a refrigerator at a temperature of 4 °C (St-Onge, 2016).

To prepare the bacterial solution to be mixed with the soil, the bacteria were aseptically mixed at a concentration of 10 colonies forming units (cfu) / 100 ml in an autoclave Tris-YE medium (Tris Base=15,75g/l at pH=9, Yeast Extract =20g/l, $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ =10g/l) (Stocks-Fischer et al. 1999). The bacterial culture was incubated for 96 hours at 22 °C with agitation until OD 600 μm (absorbance) was equal to 2.6. The absorbance was evaluated with a spectrophotometer GENESYS 20 from Thermo Scientific™. Then, the bacterial cells were harvested with a centrifuge at 5 000 rpm for 15 minutes, after what the cell pellets were placed in an aseptically solution of Nutrient broth (3 g/l), Urea (20g/l), NH_4Cl (10g/l), NaHCO_3 (2,12 g/l), CaCl_2 (24g/l) at pH = 6 with distilled water (Waldschmidt, 2017). The solution was finally mixed with the soil in a proportion of 50 % of the expected void volume in the base or subbase.

Both the fixation and the cementation solution consisted of Nutrient broth (3 g/l), Urea (20g/l), NH_4Cl (10g/l), NaHCO_3 (2.12 g/l), CaCl_2 (96g/l) at pH = 6 in distilled water. The cementation solution was injected by percolation from the top surface with a flow rate of 22.06 L/h (Waldschmidt, 2017).

Soil specimens

The geotechnical properties of materials used in pavement construction have a significant influence on the performance and life of a pavement. For such reasons, *the Ministère des Transport du Québec* has specified standards for the different geotechnical properties of base and subbase courses. The base and subbase grain size distribution must be included within the granular envelop defined in the standard NQ 2560-114. The grain size limits of two materials, referenced as MG-20 and MG-112, are shown in Figure 4-1 and Figure 3-2.

Due to the very cold climate in Quebec and to limit the susceptibility to frost, the percentage of fine particles included in the subbase materials is restricted to a maximum of 5%. Additional geotechnical properties required for base and subbase materials are shown in Table 3-1.

The granular soil used in this research was provided by Demix quarry in Laval, Canada. Two different types of granular soil were used. The first one, used for base courses, was classified as MG-20 according to the *Ministère des Transports du Québec* and GW according to USCS (50 % of grains have a diameter superior to 4.75 mm, coefficient of uniformity equal to 39.7 and coefficient of curvature equal 1.33). The other one, used for subbase courses, was classified as MG-112 according to the *Ministère des Transports du Québec* and SP according to USCS (82 %

of grains have a diameter inferior to 4.75mm, coefficient of uniformity equal to 5.14 and coefficient of curvature equal to 0.89). Grain size curves of these two soils were evaluated according to ASTM C136-14 and the results are presented in Figure 3-1 and Figure 3-2. In order to evaluate the quantities of solution to inject into the soil, the porosity was calculated by difference between the masses of dry and saturated samples in a compaction mould (152.4 mm in diameter and height of 177.8 mm). The saturation was obtained by immersing the sample under vacuum in water and the porosity was calculated according to Eq. 3-3.

$$n = \frac{M_{sat} - M_{dry}}{\rho_w \cdot V_t} \quad \text{Eq. 3-3}$$

Where n = porosity (-); M_{sat} = mass of saturated sample (kg); M_{dry} = mass of the dry sample (kg); ρ_w = density of water (kg/m^3); V_t = volume of sample (m^3).

The pore volumes of the MG-20 and MG-112 samples were respectively equal to 600 and 900 ml, which correspond to respective porosities of 18.50 % and 27.74 %.

To prepare the specimens, 50 % of the void volume of live cell suspension was manually mixed with the soil and left undisturbed for 1 hour. Then, another 50% of the void volume of fixation solution was percolated by gravity into the soil and left undisturbed for 24 h to allow the fixation of bacteria to the particles. Subsequently, 100 % of the void volume of cementation solution was percolated by gravity every 24 hours for 5 days (Waldschmidt, 2017).

Compaction Tests

To determine the soil optimum water content and the soil maximum dry unit weight, Modified Proctor compaction tests were carried out according to ASTM D1557-91. For this purpose, the oven-dried soil passing sieve #4 was compacted in five layers according to procedure C in the standard test method (55 blows/layer, 4.5 kg hammer from 45 cm height in a 150 mm diameter mould).

The optimum moisture content and maximum unit weight were respectively 5.9% and 21.9 kN/m^3 for MG-20 and 10.1 % and 19.4 kN/m^3 for MG-112. The estimated saturation at the optimum moisture content was 86.5 % for MG-20 and 75.5 % for MG-112. Modified Proctor test results are shown in Figure 3-3 and Figure 3-4.

California Bearing Ratio (CBR) Tests

The California Bearing Ratio test is one of the most widespread tests to determine strength and bearing capacity of base, subbase and subgrades materials in road, railway and airfields pavements. To demonstrate the effect of biocalcification on the bearing ratio of MG-20 and MG-112, a series of CBR tests were carried out on treated and untreated specimens in a mould of 155 mm diameter and 172 mm height. The tests were conducted according to ASTM D1883-99 with or without immersion in water (referred unsoaked or soaked conditions). For the soaked CBR conditions, the specimens were immersed in water for 96 hours under a 4.5 kg overload and then taken out from water and let drain for 15 minutes. For both test conditions, the final step consisted in placing the specimens under a penetration piston surrounded by a surcharge load of 4.5 kg. For the tests on treated specimens, this entire protocol was realized 5 days after the injection of the bacteria.

Freeze-Thaw Tests

Only the immersed specimens were chosen to evaluate the effect of freeze-thaw cycles on the bearing capacity of treated specimens. The selected specimens were placed in a fridge at -10 °C for 24 hours and transferred to room temperature at 20 °C for another 24 hours. This sequence represents one freeze-thaw cycle. This process was repeated three to five times and the specimens were placed under a penetration piston surrounded by a surcharge load of 4.5 kg to record the CBR values.

CaCO₃ Content

In order to determine the amount of precipitated CaCO₃, small samples were taken at the top, in the middle and at the bottom of each specimen. The samples were then dried in the oven for 24 hours to determine their dry weight. Then, the dry samples were mixed with a solution of 1 M hydrochloric acid (HCl) to dissolve the precipitated CaCO₃ and the samples were washed with water and dried in the oven for 24 hours. The weight of the samples after drying in the oven was finally determined.

The percentage of precipitated CaCO₃ in the samples was calculated by difference of masses before and after dissolution by hydrochloric acid. According to the supplier, the natural content in CaCO₃ was equal to 0.35 % and 0.59 % respectively for MG-20 and MG-112.

Microscopy investigations

Untreated and treated MG-20 and MG-112 specimens were subject to energy dispersive x-ray spectroscopy (EDS) and scanning electron microscopy (SEM) in the Center of microscopy characterisation of materials (CM²) at Polytechnique Montreal in order to analyse the precipitates of calcium carbonates (CaCO₃).

Energy Dispersive X-ray Spectroscopy (EDS)

Energy dispersive X-ray spectroscopy is a chemical microanalysis technique used in conjunction with Scanning Electron Microscopy (SEM) and consists in detecting the X-rays emitted by a sample during bombardment by an electron beam.

After the CBR tests, small samples of each specimen were taken for microscopic investigations. These samples were reduced to dust with a small hammer and placed on a copper plate which was inserted into the EDS X-ray equipment. The surface of the samples was bombarded by an electron beam and the spectrum of X-ray energy was evaluated to determine their elemental composition.

Scanning Electron Microscope (SEM)

Scanning electron microscope analysis is a method used to obtain images of high resolution samples. SEM analysis uses electrons for imaging according to the ASTM standards E986-04 (2017).

Small samples taken after the CBR tests were reduced to dust using a small hammer and placed on a copper plate with a spatula. The copper plate was then inserted into the SEM equipment to be scanned.

3.3 Results and discussion

Biocalcification effects on the soil bearing capacity

To illustrate the influence of the treatment on the soil bearing capacity, several specimens were prepared according to the method stipulated in 3.2. The CBR tests were conducted on 20 specimens as described in Table 3-2. The specimens were identified with numbers and letters representing the test conditions:

T for treated specimens,
 U for untreated specimens,
 UK for unsoaked specimens,
 SK for soaked specimens,
 20 for granular materials in base course (MG-20),
 112 for granular materials in subbase course (MG-112),
 XFT for X freeze-thaw cycles, when realized.

For instance, the specimen MG20-U-UK corresponds to an untreated specimen prepared with 55 blows per layer in 5 layers and unsoaked during the CBR tests.

For preliminary characterisation, 8 CBR tests were performed on untreated specimens of MG-20 or MG-112. The average CBR value of the untreated-unsoaked conditions was 73 % for MG-20 and 45 % for MG-112. The average CBR value of the untreated-soaked conditions was 61 % for MG-20 and 33 % for MG-112. By comparing these results with the minimum CBR values specified by the *Ministère des Transports du Québec*, respectively 50 % and 30 % for MG-20 and MG-112, the specifications for pavement materials were respected as illustrated on Figure 3-5 and Figure 3-6.

To evaluate the influence of biocalcification, 12 treated specimens were subject to CBR tests as described in Table 4-2.

Stress-penetration curves for CBR are provided on Figure 3-7 for MG-20. As expected, the rigidity of the untreated specimens decreases after 4 days in water. After treatment, the rigidity of MG20-T-UK increases compare to MG20-U-UK. The rigidity of the treated specimens immersed into water (MG20-T-SK) decreases compared to MG20-T-UK, but the rigidity is still higher compared to MG20-U-SK specimens.

As illustrated on Figure 3-8, water also decreases the rigidity of MG112-U-SK specimens compared to MG112-U-UK. The same results are observed with MG112-T-UK and MG112-T-SK, the rigidity of the later decreases. Nevertheless, the treatment increases the stress required to penetrate the same distance for both soaked and unsoaked conditions.

As seen in Figure 3-7 and Figure 3-8, the curves of MG-20 specimens are stiffer compare to MG-112. This is attributed to the grain size distribution of the two materials. The MG-20 material is more dense and compact.

The CBR ratio is calculated as the stress needed for a penetration of 2.54 mm divided by the standard stress for a well graded reference crushed-stone. The results of the CBR are given in Figure 3-9 and Figure 3-10 for MG-20; and in Figure 3-11 and Figure 3-12 for MG-112.

The CBR values increase from 73 % for MG20-U-UK to 232 % for MG20-T-UK as seen in Figure 3-9 and from 45 % for MG112-U-UK to 96 % for MG112-T-UK as shown in Figure 3-11.

After immersion into water for 4 days, the CBR values increase from 61 % for MG20-U-SK to 162 % for MG20-T-SK as shown in Figure 3-10 and from 33 % for MG112-U-SK to 90 % for MG112-T-SK as seen in Figure 3-12.

Table 3-3 and 3-4 present the calcite content and the CBR values of treated and untreated materials. For both the MG-20 and MG-112, the calcite content was slightly higher on top of the specimens compare to the bottom. Nevertheless, the CBR value increases with the average calcite content. Finally, the calcite content was determined to be much higher in MG-20 than in MG-112.

Effect of Freeze-Thaw Cycles on CBR Values of Treated Specimens

The selected specimens are detailed in Table 3-5. Figure 3-13 and Figure 3-14 represent the CBR results after freeze-thaw cycles on treated materials. Without any other consideration, Figure 3-13 seems to illustrate that the rigidity of MG-20 specimens slightly decreases with the number of cycles. After 1 freeze-thaw cycle, the rigidity curve at a penetration of 2.54 mm is similar to the treated MG-20 specimens not subject to freeze-thaw cycles. After 3 cycles, the CBR ratio of treated MG-20 specimens decreases by 16.9 % and, after 5 cycles, the CBR ratio decreases by an additional 2.3 %.

In Figure 3-14, the rigidity curve at a penetration 2.54 mm seems to illustrate a slight decreased of the rigidity of MG-112 after 0, 1, 3 and 5 cycles. The reductions are respectively of 10 %, 14.4 %, 16.7 % after 1, 3 and 5 cycles compared to the specimens not subject to freeze-thaw cycles.

Nevertheless, these results have to be interpreted with respect to the calcium content of the specimens. Indeed, even if the protocol is similar to treat each specimen, the variation of bacterial activity can lead to different calcium contents. Thus, the CBR results were correlated with the percentage of calcium carbonate content, as shown in Figure 3-15 to Figure 3-16.

The results show that the CBR of treated specimens varied between 125 % and 162 % for calcium carbonate contents between 9.22 % and 11.11 % for MG-20; and between 75 % and 80 % for calcium carbonate contents between 8.27 % and 12 % for MG-112.

A calibration curve successfully used by St-Onge (2016) and Waldschmidt (2017) for Mohr-Coulomb parameters or UCS of treated specimens has been set to represent the increase of the CBR with respect to the calcium carbonate content (Eq. 3-4 and Eq. 3-5). This calibration curve is represented by two *plateaux* linked by an exponential variation. The first *plateau* represents the quantity of calcite required before the bonds between the soil particles become efficient, while the second one represents the maximum contribution of the bonds (additional precipitation occurs in the pores and do not contribute significantly to improve the CBR). In this research, the second *plateau* was not attained.

$$\text{CBR}_{\text{MG-20}}(\%) = A_1 \frac{e^{A_2(\varepsilon-A_3)} - 1}{e^{A_2(\varepsilon-A_3)} + 1} + A_4 \quad \text{Eq. 3-4}$$

$$\text{CBR}_{\text{MG-112}}(\%) = B_1 \frac{e^{B_2(\varepsilon-B_3)} - 1}{e^{B_2(\varepsilon-B_3)} + 1} + B_4 \quad \text{Eq. 3-5}$$

Where ε represents the calcium carbonate content and A_1 to A_4 and B_1 to B_4 are parameters to be fitted based on experimental data for each type of treated soil.

Eq. 3-4 and Eq. 3-5 were calibrated on specimens not subject to freeze-thaw cycles and illustrated on Figure. 3-15 and Figure 3-16. The values of the parameters A_1 to A_4 and B_1 to B_4 resulting from this calibration are given in Table 3-6. From Figure 3-15 and Figure 3-16, it can be observed that the CBRs after freeze-thaw cycles are in accordance with the calibrated curve or better, except for one of the two specimens MG20-T-SK-3FT. Nevertheless, the mean value of the two specimens MG20-T-SK-3FT remains in accordance with the calibrated curve. As a consequence, it appears that freeze-thaw cycles do not impact negatively, at least significantly, the CBR when taking into account the calcium content of each specimen.

Microstructure examination of samples using SEM images

Scanning Electron Microscope (SEM) analysis helps to represent the cementation bonds of calcium carbonates. Figure 3-17 (a, b, c and d) shows magnified images of MG-20 untreated and treated samples.

Figure 3-17(a) represents the untreated soil. The particles are loose; the surfaces are smooth and the shape angular. Figure 3-17(b) and (c) give two images of treated soil samples with calcite precipitation bonding together soil particles of different sizes. In these images, the grain surfaces are rougher than those of untreated materials due to the precipitation of calcium carbonate crystals. Figure 3-17(d) shows an image 10 times closer of a treated soil surface, which clearly illustrates the bonding of calcium carbonates.

These images show that the calcium carbonates are preferably attached to the soil particles of MG-20.

Energy dispersive X-ray spectroscopy (EDS) results

EDS analysis were performed on untreated and treated MG-20 and MG-112 samples taken after the completion of CBR tests.

An example of results is provided in Figure 3-18. EDS results are qualitative and pointed out the following observations:

- For both treated and untreated samples of MG-20 and MG-112, the elements found were similar but in different proportion. All samples presented a higher proportion of silica (SiO_2) and carbonate calcium under the form of calcite (CaCO_3), no aragonite or vaterite.
- The peak intensity of calcium carbonates under the form of calcite (CaCO_3) in the treated MG-20 and MG-112 was higher than in the untreated MG-20 and MG-112, which confirm the efficiency of the technique and the traces of calcite in the bulk material.

3.4 Conclusions

Based on the results of CBR tests performed on treated MG-20 and MG-112 materials, it was found that the MICP process improves the bearing capacity with respect to the calcium carbonates content. Thus, the CBR of treated MG-20 and MG-112 specimens were higher than the CBR of untreated specimens (2.13 to 3.17 times higher in unsoaked conditions and 2.65 to 2.72 times higher in soaked conditions). Moreover, freeze-thaw cycles does not seem to impact

significantly the CBR values as they remain in accordance with the calibrated CBR-CaCO₃ content curves of untreated specimens. Thus, the slight decrease of rigidity after 3 and 5 freeze-thaw cycles could be attributed to a variation in the calcium carbonates content.

SEM confirmed the preferential precipitation of calcium carbonates on the surface of soil particles and EDS confirmed the presence of calcium carbonate crystals under the form of calcite.

This research demonstrated the feasibility of using MICP for coarse granular materials such as MG-20 and MG-112. It also indicated that the impact of freeze-thaw cycles (up to 5) on CBR values remains low to null as the observed variation in rigidity of the tested specimens could be attributed to different calcium carbonates contents. Further research should now experiment more freeze-thaw cycles and the protocol should be adapted to obtain lower calcium carbonates contents and investigate more precisely the CBR-CaCO₃ content curve of untreated specimens.

Acknowledgments

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the technical support for bacterial medium preparation provided by the Research, Development and Validation Center for Water Treatment Technology (CREDEAU).

3.5 References

Abreu, D.G, Jefferson, I., Braithwaite, P. A. and Chapman, D. N. (2008) Why is Sustainability Important in Geotechnical Engineering. *Proc. of GeoCongress*. Geotechnical Special Publication No. 178, pp. 821-828.

ASTM Standard C136-14 (2016). The Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Pa

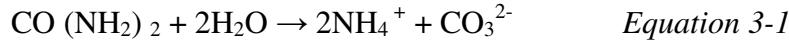
ASTM Standard D1557 (2016). Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort.. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.

ASTM Standard D1883 (2016). Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils.. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.

- Cheng, L., and Cord-Ruwisch, R. (2012) In situ soil cementation with ureolytic bacteria by surface percolation. *Ecological Engineering*. 42: 64–72.
- Cheng, L.; Cord-Ruwisch, R. (2014) Upscaling effects of soil improvement by microbially induced calcite precipitation by surface percolation. *Geomicrobiol. J.* 31, 396–406.
- Chou, C. W., Seagren E. A., Aydilek A. H., and Lai M. (2011) Biocalcification of sand through ureolysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*. 137(12), 1179–1189.
- DeJong, J.T., Fritzges, M.B., and Nüsslein, K. (2006) Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 132(11): 1381–1392.
- DeJong, J.T., Mortensen, B.M., Martinez, B.C., and Nelson, D.C. (2010) Biomediated soil improvement. *Ecological Engineering*. 36(2): 197–210.
- Dejong JT, Burbank M, Kavazanjian E, Weaver T, Montoya BM, Hamdan N, Bang SS, Esnault-Filet A, Tsesarsky M, Aydilek A, Ciurli S, Tanyu B, Manning DAC, Larrahondo J, Soga K, Chu J, Cheng X, Kuo M, Al Qabany A, Seagren EA, Van Paassen LA, Renforth P, Laloui L, Nelson DC, Hata T, Burns S, Chen CY, Caslake LF, Fauriel S, Jefferis S, Santamarina JC, Inagaki Y, Martinez B, Palomino A. (2013). Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, opportunities and challenges. *Geotechnique*. 63(4):287–301.
- Huang, Yang H. (2004), Pavement Analysis and Design, 2nd Edition, *Prentice Hall*. New Jersey.
- Karol, R. H. (2003). Chemical grouting and soil stabilization. *Marcel Dekker*. New York.
- Le Metayer-Levrel, G., Castanier, S., Orial, G., Loupiere, J.F., Perthuisot, J.P., (1999) Applications of bacterial carbonatogenesis to the protection and regeneration of limestones in buildings and historic patrimony. *Sediment. Geol.* 126, 25–34.
- Ministère des Transports du Québec (2013). Plan stratégique du ministère des Transports 2013–2015, 58 pages, https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/acces-information-renseignements-personnels/documents-reglement-diffusion/Documents/plan-strategique/Plan-Strategique_2013-2015.pdf.
- Montoya, B. M. (2012). Bio-mediated soil improvement and the effect of cementation on the behavior, improvement, and performance of sand. Doctoral dissertation, University of California, Davis, CA, USA

- Mortensen, B. M., Haber, M. J., DeJong, J. T., Caslake L. F., and Nelson D. C. (2011). Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. *Journal of Applied Microbiology*, 111, 338-349.
- Rodrigue, J.P., Comtois, C., and Slack, B. (2017). The geography of transport systems, fourth edition, 440 pages, *Routledge*, New York.
- Rong H, Qian C-X, Li L-Z. (2012). Study on microstructure and properties of sandstone cemented bymicrobe cement. *Constr Build Mater* 36:687–694.
- St-Onge, B. (2016). Validation d'un protocole d'injection pour l'amélioration des sols en place par *Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP)* et analyse de l'état critique d'un sable biocalcifié, Master Dissertation, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada.
- van Paassen, L.A., van Loosdrecht, M.C.M., Pieron, M., Mulder, A., Ngan-Tillardm, D.J.M., and van der Linden, T.J.M. (2009). Strength and deformation of biologically cemented sandstone. *Proceedings of the ISRM Regional Conference EUROCK 2009-Rock Engineering in Difficult Ground Conditions- Soft Rocks And Karst*, 29–31 October 2009, Dubrovnik, Croatia, pp. 405–410.
- Waldschmidt J.-B. (2017). Étude de l'influence de cycles gel-dégel sur le comportement d'un sable traité par biocalcification, Master Dissertation, Polytechnique Montreal, Montreal, Canada
- Whiffin, V.S., van Paassen, L.A., and Harkes, M.P. (2007). Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique. *Geomicrobiology Journal*. 24(5): 417–423.

3.6 Appendix A



$$n = (\text{Msat} - \text{Mdry}) / \rho_w V_t \quad \text{Equation 3-3}$$

$$\text{CBR}_{\text{MG-20}}(\%) = A_1 \frac{e^{A_2(\varepsilon - A_3) - 1}}{e^{A_2(\varepsilon - A_3)} + 1} + A_4 \quad \text{Equation 3-4}$$

$$\text{CBR}_{\text{MG-112}}(\%) = B_1 \frac{e^{B_2(\varepsilon - B_3) - 1}}{e^{B_2(\varepsilon - B_3)} + 1} + B_4 \quad \text{Equation 3-5}$$

3.7 Appendix B

List of Symbols

ε : calcium carbonate content (%)

n: porosity (-)

M_{sat} : mass of saturated samples (g)

M_{dry} : mass of the dry samples (g)

ρ_w : density of water (kg.m^{-3})

V_t : volume of samples (m^3)

3.8 Tables

Table 3-1 : MTQ specifications for Base and Subbase

Geotechnical Parameters	Base course	Subbase course
Plasticity Index	0	0
Particle density-coarse(Mg/m ³)	>2.0	>2.0
Particle density-fine (Mg/m ³)	>2.0	>2.0
Water absorption-coarse (%)	<10	<10
Water absorption-fine (%)	<10	<10
Organic Content (%)	<0.8	<0.8
pH	>7	>7
Fine content (%)	<7	<5
Hydraulic conductivity (m/s)	1x10 ⁻⁹	1x10 ⁻⁹
Los Angeles abrasion	<50	<50
California bearing ratio (%)	>80	>35
Compaction (modified Proctor)		
Max dry density (Mg/m ³)	>1.8	>1.8
Optimum moisture content (%)	8-15	8-15
Triaxial test		
Apparent cohesion (kPa)	>35	>35
Internal friction angle (degree)	>35	>35
Resilient modulus (MPa)	250	200
Coefficient de Poisson	0.35	0.35
Coefficient de pression latérale (k ₀)		0.5

Table 3-2 : CBR samples summary

Reference	Number of samples	Type of materials	Type of compaction	Untreated / Treated	Unsoaked/ Soaked for 4 days
MG20-U-UK	2	MG-20	55 blows per layers – 5 layers	Untreated	Unsoaked
MG112-U-UK	2	MG-112	55 blows per layers – 5 layers	Untreated	Unsoaked
MG20-T-UK	2	MG-20	55 blows per layers – 5 layers	Treated	Unsoaked
MG112-T-UK	2	MG-112	55 blows per layers – 5 layers	Treated	Unsoaked
MG20-T-UK-1L	2	MG-20	55 blows on 1 layer	Treated	Unsoaked
MG112-T-UK-1L	2	MG-112	55 blows on 1 layer	Treated	Unsoaked
MG20-U-SK	2	MG-20	55 blows per layers – 5 layers	Untreated	Soaked for 4 days
MG112-U-SK	2	MG-112	55 blows per layers – 5 layers	Untreated	Soaked for 4 days
MG20-T-SK	2	MG-20	55 blows per layers – 5 layers	Treated	Soaked for 4 days
MG112-T-SK	2	MG-112	55 blows per layers – 5 layers	Treated	Soaked for 4 days

Table 3-3 : Results of %CaCO₃ and % CBR for MG-20

Reference	%CaCO ₃					%CBR
	Top	Middle	Bottom	Average	Standard Deviation	
MG20-T-UK	16.61	13.6	5.32	11.84	4.77	216
	21.92	14.99	5.61	14.17	6.68	248
MG20-T-SK	16.16	11.76	4.9	10.94	4.63	158
	16.01	13.61	4.21	11.28	5.09	166
MG20-T-SK-1FT	17.97	9.71	4.56	10.75	5.52	156
	15.09	12.17	4.29	10.52	4.56	152
MG20-T-SK-3FT	15.66	10.83	4.76	10.41	4.46	120
	16.49	9.91	3.55	9.99	5.28	136
MG20-T-SK-5FT	11.68	9.29	5.45	8.81	2.57	116
	15.14	10.51	3.24	9.63	4.90	134
MG20-T-UK-1L	12.73	5.3	5.26	7.76	3.51	76
	13.93	9.89	2.68	8.83	4.65	80
MG20-U-UK	-	-	-	0.35	-	73
MG20-U-SK	-	-	-	0.35	-	61

Table 3-4 : Results of %CaCO₃ and % CBR for MG-112

Reference	%CaCO ₃					%CBR
	Top	Middle	Bottom	Average	Standard Deviation	
MG112-T-UK	23.81	9.76	2.27	11.95	8.93	90
	22.68	13.75	1.37	12.6	8.74	102
MG112-T-SK	22.74	12.13	0.68	11.85	9.01	88
	20.77	13.67	1.97	12.14	7.75	92
MG112-T-SK-1FT	18.85	9.34	1.62	9.93	7.05	75
	18.85	11.93	3.05	11.28	6.47	87
MG112-T-SK-3FT	15.5	4.98	4.95	8.48	4.97	73
	18.25	10.95	2.31	10.51	6.52	81
MG112-T-SK-5FT	13.34	6.73	2.32	7.47	4.53	72
	17.9	7.27	2	9.06	6.61	78
MG112-T-UK-1L	13.4	7.66	-0.26	6.93	5.60	44
	16.39	5.61	0.74	7.58	6.54	48
MG112-U-UK	-	-	-	0.59	-	33
MG112-U-SK	-	-	-	0.59	-	45

Table 3-5 : CBR samples summary for freeze and thaw cycles

Reference	Number of samples	Type of materials	Type of compaction	Untreated / Treated	Unsoaked/ Soaked for 4 days	Number of freeze/thaw cycles
MG20-T-SK	2	MG-20	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	0
MG112-T-SK	2	MG-112	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	0
MG20-T-SK-1FT	2	MG-20	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	1
MG112-T-SK-1FT	2	MG-112	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	1
MG20-T-SK-3FT	2	MG-20	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	3
MG112-T-SK-3FT	2	MG-112	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	3
MG20-T-SK-5FT	2	MG-20	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	5
MG112-T-SK-5FT	2	MG-112	55 blows per layers – 5layers	Treated	Soaked for 4 days	5

Table 3-6 : Parameters based on experimental data for each type of soil

Soil Type	Parameters			
MG-20	$A_1 = 99.00$	$A_2 = 0.48$	$A_3 = 10.97$	$A_4 = 158.75$
MG-112	$B_1 = 241.16$	$B_2 = 0.33$	$B_3 = 18.79$	$B_4 = 284.78$

3.9 Figures

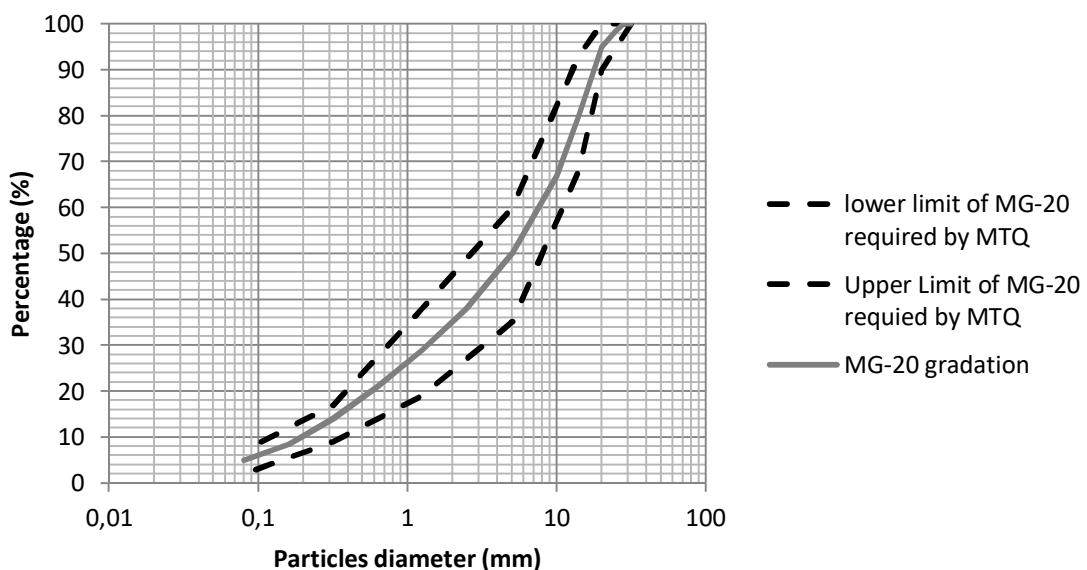


Figure 3-1: Grain size distribution curve of the MG-20 and MTQ gradation limit of MG-20

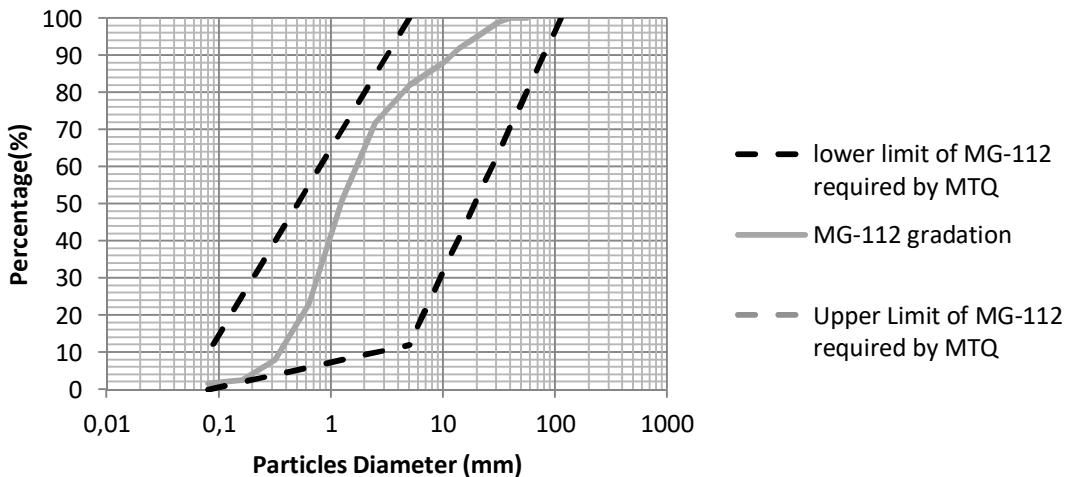


Figure 3-2: Grain size distribution curve of the MG-112 and MTQ gradation limit of MG-112

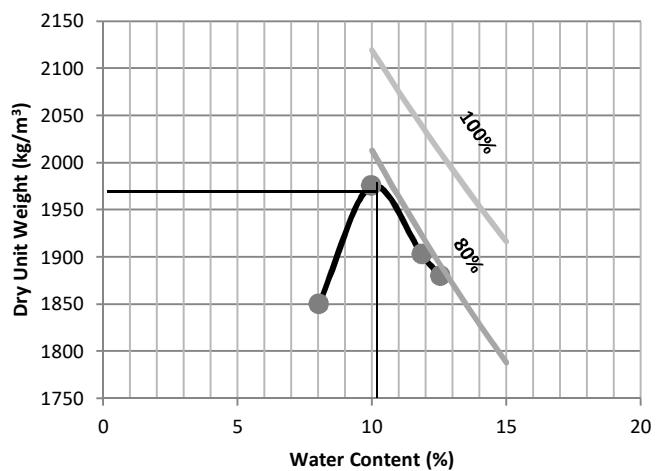


Figure 3-3: Compaction test and saturation curves for MG-112

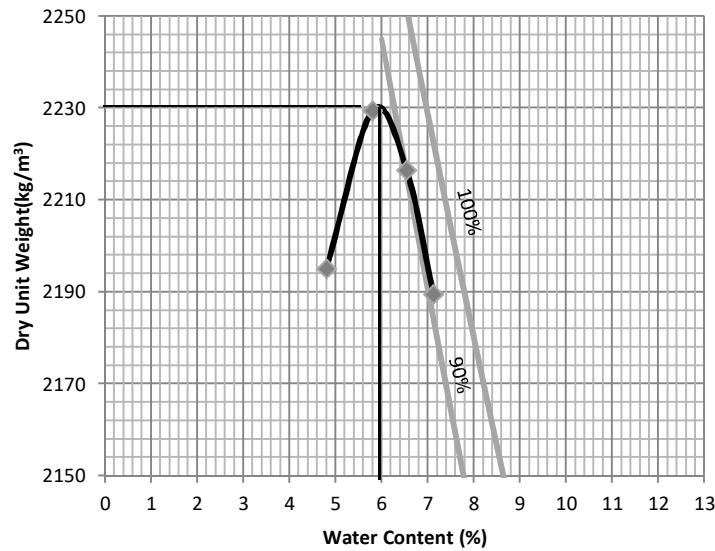


Figure 3-4: Compaction test and saturation curves for MG-20

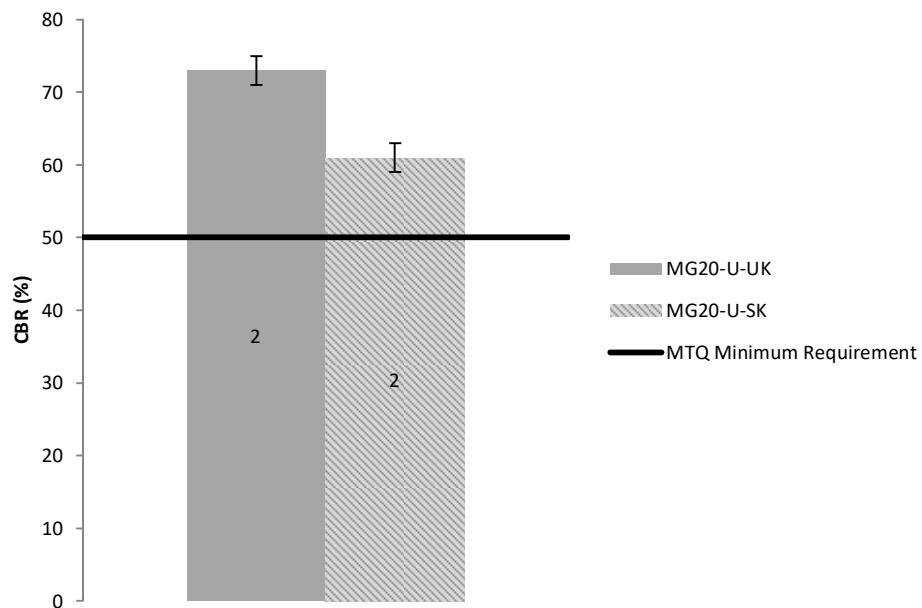


Figure 3-5: CBR values of Untreated MG-20

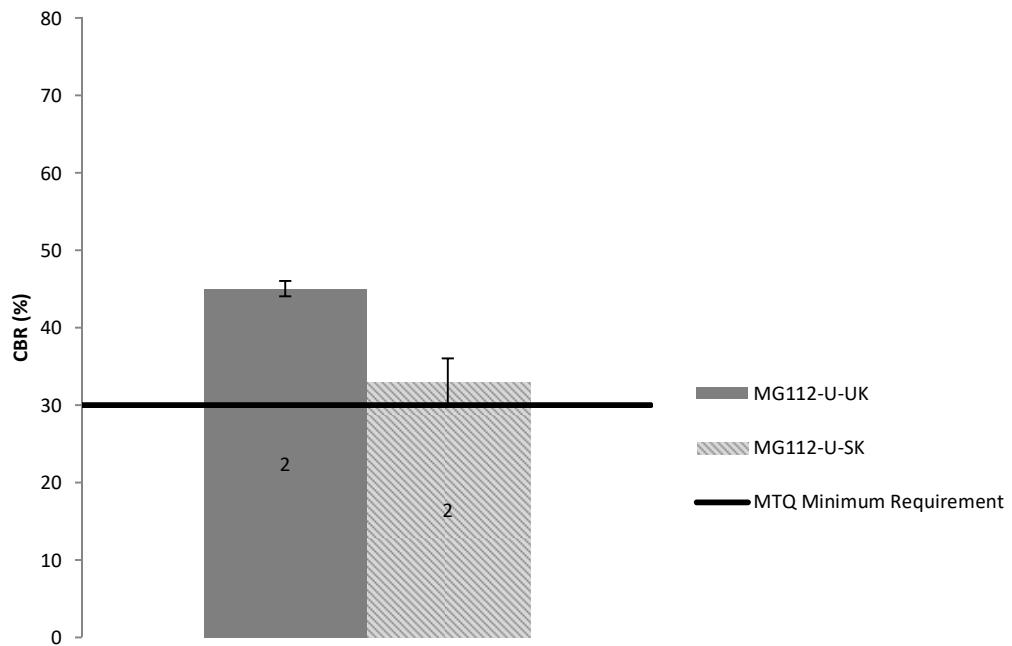


Figure 3-6: CBR values of Untreated MG-112

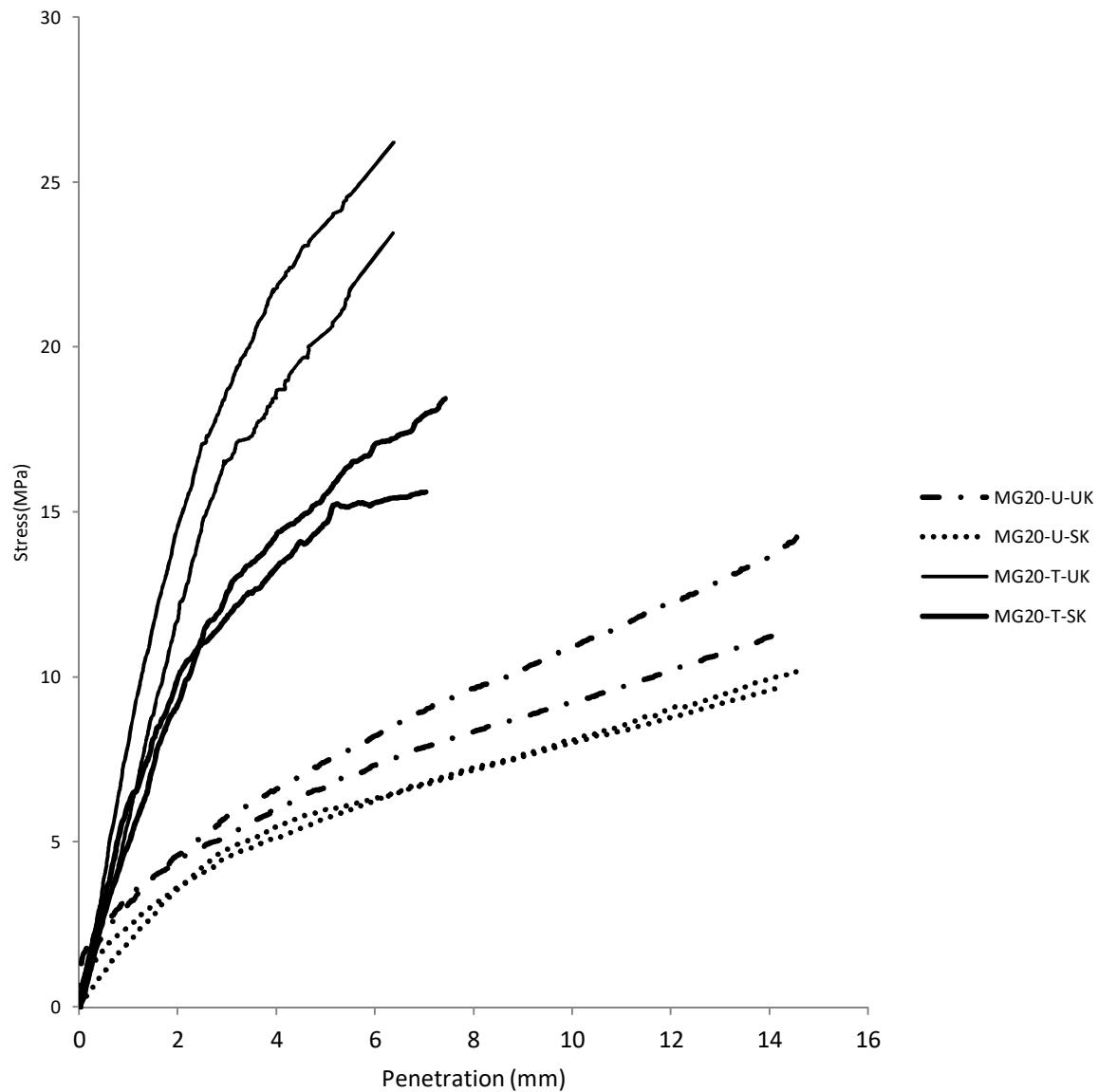


Figure 3-7: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-20 without freeze-thaw cycles

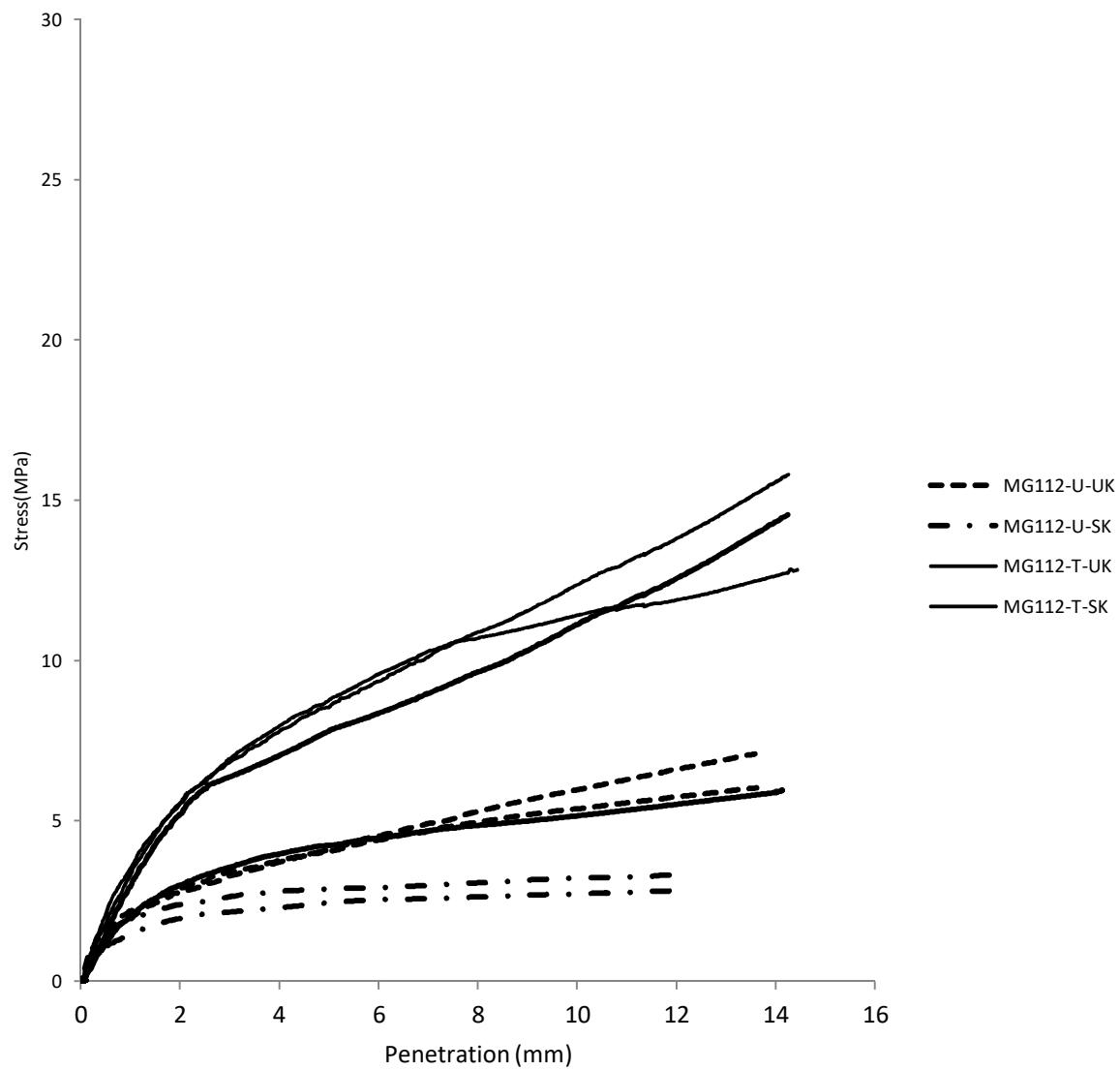


Figure 3-8: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-112 without freeze-thaw cycles

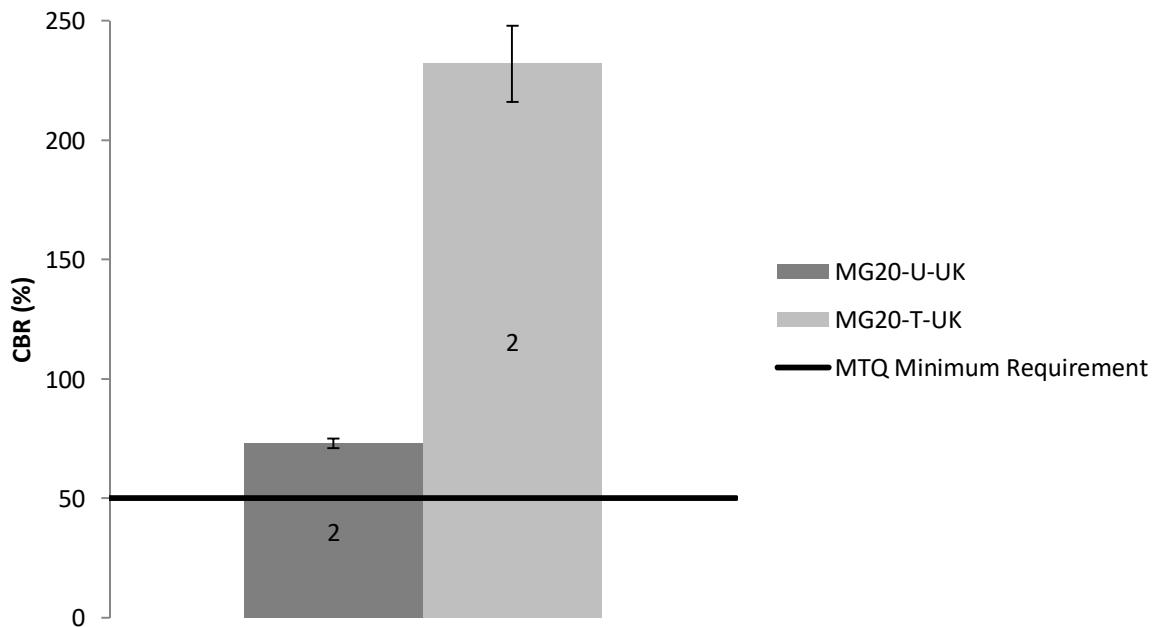


Figure 3-9: CBR values of untreated and treated unsoaked MG-20

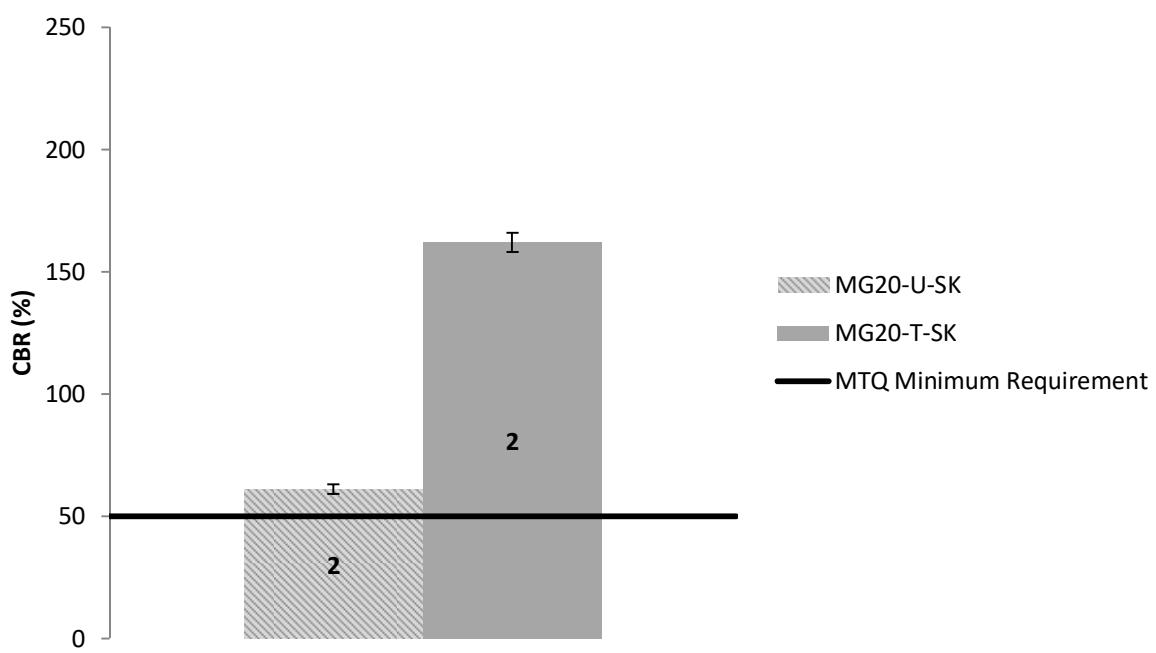


Figure 3-10: CBR values of untreated and treated soaked MG-20

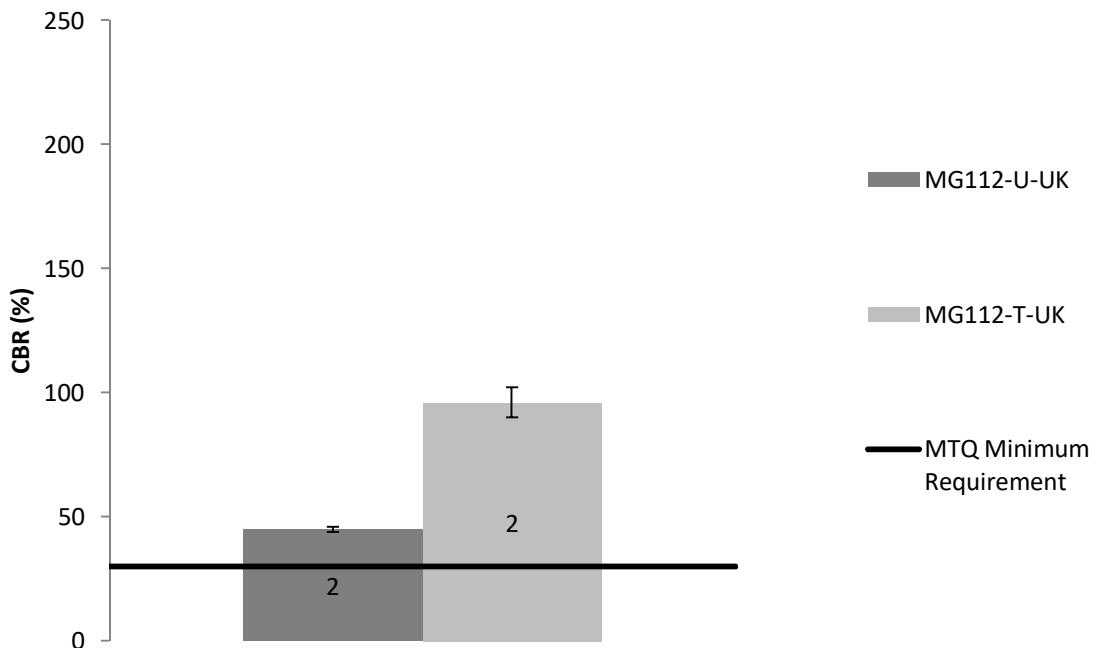


Figure 3-11: CBR values of untreated and treated unsoaked MG-112

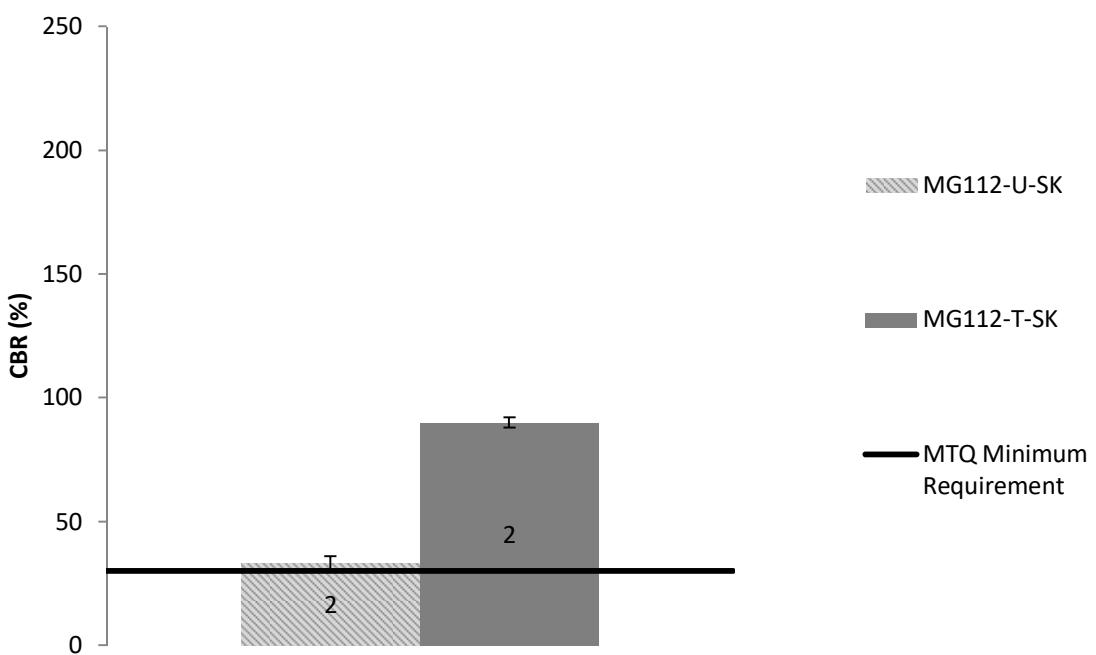


Figure 3-12: CBR values of untreated and treated soaked MG-112

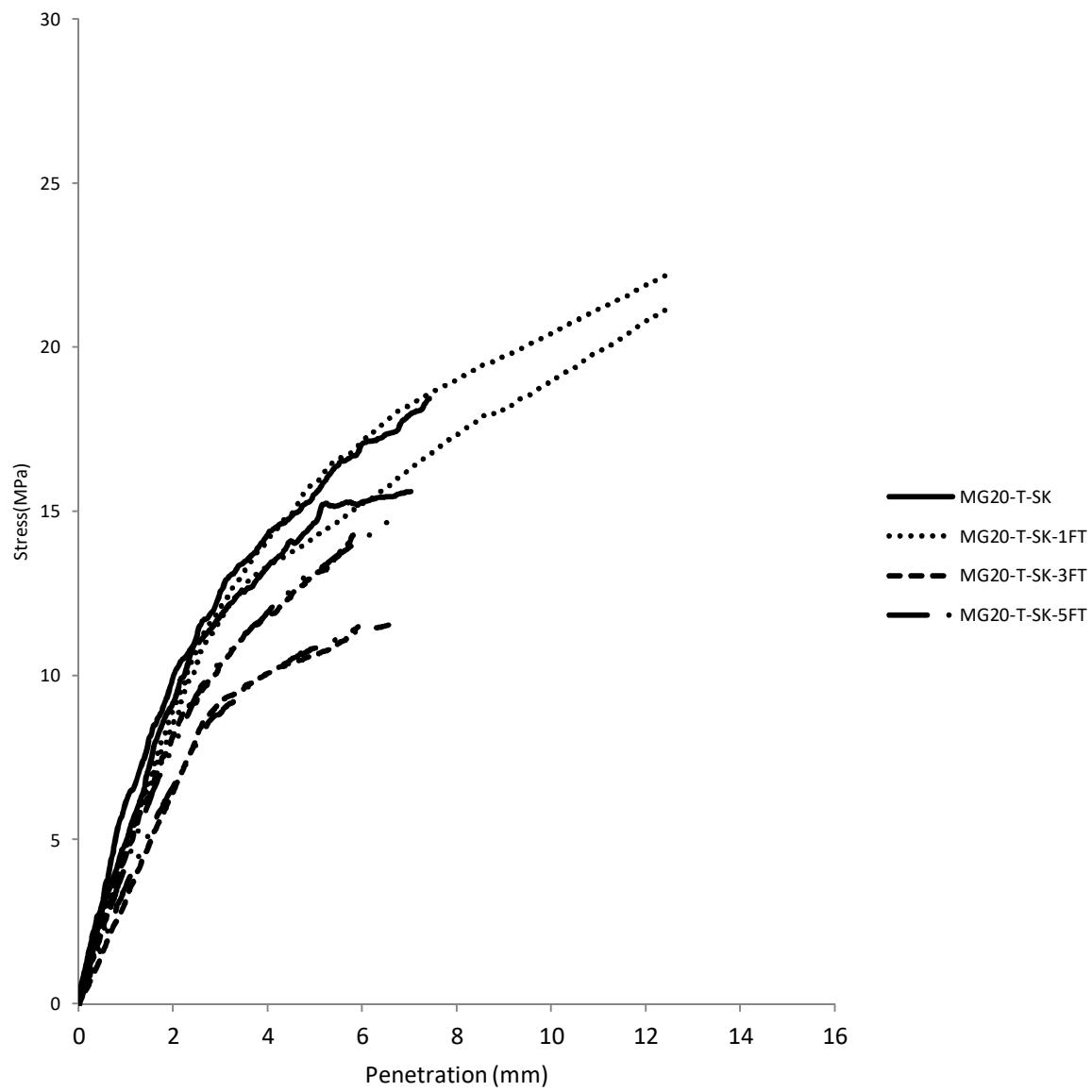


Figure 3-13: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-20 with freeze-thaw cycles

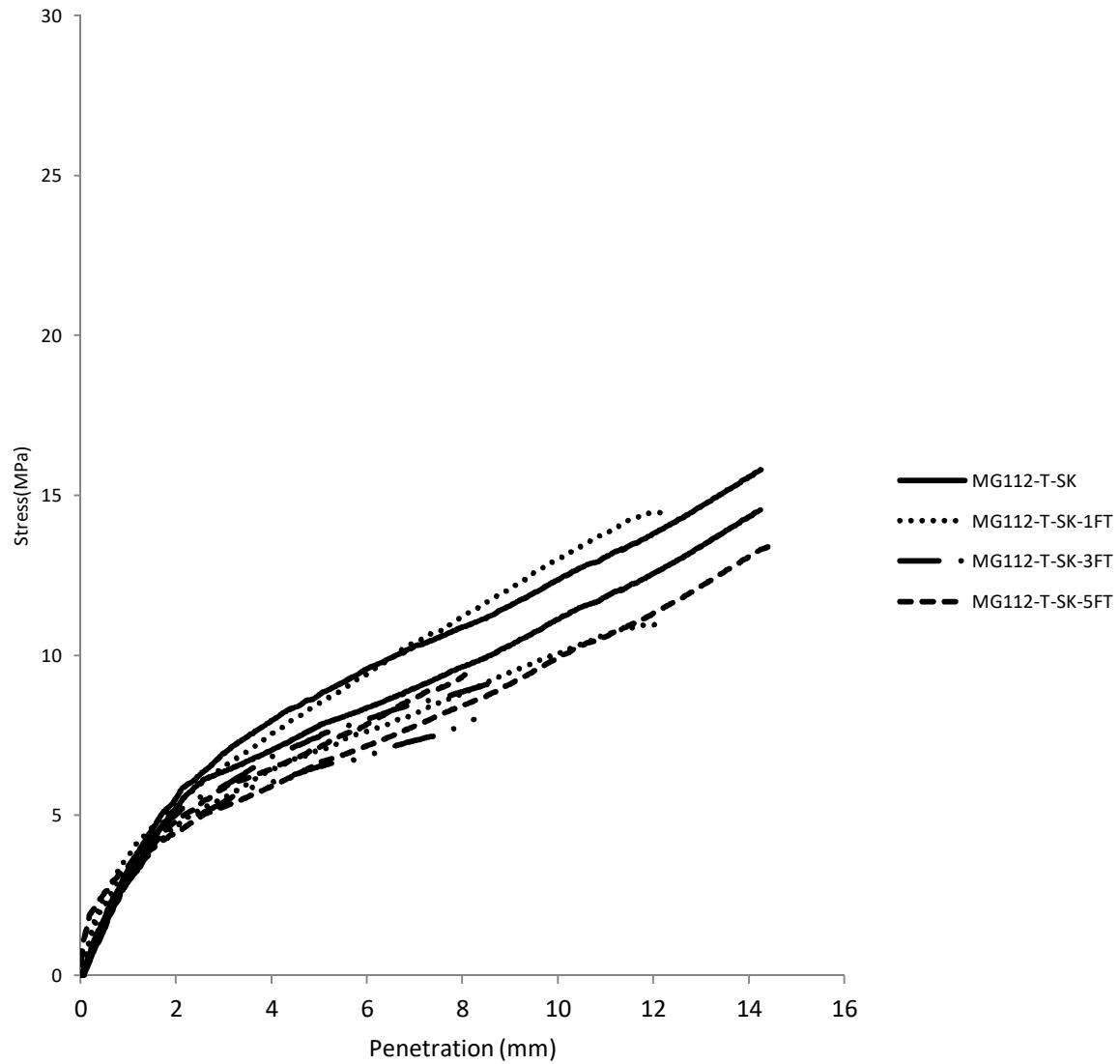


Figure 3-14: Stress-penetration curves in CBR tests for MG-112 with freeze-thaw cycles

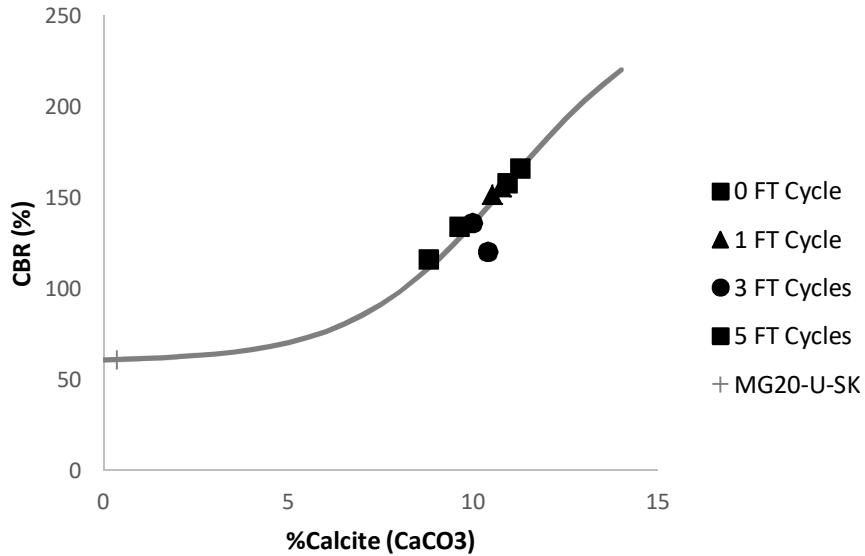


Figure 3-15: Results of average % CaCO_3 and % CBR for soaked MG-20

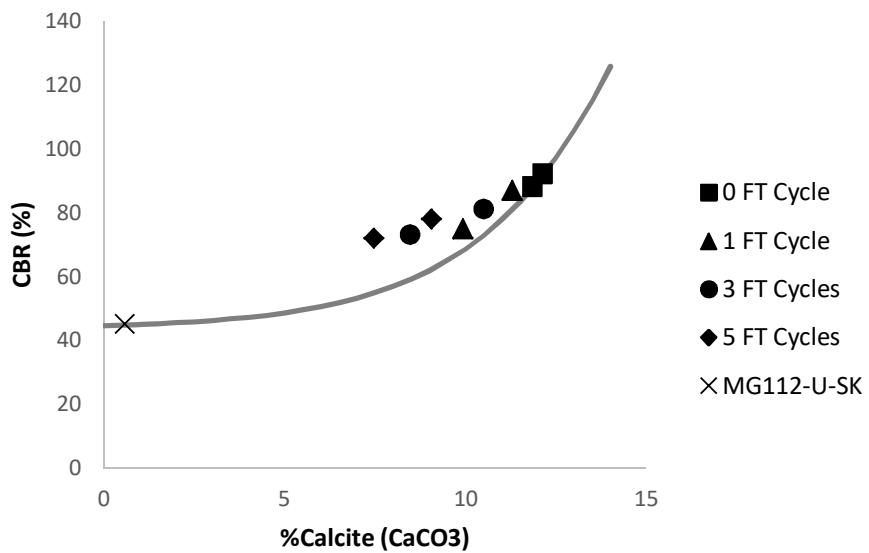


Figure 3-16: Results of % CaCO_3 and % CBR for soaked MG-112

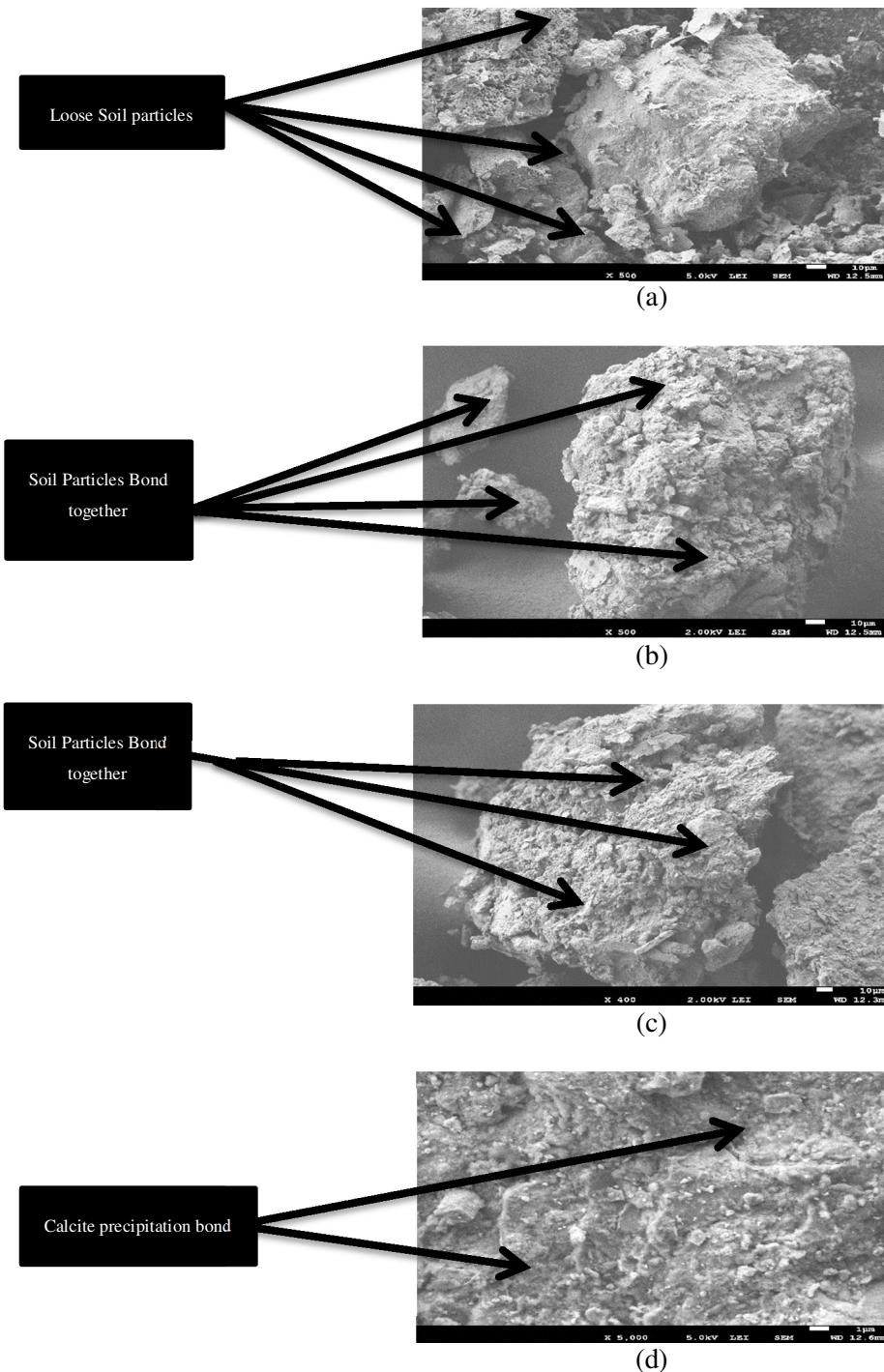


Figure 3-17: Images of untreated and treated MG-20 samples at different magnification: a) untreated soil, b) treated soil - calcite bonding between soil particles, c) treated soil - calcite precipitation over the soil particle, d) treated soil - nucleation sites

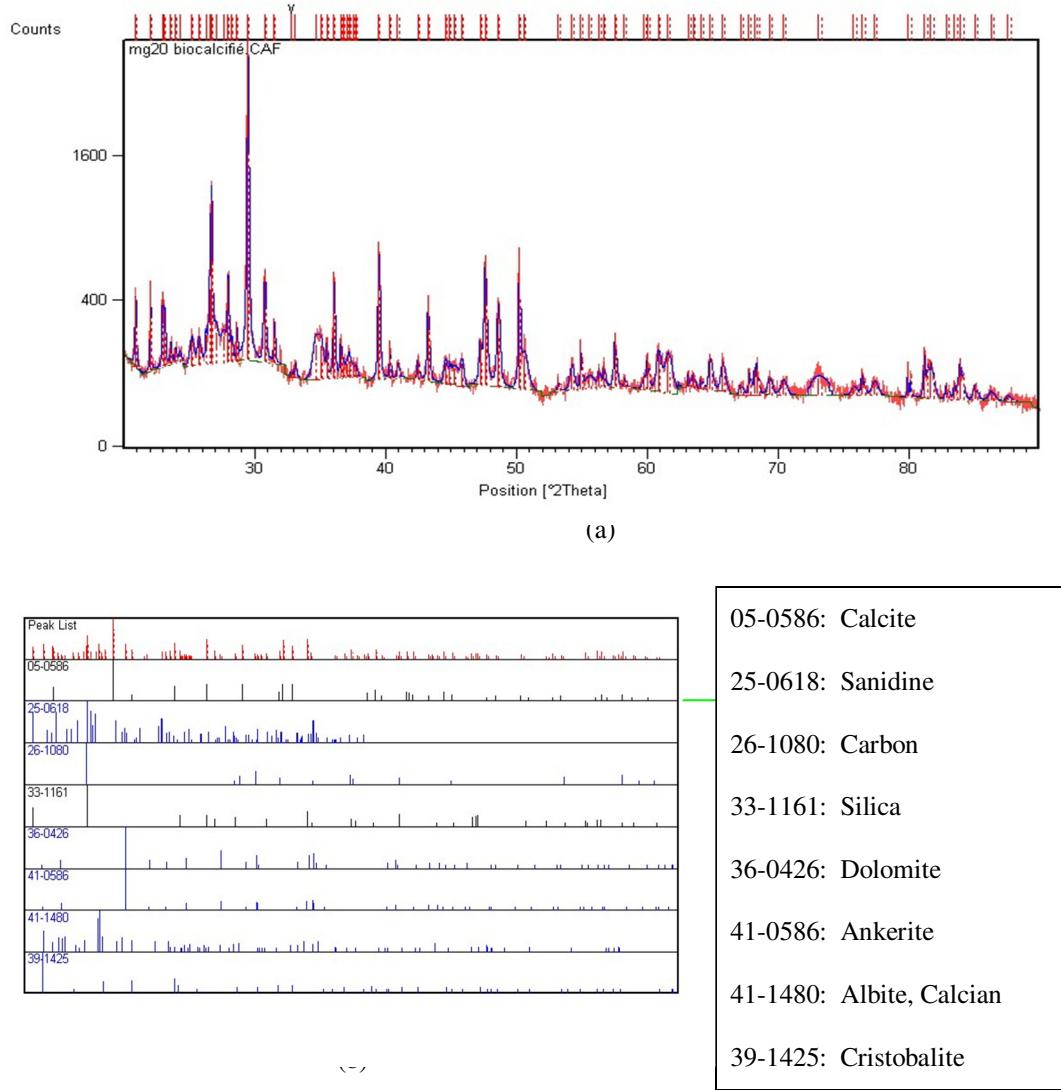


Figure 3-18: (a) and (b) EDS results on treated MG-20 samples

CHAPITRE 4 ARTICLE 2: LABORATORY STUDY AND MODELING OF MICROBIALLY INDUCED CALCITE PRECIPITATION APPLIED TO BASES AND SUBBASES OF ROADS

Cet article permet de répondre aux 3 derniers objectifs de ce travail de recherche qui sont : (4) évaluer l'homogénéité du traitement sur un essai à l'échelle pilote; (5) modéliser le processus de biocalcification en conditions non-saturées; et (6) réaliser une simulation de traitement par biocalcification en conditions de chantier. Cet article a été soumis à la revue Transportation Geotechnics.

Alain Miruho Balihuta, Benoît Courcelles

*Department of Civil, Geological and Mining Engineering – Polytechnique Montreal, Montreal,
Quebec, Canada*

Abstract

This paper aims to evaluate the applicability of Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP) to road foundations. To this end, treatment tests were performed on a 1m column containing base and subbase materials of roads. Base and subbase were made of materials meeting the requirements of the *Ministère des Transports du Québec* and the column was composed of a 40 cm layer of MG-20 at the top and a 60 cm layer of MG-112 at the bottom. These materials were premixed with bacteria and the treatment consisted in percolating a calcifying solution from the surface to create calcium carbonate bonds along the column.

The calcium carbonate content was evaluated at different heights in the column and compared to the results of a reactive transport model using the finite element software Comsol Multiphysics. Moreover, a simulation of MICP treatment layer by layer, between each step of compaction during a road construction, was performed.

Both laboratory and modeling results confirmed the suitability of MICP to stabilise base and subbase materials of roads. The application of MICP, between each step of compaction, improves the homogeneity of treatment. Keywords: Biocementation, Microbially induced carbonate precipitation (MICP), Calcium carbonates, Soil improvement, Unsaturated soil.

4.1 Introduction

Soil stabilization is a process consisting in improving geotechnical properties of natural soils to meet the required standards (Attoh-Okine, 1995) and the techniques are traditionally divided into three groups: mechanical, chemical and chemo-mechanical stabilization. Among all techniques, several rely on chemical additives such as cement, lime, fly ash or dust. Nevertheless, for economic and environmental reasons, there is an interest in developing methods using non-traditional stabilizers such as enzymes, salts, petroleum resins, polymers and tree resins (Tingle, et al., 2003).

From the early 2000, many research papers explored a new soil stabilization technique relying on microbiological processes to improve the geotechnical properties of granular soils (Stocks-Fischer et al., 1999; Bang et al. 2001). This technique is known as Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP) or biocalcification.

Biocalcification requires the injection of bacteria, urea and calcium salts. In this process, the enzymatic activity of microorganisms degrades urea and creates HCO_3^- and NH_3 ions. Then, NH_3 ions are converted to NH_4^+ and HCO_3^- converted to CO_3^{2-} due to the increase in pH around the bacteria. Finally, CO_3^{2-} ions combine with Ca^{2+} injected as calcium salts to form some calcium carbonates CaCO_3 (Jahns, 1996; Stocks-Fischer et al. 1999; Hammes et al. 2002; Girinski, 2009). Several bacteria can be involved in the process but the most widely mentioned in the literature is *Sporosarcina pasteurii* because of its high enzymatic activity (Yoon et al. 2001; DeJong et al. 2013).

Many researchers have studied biocalcification in saturated conditions since its first apparition in 1999 (Stocks-Fischer et al. 1999; Warren et al. 2001; DeJong et al., 2006; Whiffin et al., 2007; Van Paassen, 2009). However, this process has to be adapted for infrastructures above the water table, such as roads. Therefore, a few researchers started to study the application of MICP in unsaturated conditions. In these conditions, the method consists basically in spreading a calcifying solution on the surface of a dry soil and leaving it to infiltrate by gravity (Cheng et al., 2012). As first research attempts were performed on small samples, it was necessary to proceed with pilot scales more representative of *in situ* conditions. In 2014, Cheng et al. implemented MICP by surface percolation on a 2 m column of coarse sand and concluded that an infiltration rate between 7 and 28.5 cm/min was required to precipitate 80% of the length of the column.

The present study aims to provide the best treatment method of MICP for coarser materials such as gravel used in bases and subbases of roads. To do so, a laboratory treatment was performed on a 1m-column of gravel materials and the homogeneity of treatment along the column was evaluated. Then, the laboratory results were compared to a computer-based model of MICP and simulations were performed to evaluate the efficiency of a treatment applied layer by layer, before each step of compaction traditionally performed during a road construction.

4.2 Material and methods

Gravel materials

The materials used for the column experiments were provided by Demix quarry in Laval, Canada. These materials were selected according to standard NQ 2560-114 of the *Ministère des Transports du Québec (MTQ)* that specifies the grain size limits for bases and subbases as illustrated in Figure 4-1 and Figure 4-2.

The materials used for the column test were subject to sieve analysis according to standard ASTM C136-14. The grain size distribution curves of the two materials are also shown in Figure 4-1 and Figure 4-2. As suggested by the *MTQ* classification, these materials will be identified as MG-20 and MG-112 in the rest of the paper.

According to the USCS classification, MG-20 is classified as GW ($C_u = 39.7$; $C_c = 1.33$) and MG-112 as SP ($C_u = 5.14$; $C_c = 0.89$). Moreover, the d_{10} is equal to 0.2 mm for MG-20 and 0.35 mm for MG-112.

The porosity of the soil was used to estimate the quantities of solution to be injected into the soil. This porosity was evaluated thanks to the mass of a soil sample in saturated and dry conditions according to Eq. 4-1. In order to insure the entire saturation, a vacuum was applied when wetting the sample.

$$n = \frac{M_{sat} - M_{dry}}{\rho_w \cdot V_t} \quad \text{Eq. 4-1}$$

Where n = porosity (-); M_{sat} = mass of the sample in saturated conditions (kg); M_{dry} = mass of sample in dry conditions (kg); ρ_w = density of water (kg/m^3); V_t = volume of the sample (m^3).

The mould used to evaluate the porosity had a diameter of 152.4 mm and a height of 177.8 mm. The dried samples for both MG-20 and MG-112 had respective unit weights of 2 650 kg/m^3 and

$2\ 375\ \text{kg/m}^3$. The pore volumes obtained for MG-20 and MG-112 samples were 600 and 900 ml, which correspond to porosities of 18.50 % and 27.74 % and void ratios of 22.7% and 38.4%, respectively.

Column setup

The software *Chaussée 2* from the *MTQ* was used to design a typical flexible pavement with the parameters in Table 4-1 and Figure 4-3. The results of the design were used to fill up a PVC column (150 mm in diameter and 1 000 mm high) with base and subbase materials. To reproduce *in situ* conditions, the column was first filled with MG-112 materials up to 600 mm high and then with MG-20 up to 1 000 mm high. Both materials were compacted by hand after being mixed with bacteria. At the bottom of the column, a 50 mm hole was perforated to drain the solution and a geotextile was placed to retain fine particles.

MICP process

The MICP process was divided in two parts: (1) mixing of bacteria with the MG-20 and MG-112 materials, and (2) injection of a calcifying solution by surface percolation. Thus, the bacterial culture was mixed with the MG-20 and MG-112 and left to incubate for 1 hour. After an hour, a fixing solution (1.125 liters for MG-20 and 2.25 liters for MG-112) was mixed with the materials and left for 24 hours to allow the fixation of bacteria into the soil. After 24 hours, MG-20 and MG-112 materials were placed into the column and 3.75 liters of a calcifying solution were poured at a flow rate of 22.06 l/h every 3 hours during 24 hours.

Microorganism culture and solutions

The bacteria used for this study were *Sporosarcina pasteurii* (American Type Culture Collection 11859). The culture of the strain was made in sterilized conditions on a medium composed of 15.75 g/l Tris Base, 20 g/l Yeast Extract, 10 g/l (NH_4) 2SO₄ and 10 g/l of Agar in distilled water at pH 9 (Waldschmidt, 2017). After 96 hours of incubation at an average temperature of 20 °C, the bacterial culture was put in a refrigerator at 4 °C. The colony was then placed in a Tris-YE medium composed of 15.75 g/l Tris Base, 20 g/l Yeast Extract, 10 g/l of (NH_4) 2SO₄ at pH 9 in a proportion of 10 colonies forming unit/100 ml (Waldschmidt, 2017). Finally, the bacterial culture was stirred for 4 days until the OD 600 µm (absorbance) were equal to 2.6 and the bacterial culture was placed in a centrifuge to obtain cell pellets.

The cell pellets were mixed in a solution composed of 3 g/l Nutrient broth, 20 g/l Urea, 10 g/l NH₄Cl, 2.12 g/l NaHCO₃ and 24 g/l CaCl₂ at pH 6 (Waldschmidt, 2017). Then, the solution with cell pellets was mixed with the soil in a ratio of 50% of the void volume.

The fixing solution composition was of 3 g/l Nutrient broth, 20 g/l Urea, 10 g/l NH₄Cl, 2.12 g/l NaHCO₃ and 24 g/l CaCl₂ at pH 6 in distilled water (Waldschmidt, 2017).

The calcifying solution was composed of 3 g/l Nutrient broth, 20g/l Urea, 10g/l NH₄Cl, 2.12 g/l NaHCO₃, 96g/l CaCl₂ at pH 6 in distilled water (Waldschmidt, 2017).

CaCO₃ Content

After one week, the column was dismantled and divided into small sections of 100 mm height to evaluate the amount of CaCO₃. 3 samples were taken per section and a total of 30 samples were analysed. These samples were dried in an oven at a temperature of 100°C for 24 hours and weighed. Then, they were mixed with 25 ml of a 1 M hydrochloric acid solution to dissolve the calcium carbonates. Finally, they were washed with distilled water and put in the drying oven for another 24 hours at 100°C. After taking them out of the oven, the weight of each sample was determined. The percentage of calcite was evaluated according to the ratio of dry sample weights before and after dissolution by hydrochloric acid. Due to the composition of MG-20 and MG-112, which are limestone alternating with shale interbeds, some traces of calcium carbonates are naturally present. These traces in natural materials were investigated according to the same procedure and were respectively evaluated to 0.35% and 0.59% for MG-20 and MG-112.

4.3 Micp modeling in non-saturated conditions

Hydraulic Model in non-saturated conditions

To simulate the infiltration in the column, a finite element model was implemented in Comsol Multiphysics (2016). This model was based on Richard's equation for infiltration in an unsaturated granular media (Eq. 4-2)

$$(C + S_e Sc) \frac{\partial H_p}{\partial t} + \nabla \cdot (-k \nabla (H_p + z)) = 0 \quad \text{Eq. 4-2}$$

where C represents the specific moisture capacity (m⁻¹); S_e the effective saturation (-); S the storage coefficient (m⁻¹); H_p the pressure head (m); k the hydraulic conductivity (m/s) and z the vertical elevation (m).

The retention and permeability parameters for MG-20 and MG-112 were evaluated according to the Van Genuchten model and k_{sat} , the saturated hydraulic conductivity of the soils, was obtained from Eq. 4-3 according to Chapuis et al. (2004).

$$k_{sat} = 2,4622 \left[\frac{d_{10}^2 e^3}{1+e} \right]^{0,785} \quad \text{Eq. 4-3}$$

Where k_{sat} is the saturated hydraulic conductivity (cm/s), d_{10} is in mm and e corresponds to the void ratio. The saturated hydraulic conductivity was evaluated to 0.0051 cm/s for MG-20 and 0.0385 cm/s for MG-112 according to the void ratios provided in section 4.2

Model of calcium carbonates precipitation

The flow velocities from the hydraulic model were used to evaluate the transport of chemical reactants through an advection–diffusion–reaction model in non-saturated conditions. The porosity was considered time-dependent as a function of the volume of calcium carbonates. The following hypotheses were assumed in the model:

- The species that can react are only dissolved species,
- Surface reactions and adsorption are not considered,
- Calcium carbonate crystals are immobile after precipitation,
- Hydrolysis of urea and precipitation of calcium carbonates crystals are the only chemical reactions considered,
- After hydrolysis, all carbonates ions are converted to calcite and Ca^{2+} ions are considered in excess.

The equation to calculate the transport involving reaction of solutes, dispersion/diffusion and advection is given in Eq. 4-4:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta \cdot C) + u \cdot \nabla C + \nabla \cdot [-\theta \cdot D_L \cdot \nabla C] = \sum R_L \quad \text{Eq. 4-4}$$

Where C represents the concentration of specie (mol.m^{-3}), θ corresponds to the volumetric water content (-), D_L is the hydrodynamic dispersion tensor ($\text{m}^2.\text{s}^{-1}$), u is the Darcian velocity (m.s^{-1}), and R_L represents the reactions ($\text{mol.m}^{-3}.\text{s}^{-1}$). In this model, the adsorption was neglected and the hydrodynamic dispersion was equal to $4.98 \cdot 10^{-13} \text{ m}^2.\text{s}^{-1}$.

As regards the reactions, the rate of ureolysis is influenced by the quantity, the growth rate and storage conditions of bacteria, as well as temperature and pH (Ramakrishnan et al. 2001; Stocks-Fischer et al., 1999). Moreover, a diffusion barrier is created during the precipitation of calcium carbonates and results in the reduction of the bacterial activity (Bang et al., 2001, Whiffin et al., 2007). In order to considerate these parameters in the model, Van Wijngaarden et al. (2011) set an equation to evaluate the decay of the reaction rate. This equation is provided in Eq. 4-5 and represents the rate of urea hydrolysis with respect to time.

$$\begin{cases} r = v_{max} \cdot \frac{c_{urea}}{K_m + c_{urea}} \cdot \left(1 - \frac{t}{t_{max}}\right) & \text{if } 0 \leq t \leq t_{max} \\ r = 0 & \text{if } t > t_{max} \end{cases} \quad \text{Eq. 4-5}$$

where v_{max} represents the maximal reaction rate ($\text{mol.m}^{-3}.\text{s}^{-1}$), t_{max} the life span of bacteria (s), K_m the saturation constant (mol.m^{-3}) and c_{urea} the concentration in urea (mol.m^{-3}). As a result of the encapsulation of bacteria during the treatment, the parameters K_m and t_{max} are less affected by experimental conditions and the values obtained by Van Wijngaarden et al. (2011), respectively 0.01 kmol.m^{-3} and $6.12 \cdot 10^5 \text{ s}$, were considered in the model. On the contrary, the maximal reaction rate v_{max} depends on the quantity of bacteria. Thus, four maximal reaction rates were tested to simulate the laboratory test as summarized in Table 4-3.

Geometry and boundary conditions

In order to calibrate the model, the laboratory test has been simulated. The geometry consisted of a column (diameter of 150 mm and height of 1 000 mm) divided into two parts: 400 mm of MG-20 relying on 600 mm of MG-112. The geometry and the boundary conditions are summarized on Figure 4-4.

The bacteria distribution along the column was considered homogenous and the fixing solution was not considered in the model. Only the injection of the calcifying solution was simulated. This injection was made by infiltration from the top of the column and a 50 mm diameter opening was reproduced at the bottom as outlet.

An axisymmetric analysis was used to simulate this three-dimensional problem, resulting in a no flow condition along the axis of revolution. A unit flux was applied at the top of the column and a

no flow condition was applied along the vertical wall around the soils. An outflow condition was placed at the bottom of the column.

Once calibrated on the laboratory test, some simulations were performed to evaluate the homogeneity of a MICP treatment performed layer by layer. Indeed, bases and subbases of roads are usually placed and compacted by layers (<30 cm) and a treatment could be performed between each compaction. Thus, the boundary conditions applied to the first model remained identical, only the sequence of treatment was varied. To model the injection of the cementing solution, the column was divided into 4 parts:

- The first part consisted of a 300 mm layer of MG-112 at the top of which 3.75 l of calcifying solution was infiltrated during 5 minutes, followed by a rest period of 3 hours,
- The second part consisted of adding a 300 mm layer of MG-112 over the material already placed in the column. Another 3.75 l of the calcifying solution was infiltrated from the top during 5 minutes, followed by another rest period of 3 hours,
- The third part consisted of adding 200 mm of MG-20 above the MG-112 layer and infiltrating 3.75 l of a calcifying solution from the top during 5 minutes, followed by another rest of 3 hours,
- Finally, the fourth part consisted of adding the top layer of 200 mm of MG-20 above the previous materials and infiltrating 3.75 l of a calcifying solution during 5 minutes, followed by a rest period of 3 hours.

4.4 Results and discussion

Laboratory results

The results of the laboratory tests provided in Figure 4-5 show that the amount of CaCO_3 is very high near the injection point with an average of 7.32% and gradually decreases to reach 4.44% above the interface between MG-20 and MG-112 materials and 2.34% at 0.05 m of the bottom. It is noticeable that the precipitation of calcium carbonates is much higher at the top of the column and it could be attributed to the contact with atmospheric CO_2 . In a less important ratio, the precipitation is also much higher at the outlet than at an elevation of 15 cm in the column. This

could also be attributed to atmospheric CO₂, but the diminution of the dissolved concentrations along the column leads to less calcium carbonates at the outlet.

Laboratory test modeling

As presented in section 4.3, four maximal reaction rates, v_{max} , were tested to compare the model and the laboratory results. The results in Figure 4-6 show that the concentration of calcium carbonates is not homogeneous along the entire column. The value used by Van Wijngarden et al. (2011) (i.e. $9.1 \cdot 10^{-5}$ kmol.m⁻³.s⁻¹) overestimates the calcium carbonates concentration, which means that the bacteria were less active in our tests or less concentrated in the column. Thus, the maximal reaction rate was decreased in three steps down to $1.1 \cdot 10^{-5}$ kmol.m⁻³.s⁻¹. As we observed an excess of calcium carbonates at the inlet and outlet during the tests, the experimental concentrations at this location were discarded for calibration purposes. Thus, the maximal reaction rate of $1.1 \cdot 10^{-5}$ kmol.m⁻³.s⁻¹ gives the best results with a mean relative error in calcium carbonate content equal to 15.37% compared to 68.27% for the initial value ($9.1 \cdot 10^{-5}$ kmol.m⁻³.s⁻¹).

Finally, the calibrated model presents a large heterogeneity between the MG-20 and MG-112 layers (Model 4, $v_{max}=1.1 \cdot 10^{-5}$ kmol.m⁻³.s⁻¹). In the first one, the concentration in calcium carbonates is almost constant, around 4.94%. On the contrary, the calcium content decreases severely in the second one, from 4.83% to 0.37%. This observation remains in accordance with the laboratory results, except for the inlet and outlet which were not considered in the model.

Optimization of MICP applied to bases and subbases

To improve the homogeneity of treatment, a tentative was performed to simulate a treatment layer by layer, corresponding to the steps of a road construction as indicated in the chapter 3.3. The results in Figure 4-7 show that the amount of precipitation is more homogeneous along the column with an average of 4.21% and a difference of only 0.66% between the calcium content in the MG-20 and MG-112 layers (compared to 1.56% for a treatment in one step).

These results show a clear improvement of homogeneity along the entire column. The MG-20 layer and the superior half of the MG-112 layer have an average calcium carbonate content around 4.60%, while the calcium content in the inferior half of the MG-112 layer decreases down to 2.73% (vs. 0.37% for a treatment in one step). Thus, it is noticeable that superior and inferior parts of the MG-112 layer have different calcium carbonates contents. This difference is mainly

due to the grain-size distribution of MG-20 and MG-112. Indeed, after the two first steps of treatment, the calcium contents in superior and inferior parts of the MG-112 are very similar. Nevertheless, during the third and fourth steps of treatment some calcium ions penetrate the top of MG-112 layer and increase the calcium carbonate content in the superior part.

Finally, the homogeneity of treatment is naturally caused by the step-treatment, but also by the increase of the infiltration rate, which reduces the preferential precipitation at the entrance of the material (top of the 1m-column for a treatment in one step).

4.5 Conclusions

After conducting laboratory tests, the results showed that it is possible to implement the MICP technique in bases and subbases of roads. A treatment by percolation of a calcifying solution from the top over a one-meter column representing a road foundation pointed out a calcification along the entire foundation, but also an heterogeneity of treatment. The calcium carbonates content in the base layer was higher than in the subbase layer. The laboratory tests also pointed out some preferential precipitation at the inlet and outlet of the column, which has been attributed to the contact with atmospheric CO₂.

Moreover, a numerical model was calibrated on the one-meter column test and it demonstrated that a kinetics of reaction altered by the encapsulation of bacteria in a shale of calcium carbonates can provide a good estimation of the calcium carbonates content in a road foundation.

Considering the heterogeneity of treatment, a step-treatment applied between each step of compaction in a traditional road construction was simulated. The results showed a better homogeneity in the calcium carbonates content and confirmed that MICP could be implemented to stabilise MG-20 and MG-112 materials in pavement construction.

Finally, further results should be performed to evaluate the possibility of injecting the bacteria and a fixing solution in the foundation instead of mixing it with the materials before compaction. The process could improve its implementation and facilitate the acceptation of the technique.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC) and the technical support for bacterial

medium preparation provided by the Research, Development and Validation Center for Water Treatment Technology (CREDEAU).

4.6 References

- ASTM (2016). The Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. ASTM standard C136-14. *American Society for Testing and Materials*. West Conshohocken, Pa
- Attoh-Okine, N. O. (1995). Lime Treatment of Lateritic Soils and Gravels. *Revisited, Journal of Construction and Buildings Materials*. Vol 9, No. 5,, pp 283-287.
- Bang SS, Galinat JK, Ramakrishnan V. (2001). Calcite precipitation induced by polyurethane-immobilized bacillus pasteurii. *Enzyme Microbial Technol* 28:404–409.
- Chapuis, R. P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*. 41(5): 787-795.
- Cheng, L. and Cord-Ruwisch, R. (2012). In situ soil cementation with ureolytic bacteria by surface percolation. *Ecological Engineering*. 42: 64–72.
- Cheng, L., Cord-Ruwisch, R. (2014). Upscaling effects of soil improvement by microbially induced calcite precipitation by surface percolation. *Geomicrobiol. J.* 31, 396–406.
- DeJong, J.T., Fritzges, M.B. and Nüsslein, K. (2006). Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11): 1381–1392.
- DeJong, J.T., Mortensen, B.M., Martinez, B.C. and Nelson, D.C. (2010). Biomediated soil improvement. *Ecological Engineering*. 36(2): 197–210.
- Girinsky O. 2009. Pre-industrialisation d'un procédé de consolidation de sol par biocalcification in situ. Ph.D. thesis Université d'Angers UFR sciences.
- Hammes, F., Verstraete, W. (2002). Key roles of pH and calcium metabolism in calcium carbonate precipitation: Implications for interpreting calcite precipitation and for solid-phase capture of inorganic contaminants. *Geomicrobiol J*.18:93–115.
- Tingle, J.S., Santori, R.L. (2003). Stabilisation of clay soils with non traditional additives, National Research Council, Washington D.C. Transportation Research Record No 1819, pp. 72-84.
- Jahns, T. (1996). Ammonium/urea-dependent generation of a proton electrochemical potential and synthesis of ATP in *Bacillus pasteurii*. *J. Bacteriol.* 178:403-409.

Ministère des Transports du Québec (2013), Plan stratégique du ministère des Transports (2013-2015), 58 pages, https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/acces-information-renseignements-personnels/documents-reglement-diffusion/Documents/plan-strategique/Plan-Strategique_2013-2015.pdf.

Mortensen, B. M., Haber, M. J., DeJong, J. T., Caslake L. F. and Nelson D. C. (2011). Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. *Journal of Applied Microbiology*. 111, 338-349.

Stocks-Fischer S., Galinat J.K., Bang SS. (1999). Microbiological precipitation of CaCO₃. *Soil Biol Biochem* 31:1563–1571.

van Paassen, L.A., Ghose, R., van der Linden, T.J.M., van der Star, W.R.L. and van Loosdrecht, M.C.M. (2010) Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale biogrout experiment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 136(12): 1721–1728.

van Paassen, L.A., van Loosdrecht, M.C.M., Pieron, M., Mulder, A., Ngan-Tillardm, D.J.M., and van der Linden, T.J.M. (2009). Strength and deformation of biologically cemented sandstone. *Proceedings of the ISRM Regional Conference EUROCK 2009-Rock Engineering in Difficult Ground Conditions- Soft Rocks And Karst, 29–31 October 2009, Dubrovnik, Croatia*, pp. 405–410.

Van Wijngaarden, W. K., Vermolen, F. J.. Meurs, G. A. M., Vuik, C. (2011). Modelling Biogrout: A New Ground Improvement Method Based on Microbial-Induced Carbonate Precipitation, *Transport in Porous Media*, 87 (2), 397-420.

Waldschmidt, J.-B. (2017). *Étude de l'influence de cycles gel-dégel sur le comportement d'un sable traité par biocalcification.*(Published Master Dissertation), Polytechnique Montreal, Montreal, Canada

Warren, A.A., Maurice, P.A., Parmar, N. and Ferris, F.G. (2001). Microbially mediated calcium carbonate precipitation: implications for interpreting calcite precipitation and for solid-phase capture of inorganic contaminants. *Geomicrobiology Journal*. 18(1): 93–115. doi:10.1080/01490450151079833.

Whiffin, V.S., van Paassen, L.A. and Harkes, M.P. (2007). Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique. *Geomicrobiology Journal*. 24(5): 417–423.

Yoder, E.J. and Witczak, M.W. (1975). Principles of Pavement Design, Second Edition@, John Wiley & Sons, Inc.

Yoon, J. H., Lee, K.C., Weiss, N., Kho, Y.H., Kang, K.H. and Park, Y.H. (2001). Sporosarcina aquimarina sp. nov., a bacterium isolated from seawater in Korea, and transfer of *Bacillus globisporus* (Larkin and Stokes 1967), *Bacillus psychrophilus* (Nakamura 1984) and *Bacillus pasteurii* (Chester 1898) to the genus Sporosarcina as *Sporosarcina globispora* comb. nov., *Sporosarcina psychrophila* comb. nov. and *Sporosarcina pasteurii* comb. nov., and emended description of th. Int J Syst Evol. Microbiol 51:1079-1086.

4.7 Appendix A

$$n = \frac{M_{sat} - M_{dry}}{\rho_w \cdot V_t} \quad \text{Equation 4-1}$$

$$(C + S_e Sc) \frac{\partial H_p}{\partial t} + \nabla \cdot (-k \nabla (H_p + z)) = 0 \quad \text{Equation 4-2}$$

$$k_{sat} = 2,4622 \left[\frac{d_{10}^2 e^3}{1+e} \right]^{0,785} \quad \text{Equation 4-3}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} (\theta \cdot C) + u \cdot \nabla C + \nabla \cdot [-\theta \cdot D_L \cdot \nabla C] = \sum R_L \quad \text{Equation 4-4}$$

$$\begin{cases} r = v_{max} \cdot \frac{c_{urea}}{K_m + c_{urea}} \cdot \left(1 - \frac{t}{t_{max}}\right) & \text{if } 0 \leq t \leq t_{max} \\ r = 0 & \text{if } t > t_{max} \end{cases} \quad \text{Equation 4-5}$$

4.8 Appendix B

List of Symbols

n: porosity

d₁₀: percentage passing corresponding to the grains diameter 10 mm of the soil.

M_{sat}: mass of saturated sample

M_{dry}: mass of the dry sample

ρ_w: density of water

V_t: volume of sample

C: represents the specific moisture capacity (m^{-1})

Se: the effective saturation (-)

S: the storage coefficient (m^{-1})

H_p : the pressure head (m)

t : time (s)

K: the hydraulic conductivity (m/s)

z: the vertical elevation (m).

C : concentration

Θ : volumetric water content

D : hydrodynamic dispersion coefficient

U : Darcian velocity

S : adsorption

ρ_d : bulk (dry) mass density of the porous medium

t : time

x : distance in the x direction

v_{max} : maximal reaction rate ($kmol.m^{-3}.s^{-1}$),

t_{max} : life span of bacteria (s),

K_m the saturation constant ($0,010 kmol.m^{-3}$)

C_{urea} the concentration of urea

4.9 Tables

Table 4-1 : Design pavement parameters

City	Montreal
Road Type	Highway
Traffic	22,7 Millions
Subgrade soil type	Clay with PI>12% and LI <0.9

Table 4-2 : Reaction rate parameters for models

Parameters	Model 1	Model 2	Model 3	Model 4	Model by layer
Maximal reaction rate, v_{max} (kmol.m ⁻³ .s ⁻¹)	$9.1 \cdot 10^{-5}$	$5.1 \cdot 10^{-5}$	$3.1 \cdot 10^{-5}$	$1.1 \cdot 10^{-5}$	$1.1 \cdot 10^{-5}$
Life span of bacteria, t_{max} (s)	$6.12 \cdot 10^5$				
Saturation constant, K_m (kmol.m ⁻³)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01

4.10 Figures

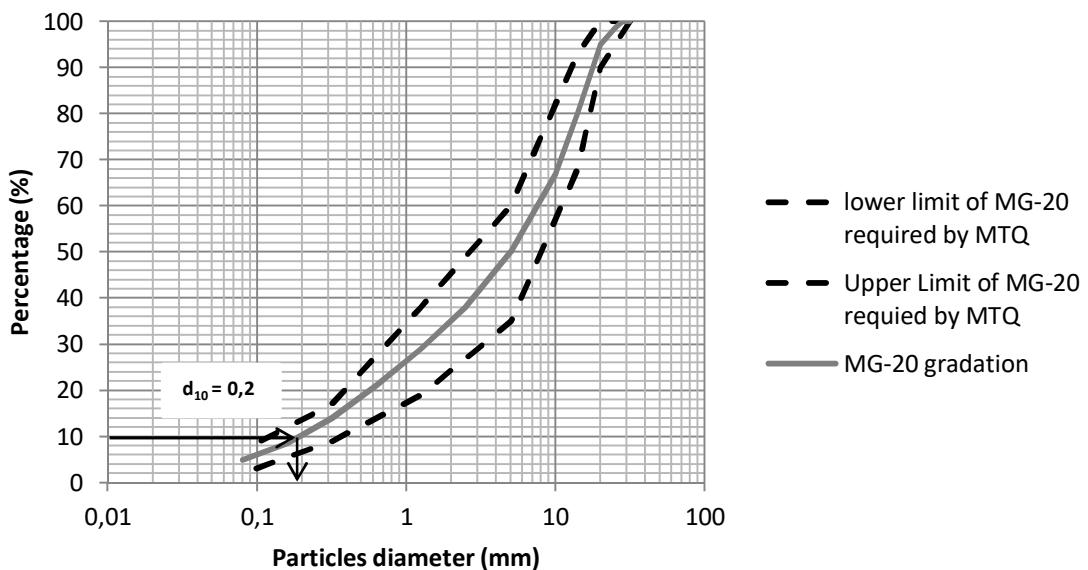


Figure 4-1: Grain size distribution curve of the MG-20 and MTQ gradation limit of MG-20

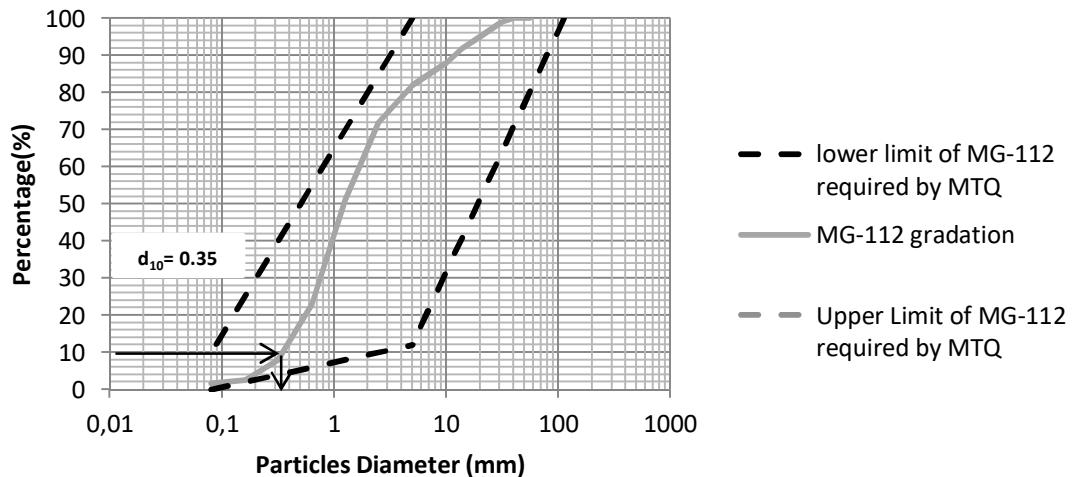


Figure 4-2: Grain size distribution curve of the MG-112 and MTQ gradation limit of MG-112

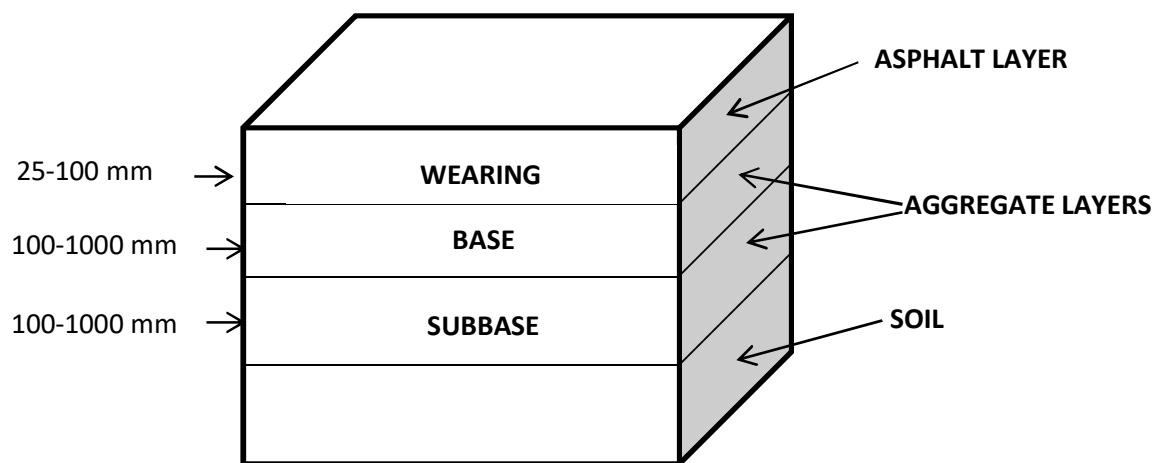
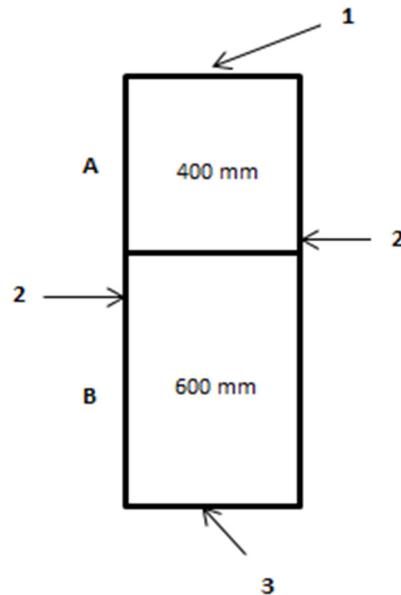


Figure 4-3: Typical flexible pavement (Huang, 2004)



- 1: Unit Flux Injection**
- 2: No-flow boundary condition (Rotational symmetry axis)**
- 3: Outflow boundary condition**
- A: MG-20**
- B: MG-112**

Figure 4-4: Column geometry and hydraulic boundary conditions

:

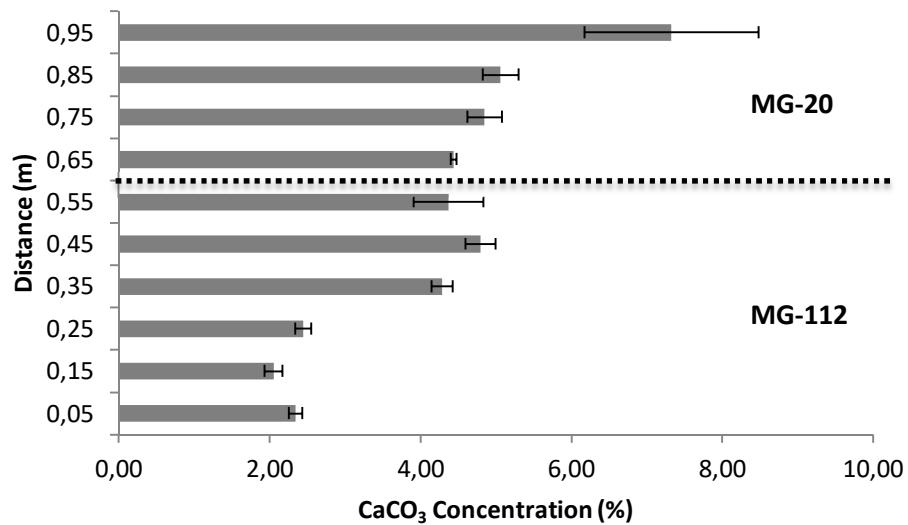


Figure 4-5: Calcite content in the column

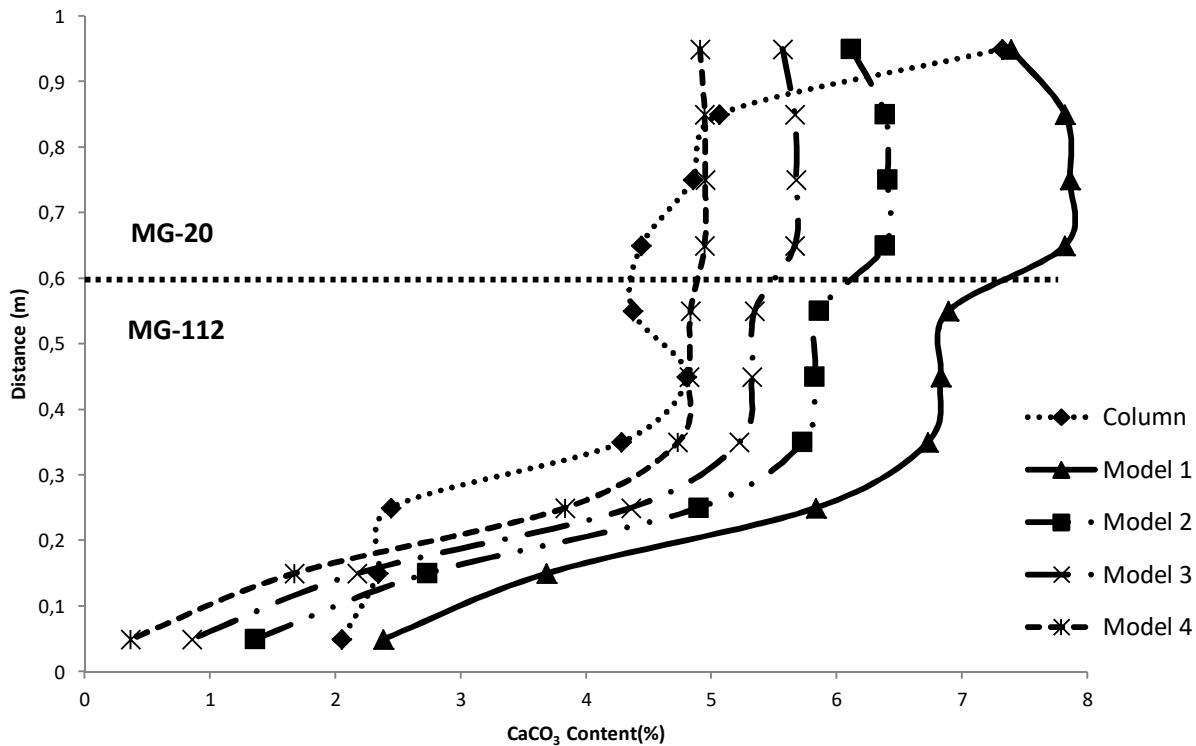


Figure 4-6: Modeling of the 1 meter-column test

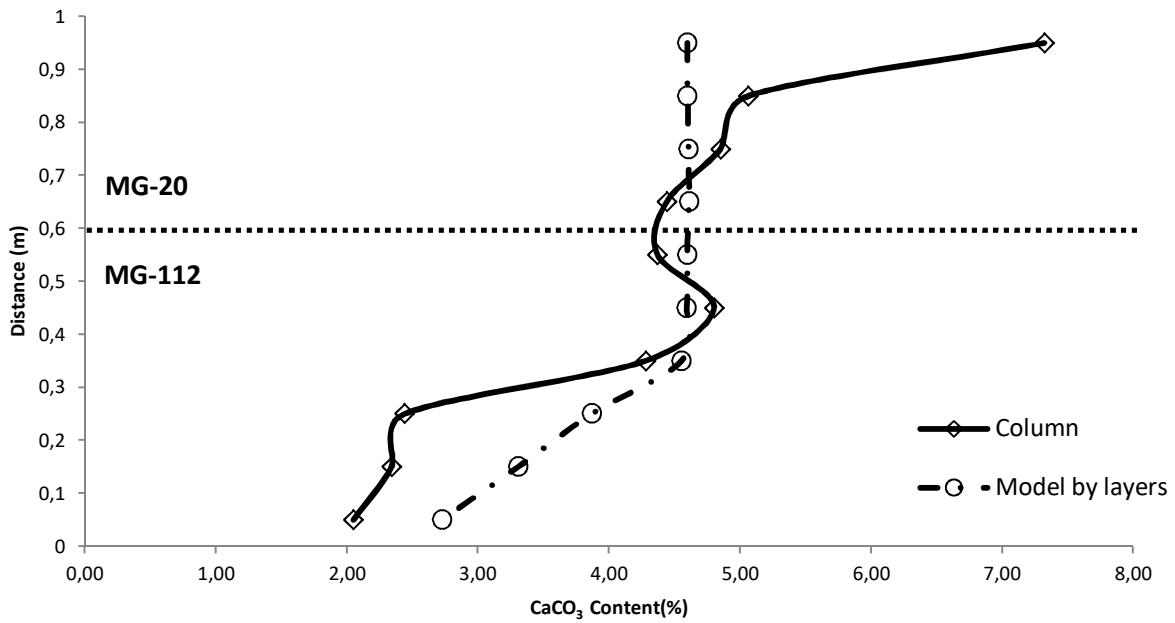


Figure 4-7: Modeling of a treatment by layer

CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

Cette étude visait à valider l'application de la biocalcification aux matériaux granulaires utilisés dans les couches de fondation et de sous-fondation des chaussées. Pour cela, il était nécessaire d'établir un protocole optimal de biocalcification des matériaux granulaires. De plus, l'étude visait à caractériser l'effet de la biocalcification sur la capacité portante des matériaux traités et à déterminer la variation de leur capacité portante en fonction des cycles gel/dégel. En outre, cette étude était conçue pour évaluer l'homogénéité de la biocalcification et réaliser une modélisation du traitement sur une colonne d'un mètre de hauteur. Ces objectifs ont été atteints au travers des articles présentés aux chapitres 3 et 4 et la présente section propose quelques éléments complémentaires.

5.1 Protocole de biocalcification pour les sols granulaires non-saturés de fondation et sous-fondation des chaussées

Dans la littérature, le traitement par biocalcification est, le plus souvent, appliqué à du sable dont les particules sont comprises entre 0,5 et 3 mm (Fragaszy et al., 2011), en conditions saturées (Whiffin et al., 2007). Une adaptation était donc nécessaire pour traiter les sols de fondation (MG-20) et sous-fondation (MG-112), car ils possèdent des particules plus grossières et se trouvent au-dessus de la nappe phréatique.

Cette étude a permis de développer un procédé d'injection en arrosant la surface d'échantillons de sol MG-20 et MG-112, ayant un diamètre de 152,4 mm et une hauteur de 177,8 mm. En utilisant ce protocole sur une colonne d'un mètre traité par biocalcification, les bactéries ont pu être immobilisées sur toute la longueur et ont entraîné une cimentation homogène de l'échantillon.

Ce résultat confirme les résultats obtenus par Cheng et Cord-Ruwisch (2014), qui ont simplement arrosé un sable fin ($d < 0,3\text{mm}$) et un sable grossier ($d < 1\text{mm}$) de solutions bactériennes et de cimentation. D'après leurs résultats, le traitement homogène sur le sable fin a pu être fait sur une longueur de 1m, tandis que l'homogénéité de traitement du sable grossier a pu atteindre 2 m de profondeur.

Les sols granulaires MG-20 et MG-112 permettant un débit d'infiltration plus grand à cause de leur perméabilité peuvent être traités par ce procédé de traitement. Le tableau 5-1 compare le protocole de traitement développé par Cheng et al. (2014) pour le sable grossier avec celui développé dans cette étude pour le sol de fondation MG-20 et de sous fondation MG-112. Les différences entre les deux protocoles sont les suivantes :

- Rinçage des échantillons avec 2000 ml d'eau de robinet pour le protocole de Cheng (2014), tandis que les échantillons de cette étude n'étaient pas rincés;
- Injection des bactéries dans les échantillons en 6 couches pour le protocole de Cheng (2014) et en une couche pour le protocole de cette étude;
- Temps d'incubation des bactéries dans les échantillons de 24 heures pour le protocole de Cheng (2014) et une heure pour cette étude;
- Injection d'une solution de fixation dans les échantillons après incubation des bactéries pour cette étude, tandis que pour le protocole de Cheng (2014), il n'y a pas d'injection de solution de fixation.

Les similitudes entre les deux protocoles sont les suivantes : injection par percolation de la solution bactérienne et injection de la solution de cimentation suivie de 24 heures d'incubation.

Le taux de calcite moyen obtenu pour les petits échantillons traités est de 10,41% pour le MG-20 et 9,98% pour le MG-112, alors que dans la colonne d'un mètre, il est de 5,41% pour le MG-20 et 3,38% pour le MG-112. Ces résultats montrent que la précipitation de la calcite est plus élevée lors de l'application sur de petits échantillons et démontrent un effet d'échelle. En effet, les petits échantillons sont plus sujets à la précipitation induite par le CO₂ atmosphérique, alors que ce n'est pas le cas au centre de la colonne. Les concentrations plus importantes à l'entrée et à la sortie de la colonne appuient cette observation.

Tableau 5-1: Comparaison des protocoles de traitement de Cheng et Cord-Ruwisch (2014) et de la présente étude

Echantillons	Sable Grossier (Cheng et Cord-Ruwisch, 2014)	Sable Fin (Cheng et Cord-Ruwisch, 2014)		MG-20	MG-112
Rinçage (eau de robinet, ml)	2 000	2 000		-	-
Volume des vides (ml)	380	620		600	900
Solution Bactérienne (ml pour chaque couche et nombre de couche traitée)	70 (6 couches)	55 (6 couches)	110 (6 couches)	300	450
Incubation (heure)	24	24		1	1
Solution de fixation (ml)	-	-		300	450
Incubation (heure)	-	-		24	24
Solution de cimentation (ml)	420	660		600	900
Réaction (heure)	24	24		24	24
Solution totale injectée (ml)	Solution bactérienne 1 470 Solution de cimentation 7 770	Solution bactérienne 1 470 Solution de cimentation 7 770		Solution bactérienne 300, solution de fixation 300 et solution de cimentation 3 000	Solution bactérienne 450, solution de fixation 450 et solution de cimentation 4 500

5.2 Amélioration de la capacité portante par biocalcification

Après avoir traité le MG-20 et le MG-112 en utilisant la méthode d'injection par percolation de surface, la précipitation des cristaux de calcite dans le sol a permis une augmentation de sa capacité portante. Les résultats obtenus dans cette étude ont été comparés avec les résultats de Chou et al. (2011). Ces derniers ont mis en œuvre un procédé de traitement différent de celui utilisé dans cette étude en injectant et mélangeant les bactéries en suspension et la solution de cimentation dans le sol à l'intérieur d'un réacteur. Leur étude comprenait des injections de bactéries à différents stades de croissance et, à des fins de comparaison avec ce qui a été réalisé dans la présente étude, seules les injections avec bactéries en croissance ont été retenues. Les résultats de Chou et al. (2011) sont ainsi comparés à ceux de l'étude dans le Tableau 5-2.

Tableau 5-2: Comparaison de résultats CBR de sols traités par biocalcification (Adapté de Chou et al., 2011)

	CBR par Chou et al.(2011)		CBR de la présente étude	
	Sable lâche ($D_r = 35\%$)	Sable dense ($D_r = 85\%$)	MG-20	MG-112
Non traité	10 %	21 %	73 %	43 %
Traité (non immergé)	21 %	143 %	232 %	96 %

En comparant les résultats du Tableau 5-2, la capacité portante CBR du sable lâche traité a augmenté de 110 % par rapport à celui non traité et la capacité portante CBR du sable dense traité a augmenté de 580 % par rapport au sable dense non traité pour Chou et al.(2011). Dans la présente étude, le traitement a entraîné des augmentations respectives de la capacité CBR de 218 % et 124 % pour le MG-20 et le MG-112. Ces résultats mettent en évidence l'influence de la granulométrie des sols traités et du protocole de traitement sur les résultats. En effet, à protocole identique, les résultats peuvent varier selon la densité du matériau traité. D'une manière générale, les points de contact entre les grains sont plus nombreux dans un sol dense, ce qui augmente le nombre de sites propices à la biocalcification et donc l'efficacité de la technique.

Par ailleurs, pour l'étude de Chou et al. (2011), l'injection des solutions bactérienne et de cimentation s'est faite à l'aide d'une pompe péristaltique par le bas de la colonne de sable, tandis que pour cette étude, les bactéries ont été mélangées au sol et la solution de cimentation injectée par aspersion au sommet de la colonne. Ces différences dans le protocole peuvent, en partie, expliquer les variations de performance de la technique.

5.3 Effet des cycles gel/dégel sur le CBR d'un sol traité par biocalcification

L'exposition des matériaux MG-20 et MG-112 traités à différents cycles de gel/dégel a permis d'évaluer leur effet sur la capacité portante. Pour les sols MG-20 et MG-112 traités et non soumis à des cycles de gel/dégel, les capacités portantes CBR étaient respectivement de 166 % et 90 %. Après avoir exposé les sols MG-20 et MG-112 traités à un cycle de gel/dégel, la capacité portante CBR a diminué à 154 % pour le MG-20 et 81% pour le MG-112, soit une diminution de 7 % pour le MG-20 et 11,5 % pour le MG-112 par rapport au sol initial. En augmentant à 3 cycles de gel/dégel, la capacité portante CBR a diminué à 128 % pour le MG-20 et 77 % pour le MG-112, soit des diminutions respectives de 23 % et 17 % pour le MG-20 et le MG-112 par rapport au sol initial. Enfin, en augmentant à 5 cycles de gel/dégel, les diminutions étaient de 24,5% et 20 %, respectivement pour le MG-20 et le MG-112 par rapport au sol initial. Toutefois, les essais après cycles de gel/dégel étaient sacrificiels, c'est-à-dire que les échantillons ne pouvaient être conservés pour les essais ultérieurs. Bien que traités en même temps, les échantillons testés pour différents cycles de gel/dégel pouvaient donc avoir des teneurs en carbonates de calcium différentes. La prise en compte de la teneur effective en carbonates de calcium pour chaque échantillon a mis en évidence que les CBR des sols exposés aux cycles de gel/dégel sont conformes aux courbes calibrées CBR-CaCO₃ des échantillons non traités. Ceci semble démontrer que le CBR d'un sol traité est plus dépendant de la teneur en carbonates de calcium que des cycles de gel/dégel.

Dans la littérature, Waldschmidt (2017) a comparé les résultats d'essais de compression simple sur des échantillons de sable traités par MICP avant et après cycles de gel/dégel. De la même manière que pour la présente étude, il a observé une résistance à la compression simple plus faible pour les échantillons ayant subi des cycles de gel/dégel, mais la prise en compte de la

teneur en carbonates de calcium a permis de démontrer que les points (résistance à la compression simple, teneur en carbonates de calcium) se plaçaient sur une courbe identique à celle obtenue pour des échantillons non traités, confirmant ainsi les résultats obtenus pour les essais CBR de cette étude.

5.4 Biocalcification à l'échelle pilote sur une colonne d'un mètre

Une colonne d'un mètre de hauteur, comprenant une couche de MG-20 de 0,4 m et une couche de MG-112 de 0,6 m, a été traitée en laboratoire en utilisant le protocole de traitement par biocalcification établi pour de petits échantillons. Selon ce protocole, les bactéries étaient mélangées avec le sol avant injection de la solution de cimentation par percolation. Toutefois, cette manière de faire ne permet pas de contrôler l'homogénéité de la répartition des bactéries dans le sol, ce qui peut constituer une limitation pour la répartition homogène des précipités de carbonates de calcium et résulter en une hétérogénéité du traitement. Pour remédier à cette situation, une solution fixatrice de faible quantité en CaCl_2 (24g/l) a été ajoutée pour éviter la remobilisation des bactéries pendant le mélange et limiter leur désorption des particules de sol. La concordance entre la modélisation, qui considère une répartition homogène des bactéries, et les essais semble corroborer l'efficacité de la solution de fixation. Toutefois, des essais futurs pourraient inclure des dénombrements bactériens afin de confirmer cette homogénéité.

5.5 Application pratique au traitement de fondations et sous-fondations de chaussées

Le protocole de traitement utilisé pour cette étude est facilement reproductible dans le cadre de travaux de fondation et sous-fondation de chaussées. Les étapes de mise en œuvre du traitement par biocalcification comprendraient : (1) le mélange des matériaux avec les bactéries, le profilage et compactage préliminaire, (2) la pulvérisation d'une solution calcifiante à la surface avec camions citernes et enfin, (3) le régalage et compactage final.

Dans l'étape d'injection des bactéries, l'utilisation des équipements de recyclage à froid in situ, comme on peut le voir sur la Figure 5-1, couramment utilisé pour la réhabilitation des chaussées peut être adapté pour mélanger le sol avec les bactéries d'une manière homogène.

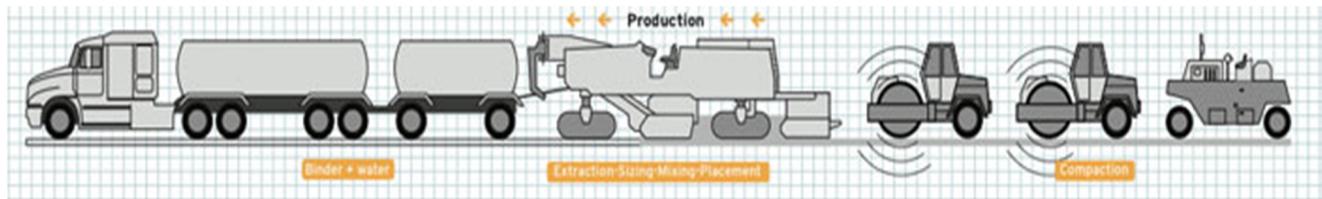


Figure 5-1: Équipement de recyclage à froid in situ (COLAS, 2018)

Pour notre essai en laboratoire, un débit de 22 l/h a été utilisé pour l'injection de la solution de cimentation et il est possible d'utiliser le même débit avec un camion pulvérisateur sur chantier. Selon la granulométrie des matériaux et la quantité de bactéries, ce débit pourrait toutefois être modulé.

Enfin, il est important de noter que les réactions de biocalcification conduisent à la formation d'ammoniac, qu'il convient de maîtriser pour éviter tout dommage environnemental. Un lessivage avec récolte des effluents dans les fossés (en dehors des villes) ou les réseaux de drainage (en milieu urbain) permettrait de s'affranchir de cette contrainte.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Éléments de synthèse

Ce travail de recherche avait pour objectif d'optimiser la stabilisation par biocalcification des matériaux granulaires de fondation et sous-fondation de chaussées dans le but d'améliorer leurs performances globales. Dans ce cadre, plusieurs conclusions ont été obtenues :

- (1) Un protocole de traitement par biocalcification basé sur l'injection par percolation d'une solution calcifiante a été établi, permettant d'améliorer les propriétés géomécaniques des matériaux granulaires de fondation et sous-fondation des chaussées,
- (2) En traitant par biocalcification les matériaux MG-20 et MG-112 d'une chaussée, leur capacité portante augmente pour une meilleur réponse aux spécifications minimales du MTQ. Ainsi, le CBR des échantillons MG-20 et MG-112 traités était plus élevé que le CBR des échantillons non traités (de 2,13 à 3,17 fois plus élevé dans des conditions non immergées et de 2,65 à 2,72 fois plus élevé dans des conditions immergées).
- (3) Les résultats des essais CBR réalisés démontrent que les cycles de gel/dégel ne semblent pas avoir d'impact significatif sur les valeurs de résistance, car elles restent conformes aux courbes calibrées CBR-CaCO₃ des échantillons non traités. Ainsi, la légère diminution de la rigidité après 3 et 5 cycles de gel/dégel pourrait être attribuée à une variation de la teneur en carbonates de calcium.
- (4) Des essais pilotes en laboratoire montrent qu'il est possible de précipiter les cristaux de carbonate de calcium sur une colonne d'un mètre remplie de matériaux MG-20 et MG-112 et une modélisation par éléments finis à l'aide du logiciel Comsol Multiphysics a permis de représenter convenablement les précipités dans le sol, notamment l'hétérogénéité dans leur répartition.
- (5) Pour améliorer le protocole de traitement par biocalcification, un modèle basé sur un traitement par couches, facilement mise en œuvre dans le cadre des méthodes de construction traditionnelles des routes, a donné des résultats de précipitation plus homogènes sur toute la colonne que ceux obtenus en laboratoire.

L'utilisation de matériaux routiers pour cette recherche a ainsi montré qu'il est possible d'utiliser le procédé MICP sur des sols grossiers et que le procédé pourrait être utilisé comme méthode d'amélioration des propriétés mécaniques des fondations et sous-fondations de chaussées.

6.2 Recherches futures

- (1) Comme les échantillons testés après cycles de gel-dégel présentaient des teneurs en carbonates de calcium moindres, il serait opportun de vérifier si cela peut résulter des cycles gel-dégel ou si cela découle simplement de la variabilité du phénomène de précipitation dans le protocole de biocalcification.
- (2) Si des études économiques ont déjà été réalisées dans le cadre de la mise en œuvre de la biocalcification en milieu saturé, de nouvelles études pourraient être réalisées pour une mise en œuvre dans les fondations routières.
- (3) Pour pouvoir utiliser la méthode de stabilisation par biocalcification sur une chaussée, il sera nécessaire de trouver une solution pour le captage de l'ammonium formé comme coproduit des réactions de biocalcification. Une solution possible serait de lessiver les fondations avec collecte des effluents; une étude approfondie des impacts environnementaux permettrait de valider cette approche.
- (4) Une fois les paramètres de mise en œuvre du procédé optimisés en laboratoire pour des petits échantillons et des colonnes de sol, il est important de mener des recherches plus approfondies sur des échantillons plus grands, comme des bancs d'essais, en incorporant des conditions environnementales plus réalistes. La complexité des effets liés au débit d'injection, à la méthode d'injection et aux réactions des solutions injectées contribuent à la limitation du procédé. Parmi les défis spécifiques liés à la mise en place du procédé à grande échelle, on peut citer le contrôle du débit et de l'écoulement à travers des milieux hétérogènes, la durabilité du traitement ou l'optimisation de la méthode de mélange. Ces points pourraient faire l'objet de bancs d'essais extérieurs.

BIBLIOGRAPHIE

AASHTO. (1993) Guide for Design of Pavement Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials.

Abreu, D.G, Jefferson, I., Braithwaite, P. A. and Chapman, D. N. (2008). “Why is sustainability important in geotechnical engineering,” in Proceedings of the Geocongress, Geotechnical Special Publication no. 178 on Geosustainability and Geohazard Mitigation, pp. 821–828.

Achal V, Mukherjee A, Kumari D, Zhang Q. 2015. Biomineralization for sustainable construction—a review of processes and applications. *Earth Sci Rev* 148:1–17.

Ahmad F, Mujah D, Hazarika H, Safari A. 2012. Assessing the potential reuse of recycled glass fibre in problematic soil applications. *J Clean Prod* 35:102–107.

Akiyama M, Kawasaki S. 2012. Novel grout material comprised of calcium phosphate compounds: in vitro evaluation of crystal precipitation and strength reinforcement. *Eng Geol* 125:119–128.

Al Qabany A, Soga K, Santamarina C. 2012. Factors affecting efficiency of microbially induced calcite precipitation. *Geotech Geoenviron Eng* 138(8):992–1001.

Al Qabany A, Soga K. 2013. Effect of chemical treatment used in micp on engineering properties of cemented soils. *Geotechnique* 63(4):331–339.

Al-Tabbaa, A. and Evans, W.C. (2005). Stabilization-Solidification Treatment and Remediation: Part I: Binders and Technologies-Basic Principal. Proceedings of the International Conference on Stabilization/Solidification Treatment and Remediation (pp. 367-385). Cambridge, UK: Balkema.

Al-Thawadi SM. 2008. High strength in-situ biocementation of soil by calcite precipitating locally isolated ureolytic bacteria. PhD Thesis, Murdoch University, Perth, WA, p272.

Al-Thawadi SM. 2011. Ureolytic bacteria and calciumcarbonate formation as a mechanism of strength enhancement of sand. *J Adv Sci Eng Res* 1:98–114.

Al-Thawadi, S., and Cord-Ruwisch, R. 2012. Calcium carbonate crystals formation by ureolytic bacteria isolated from Australian soil and sludge. *Journal of Advance Science and Engineering Research*, 2(1): 13–26.

Al-Thawadi SM. 2013. Consolidation of sand particles by aggregates of calcite nanoparticles synthesized by ureolytic bacteria under non-sterile conditions. *J Chem Sci Technol* 2(3):141–146. Amini Y, Hamidi A. 2014. Triaxial shear behavior of a cement-treated sand–gravel mixture. *J Rock Mech Geotech Eng* 6(5):455–465.

Asphalt Institute (1974), *Mix Design Methods for Liquid Asphalt Mixtures*, Supplement to MS-2 (Misc. 74-2), The Asphalt Institute, College Park, Md.

Asphalt Institute (1982a), *Soils Manual*, MS-I0, The Asphalt Institute, College Park, Md.

Asphalt Institute (1982b), *Asphalt Surface Treatments-Specifications*, ES-11, The Asphalt Institute, College Park, Md.

ASTM Standard C136-14 (2016). The Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Pa

ASTM Standard D1557 (2016). Standard Test Method for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort.. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.

ASTM Standard D1883 (2016). Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils.. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Pa.

ASTM. Standard D2487 (2016). Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Pa

Attoh-Okine, N. O. 1995. Lime Treatment of Lateritic Soils and Gravels: Revisited, Journal of Construction and Buildings Materials, Vol 9, No. 5, pp 283-287.

Bahmani SH, Huat BBK, Asadi A, Farzadnia N. 2014. Stabilization of residual soil using nanoparticles and cement. Constr Build Mater 64:350–359.

Baker, R. F., Byrd, L. G., and Mickle, D. G. (eds.) (1975), *Handbook of Highway Engineering*, Van Nostrand Reinhold Co., New York, N.Y.

Bang SS, Galinat JK, Ramakrishnan V. 2001. Calcite precipitation induced by polyurethane-immobilized bacillus pasteurii. Enzyme Microbial Technol 28:404–409.

Barabesi C, Galizzi A, Mastromei G, Rossi M, Tamburini E, Perito B, 2007. Bacillus subtilis gene cluster involved in calcium carbonate biomineralization. Bacteriol 189(1):228–235.

Birchal, V.S.S., S.D.F. Rocha and V.S.T. Ciminelli, 2000. The effect of magnesite calcination conditions on magnesia hydration. Miner. Eng., 13(14-15): 1629-1633.

Braja, M.D., 2010. Principle of Geotechnical Engineering, 7th Edition, Cengage Learning

Braja, M.D., 2016. Principle of Foundation Engineering, 8th Edition, Cengage Learning
 Broms, B.B., 1986. Stabilisation of soft clay with lime and cement columns in South East Asia, Proc. 3rd Int. Conf., Singapore, Nov. pp. 133-138.

Burbank M. 2010. Precipitation of calcite by indigenous microorganisms to strengthen soils. PhD Thesis. University of Idaho, Moscow, ID, p104.

Burbank MB, Weaver TJ, Green TL, Williams BC, Crawford RL. 2011. Precipitation of calcite by indigenous microorganisms to strengthen liquefiable soils. *Geomicrobiol* 28(4):301–312.

Burbank MB, Weaver TJ, Williams BC, Crawford RL. 2012. Urease activity of ureolytic bacteria isolated from six soils in which calcite was precipitated by indigenous bacteria. *Geomicrobiol* 29(4):389–395.

Castro J, Sagaseta C. 2011. Deformation and consolidation around encased stone columns. *Geotext Geomembranes* 29(3):268–276.

Chamberlain, E.J. 1981. Sensibilité au gel du sol - Examen des tests d'indice. Laboratoire de recherche et d'ingénierie des régions froides, monographie 81-2.

Chamberlain, E.J., et Gow, A.J. 1979. Effet du gel et du dégel sur la perméabilité et la structure des sols. *Engineering Geology* (Amsterdam), 13: 73-92.

Chapuis, R.P. (2004). Predicting the saturated hydraulic conductivity of sand and gravel using effective diameter and void ratio. *Canadian Geotechnical Journal*, 2004, 41(5): 787-795, <https://doi.org/10.1139/t04-022>.

Cheng L., (2012). Innovative ground enhancement by improved microbially induced caco3 precipitation technology. PhD Thesis, Murdoch University, Perth, WA, p252.

Cheng, L. and Cord-Ruwisch, R. (2012). In situ soil cementation with ureolytic bacteria by surface percolation. *Ecological Engineering*, 42: 64–72. doi: 10.1016/j.ecoleng.2012.01.013.

Cheng L., Cord-Ruwisch R. (2013). Selective enrichment and production of highly urease active bacteria by non-sterile (open) chemostat culture. *Microbiol Biotech* 40(10):1095–1104.

Cheng L., Cord-Ruwisch R., Shahin M.A. (2013). Cementation of sand soil by microbially induced calcite precipitation at various degrees of saturation. *Geotech J* 50(1):81–90.

Cheng L., Cord-Ruwisch R. (2014). Upscaling effects of soil improvement by microbially induced calcite precipitation by surface percolation. *Geomicrobiol* 31(5):396–406.

Cheng L., Shahin M.A., Cord-Ruwisch R. (2014a). Bio-cementation of sandy soil using microbially induced carbonate precipitation for marine environments. *Geotechnique* 64(12):1010–1013.

Cheng L., Shahin M.A., Cord-Ruwisch R., Addis M, Hartanto T., Elms C. (2014b). Soil stabilisation by microbial-induced calcite precipitation (micp): investigation into some physical and environmental aspects. Proceedings of the 7th International Congress on Environmental Geotechnics, Melbourne, Australia, p1105–1112.

Cho G.C., Dodds J., Santamarina J.C. (2006). Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. *Geotech Geoenviron Eng* 132(5):591–602.

Chou C. W., Seagren E. A., Aydilek A. H., and Lai M. (2011). Biocalcification of sand through ureolysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering (ASCE)*, 137(12), 1179–1189

Chu J., Ivanov V., Naeimi M., Stabnikov V., Liu H-L. (2013a). Optimization of calcium-based bioclogging and biocementation of sand. *Acta Geotechnical* 9(2):277–285.

Chu J., Stabnikov V., Ivanov V., Li B. (2013b). Microbial method for construction of an aquaculture pond in sand. *G_eotechnique* 63(10):871–875.

Ciancio D., Beckett C.T.S., Carraro J.A.H. (2014). Optimum lime content identification for lime-stabilised rammed earth. *Constr Build Mater* 53:59–65.

Dash S.K., Bora M.C. (2013). Improved performance of soft clay foundations using stone columns and geocell-sand mattress. *Geotext Geomembranes* 41:26–35.

Deb K., Samadhiya N.K., Namdeo J.B. (2011). Laboratory model studies on unreinforced and geogrid-reinforced sand bed over stone columnimproved soft clay. *Geotext Geomembranes* 29(2):190–196.

DeJong, J.T., Fritzges, M.B., and Nüsslein, K. (2006). Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11): 1381–1392. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2006)132:11(1381).

DeJong, J.T., Mortensen, B.M., Martinez, B.C., and Nelson, D.C. (2010). Biomediated soil improvement. *Ecological Engineering*, 36(2): 197–210. doi: 10.1016/j.ecoleng.2008.12.029.

DeJong J.T., Soga K., Banwart S.A., Whalley W.R., Ginn T.R., Nelson D.C., Mortensen B.M., Martinez B.C., Barkouki T. (2011). Soil engineering in vivo: harnessing natural biogeochemical systems for sustainable, multi-functional engineering solutions. *J Royal Soc Inter* 8(54):1–15.

Dejong JT, Burbank M, Kavazanjian E, Weaver T, Montoya BM, Hamdan N, Bang SS, Esnault-Filet A, Tsesarsky M, Aydilek A, Ciurli S, Tanyu B, Manning DAC, Larrahondo J, Soga K, Chu J, Cheng X, Kuo M, Al Qabany A, Seagren EA, Van Paassen LA, Renforth P, Laloui L, Nelson DC, Hata T, Burns S, Chen CY, Caslake LF, Fauriel S, Jefferis S, Santamarina JC, Inagaki Y, Martinez B, Palomino A. (2013). Biogeochemical processes and geotechnical applications: progress, opportunities and challenges. *Geotechnique* 63(4):287–301.

DeJong JT, Martinez BC, Ginn TR, Hunt C, Major D, Tanyu B. (2014). Development of a scaled repeated five-spot treatment model for examining microbial induced calcite precipitation feasibility in field applications. *Geotech Test J* 37(3):1–12.

De Muynck W, De Belie N, Verstraete W. (2010). Microbial carbonate precipitation in construction materials: a review. *Ecol Eng* 36(2):118–136.

Dhami NK, Reddy MS, Mukherjee A. (2013). Biomineralization of calcium carbonates and their engineered applications: a review. *Frontiers Microb* 4:1–13.

Di Sante M, Fratalocchi E, Mazzieri F, Brianzoni V. (2015). Influence of delayed compaction on the compressibility and hydraulic conductivity of soil-lime mixtures. *Eng Geol* 185:131–138.

Duraisamy Y, Airey DW. (2012). Strength and stiffness of bio-cemented liquefiable sand soil. Proceedings of the International Conference on Ground Improvement and Ground Control, Singapore, p1233–1239.

Fernandez AL, Santamarina JC. (2001). Effect of cementation on the small strain parameters of sands. *Can Geotech J* 38(1):191–199.

Ferris FG, Phoenix V, Fujita Y, Smith RW. (2004). Kinetics of calcite precipitation induced by ureolytic bacteria at 10 to 20°C in artificial groundwater. *Geochim Cosmochim Acta* 68(8):1701–1710.

Fragaszy RJ, Santamarina JC, Amekudzi A, Assimaki D, Bachus R, Burns SE, Cha M, Cho GC, Cortes DD, Dai S, Espinoza DN, Garrow L, Huang H, Jang J, Jung JW, Kim S, Kurtis K, Lee C, Pasten C, Phadnis H, Rix G, Shin HS, Torres MC, Tsouris C. (2011). Sustainable development and energy geotechnology—potential roles for geotechnical engineering. *KSCE J Civ Eng* 15(4):611–621.

Gandhi KS, Kumar R, Ramkrishna D. (1995). Some basic aspects of reaction engineering of precipitation processes. *Ind Eng Chem Res* 34(10):3223–3230.

Ginn TR, Murphy EM, Chilakapati A, Seeboonruang U. (2001). Stochastic convective transport with nonlinear reaction and mixing: application to intermediate-scale experiments in aerobic biodegradation in saturated porous media. *J Contam Hydrol* 48:121–149.

Girinsky O. (2009). Pre-industrialisation d'un procédé de consolidation de sol par biocalcification in situ. Ph.D. thesis Université d'Angers UFR sciences.

Gomez MG, Dworatzek SM, Martinez BC, deVlaming LA, DeJong JT, Hunt CE, Major DW. (2015). Field-scale bio-cementation tests to improve sands. *Proc ICE Ground Improv* 168(3):206–216. doi: 10.1680/grim.13.00052.

Grotzinger J. P., Knoll A. H. (1999). Stromatolites in Precambrian carbonates: evolutionary mileposts or environmental dipsticks? *Annu. Rev. Earth Planet. Sci.* 27, 313–358.10.1146/annurev.earth.27.1.313

Haeri SM, Hamidi A, Hosseini SM, Asghari E, Toll DG. (2006). Effect of cement type on the mechanical behavior of a gravelly sand. *Geotech Geol Eng* 24(2):335–360.

Hammes F, Verstraete W. (2002). Key roles of pH and calcium metabolism in microbial carbonate precipitation. *Rev Environ Sci Bio/Technol* 1:3–7.

Hammes F. (2003). Ureolytic microbial calcium carbonate precipitation. PhD Thesis, University of Ghent, Ghent, Belgium, p182.

Hammes F, Boon N, de Villiers J, Verstraete W, Siciliano SD. (2003). Strain specific ureolytic microbial calcium carbonate precipitation. *App Environ Microbiol* 69(8):4901–4909.

Hans F. Winterkorn, Sibel Pamukcu (1991). Soil Stabilization and Grout, Fang H.Y. Foundation Engineering Handbook, 2nd ed. Chapman & Hall, New York, USA, pp. 317-377

Harbottle MJ, Lam MT, Botusharova SP, Gardner DR. (2014). Self-healing soil: biomimetic engineering of geotechnical structures to respond to damage. Proceedings of the 7th International Congress on Environmental Geotechnics, Melbourne, VIC, p1121–1128.

Harkes MP, van Paassen LA, Booster JL, Whiffin VS, van Loosdrecht MCM. (2010). Fixation and distribution of bacterial activity in sand to induce carbonate precipitation for ground reinforcement. *Ecol Eng* 36 (2):112–117.

Hilf, J.W. (1956). An investigation of pore water pressures in compacted cohesive soils. Technical Memorandum 654, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado

Hilf J.H. (1991). “Compacted Fill.” Fang H.Y. Foundation Engineering Handbook, 2nd ed. Chapman & Hall, New York, USA, pp. 249-316.

Hillgartner H, Dupraz C, Hug W. 2001. Microbially induced cementation of carbonate sands: are micritic meniscus cements good indicators of vadose diagenesis? *Sedimentol* 48:15.

Huang, Yang H. (2004). “Pavement Analysis and Design”, 2nd Edition.

Ismail MA, Joer HA, Sim WH, Randolph MF. (2002). Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil. *J Geotech Geoenviron Eng* 128(6):520–529.

Ismail, M.A., Joer, H.A., Randolph, M.F., and Meritt, A. (2002a). Cementation of porous materials using calcite. *Géotechnique*, 52(5):313–324. doi:10.1680/geot.2002.52.5.313.

Ismail, M.A., Joer, H.A., Sim, W.H., and Randolph, M.F. (2002b). Effect of cement type on shear behavior of cemented calcareous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128(6): 520–529. doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2002)128:6(520).

Ivanov V, Chu J. (2008). Applications of microorganisms to geotechnical engineering for bioclogging and biocementation of soil in situ. *Rev Environ Sci Bio/Technol* 7(2):139–153.

Ivanov V, Chu J, Stabnikov V, He J, Naeimi M. (2010). Iron-based bio-grout for soil improvement and land reclamation. Proceedings of the 2nd International Conference on Sustainable Construction Materials and Technologies, Italy, p415–420.

Ivanov V, Chu J, Stabnikov V, Li B. (2015). Strengthening of soft marine clay using bio-encapsulation. Mar Georesour Geotechnol 33(4):320–324.

Jahns, T. (1996). Ammonium/urea-dependent generation of a proton electrochemical potential and synthesis of ATP in *Bacillus pasteurii*. J. Bacteriol. 178:403-409.

Johnson, J. C. (1976), Asphalt stabilization, *Materials for Stabilization. Education and Information Guide H C-100A*, American Road Builders Association, Washington, D.C.

Johnson, T.C., Berg, R.L., Chamberlain, E.J., Et Cole, D.M. (1986). Techniques prédictives de l'action du gel pour les routes et les aérodromes - Une étude complète des résultats de la recherche. Laboratoire de recherche et d'ingénierie sur les régions froides, rapport 86-18.

J.S. Tingle, R.L. Santori (2003). Stabilisation of clay soils with non traditional additives, National Research Council, Washington D.C. Transportation Research Record No 1819), pp. 72-84.

Kamei T, Ahmed A, Ugai K. (2013). Durability of soft clay soil stabilized with recycled bassanite and furnace cement mixtures. Soils Found 53 (1):155–165.

Karol, R. H. (2003). Chemical grouting and soil stabilization. Marcel Dekker, New York.

Keykha HA, Huat BBK, Asadi A. (2014a). Electro-biogrouting stabilisation of soft soil. Environ Geotech 2(5):292–300. doi: 10.1680/envgeo.13.00068.

Keykha HA, Huat BBK, Asadi A. (2014b). Electrokinetic stabilization of soft soil using carbonate-producing bacteria. Geotech Geol Eng 32(4):739–747.

Konrad, J.M., (1999). “Frost Susceptibility Related to Soil Index Properties”, Canadian Geotechnical Journal, Issue 36, Pages 03-417.

Lambe, T.W. (1960). Structure of compacted clay. Transactions, ASCE, 125: 682–705.

L.A. Warren, P.A. Maurice, N. Parmer, F.G. Ferris. 2001. Microbially mediated calcium carbonate precipitation: implications for interpreting calcite precipitation and for solid phase capture of inorganic contaminants Geomicrobiology Journal, pp. 93-115

Lee, D.Y. & Suedkamp, R.J. (1972). Characteristics of irregularly shaped compaction curves of soil. Highway Research Board, 381: 1–9.

Lee ML, Ng WS, Tanaka Y. (2013). Stress-deformation and compressibility responses of bio-mediated residual soils. Ecol Eng 60:142–149.

Le Metayer-Levrel, G., Castanier, S., Orial, G., Loubiere, J.F., Perthuisot, J.P., (1999). Applications of bacterial carbonatogenesis to the protection and regeneration of limestones in buildings and historic patrimony. Sediment. Geol. 126, 25–34.

Litvan, G.G . (1980). Freeze-thaw durability of porous building materials, durability of building materials and components. ASTM STP 691. Edited by P.J. Sereda and G.G. Litvan American Society for Testing and Materials, 1980, pp. 455–463.

MacLaren, D.C and White, M.A. (2003). Cement: Its Chemistry and Properties. Journal of Chemical Education, Vol.8(No.6), 623.

Martinez BC. (2012). Up-scaling of microbial induced calcite precipitation in sands for geotechnical ground improvement. PhD Thesis, University of California, Davis, CA, p256.

Martinez BC, DeJong JT, Ginn TR, Montoya BM, Barkouki TH, Hunt C, Tanyu B, Major D. (2013). Experimental optimization of microbial induced carbonate precipitation for soil improvement. J Geotech Geoenviron Eng 139(4):587–598.

Ministère des Transports du Québec (2006). Chaussée 2 Logiciel de dimensionnement des chaussées souples. Direction du laboratoire des chaussées.

Ministère des Transports du Québec (2012). Orientation sur les types des chaussées 2010-2015, 34 pages. https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-artenaires/entreprises-reseaux-routier/chaussees/Documents/orientation_types_chaussees2010-2015.pdf

Ministère des Transports du Québec (2013). Plan stratégique du ministère des Transports 2013-2015, 58 pages, https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/acces-information-renseignements-personnels/documents-reglement-diffusion/Documents/plan-strategique/Plan-Strategique_2013-2015.pdf

Ministère des Transports du Québec (2015). Bilan de l'état des chaussées du réseau routier supérieur québécois 2015, 32 pages, <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/entreprises-partenaires/entreprises-reseaux-routier/chaussees/Documents/bilan-chaussees.pdf>

Ministère des Transports du Québec (2017). Rapport annuel de gestion 2016-2017, 156 pages. <https://www.transports.gouv.qc.ca/fr/ministere/organisation/rapport-annuel/Documents/rag-2016-2017.pdf>

Mitchell JK, Santamarina JC. (2005). Biological considerations in geotechnical engineering. J Geotech Geoenviron Eng 131(10):1222–1233.

Mitchell, A., and Ferris, F. (2006). The influence of bacillus pasteurii on the nucleation and growth of calcium carbonate. Geomicrobiology Journal, 23(3-4): 213–226. doi:10.1080/01490450600724233.

Montoya BM. (2012). Bio-mediated soil improvement and the effect of cementation on the behavior, improvement, and performance of sand. PhD Thesis, University of California, Davis, CA, p252.

Montoya BM, DeJong JT. (2013). Healing of biologically induced cemented sands. Geotechnique Lett 3:147–151.

Montoya BM, DeJong JT. (2015). Stress-strain behavior of sands cemented by microbially induced calcite precipitation. *J Geotech Geoenviron Eng* 141(6):04015019. doi: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001302.

Mortensen B. M., Haber, M. J., DeJong, J. T., Caslake L. F., and Nelson D. C. (2011). Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation. *Journal of Applied Microbiology*, 111, 338-349.

Mujah D, Ahmad F, Hazarika H, Safari A. (2013). Evaluation of the mechanical properties of recycled glass fibers-derived three dimensional geomaterial for ground improvement. *J Clean Prod* 52:495–503.

Mujah D, Rahman ME, Zain NHM. (2015). Performance evaluation of the soft soil reinforced ground palm oil fuel ash layer composite. *J Clean Prod* 95:89–100.

Mujah D. (2016). Compressive strength and chloride resistance of grout containing ground palm oil fuel ash. *J Clean Prod* 112:712–722. doi: 10.1016/j.jclepro.2015.07.066

Nemati M, Voordouw G. (2003). Modification of porous media permeability, using calcium carbonate produced enzymatically in situ. *Enzyme Microbial Technol* 33(5):635–642.

Ng WS, Lee ML, Hii SL. (2012). An overview of the factors affecting microbial- induced calcite precipitation and its potential application in soil improvement. *World Acad Sci Eng Technol* 6(2):683–689.

Ng WS, Lee ML, Tan CK, Hii SL. (2014). Factors affecting improvement in engineering properties of residual soil through microbial-induced calcite precipitation. *J Geotech Geoenviron Eng* 140(5):04014006. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001089.

Okwadha GD, Li J. (2010). Optimum conditions for microbial carbonate precipitation. *Chemosphere* 81(9):1143–1148.

Olson, R.E. (1963). Effective stress theory of soil compaction. *Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 89, No. SM2: 27–45.

Park S-S, Choi S-G, Nam I-H. (2014). Effect of plant-induced calcite precipitation on the strength of sand. *J Mater Civ Eng* 26(8):06014017.

Parmar N, Singh A. (2014). Geobiotechnology. In: Parmar N, Singh A, editors. *Geomicrobiology and Biogeochemistry*. Germany: Springer, p1–15.

Piriyakul K, Iamchaturapatr J. (2013). Biocementation through microbial calcium carbonate precipitation. *J Ind Technol* 9(3):195–218.

Proctor, R.R. (1933). Fundamental Principles of Soil Compaction, *Engineering News-Record*, 111: 286.

- Qian C, Pan Q, Wang R. (2010). Cementation of sand grains based on carbonate precipitation induced by microorganism. *Sci China Technol Sci* 53(8):2198–2206.
- Rebata-Landa V. (2007). Microbial activity in sediments: effects on soil behavior. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 173.
- Rodrigue, J.P., Comtois, C., and Slack, B. (2017), The geography of transport systems, fourth edition, New York: Routledge, 440 pages. ISBN 978-1138669574
- Rogers, C. D. F. & Glendinning, S. (1993). Stabilization of embankment clay fills using lime piles. *Proceedings of the International Conference on Engineered Fills, Newcastle-upon-Tyne, September*. Thomas Telford, London, 226–238.
- Rong H, Qian C-X, Li L-Z. (2012). Study on microstructure and properties of sandstone cemented bymicrobe cement. *Constr Build Mater* 36:687–694.
- Rong H, Li L, Qian C. (2013). Influence of number of injections on mechanical properties of sandstone cemented with microbe cement. *Adv Cem Res* 25(6):307–313.
- Rong H, Qian C. (2014). Cementation of loose sand particles based on biocement. *Wuhan Univof Technol-Mater Sci* 29(6):1208–1212.
- Ruistuen H, Teufel LW, Rhett D. (1999). Influence of reservoir stress path on deformation and permeability of weakly cemented sandstone reservoirs. *SPE Reserv Eval Eng* 2(3):266–272.
- Sadek D., Roslan H. and Abubakar A. (2008). “Engineering Properties of Stabilized Tropical Peat Soils”, Ejge paper 13, Bund. E
- Saitoh, S.Y., Suzuki, Shirai, K. (1985). Hardening of soil improved by the deep mixing method. Proc. Of the 11th Int. Conf. on soil mechanics and Foundation Engineering, 4. 2475-2478.
- S. A. Jefferis (2008) “Moving towards sustainability in geotechnical engineering,” in Proceedings of the Geoenvironment Annual Congress of the Geo-Institute of ASCE (GeoCongress '08), pp. 178–844, March.
- Sel I, Ozhan HB, Cibik R, Buyukcangaz E. (2014). Bacteria-induced cementation process in loose sandmedium. *Mar Georesour Geotechnol* 33(5):403–407.
- Sham E, Mantle MD, Mitchell J, Tobler DJ, Phoenix VR, Johns ML. (2013). Monitoring bacterially induced calcite precipitation in porous media using magnetic resonance imaging and flow measurements. *Contam Hydrol* 152:35–43.
- Shand, M.A. (2006). The Chemistry and Technology of Magnesia. Wiley-Interscience, New York.

Sharma R, Baxter C, Jander M. (2011). Relationship between shear wave velocity and stresses at failure for weakly cemented sands during drained triaxial compression. *Soils Found* 51(4):761–771.

Sherwood P.T. (1993). Soil stabilisation with cement and lime. State of the Art Review. London: The Stationery Office.

Société de l'Assurance Automobile du Québec, « Immatriculation »,
<http://www.saaq.gouv.qc.ca/immatriculation/index.html>

Société de l'Assurance Automobile du Québec, Dossier statistique : Bilan 2014 – Accidents, parcs automobiles, permis de conduire, 222 pages,
<https://saaq.gouv.qc.ca/fileadmin/documents/publications/espace-recherche/statistiques-2014-accidents-permis-vehicules.pdf>

Stocks-Fischer S, Galinat JK, Bang SS. (1999). Microbiological precipitation of CaCO₃. *Soil Biol Biochem* 31:1563–1571.

St-Onge, B. (2016). Experimental assessment of the critical state behavior of undrained sands treated by microbially induced calcite precipitation.

Sutton, I. R., Myers, D. A., and Jensen, W. H. (1985), Soil stabilization with cementitious fly ash, Materials and Engineering Testing Session, *ASCE Spring Convention*, Denver, Colorado.

Tagliaferri F, Waller J, And_o E, Hall SA, Viggiani G, B_esuelle P, DeJong JT. (2011). Observing strain localisation processes in bio-cemented sand using x-ray imaging. *Granular Matter* 13(3):247–250.

Tobler DJ, MacLachlan E, Phoenix VR. (2012). Microbially mediated plugging of porous media and the impact of differing injection strategies. *Ecol Eng* 42:270–278.

Torkzaban S, Tazehkand SS, Walker SL, Bradford SA. (2008). Transport and fate of bacteria in porous media: coupled effects of chemical conditions and pore space geometry. *Water Resour Res* 44(4):1–12.

Tuller M, Or D, Dudley LM. (1999). Adsorption and capillary condensation in porous media: liquid retention and interfacial configurations in angular pores. *Water Resour Res* 35(7):1949–1964.

van Paassen L. (2009). Biogrout: ground improvement by microbially induced carbonate precipitation. PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, p203.

van Paassen, L.A., van Losdrecht, M.C.M., Pieron, M., Mulder, A., Ngan-Tillardm, D.J.M., and van der Linden, T.J.M. (2009). Strength and deformation of biologically cemented sandstone. Proceedings of the ISRM Regional Conference EUROCK 2009-Rock Engineering in Difficult

Ground Conditions- Soft Rocks And Karst, 29–31 October 2009, Dubrovnik, Croatia, pp. 405–410.

van Paassen, L.A., Ghose, R., van der Linden, T.J.M., van der Star, W.R.L., and van Loosdrecht, M.C.M. (2010). Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale biogrout experiment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(12): 1721–1728. doi:10.1061/(ASCE)GT.19435606.0000382.

van Paassen LA, Ghose R, van der Linden TJM, van der Star WRL, van Loosdrecht MCM. (2010a). Quantifying biomediated ground improvement by ureolysis: large-scale biogrout experiment. *J Geotech Geoenviron Eng* 136(12):1721–1728.

van Paassen LV, van Loosdrecht MCM, Pieron M, Mulder A, Ngan-Tillard DJM, van der Linden TJM. (2010b). Strength and deformation of biologically cemented sandstone. *Proceedings of Rock Engineering in Difficult Ground Conditions–Soft Rocks and Karst*, Croatia, p405–410.

Waldschmidt JB (2017). *Étude de l'influence de cycles gel-dégel sur le comportement d'un sable traité par biocalcification.*(Published Master Dissertation), Polytechnique Montreal, Montreal, Canada

Waller JT. (2011). Influence of bio-cementation on shearing behavior in sand using X-ray computed tomography. MSc Thesis, University of California, Davis, CA, p52.

Warren, A.A., Maurice, P.A., Parmar, N., and Ferris, F.G. (2001). Microbially mediated calcium carbonate precipitation: implications for interpreting calcite precipitation and for solid-phase capture of inorganic contaminants. *Geomicrobiology Journal*, 18(1): 93–115. doi:10.1080/01490450151079833.

Wei S, Cui H, Jiang Z, Liu H, He H, Fang N. (2015). Biomineralization processes of calcite induced by bacteria isolated from marine sediments. *Braz J Microbiol* 46(2):455–464.

WES (1977), Oldham, J.c., Eaves, R.c., and White, D. W., *Materials Evaluated as Potential Soil Stabilizers*, Misc. Pap. S-77-15, U.S. Army Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Whiffin VS. (2004). Microbial caco3 precipitation for the production of biocement. PhD Thesis, Murdoch University, Perth, WA, p162.

Whiffin, V.S., van Paassen, L.A., and Harkes, M.P. (2007). Microbial carbonate precipitation as a soil improvement technique. *Geomicrobiology Journal*, 24(5): 417–423. doi:10.1080/01490450701436505.

White, D. (2005). Fly Ash Soil Stabilization for Non-Uniform Subgrade Soils. IHRB Project TR-461, FHWA Project 4.

Yasuhara H, Neupane D, Hayashi K, Okamura M. (2012). Experiments and predictions of physical properties of sand cemented by enzymatically induced carbonate precipitation. *Soils Found* 52(3):539–549.

Yoder, E.J. and Witczak, M.W. (1975). Principles of Pavement Design, Second Edition®, John Wiley & Sons, Inc., 1975.

Yoon, J. H., K. C. Lee, N. Weiss, Y. H. Kho, K. H. Kang, and Y. H. Park. (2001). Sporosarcina aquimarina sp. nov., a bacterium isolated from seawater in Korea, and transfer of *Bacillus globisporus* (Larkin and Stokes 1967), *Bacillus psychrophilus* (Nakamura 1984) and *Bacillus pasteurii* (Chester 1898) to the genus *Sporosarcina* as *Sporosarcina globispora* comb. nov., *Sporosarcina psychrophila* comb. nov. and *Sporosarcina pasteurii* comb. nov., and emended description of th. Int J Syst Evol Microbiol 51:1079-1086.

Zhang L, Zhao M, Shi C, Zhao H. (2013). Settlement calculation of composite foundation reinforced with stone columns. Int J Geomech 13(3):248–256.

Zhao Q, Li L, Li C, Li M, Amini F, Zhang H. (2014a). Factors affecting improvement of engineering properties of micp-treated soil catalysed by bacteria and urease. J Mater Civ Eng 26(12):04014094. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001013.

Zhao Q, Li L, Li C, Zhang H, Amini F. (2014b). A full contact flexible mold for preparing samples based on microbial-induced calcite precipitation technology. Geotech Test J 37(5):1–5.