

Titre: Validation d'un protocole d'injection pour l'amélioration des sols en place par MICP et analyse de l'état critique d'un sable biocalcifié
Title:

Auteur: Benoit St-Onge
Author:

Date: 2016

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: St-Onge, B. (2016). Validation d'un protocole d'injection pour l'amélioration des sols en place par MICP et analyse de l'état critique d'un sable biocalcifié [Master's thesis, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/2215/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/2215/>
PolyPublie URL:

Directeurs de recherche: Benoit Courcelles, & Najib Bouaanani
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

VALIDATION D'UN PROTOCOLE D'INJECTION POUR L'AMÉLIORATION DES
SOLS EN PLACE PAR MICP ET ANALYSE DE L'ÉTAT CRITIQUE D'UN SABLE
BIOCALCIFIÉ

BENOIT ST-ONGE
DÉPARTEMENT DE GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLOME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)
JUN 2016

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

VALIDATION D'UN PROTOCOLE D'INJECTION POUR L'AMÉLIORATION DES
SOLS EN PLACE PAR MICP ET ANALYSE DE L'ÉTAT CRITIQUE D'UN SABLE
BIOCALCIFIÉ

présenté par : ST-ONGE Benoit

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

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

M. PASQUIER Philippe, Ph. D., président

M. COURCELLES Benoît, Doctorat, membre et directeur de recherche

M. BOUAANANI Najib, Ph. D., membre et codirecteur de recherche

M. DUHAIME François, Ph. D., membre

REMERCIEMENTS

J'aimerais, en premier lieu, remercier mon directeur de recherche, Pr. Benoît Courcelles, pour l'opportunité de travailler sur un sujet aussi passionnant et pour tout le support qu'il m'a prodigué tout au long du projet.

J'aimerais remercier mon codirecteur de recherche, Pr. Najib Bouaanani, pour ses conseils et son aide lors de la rédaction des articles.

Je voudrais aussi remercier les techniciens du laboratoire de géotechnique et du CREDEAU pour leurs conseils techniques : Geneviève, Samuel, André et Marie.

Finalement, je remercie le Centre de recherche, développement et validation des technologies et procédés de traitement des eaux (CREDEAU) pour l'accès à leurs laboratoires, matériels et soutiens techniques.

RÉSUMÉ

Ce mémoire porte sur un nouveau procédé d'amélioration des sols, la biocalcification par MIPC (Microbially Induced Calcite Precipitation). Ce procédé novateur de cimentation repose sur l'optimisation de l'activité bactériologique de la *Sporosarcina pasteurii* dans un milieu urée. En hydrolysant l'urée, la *S. pasteurii* permet une augmentation locale du pH, ce qui force la calcite à précipiter par sursaturation. Cette nouvelle technique pourrait devenir une alternative écologique au jet grouting, car elle est peu polluante, nécessite moins d'énergie de pompage et ne colmate pas les pores du sol.

Les objectifs des travaux étaient de développer un protocole de cimentation efficace par procédé MICP, puis, de tester une série d'échantillons traités à divers niveaux de cimentation par des essais consolidés non-drainés. Les résultats ont démontré que durant le cisaillement, la déformation peut se décomposer en deux phases distinctes : élastique et plastique. Lors de la phase élastique, les échantillons traités ont un comportement contractant et fortement rigide. Ces deux propriétés augmentent avec la teneur en calcite. Durant la phase plastique, la résistance passe d'une résistance par cohésion à une résistance par friction. Le sol devient alors fortement dilatant et il subit un écrouissage positif.

À partir des essais CIU menés, deux équations hyperboliques ont été proposées afin d'évaluer l'évolution de l'angle de friction et de la cohésion selon la teneur en calcite. Une surface de rupture selon le modèle Mohr-Coulomb a été dessinée et la comparaison avec les résultats expérimentaux a été satisfaisante. Finalement, une première analyse de la surface de Roscoe pour ce type de sol a été conduite. Une analyse primaire du coefficient de gonflement a montré la sensibilité de ce coefficient face un nombre de liens de cimentation. L'analyse du coefficient de compression a cependant mis en évidence une forte corrélation entre l'indice des vides et la contrainte isotropique effective à la rupture.

ABSTRACT

This thesis focuses on a new method of soil improvement by biotreatment, the MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation). This innovative method of cementing is based on the optimization of the bacteriological activity of *Sporosarcina pasteurii* in a urea environment. By hydrolyzing urea, *S. pasteurii* creates a local increase in pH, which causes calcite precipitation by achieving its supersaturation. The MICP may become an ecological alternative to classic grouting. It requires less pumping energy, has low amount of chemical waste and reduces slightly the soil pore volume.

The objectives of this thesis is firstly to develop an effective laboratory cementing protocol. Secondly, a series of samples treated at various cementing levels have been tested by consolidated undrained triaxial tests. The results showed that biotreated specimen behaviour can be divided into two distinct phases: elastic and plastic. During the elastic phase, treated samples have a contracting and highly rigid behaviour. Both properties increase with calcite content. During the plastic phase, resistance changes from cohesion resistance to frictional resistance. The soil will have a high dilatant behaviour and has a clear strain hardening.

Based on CIU tests, two hyperbolic equations have been proposed to assess the evolution of the frictional angle and cohesion as a function of calcite content. A failure surface for Mohr-Coulomb's model was drawn. Comparison between experimental results and modelled results was satisfactory. Finally, a first analysis of Roscoe's surface for this type of soil was conducted. A primary analysis of swelling index showed its sensitivity to the number of calcite bonds. The virgin compression index analysis has, however, highlighted a strong correlation between void ratio and effective isotropic stress at failure.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	iii
RÉSUMÉ	iv
ABSTRACT	v
TABLE DES MATIÈRES	vi
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES	x
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	xiv
LISTE DES ANNEXES	xvi
CHAPITRE 1 INTRODUCTION	1
CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE	3
2.1 Introduction	3
2.2 Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP)	3
2.2.1 Procédé	3
2.2.2 Facteurs d'influences externes	5
2.2.3 Méthodes d'injections	8
2.2.4 Liquides de cimentation	10
2.2.5 Comportement mécanique	13
2.3 Modèle de Comportement	23
2.3.1 Généralité	23
2.3.2 Contraintes déviatorique et isotropique	25
2.3.3 Modèles plastiques sans écrouissage	25
2.3.4 Modèles plastiques avec écrouissage	28
CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODOLOGIE	41
3.1 Biocalcification	41
3.1.1 Culture en pétri	41
3.1.2 Identification des cultures	42

3.1.3	Préparation des bactéries à l'injection	43
3.1.4	Préparation des échantillons	47
3.1.5	Liquide de cimentation	51
3.1.6	Protocole d'injection	52
3.2	Essais triaxiaux CIU	53
3.2.1	Préparation des échantillons	53
3.2.2	Contrainte de préconsolidation	56
3.2.3	Vitesse de déformation	56
3.2.4	Cisaillement	56
3.2.5	Traitement des données	57
CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF CRITICAL STATE FOR SANDS TREATED BY MICROBIALLY INDUCED CALCITE PRECIPITA- TION		59
4.1	Abstract	59
4.2	Introduction	59
4.3	Methodology	61
4.3.1	Bacteria and cultivation method	61
4.3.2	Silica Sand and Samples	61
4.3.3	Injection Method	61
4.3.4	Composition of the Cementing Liquid	62
4.3.5	Crystal Formation and Curing Period	62
4.3.6	Sample Preparation and $CaCO_3$ Evaluation	62
4.3.7	Saturation and Consolidation	63
4.4	Results and Discussion	63
4.4.1	Stress-strain Response, Stress Path and Excess Pore Pressure	63
4.4.2	Effect of Calcite on Mohr-Coulomb Parameters	65
4.4.3	Effect of Calcite Content on CamClay Parameters	67
4.5	Conclusion	68
4.6	Acknowledgments	69
4.7	Appendix A	69
4.8	Appendix B	70
4.9	Tables	70
4.10	Figures	74
CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE		82
5.1	Biocalcification	82

5.1.1	Performance de la précipitation	82
5.1.2	Perte de porosité	84
5.2	Essais CIU	85
5.2.1	Contrainte - Déformation	85
5.2.2	Cheminement de contraintes, Ratio de contraintes et Pressions inter- stitielles	87
5.3	Analyses paramétriques	89
5.3.1	Mohr-Coulomb	89
5.3.2	CamClay	91
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS		97
RÉFÉRENCES		98
ANNEXES		103

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Constante de réaction de premier ordre de l'hydrolyse de l'urée selon la température	6
Tableau 2.2	Ingrédients des différents liquides de la biocalcification (*Ajout de $CaCl_2$ pour le liquide de cimentation)	10
Tableau 3.1	Milieu de culture $NH_4 - YE$ sur pétri	41
Tableau 3.2	Synthèses des injections appliquées sur chacun des échantillons	46
Tableau 3.3	Information granulométrique du sable d'Ottawa	48
Tableau 3.4	Coefficients de perméabilité selon le degré de compaction	49
Tableau 3.5	Composition du liquide de cimentation	51
Table 4.1	Sand properties	70
Table 4.2	Composition of cementing liquid and bacterial injection.	71
Table 4.3	Calcite contents of the specimens tested.	71
Table 4.4	Experimental values of friction angle ϕ' and cohesion c' obtained for each Bin.	71
Table 4.5	Parameters A_1 to A_4 and B_1 to B_4 of equations (4.1) and (4.2), obtained based on fitting of presented experimental results.	71
Table 4.6	Application of the proposed expression for friction angle to experimental values found by Montoya and Dejong (2015).	72
Table 4.7	Comparison between experimental values of τ_{max} and those obtained from proposed Mohr-Coulomb failure surface	72
Table 4.8	Calculated virgin compression index λ and correlation with experimental data.	73
Tableau 5.1	Performance de la précipitation sur les échantillons testés	83
Tableau 5.2	κ selon la quantité de calcite précipitée	92
Tableau 5.3	λ selon la teneur en calcite	93
Tableau 5.4	M selon la teneur en calcite	94

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Réactions biochimiques autours de la bactérie <i>S. pasteurii</i>	4
Figure 2.2	Limitation du mouvement des bactéries selon la granulométrie du sol (Mitchell and Santamarina, 2005)	6
Figure 2.3	Effet de la saturation sur la précipitation de calcite sur les particules de sol (Cheng et al., 2013). À gauche, un échantillon traité à 100% de saturation. À droite, un échantillon traité à 20% de saturation	7
Figure 2.4	Répartitions de la calcite selon la distance d'injection par technique d'injection continue (Tobler et al., 2012)	8
Figure 2.5	Temps d'hydrolyse de l'urée selon la concentration de l'urée par la <i>S. pasteurii</i> (Whiffin, 2004)	9
Figure 2.6	Teneur en calcite d'un échantillon selon la profondeur par cimentation par percolation (Cheng and Cord-Ruwisch, 2012)	10
Figure 2.7	Effet de la concentration de <i>S. pasteurii</i> sur la précipitation de calcite et la production d'ammonium (Stocks-Fischer et al., 1999)	11
Figure 2.8	Effet du NH_4Cl sur le pH (Mortensen et al., 2011)	12
Figure 2.9	Identification du ratio critique entre l'urée et le $CaCl_2$ (Whiffin, 2004)	13
Figure 2.10	Mode de rupture possible (DeJong et al., 2010)	14
Figure 2.11	Formation des cristaux de carbonate de calcium dans le temps selon Sawada (1997)	15
Figure 2.12	Effet de la température sur l'abondance des polymorphes (Sawada, 1997)	16
Figure 2.13	Effet du degrés de sursaturation du carbonate de calcium sur l'abondance des polymorphes (Sawada, 1997)	16
Figure 2.14	Résistance en compressions simple selon la quantité de calcite précipitée (van Paassen, 2009)	18
Figure 2.15	Exemple de l'augmentation de la pression interstitielle avec pour une accélération de 0,7g (Montoya et al., 2013) (Ligne pleine échantillon traité (faiblement calcifié à fortement calcifié) Ligne pointillée non traité)	19
Figure 2.16	Synthèses d'essais CID à compression axiale, à extension radiale et à contrainte isotropique p' constante. (Montoya and DeJong, 2015)	20
Figure 2.17	Synthèses d'essais CIU sous divers niveaux de calcification à 100 kPa de consolidation (Montoya and DeJong, 2015)	22
Figure 2.18	Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace σ'_1, σ'_2 et σ'_3	26
Figure 2.19	Relation contrainte déformation du modèle Mohr-Coulomb (Mestat, 1997a)	27

Figure 2.20	Limite du critère Drucker-Prager	27
Figure 2.21	Relation contrainte déformation pour le modèle Drucker Prager (Mesttat, 1997b)	28
Figure 2.22	Relation Contrainte-Dilatence de Cam-Clay (Schofield and Wroth, 1968)	29
Figure 2.23	Définition de l'état critique (Roscoe)	30
Figure 2.24	Ligne d'état critique (Helwany, 2007)	31
Figure 2.25	Effet de l'OCR sur la relation contrainte déformation (Wood, 2003) .	32
Figure 2.26	Surface de Roscoe (Helwany, 2007)	33
Figure 2.27	Effet de la contrainte de préconsolidation sur le cheminement de contraintes en CamClay (Wood, 2003)	35
Figure 2.28	Surface du domaine élastique d'un sol biocalcifié (Fauriel, 2012) . . .	38
Figure 2.29	Effet de la densité selon deux plans (Fauriel, 2012)	40
Figure 2.30	Effet du nombre de lien selon deux plans (Fauriel, 2012)	40
Figure 3.1	Tests d'identification des bactéries	43
Figure 3.2	Évaluation de la densité optique après 72 heures d'agitation à 20°C .	44
Figure 3.3	Courbe de croissance de la <i>S. pasteurii</i> dans un milieu $NH_4 - YE$ à 20°C	45
Figure 3.4	Centrifugation des bactéries	46
Figure 3.5	Courbe granulométrique du sable d'Ottawa	47
Figure 3.6	Essais de perméabilité	49
Figure 3.7	Essai de cisaillement direct	50
Figure 3.8	Ingrédient pour 1 litre de liquide de cimentation	51
Figure 3.9	Méthode d'injection dans les échantillons	53
Figure 3.10	Taillage des échantillons	54
Figure 3.11	Saturation de l'échantillon par écoulement	55
Figure 3.12	Cellule triaxiale et capteurs	57
Figure 4.1	Experimental setup: (a) Cementation process; (b) Cemented specimen; (c) Pre-saturation process; (d) CIU testing.	74
Figure 4.2	Behavior of the specimens from Bin 1, i.e. 11% calcite content on average: (a) stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ , (b) deviatoric stress q vs. isotropic stress p' , (c) excess pore pressure U vs. axial strain ϵ , and (d) stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ .	75
Figure 4.3	Behavior of the specimens from Bin 2, i.e. 12.9% calcite content on average: (a) stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ , (b) deviatoric stress q vs. isotropic stress p' , (c) excess pore pressure U vs. axial strain ϵ , and (d) stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ .	76

Figure 4.4	Behavior of the specimens from Bin 3, i.e. 15.4% calcite content on average: (a) stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ , (b) deviatoric stress q vs. isotropic stress p' , (c) excess pore pressure U vs. axial strain ϵ , and (d) stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ .	77
Figure 4.5	Effect of consolidation pressure on maximum shear stress for all specimens tested.	78
Figure 4.6	Experimental Mohr-Coulomb critical lines for all the specimens tested.	78
Figure 4.7	Effect of the Calcite content on the friction angle and cohesion: (a) Friction angle, (b) Cohesion.	79
Figure 4.8	Application of the proposed expression for friction angle to experimental values found by Montoya and Dejong (2015).	80
Figure 4.9	Failure surface for Mohr Coulomb criteria	80
Figure 4.10	Critical state lines: (a) Bin 1; (b) Bin 2; (c) Bin 3.	81
Figure 5.1	Perte de l'indice des vides selon la teneur en calcite	84
Figure 5.2	Courbes types de déformation d'un échantillon	86
Figure 5.3	Échantillon post-rupture	87
Figure 5.4	Comparaison des ratios de contraintes à 100 kPa de consolidation	88
Figure 5.5	Points expérimentaux des angles de friction et des cohésions selon la teneur en calcite et la saturation (Cheng et al., 2013) ainsi que les courbes de calage développées par Florent Riehl (2014)	90
Figure 5.6	Module d'Young selon la teneur en calcite	91
Figure 5.7	Module d'Young selon la teneur en calcite	92
Figure 5.8	λ selon la teneur en calcite	94
Figure 5.9	Ligne d'état limite dans l'espace e - $\ln p'$	95
Figure 5.10	Contrainte de préconsolidation selon la teneur en calcite	96
Figure A.1	Échantillon E3	103
Figure A.2	Échantillon E4	103
Figure A.3	Échantillon E10	104
Figure A.4	Échantillon E12	104
Figure A.5	Échantillon E16	105
Figure A.6	Échantillon E18	105
Figure A.7	Échantillon E23	106
Figure A.8	Échantillon E24	106
Figure A.9	Échantillon E6	107
Figure A.10	Échantillon E13	107
Figure A.11	Échantillon E15	108

Figure A.12	Échantillon E27	108
Figure A.13	Échantillon E34	109
Figure A.14	Échantillon E9	109
Figure A.15	Échantillon E26	110
Figure A.16	Échantillon E28	110
Figure A.17	Échantillon E30	111
Figure A.18	Échantillon E31	111
Figure A.19	Échantillon E32	112
Figure B.1	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E3	113
Figure B.2	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E4	113
Figure B.3	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E10	114
Figure B.4	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E12	114
Figure B.5	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E16	115
Figure B.6	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E18	115
Figure B.7	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E24	116
Figure B.8	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E6	116
Figure B.9	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E13	117
Figure B.10	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E15	117
Figure B.11	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E27	118
Figure B.12	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E34	118
Figure B.13	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E9	119
Figure B.14	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E26	119
Figure B.15	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E28	120
Figure B.16	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E32	120
Figure B.17	Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E33	121

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

MICP	Microbially Induced Calcite Precipitation
CIU	Consolidé Isotropiquement Non-Drainé
ASCE	American Society of Civil Engineering
ATCC	American Type Culture Collection
USCS	Unified Soil Classification System
<i>S. pasteurii</i>	<i>Sporosarcina pasteurii</i>
$OD_{600\mu m}$	Densité Optique avec onde à 600 μm
SEM	Scanning Electron Microscopy
OC	Surconsolidé
NC	Normalement Consolidé
OCR	Ratio de Surconsolidation
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
$e_{traité}$	Indice des vides après traitement
$e_{consolidé}$	Indice des vides après consolidation
ρ_{min}	Masse volumique minimum
ρ_{max}	Masse volumique maximum
D_{60}	Diamètre passant à 60%
D_{30}	Diamètre passant à 30%
D_{10}	Diamètre passant à 10%
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
k	Coefficient de perméabilité
i	Gradient Hydraulique
\bar{B}	Coefficient de Skempton
E	Module de Young
K	Module de déformation volumique
G	Module de cisaillement
ν	Coefficient de Poisson
μ	Pression interstitielle
σ_1	Contrainte principale majeure
σ_2	Contrainte principale intermédiaire
σ_3	Contrainte principale mineure

σ'_1	Contrainte principale effective majeure
σ'_2	Contrainte principale effective intermédiaire
σ'_3	Contrainte principale effective mineure
σ'_n	Contrainte effective normale
τ	Contrainte de cisaillement
τ_{max}	Contrainte de cisaillement maximale
ϕ'	Angle de friction effective
c'	Cohésion
ψ	Angle de dilatation
CSL	Critical State Line
NCL	Normally Consolidated Line
CC	CamClay
MCC	Modified CamClay
p	Contrainte isotropique totale
p'	Contrainte isotropique effective
dp'	Incrément de la contrainte isotropique effective
q	Contrainte déviatorique
dq	Incrément de la contrainte déviatorique
$d\epsilon_v$	Incrément de déformation volumétrique
$d\epsilon_s$	Incrément de déformation déviatorique
$d\epsilon_v^e$	Incrément de déformation volumétrique élastique
$d\epsilon_s^e$	Incrément de déformation déviatorique élastique
$d\epsilon_v^p$	Incrément de déformation volumétrique plastique
$d\epsilon_s^p$	Incrément de déformation déviatorique plastique
C_c	Indice de consolidation repère e - log(p')
C_s	Indice de gonflement repère e - log(p')
λ	Indice de consolidation repère e - ln(p')
κ	Indice de gonflement repère e - ln(p')
e_Γ	Indice des vides de la ligne d'état critique à ln(1)
e_N	Indice des vides de la ligne de consolidation normale à ln(1)
M	Pente de l'état Critique repère q - p'
p'_c	Contrainte de préconsolidation isotropique

LISTE DES ANNEXES

Annexe A	Déformation des Échantillons	103
Annexe B	Cheminement de Contraintes CamClay	113

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

Avec la densification urbaine, il est de plus en plus fréquent pour un ingénieur géotechnicien d'être confronté à des sols à faible capacité portante (DeJong et al., 2006). Il existe plusieurs techniques permettant l'augmentation de la capacité, que ce soit par compactage dynamique, l'insertion de pieux ou de colonne et l'injection de coulis chimique. Avec l'augmentation des standards écologiques dans la construction, plusieurs techniques devront être repensées afin de les respecter. C'est notamment le cas du jet-grouting, une méthode de densification en injectant des coulis chimiques dans le sol.

La biocalcification, une technique récemment étudiée, s'impose comme une alternative écologique aux coulis utilisés par le jet-grouting (Suer et al., 2009). La biocalcification est basée sur la capacité de la bactérie *Sporosarcina pasteurii* d'augmenter le pH en hydrolysant l'urée. Lorsque la *S. pasteurii* est injectée dans un sol granulaire avec un milieu urée et des sels de calcite, elle augmente le pH, ce qui amène les ions Ca^{2+} et CO_3^- en sursaturation. Finalement, les ions vont se grouper et précipiter.

En géotechnique, cette technique a été initialement évaluée par Whiffin (2004) et DeJong et al. (2006). Le fort gain de résistance observé par ces chercheurs a justifié l'engouement actuel à développer la cimentation par MICP (Microbially Induced Carbonate Precipitation). Jusqu'à maintenant, les études réalisées ont principalement porté sur les méthodes d'injections et les facteurs influençant la précipitation (Whiffin (2004), van Paassen (2009), DeJong et al. (2006), Ferris et al. (2004), etc).

Récemment, quelques études ont été publiées par Montoya sur le comportement d'un sol traité en essai dynamique (2013) et l'effet de la précipitation sur la résistance en essais drainés (2015). Toutefois, le nombre d'étude sur les relation contraintes déformation et l'état critique est encore insuffisant pour appliquer cette technique sur un projet d'envergure.

Ce projet de recherche portera sur le comportement mécanique d'un sol traité dans un essai

Consolidé Non drainé (CIU). Les objectifs de ce projet sont présentés ci-dessous.

Objectifs :

1. Développer un protocole de cimentation adapté au sable de silice à traiter et à la taille des échantillons (50 mm x 150 mm). Trois niveaux de cimentation seront visés afin d'évaluer l'influence de la teneur en calcite sur la résistance.
2. Produire une première base de données d'essais CIU. Chaque groupe de teneur en calcite sera testé à divers niveaux de consolidation.
3. Définir les paramètres des surfaces critiques de différents modèles classiques en mécanique des sols.

Pour répondre à ces objectifs, le mémoire sera divisé en quatre chapitres. Le premier chapitre fera la synthèse des études réalisées sur la biocalcification et des modèles de comportement classique en géotechnique. Le deuxième chapitre portera sur la méthodologie suivie pour la fabrication des échantillons et pour les essais triaxiaux consolidés non drainés. Le troisième chapitre présentera l'article scientifique soumis au Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering de l'ASCE sur les essais. Le quatrième chapitre présentera une discussion générale des résultats et des surfaces de rupture. Finalement, une conclusion fera le sommaire des travaux et des recommandations.

CHAPITRE 2 REVUE DE LA LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Cette revue de littérature portera sur les 3 grands axes de ce sujet de recherche :

1. la biocalcification ;
2. les essais de cisaillement non drainés ; et
3. Les lois de comportement.

2.2 Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP)

Depuis quelques années, le milieu scientifique fait énormément de recherche sur les bioprocédés et leurs applications. En génie civil, ces bioprocédés sont principalement appliqués en décontamination des eaux et des sols. Cependant, avec la diminution des sols à bonne capacité portante dans les villes et l'augmentation de normes écologiques, il était nécessaire de développer une technique écologique d'amélioration des sols (DeJong et al., 2010). Le MICP (*Microbial Induced Carbonate Precipitation*) est ainsi issu des recherches menées depuis le début des années 2000 et consiste en un procédé de densification des sols via le contrôle de l'activité bactérienne.

Le MICP présente plusieurs avantages à la fois écologique et économique face aux autres procédés traditionnels, de type « grouting ». Comparativement au « Jet-grouting » (injection de ciment dans le sol), le MICP produit peu de coproduits nocifs pour l'environnement (eueles des émissions d'ammoniaque, pompables et traitables, en résultent), nécessite moins d'énergie de pompage, car la viscosité des liquides de cimentation est très faible, et réduit faiblement la perméabilité, ce qui limite les risques d'érosion des sols environnants (Suer et al., 2009).

Ce chapitre de la revue de littérature présentera les recherches réalisées sur le procédé de biocalcification, ainsi que sur les comportements contraintes-déformations des sols traités.

2.2.1 Procédé

Plusieurs souches de bactéries ont été testées pour précipiter la calcite dans un sol pulvérulent. Selon Whiffin (2004), la *Sporosarcina pasteurii* est la bactérie la plus productive dans un

milieu ammoniacal et qui ne présente aucun risque pour l'être humain . Il s'agit d'une Bacillus Gram positive qui hydrolyse l'urée.

Le principe de la biocalcification réside essentiellement dans l'augmentation locale du pH en utilisant les bactéries comme catalyseur. Après injection dans le sol, les bactéries se déplacent vers des zones mortes, ne participant pas aux écoulements et où elles peuvent se développer. Ces zones sont principalement situées au contact grain à grain ou dans les irrégularités de la surface des grains. Par la suite, un liquide de cimentation contenant du calcium est injecté et, combiné avec l'uréase résultant de l'activité enzymatique des bactéries, celui-ci favorise la précipitation de carbonates.

En effet, l'uréase est une enzyme qui attaque l'urée afin de la séparer en deux ions, des carbonates ou des bicarbonates et de l'ammoniaque (Girinski, 2009). La bactérie absorbe ainsi l'urée au travers de sa membrane, par diffusion, puis relâche localement les ions carbonates (CO_3^-) et bicarbonates (HCO_3^-). La membrane de la *S. pasteurii* étant chargée négativement (Montoya, 2012), les cations Ca^{2+} du liquide de cimentation sont attirés par la bactérie. De ce fait, lorsque les ions HCO_3^- sont relâchés, ils se combinent avec les cations Ca^{2+} présents et précipitent sous forme de calcite localement. Au final, à cause de la polarité de la membrane, la précipitation sera fait localement jusqu'à l'emprisonnement de la bactérie tel que présenté à la figure 2.1.

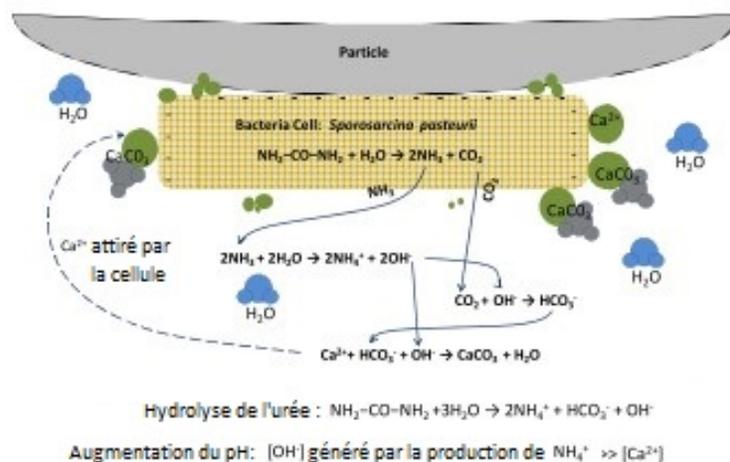


Figure 2.1 Réactions biochimiques autour de la bactérie *S. pasteurii*

2.2.1.1 Réactions biochimiques

Les équations ci-dessous présentent le processus chimique permettant l'augmentation du pH autour des bactéries et la précipitation de calcite.

1. Hydrolyse de l'urée par *S. pasteurii*



2. Hydrolyse des résidus de l'urée



3. Précipitation de la calcite



Ainsi, l'hydrolyse des résidus d'ammonium libère des ions OH^- , favorisant l'augmentation locale du pH. Cette augmentation amène une sursaturation et un dépassement du produit de solubilité favorisant la précipitation de calcite.

2.2.2 Facteurs d'influences externes

Pour obtenir une précipitation optimale de la calcite, il faut connaître et contrôler tous les facteurs pouvant influencer les réactions biochimiques. Cette section portera sur les facteurs externes à la technique, tels que la température et la granulométrie.

2.2.2.1 Température

La température a une forte influence sur le comportement de la bactérie. Selon les études menées par Ferris et al. (2004), l'hydrolyse de l'urée par la *S. pasteurii* se fait 10 fois plus rapidement à 20°C comparativement à 10°C. De ce fait, l'augmentation du pH est beaucoup plus long à se produire, ce qui augmente le temps d'attente entre deux injections de liquide de cimentation. Le tableau 2.1 présente les cinétiques de premier ordre de l'hydrolyse à 10°C, 15°C et 20°C.

Tableau 2.1 Constante de réaction de premier ordre de l'hydrolyse de l'urée selon la température

Température (°C)	$k_{hydrolyse} (d^{-1})$
10	0,09
15	0,18
20	0,91

2.2.2.2 Types de sols

La granulométrie, la composition du sol, la forme des grains, ainsi que leur taille influence l'efficacité du MICP. Premièrement, selon Mitchell and Santamarina (2005), l'applicabilité de la technique est limitée par la taille des particules. La *S. pasteurii* mesure en moyenne entre 1,3 et 4,0 μm . De ce fait, pour conserver une bonne mobilité de la bactérie, il n'est pas recommandé de traité des sols plus fins qu'un silt, soit d'une granulométrie inférieure à 6,0 μm .

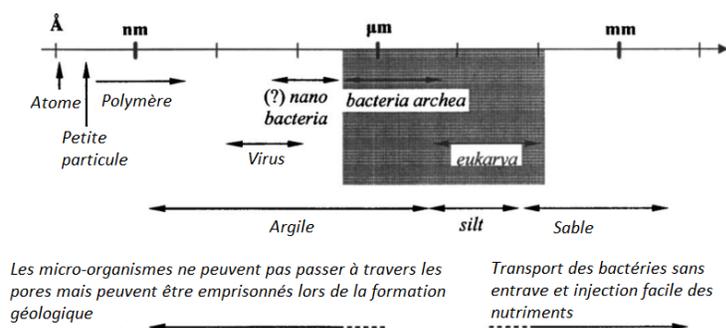


Figure 2.2 Limitation du mouvement des bactéries selon la granulométrie du sol (Mitchell and Santamarina, 2005)

La composition du sol influence faiblement la précipitation. Selon Mortensen et al. (2011), un sol naturellement composé de carbonates pourrait avoir une plus grande affinité à être biocalcifié. Cependant, les études ont démontré que la technique peut être appliquée sur une grande variété de minéralogie de sables, tels que de la calcite, des oxydes de fer, des feldspaths ou des silices.

2.2.2.3 Saturation

Selon Cheng et al. (2013), le degré de saturation du sol avant l'injection influence grandement l'efficacité du traitement. Lorsque le sol n'est pas saturé, l'eau aura tendance à se coller sur la paroi des grains par tension capillaire. L'enrobage de l'eau autour du grain force alors les bactéries à se déplacer sur les surfaces. De ce fait, lorsque les bactéries hydrolysent l'urée, la grande majorité des précipitations se fera sur la surface et à l'intersection des grains, ce qui optimise grandement le positionnement des dépôts de calcite. Les figures ci-dessous prises par Cheng et al. (2013) montrent l'effet de la saturation sur les dépôts de calcite. Lorsque la saturation est à 100% (figures de gauche), la précipitation est moins bien répartie et plusieurs dépôts se font sur la surface et non sur les contacts. Lorsque la saturation est de 20% seulement, la précipitation est plus homogène sur la surface des grains et les contacts grains à grains sont fortement cimentés.

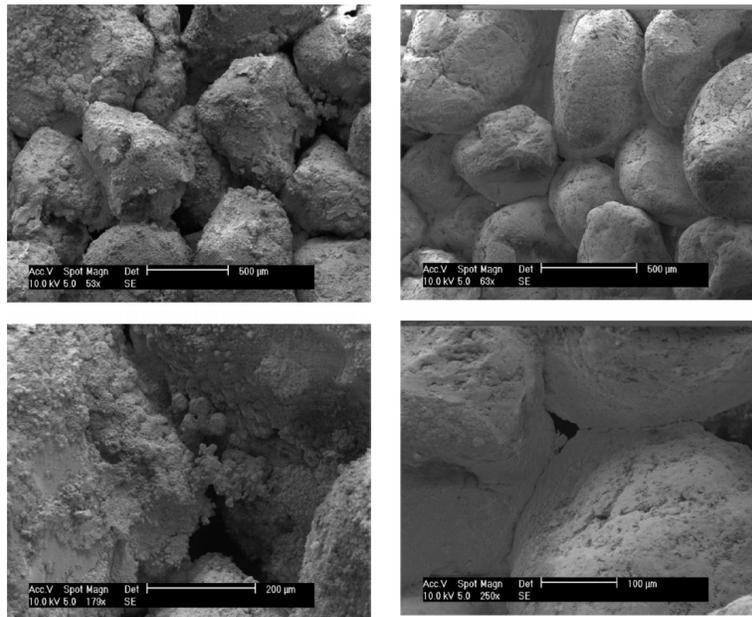


Figure 2.3 Effet de la saturation sur la précipitation de calcite sur les particules de sol (Cheng et al., 2013). À gauche, un échantillon traité à 100% de saturation. À droite, un échantillon traité à 20% de saturation

2.2.2.4 Salinité de l'eau

Les études menées par (Mortensen et al., 2011) montrent que la précipitation est favorisée lorsque le sol est préalablement saturé avec de l'eau salée. Les essais ont ainsi montré que la précipitation double lorsque le sol est saturé par une eau interstitielle saline. En effet, dans

un milieu salin, la présence d'une forte alcalinité et des ions HCO_3^- favorise l'augmentation du pH et la précipitation de la calcite.

2.2.3 Méthodes d'injections

Plusieurs techniques ont été développées afin d'injecter les bactéries et les liquides de cimentation dans le sol, essentiellement selon le degré de saturation du sol. Pour les sols saturés, deux techniques ont été développées : injection de la solution de cimentation en continu ou en discontinu. Pour les sols partiellement saturés, l'injection se fait plutôt par percolation de la solution de cimentation dans le sol non saturé.

2.2.3.1 Injection en continu

Cette méthode est la première à avoir été appliquée dans les recherches sur la biocalcification et elle consiste essentiellement à injecter le liquide de cimentation à faible débit à l'intérieur de l'échantillon. Afin d'éviter un lessivage des bactéries (Tobler et al., 2012) utilisent un gradient hydraulique de 0,45 lors du traitement. Cependant, Tobler et al. (2012) ainsi que DeJong et al. (2011) ont observé une forte précipitation au niveau de l'entrée, dans le premier quart de l'échantillon, puis une faible précipitation pour les zones plus éloignées (voir figure 2.4).

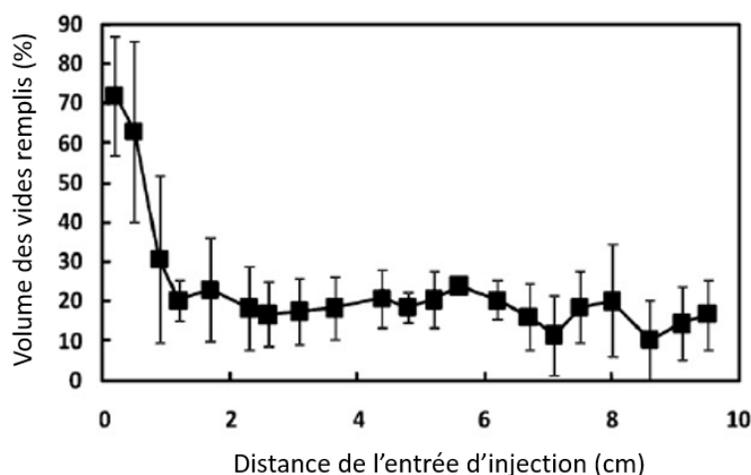


Figure 2.4 Répartitions de la calcite selon la distance d'injection par technique d'injection continue (Tobler et al., 2012)

Du fait de l'injection du liquide de cimentation se fait lentement, les bactéries à la base hydrolysent une grande partie de l'urée introduit dans le sol, ce qui concentre la précipitation

dans les premiers centimètres de l'échantillon (Tobler et al., 2012).

2.2.3.2 Injection en discontinu

Afin de pallier au problème de forte précipitation à la base de l'injection en continu, une deuxième technique a été développée. Cette technique consiste à injecter le liquide de cimentation par pulsations, à un débit plus fort afin d'homogénéiser les concentrations d'urée et de Ca^{2+} dans le sol. Les essais in-situ réalisés par Whiffin (2004) ont démontré que l'hydrolyse de l'urée se fait en 6h (voir figure 2.5). De ce fait, les injections sont à l'intérieur de ce délai afin d'optimiser l'activité enzymatique de la *S. pasteurii*.

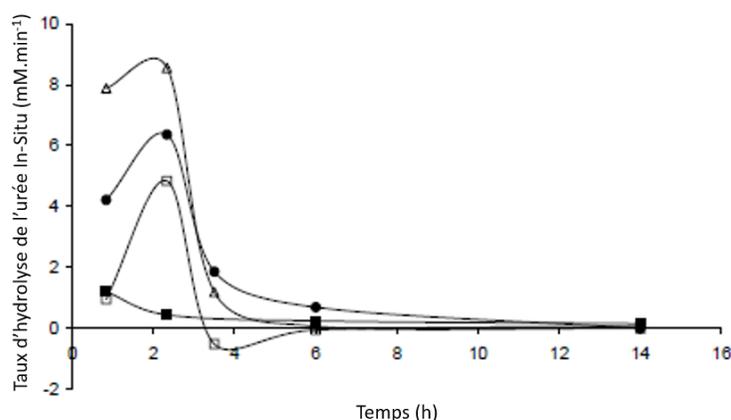


Figure 2.5 Temps d'hydrolyse de l'urée selon la concentration de l'urée par la *S. pasteurii* (Whiffin, 2004)

L'étude comparative de Tobler et al. (2012) a démontré que ce type d'injection produit des échantillons plus homogènes. Cependant, du fait que les injections se font à fort débit, un lessivage des bactéries au point d'injection est possible, ce qui résulte localement en une plus faible précipitation (DeJong et al., 2011; Tobler et al., 2012; van Paassen, 2009).

2.2.3.3 Percolation

Cette méthode, principalement testée par Cheng and Cord-Ruwisch (2012), consiste à faire percoler les liquides biologiques et de cimentation par gravité. La percolation permet de traiter des sols partiellement saturés à totalement saturés sans l'usage de forages d'injection. La première étude menée par Cheng and Cord-Ruwisch (2012), consistait à traiter des couches de sols légèrement compactées par percolation. À chaque couche, les auteurs ont premièrement fait percoler les bactéries dans le sol, puis ils ont injectés le liquide de cimentation. Les

auteurs ont ainsi noté que l'épaisseur de la couche a une forte influence sur la profondeur de la précipitation. Si les couches sont trop minces, les couches supérieures colmateront, empêchant ainsi la diffusion de l'urée dans les couches inférieures. Les essais réalisés sur une colonne de 1 mètre ont montré une augmentation graduelle de la précipitation en fonction de la profondeur (figure 2.6).

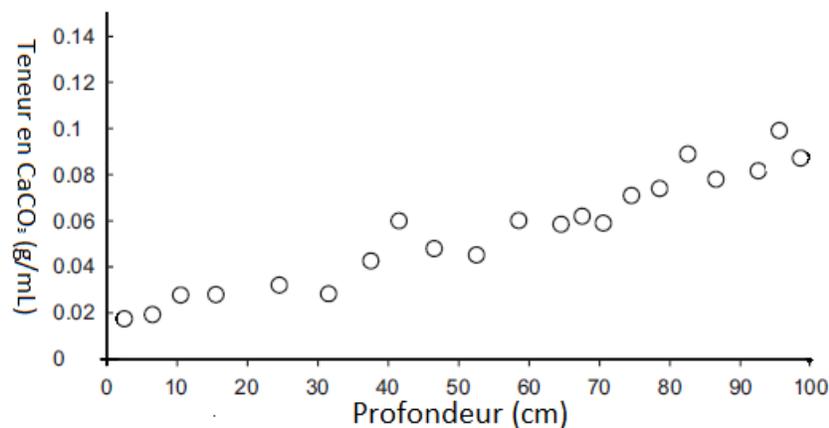


Figure 2.6 Teneur en calcite d'un échantillon selon la profondeur par cimentation par percolation (Cheng and Cord-Ruwisch, 2012)

2.2.4 Liquides de cimentation

Plusieurs études ont été réalisées afin d'optimiser les ingrédients du liquide de cimentation et du liquide biologique. Le tableau ci-dessous présente la liste des ingrédients :

Tableau 2.2 Ingrédients des différents liquides de la biocalcification (*Ajout de $CaCl_2$ pour le liquide de cimentation)

Liquides	Ingrédients
Biologique	Urée
	NH_4Cl
	$NaHCO_3$
	Bouillon de culture
Cimentation*	$CaCl_2$

Le bouillon de culture est une source de carbone nécessaire à la survie des bactéries. Cependant, elle n'influence pas la quantité de calcite précipitée. Le $NaHCO_3$ est un catalyseur de

réaction. Lorsque l'hydrolyse commence, la présence de HCO_3^- dans le liquide de cimentation permet une précipitation immédiate des cristaux de carbonate de calcium. Par la suite, le HCO_3^- sera fourni par l'hydrolyse de l'urée. L'urée, le NH_4Cl et le $CaCl_2$ influencent directement la quantité de calcite précipitée. L'influence de chacun de ses éléments sera élaborée dans les sous-sections ci-dessous.

2.2.4.1 Concentration de *S. pasteurii*

La quantité de *Sporosarcina pasteurii* influence la quantité de $CaCO_3$ précipitée. L'étude menée par Stocks-Fischer et al. (1999) a démontré qu'il existe une concentration critique de bactéries au-delà de laquelle l'efficacité de la technique diminue (voir figure 2.7). À partir d'une concentration de 10^8 cellules par millilitre, les bactéries sont en trop grande concentration pour la quantité d'urée et de source de carbone (Nutrient Broth). De ce fait, elles entrent en phase latente afin de survivre et hydrolysent moins d'urée.

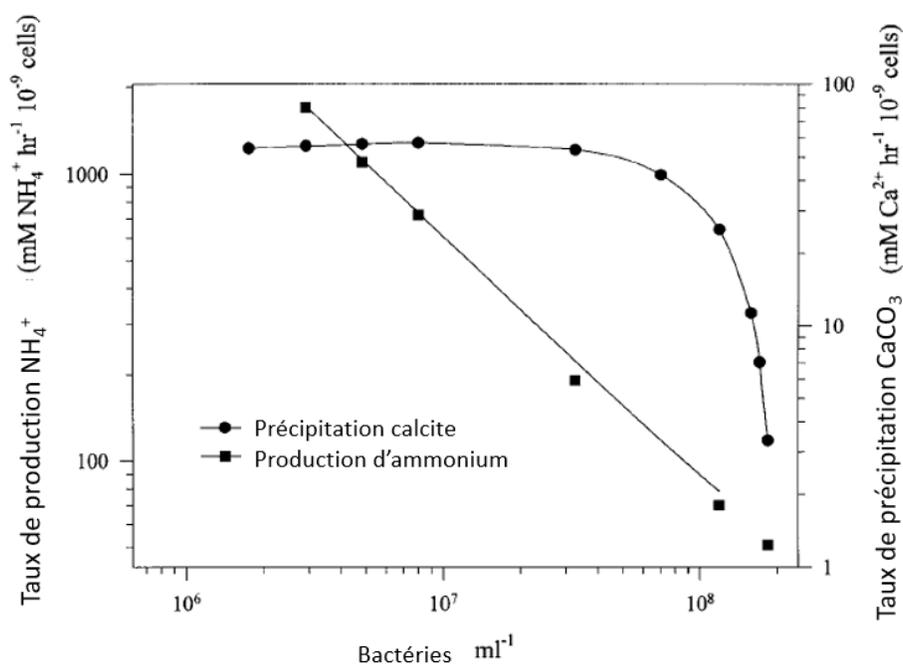


Figure 2.7 Effet de la concentration de *S. pasteurii* sur la précipitation de calcite et la production d'ammonium (Stocks-Fischer et al., 1999)

Les protocoles établis par Martinez et al. (2013); Montoya (2012); Ozdogan (2010) fixent la concentration à 0.8 – 1.0 de densité optique à $600 \mu m$ pour une concentration optimum de *S. pasteurii*.

2.2.4.2 Concentration de NH_4Cl

La concentration de NH_4Cl dans la solution de cimentation a une forte influence sur l'augmentation du pH. Lorsque le NH_4Cl se dissout, il se dissocie en deux ions : NH_4^+ et OH^- . Ainsi, lorsque la *S. pasteurii* hydrolyse l'urée, les ions OH^- libérés par l'hydrolyse des résidus d'ammonium se fixent avec des ions libres NH_4^+ , ce qui limite l'augmentation de pH. Mortensen et al. (2011) ont testé l'effet de la concentration de NH_4Cl sur le pH à l'intérieur d'un échantillon. Les résultats ont prouvés que l'augmentation de la concentration de NH_4Cl réduit le pH pour une même quantité d'urée hydrolysé (voir figure 2.8).

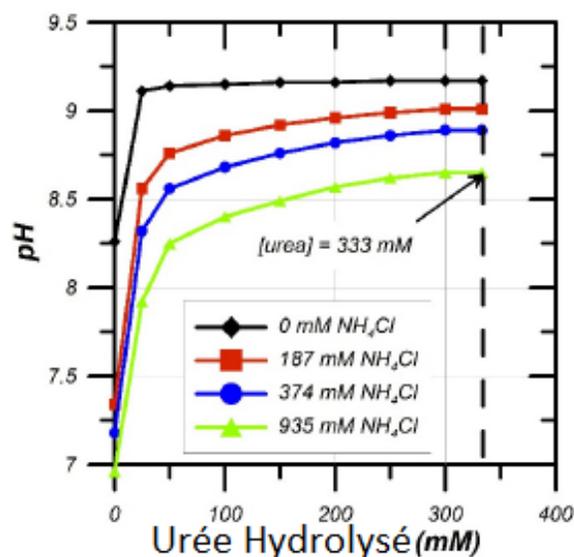


Figure 2.8 Effet du NH_4Cl sur le pH (Mortensen et al., 2011)

Ainsi, une forte concentration de NH_4Cl peut être intéressante si l'on souhaite augmenter le rayon d'action de l'injection en limitant le colmatage à l'entrée dans le sol. Ainsi, en réduisant le pH, la précipitation sera plus homogène dans le sol, mais un plus grand volume de liquide de cimentation sera nécessaire.

2.2.4.3 Concentration de $CaCl_2$

Whiffin (2004) a analysé l'impact de la concentration de l'urée sur la précipitation de calcite. En variant la proportion entre l'urée et le $CaCl_2$, Whiffin a déterminé que la totalité de la calcite précipitait en 18 heures à 28°C jusqu'à une proportion molaire de 1.5 (voir figure 2.9). Par la suite, la quantité précipitée stagne jusqu'à une proportion de 2. Finalement, à partir d'une proportion de 2,25, la précipitation est très faible comparativement à la quantité

injectée.

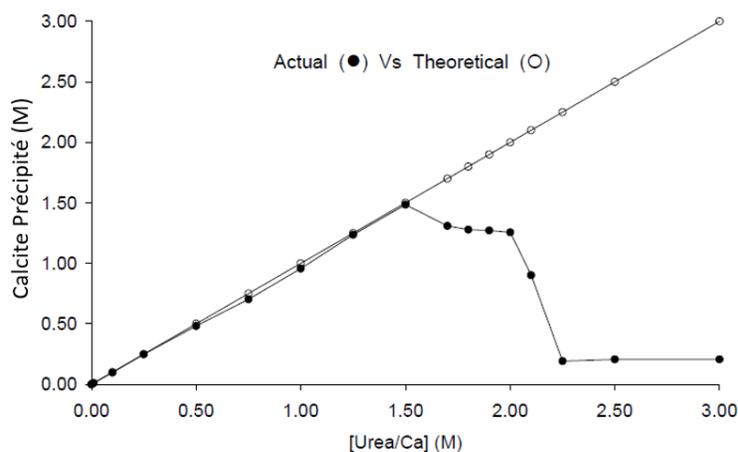


Figure 2.9 Identification du ratio critique entre l'urée et le $CaCl_2$ (Whiffin, 2004)

2.2.5 Comportement mécanique

2.2.5.1 Introduction

La principale application en géotechnique de cette technique est l'amélioration des sols présentant des caractéristiques géomécaniques médiocres ou présentant des risques de stabilité. De ce fait, suite aux études d'optimisation et de caractérisation du procédé, des études ont été réalisées sur la compétence mécanique d'un sol biocalcifié et des applications potentielles ont été envisagées. Dans cette section de la revue de littérature, les études sur le comportement mécanique d'un sol biocalcifié seront divisées en 3 volets :

1. Modes de ruptures
2. Temps de cure
3. Études réalisées

2.2.5.2 Mode de rupture

Le mode de rupture de la calcite est un élément fondamental de la compétence mécanique d'un sol. Plusieurs recherches ont été faites afin d'identifier le point de rupture entre deux grains cimentés. Lors du chargement, deux points de rupture peuvent en effet être identifiés : le contact silice-calcite ou le contact calcite-calcite.

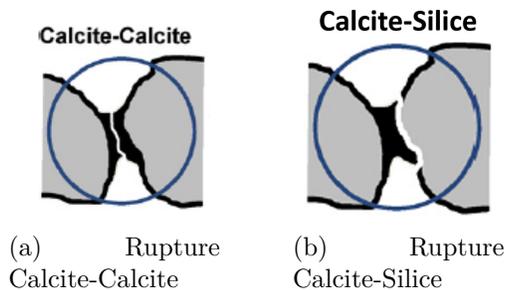


Figure 2.10 Mode de rupture possible (DeJong et al., 2010)

Par SEM (scanning electron microscopy), DeJong et al. (2010) ont mis en évidence que la faiblesse se situe essentiellement au contact calcite-calcite, c'est-à-dire au niveau du pont en lui-même.

2.2.5.3 Formation des cristaux et temps de cure

La calcite étant un cristal polymorphe, le mode de précipitation aura une forte influence sur la forme de cristal obtenue. Trois formes de cristallisation sont possibles : la vatérite, la calcite et l'aragonite. La vatérite étant la forme la plus instable (très soluble), il est important de minimiser sa précipitation à l'intérieur du sol. Sawada (1997) propose de diviser la formation des carbonates de calcium en trois étapes : instable, métastable et stable.

En fonction du temps, la morphologie des cristaux de $CaCO_3$ varie. Sawada (1997) a analysé l'évolution des trois étapes à $25^\circ C$ (voir graphique 2.11). On observe que la phase amorphe du cristal est très courte. Par la suite, ce cristal se réarrange pour former en majorité une phase métastable (vatérite), finalement, 2 heures après la précipitation, la forme stable (calcite) devient dominante.

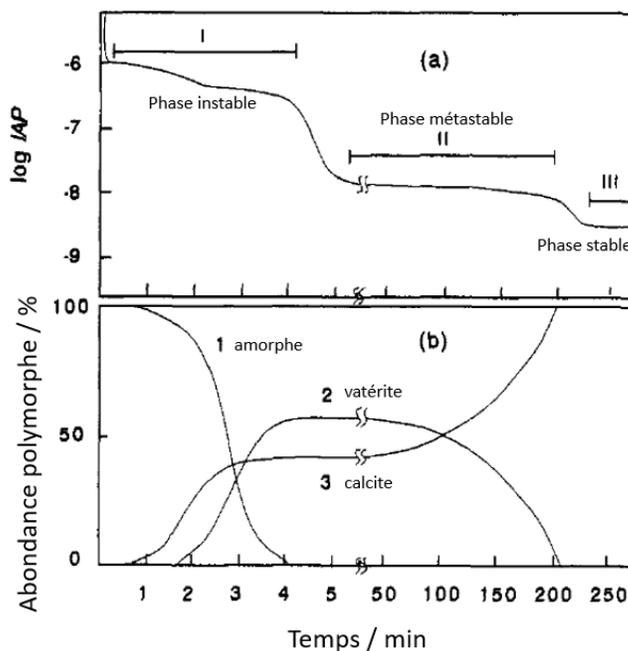


Figure 2.11 Formation des cristaux de carbonate de calcium dans le temps selon Sawada (1997)

Cet essai en conditions statiques (batch test) illustre le comportement général de la transformation du carbonate de calcium. Cependant, la quantité et le temps de précipitation varient selon les composés chimiques du milieu et la température.

Les études menées par Chen and Xiang (2009) ont montré que la formation de vatérite ou d'aragonite est principalement régie par la température du milieu. Entre 30°C et 40°C, la vatérite est favorisée face à l'aragonite et inversement pour les températures supérieures à 50°C. Du fait de la précipitation de carbonate de calcium par les bactéries, il n'est pas possible d'injecter le milieu de cimentation à 50°C. À basse température, c'est la calcite et la vaterite qui sont favorisées tel qu'illustré à la figure 2.12 (Sawada, 1997). En dessous de 25°C, la vaterite est le premier cristal précipité alors que dans la plage de 25°C à 50°C, c'est la calcite qui est principalement précipitée.

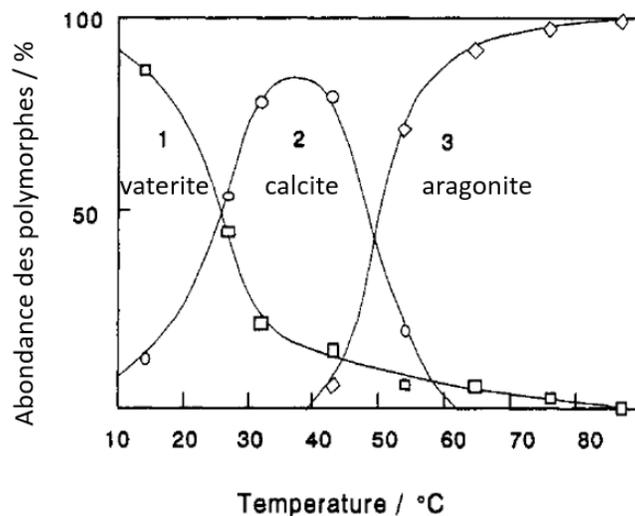


Figure 2.12 Effet de la température sur l'abondance des polymorphes (Sawada, 1997)

Selon van Paassen (2009), le degré de sursaturation du carbonate de calcium influence la précipitation de vaterite (voir figure 2.13). Pour un degré de sursaturation inférieur à 2, la calcite est prédominante, ce qui permet de la précipiter rapidement à l'intérieur de l'échantillon. Si le degré de saturation est supérieur à 2, les cristaux se réarrangent dans le temps, ce qui augmente le temps d'attente de la prise.

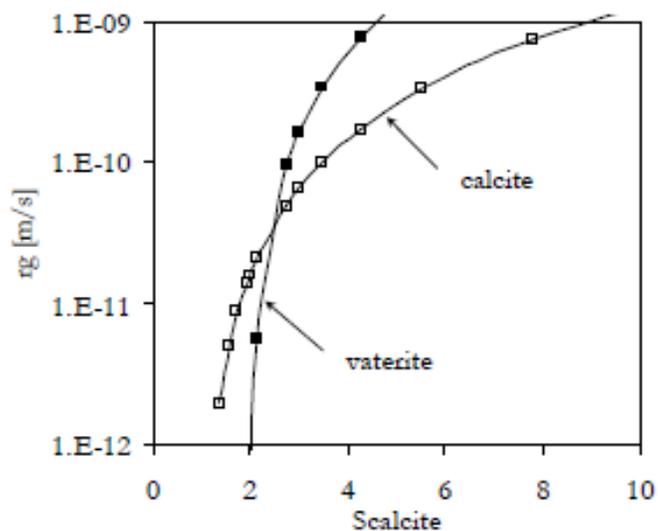


Figure 2.13 Effet du degrés de sursaturation du carbonate de calcium sur l'abondance des polymorphes (Sawada, 1997)

Au final, l'équilibre chimique et le temps sont des facteurs importants sur la formation des

cristaux de carbonate de calcium. Aucune étude exhaustive sur le temps de cure n'a cependant été réalisée. L'étude menée par Zhao et al. (2014) suggère un temps de cure de sept jours.

2.2.5.4 Étude sur le comportement mécanique

Dejong (2006)

Dejong fut le premier chercheur à étudier la résistance mécanique d'un sol biocalcifié. Dans son article, il compare le comportement d'un échantillon biocalcifié avec un échantillon cimenté par du gypse, un échantillon de sable lâche et un échantillon de sable dense. Cette première analyse a démontré que la biocalcification augmentait significativement la résistance au cisaillement d'un sol et qu'un sol cimenté par de la calcite avait une meilleure résistance résiduelle qu'un sol cimenté à l'aide de gypse (DeJong et al., 2006).

Van Paassen(2009)

van Paassen (2009) a évalué les propriétés mécaniques d'un grand nombre d'échantillons prélevés dans un massif granulaire traité par MICP. Après avoir cimenté un conteneur de 100 m³ et de 5 mètres de hauteur par injection discontinue à l'aide de puits forés durant 12 jours, van Paassen a obtenu un bloc plus ou moins uniforme dans lequel plusieurs échantillons ont été extraits par forage.

Ces échantillons ont été soumis à des essais de compression simple. Les résultats de ses essais sont illustrés sur la figure 2.14.

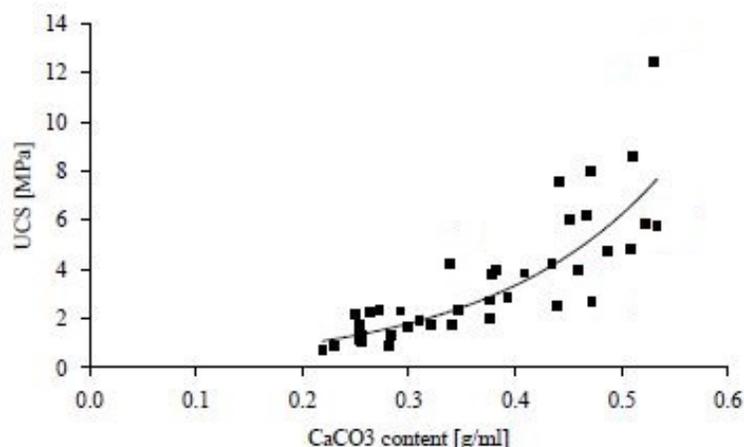


Figure 2.14 Résistance en compressions simple selon la quantité de calcite précipitée (van Paassen, 2009)

van Paassen (2009) a évalué la précipitation par la mesure de l'augmentation de la densité sèche du matériau et a posé comme hypothèse que la masse volumique avant traitement était homogène. De ce fait, la quantité de calcite précipitée est proportionnelle au gain de masse volumique sèche. Les essais ont démontré que la résistance de la calcite augmente exponentiellement avec la quantité précipitée. Lorsque la précipitation est faible, la variance entre les points et les courbes définis par van Paassen est très forte. Cependant, lorsque la précipitation est forte, les points sont plus dispersés. De même, il a été possible de déduire que la formation de ponts de calcite entre les grains augmente exponentiellement la résistance mécanique d'un échantillon. Or, lorsque tous les contacts entre les grains sont scellés par de la calcite, la précipitation n'a pas nécessairement un effet significatif sur la résistance, ce qui la rend plus aléatoire. Ce point fera l'objet d'une attention particulière dans notre étude.

Montoya (2013)

L'une des perspectives d'application du MICP est la réduction du risque de liquéfaction des sols lâches. Montoya et al. (2013) a ainsi évalué le comportement d'un sol traité sous un essai cyclique par centrifugeuse. Plusieurs échantillons avec différents niveaux de calcification (légèrement calcifié à fortement calcifié) ont été testés sous des accélérations allant de 0.12g à 0.74g (Montoya et al., 2013). Les résultats ont mis en évidence une diminution importante des surpressions interstitielles liées aux sollicitations dynamiques dans le cas des échantillons fortement calcifiés, tel qu'illustré sur la figure 2.15 .

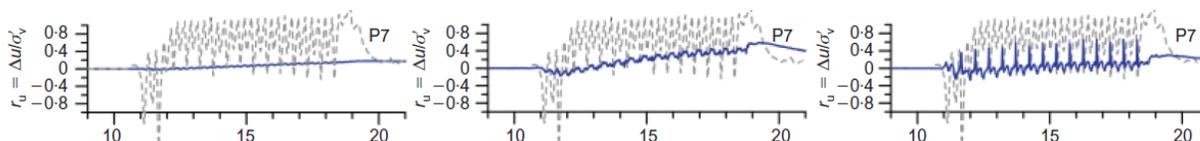


Figure 2.15 Exemple de l'augmentation de la pression interstitielle avec pour une accélération de 0,7g (Montoya et al., 2013) (Ligne pleine échantillon traité (faiblement calcifié à fortement calcifié) Ligne pointillée non traité)

Cette diminution des pressions interstitielles lors du chargement cyclique montre que le MICP a un fort potentiel de réduction des risques de liquéfaction. Cependant, Montoya et al. (2013) ont observé une amplification des accélérations à la surface pour des échantillons fortement cimentés.

Montoya (2015)

Au cours des 10 dernières années, Montoya a publié divers articles sur le comportement mécanique des sols biocalcifiés et les méthodes d'optimisation de la technique (2012; 2013; 2015). En 2015, un article de synthèse des essais sur la relation contrainte-déformation d'un sol biocalcifié a été publié (Montoya and DeJong, 2015). Dans cet article, le comportement du sol traité selon le degré de calcification est analysé pour des essais triaxiaux (drainés et non-drainés) à une pression de confinement de 100 kPa.

En premier lieu, Montoya a réalisé divers essais drainés (compression axiale, extension radiale et pression moyenne fixe) pour un niveau de cimentation. Les résistances au cisaillement de chacun des tests sont présentées sur la figure 2.16. La résistance axiale à la compression d'un échantillon traité est fortement supérieure aux essais d'extension radiale et de contrainte isotropique (p') constant. En appliquant le théorème d'état limite (CSL), on constate que la résistance est principalement due à l'angle de friction et non à la cohésion créée par la cimentation. La figure 2.16 d montre que les échantillons ont un comportement fortement dilatant.

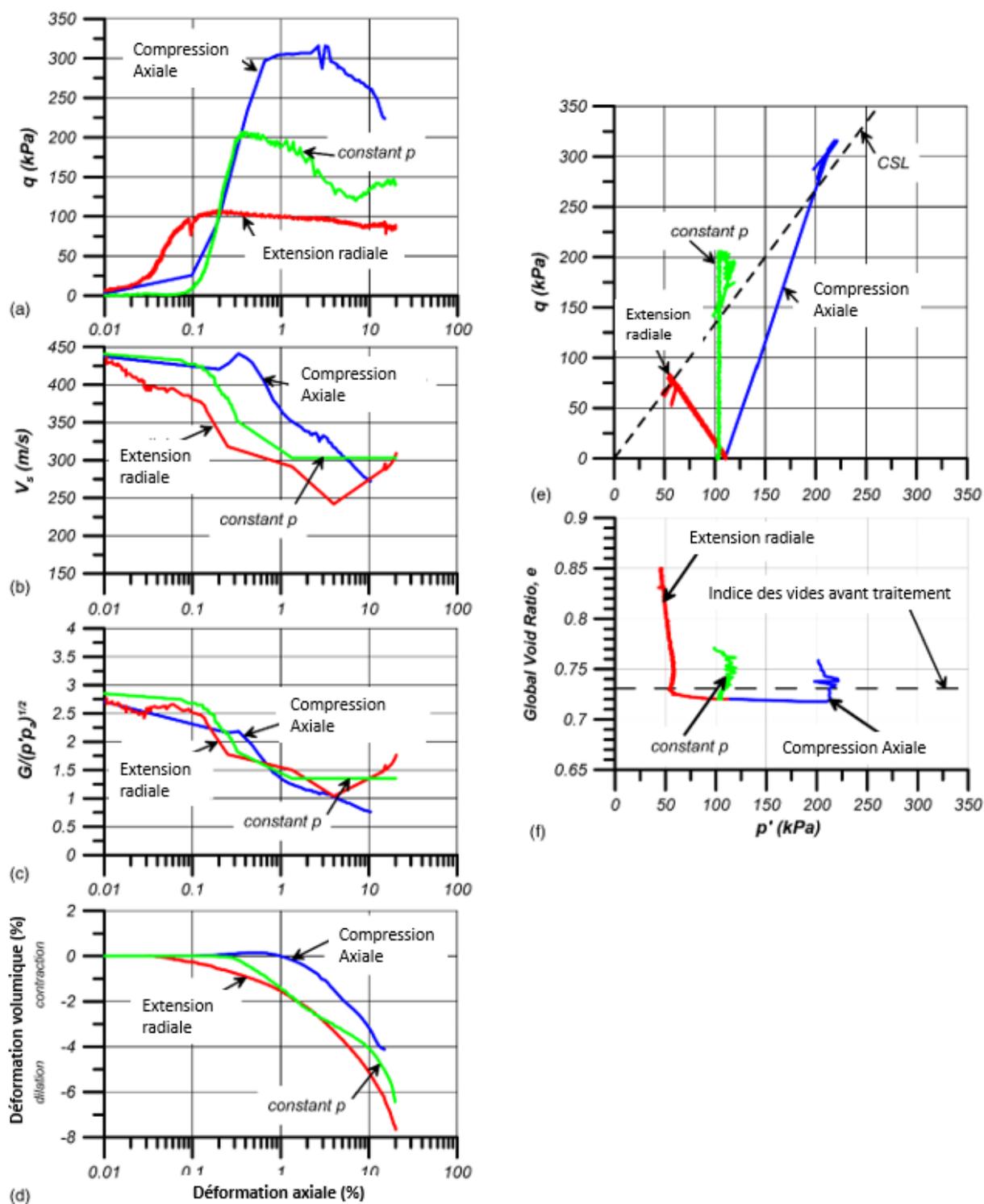


Figure 2.16 Synthèses d'essais CID à compression axiale, à extension radiale et à contrainte isotropique p' constante. (Montoya and DeJong, 2015)

En deuxième lieu, Montoya a analysé le comportement contrainte-déformation de plusieurs échantillons traités en essais triaxiaux non drainés. Le degré de cimentation a été identifié par l'augmentation de la vitesse de cisaillement. À partir des graphiques présentés par Montoya, il est possible de distinguer 2 phases : une phase rigide et une phase plastique. La figure 2.17 a, qui trace le ratio entre les contraintes déviatoriques et contraintes effectives principales, montre une augmentation rapide de la résistance pour atteindre un sommet qui se situe à la fin de la phase rigide. Par la suite, le ratio de contrainte se stabilise vers un rapport de 1.25. Cette courte période de rigidité incite à croire que la résistance ultime d'un sol traité est principalement régie par la friction.

La figure 2.17 f montre que suite à la rupture de la phase rigide, les échantillons ont un comportement similaire à celui du sable non traité. La différence de résistance est due à l'augmentation de l'angle de friction par la précipitation de la calcite.

Finalement, le graphique 2.17 c montre que le sol a un comportement légèrement contractant lors de la phase rigide. Par la suite, l'échantillon a un comportement fortement dilatant et l'amplitude de cette dilatance est fonction du degré de calcification.

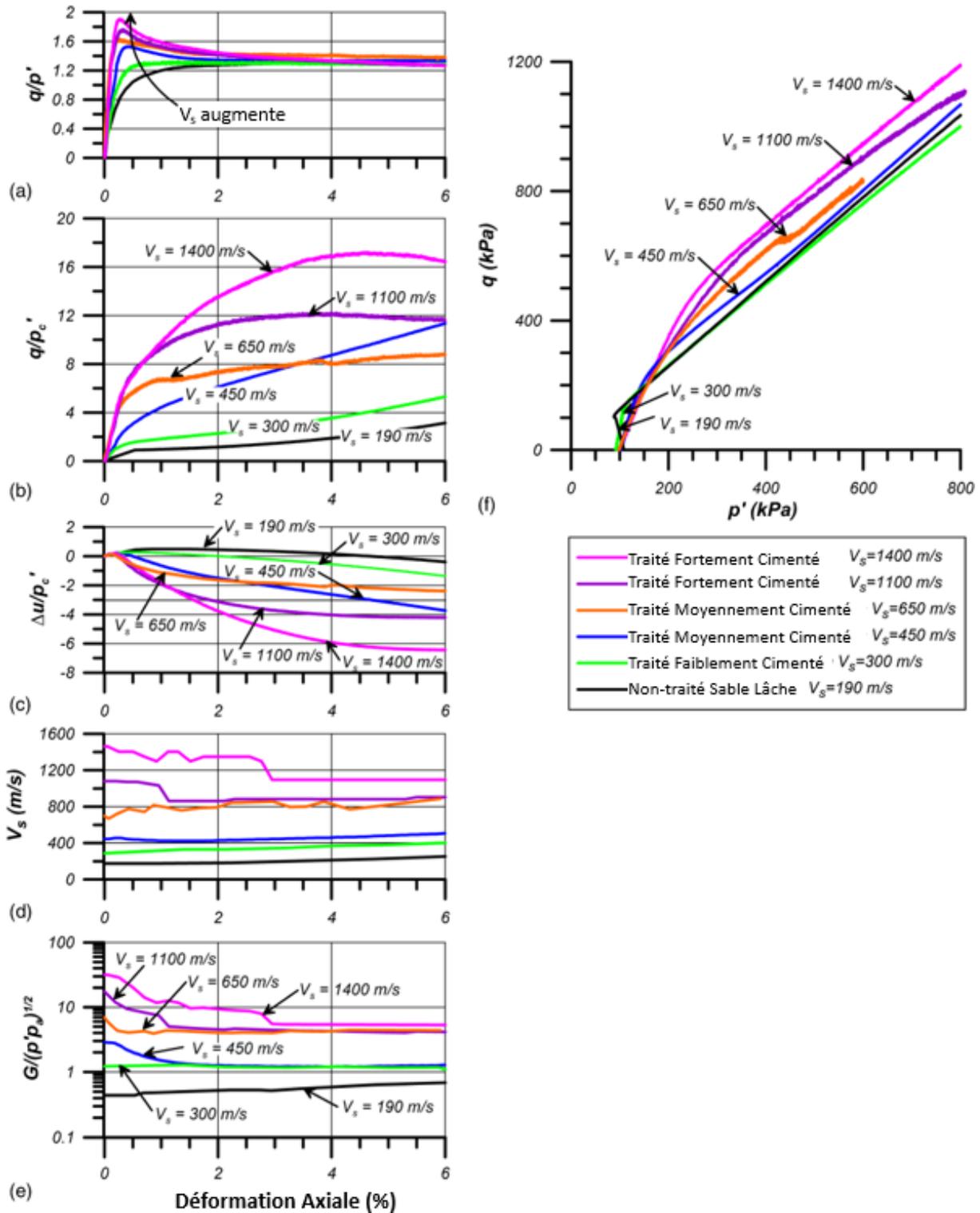


Figure 2.17 Synthèses d'essais CIU sous divers niveaux de calcification à 100 kPa de consolidation (Montoya and DeJong, 2015)

2.3 Modèle de Comportement

2.3.1 Généralité

Les modèles de comportement développés pour les sols sont basés sur la théorie d'élastoplasticité qui a principalement été développée par Von Mises. En se basant sur l'hypothèse des petites déformations, cette théorie permet de séparer la déformation totale ($d\epsilon$) d'un matériel en deux déformations distinctes : la déformation élastique ($d\epsilon^e$) et la déformation plastique ($d\epsilon^p$).

La déformation élastique est souvent généralisée par la relation contrainte déformation de Hooke. Cette relation, adaptée au sol, sera développée dans les prochaines sous-sections.

La déformation plastique est la déformation dominante en mécanique des sols et est complexe à caractériser. Elle dépend des différents types de sols et de leur état.

2.3.1.1 Élasticité

L'élasticité d'un sol est une phase difficile à identifier, car elle n'est pas nécessairement linéaire. Cependant, l'ordre de grandeur de la déformation élastique d'un sol est souvent défini autour de 0,01% (Bahda, 1997; Mestat and Arafati, 2000). Au-delà, la déformation devient uniquement plastique.

La loi de Hooke est généralement utilisée pour décrire la déformation élastique via le module d'Young (E) et le coefficient de poisson (ν). Cette loi peut être écrite sous la forme matricielle ci-dessous.

$$\begin{bmatrix} dp' \\ dq \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K & 0 \\ 0 & 3G \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d\epsilon_v^e \\ d\epsilon_s^e \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

où :

- dp' est l'incrément de la contrainte moyenne effective
- dq est l'incrément du déviateur de contrainte
- $d\epsilon_v^e$ est la déformation volumique associée à dp'
- $d\epsilon_s^e$ est la déformation déviatorique associée à dq

Les variables K et G représentent respectivement les modules de compression et de cisaillement.

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.6a)$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.6b)$$

Toutefois, la phase élastique d'un sol est non linéaire. Le module d'Young évolue avec la diminution de l'indice des vides. Ainsi, il faut définir la relation entre le module d'Young et la contrainte appliquée sur l'échantillon pour chaque sol testé (Magnan and Mestat, 2015).

2.3.1.2 Plasticité

La plasticité d'un matériel peut être définie par la création de déformations permanentes sans fissuration. Il est possible de définir la plasticité par deux concepts : un état de contrainte limite, qui distingue les déformations élastiques et plastiques, et l'écoulement plastique, qui définit la vitesse et l'orientation des déformations permanentes.

2.3.1.3 Surface plastique et condition de normalité

Surface plastique

La surface plastique représente la limite entre l'état élastique et l'état plastique d'un matériau. Théoriquement, toutes déformations produites en dessous de cette surface sont réversibles. Il est possible d'écrire la surface de plasticité par l'équation générale ci-dessous (Schofield and Wroth, 1968).

$$F = f(\sigma') - f_c \quad (2.7)$$

Où :

- $f(\sigma')$ représente la relation de contraintes régissant la surface de plasticité.
- f_c représente l'état de contrainte maximum de la relation $f(\sigma')$. f_c est constant lorsque le comportement du matériel est parfaitement plastique. Lorsque le matériel est sensible à l'écrouissage, f_c devient une fonction positive ou négative, correspondant respectivement à un durcissement ou adoucissement du comportement.

Normalité

Suite à l'écriture de la surface plastique, il est standard de définir que l'écoulement plastique

est normal à la surface (règle de la normalité). De ce fait, la résultante de déformation relative volumétrique et déviatorique est constamment perpendiculaire à la tangente de la surface plastique. Les lois de comportement classique telles que Von Mises, Tresca, Mohr-Coulomb et CamClay imposent cette règle dans leurs relations contrainte-déformation (Schofield and Wroth, 1968).

Les recherches sur les relations contraintes-déformations pour les argiles ont démontré que ce type de sol respecte la règle de la normalité. Cependant, pour les sols pulvérulents, la normalité n'est pas respectée. De ce fait, des lois de comportement comme celles de Nova ou Mélanie basent leurs lois d'écoulement sur le comportement dilatant ou contractant du sol et non sur le principe de normalité (Bahda, 1997).

2.3.1.4 Écrouissage

L'écrouissage peut être défini par l'influence de la déformation permanente sur le comportement du matériau. Lorsqu'un matériau se déforme, il peut avoir y avoir deux types d'écrouissage, positif (durcissement) et négatif (radoucissement)(Wood, 1990).

Pour les sables, l'écrouissage positif se manifeste lorsque le sol est lâche, donc lorsque la déformation volumique correspond à une contraction. L'indice des vides diminue, ce qui augmente la densité et la résistance au cisaillement du matériau. Inversement, les sables denses ont une déformation volumique dilatante, ce qui réduit la résistance du sol.

2.3.2 Contraintes déviatorique et isotropique

Les modèles de comportement usuels sont basés sur la convention de Cambridge. Dans ce cas, les contraintes déviatorique et moyenne effectives s'écrivent sous les formes suivantes :

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.8a)$$

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma'_1 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2}{2}} \quad (2.8b)$$

2.3.3 Modèles plastiques sans écrouissage

2.3.3.1 Mohr-Coulomb

La loi de Mohr-Coulomb décrit une déformation parfaitement plastique lorsque la limite élastique est atteinte. Cette loi est applicable au sol granulaire et au sol cohérent à long terme

(Magnan and Mestat, 2015). Le critère de Mohr-Coulomb, défini par l'équation générale 2.9, correspond à la limite de plasticité du sol dans l'espace vectoriel σ'_1 , σ'_2 et σ'_3 .

$$\begin{aligned}
 F(\sigma'_{ij}) = & [(\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 - ((\sigma'_1 + \sigma'_2) \sin\phi' - 2c' \cos\phi')^2] * \\
 & [(\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 - ((\sigma'_3 + \sigma'_2) \sin\phi' - 2c' \cos\phi')^2] * \\
 & [(\sigma'_3 - \sigma'_1)^2 - ((\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin\phi' - 2c' \cos\phi')^2] = 0
 \end{aligned} \tag{2.9}$$

Dans l'espace vectoriel σ'_1 - σ'_2 - σ'_3 , la surface de rupture représentant l'équation 2.9 est une pyramide hexagonale irrégulière tel que présenté par la figure 2.18.

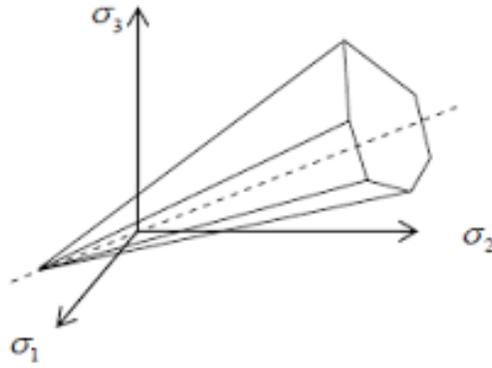


Figure 2.18 Critère de rupture de Mohr-Coulomb dans l'espace σ'_1 , σ'_2 et σ'_3

Les relations de déformations pour un essai triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$) sont décrites ci-dessous.

$$\frac{d\epsilon'_v{}^p}{d\epsilon'_l{}^p} = \frac{-2\sin\psi}{1 - \sin\psi} \tag{2.10}$$

Où la variable ψ représente l'angle de dilatance du sol.

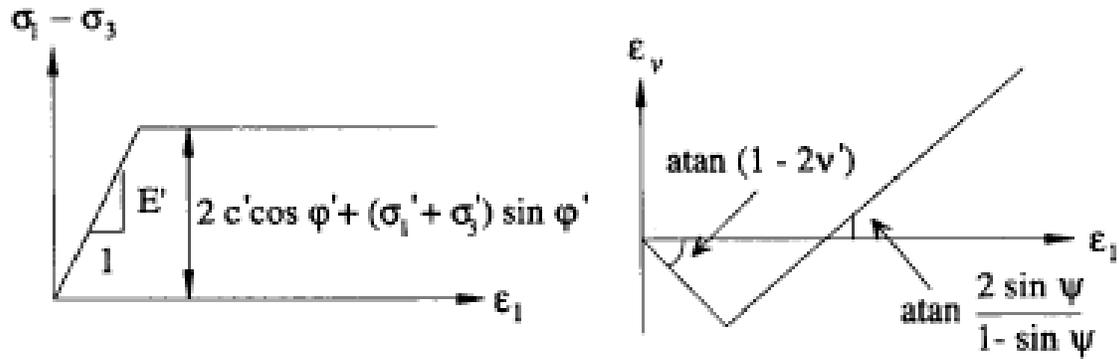


Figure 2.19 Relation contrainte déformation du modèle Mohr-Coulomb(Mestat, 1997a)

2.3.3.2 Drucker-Prager

À cause de la difficulté à modéliser les angles de Mohr-Coulomb, un modèle à courbe lisse a été développé. Le modèle Drucker-Prager définit ainsi la surface de plasticité comme un ellipsoïde irrégulier. Les pointes de Mohr-Coulomb concordent avec le contour des limites de Drucker-Prager pour un essai en compression ou en traction. La figure 2.20 illustre les limites prescrites par les deux lois de comportement.

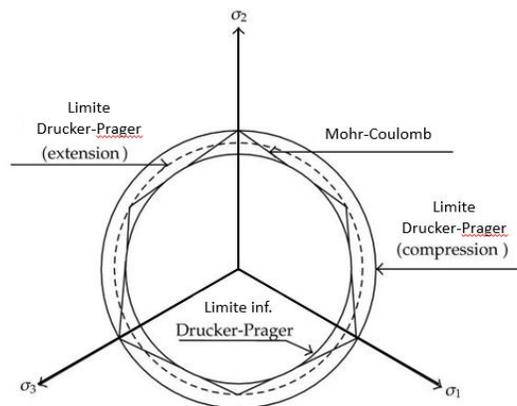


Figure 2.20 Limite du critère Drucker-Prager

L'équation ci-dessous définit les limites de plasticité de la loi.

$$F(\sigma'_{ij}) = q - \alpha p' - k = 0 \quad (2.11)$$

où les coefficients α et k définissent si le sol est en compression ou en traction.

$$\alpha = \frac{2}{\sqrt{3}} * \frac{\sin\phi}{3 \pm \sin\phi} \quad (2.12a)$$

$$k = \frac{2\sqrt{3}c\cos\phi}{3 \pm \sin\phi} \quad (2.12b)$$

Le signe \pm devient positif lorsque le sol est comprimé et négatif lorsqu'il est en traction. La relation de déformation peut être décrite sous la forme ci-dessous pour un essai triaxial ($\sigma'_2 = \sigma'_3$).

$$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_1^p} = \frac{-3\sqrt{3}\beta}{1 - \sqrt{3}\beta} \quad (2.13)$$

Les graphiques ci-dessous présentent des courbes types d'un essai triaxial modélisé.

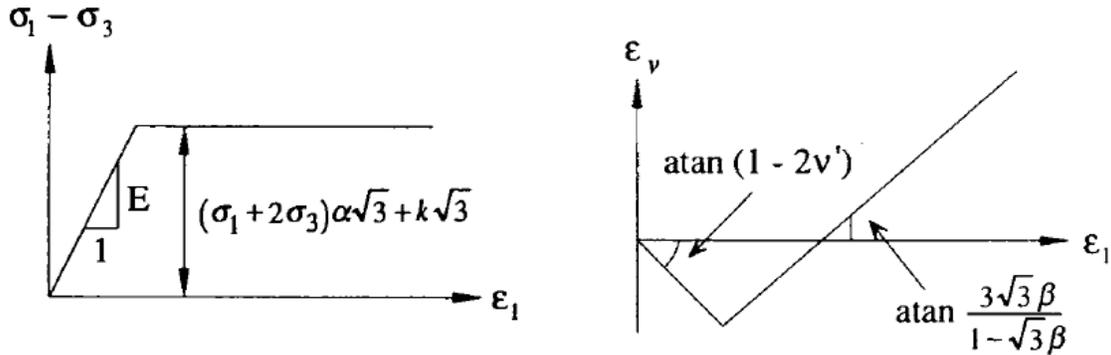


Figure 2.21 Relation contrainte déformation pour le modèle Drucker Prager (Mestat, 1997b)

2.3.4 Modèles plastiques avec écouissage

Dans cette section, trois modèles de comportement plastique avec écouissage sont présentés. Le premier modèle est le modèle CamClay, qui est considéré comme le premier modèle de comportement complet en mécanique des sols. Ce modèle a cependant été développé initialement pour les argiles remaniées.

Le deuxième modèle est le modèle Nova. C'est un des premiers modèles à avoir adapté le modèle CamClay aux sols pulvérulents en fonction des caractéristiques des sables.

Le troisième modèle est celui développé par Fauriel et Laloui (2012). C'est, à notre connaissance, l'unique modèle existant pour les sols biocalcifés.

2.3.4.1 Cam-Clay et Cam-Clay Modifié

Le modèle de Cam-Clay a été proposé par Roscoe et Schofield (1963). Ce modèle, initialement développé pour des argiles reconstituées, prend pour principe que le sol est un matériel élastoplastique avec écoulement. Le modèle Cam-Clay se base sur la théorie d'état critique développée par Roscoe et al. (1958).

Courbe de Consolidation

Pour comprendre le concept d'état critique, il faut retourner au principe de consolidation. Lors d'un essai de consolidation œdométrique, le sol est soumis à diverses étapes de chargement, permettant de tracer une courbe d'indice des vides en fonction de σ'_v . À partir des droites obtenues, il est possible de trouver les coefficients C_c et C_s , qui correspondent au coefficient de compression et de gonflement. Dans le repère $e - \ln(p')$, la courbe de consolidation devient celle présentée en 2.22

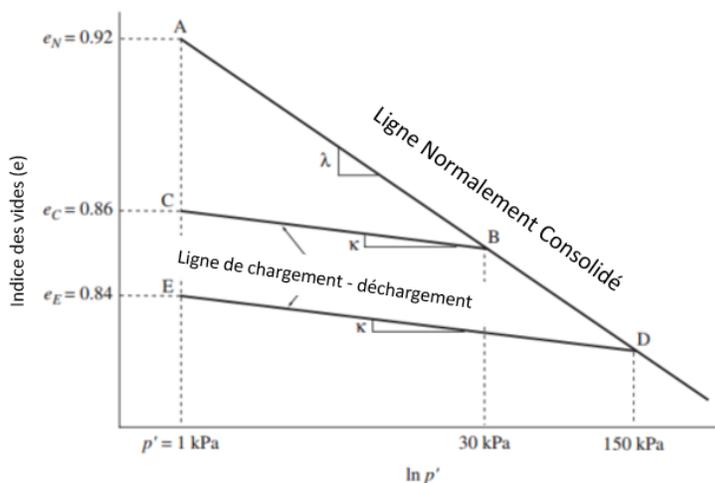


Figure 2.22 Relation Contrainte-Dilatence de Cam-Clay (Schofield and Wroth, 1968)

Ainsi, lors de la consolidation, le sol se compacte en suivant la ligne NCL (Normal Consolidation Line). Dans ce repère, les coefficients C_c et C_s deviennent les coefficients κ et λ . De ce fait, lorsque le sol est normalement consolidé, sa variation de volume suit l'équation 2.14 et lorsque le sol est déchargé ou rechargé, sa variation de volume suit 2.15

$$e = e_{\Gamma} - \lambda \ln p' \quad (2.14)$$

$$e = e_0 - \kappa \ln p' \quad (2.15)$$

Les relations entre les coefficients sont définis par les équations ci-dessous :

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (2.16a)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (2.16b)$$

État critique

Lorsqu'un sol est soumis à un cisaillement lors d'un essai triaxial, le volume de l'échantillon varie jusqu'à sa rupture. À l'approche de l'état limite, le volume de l'échantillon et la contrainte déviatorique restent constants, alors que la déformation axiale augmente. Cette phase est définie comme l'état critique d'un sol, tel qu'illustré dans la figure 2.23.

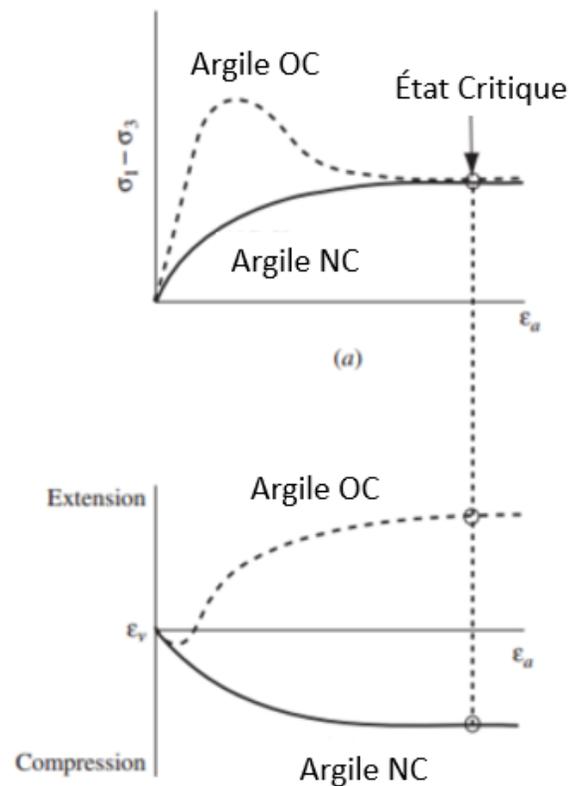
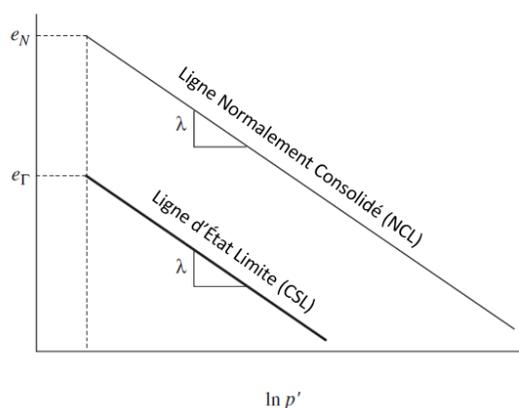


Figure 2.23 Définition de l'état critique (Roscoe)

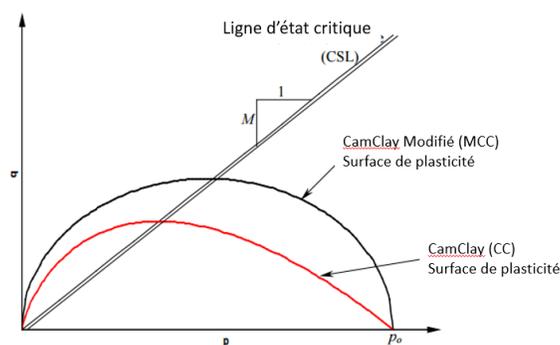
Cette limite critique, étudiée par Roscoe et plusieurs autres, augmente en fonction de la contrainte de préconsolidation du sol. Elle est peut-être définie par une droite dans l'espace vectoriel $p - q'$ tel que présenté dans la figure 2.24(b). L'équation 2.17 met en relation la

penne de la droite et l'angle de friction.

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (2.17)$$



(a) Ligne d'état critique sur le plan $e - \ln p'$



(b) Ligne d'état critique sur le plan $q - p'$

Figure 2.24 Ligne d'état critique (Helwany, 2007)

Initialement, le modèle CamClay présentait une surface de plasticité logarithmique (voir figure 2.24(b)). Cependant, le modèle modifié présente une surface de plasticité éllipsoïde. Ce changement permet une meilleure représentation de la déformation lors d'un essai de cisaillement. Premièrement, le vecteur de déformation est horizontale lorsque la contrainte déviatorique est très faible par rapport à la contrainte isotropique (Règle de la Normalité). Ainsi, toutes déformations dans cette zone est uniquement volumique, ce qui correspond à la théorie. Deuxièmement, lorsqu'un échantillon s'approche de l'état critique (CSL) le vecteur de déformation devient vertical, ce qui signifie que la déformation est uniquement en

cisaillement. Cela concorde avec les faibles variations de volume et de pressions interstitielles lorsque l'échantillon est proche de la rupture.

Écrouissage

Le phénomène d'écrouissage peut être défini par un durcissement ou radoucissement du sol lorsque celui-ci entre en phase plastique (tel qu'illustré dans la figure 2.23). Le modèle Cam-Clay, basé sur le comportement des argiles reconstituées, précise que lorsque l'échantillon est normalement consolidé, il subit un écrouissage positif jusqu'à la rupture. Inversement, lorsque le sol est fortement surconsolidé, il possède une forte résistance de pic puis un radoucissement tendant vers la contrainte d'état critique est observé (voir figure 2.25).

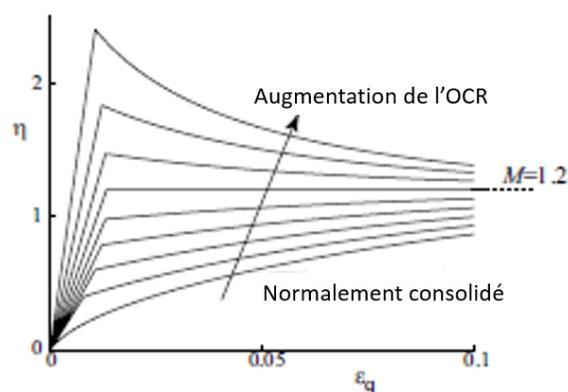


Figure 2.25 Effet de l'OCR sur la relation contrainte déformation (Wood, 2003)

Synthèse

Lorsque l'on combine les éléments présentés précédemment, c'est-à-dire la courbe de consolidation vierge, la courbe d'état critique et la surface de plasticité dans le repère tridimensionnel p' - q - e , on obtient la surface de Roscoe (figure 2.26), qui définit la limite plastique du sol pour toutes les contraintes de consolidation.

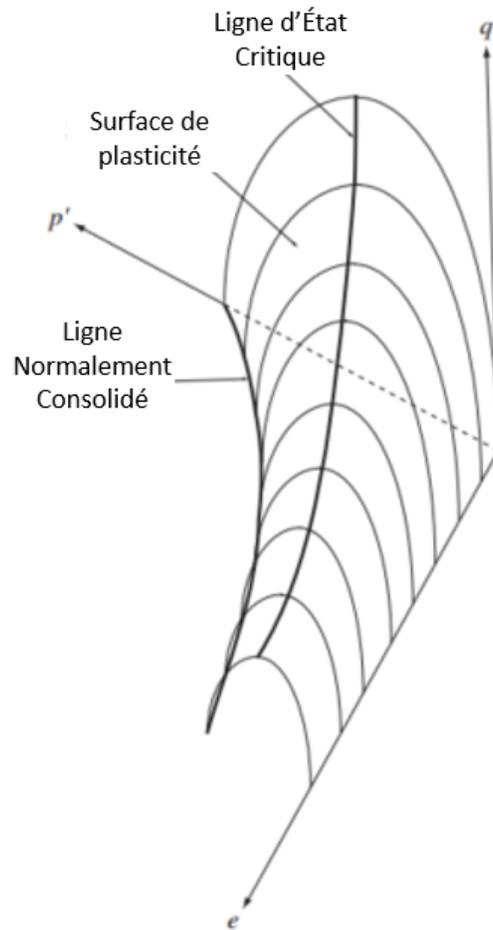


Figure 2.26 Surface de Roscoe (Helwany, 2007)

Les équations ci-dessous définissent le comportement du matériel et de ses états limites.

1. Courbes de consolidation vierge, de rebondissement et d'état critique dans l'espace e - $\ln p'$

$$e_0 = e_N - \lambda \ln p' \quad (2.18a)$$

$$e = e_0 - \kappa \ln p' \quad (2.18b)$$

$$e_f = e_\Gamma - \lambda \ln p' \quad (2.18c)$$

2. Surface de plasticité (CamClay modifié)

$$\frac{q^2}{p'^2} + M^2 \left(1 - \frac{p'_c}{p'}\right) = 0 \quad (2.19)$$

3. Module d'élasticité, de cisaillement et rigidité

$$E = 3K(1 - 2\nu) \quad (2.20a)$$

$$G = \frac{3K(1 - 2\nu)}{2(1 + \nu)} \quad (2.20b)$$

$$K = \frac{(1 + e_0)p'}{\kappa} \quad (2.20c)$$

4. Relation Contrainte-Dilatance

$$\frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_s^p} = \frac{M^2 - \left(\frac{q}{p'}\right)^2}{2\frac{q}{p'}} \quad (2.21)$$

5. Évolution de l'écroutissement

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{1 + e_0}{\lambda - \kappa} d\epsilon_\nu^p \quad (2.22)$$

Essai Non drainé

Lorsque le modèle CamClay est appliqué à un essai triaxial non drainé, plusieurs hypothèses de modélisation doivent être posées afin d'établir les relations contraintes-déformations. En premier lieu, le volume de l'échantillon reste constant lors d'un essai non drainé. La somme des déformations volumiques élastiques et plastiques est ainsi nulle, tel que présenté dans l'équation ci-dessous.

$$d\epsilon_\nu = d\epsilon_\nu^e + d\epsilon_\nu^p = 0 \rightarrow d\epsilon_\nu^e = -d\epsilon_\nu^p \quad (2.23)$$

En second lieu, lorsque l'échantillon est surconsolidé, le modèle Cam-Clay considère que la déformation volumique plastique est nulle ($d\epsilon_\nu^p = 0$). De ce fait, la contrainte isotropique (contrainte associée à la déformation volumique) reste constant jusqu'au moment où le cheminement de contrainte intercepte la surface de plasticité (voir figure 2.27). En somme, toutes les déformations permanente durant la phase surconsolidée se fait par le glissement des particules tout en conservant le même volume des pores.

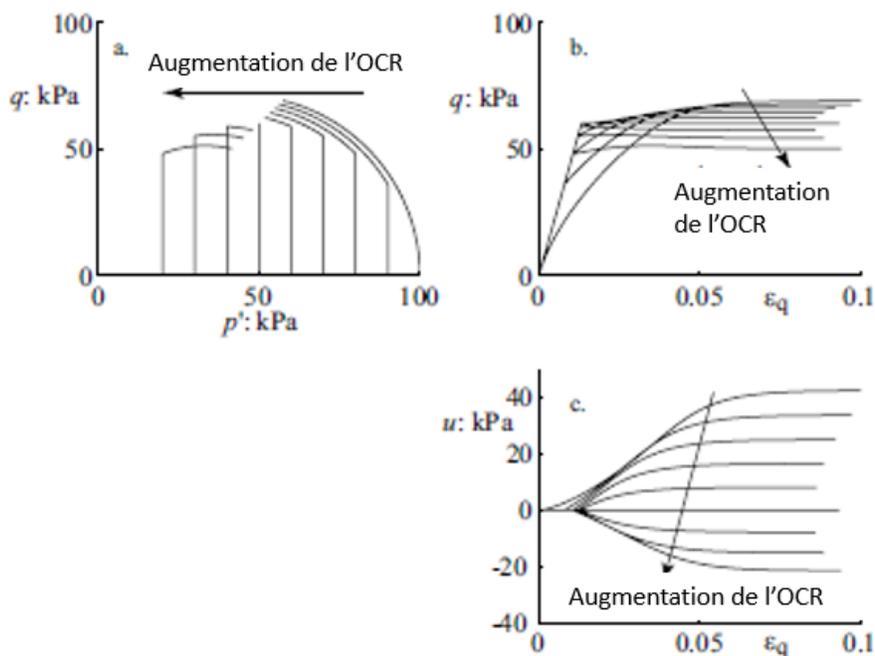


Figure 2.27 Effet de la contrainte de préconsolidation sur le cheminement de contraintes en CamClay (Wood, 2003)

2.3.4.2 Nova

La loi de Nova a été développée par Roberto Nova en 1982 (Mestat and Arafati, 2000) pour les sables. Nova propose un modèle d'élasticité non linéaire couplé d'une plasticité variant selon la contrainte appliquée. Tel qu'expliqué précédemment, le modèle Nova est basé sur les équations de Cam-Clay avec quelques modifications, permettant de décrire le comportement des sables. L'originalité de ce modèle est le développement fait par Nova (1982) sur la relation contrainte-dilatance d'un sol granulaire en fonction du rapport de contraintes q/p' appliqué (Coquillay, 2005).

Dans la section 2.3.1.3, il a été discuté que les sols granulaires ne respectent pas la règle de la normalité. Selon la loi de Nova, lorsque le rapport q/p' est faible ($q/p' > M/2$), l'écoulement de plasticité est normal à la surface de charge. Pour un rapport q/p' élevé, l'écoulement n'est plus normal. La loi de Nova introduit donc la relation 2.26 développée par Tatsuoka et Ishihara (1974) (Bahda, 1997).

Équations de la surface plastique (Magnan and Mestat, 2015)

- Si $M/2 > q/p'$

$$g = \frac{4\mu q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p^2} = 0 \quad (2.24)$$

- Si $M/2 < q/p$,

$$g = \eta - \frac{M}{1 - \mu} \left(1 - \mu \left(\frac{p}{p_{cg}}\right)^{\frac{1-\mu}{\mu}}\right) = 0 \quad (2.25)$$

Équations de la surface de charge (Magnan and Mestat, 2015)

- Si $M/2 > q/p$,

La surface de charge est confondue à la surface de plasticité, car l'écoulement est associé.

- Si $M/2 < q/p$ l'équation de surface de charge de Tatsuoka et Ishihara (1974) est

$$f = \frac{q}{p} - \frac{M}{2} + m \ln\left(\sqrt{1 + \mu \frac{p}{p_c}}\right) \quad (2.26)$$

Relations contrainte-dilance (Magnan and Mestat, 2015)

- Si $M/2 > q/p$,

$$\frac{d\epsilon_{vol}^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M^2 p}{4\mu q} \quad (2.27)$$

- Si $M/2 < q/p$,

$$\frac{d\epsilon_{vol}^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M}{\mu} - \frac{q}{\mu p} \quad (2.28)$$

2.3.4.3 Fauriel et Laloui

À notre connaissance, un seul modèle constitutif a été développé pour un sol biocalcifié. Ce modèle, développé par Fauriel (2012), fait le pont entre les propriétés géotechniques d'un sol non traité et d'un sol traité. Pour cela, plusieurs hypothèses sur le comportement d'un sol traité ont été émises à partir d'observations faites en laboratoire.

- Domaine élastique
 1. Le sable traité a une plus grande rigidité à la compression
 2. Le sable traité a une plus grande rigidité au cisaillement
 3. L'augmentation de la résistance est liée à la densification et aux liens intergranulaires
- Limite élastique
 1. Le sable traité a une plus grande pression de préconsolidation

2. Le sable traité a une plus grande résistance à la compression
 3. L'augmentation de la résistance est liée la densification et aux liens intergranulaires
- Domaine plastique
 1. La courbe de compression est non linéaire
 2. La courbe de compression tend à devenir parallèle à la courbe du sable non traité
 3. Réduction lente de la résistance au cisaillement après le bris des liens intergranulaires

Domaine élastique

Les paramètres du domaine élastique suivent le théorème de Hook, c'est-à-dire que la déformation est proportionnelle à la contrainte. Les équations du domaine sont :

$$p' = \frac{1}{3}(\sigma'_1 + 2\sigma'_3) \quad (2.29a)$$

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.29b)$$

$$d\varepsilon_v^e = \frac{dp'}{K} \quad (2.30a)$$

$$d\varepsilon_d^e = \frac{dq'}{3G} \quad (2.30b)$$

où K et G représentent la rigidité et le module de cisaillement du sol biocalcifié. Pour déterminer ces deux modules, Fauriel and Laloui (2012) ont développé une relation liant la rigidité et le module de cisaillement du sol non traité au sol traité. Dans les études de Dejong (2006; 2010; 2011) et de Montoya (2012; 2013; 2015), le niveau de calcification est mesuré par la gain de fréquence des ondes de cisaillement. De ce fait, Fauriel a développé une équation reliant les indices des vides traités et non traités en fonction de ce gain de fréquences.

$$K = \xi^{den} K^* \quad (2.31a)$$

$$G = \xi^{den} G^* \quad (2.31b)$$

$$K^* = K_{ref}^* \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{n^e} \quad (2.32a)$$

$$G^* = G_{ref}^* \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^{n^e} \quad (2.32b)$$

$$\xi^{den} = \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \frac{1 + e_{ref}}{2.17 - e_{ref}} \quad (2.33)$$

où :

- K_{ref}^* , G_{ref}^* et e_{ref} sont les propriétés du sols de référence
- p' et p'_{ref} sont les forces appliquées au sol traité et au sol de référence
- e est le ratio des vides du sol traité

Limite élastique

La limite élastique correspond aux points où la combinaison des contraintes produit des déformations permanentes. Afin de définir les limites du domaine élastique, Fauriel (2012) a développé deux fonctions basées sur les contraintes effectives p' et déviatoriques q .

$$f_{iso} = p' - p'_c r_{iso} \quad (2.34a)$$

$$f_{dev} = q - Mp'(1 - b \ln \frac{p'd}{p'_c}) r_{dev} \quad (2.34b)$$

Où les éléments :

- r_{iso} et r_{dev} sont le degré de mobilisation des contraintes isotropiques et deviatrices.
- d est le ratio entre la pression de préconsolidation p'_c et la pression effective critique p'_{cr}
- M est la pente du la CSL (critical state line)
- b est un facteur du sol à l'étude

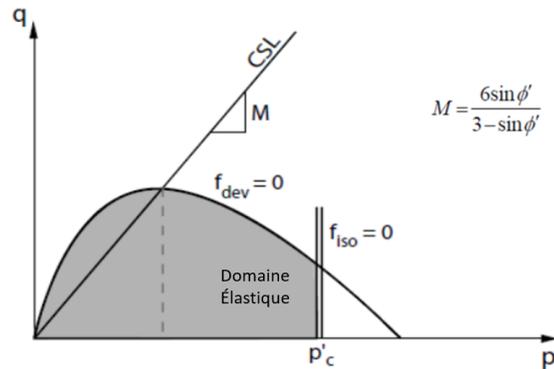


Figure 2.28 Surface du domaine élastique d'un sol biocalcifié (Fauriel, 2012)

Les équations des degrés de mobilisation isotropiques et déviatoriques peuvent être obtenues par le modèle de Hujoux (1985).

$$r_{iso} = r_{iso}^e + \frac{\varepsilon_{v,iso}^p}{c + \varepsilon_{v,iso}^p} \quad (2.35a)$$

$$dr_{iso} = \frac{(1 - r_{iso})^2}{a} d\varepsilon_{v,iso}^p \quad (2.35b)$$

$$r_{dev} = r_{dev}^e + \frac{\varepsilon_{d,dev}^p}{c + \varepsilon_{d,dev}^p} \quad (2.36a)$$

$$dr_{dev} = \frac{(1 - r_{dev})^2}{a} d\varepsilon_{d,dev}^p \quad (2.36b)$$

Domaine plastique

Pour le domaine plastique, le sol biocalcifé subit un écrouissage isotropique, ce qui implique une déformation proportionnelle dans toutes les directions selon le tenseur de contrainte appliqué. Fauriel (2012) a mis en évidence que l'écrouissage est fonction de la densité et du nombre de liens intergranulaires du sol traité. Afin de lier le comportement d'un sol traité et non traité, Fauriel (2012) a développé les équations suivantes :

1. Premièrement, l'équation liant les fonctions de densité et de liens avec l'équation intrinsèque d'écrouissage

$$p'_c = \Psi^{den} \Psi^{bon} p'^{*}_c \quad (2.37)$$

2. Deuxièmement, l'équation intrinsèque d'écrouissage où P'_{c0} est la pression de préconsolidation initiale, e_0 est le ratio des vides initial, λ est la pente de la courbe de consolidation dans le repère $\nu \ln p'$ et κ est l'indice de gonflement.

$$p'^{*}_c = p'^{*}_{c0} \exp\left(\frac{(1 + e_0)}{\lambda - \kappa} \varepsilon_v^p\right) \quad (2.38)$$

3. Troisièmement, l'augmentation de la densité du sol par la précipitation de la calcite augmente, selon les observations faites dans plusieurs recherches, la capacité portante du sol (DeJong et al., 2011)(Fauriel, 2012)(Cheng et al., 2013). De ce fait, si le facteur de lien est égal à zéro et que seul l'effet de la densité est observé, l'augmentation de la capacité portante peut être observée selon la figure 2.29. L'équation suivante est donc obtenue.

$$\Psi^{den} = \exp\left(\frac{e_{ref} - e_0}{\lambda - \kappa}\right) \quad (2.39)$$

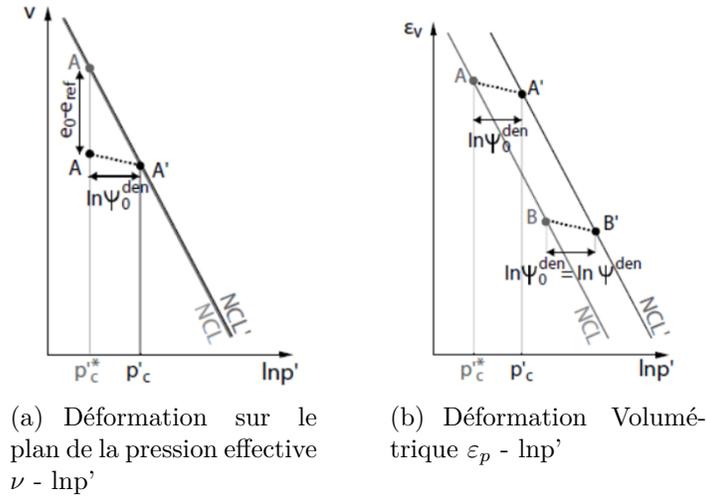


Figure 2.29 Effet de la densité selon deux plans (Fauriel, 2012)

4. Quatrièmement, Fauriel (2012) s'est basé sur les recherches faites par Koliji et al. (2008) pour proposer l'équation 2.40. Selon cette étude, l'effet du nombre de liens diminue exponentiellement selon la déformation plastique tel qu'illustré à la figure 2.30,

$$\Psi^{bon} = \exp(R \ln(\Psi_0^{bon})) \quad (2.40)$$

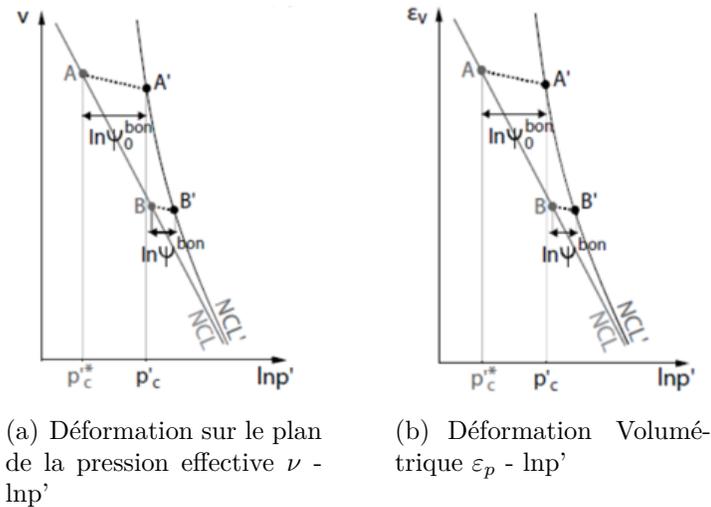


Figure 2.30 Effet du nombre de lien selon deux plans (Fauriel, 2012)

CHAPITRE 3 MATÉRIELS ET MÉTHODOLOGIE

Ce chapitre a pour objectif de présenter les diverses étapes nécessaires aux essais de caractérisation mécanique d'un sable biocalcifié. Pour obtenir ces résultats, le travail se divise en trois étapes : la biocalcification, les essais triaxiaux et le traitement de données. La section biocalcification regroupe toutes les étapes nécessaires à la culture bactérienne, à la méthode d'injection et au milieu de cimentation. La section sur les essais triaxiaux regroupe les normes à suivre pour un essai consolidé isotropiquement non drainé (CIU), les variables à évaluer et la méthodologie de traitement de données. Finalement, les méthodes privilégiées pour traiter les données sont présentées dans la dernière section.

3.1 Biocalcification

La culture bactérienne est la sphère la plus sensible aux aléas de ce projet de recherche. De ce fait, l'élaboration de protocole exhaustif est primordiale à l'obtention de bons résultats reproductibles. Le protocole de culture sera présenté en premier. Par la suite, le protocole d'identification des bactéries, servant à identifier les cultures contaminées, sera présenté. Finalement, les protocoles de préparation des échantillons et d'injection seront détaillés.

3.1.1 Culture en pétri

Les bactéries *Sporosarcina pasteurii* sont cultivées dans un milieu $NH_4 - YE$. La composition du milieu, selon les travaux de Ozdogan (2010), est présentée dans le tableau 3.1.

Tableau 3.1 Milieu de culture $NH_4 - YE$ sur pétri

Composé	[g/L]
$(NH_4)_2SO_4$	10
Extrait de levure (YE)	20
Tris	15,75
Agar	10

Les étapes de fabrication des pétris sont énumérées ci-dessous :

1. Peser chacun des ingrédients,
2. Mélanger le tris avec un demi-litre d'eau distillée,
3. Ajuster le pH de la solution à 9,

4. Ajuster le volume avec de l'eau distillée afin d'obtenir un volume final d'un litre,
5. Séparer le mélange dans 3 erlenmayer et ajouter l'extrait de levure, l'agar et le $(NH_4)_2SO_4$ dans les trois contenants séparément,
6. Autoclaver les trois mélanges à un cycle liquide à 120°C pendant 20 minutes,
7. Mélanger les trois liquides et couler le mélange dans les pétris.

Lorsque les pétris sont refroidis, les bactéries sont appliquées sur l'agar. Par la suite, ils sont placés dans un incubateur à 35°C pendant 48 heures afin de favoriser leur croissance. Finalement, les pétris sont placés dans un réfrigérateur à 4°C pour un temps maximum d'un mois.

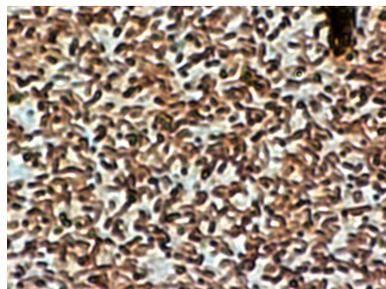
3.1.2 Identification des cultures

Après avoir fait la culture sur pétri de la *S. pasteurii*, il est nécessaire de procéder à des tests d'identification. La contamination du milieu de culture réduit ou inhibe la croissance de la *S. pasteurii*. De ce fait, des tests d'identification sont réalisés. Selon les informations fournies par l'ATCC, la *S. pasteurii* est une bactérie Gram positif mesurant 1.3-4.0 x 0.5-1.2 μm . De plus, elle possède des spores sphériques mesurant approximativement 1.0 μm .

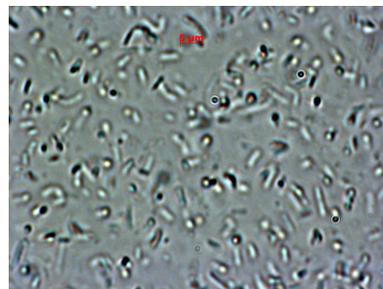
Pour identifier ces caractéristiques, les bactéries sont colorées et lavées avec plusieurs produits. Pour vérifier si la bactérie est Gram positif, un colorant violet de gentiane est appliqué sur des bactéries déposées sur une lamelle, puis lavées avec de l'alcool. Si les bactéries sont mauves, elles sont alors Gram positif et si elles sont rouges, elles sont Gram négatif.

Pour identifier la présence de spores dans la bactérie, il faut introduire du vert de malachite (colorant) lorsque la bactérie est en mode survie. Les spores bactériennes sont issues des mécanismes de survie et sont relâchées lorsqu'une bactérie est soumise à des conditions défavorables. Elles sont situées à l'intérieur de la membrane, ce qui rend difficiles leur coloration. De ce fait, afin de colorer les spores avec le vert de malachite, les bactéries préalablement déposées sur une lamelle sont soumises à la flamme d'un bec Benson. Le stress force les bactéries à libérer leurs spores.

Finalement, afin de vérifier que la culture présente sur les pétris est de *S. pasteurii*, les bactéries doivent avoir une teinte mauve lors de la coloration Gram plus et posséder des sphères vertes lors de la coloration des spores.



(a) Test d'identification des spores



(b) Test d'identification Gram plus

Figure 3.1 Tests d'identification des bactéries

3.1.3 Préparation des bactéries à l'injection

La préparation des bactéries *S. pasteurii* est une étape sensible à la biocalcification. Les bactéries, avant d'être injectées, doivent être en croissance exponentielle et en nombre suffisant. Les deux sous-sections ci-dessous vont traiter des étapes à suivre afin d'obtenir les conditions nécessaires à l'injection.

3.1.3.1 Milieu de croissance

Après leur croissance de 48 heures sur pétris, les bactéries *S. pasteurii* sont prélevées et déposées dans un bouillon $NH_4 - YE$. La composition du bouillon est la même que celui du pétri, sans l'agar. Des colonies de bactéries sont donc prélevées selon un ratio de 1 colonie/10 mL de bouillon. Par la suite, les bactéries sont agitées à 600 rpm pendant 72 heures à 20°C afin d'obtenir une densité optique de 0,8 à 1,0 (Montoya, 2012; Ozdogan, 2010; Chen and Xiang, 2009). Cette densité est mesurée par absorbance avec un spectrophotomètre (Thermo Electron Corporation, Modèle : 4001/4) à 600 μm .



(a) Augmentation de la densité après 72 heures (gauche : densité optique de 1,0)



(b) Évaluation de la densité par spectrophotomètre à $600 \mu m$

Figure 3.2 Évaluation de la densité optique après 72 heures d'agitation à $20^{\circ}C$

3.1.3.2 Courbe de croissance

Le contrôle de la croissance bactérienne est un facteur important à la performance de la biocalcification. Lorsque les bactéries changent de milieu, elles connaissent diverses étapes de croissance. Au début, la croissance est lente, car les bactéries s'adaptent à un nouveau milieu. Par la suite, elles deviennent très actives et se multiplient exponentiellement. Finalement, la croissance diminue lorsque les bactéries manquent de nutriment. La courbe de croissance est propre à chaque bactérie et varie selon diverses variables telles que la composition chimique et la température du milieu. Afin d'optimiser l'activité enzymatique des bactéries, elles doivent être injectées lorsque leur croissance est en phase exponentielle. La Figure 3.3 présente la croissance de la *S. pasteurii* dans le temps, dans un milieu $NH_4 - YE$ et à température pièce ($20^{\circ}C$). L'inoculation des bactéries a été faite avec un ratio de 1 colonie pour 10 ml de bouillon.

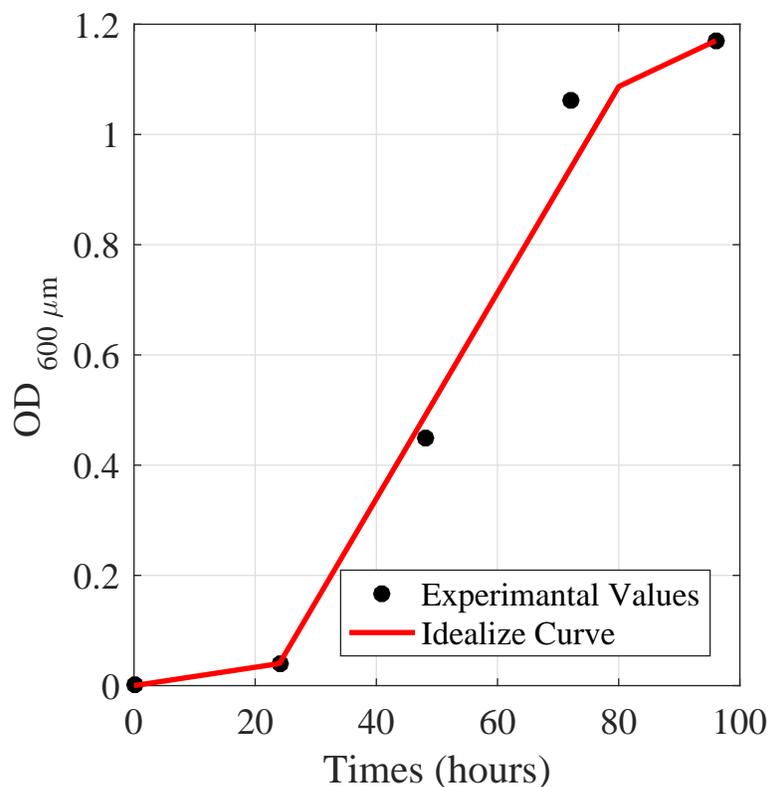


Figure 3.3 Courbe de croissance de la *S. pasteurii* dans un milieu $NH_4 - YE$ à 20°C

Ainsi, pour obtenir la densité optique optimum prescrite par Montoya (2012), DeJong et al. (2010) et Ozdogan (2010), les bactéries doivent croître pendant 72 heures à température pièce.

3.1.3.3 Extraction des bactéries

Après leur croissance dans le milieu $NH_4 - YE$, les bactéries sont extraites du bouillon de culture par centrifugation. Pour cela, la culture est versée dans des éprouvettes de 50 ml, puis placée dans la centrifugeuse à 5 000g pendant 15 minutes à 20°C . Tel qu'illustré sur la figure 3.4, le surnageant est versé et remplacé par du milieu urée. Les bactéries sont remises en suspension par vortex, puis versées dans le liquide de fixation. La proportion utilisée est une éprouvette centrifugée pour 100 ml de liquide de fixation.



Figure 3.4 Centrifugation des bactéries

3.1.3.4 Synthèse

Le tableau ci-dessous fait la synthèse des caractéristiques d'injection de chacun des échantillons testés.

Tableau 3.2 Synthèses des injections appliquées sur chacun des échantillons

Échantillons	$OD_{600\mu m}$	Volume injecté (l)	M $CaCO_3$ (g)
4-5-6	0,741	10,8	258,1
7-8-9	1,081	10,8	221,5
10-11-12	0,845	11,2	271,0
13-14-15	1,105	14,4	338,2
16-17-18	0,975	14,4	345,6
19-20-21	0,871	10,8	258,5
22-23-24	1,105	14,4	345,8
25-26-27	0,905	7,2	169,7
28-29-30	0,900	7,2	173,1
31-32-33	0,902	10,8	259,9
34-35-36	1,045	10,8	262,0

3.1.4 Préparation des échantillons

3.1.4.1 Tailles des échantillons

Selon la norme ASTM D4767-11 (essai CIU pour sol cohésif), le diamètre de l'échantillon doit être supérieur à 33 mm et le ratio hauteur sur diamètre doit être situé entre 2 et 2,5. De ce fait, il a été décidé de produire des échantillons de 50 mm de diamètre et de 100 mm à 125 mm de hauteur.

3.1.4.2 Sable de silice

Le sable utilisé pour ce projet de recherche est un sable de silice. Ce matériel a été caractérisé par Laura Santonja Rey, stagiaire au laboratoire de géotechnique de l'École Polytechnique de Montréal. Les variables identifiées sont la granulométrie, la masse volumique des grains, les densités maximales et minimales, la perméabilité du sol et l'angle de frottement du sable.

Granulométrie

L'analyse granulométrique du sol est présentée à la figure 3.2. L'objectif de cette recherche est de traiter ultimement des sols susceptibles à la liquéfaction. De ce fait, l'étalement de la granulométrie ainsi que l'angularité des grains auront un impact majeur sur la résistance à la liquéfaction.

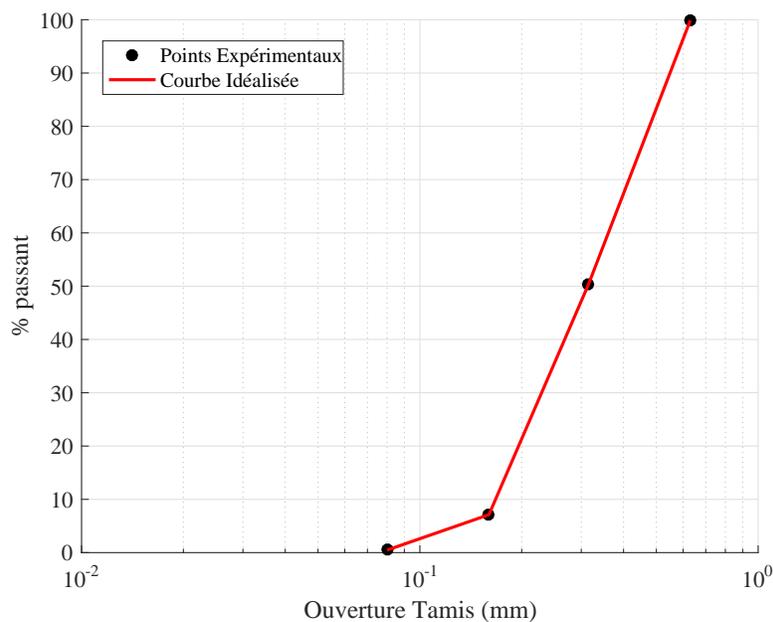


Figure 3.5 Courbe granulométrique du sable d'Ottawa

L'essai granulométrique montre que le sable d'Ottawa est peu étalé, ce qui en réduit la stabilité. Le tableau 3.3 fait la synthèse des résultats obtenus via la courbe granulométrique.

Tableau 3.3 Information granulométrique du sable d'Ottawa

Caractéristiques	Valeurs
D_{60} (mm)	0.36
D_{30} (mm)	0.24
D_{10} (mm)	0.17
C_u	2.117
C_c	0.941

Les coefficients C_u et C_c sont calculés à partir des équations suivantes :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1a)$$

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad (3.1b)$$

Ainsi, selon le système de classification USCS, le sable de silice utilisé peut être classé comme un sable SP (peu étalé).

Densité relative et densité maximale et minimale

Premièrement, la densité relative du sable a été évaluée par pycnomètre selon la norme ASTM D854-14. La densité obtenue pour le sable est ainsi de 2.644. Cette valeur se situe dans la plage admissible pour un sable de silice de 2.64 à 2.66 défini par Das (2010) .

Deuxièmement, les densités maximale et minimale ont été évaluées selon la norme canadienne CAN/BNQ 2501-062/2005. Les essais par table vibrante ont donné les résultats suivants :

$$\rho_{min} = 1,453 \frac{g}{cm^3} \quad (3.2a)$$

$$\rho_{max} = 1,700 \frac{g}{cm^3} \quad (3.2b)$$

Perméabilité

Les essais de perméabilités sur le sable de silice ont été réalisés selon deux états : faiblement compacté et fortement compacté. Les essais ont été réalisés dans un moule de 15,2 cm de diamètre et de 21,45 cm de hauteur. L'écart entre les deux entrées des piézomètres est de 15,50 cm. L'échantillon faiblement compacté a été déposé en 3 couches puis martelé 3 fois

avec un marteau manuel à chaque couches. L'échantillons fortement compacté a lui aussi été déposé en 3 couches mais il a été martelé avec un marteau électrique pendant 7 secondes à chaque couches.

Le coefficient de perméabilité a été corrigé selon la température à partir de l'équation ci-dessous.

$$k_{\text{corrigé}} = (2.42 - 0.475 \ln(T_{\text{mesuré}})) k_{\text{mesuré}} \quad (3.3)$$

Le tableau 3.4 présente a valeur moyenne du coefficient de perméabilité selon la e et la figure 3.6 présente les droites d'écoulement selon le gradient hydraulique imposé.

Tableau 3.4 Coefficients de perméabilité selon le degré de compaction

Degré de compaction	K_{corr} (cm/s)	e	ID (%)
Faiblement compacté	0.0118	0.719	38
Fortement compacté	0.0079	0.658	61

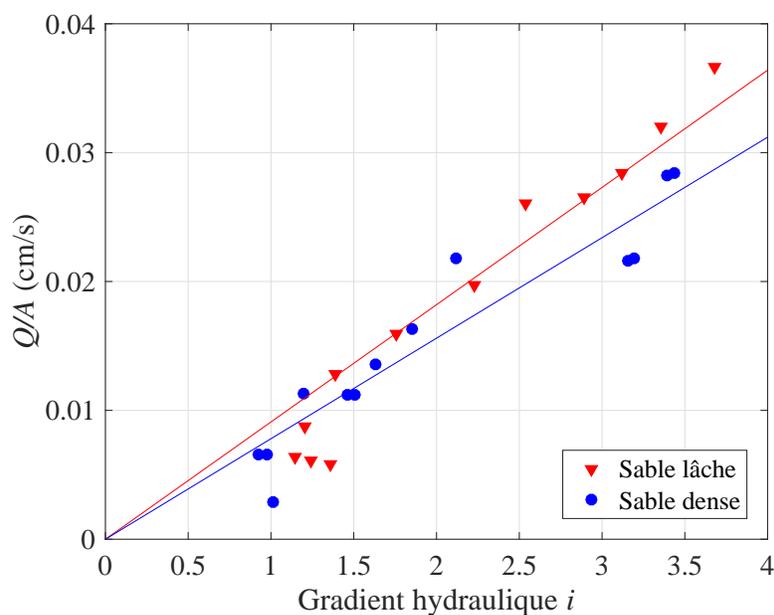


Figure 3.6 Essais de perméabilité

Essai de boîte de cisaillement

Afin de déterminer l'angle de friction du sable de silice, des essais de boîte de cisaillement ont

été réalisés selon la norme ASTM D3080/D3080M-11. Le sable a été cisailé sous différentes forces normales appliquées et selon différents niveaux de compaction. Le graphique ci-dessous montre l'augmentation de l'angle de friction selon le degré de compaction.

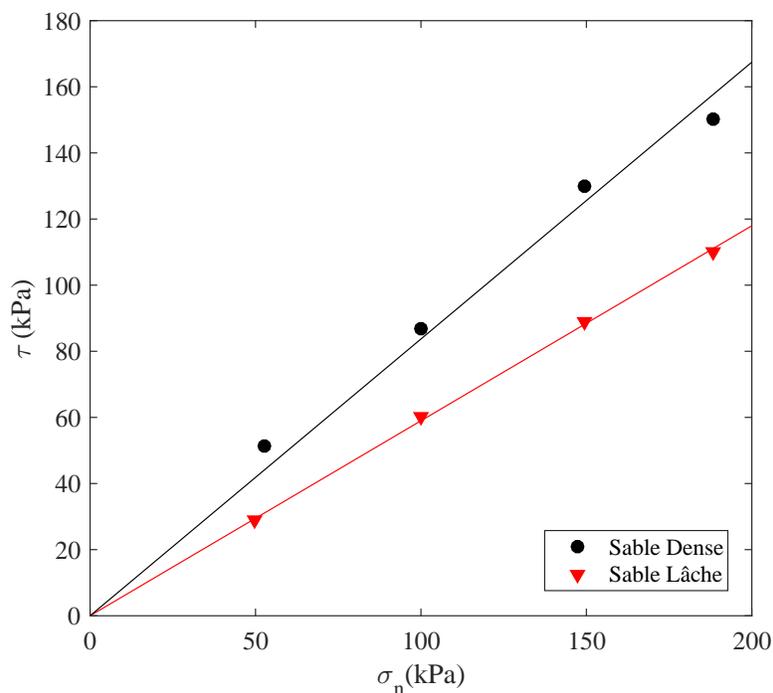


Figure 3.7 Essai de cisaillement direct

Les essais réalisés ont permis de déterminer que l'angle de friction à l'état lâche est de $30,5^\circ$ et de $39,9^\circ$.

3.1.4.3 Moules

Les moules sont fabriqués à partir de tube acrylique de 50 mm de diamètre et de 160 mm de hauteur. La base des moules est un cylindre en acrylique de 50 mm de diamètre extérieur, qui s'emboîte parfaitement dans le moule. Des cercles ont été taillés à l'intérieur afin de favoriser la dispersion des liquides sur toute la base et une entrée d'eau a été forée à la base. Une membrane de latex de 0.012 mm d'épaisseur et de 50 mm de diamètre est utilisée afin de rendre le montage étanche et de faciliter l'extraction de l'échantillon après le traitement. Les moules ont une fente sur le côté afin de permettre l'extraction de l'échantillon traité. Une prise de vide est installée sur le côté afin de coller la membrane sur le moule lors de la mise en place du sable.

3.1.4.4 Indice des vides

Afin d'obtenir une densité relative des échantillons uniforme, le sable a été versé selon un protocole spécifique. Premièrement, les moules de 150 mm de hauteur ont été remplis à moitié avec une hauteur de chute de 150 mm. Par la suite, 10 coups ont été appliqués sur le sol avec un marteau de 200 g. La hauteur de chute de compaction est de 75 mm. Par la suite, la deuxième moitié du moule est remplie et consolidée avec 10 autres coups. Finalement, le moule est rempli puis arasé. L'indice des vides obtenu par cette méthode est de 0.763 ± 0.024 , ce qui donne un indice de densité relative de $21.5\% \pm 9.0\%$.

3.1.5 Liquide de cimentation

Le liquide de cimentation et le liquide bactérien ont la même composition de base. Le tableau 3.5 présente la composition des deux liquides ainsi que les ratios testés lors des essais.

Tableau 3.5 Composition du liquide de cimentation

Ingrédients	[g/L]
Urée	20
NH_4Cl	10
$NaHCO_2$	2,12
Nutrient Broth	3
$CaCl_2$	24

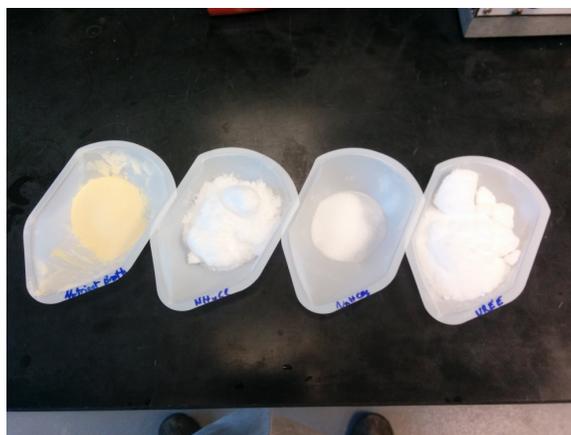


Figure 3.8 Ingrédients pour 1 litre de liquide de cimentation

3.1.6 Protocole d'injection

Pour ce projet, le sol a été traité par injection discontinue. Les sables susceptibles de se liquéfier sont saturés et peuvent être profonds dans le sol. De ce fait, la percolation n'est pas une technique envisageable et l'injection en continu, donne un moins bon rendement (voir revue de littérature).

Les échantillons ont été fabriqués en deux temps : l'injection du liquide de fixation et l'injection du liquide de cimentation. La première étape consiste à injecter les bactéries, puis de leur laisser le temps de se propager dans le milieu. Les étapes sont développées ci-dessous :

1. Incubation des bactéries dans un milieu $NH_4 - YE$ à $20^\circ C$ pendant 72h jusqu'à une densité optique de 0,8-1,0 (OD 600 μm)
2. Centrifugation des bactéries à 5 000 g pendant 15 min
3. Ajout des bactéries dans l'urée et injection dans la colonne à 10 ml/min. Injection du double du volume des vides.
4. Temps de repos : 6 heures

La deuxième consiste à injecter la solution de cimentation composée principalement d'urée et de $CaCl_2$.

1. Injection du liquide par la base à un débit de 3,3 ml/min pendant 30 min
2. Temps de repos : 2h30
3. Répétition du protocole pendant 3 jours.

Afin d'obtenir des échantillons homogènes, la moitié des injections se font à partir de la base et l'autre moitié, à partir du haut. Ainsi, on réduit les risques de surcalcification de la base et de colmatage.



Figure 3.9 Méthode d'injection dans les échantillons

3.1.6.1 Temps de cure

Suite aux injections, les échantillons sont laissés au repos pendant 7 jours (Zhao et al., 2014) afin d'optimiser la quantité de calcite précipitée. Par la suite, ils sont placés dans une étuve à 100°C.

3.2 Essais triaxiaux CIU

3.2.1 Préparation des échantillons

3.2.1.1 Taillage

Afin d'éviter une concentration de contrainte sur les extrémités des échantillons, un taillage post traitement est réalisé. Pour cela, les surfaces sont taillées à la lime à l'aide d'un guide, tel qu'illustré par la figure 3.10. Pour les échantillons avec une faible quantité de calcite, la membrane est conservée sur l'échantillon lors du taillage.



Figure 3.10 Taillage des échantillons

3.2.1.2 Évaluation de la teneur en calcite

Après le taillage, la masse sèche et les dimensions de l'échantillon sont mesurées. La teneur en calcite est déduite de la différence de masse volumique avant et après traitement. L'équation ci-dessous présente le calcul.

$$\%CaCO_3 = \frac{(\rho_{d,initial} - \rho_{d,post-traitement})}{\rho_{d,initial}} \quad (3.4)$$

3.2.1.3 Saturation

La saturation est une étape sensible aux essais triaxiaux. Si le sol n'est pas saturé convenablement, l'évolution des pressions interstitielles et la variation volumétrique de l'échantillon seront affectées. La structure cimentée des échantillons biocalcifés complique la saturation du sol. Les cristaux de calcite ont tendance à créer des cavités imperméables, rendant ainsi difficile l'évacuation de l'air dans le sol. De ce fait, la saturation de l'échantillon se fait en plusieurs étapes.

Premièrement, l'échantillon est placé dans la cellule triaxiale après avoir été taillé. Une membrane imperméable en latex de 50 mm de diamètre et de 0.12 mm d'épaisseur entoure l'échantillon. Deux pierres poreuses et papiers-filtres sont placés aux extrémités de l'échantillon afin d'éviter la migration des grains en dehors de la cellule.

Deuxièmement, un écoulement d'eau déaérée est appliqué à travers l'échantillon pendant 1 jour sous une pression de 5 kPa. L'objectif de cette étape est de saturer le plus possible l'échantillon avant l'application de la contre-pression. Ainsi, le risque de rupture de la structure cristalline du sol est réduit.



Figure 3.11 Saturation de l'échantillon par écoulement

Enfin, la saturation est complétée par l'application d'une contre-pression. Une différence de 5 kPa entre l'extérieur et l'intérieur de l'échantillon est conservée lors de l'essai afin de coller la membrane sur l'échantillon. Une incrémentation constante de la pression cellulaire par paliers de 20 kPa est alors appliquée et la réponse de la pression interstitielle est évaluée par un capteur de pression (Omega Engineering inc., 200PSI). Pour garantir la saturation de l'échantillon, le coefficient de Skempton, \bar{B} , est évalué à partir de l'équation 3.5.

$$\bar{B} = \frac{\Delta\mu}{\Delta\sigma_3} \geq 0.95 \quad (3.5)$$

Le coefficient de Skempton défini que lorsqu'un échantillon est saturé à 100%, la pression interstitielle reprend la totalité de l'augmentation de la pression cellulaire. La norme ASTM D4767-11 mentionne qu'un \bar{B} supérieur à 0.95 est suffisant pour considérer le sol saturé.

3.2.2 Contrainte de préconsolidation

Suite à la saturation de l'échantillon, la phase de consolidation commence. Trois contraintes de consolidation ont été choisies pour réaliser la courbe de Mohr-Coulomb, c'est-à-dire 100 kPa, 150 kPa et 200 kPa. Les échantillons les plus calcifiés, soit 15% de calcite, ont aussi été testés à 300 kPa de consolidation.

3.2.3 Vitesse de déformation

La vitesse de déplacement de la presse hydraulique a été fixée à 0.005 mm/min.

3.2.4 Cisaillement

Après la réalisation de toutes les étapes précédentes, l'échantillon est cisailé sans possibilité de drainage. Trois capteurs sont placés sur la cellule triaxiale telle qu'illustrée sur la figure 3.12 permettant de capter la déformation de l'échantillon (Hewlett Packard, 24DCDT-1000), les variations des pressions interstitielles (Omega Engineering inc., 200PSI) et la force appliquée (Aries instrument LTD, Load Cell, 100 kg).

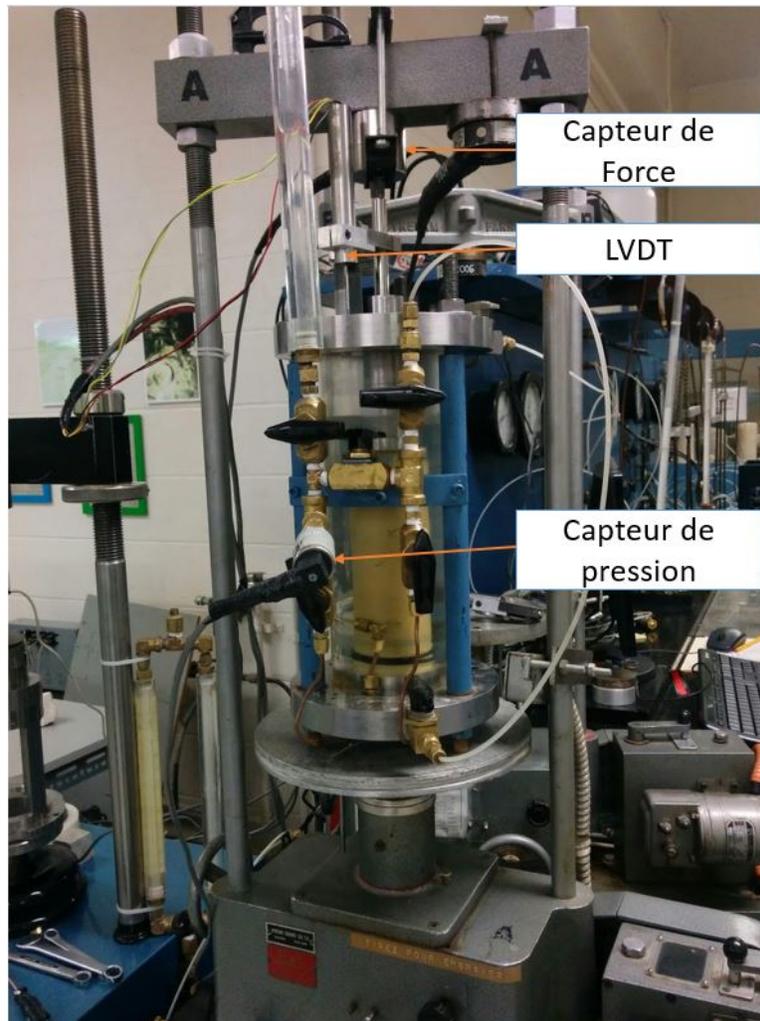


Figure 3.12 Cellule triaxiale et capteurs

3.2.5 Traitement des données

Afin de déterminer les contraintes σ'_1 et σ'_3 , il faut traiter les informations fournies par les capteurs. Pour calculer la contrainte σ'_1 , il faut calculer l'aire de la section corrigée (A_c). La formule ci-dessous permet de calculer cette aire.

$$A_c = \frac{V_{ini} - V_{eausortie}}{h_c} \quad (3.6)$$

où :

- V_{ini} est le volume de l'échantillon avant d'être mis dans la cellule triaxial.
- $V_{eausortie}$ est le volume d'eau qui se draine lors de la consolidation. Si le sol est parfaitement saturé, le volume d'eau sortant correspond exactement à la diminution du

volume des vides.

- h_c est la hauteur initiale de l'échantillon moins la déformation.

Ainsi, la contrainte $\sigma'1$ peut être calculée avec l'équation ci-dessous.

$$\sigma'1 = \frac{F_{\text{capteur}} - F_{\text{erreurfiltre}} - F_{\text{erreurmembre}}}{A_c} \quad (3.7)$$

Où :

- F_{capteur} est la force de la presse reprise par l'échantillon,
- $F_{\text{erreurfiltre}}$ est l'erreur entraînée par les filtres de papier placés à la base et au sommet de l'échantillon
- $F_{\text{erreurmembre}}$ est la force qui est reprise par la membrane lors de l'essai.

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF CRITICAL STATE FOR SANDS TREATED BY MICROBIALLY INDUCED CALCITE PRECIPITATION

B. St-Onge¹, B. Courcelles², N. Bouaanani³

4.1 Abstract

This paper presents original findings to experimentally assess the critical state behavior of undrained MICP treated sands. A series of specimens with various cementation levels and consolidation pressures were fabricated and subjected to undrained triaxial compressive tests. The experimental results were examined in terms of various key response indicators, including stress-strain curves, stress path, and excess pore pressure. The obtained results were also exploited to evaluate Mohr-Coulomb parameters relevant to the tested specimens. A hyperbolic expression was proposed to simulate the variations of friction angle and cohesion of the tested specimens as a function of cementation levels. The equations developed were used to determine a Mohr-Coulomb failure surface accounting for the cementation levels considered in the CIU tests conducted. The agreement between the developed Mohr-Coulomb failure surface and experimental values was shown to be globally satisfactory. In a first attempt to adapt Roscoe surface to investigate the failure of tested MICP treated sands, we showed that the virgin compression index of the tested specimens is a function of calcite content.

4.2 Introduction

Soils with low bearing capacity are increasingly being treated due to the continuous intensification of new or rehabilitated infrastructure projects and improved construction standards. Soil bearing capacity can be improved using various methods including mechanical densification or cementation. Nevertheless, some of these methods may face implementation problems. Mechanical compaction of soils has a depth limit and cannot be applied under a preexisting structure. Chemical grouting is known to produce some toxic effluents, needs significant pumping energy due to cement viscosity and has a tendency to clog all the pores, which can

1. Graduate Student , Department of Civil, Geological and Mines engineering, Polytechnique Montréal, Montréal

2. Professor, Department of Civil, Geological and Mines engineering, Polytechnique Montréal, Montréal

3. Professor, Department of Civil, Geological and Mines engineering, Polytechnique Montréal, Montréal

lead to erosion issues (Karol, 2003; Marinos, 1997). As a consequence, new grouting methods with low environmental impact and the ability to treat soils under existing structures are still needed (DeJong et al., 2006). Microbially Induced Calcite Precipitation (MICP) is a promising technique for soil improvement as an alternative to traditional methods. This technique is based on the use of *Sporosarcina pasteurii*, a bacterium with a metabolic activity that increases the pH locally and lead to chemical conditions in favor of the formation of calcite carbonates. MICP takes advantage of low chemical wastes and low energy needs (Suer et al., 2009; Girinski, 2009). It has been recently studied by several authors due to its high potential of application and its low environmental impact (Dejong et al., 2013; Whiffin, 2004).

As a result of calcite precipitation, soil strength is improved by creating cohesion between soil particles and increasing frictional angle (Cheng et al., 2013; Feng and Montoya, 2016). Bio-treated soil strength is affected by the number of calcite-induced bonds and their thickness between soil particles (DeJong et al., 2010; van Paassen et al., 2010). Calcite carbonates are precipitated locally, at the surface of soil particles or through contacts between two particles. At the rupture, the bonds break and create small calcite particles which increases the frictional angle. Recently, a stress-strain study of bio-treated sand has been done by Montoya and DeJong (2015). A dilatant behavior has been observed during shearing and the amplitude increases with the calcite ($CaCO_3$) content. The peak stress ratio (q/p') also increases with the precipitation, whereas its residual value tends to the same stress ratio of the untreated sand. During drained and undrained triaxial compressive tests, MICP affects the stiffness and dilating behavior of treated soils, which are also influenced by consolidation pressure (Feng and Montoya, 2016).

Although significant research has been conducted on MICP treated soils, there is still a need for more experimental data to better identify and validate the behavior of this relatively new technique and resulting material. In this paper, we mainly focus on the determination of the critical state behavior of biotreated soils, a subject which has been rarely covered in the literature. For this purpose, a series of specimens with different calcite contents were submitted to monotonous undrained triaxial tests at different levels of consolidation pressures. The experimental results are examined in terms of various key response indicators, including stress-strain curves, stress path, and excess pore pressure. Critical state parameters according to Mohr- Coulomb criterion and CamClay-based modeling are then investigated.

4.3 Methodology

4.3.1 Bacteria and cultivation method

The preparation of the bacterial media followed a conventional procedure described by Ozdogan (2010). The *Sporosarcina pasteurii* (ATCC 11859) was used to cement the soil. The *S. pasteurii* is a bacillus Gram + which grows in an ammoniac environment. They were incubating on a Petri dish made of tris buffer, ammoniac sulfates $(NH_4)_2SO_4$, yeast extract and agar at 35°C. After three days of incubation, the Petri dishes were conserved at 4°C for a maximum of a month. Each ingredient was sterilized individually in an autoclave at 120°C and mixed after cooling down at 40°C.

Before injection, the *S. pasteurii* were transferred from Petri dishes to ammoniac media, i.e. tris buffer, $(NH_4)_2SO_4$, yeast extract. They were then agitated for 72 hours, according to a growth curve at room temperature to obtain an optical density of 0.8 to 1.0 at 600 μm . Finally, the *S. pasteurii* were harvested by centrifugation at 5000 g for 15 minutes and put in a fresh urea medium.

4.3.2 Silica Sand and Samples

All specimens were made from poorly graded silica sand with the properties presented in Table 4.1. The sand was slowly deposited with a constant falling height of 150 mm in a 150 mm x 50 mm mould. Each half of the soil specimen was compacted with 10 hits of a 200 g-mass to achieve a relative density of 25%, which corresponds to a loose sand. The weight and size of every specimen were measured before cementation.

4.3.3 Injection Method

The biotreatment was performed step by step with periodical injections. The first step was to inject the bacteria from the bottom of each specimen at a flowrate of 20 ml/min. The specimens were then set aside for 6 hours to enable the dispersion and the fixing of bacteria throughout soil particles. The cementation liquid was then introduced periodically at a flowrate of 10 ml/min. The injections were carried out every 3 hours, and each contained twice the pore volume of the soil and was introduced continuously into the specimen. The experimentation has shown that a mass ratio of 10% was obtained for the Calcite content when using 7.2 l of the cementing liquid and a ratio of 15% was achieved with 14.4 l of the liquid. For this study, 3 levels of cementation, i.e. calcite contents, were targeted: 10%, 13% and 15%.

4.3.4 Composition of the Cementing Liquid

The composition of the cementing liquid was based on a study made by Ozdogan (2010). Nevertheless, due to clogging issues at the base of specimens, the concentration ratios were adapted based on the several studies made by Mortensen et al. (2011), van Paassen (2009) and Whiffin (2004). According to Mortensen et al. (2011), a low concentration of NH_4Cl enhances the efficiency in terms of pH increase through urea hydrolysis. The initial ratio of 7:7:7 (Urea, NH_4Cl , $CaCl_2$) used by Ozdogan (2010) had to be reduced to 7:7:4 to avoid clogging issues, which however required an excessive amount of cementing liquid. A final ratio of 7:4:4 was then adopted. The cementing liquid has the same composition than the bacterial injection with an addition of $CaCl_2$. All components of the cementing liquid were sterilized in an autoclave at 120°C and then the liquid was cooled down at room temperature (20°C). Table 4.2 summarizes the composition of the cementing liquid and bacterial injection.

4.3.5 Crystal Formation and Curing Period

The carbonate of calcium is a polymorph crystal. According to the research made by Sawada (1997), it's possible to define three phases of formation : unstable, metastable and stable. The unstable formation is an amorphous crystal that doesn't last long. The stable formation corresponds to the calcite and the metastable formations are the vaterite and aragonite. The aragonite can only be formed at high temperature and is not relevant in this study. The vaterite is a highly solvable crystal and should be avoided.

At room temperature, the vaterite and calcite are formed simultaneously from the amorphous crystals. Depending of the temperature and the oversaturation conditions, the abundance of one or the other will be affected. Sawada (1997) evaluated that, at 25°C, the proportion between calcite and vaterite is 50%/50% at an early stage of transformation. Due to this fact, a curing time has to be observed to let the vaterite transform into calcite. Otherwise, during the saturation process, the vaterite solubilizes and get flushed. A waiting period of 7 days after the last injection was observed for this study according to the protocol made by Zhao et al. (2014).

4.3.6 Sample Preparation and $CaCO_3$ Evaluation

After the curing period, each specimen was dried in an oven at 100°C for one day. Then, the specimen surfaces were sanded until attaining a height of 110 mm to 120 mm. The ASTM protocol D4767-11 allows a height/diameter ratio between 2 and 2.5 for a consoli-

dated isotropic undrained (CIU) test on a cohesive soil. The dimension and dry weight were measured. The gain of calcite was calculated with the difference of the dry mass density before and after treatment. Due to a light compaction caused by the flow during the cementing process (1-2 mm), an error of 1.2% as been calculated by the difference of density.

The specimens were divided into three bins according to their calcite contents as indicated in Table 4.3.

4.3.7 Saturation and Consolidation

After their installation in the triaxial cell, sand specimens were filled with deaerated water. Then, a 50 cm headed flow was applied at the bottom of each specimen for 24 hours in order to maximize saturation. Finally, saturation was obtained by applying back pressure in the specimen. The incrementation of the back pressure was stopped when the Skempton coefficient B reached 0.95, according to ASTM D4767-11 (ASTM, 2011).

After saturation, the specimens were consolidated and the volume of outgoing water was measured. In this study, three consolidation pressures, i.e. 100 kPa, 150 kPa and 200 kPa, were applied to the specimens in Bins 1 to 3, and an additional confinement pressure of 300 kPa was also applied to specimens in Bin 3. A minimum of two specimens were tested at each level of consolidation for every calcite content. A loading rate of 0.005 mm/min was applied to the undrained specimens. Three sensors measuring axial strain, pore pressure and applied load, respectively, were used as illustrated in Fig. 4.1.

4.4 Results and Discussion

4.4.1 Stress-strain Response, Stress Path and Excess Pore Pressure

Figure 4.2 illustrates the behavior of the specimens within Bin 1 during the CIU tests. The following results are presented: the stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ (Fig. 4.2(a)), the stress path, i.e. deviatoric stress q vs. isotropic stress p' (Fig. 4.2(b)), the stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ (Fig. 4.2(c)), and excess pore pressure U vs. axial strain ϵ (Fig. 4.2(d)). The red, black and green curves correspond to the CIU tests conducted under consolidation pressures of 100 kPa, 150 kPa and 200 kPa, respectively. Figure 4.2 also contains the curves corresponding to the average of the results obtained for each consolidation pressure.

Two phases of the stress-strain relationship of the tested specimens can be clearly identified from Fig. 4.2(a). The first phase, which corresponds to elastic deformations, depends on the number of calcite bonds as was reported by Montoya and DeJong (2015). During this phase, the specimen is stiff and can hold significant pressure while undergoing a very small axial deformation (under 0.1 %). The steep initial slope of approximately 3:1 of the stress path illustrated in Fig. 4.2(b) suggests that pore pressure bears only a slight portion of the applied load during the elastic deformation phase. Figure 4.2(c) shows a rapid increase of pore pressure which is amplified by the consolidation pressure during the tests. It can be seen from Fig. 4.2(d) that the stress ratio q/p' reaches its highest value at the end of the first elastic phase, and that this peak value is lower as consolidation pressure increases. The second phase of the stress-strain relationship of the tested specimens corresponds to plastic deformations, which are associated with the onset of calcite links being broken and the strength resulting mainly from friction between sand particles. Strain hardening is observed during soil shearing, while the evolution of pore pressure indicates a clear dilatant behavior, i.e. negative pore pressures. The residual strength at the end of this plastic phase is mainly due to friction between sand particles. The slope of the stress path reduces to about 1.5:1 at transition between elastic and plastic phases. During the transition, cementation-induced strength changes to friction-based strength. Fig. 4.2(d) shows that the stress ratio q/p' progressively reduces towards a residual ratio at higher strains. This residual value is less affected by consolidation pressure and is similar to the residual stress ratio corresponding to a non-treated sand. Finally, pore pressure also tends to the same residual value regardless of the consolidation pressure.

The same type of results were obtained for the other specimens from the other Bins 2 and 3 as illustrated in Figs. 4.3 and 4.4. Stress-strain curves show a net increase in stiffness with higher calcite content. The strength also increases for higher cementation levels at consolidation pressures from 150 kPa to 300 kPa. At 100 kPa of consolidation, all specimens seem to have the same strength. The tests reveal that specimens with higher calcite content reach the plastic range faster. Shearing-induced fragments in such specimens are indeed larger and fewer than those in specimens with lower calcite contents. Therefore, the number of contact surfaces within a specimen is lower as calcite content is higher, which diminishes the total deformation this specimen can sustain before failure.

The initial slope of the stress path is approximately the same, i.e. about 3:1, regardless of calcite content. However, a clearer transition between the elastic and plastic phases is observed for the specimens with highest calcite content, i.e. 15.4% are less curvy during that

phase and has a clearer transition between the two phases.

The stress ratio (q/p') show a more significant peak with the increase of calcite content. Based on these figures, the cementation also increases the maximum peak value. Still, the confinement softens the maximum ratio. Finally, the residual stress ratio for all levels of cementation tends to the residual strength of a non-treated sand, around $q/p' = 1.6$.

Many authors have elaborated that the strength is based on the number of calcite bonds. With the increase of Calcite content, the number of bonds increases as well as the stress ratio peak. During, the consolidation, some bonds can break and reduce the stress ratio peak. The Figure 4.5 indicates that the rise of the maximum shear stress is not linear and that the slope decreases with the consolidation pressure. It also shows that the diminution of the slope happens faster with lower levels of cementation.

4.4.2 Effect of Calcite on Mohr-Coulomb Parameters

4.4.2.1 Frictional angle ϕ' and cohesion c'

Using the maximum shear stress τ_{max} obtained experimentally and the corresponding mean stress $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_3)/2$, Mohr-Coulomb lines were drawn to determine frictional angle and cohesion values for Bins 1 to 3 defined in Table 4.3. The obtained Mohr-Coulomb lines are illustrated in Figure 4.6 and the experimental values of ϕ' and c' are given in Table 4.4.

The experimental results obtained are exploited next to evaluate Mohr-Coulomb parameters relevant to the tested specimens. The cohesion is created directly by the cementation between soil particle. During the shearing, the broken bonds will produce fine particles which increase the frictional angle ϕ' in the soil. Cheng et al. (2013) found that frictional angle and cohesion increase exponentially with higher calcite contents from 0% to 10%. Montoya and DeJong (2015) studied the evolution of ϕ' as a function of shear wave velocity, which can be linked to calcite content, on a broad range of cementation levels. They also found that friction angle rises exponentially as reported by Cheng et al. (2013). As calcite precipitation occurs at the contacts between soil particles, there is a limit on the number of calcite bonds that can be created by an MICP process. Therefore, it can be assumed that friction angle and cohesion tend towards to a maximum value at very high calcite content. On the other extreme, friction angle and cohesion tend towards the same values as those of an untreated soil when calcite content is very low. Several mathematical expressions were tested to predict this behavior. After numerous trials, we propose the following two general hyperbolic

equations to simulate the evolution of the friction angle and cohesion as a function of calcite content:

$$\phi' = A_1 \frac{e^{A_2(\xi - A_3)} - 1}{e^{A_2(\xi - A_3)} + 1} + A_4 \quad (4.1)$$

$$c' = B_1 \frac{e^{B_2(\xi - B_3)} - 1}{e^{B_2(\xi - B_3)} + 1} + B_4 \quad (4.2)$$

where ξ denotes the calcite content in %, 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. The values of these parameters are given in Table 4.5 for the treated sands studied in this paper. The predictions of Eqs. (4.1) and (4.2) are illustrated in Fig. 4.7, along with the experimental values found in this work. It can be seen that the proposed expressions satisfy the exponential trends in friction angle and cohesion observed experimentally by Cheng et al. (2013) for calcite contents between 0 % to 10 %.

The predictions of Eqs. (4.1) and (4.2) also suggest that cohesion increases faster than frictional angle as calcite content is higher. This result can be explained by the fact that cohesion is generated as soon as a small number of calcite bonds is effective, whereas a larger number of calcite bonds is required before frictional forces become notable. The performance of Eq. (4.1) in predicting the experimental values of frictional angle reported by Montoya and DeJong (2015) is illustrated in Fig. 4.8. The experimental and predicted values are also given and compared in Table 4.4. It can be seen that the predictions of Eq. (4.1) globally match the evolution of frictional angle as a function of shear wave velocity, and therefore calcite content. These results confirm the assumptions adopted above: (i) the friction angle in a MICP-treated sand tends towards the friction angle in the same untreated material for very low calcite contents, and (ii) friction angle increases exponentially for moderate cementation levels, and to stabilize at a maximum value for very high calcite content.

4.4.2.2 Mohr Coulomb Critical Surface

Mohr-Coulomb criterion defines failure according to the stress state of the tested specimen. The equations developed previously are used next to determine the Mohr-Coulomb failure surface accounting for the calcite levels considered in the CIU tests described above. For this purpose, the friction angle and cohesion values are determined using Eqs. (4.1) and (4.2) and the parameters A_1 to A_4 and B_1 to B_4 provided in Table 4.5, considering a calcite content range from 8 % to 18 % with an increment of 1 %. The obtained surface is illustrated in Fig. 4.9. The experimental Mohr-Coulomb lines corresponding to Bins 1 to 3 are also plotted

on the same figure, as well as the experimental points corresponding to the shear stress τ_f and normal stress σ'_n at failure of each specimen considering its individual calcite content. Table 4.7 compares the experimental maximum shear stress τ_{max} to those calculated using Mohr-Coulomb failure surface. Although some errors reach about 10 % for a limited number of specimens, these results show that the agreement between predicted Mohr-Coulomb failure surface and experimental values is globally satisfactory.

4.4.3 Effect of Calcite Content on CamClay Parameters

Although the Mohr-Coulomb criterion was shown useful in predicting failure of the tested specimens as illustrated previously, it has many limitations as it does not consider the hardening effect on soil behavior, nor the evolution of stress-strain relationship before failure. For this purpose, an attempt is made to explore how well the behavior of biotreated sand fits with traditional models of cohesive soils. The Roscoe surface is a well-known critical state for cohesive soils (Roscoe et al., 1958). However, the MICP treated sands tested in this paper exhibit a behavior varying from that of a cohesive soil to a granular medium. The Roscoe surface has then to be adapted to study the failure of such soils.

The CIU tests conducted allow evaluating the dependence between maximum strength and porosity, which remains constant during these tests. The projection of Roscoe surface into the pore volume – isotropic stress plane, i.e. $e - \ln(p')$, depends on two parameters: virgin compression index λ and swelling index κ . We calculated the virgin compression index λ by associating the constant void ratio e of each specimen to their isotropic pressure p' at failure. Figure 4.10 shows the obtained critical state lines for Bins 1 to 3 along with the experimental values.

The concentration of experimental values around the critical state lines shows a good correlation between pore volume and the isotropic pressure at failure. Table 4.7 presents the values of λ for each bin and their correlation. CIU test results provide a good assessment of the critical state line in the $e - \ln(p')$ plane. The observable dispersion comes from the variation of calcite content inside each bin. To reduce this variation, a higher number of specimens with close calcite content is required. However, the swelling index κ is more difficult to evaluate as it defines the swelling of the material during a pressure release. As discussed previously, the behavior of MICP treated sand is based on the number of calcite bonds. Therefore, κ will change according to the degradation of calcite bonds during an isotropic consolidation. Nonetheless, an average κ of 0.0045 ± 0.001 was evaluated in this work based on rejected water volume during consolidation, which indicates almost no swelling for this material.

The last parameter related to Roscoe surface is the slope M of the critical state line. This parameter depends only on the frictional angle according to the equation (Roscoe et al., 1958).

$$M = \frac{6\sin(\phi')}{3 - \sin(\phi')} \quad (4.3)$$

Therefore, an analysis similar to one described previously to determine friction angle can be carried out.

4.5 Conclusion

This paper presented an original approach to experimentally assess the critical state behavior of undrained MICP treated sands. A series of 21 specimens with 3 cementation levels and consolidation pressures were fabricated and subjected to undrained triaxial compressive tests. The experimental results were examined in terms of various key response indicators, including stress-strain curves, stress path, and excess pore pressure. All the biotreated sands have exhibited an elastic phase during which they supported a significant pressure while undergoing very small axial deformations. A rapid increase of pore pressure amplified by consolidation pressure during the tests was observed. A strain hardening was observed during soil shearing, while the evolution of pore pressure indicated a clear dilatant behavior. The initial slopes of the measured loading paths were practically insensitive to calcite content, but a more distinguishable transition between elastic and plastic phases was observed for specimens with highest calcite content. A larger peak ratio q/p' of deviatoric stress over isotropic stress was found for higher cementation levels as reported by others, while the residual stress ratio was similar to that of a non-treated sand. Consolidation pressure was found to slightly reduce the peak stress ratio q/p' and to practically have no effect on the residual of q/p' . The experimental findings were exploited to evaluate Mohr-Coulomb parameters relevant to the tested specimens. A hyperbolic expression was proposed to simulate the variations of friction angle and cohesion of the tested specimens as a function of cementation levels. The proposed equations were obtained assuming that both parameters tend towards a maximum value at very high calcite contents, and towards the same values as those of an untreated soil when calcite content is very low. The equations developed were used to determine a Mohr-Coulomb failure surface accounting for the cementation levels considered in the CIU tests conducted. The agreement between the developed Mohr-Coulomb failure surface and experimental values was shown to be globally satisfactory. In a first attempt to adapt Roscoe

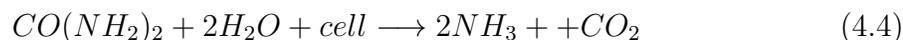
surface to investigate the failure of tested MICP treated sands, we showed that the virgin compression index λ of the tested specimens is a function of calcite content. However, a more accurate assessment of this relationship requires a larger number of specimens treated using a wider range of calcite contents. The swelling index κ was more difficult to evaluate due to its high sensitivity to the rate of degradation of calcite bonds.

4.6 Acknowledgments

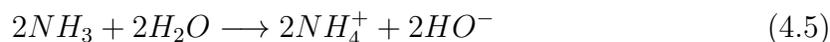
The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC). The technical support for the preparation of the bacterial media provided by the Research, Development and Validation Center for Water Treatment Technologies and Processes (CREDEAU) of Polytechnique Montréal is also gratefully acknowledged.

4.7 Appendix A

1. Urea Hydrolysis



2. Hydration of Urea's Residues



3. Calcite Precipitation



4.8 Appendix B

List of Symbols :

q	Deviatoric stress
p'	Effective isotropic stress
ϵ	Relative deformation
U	Pore pressure
e	Pore volume
e_{min}	Minimum void ratio
e_{max}	Maximum void ratio
C_u	Coefficient of uniformity
C_c	Coefficient of curvature
G_s	Relative density
M	Critical state line slope
κ	Swelling index
λ	Virgin compression index
ϕ'	Effective frictional angle
c'	Cohesion
τ_{max}	Maximum shear stress
σ'_n	Effective normal stress

4.9 Tables

Table 4.1 Sand properties

Property	Value
D_{60}	0.36 mm
D_{30}	0.24 mm
D_{10}	0.17 mm
C_u	2.117
C_c	0.941
G_s	2.644
e_{min}	0.555
e_{max}	0.820

Table 4.2 Composition of cementing liquid and bacterial injection.

Ingredients	Concentration (mM/L)
Urea	333.0
NH_4Cl	187.0
Nutrient Broth	3 g
$NaHCO_3$	35.7
$CaCl_2 * 2H_2O$ (only for the cementation liquid)	187.0

Table 4.3 Calcite contents of the specimens tested.

Specimens	Bin 1	Bin 2		Bin 2	
	Calcite Content	Specimens	Calcite Content	Specimens	Calcite Content
S1	9.90%	S8	12.10%	S13	14.30%
S2	10.10%	S9	12.60%	S14	14.60%
S3	10.50%	S10	12.90%	S15	14.60%
S4	11.30%	S11	13.20%	S16	14.70%
S5	11.30%	S12	13.70%	S17	15.70%
S6	11.60%			S18	15.90%
S7	11.90%			S19	16.20%
				S20	17.40%
Average	11.00%	Average	12.90%	Average	15.40%

Table 4.4 Experimental values of friction angle ϕ' and cohesion c' obtained for each Bin.

Bin	ϕ'	c'	R^2
1	36.6	124.6	0.9818
2	33.8	114.4	0.9179
3	30.8	93.1	0.9566

Table 4.5 Parameters A_1 to A_4 and B_1 to B_4 of equations (4.1) and (4.2), obtained based on fitting of presented experimental results.

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

Table 4.6 Application of the proposed expression for friction angle to experimental values found by Montoya and Dejong (2015).

Shear wave (m/s)	$\phi^{(a)}$	$\phi^{(b)}$	Error
190	33	33.4	1.20%
300	33.6	34.3	2.00%
450	37.4	36.3	2.90%
650	39.2	39.6	1.10%
1100	41.5	42.3	2.00%
1400	43.7	42.5	2.80%

(a) Experimental results found by Montoya and Dejong (2015).

(b) Proposed equation (1).

Table 4.7 Comparison between experimental values of τ_{max} and those obtained from proposed Mohr-Coulomb failure surface

Specimens	Calcite content	$\tau_{max}^{(a)}$ (kPa)	$\tau_{max}^{(b)}$ (kPa)	Errors
S1	0.099	552.9	547.3	1.0%
S2	0.101	389.5	385.9	0.9%
S3	0.105	541.3	557.0	2.9%
S4	0.11	442.8	439.4	0.8%
S5	0.113	447.5	473.6	5.8%
S6	0.113	429.1	428.1	0.2%
S7	0.116	436.8	429.4	1.7%
S8	0.12	519.0	577.9	11.4%
S9	0.121	459.2	437.9	4.6%
S10	0.126	380.1	377.6	0.7%
S11	0.129	535.7	529.8	1.1%
S12	0.132	633.3	554.1	12.5%
S13	0.137	597.8	645.7	8.0%
S14	0.143	738.2	667.1	9.6%
S15	0.146	378.6	426.1	12.5%
S16	0.146	897.8	872.6	2.8%
S17	0.147	412.6	453.8	10.0%
S18	0.157	799.5	811.5	1.5%
S19	0.159	624.2	616.6	1.2%
S20	0.162	679.6	732.9	7.8%
S21	0.174	822.6	910.6	10.7%

(a) Experimental results.

(b) Proposed Mohr-Coulomb failure surface.

Table 4.8 Calculated virgin compression index λ and correlation with experimental data.

Bin	λ	Γ	R^2
1	0.42	3.25	0.8939
2	0.36	2.80	0.8236
3	0.27	2.3	0.9206

4.10 Figures



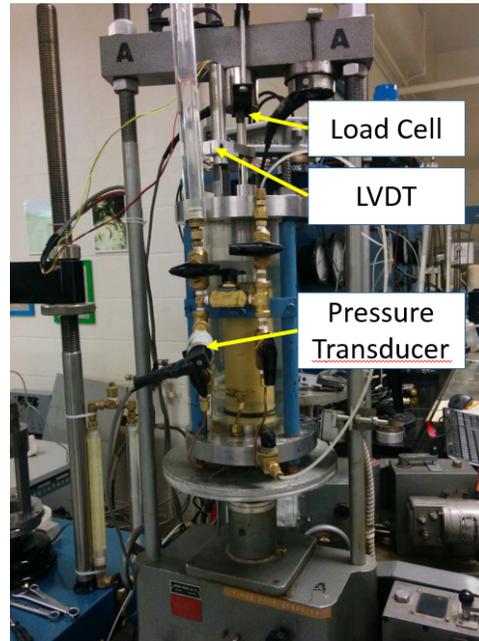
(a)



(b)



(c)



(d)

Figure 4.1 Experimental setup: (a) Cementation process; (b) Cemented specimen; (c) Pre-saturation process; (d) CIU testing.

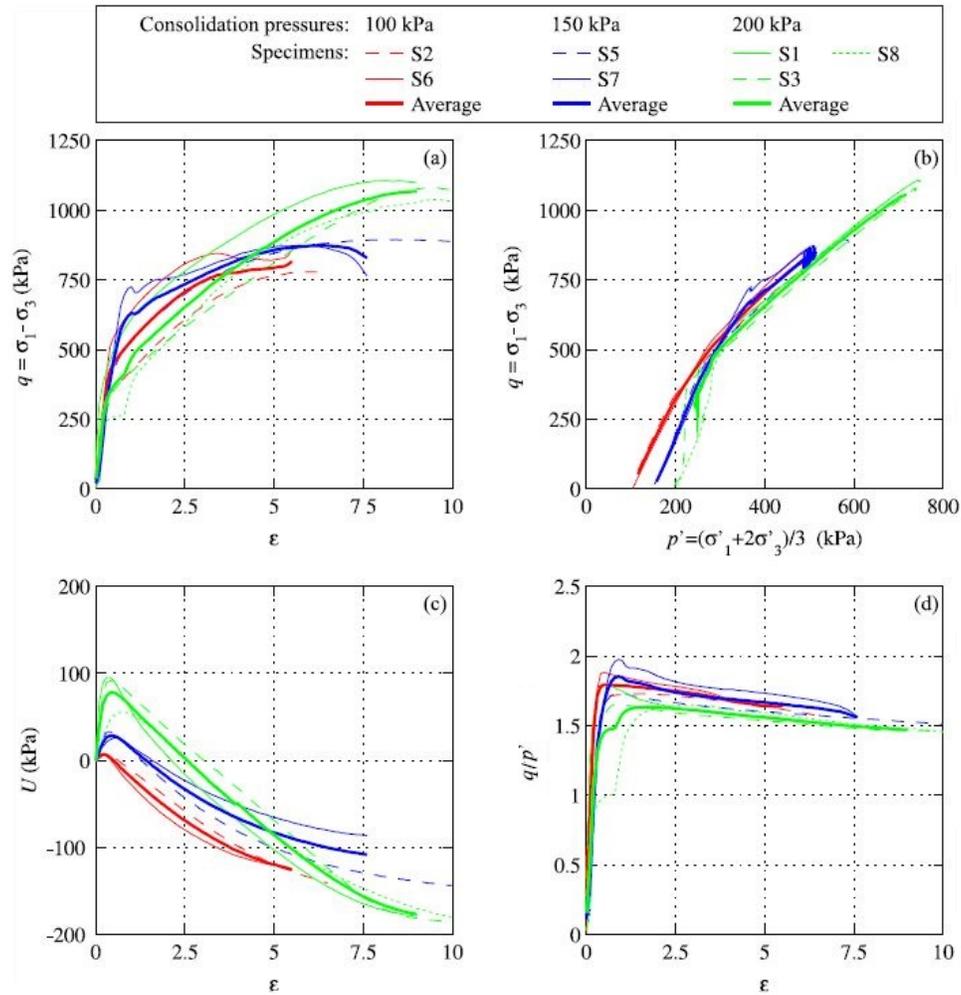


Figure 4.2 Behavior of the specimens from Bin 1, i.e. 11% calcite content on average: (a) stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ , (b) deviatoric stress q vs. isotropic stress p' , (c) excess pore pressure U vs. axial strain ϵ , and (d) stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ .

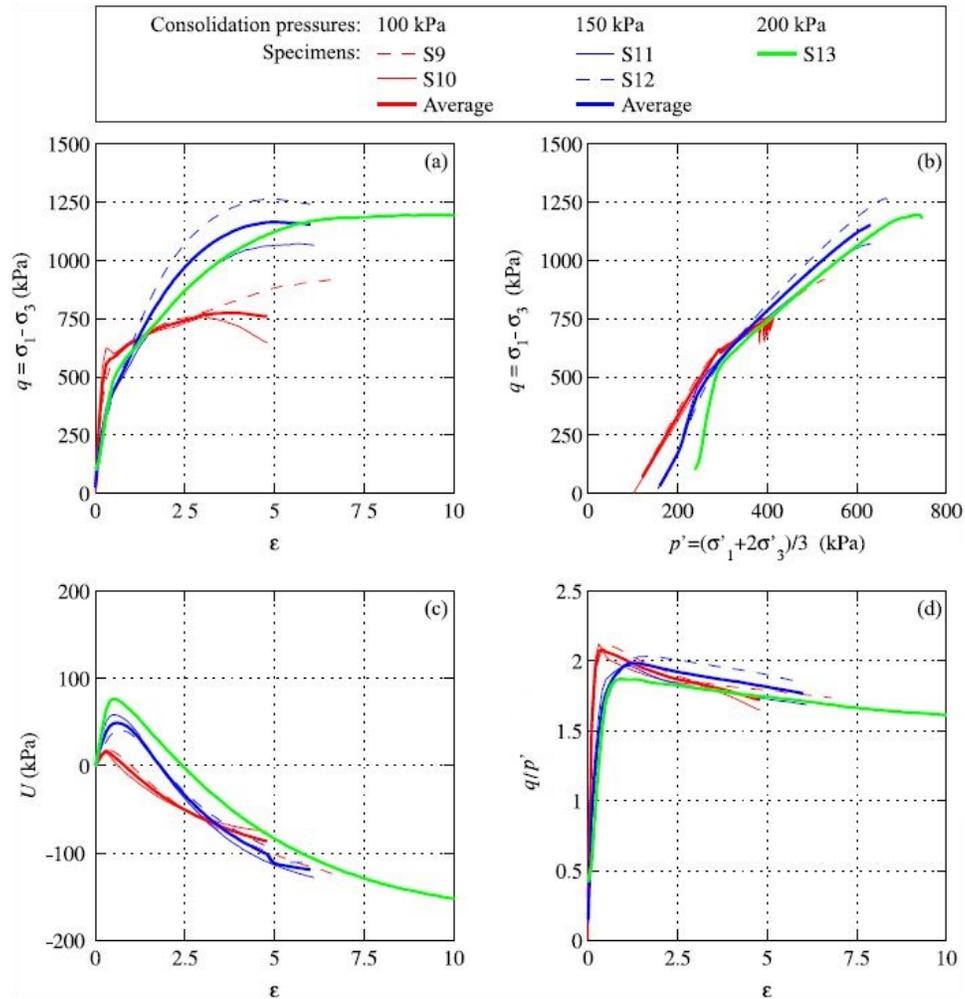


Figure 4.3 Behavior of the specimens from Bin 2, i.e. 12.9% calcite content on average: (a) stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ , (b) deviatoric stress q vs. isotropic stress p' , (c) excess pore pressure U vs. axial strain ϵ , and (d) stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ .

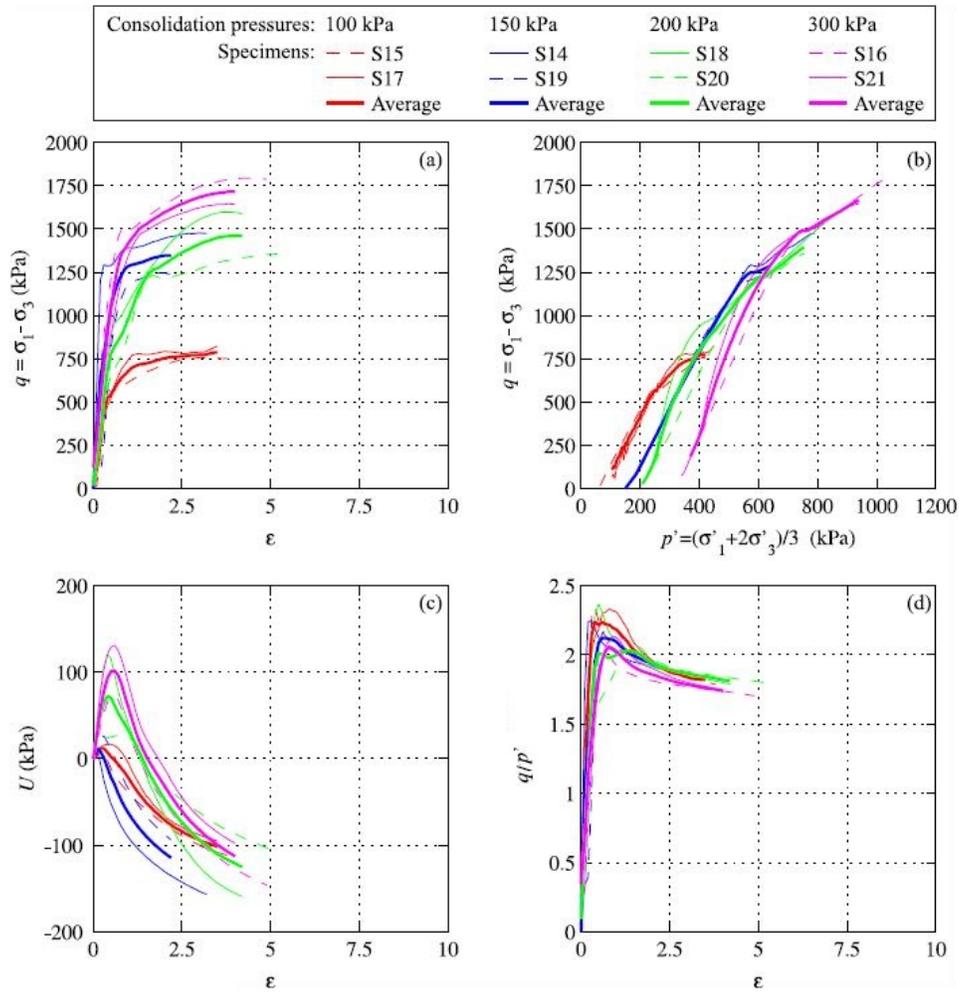


Figure 4.4 Behavior of the specimens from Bin 3, i.e. 15.4% calcite content on average: (a) stress-strain response, i.e. deviatoric stress q vs. axial strain ϵ , (b) deviatoric stress q vs. isotropic stress p' , (c) excess pore pressure U vs. axial strain ϵ , and (d) stress ratio q/p' vs. axial strain ϵ .

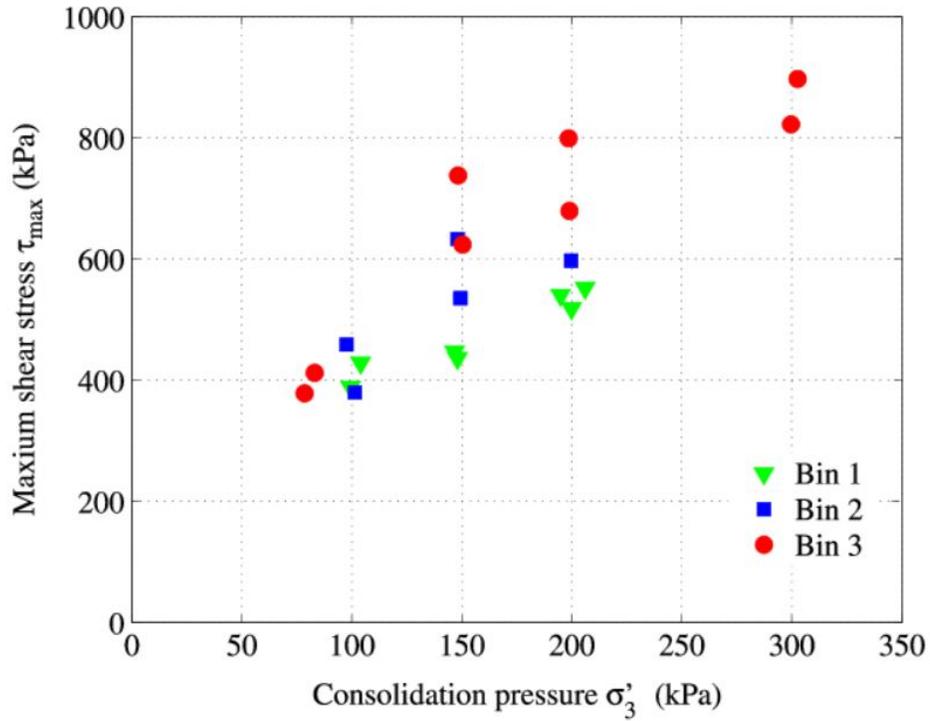


Figure 4.5 Effect of consolidation pressure on maximum shear stress for all specimens tested.

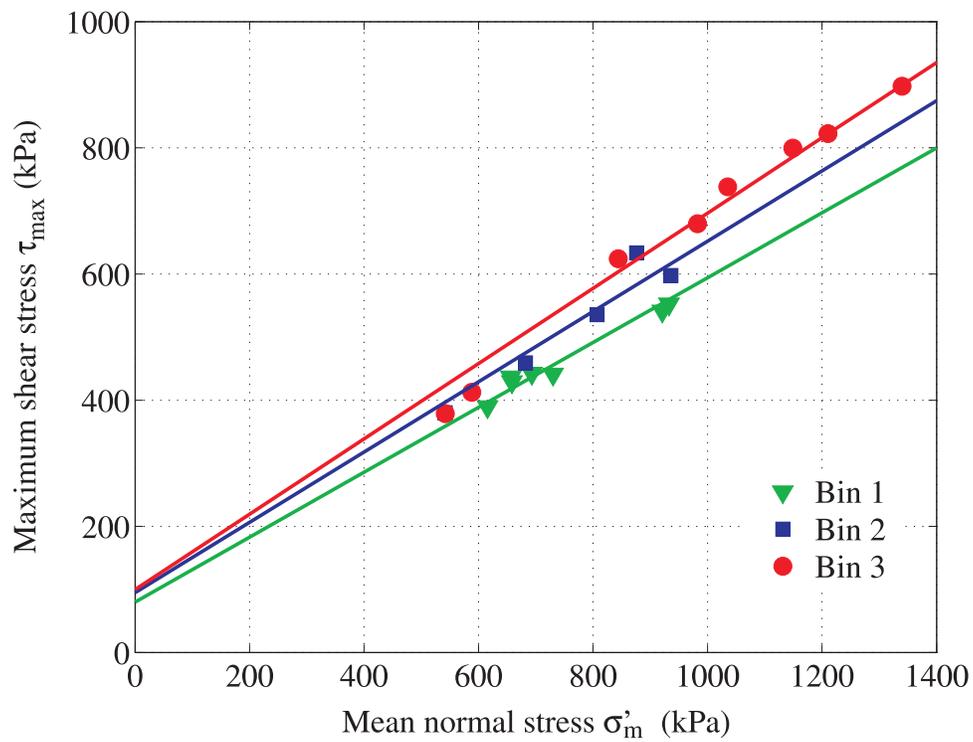


Figure 4.6 Experimental Mohr-Coulomb critical lines for all the specimens tested.

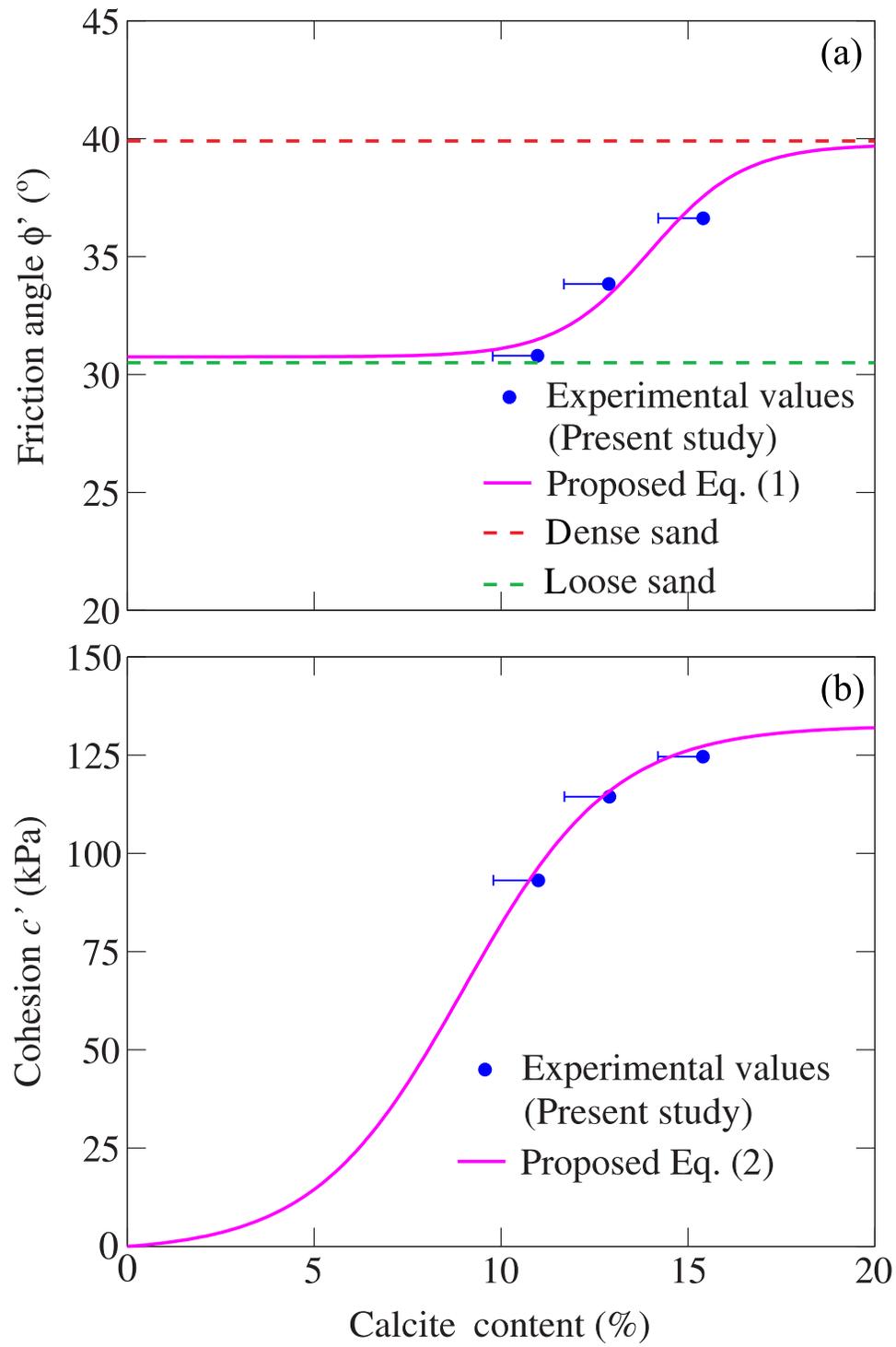


Figure 4.7 Effect of the Calcite content on the friction angle and cohesion: (a) Friction angle, (b) Cohesion.

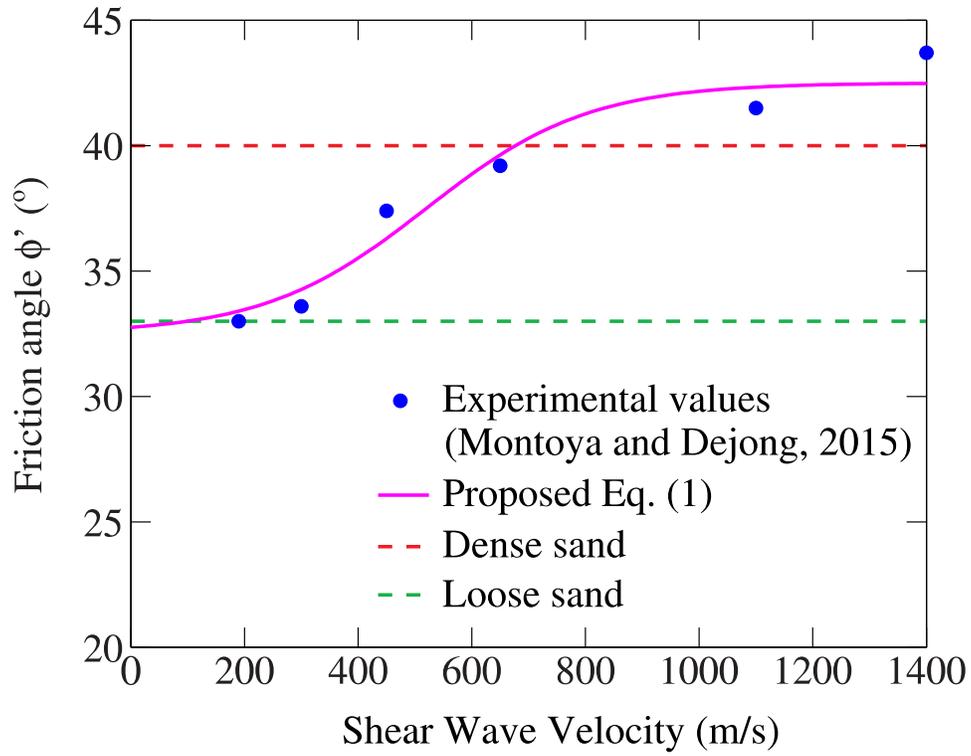


Figure 4.8 Application of the proposed expression for friction angle to experimental values found by Montoya and Dejong (2015).

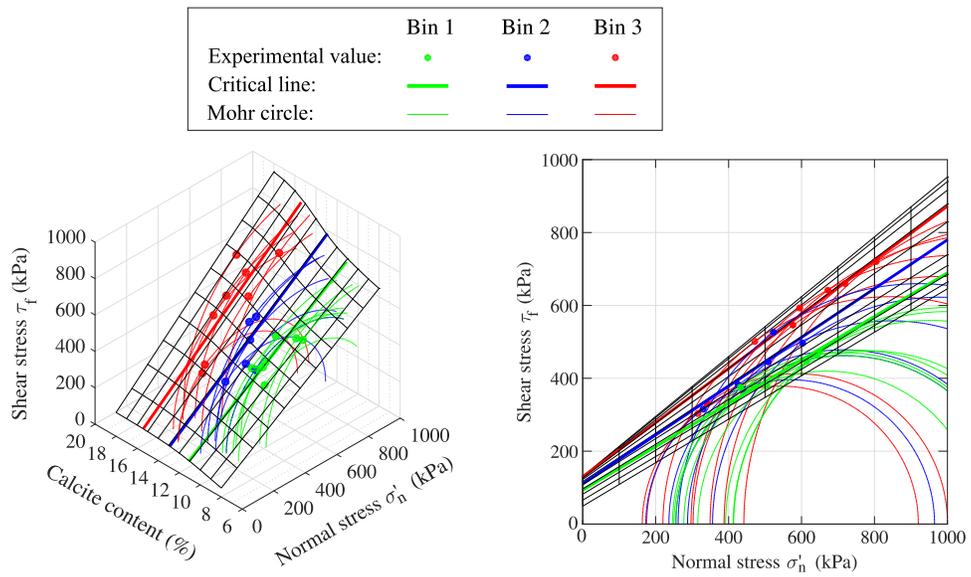


Figure 4.9 Failure surface for Mohr Coulomb criteria

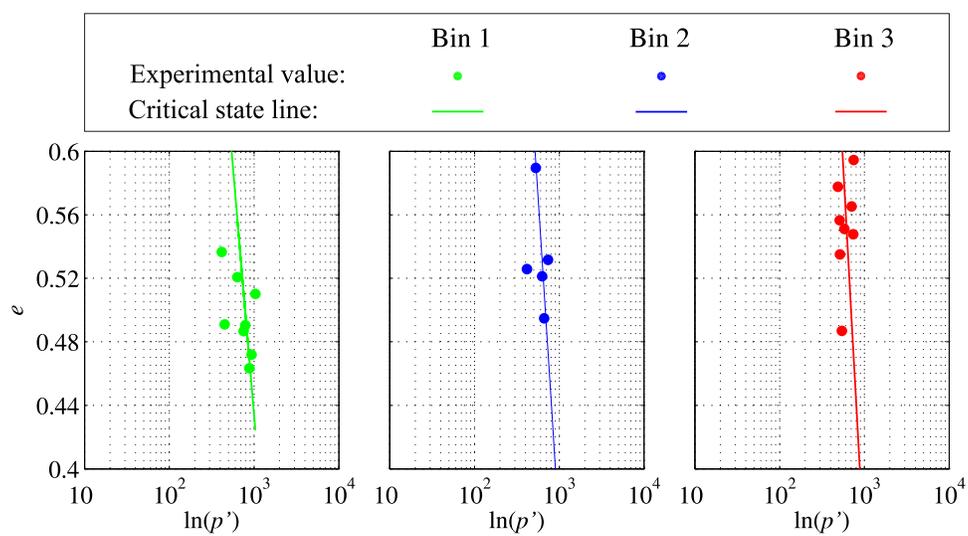


Figure 4.10 Critical state lines: (a) Bin 1; (b) Bin 2; (c) Bin 3.

CHAPITRE 5 DISCUSSION GÉNÉRALE

5.1 Biocalcification

5.1.1 Performance de la précipitation

À partir des masses sèches mesurées, il a été possible de déterminer l'efficacité de la précipitation. Le tableau 5.1 présente la quantité de calcite précipitée, ainsi que la quantité théorique de calcite calculée à partir du calcium injecté sous forme de CaCl_2 . Comme les injections ont été faites en parallèle, la quantité théorique de calcite a été calculée à partir quantité de CaCl_2 dans le liquide de cimentation divisée par 3. Le chlorure de calcium non précipité est maintenu dissous et rejeté de l'échantillon lors des injections.

Les résultats montrent une grande disparité dans l'efficacité de la technique. Dans certaines situations, l'efficacité est de 90% et, dans d'autres, l'efficacité est proche de 65%. Cette différence peut être expliquée par la sensibilité de la technique à l'environnement, ainsi qu'à la quantité de variables influençant l'hydrolyse de l'urée. Premièrement, la concentration de bactéries, la fraîcheur du pétri et la phase de croissance des bactéries ont une forte influence sur leur capacité à hydrolyser l'urée. Une plus grande concentration de bactérie favorise la précipitation tant et aussi longtemps que les nutriments sont abondants pour tous. Lorsque ceux-ci se font plus rares, les bactéries restreignent leurs consommations. De plus, certaines cultures sur pétri ont eu de la difficulté à croître. Ainsi, les échantillons fabriqués à partir de ces cultures ont probablement eu un moins bon rendement que les autres. Finalement, la température influence fortement la vitesse d'hydrolyse des bactéries. La température du laboratoire où les essais ont été réalisés n'était pas contrôlée. Une température moyenne de 20°C a été observée, mais il y a pu y avoir des fluctuations durant la période d'injection. Un meilleur contrôle sur la qualité des bactéries et la température du laboratoire pourront certainement augmenter l'efficacité de la précipitation. L'efficacité moyenne observée est de 78.2% avec un écart-type de 13%.

Tableau 5.1 Performance de la précipitation sur les échantillons testés

Échantillons	M $CaCO_3$ précipité (g)	M $CaCO_3$ théorique (g)	%massique précipité	Moyenne par groupe d'injection
E4	64.2	87.8	73.1	68.1
E6	55.4	87.8	63.0	
E9	49.6	59.6	83.2	83.2
E10	69.1	92.2	74.9	71.5
E12	62.7	92.2	68.0	
E13	57.2	115.1	49.7	51.1
E15	60.4	115.1	52.5	
E16	68.7	78.4	87.7	84.7
E18	64.2	78.4	81.8	
E19	36.5	58.6	62.2	79.0
E21	56.2	58.6	95.9	
E22	53.9	78.4	68.8	81.9
E23	72.4	78.4	92.3	
E24	65.6	78.4	83.6	
E26	43.2	57.7	74.8	84.4
E27	54.2	57.7	93.9	
E28	48.4	58.9	82.2	78.1
E30	43.6	58.9	74.0	
E31	46.0	59.0	78.0	82.8
E32	51.6	59.0	87.6	
E33	48.9	59.0	82.9	
E34	58.2	59.4	98.0	94.3
E35	53.9	59.4	90.6	

5.1.2 Perte de porosité

La précipitation de calcite réduit la porosité du sol. Tel que présenté dans la revue de littérature, la précipitation se fait principalement au contact grain à grain et sur leurs surfaces. Cette précipitation est idéale, car elle permet de cimenter les grains tout en laissant les pores vides. La figure 5.1 présente l'influence de la précipitation sur l'indice des vides. La diminution du volume des vides a été calculé à partir du gain de masse sèche mesuré et de la densité relative de la calcite qui est de 2,71.

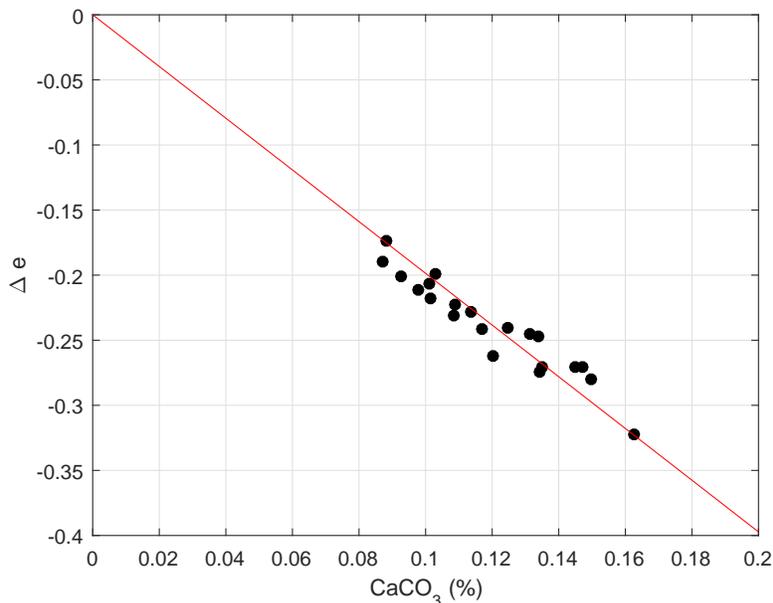


Figure 5.1 Perte de l'indice des vides selon la teneur en calcite

La corrélation des résultats montre clairement que l'indice des vides diminue linéairement avec la quantité de CaCO_3 précipitée. Pour le sable de silice utilisé avec une densité relative moyenne de 25%, la pente de la perte de l'indice des vides est de -1.9862 avec une corrélation $R^2 = 0.85$.

À partir de ces informations, il est possible d'estimer la perméabilité d'un échantillon suite au traitement. Certaines équations telles que l'équation de Kozeny-Carman (Briaud, 2013) permettent de calculer le coefficient de perméabilité à partir de la porosité et de la surface spécifique. En considérant que la calcification ne change pas significativement la forme des grains, il serait ainsi possible de prévoir l'effet de la calcification sur la perméabilité.

$$k = \frac{\gamma e^3}{\mu C S_0^2 (1 + 2)} \quad (5.1)$$

Où :

1. γ est le poids volumique (kN/m^3)
2. μ est la viscosité dynamique ($kg/m * s$)
3. e est l'indice des vides
4. S_0 est la surface spécifique (m^2)
5. C est une constante égale à 5×10^6

5.2 Essais CIU

Les essais triaxiaux CIU réalisés ont pour but d'évaluer le comportement contrainte-déformation du matériel, ainsi que l'état limite. Les sous-sections ci-dessous présentent les principaux résultats des essais CIU réalisés sur des échantillons biocalcifiés.

5.2.1 Contrainte - Déformation

Lorsque le sol est sollicité durant essai triaxial non drainé, il a une première phase rigide et élastique pendant une courte déformation (environ 0.4%). Cette phase rigide est créée par la cimentation et est fortement influencée par l'homogénéité de la précipitation, ainsi que la quantité de calcite. Les figures 5.2(a), 5.2(b) et 5.2(c) montrent les courbes types déformations observées lors des essais.

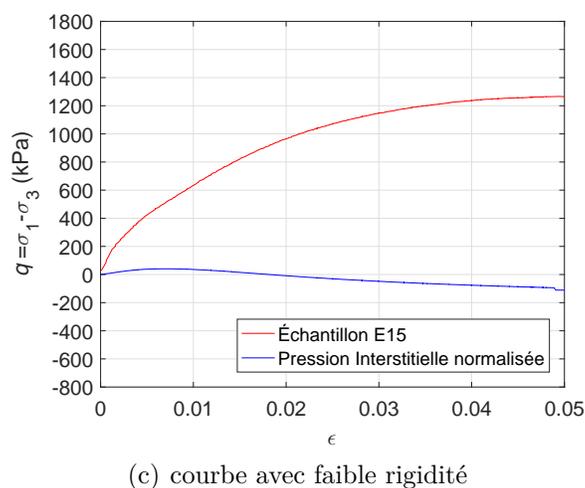
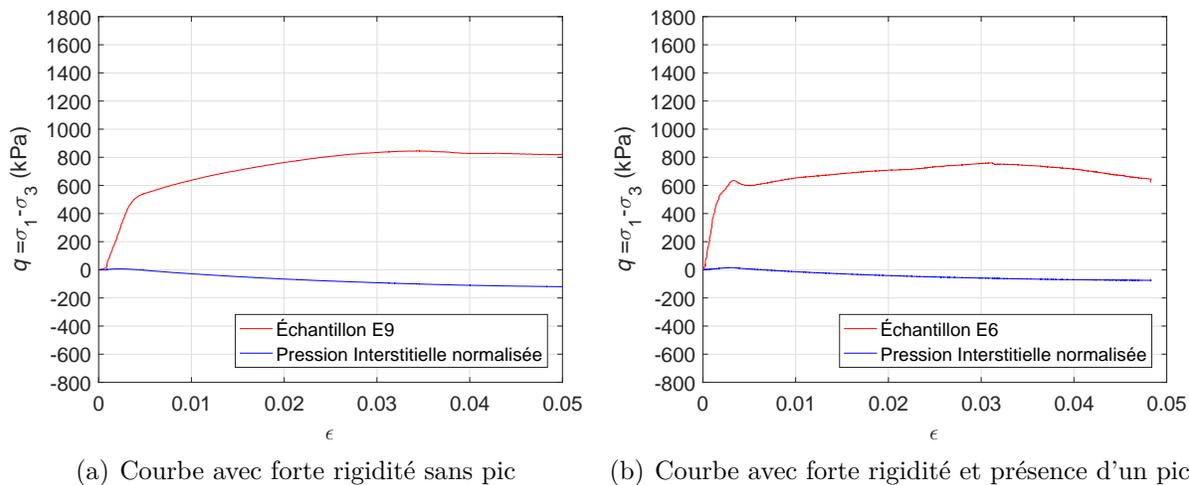


Figure 5.2 Courbes types de déformation d'un échantillon

Par la suite, les liens de calcite se cassent et la résistance est principalement engendrée par la friction grain à grain. Les essais ont montré que la rupture est progressive et ne se fait pas sur un plan préférentiel. L'effritement de la calcite commence par les parois et se dirige vers le centre. La figure 5.3 montre un échantillon cassé par un essai CIU.



Figure 5.3 Échantillon post-rupture

L'image montre qu'une base solide en forme de cône reste suite au cisaillement et que la partie supérieure s'effrite en laissant plusieurs fragments cimentés. Finalement, les figures 5.2(a), 5.2(b) et 5.2(c) montrent un écrouissage positif lors de la déformation plastique. Certains essais à 15% de teneur en calcite ont montré un pic rigide suivis d'une chute d'une trentaine de kPa avant l'écrouissage (Voir figure 5.2(b)). Ce phénomène est probablement dû à une surcalcification des bords de l'échantillon lors des injections. Du fait que le moule n'exerce pas de pression sur les parois de l'échantillon, il est probable qu'un écoulement préférentiel se produit sur les bords des échantillons. Certains échantillons faiblement calcifiés montrent une faible phase de rigidité suivi d'un long écrouissage (voir figure 5.2(c)).

5.2.2 Cheminement de contraintes, Ratio de contraintes et Pressions interstitielles

Les courbes de cheminement de contraintes montrent que les caractéristiques du matériaux comportent deux phases. La première phase, très rigide, a une pente de 3 (q'/p) jusqu'à une valeur limite qui varie selon la teneur en calcite. Cette pente indique que les pressions interstitielles ne reprennent qu'une faible portion de la charge imposée, essentiellement absorbée par les liens de cimentation. Les échantillons sont alors très rigides.

On constate que la pression de consolidation affecte la courbure de cette première phase. Le graphique des résistances résiduelles selon la contrainte de consolidation (Figure 4.5) montre un changement de pente lorsque l'échantillon est consolidé à une certaine contrainte critique. Un parallèle peut être tracé avec les argiles. Lorsque la pression de consolidation est trop

élevée pour une argile, l'échantillon se déstructure, ce qui réduit sa résistance au cisaillement. Ainsi, lorsqu'un sable biocalcifié est consolidé à de fortes pressions, certains liens de calcite se rompent, ce qui réduit la performance de la technique.

La deuxième phase peut, quant à elle, être associée à la résistance par friction. Les fluctuations autour du changement de pente peuvent être associées à la fracturation de l'échantillon et à la transition entre la résistance rigide et la résistance par friction. Finalement, le cheminement est linéaire jusqu'à l'état de contrainte limite pour l'échantillon.

Le graphique 5.4 montrent que l'amplitude du pic de ratio augmente avec la concentration de $CaCO_3$ et que le ratio résiduel tend vers la valeur à blanc, c'est-à-dire entre 1,6 et 1,8. Ce pic se situe dans la phase élastique du matériel et montre le gain de résistance acquis par la calcification. Il est intéressant de noter que le pic s'atténue avec la consolidation (voir figure 4.2(d), 4.3(d) et 4.4(d)). Les courbes vertes représentent les essais à 200 kPa, les courbes bleues à 150 kPa et les courbes rouges à 100 kPa de consolidation. C'est à 100 kPa que le pic de ratio de contraintes déviatorique sur isotropique est le plus élevé. Ce phénomène peut être expliquer par la déstructuration des liens de cimentation par l'application d'une pression effective élevée. Ce phénomène discuté dans la section 4.4.1 brise les liens de calcite formés et réduit ainsi le ratio maximal entre les deux contraintes.

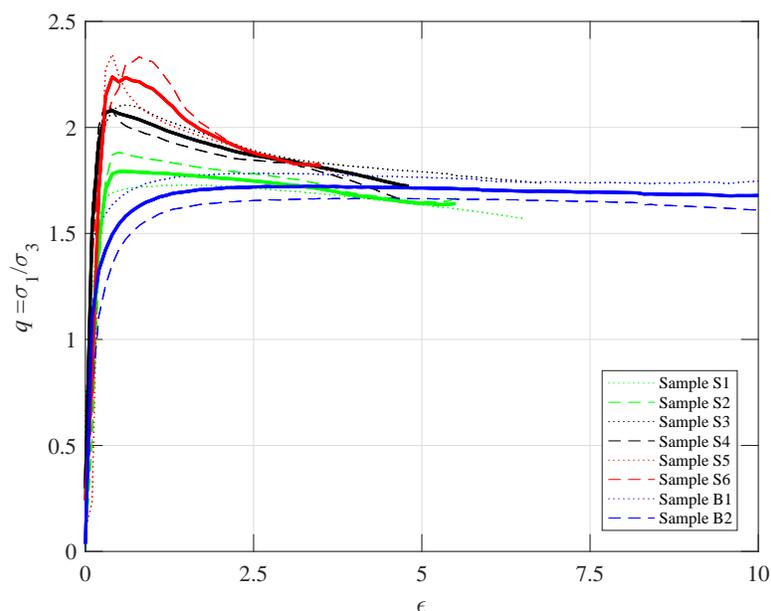


Figure 5.4 Comparaison des ratios de contraintes à 100 kPa de consolidation

L'analyse de l'évolution des pressions interstitielles donne un bon indice sur la déformation du sol. Les figures 4.2(c), 4.3(c) et 4.4(c) présentent les pressions interstitielles selon la déformation relative. Une fois encore, les courbes démontrent que les échantillons traités connaissent deux étapes de déformation. Une première étape, très courte, de contraction correspondant à la phase rigide. Puis une deuxième étape de dilatance associée à la phase de plastique de l'échantillon. L'amplitude de ces phases est affectée par la contrainte de consolidation. Les trois niveaux de cimentation montrent que la pression interstitielle augmente avec la consolidation, mais que la pression résiduelle n'est pas nécessairement affectée. Finalement, la quantité de calcite précipitée ne semble pas affecter l'amplitude des pressions interstitielles.

5.3 Analyses paramétriques

À partir des essais CIU réalisés, les paramètres de l'état limite de deux modèles de comportement (Mohr-Coulomb et CamClay) ont été évalués. Ces deux modèles ont été choisis dus à leur grande utilisation en conception. Le modèle de Mohr-Coulomb, qui définit la surface de rupture d'un sol, est très utilisé par sa simplicité et le peu de paramètres utilisés. Le modèle de CamClay est utilisé pour les argiles et est considéré comme étant le premier modèle complet reliant la contrainte, les déformations et le concept d'état critique. Plusieurs modèles pour les sols granulaires sont dérivés de ce modèle et reprennent plusieurs de ses paramètres. Ainsi, dans la perspective de réutiliser ces paramètres pour un futur modèle, une analyse sur l'influence de la cimentation sur les paramètres λ , κ , M et G a été conduite.

5.3.1 Mohr-Coulomb

5.3.1.1 Angle de friction et Cohésion

Les études menées par Cheng et al. (2013) sur l'effet de la calcification sur l'angle de friction et la cohésion ont montrés que ces deux paramètres augmentent exponentiellement dans la plage de 0 % à 10 % de teneur en $CaCO_3$ (voir figure 5.5). Une première analyse menée par Florent Riehl (2014) sur les données de Cheng et al. (2013) a permis d'obtenir les équations 5.2 et 5.3 reliant respectivement l'angle de friction et la cohésion avec la teneur en calcite. Les équations exponentielles proposées permettent une bonne approximation de la résistance selon le niveau de saturation du sol. Les coefficients présents dans les équations sont des paramètres de calage permettant à la courbe de suivre les points.

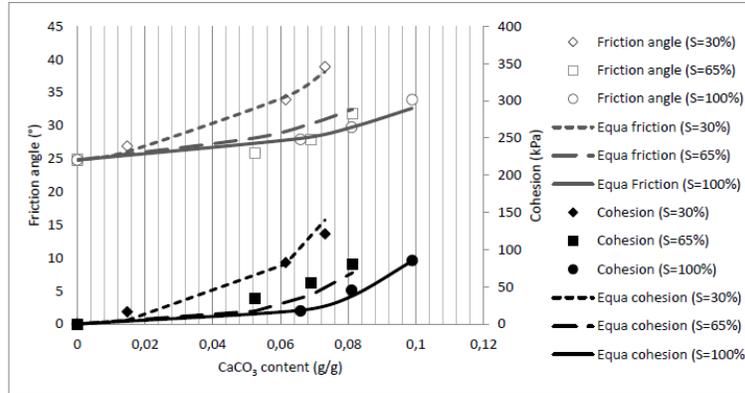


Figure 5.5 Points expérimentaux des angles de friction et des cohésions selon la teneur en calcite et la saturation (Cheng et al., 2013) ainsi que les courbes de calage développées par Florent Riehl (2014)

$$\phi' = \frac{100}{Sr} (e^{22x} - 1) \quad (5.2)$$

$$\phi' = \frac{100}{Sr} (e^{22x} - 1) \quad (5.3)$$

Les échantillons dans ce mémoire qui sont situés dans la 10 % à 15 % n'évoluent cependant pas exponentiellement. Les données montrent un ralentissement dans le gain en cohésion et en angle de friction tel qu'illustrée dans la figure 4.7. De ce fait, l'ajout d'une fonction exponentielle déphasé au dénominateur a permis de représenter les deux phases d'évolution, une croissance exponentielle au début et une décroissance exponentielle pour les hautes teneurs en calcite. Ainsi, à partir des tendances observées, il est estimé que les deux paramètres vont augmenter jusqu'à une valeur maximale. La cohésion étant causée par le nombre de liens de cimentation dans les grains, il est envisageable qu'elle plafonne partir d'une certaine quantité de calcite lorsque tous les liens sont créés. L'angle de friction, quant à lui, est fonction de la quantité de fine produite lors de la rupture, va plafonner aussi après que tous liens soient formés. Selon les tendances réalisées par les équations 4.1 et 4.2, la cohésion augmente plus rapidement que l'angle de friction. Il est probable qu'une épaisseur minimale pour les ponts de calcite soit nécessaire pour créer un nombre significatif de fine, alors que la cohésion ne nécessite qu'une structure minimale pour retenir les grains ensemble.

5.3.1.2 Module d'Young

Le dernier paramètre à évaluer est le module d'Young initial. Ce module correspond à la phase rigide et élastique du sol. Le module d'Young de chacun des échantillons a été calculé avec la

pente de la phase élastique de chacun des échantillons. Le graphique ci-dessous présente les résultats. Les données montrent que le module d'Young augmente linéairement avec la quantité de calcite précipitée. Cette augmentation est probablement due à la formation de liens de cimentation entre les grains. Toutefois, la dispersion des points rend difficile l'élaboration d'une équation. Cependant, il serait pertinent d'évaluer le module pour des concentrations de calcite supérieures à 16%. Si le module est fonction du nombre de liens de cimentation, il devrait plafonner tout comme l'angle de friction et la cohésion.

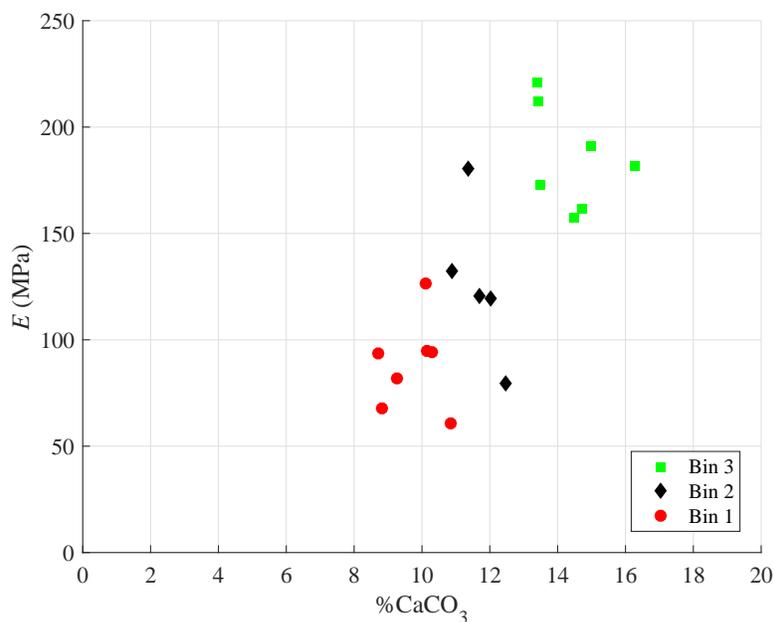


Figure 5.6 Module d'Young selon la teneur en calcite

5.3.2 CamClay

5.3.2.1 Indice de gonflement κ et Indice de compression vierge λ

Les paramètres κ et λ définissent la surface critique d'un sol dans l'espace vectoriel $e-\ln(p')$. Le paramètre κ représente la courbe de rebondissement d'un échantillon surconsolidé. En considérant que la consolidation des échantillons est élastique et que la biocalcification crée une contrainte de préconsolidation artificielle, le paramètre kappa peut être évalué par l'évacuation de l'eau lors de leur consolidation isotropique. Cependant, certains volumes évacués n'ont pas été conservés lors des essais. De ce fait, seulement deux niveaux de kappa ont pu être déterminés. Le tableau 5.2 présente les valeurs de Kappa en fonction de la quantité de calcite précipitée. La faible corrélation des points, tel que présenté dans la figure 5.7 montre toutefois que les valeurs présentées ne sont qu'indicatif sur l'ordre de grandeur de kappa.

Tableau 5.2 κ selon la quantité de calcite précipitée

$\% CaCO_3$	κ
8,0% à 12,0%	0,0050
12,0% à 17,0%	0,0035

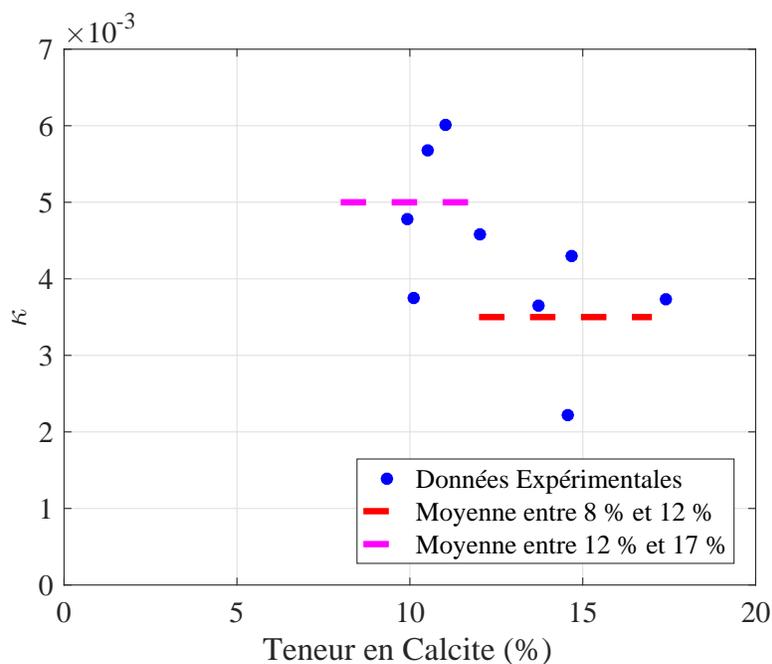


Figure 5.7 Module d'Young selon la teneur en calcite

Les valeurs obtenues pour κ montrent que les échantillons sont très rigides et qu'il y a très peu de déformation volumique durant la consolidation. Les valeurs obtenues sont largement inférieures aux coefficients de gonflement d'une argile ou d'un sable (Mitchell and Santamarina, 2005; Lambe and Whitman, 1969). Cette forte rigidité est influencée par les liens de cimentation. Lorsque l'échantillon est consolidé, la tension se répartit sur les points de contact. La calcite précipitée à ces points de contact empêche le glissement des particules de sol, ce qui réduit la déformation volumique. Les faibles déformations se produisent probablement au contact non cimenté, où les grains sont libres de se réorienter.

Du fait que les coefficients de gonflement (κ) aient été mesurés avant l'apparition de déformations permanentes, il est probable que ces valeurs changent lorsque des liens de calcite se brisent. Lorsque les liens se brisent, les échantillons biocalcifiés se comporte de plus en plus comme un sol granulaire. De ce fait, au fur et à mesure que les ponts de cimentation se rompent, le coefficient de gonflement devrait augmenter vers la valeur du sable non-traité.

Le coefficient λ représente la pente de la courbe normalement consolidée (NCL) et d'état critique (CSL). Du fait qu'un sol biocalcifié ne se consolide pas comme une argile, il est difficile de déterminer ce paramètre. Cependant, lorsqu'un échantillon est soumis à un essai CIU (non drainé), le volume des vides reste constant. De ce fait, il est possible de déterminer λ en calculant l'indice des vides après traitement (voir section perte de porosité) et consolidation (utilisation du paramètre $kappa$). Ainsi, en associant chacun des indices des vides avec la contrainte isotropique (p') à la rupture, il a été possible de tracer les droites CSL pour les teneurs en calcite de 11,0%, 12,9% et 15,4% (voir figure 4.10).

Le regroupement des points montre qu'il est possible de tracer une droite d'état critique dans l'espace vectoriel $e - \ln p'$. Les pentes de chacune des droites ainsi que leur corrélation sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau 5.3 λ selon la teneur en calcite

$\%CaCO_3$	λ	Γ	R^2
11.0%	0.42	2.30	0.9206
12.9%	0.36	2.80	0.8236
15.4%	0.27	3.25	0.8939

Tout comme la surface de rupture, le regroupement des teneurs en calcite en trois valeurs moyennes permet de définir des pentes d'état limite. Les valeurs de λ obtenues permettent de conclure que l'état limite est influencé par la quantité de calcite précipitée. Du fait que les valeurs p' choisies correspondent à la résistance résiduelle (résistance par friction), il est possible d'assumer que les valeurs de λ augmentent en fonction du gain de densité. Les liens de cimentation étant fracturés, ils influenceront le λ en créant des particules fines et en augmentant l'angle de friction. La base de données actuelle donne des valeurs de λ entre 10% et 16% de calcite, mais n'est pas suffisante pour tracer une tendance. La figure 5.8 présente l'évolution de λ selon la teneur en calcite.

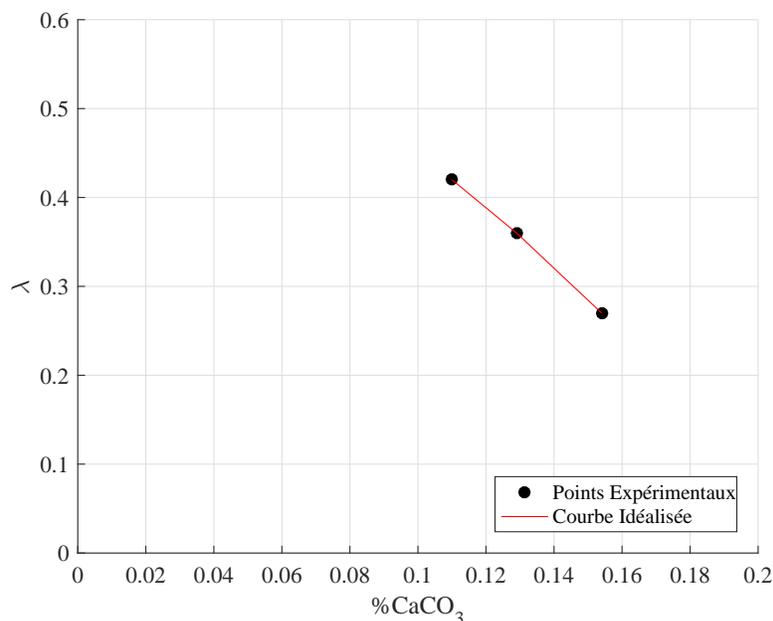


Figure 5.8 λ selon la teneur en calcite

L'évolution est linéaire dans la plage testée, mais il n'est pas possible d'assumer qu'en dehors de cette plage, la tendance sera aussi linéaire.

5.3.2.2 Pente M

Le paramètre M de CamClay est basé sur l'angle de friction du sol (voir équation 4.1). De ce fait, l'équation développée dans la section 4.4.2.1 est appliquée pour définir ces valeurs. Le tableau ci-dessous présente les valeurs de M pour les différentes moyennes de précipitations utilisées.

Tableau 5.4 M selon la teneur en calcite

$\%CaCO_3$	M
11.0%	1,235
12.9%	1,367
15.4%	1,511

5.3.2.3 Comparaison entre modélisations et essais

À partir des paramètres CamClay déterminés précédemment, une étude comparative entre le cheminement de contrainte réel et théorique a été réalisée. Les figures 5.9(a), 5.9(b), 5.9(c)

montrent trois cheminements types. Il est possible d'observer les autres cheminements dans l'annexe B.

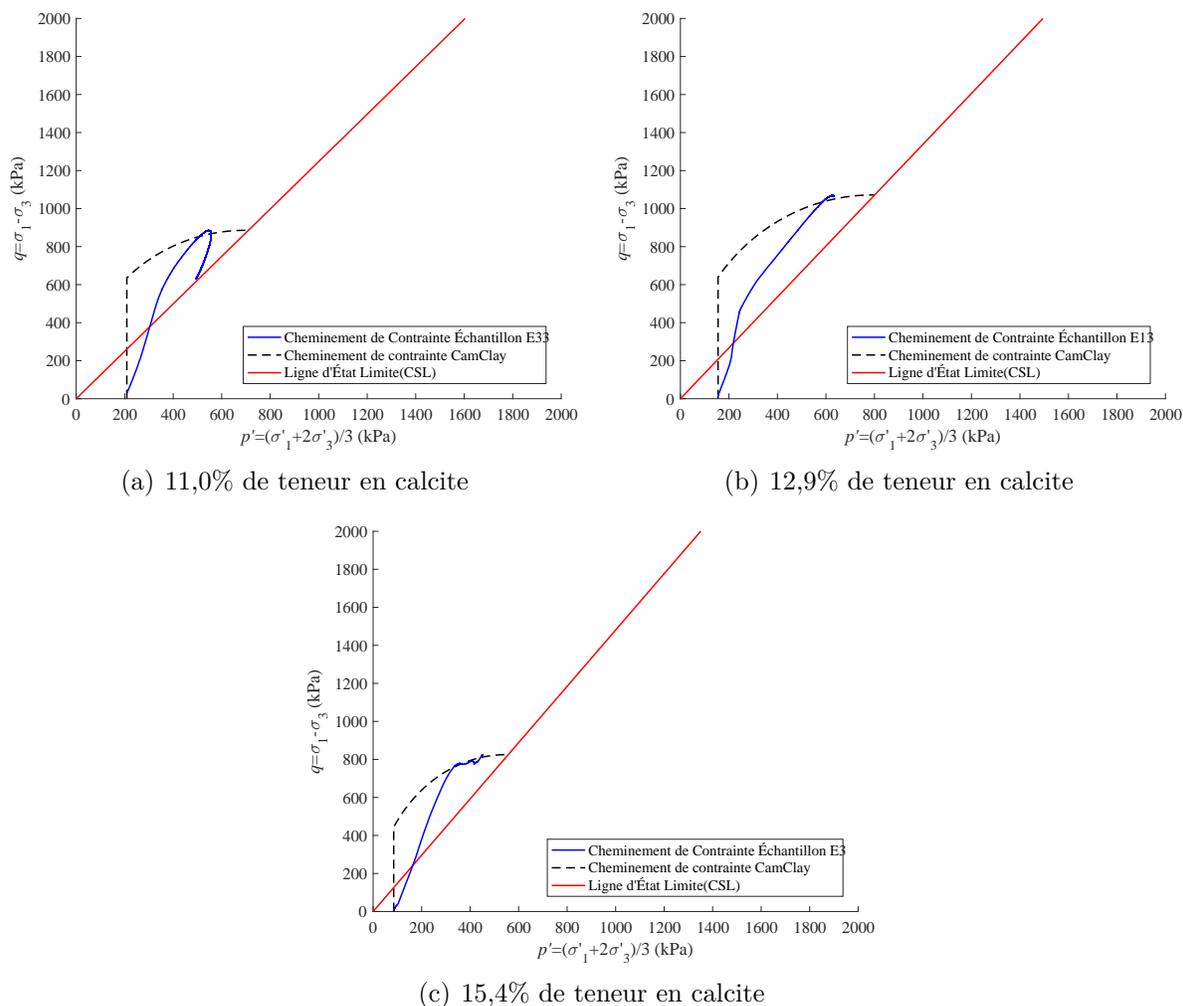


Figure 5.9 Ligne d'état limite dans l'espace e - $\ln p'$

Les essais ont montré que les échantillons avec une teneur en calcite supérieure à 14,5% ont un cheminement linéaire d'une pente de 3 :1 jusqu'au moment où le cheminement concorde avec la surface de plasticité de CamClay, par la suite, les contraintes suivent ce cheminement jusqu'à la rupture.

Les échantillons avec une teneur en calcite inférieure 14,5% présente 2 phases de cheminement. Une première qui a une pente 3 :1 puis une pente de 1,5 :1. Le changement de pente se produit lorsque le ratio q/p' rupture est de $0,6 \pm 0,1$.

En comparant avec CamClay, on constate que le cheminement de contrainte est très différent. Premièrement le cheminement en phase surconsolidée est vertical jusqu'au moment où l'état de contrainte frappe la surface de plasticité associée à la contrainte de préconsolidation. Ce trajet signifie qu'il n'y a pas de déformation associée au volume, ce qui est faux, même pour une argile. De plus, la surface de plasticité de référence est basée sur la contrainte de préconsolidation p' qui n'existe pas réellement pour un sol biocalcifié. Pour un sol traité par MICP, cette contrainte correspond à la contrainte isotropique ultime que les liens de cimentation peuvent reprendre avant de rompre. Le graphique ci-dessous présente les p'_c artificiels utilisés dans les calculs du cheminement de contrainte.

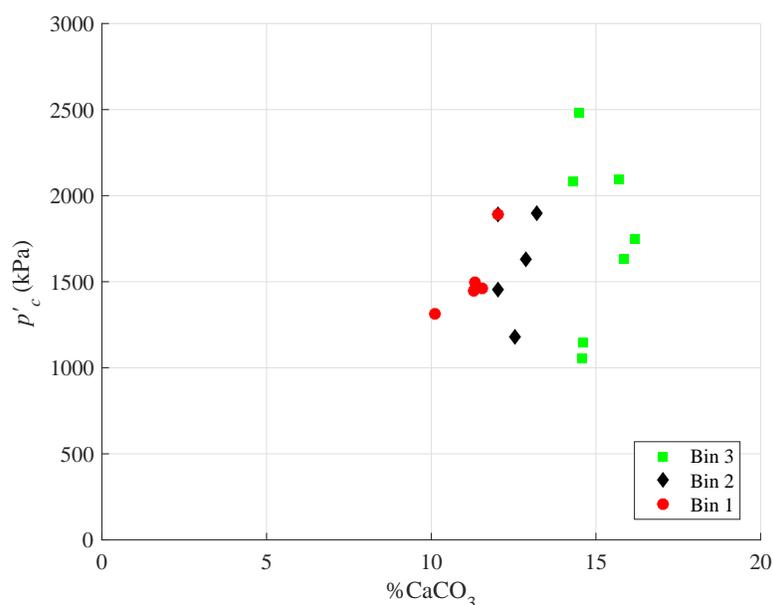


Figure 5.10 Contrainte de préconsolidation selon la teneur en calcite

On constate que les résultats sont très dispersés et qu'il y a une faible tendance à augmenter avec la teneur en calcite. De plus, comme il a été mentionné dans la revue de littérature, l'écoulement de plasticité n'est pas associé avec la surface pour un sable. Des essais drainés devront être réalisés afin de déterminer si, pour les sables biocalcifiés, l'écoulement est associé ou non. Il est probable que durant la phase très rigide l'écoulement est associé, tel un béton et que durant la phase plastique l'écoulement n'est plus perpendiculaire à la surface de rupture.

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les objectifs de cette thèse étaient de développer un protocole d'injection efficace pour des essais laboratoires et caractériser le comportement mécanique d'un sable biocalcifié à partir d'essais consolidés non drainés. Le protocole développé a permis de traiter des échantillons sur une plage de 8% à 17% de teneur en calcite. Les analyses d'efficacité de précipitation ont montré qu'une forte quantité de calcium injecté s'est précipitée en calcite. En somme, le protocole établi a donné une cimentation efficace.

Les échantillons testés sous des contraintes de consolidation de 100, 150 et 200 kPa ont permis d'évaluer l'augmentation de l'angle de friction et de la cohésion en fonction du niveau de cimentation. Deux équations hyperboliques ont été développées à partir des essais réalisés et d'observations faites par Cheng et Montoya. Une surface d'état critique de Mohr-Coulomb en fonction de la teneur en calcite a pu être dessinée. En associant l'indice des vides post-consolidation avec la contrainte isotropique, il a été possible de déterminer le paramètre λ de la surface de Roscoe. Cependant, la complexité du matériel ne permet pas de déterminer un indice de gonflement à partir d'essais CIU.

En somme, cette étude est la base de plusieurs projets de recherche à venir. Les équations établies ne tiennent pas en compte le niveau de compaction initial du sol ou de l'étalement granulométrique. Plusieurs essais CIU devront être réalisés sur des échantillons avec divers niveaux de compaction ou avec un étalement granulométrique plus grand afin d'évaluer l'influence des conditions initiales sur la résistance du sol traité. Finalement, une série de tests de chargement et déchargement devra être réalisée afin d'évaluer la réponse du matériel en fonction de la déstructuration des liens de calcite.

RÉFÉRENCES

ASTM, “Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils”, p. 14, 2011.

F. Bahda, “Etude du comportement du sable à l’appareil triaxial : expérience et modélisation”, Thesis, 1997. En ligne : <https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00523153>

J.-L. Briaud, *Geotechnical Engineering : Unsaturated and saturated soils*, 1er éd., 2013, vol. 1.

J. Chen et L. Xiang, “Controllable synthesis of calcium carbonate polymorphs at different temperatures”, *Powder Technology*, vol. 189, no. 1, pp. 64–69, 2009. DOI : <http://dx.doi.org/10.1016/j.powtec.2008.06.004>. En ligne : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0032591008003434>

L. Cheng, R. Cord-Ruwisch, et M. Shahin, “Cementation of sand soil by microbially induced calcite precipitation at various degrees of saturation”, *Canadian Geotechnical Journal*, vol. 50, no. 1, pp. 81–90, 2013. DOI : [10.1139/cgj-2012-0023](https://doi.org/10.1139/cgj-2012-0023)

L. Cheng et R. Cord-Ruwisch, “In situ soil cementation with ureolytic bacteria by surface percolation”, *Ecological Engineering*, vol. 42, no. 0, pp. 64–72, 2012. DOI : <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2012.01.013>. En ligne : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0925857412000353>

S. Coquillay, “Prise en compte de la non linéarité du comportement des sols soumis à de petites déformations pour le calcul des ouvrages géotechniques”, Thesis, 2005.

B. Das, *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning, 2010. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=v3Mq9szzE1YC>

J. T. DeJong, K. Soga, S. A. Banwart, W. R. Whalley, T. R. Ginn, D. C. Nelson, B. M. Mortensen, B. C. Martinez, et T. Barkouki, “Soil engineering in vivo : harnessing natural biogeochemical systems for sustainable, multi-functional engineering solutions”, *Journal of the Royal Society Interface*, vol. 8, no. 54, pp. 1–15, 2011, 684DW Times Cited :7 Cited References Count :107. DOI : DOI [10.1098/rsif.2010.0270](https://doi.org/10.1098/rsif.2010.0270). En ligne : [GotoISI://000284529300001](https://doi.org/10.1098/rsif.2010.0270)

J. T. DeJong, K. Soga, E. Kavazanjian, S. E. Burns, L. A. Van Paassen, A. Al Qabany, A. Aydilek, S. S. Bang, M. Burbank, L. F. Caslake, C. Y. Chen, X. Cheng, J. Chu, S. Ciurli, A. Esnault-Filet, S. Fauriel, N. Hamdan, T. Hata, Y. Inagaki, S. Jefferis, M. Kuo, L. Laloui, J. Larrahondo, D. A. C. Manning, B. Martinez, B. M. Montoya, D. C. Nelson, A. Palomino, P. Renforth, J. C. Santamarina, E. A. Seagren, B. Tanyu, M. Tsesarsky, et T. Weaver, “Biogeochemical processes and geotechnical applications : progress, opportunities and challenges”, *Geotechnique*, vol. 63, no. 4, pp. 287–301, 2013. DOI : 10.1680/geot.SIP13.P.017. En ligne : <GotoISI>://WOS:000315281400003

J. T. DeJong, M. B. Fritzges, et K. Nüsslein, “Microbially induced cementation to control sand response to undrained shear”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 132, no. 11, pp. 1381–1392, 2006. DOI : 10.1061/(asce)1090-0241(2006)132:11(1381)

J. T. DeJong, B. M. Mortensen, B. C. Martinez, et D. C. Nelson, “Bio-mediated soil improvement”, *Ecological Engineering*, vol. 36, no. 2, pp. 197–210, 2010. DOI : 10.1016/j.ecoleng.2008.12.029

S. Fauriel, “Multiphysical modelling of soils with a focus on microbially induced calcite precipitation”, Thesis, 2012. DOI : 10.5075/epfl-thesis-5413

S. Fauriel et L. Laloui, “A bio-chemo-hydro-mechanical model for microbially induced calcite precipitation in soils”, *Computers and Geotechnics*, vol. 46, no. 0, pp. 104–120, 2012. DOI : <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2012.05.017>. En ligne : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0266352X12001164>

K. Feng et B. M. Montoya, “Influence of confinement and cementation level on the behavior of microbial-induced calcite precipitated sands under monotonic drained loading”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 142, no. 1, p. 04015057, 2016. DOI : doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001379. En ligne : <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001379>

F. G. Ferris, V. Phoenix, Y. Fujita, et R. W. Smith, “Kinetics of calcite precipitation induced by ureolytic bacteria at 10 to 20°C in artificial groundwater”, *Geochimica et Cosmochimica Acta*, vol. 68, no. 8, pp. 1701–1710, 2004. DOI : [http://dx.doi.org/10.1016/S0016-7037\(03\)00503-9](http://dx.doi.org/10.1016/S0016-7037(03)00503-9). En ligne : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0016703703005039>

O. Girinski, “Pré-industrialisation d’un procédé de consolidation de sol par bio-calcification

in situ”, 2009.

S. Helwany, *Applied Soil Mechanics with ABAQUS Applications*. John Wiley and Sons, 2007. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=THiwCzQ3EWcC>

R. Karol, *Chemical Grouting And Soil Stabilization, Revised And Expanded*. Taylor & Francis, 2003. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=D7kmtKvSnCgC>

A. Koliji, P. Lehmann, L. Vulliet, L. Laloui, A. Carminati, P. Vontobel, et R. Hassanein, “Assessment of structural evolution of aggregated soil using neutron tomography”, *Water Resources Research*, vol. 44, no. 5, p. W00C07, 2008. DOI : 10.1029/2007WR006297. En ligne : <http://dx.doi.org/10.1029/2007WR006297>

T. Lambe et R. Whitman, *Soil Mechanics*. Wiley, 1969. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=d-FzXyGhwEC>

J.-P. Magnan et P. Mestat, “Loi de comportement et modélisation des sols”, *Technique de l’Ingénieur*, p. 22, 2015.

P. Marinos, *Engineering Geology and the Environment*. A.A. Balkema, 1997. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=vv2-HRTduYQC>

B. C. Martinez, J. T. DeJong, T. R. Ginn, B. M. Montoya, T. H. Barkouki, C. Hunt, B. Tanyu, et D. Major, “Experimental optimization of microbial-induced carbonate precipitation for soil improvement”, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, vol. 139, no. 4, pp. 587–598, 2013. DOI : 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000787

P. Mestat, “Loi de drucker-prager”, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, no. 2, pp. 367–371, 1997. DOI : 10.1080/12795119.1997.9692124. En ligne : <http://dx.doi.org/10.1080/12795119.1997.9692124>

—, “Loi de mohr-coulomb”, *Revue Française de Génie Civil*, vol. 1, no. 1, pp. 189–192, 1997. DOI : 10.1080/12795119.1997.9692109. En ligne : <http://dx.doi.org/10.1080/12795119.1997.9692109>

P. Mestat et N. Arafati, “Modélisation des sables avec la loi de nova : Détermination des paramètres et influence sur les simulations”, *Bulletin des laboratoires des Ponts et Chaussées*, vol. 225, no. Mars-Avril, pp. 21–40, 2000.

J. Mitchell et J. Santamarina, “Biological considerations in geotechnical engineering”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 131,

no. 10, pp. 1222–1233, 2005. DOI : doi:10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:10(1222).
En ligne : <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%291090-0241%282005%29131%3A10%281222%29>

B. M. Montoya, “Bio-mediated soil improvement and the effect of cementation on the behavior, improvement, and performance of sand”, Thesis, 2012.

B. M. Montoya et J. DeJong, “Stress-strain behavior of sands cemented by microbially induced calcite precipitation”, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 141, no. 6, p. 04015019, 2015. DOI : doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001302.
En ligne : <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0001302>

B. M. Montoya, J. T. DeJong, et R. W. Boulanger, “Dynamic response of liquefiable sand improved by microbial-induced calcite precipitation”, *Geotechnique*, vol. 63, no. 4, pp. 302–312, 2013, 094RL Times Cited :2 Cited References Count :19. DOI : DOI 10.1680/geot.SIP13.P.019. En ligne : <GotoISI>://WOS:000315281400004

B. M. Mortensen, M. J. Haber, J. T. DeJong, L. F. Caslake, et D. C. Nelson, “Effects of environmental factors on microbial induced calcium carbonate precipitation”, *Journal of Applied Microbiology*, vol. 111, no. 2, pp. 338–349, 2011. DOI : 10.1111/j.1365-2672.2011.05065.x. En ligne : <http://dx.doi.org/10.1111/j.1365-2672.2011.05065.x>

A. Ozdogan, “A study on the triaxial shear behavior and microstructure of biologically treated sand specimens”, Thesis, 2010. En ligne : <http://udspace.udel.edu/handle/19716/5897>

K. H. Roscoe, A. N. Schofield, et C. P. Wroth, “On the yielding of soils”, *Géotechnique*, vol. 8, no. 1, pp. 22–53, 1958. DOI : 10.1680/geot.1958.8.1.22

K. Sawada, “The mechanisms of crystallization and transformation of calcium carbonates”, *Pure and Applied Chemistry*, vol. 69, no. 5, pp. 921–928, 1997. DOI : 10.1351/pac199769050921

A. Schofield et P. Wroth, *Critical State Soil Mechanics*. McGraw-Hill, 1968. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=Z-YeAQAAIAAJ>

S. Stocks-Fischer, J. K. Galinat, et S. S. Bang, “Microbiological precipitation of caco₃”, *Soil Biology and Biochemistry*, vol. 31, no. 11, pp. 1563–1571, 1999.

DOI : [http://dx.doi.org/10.1016/S0038-0717\(99\)00082-6](http://dx.doi.org/10.1016/S0038-0717(99)00082-6). En ligne : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0038071799000826>

P. Suer, N. Hallberg, C. Carlsson, D. Bendz, et G. Holm, “Biogrouting compared to jet grouting : Environmental (lca) and economical assessment”, *Journal of Environmental Science and Health, Part A*, vol. 44, no. 4, pp. 346–353, 2009. DOI : 10.1080/10934520802659679. En ligne : <http://dx.doi.org/10.1080/10934520802659679>

D. J. Tobler, E. Maclachlan, et V. R. Phoenix, “Microbially mediated plugging of porous media and the impact of differing injection strategies”, *Ecological Engineering*, vol. 42, no. 0, pp. 270–278, 2012. DOI : <http://dx.doi.org/10.1016/j.ecoleng.2012.02.027>. En ligne : <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0925857412000778>

L. A. van Paassen, “Biogrout, ground improvement by microbial induced carbonate precipitation”, dissertation, 2009.

L. A. van Paassen, C. M. Daza, M. Staal, D. Y. Sorokin, W. van der Zon, et M. C. M. van Loosdrecht, “Potential soil reinforcement by biological denitrification”, *Ecological Engineering*, vol. 36, no. 2, pp. 168–175, 2010. DOI : 10.1016/j.ecoleng.2009.03.026

V. S. Whiffin, “Microbial caco₃ precipitation for the production of biocement”, Thesis, 2004.

D. Wood, *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*. Cambridge University Press, 1990. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=CBVVG1zzjEC>

—, *Geotechnical Modelling*. Taylor and Francis, 2003. En ligne : <https://books.google.ca/books?id=XW35kHkMiX4C>

Q. Zhao, L. Li, C. Li, M. Li, F. Amini, et H. Zhang, “Factors affecting improvement of engineering properties of micp-treated soil catalyzed by bacteria and urease”, *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 26, no. 12, p. 04014094, 2014. DOI : doi:10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001013. En ligne : <http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29MT.1943-5533.0001013>

ANNEXE A Déformation des Échantillons

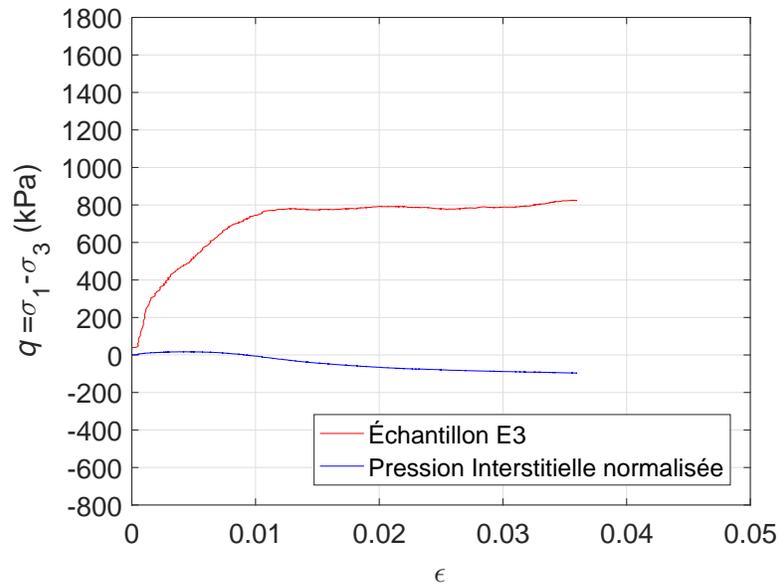


Figure A.1 Échantillon E3

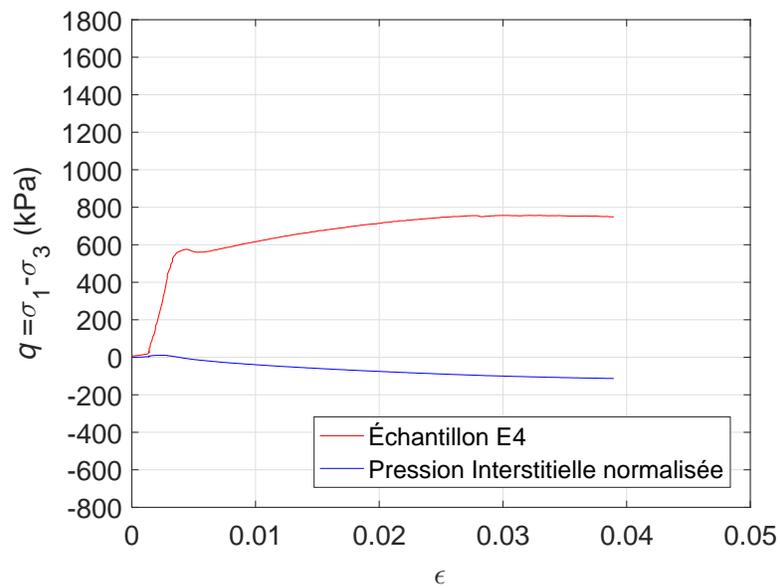


Figure A.2 Échantillon E4

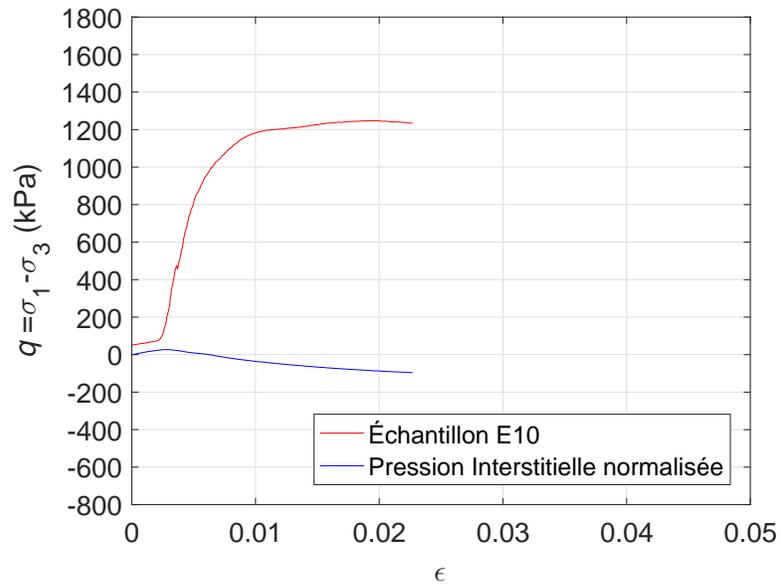


Figure A.3 Échantillon E10

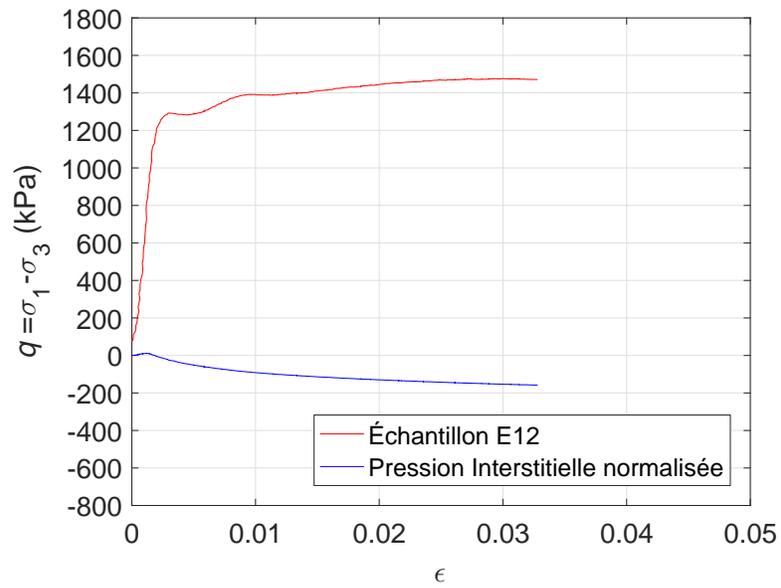


Figure A.4 Échantillon E12

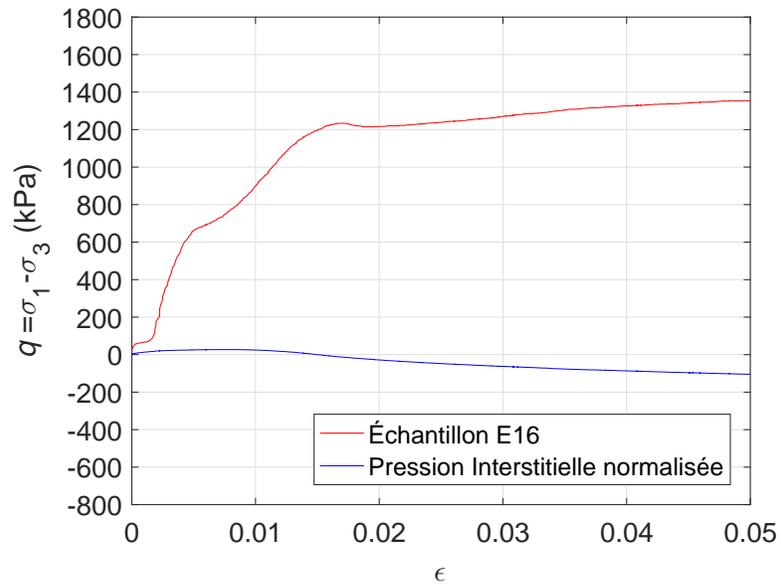


Figure A.5 Échantillon E16

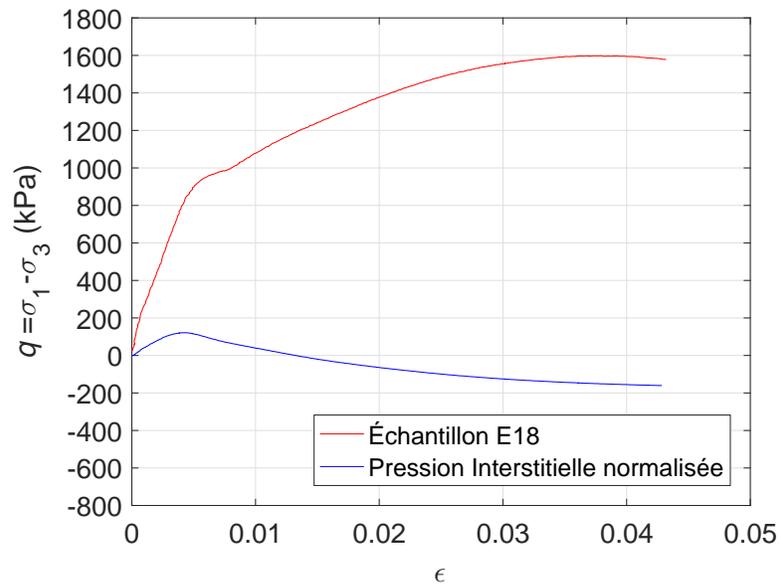


Figure A.6 Échantillon E18

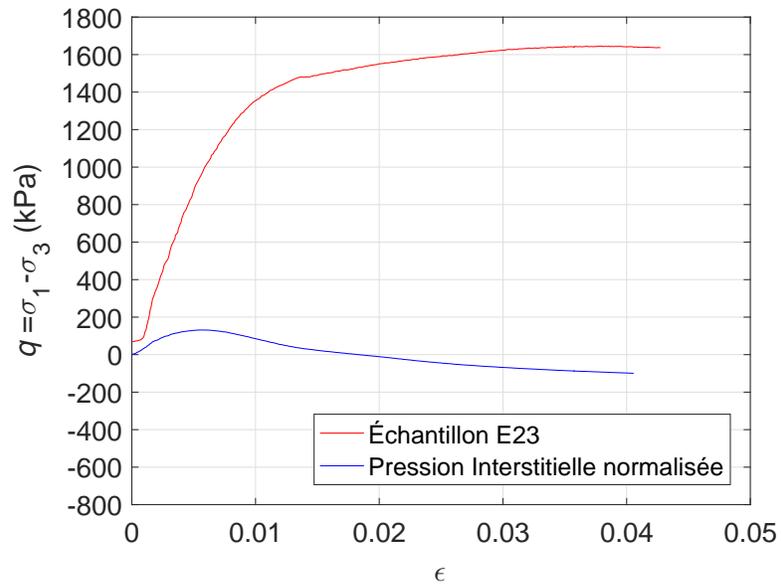


Figure A.7 Échantillon E23

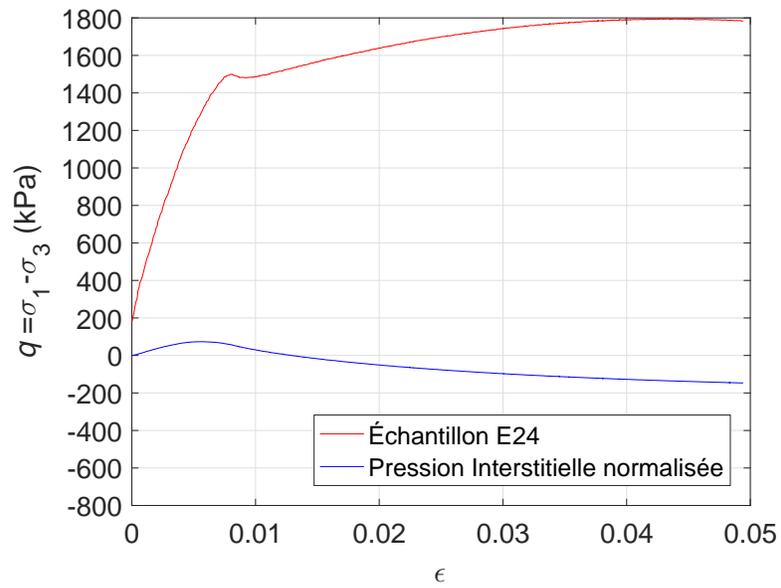


Figure A.8 Échantillon E24

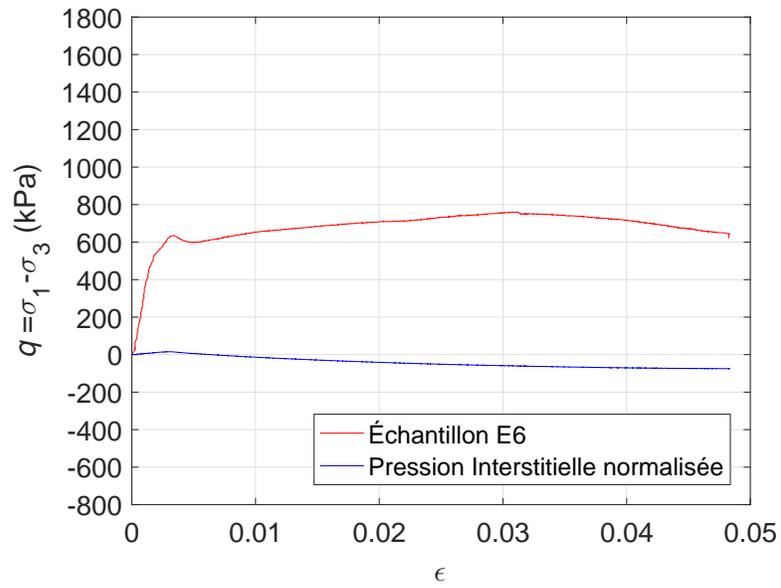


Figure A.9 Échantillon E6

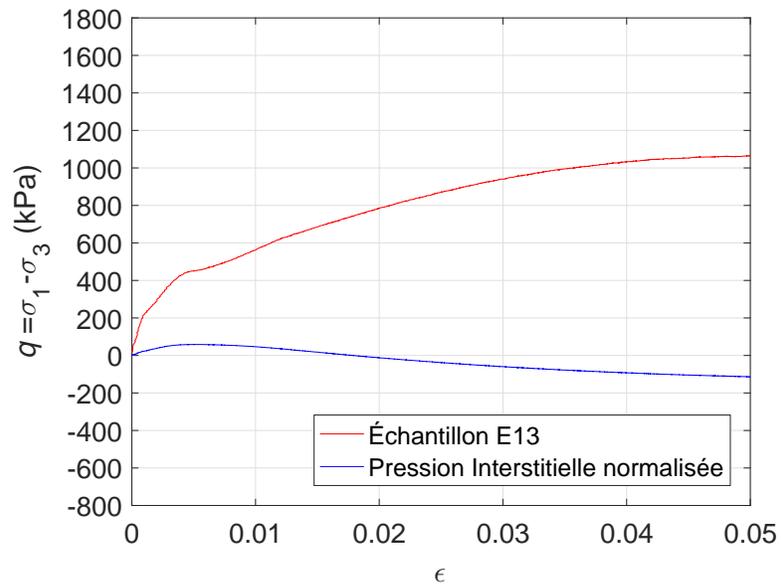


Figure A.10 Échantillon E13

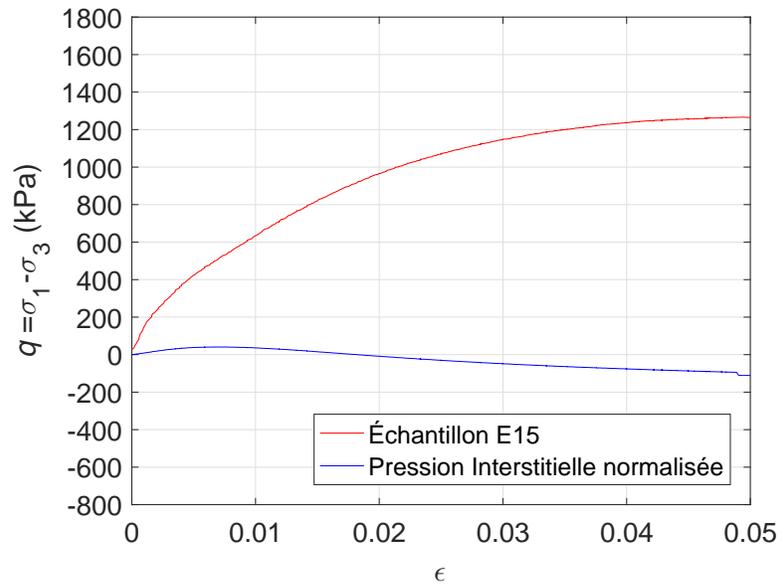


Figure A.11 Échantillon E15

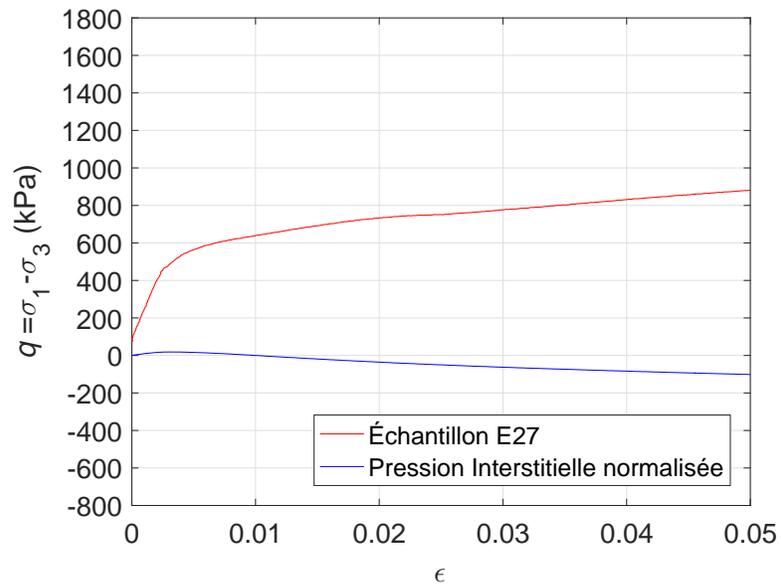


Figure A.12 Échantillon E27

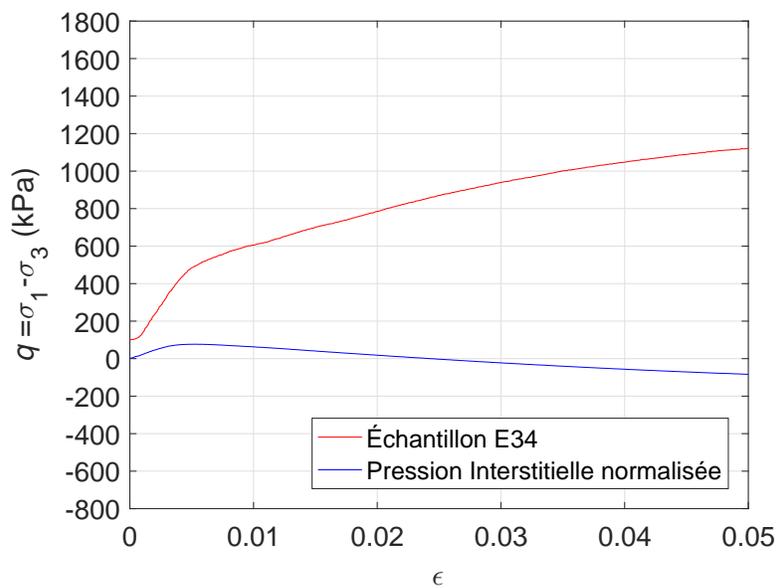


Figure A.13 Échantillon E34

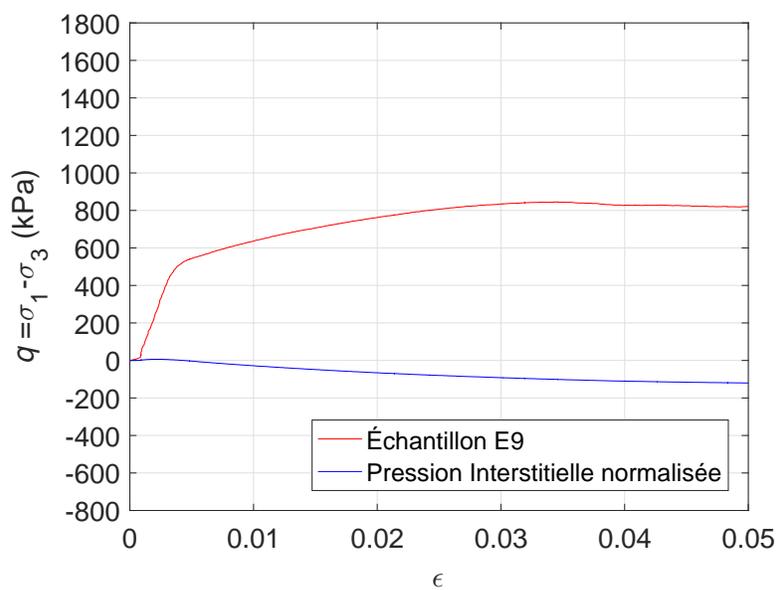


Figure A.14 Échantillon E9

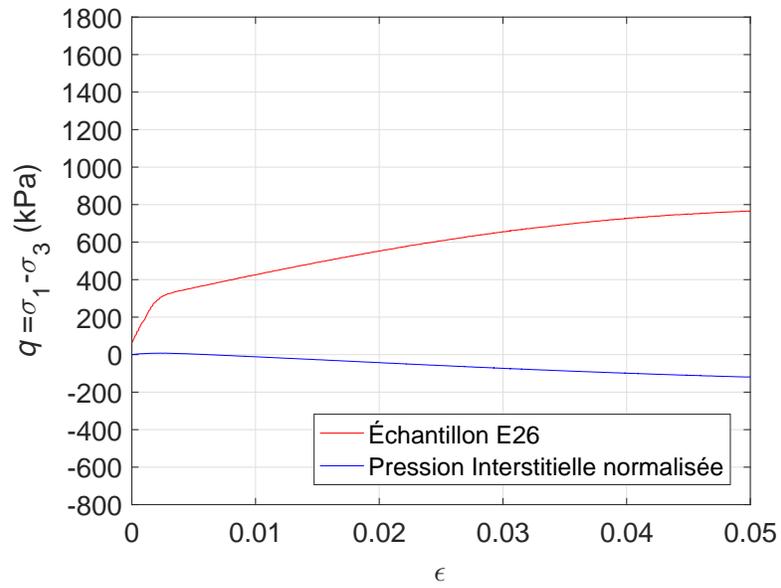


Figure A.15 Échantillon E26

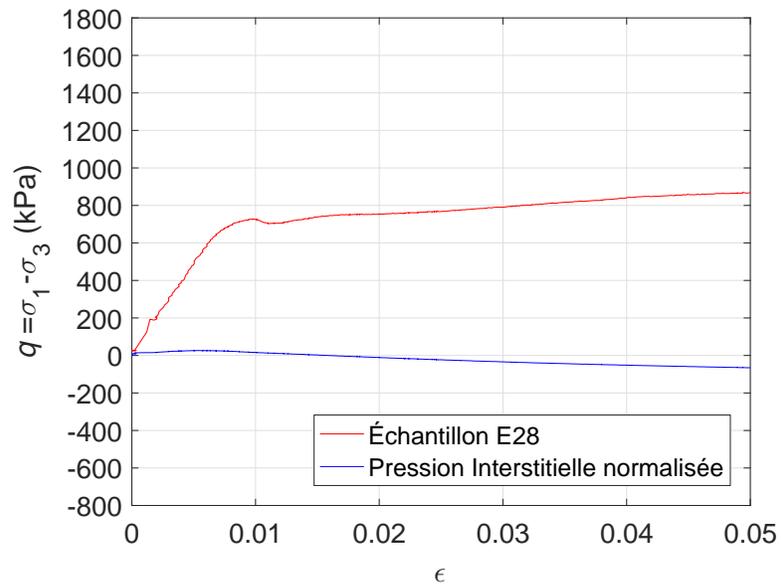


Figure A.16 Échantillon E28

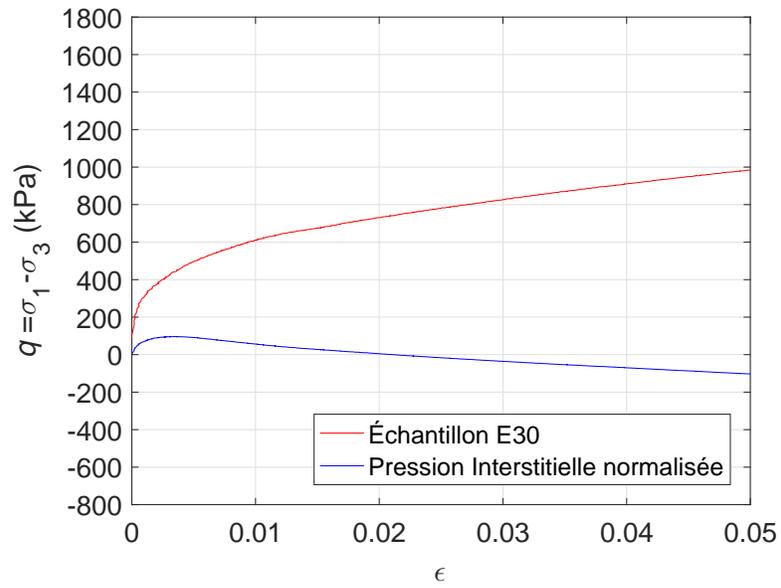


Figure A.17 Échantillon E30

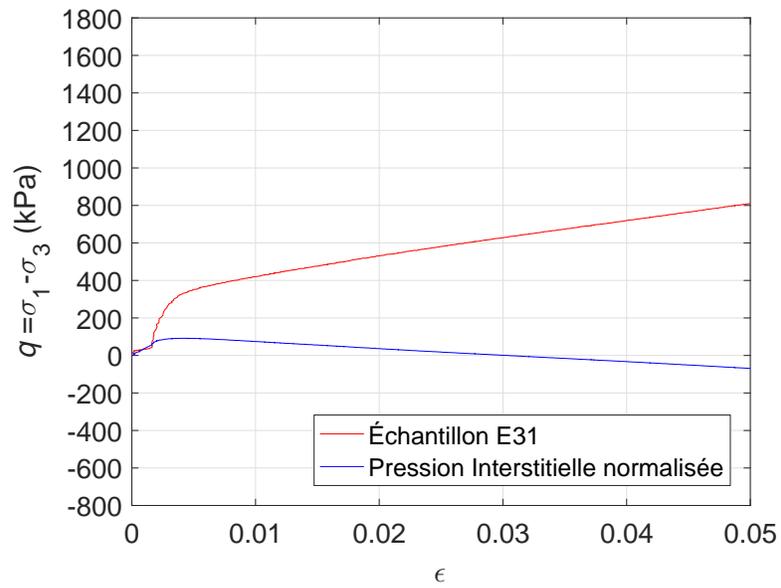


Figure A.18 Échantillon E31

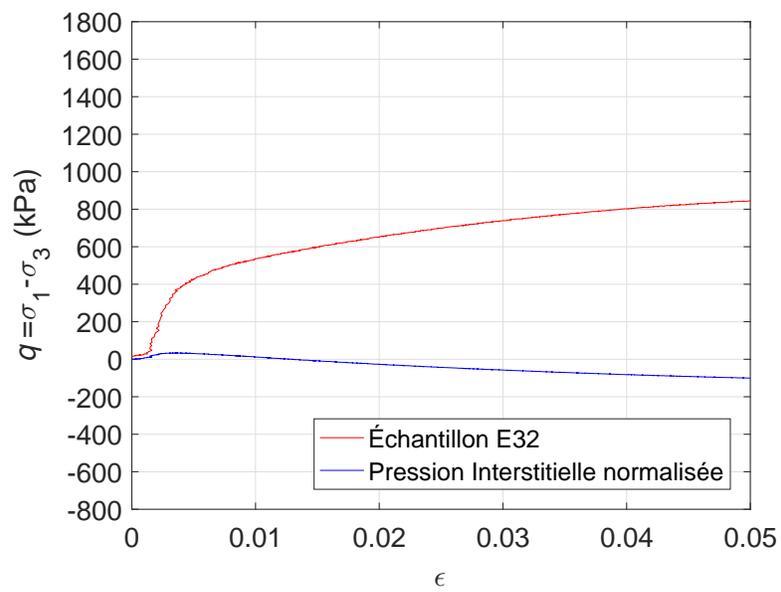


Figure A.19 Échantillon E32

ANNEXE B Cheminement de Contraintes CamClay

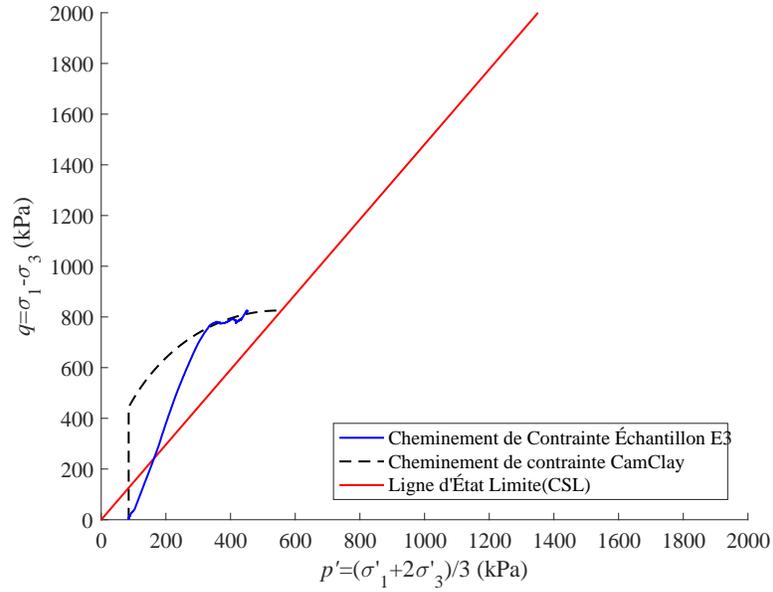


Figure B.1 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E3

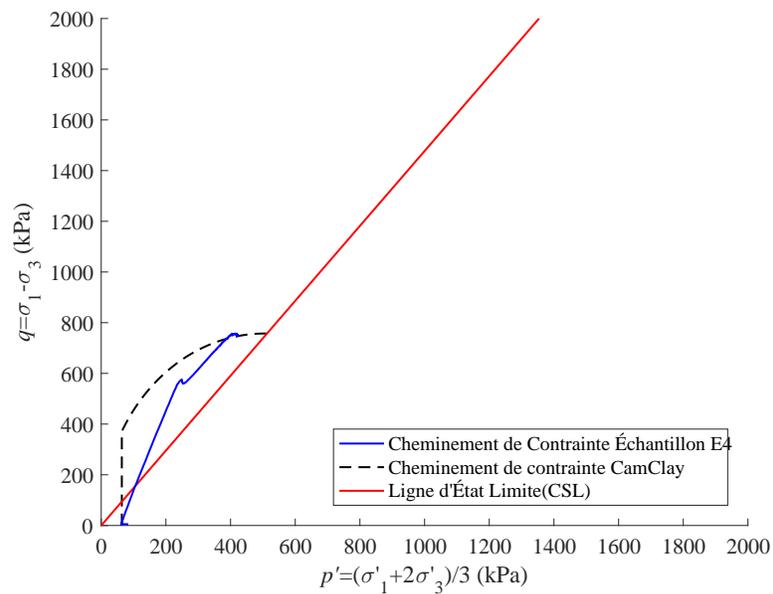


Figure B.2 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E4

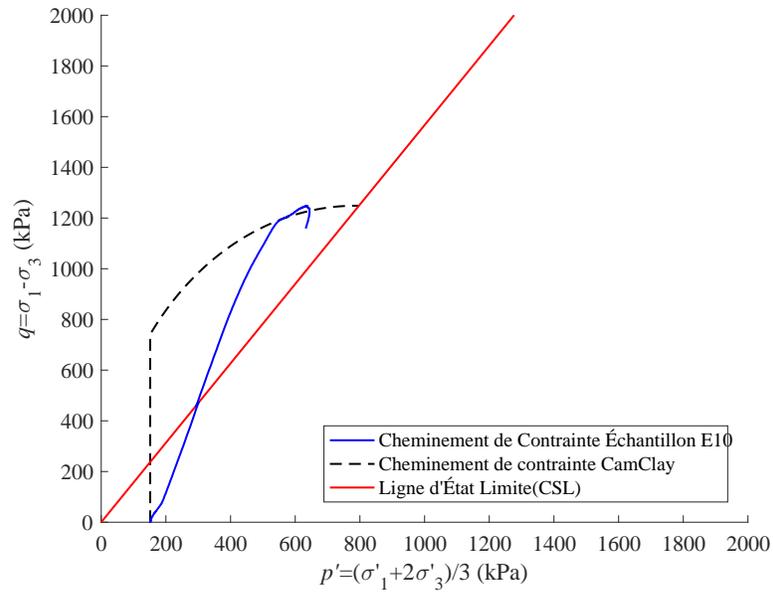


Figure B.3 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E10

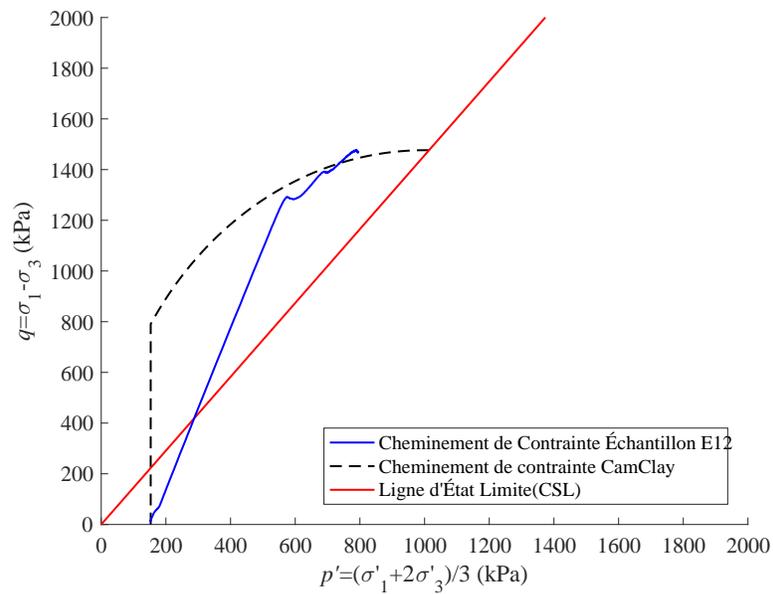


Figure B.4 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E12

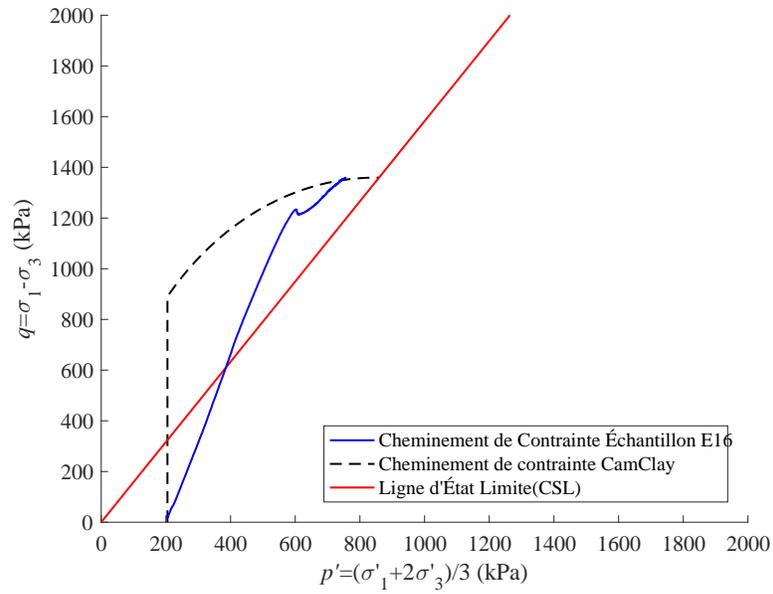


Figure B.5 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E16

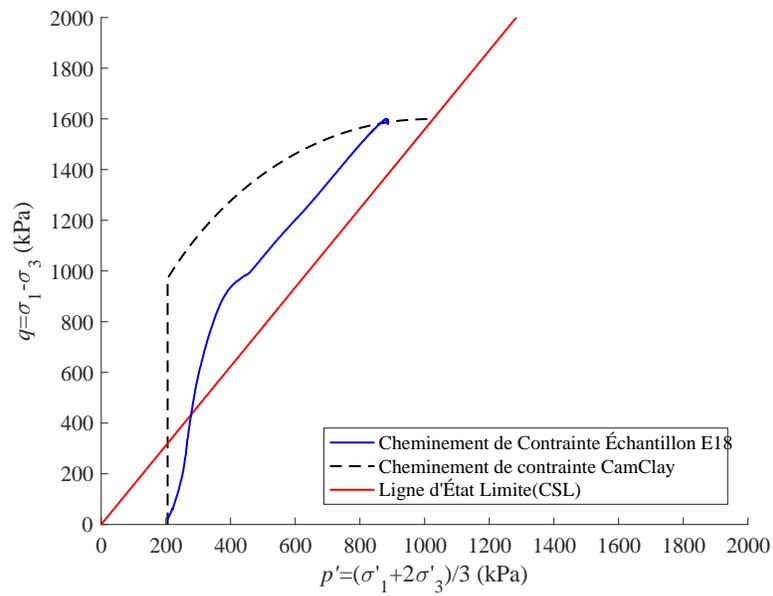


Figure B.6 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E18

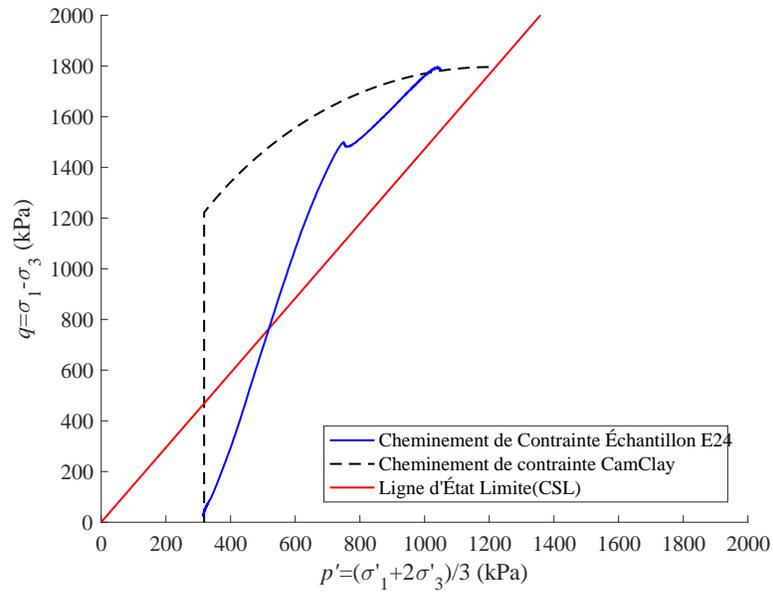


Figure B.7 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E24

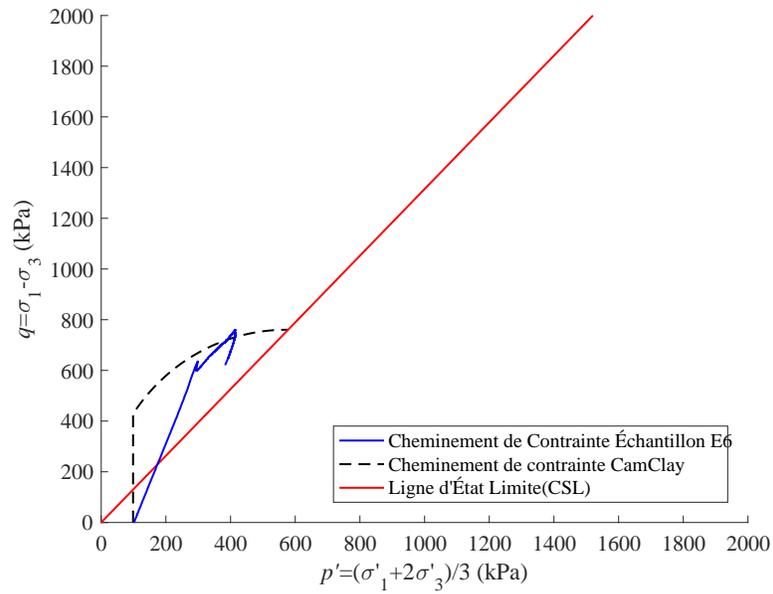


Figure B.8 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E6

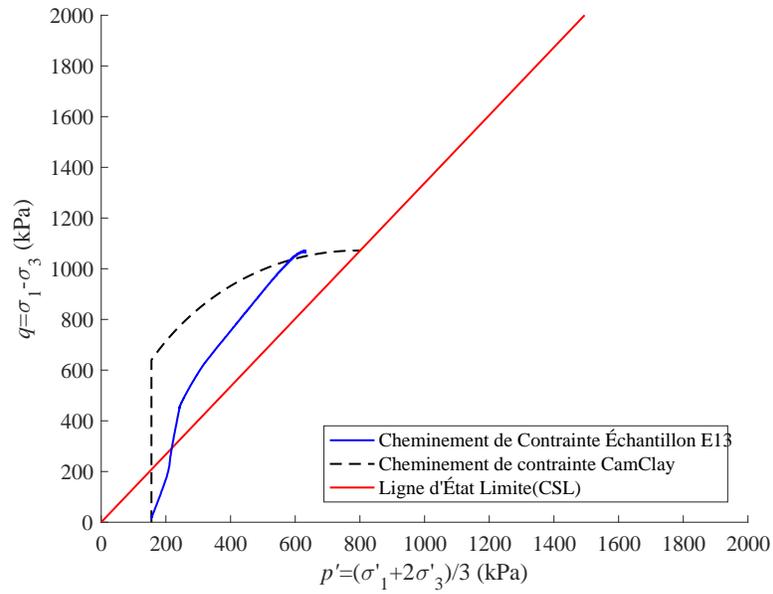


Figure B.9 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E13

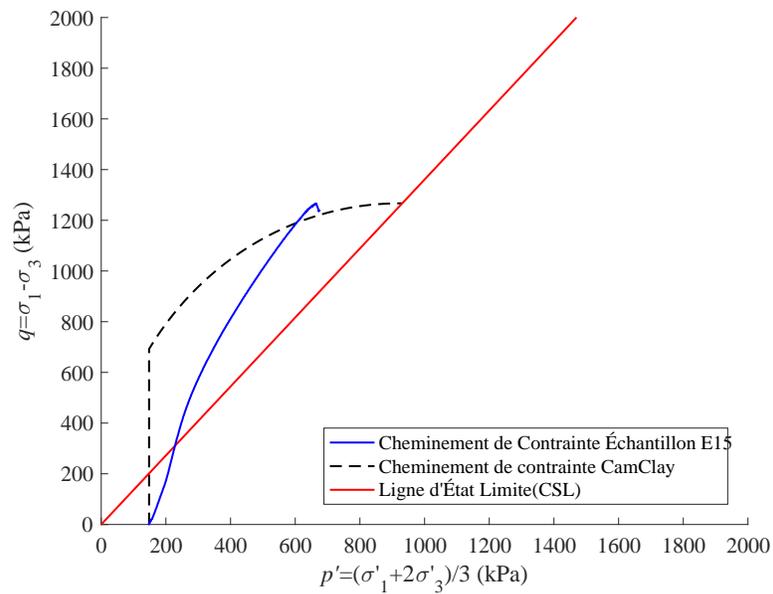


Figure B.10 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E15

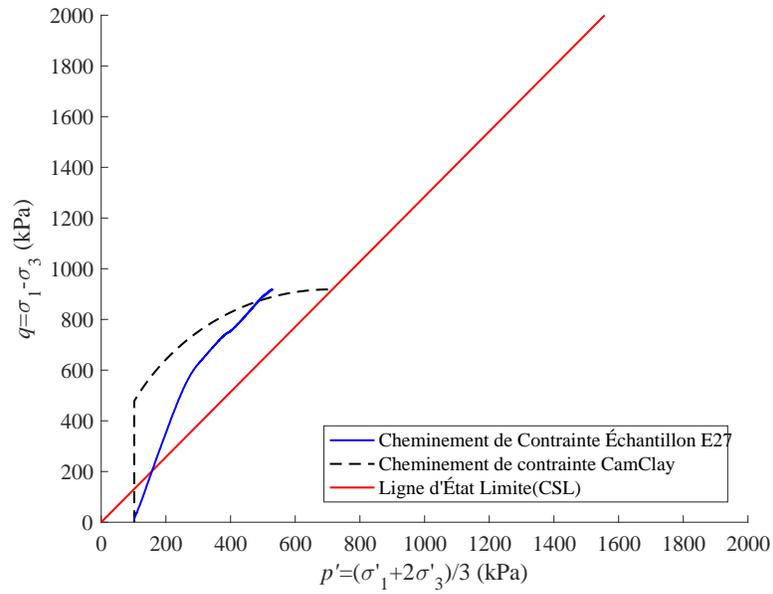


Figure B.11 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E27

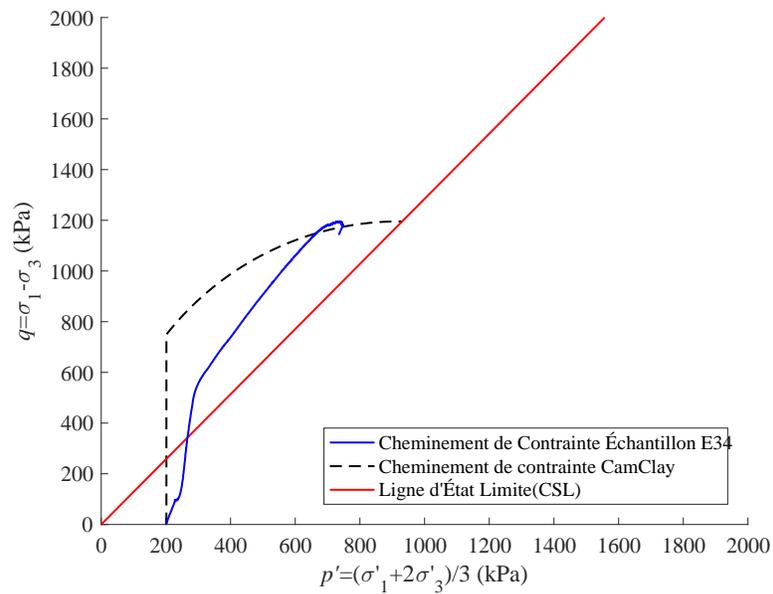


Figure B.12 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E34

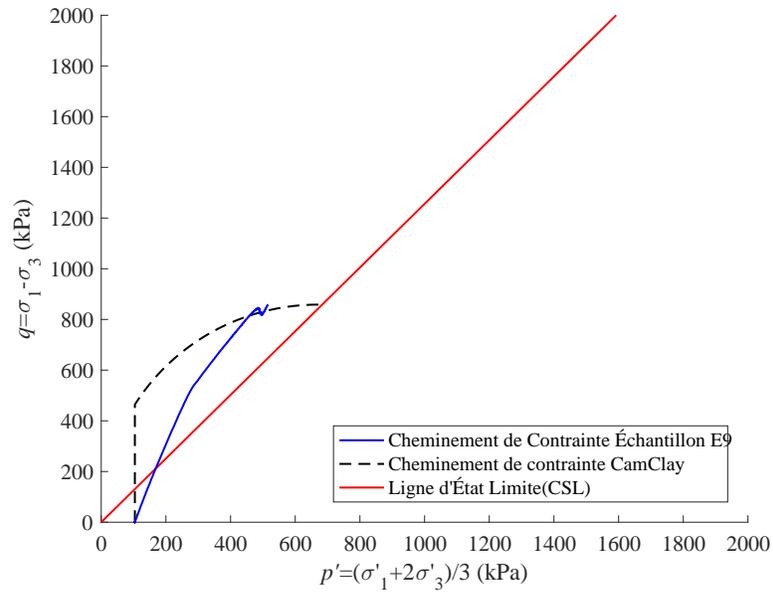


Figure B.13 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E9

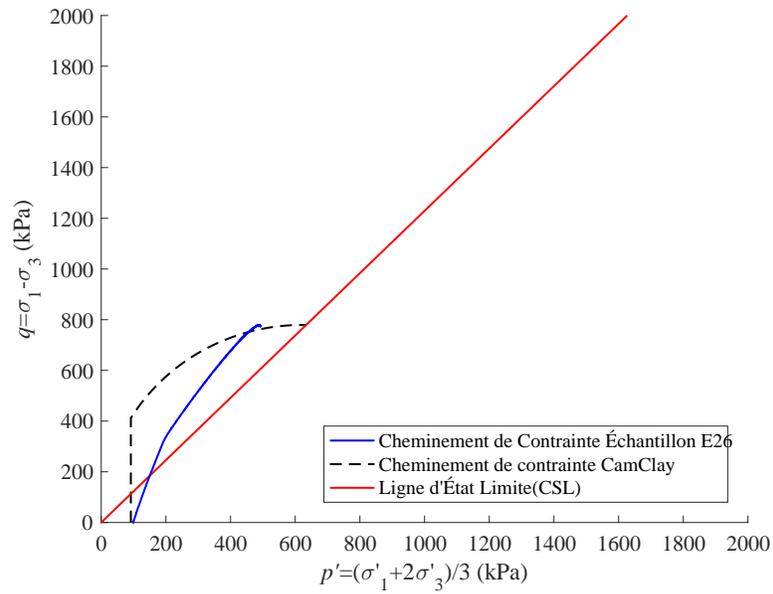


Figure B.14 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E26

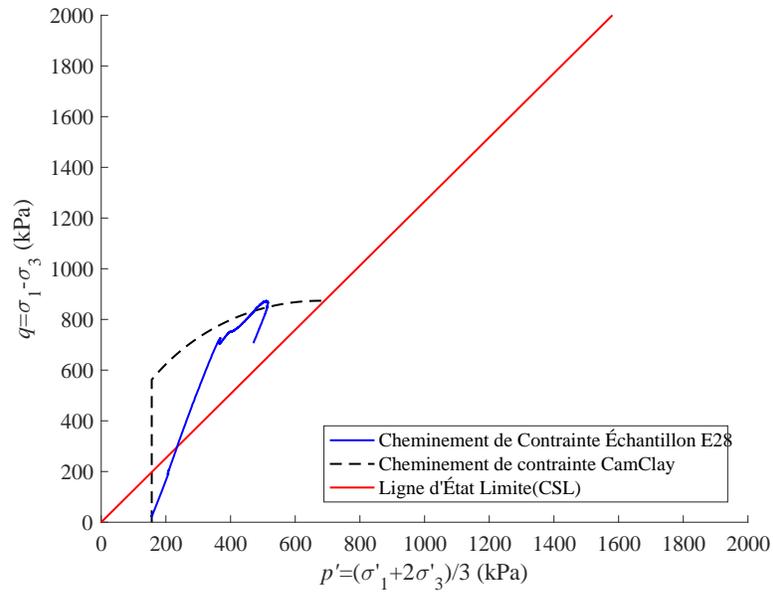


Figure B.15 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E28

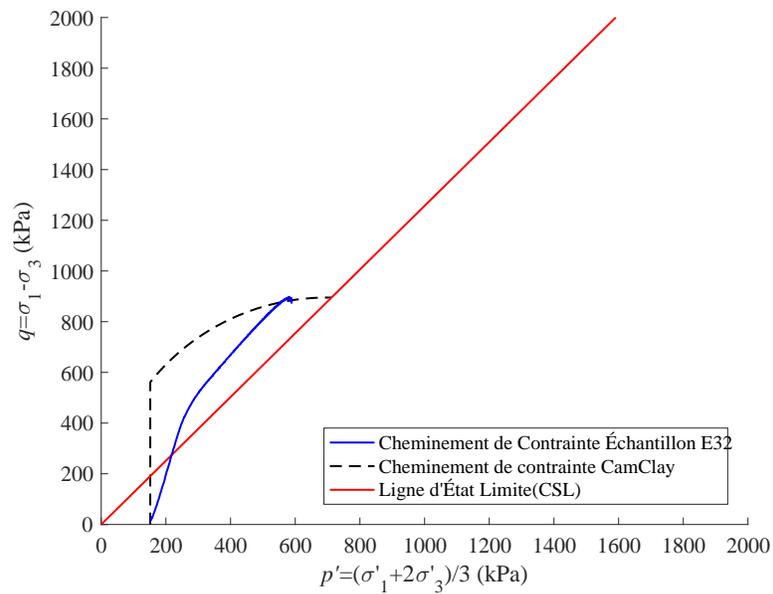


Figure B.16 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E32

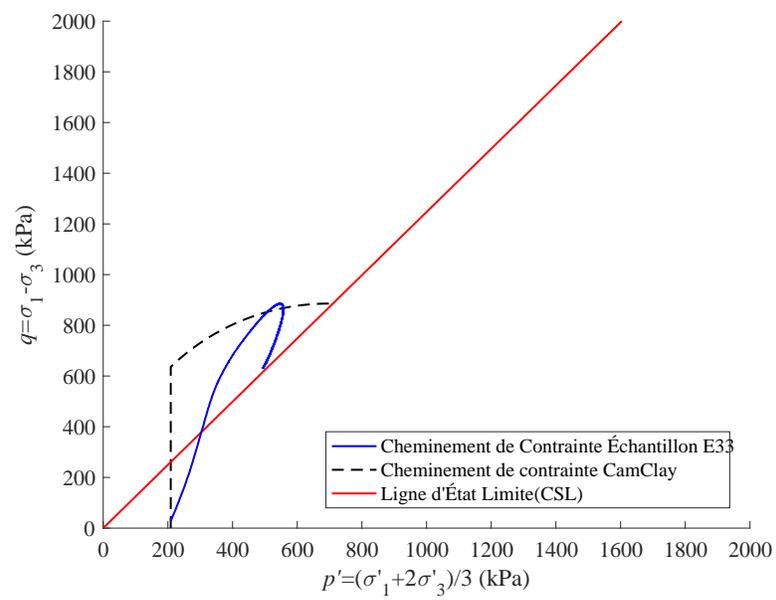


Figure B.17 Cheminement de Contraintes CamClay - Échantillon E33