Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel

Thi Thanh Hang Nguyen

▶ **To cite this version:**

Thi Thanh Hang Nguyen. Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel. Autre. Université Paris-Est, 2015. Français. NNT : 2015PESC1064 . tel-01191696

HAL Id: tel-01191696
https://pastel.hal.science/tel-01191696

Submitted on 2 Sep 2015

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

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

THESE

Pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Paris-Est

Discipline : Géotechnique

Présentée et soutenue publiquement

Par

Thi-Thanh-Hang NGUYEN

Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel

Devant le jury composé de :

M. Teddy FEN-CHONG	Président	IFSTTAR, France
M. Jean-Marie KONRAD	Rapporteur	Université Laval de Québec, Canada
M. Jean-Marie FLEUREAU	Rapporteur	Ecole Centrale Paris, France
M. Gontran HERRIER	Examinateur	Lhoist R&D, Belgique
M. Valéry FERBER	Examinateur	Charier, France
M. Anh-Minh TANG	Examinateur	Ecole des Ponts ParisTech, France
M. Yu-Jun CUI	Directeur de thèse	Ecole des Ponts ParisTech, France

Invités: M. Daniel PUIATTI (DPST Consulting), M. Simon SALAGER (Université Joseph Fourier, Grenoble), M. Fabrice PLIER (Urano)

Remerciements

Ce travail de thèse, réalisé dans quatre laboratoires différents : Lhoist R&D, Belgique ; Cermes-ENPC, France ; Cerema Centre-Est, Clermont-Ferrand, France ; 3SR, Grenoble, France, n'aurait pu être mené à bien sans l'aide des personnes à qui je voudrais adresser ma gratitude.

Je tiens à remercier vivement le Professeur Yu-Jun CUI pour d'avoir accepté d'être directeur de ma thèse. Merci pour ta confiance « aveugle », ton temps précieux que tu as bien voulu me consacrer, et tes conseils judicieux sur des aspects d'ordre personnel ou professionnel. J'aimerais te dire à quel point j'ai apprécié ta grande disponibilité et ton respect sans faille des délais serrés de relecture de différents documents que je t'ai adressés.

Un grand merci également à mes deux Co-encadrants, Gontran HERRIER et Anh-Minh TANG. Je vous remercie sincèrement de votre confiance, et de votre encouragement permanent. J'ai été extrêmement sensible à vos qualités humaines d'écoutes et de compréhension tout au long de ce travail doctoral.

Cette thèse s'inscrit dans le cadre du partenariat Cermes – Lhoist - Syndicat Professionnel des Terrassiers de France (SPTF) - Fédération nationale des travaux publics (FNTP) – Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (Cerema Centre-Est). Le support financier et les discussions lors des comités restreints et des comités élargis sont les éléments essentiels pour l'aboutissement de ce travail. Je tiens à exprimer mes remerciements aux membres du comité restreint, Caroline MAUDUIT, Valéry FERBER, Daniel PUIATTI, Fabrice PLIER, Didier LESUEUR, Pascal LECONTE, pour nos échanges fructueux et aussi vos soutiens pendant la thèse. Mes remerciements s'adressent également aux membres du comité élargi pour vos contributions enrichissantes.

Je remercie le Professeur Jean-Marie KONRAD et le Professeur Jean-Marie FLEUREAU qui ont accepté de rapporter sur la thèse. Merci pour vos relectures attentives de mon manuscrit et pour vos appréciations sur mon travail qui m'encouragent énormément. Merci également à Teddy FEN-CHONG d'avoir accepté de présider le jury.

Je tiens à remercier les personnes avec qui j'ai pu travailler et qui m'ont permis de mener à bien ce travail. Un grand merci à Tamer ÖZTÜRK, Gaëtane SIOEN qui m'ont formidablement accueilli au sein du laboratoire Lhoist R&D, et ont passé beaucoup de temps avec moi pour mettre en place les postes expérimentaux. Merci à Éric CRÉGUT de m'avoir aidé à réaliser les essais de géligonflement au laboratoire de Clermont-Ferrand (Cerema Centre-Est). Un remerciement amical à tous les membres du Cermes pour leur soutien. Mes remerciements s'adressent particulièrement au Dr Ling Ling ZENG, Cermes pour tes aides dans la réalisation des essais de conductivité hydrauliques, au Dr Amine DHEMAIED, Cermes pour tes contributions aux essais de Bender Element. Merci également à Simon SALAGER, Pascal CHARRIER, Edward ANDO, de laboratoire 3SR, Grenoble pour m'avoir

aidé à réaliser les essais µ-Tomographie X et aussi pour m'avoir donné des conseils sur l'analyse d'image.

Enfin, je ne peux pas terminer ces remerciements sans évoquer mes parents, mon petit frère, mes amis My, Nguyen Cuong, Ha, Phuong, Hieu, Dat, Linh, Huy, Le Cuong, Lien, Tran. Comme on dit, «on garde le meilleur pour la fin». Je ne vous remercierai jamais assez pour vos encouragements et vos soutiens permanents.

Résumé : *Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel*

On s'intéresse dans le présent travail au comportement au gel des sols fins limono-argileux traités à la chaux seule, sols valorisables qui sont couramment rencontrés sur les chantiers de terrassement. Trois sols appartenant aux classifications A1, A2, A3 selon la norme NF P 11-300, ont été choisis pour cette étude. Ces sols sont traités à 3 dosages en chaux correspondant à 3 objectifs : 1) amélioration (dosage en chaux minimal), 2) stabilisation et insensibilité à l'eau (dosage en chaux intermédiaire), 3) stabilisation et résistance au gel (dosage en chaux le plus élevé). Les sols traités sont ensuite conservés pendant quatre périodes de cure : 7 jours, 28 jours, 90 jours et 365 jours. Les deux processus de gel - le géligonflement et la gélifraction sont étudiés, parallèlement à l'évaluation des performances mécaniques, hydrauliques et microstructurales. Les résultats expérimentaux ont montré que les propriétés hydrauliques (la succion au front de gel, s_p et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, k_{unsat}) sont les paramètres qui gouvernent le phénomène de géligonflement des sols, traités ou non. Les résultats ont également mis en évidence le lien direct existant entre la microstructure (la distribution porale) et les propriétés hydrauliques du sol, principalement en termes de capacité de rétention d'eau et conductivité hydraulique. Le traitement augmente les performances mécaniques des sols d'une part, et amène d'autre part à des modifications de leur microstructure ; ceci induit des changements vis-à-vis de leur sensibilité au gel. Les sols sont plus gélifs directement après le traitement, cette sensibilité au gel diminuant avec le temps de cure. Une modélisation simple permettant d'estimer le gonflement au gel à partir de la succion au front de gel et de la valeur de conductivité hydraulique à l'état non-saturé a été proposée et validée. Vu que la détermination de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé n'est pas un essai couramment pratiqué au sein de la plupart des laboratoires, un critère basé sur la succion au front de gel, s_p, et la conductivité hydraulique à l'état saturé, k_{sat} a été proposé pour évaluer la sensibilité des sols au gel. L'essai de gélifraction consiste à évaluer un coefficient de résistance de l'éprouvette de sol après 10 cycles de gel/dégel, *RFT* (%) - « retained strength factor after freeze-thaw testing ». Les résultats expérimentaux montrent que la valeur *RFT* des sols traités varie de 0% (lorsque les éprouvettes de sol perdent totalement leur résistance à la compression simple et sont détruites après 10 cycles de gel/dégel) à 90%. Quand $RFT \geq 60\%$, aucune dégradation visuelle de la surface des éprouvettes des sols traités n'est constatée. Ainsi, cette valeur est proposée comme critère d'acceptation des matériaux constitutifs d'une couche de forme subissant le gel avant son recouvrement. L'étude de l'effet du nombre des cycles de gel/dégel montre une diminution importante de la performance mécanique (*RFT*) durant trois premiers cycles de gel/dégel, et ce paramètre se stabilisant après 10 cycles. A l'aide de la technique de μ Tomographie X, l'endommagement interne des éprouvettes de sol ayant subi des cycles de gel/dégel a été quantifié. Une corrélation directe entre la diminution de performance mécanique et l'augmentation de l'indice de l'endommagement de l'éprouvette a été mise en évidence. Enfin, un modèle d'endommagement permettant d'évaluer la dégradation de la performance mécanique avec l'augmentation de l'indice d'endommagement a été établi.

Mots-clés : sols fins limono-argileux, traitement à la chaux, géligonflement, gélifraction, performances mécaniques, propriétés hydrauliques, microstructure.

Abstract: *Stabilization of lime treated soils and their behaviour under frost*

The present work deals with the behaviour of fine-grained silty and clayey soils treated with lime under frost. Those soils are frequently encountered in earthworks. Three soils corresponding to A1, A2, A3 classes according French NF P 11-300 standard were chosen for this study. These soils were treated with 3 lime dosages corresponding to three objectives: 1) improvement (minimum dosage), 2) stabilization and insensitivity to water (intermediate dosage), 3) stabilization and frost resistance (highest dosage). Lime-treated soils were subsequently cured for different times: 7, 28, 90, 365 days. Two frost processes, frost heave and freeze-thaw cycles, were applied in parallel with the assessment of mechanical, hydraulic and microstructural properties. Experimental results evidenced that it is the hydraulic properties (suction at frost front, s_p and unsaturated hydraulic conductivity, k_{unsat}) that govern the frost heave phenomenon of soils, treated or not. In addition, this study demonstrates the direct link between the microstructure (the pore size distribution) and the hydraulic properties (water retention curve and hydraulic conductivity). The treatment on one hand improves the mechanical performances of soils, and on the other hand modify their microstructure, and thus changes their frost sensitivity. The frost susceptibility increases directly after treatment, and then decreases with curing time. Based on the suction at frost front and the unsaturated hydraulic conductivity, a simple model was proposed and validated allowing to estimate the frost heave. Considering that the determination of unsaturated hydraulic conductivity is not a test commonly performed by most laboratories, a criterion based on the suction at frost front and the saturated hydraulic conductivity was proposed to estimate the frost sensibility of soils. The second frost resistance test consists of measuring the retained strength factor after 10 freeze-thaw cycles, *RFT* (%). The results obtained show that *RFT* of lime treated soil varies from 0% (when soil specimen completely loses its resistance and collapses after 10 freeze-thaw cycles) to 90%. When *RFT* is higher than 60%, no visual damage was observed on the specimen surface; consequently, this value is proposed as a criterion for acceptance of lime treated soil in capping layer before covering. In addition, the study of effect of freeze-thaw cycles showed a significant decrease of mechanical performance (*RFT*) during the first three cycles, and a stabilization after 10 cycles. Using X-ray Tomography, the intern damage of specimens due to freeze-thaw cycles was quantified. A correlation between the decrease of mechanical performance and the increase of damage index was evidenced. A model was then developed to evaluate the degradation of mechanical performance with the increase of damage index.

Key-words: fine-grained silty and clayey soils, lime treatment, frost heave, freeze-thaw cycles, mechanical performances, hydraulic properties, microstructure.

SOMMAIRE

INTRODUCTION **1**

CHAPITRE I. BIBLIOGRAPHIE **5**
I.1. Contexte général du traitement des sols à la chaux dans le domaine de géotechnique **5**
I.2. Les processus physico-chimiques incités par la chaux **7**
I.2.1. Hydratation et ionisation 7
I.2.2. Echange cationique 8
I.2.3. Réaction pouzzolanique 8
I.2.4. Carbonatation 10
I.3. Modification à court terme **10**
I.3.1. Séchage 10
I.3.2. Floculation 11
I.3.2.1. Diminution de l'indice de plasticité *11*
I.3.2.2. Amélioration des références de compactage *12*
I.4. Stabilisation à long terme **14**
I.4.1. Effet de la stabilisation sur la microstructure 16
I.4.2. Effet de la stabilisation sur la conductivité hydraulique 19
I.4.3. Effet de la stabilisation sur les performances mécaniques 23
I.5. Phénomène de gel dans le sol **25**
I.5.1. Sensibilité des sols au gel et sa relation avec les phénomènes de gel 25
I.5.2. Mécanisme du gonflement au gel 27
I.5.2.1. La théorie capillaire (théorie primaire) du géligonflement *28*
I.5.2.2. Théorie de frange de gel *30*
I.5.3. Endommagement du sol dû aux cycles gel/dégel 32
I.5.3.1. Effet des cycles de gel/dégel sur la microstructure du sol *32*
I.5.3.2. Effet des cycles de gel/dégel sur la conductivité hydraulique *33*
I.5.3.3. Effet des cycles de gel/dégel sur la performance mécanique *33*
I.5.3.4. Effet des cycles de gel/dégel sur la durabilité des sols traités *34*
I.5.3.5. Modèle d'endommagement du sol par des cycles de gel/dégel *35*
I.5.4. Développement des critères de gel 37
I.5.4.1. Les essais indirects *37*
I.5.4.2. Les essais directs *41*
I.5.5. Les travaux menés en France et le seuil empirique de la résistance au gel des sols traités à la chaux (GTS) 53
I.6. Conclusion **55**

CHAPITRE II. TECHNIQUES EXPERIMENTALES 57
II.1. Préparation des sols 58
II.1.1. Ajustement de la teneur en eau pour la confection des échantillons de sols non traités 58
II.1.2. Ajustement de la teneur en eau du sol et malaxage du sol avec de la chaux pour la confection de l'échantillon de sol traité 58
II.2. Essais de caractérisations 61
II.2.1. Essais de caractérisation géotechnique et chimique 61
II.2.2. Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X (DRX) 61
II.2.3. Détermination des dosages en chaux 62
II.3. Détermination des performances mécaniques 63
II.3.1. Essai de compression simple 63
II.3.2. Essai de compression diamétrale 64
II.3.3. Essai de détermination de Gmax en utilisant des capteurs piézo-électriques 67
II.3.4. Essai de Grindosonic pour déterminer G_{max} et E_0 69
II.3.5. Condition de confection des éprouvettes pour les essais des performances mécaniques 71
II.4. Analyse microstructurale 72
II.4.1. Analyse microstructurale par porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) 72
II.4.1.1. Principe de l'essai 72
II.4.1.2. Préparation d'échantillons 73
II.4.1.3. Détermination des courbes de distribution porale 73
II.4.1.4. Détermination de la courbe de rétention d'eau à partir de la courbe de distribution porale 74
II.4.1.5. Déterminer de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé à partir de la courbe de distribution porale 75
II.4.2. Analyse microstructurale par microscope électronique à balayage (MEB) 76
II.5. Détermination du comportement hydraulique 77
II.5.1. Courbe de rétention d'eau du sol 77
II.5.1.1. Méthode du papier filtre 77
II.5.1.2. Potentiomètre WP4 78
II.5.2. Conductivité hydraulique à l'état saturé 79
II.5.2.1. L'essai de perméabilité à charge variable dans l'œdomètre 80
II.5.2.2. L'essai de perméabilité à charge variable en utilisant le perméamètre 81
II.5.3. Conductivité hydraulique à l'état non saturé 84
II.5.3.1. Dispositifs d'essai 84
II.5.3.2. Procédure d'essai 85
II.5.4. Préparation des éprouvettes pour les essais hydrauliques 90
II.6. Essai de géligonflement 91
II.6.1. Principe et fondement de la technique 91
II.6.2. Dispositifs d'essai 93
II.6.3. Confection des éprouvettes 95

II.6.4. Procédure d'essai ... 96
II.7. Essai de cycles de gel/dégel ... 97
II.7.1. Principe de l'essai ... 97
II.7.2. Dispositifs d'essai ... 98
II.7.3. Confection des éprouvettes ... 99
II.7.4. Processus d'essai ... 100
II.8. La µ-Tomographie X pour étudier la dégradation interne de la structure d'une éprouvette de sol ayant subie des cycles gel/dégel ... 101
II.9. Conclusion ... 106

CHAPITRE III. CARACTERISATION DES MATERIAUX ... 108
III.1. Sols non-traités ... 108
III.1.1. Minéralogie des sols ... 108
III.1.2. Détermination de la nature du sol ... 110
III.1.3. Références de compactage ... 111
III.1.4. Composition chimique des sols ... 114
III.2. Chaux vive ... 115
III.3. Détermination des dosages en chaux ... 115
III.4. Sols traités ... 116
III.4.1. Sol A1 traité ... 116
III.4.1.1. Références de compactage ... 116
III.4.1.2. Evaluation de l'aptitude au traitement ... 118
III.4.2. Sol A2 traité ... 119
III.4.2.1. Références de compactage ... 119
III.4.2.2. Evaluation de l'aptitude ... 121
III.4.3. Sol A3 traité ... 121
III.4.3.1. Références de compactage ... 121
III.4.3.2. Evaluation de l'aptitude ... 123
III.4.4. Condition de compactage des éprouvettes: ... 123
III.5. Programme d'essais ... 127
III.6. Conclusion ... 129

CHAPITRE IV. CARACTERISATIONS MECANIQUES ET HYDRAULIQUES DES SOLS TRAITES ... 130
IV.1. Performances mécaniques des sols traités ... 130
IV.1.1. Evolution de la résistance à la compression simple, R_c ... 131
IV.1.2. Evolution de la résistance à la traction Brésilienne, R_{tb} ... 136
IV.1.3. Evolution du module de cisaillement maximal, G_{max} et du module d'élasticité tangentiel, E_0 ... 141

IV.1.4. Corrélation des performances mécaniques des sols traités 149
IV.1.5. Discussion 150
IV.1.5.1. Effet du traitement sur l'évolution des performances mécaniques 150
IV.1.5.2. Effet du mode de préparation sur le traitement du sol A3 156
IV.2. Effet du traitement sur la microstructure 160
IV.2.1. Sol A1 – limon peu argileux 160
IV.2.2. Sol A2-argile limoneuse 174
IV.2.3. Sol A3-argile très plastique 180
IV.2.4. Lien avec l'évolution des performances mécaniques 186
IV.3. Caractérisations hydrauliques des sols traités 187
IV.3.1. Caractérisations hydriques - courbes de rétention d'eau des sols traités 187
IV.3.2. Conductivité hydraulique des sols traités 197
IV.3.2.1. Conductivité hydraulique à l'état saturé 197
IV.3.2.2. Conductivité hydraulique à l'état non-saturé 198
IV.3.3. Effet du mode de compactage 203
IV.4. Conclusion 205

CHAPITRE V. GELIFRACTION 207
V.1. Coefficient de résistance des sols traités à la chaux après 10 cycles de gel/dégel 207
V.1.1. Sol A1 - limon peu plastique 207
V.1.2. Sol A2 – argile limoneuse 213
V.1.3. Sol A3 - argile très plastique 218
V.1.4. Effets du traitement sur la gélivité des sols 223
V.2. Effet du nombre de cycles de gel/dégel 224
V.3. Dégradation de la microstructure des sols par des cycles de gel/dégel 227
V.3.1. Observation des endommagements 227
V.3.2. Origine des fissures d'endommagement 232
V.3.3. Evaluation quantitative de l'endommagement dû aux cycles de gel/dégel 234
V.4. Modèle d'endommagement des sols 240
V.5. Conclusion 242

CHAPITRE VI. GELIGONFLEMENT 244
VI.1. Sensibilité au gel des sols non-traités et traités 244
VI.1.1. Sol A1-limon peu plastique 244
VI.1.2. Sol A2 - argile limoneuse 257
VI.1.3. Sol A3 - argile très plastique 270
VI.2. Discussion 283
VI.3. Mécanisme et modèle de géligonflement 285

VI.3.1. Mécanisme du phénomène de géligonflement 285
VI.3.2. Modèle de géligonflement 287
VI.3.2.1. Détermination du front de gel 290
VI.3.2.2. Détermination de la succion au front de gel 292
VI.3.2.3. Détermination de la conductivité hydraulique des sols 301
VI.3.2.4. Calcul du gonflement au gel 302
VI.4. Discussion 303
VI.5. Proposition d'un critère de sensibilité au gel 308
VI.6. Conclusion 310

CONCLUSION GENERALE 312

PERSPECTIVES 316

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES 318

INTRODUCTION

Le traitement des sols à la chaux est une technique largement utilisée dans le domaine des terrassements (construction d'infrastructures routières, ferroviaires, aéroportuaires, plates-formes, etc.) depuis une vingtaine d'années en France et en Belgique. Elle est considérée maintenant comme une technique classique permettant de réutiliser les sols inaptes (généralement les sols fins limono-argileux) dans la construction des remblais aussi bien pour des voiries légères que pour des infrastructures lourdes (autoroutes, lignes à grande vitesse, aéroports, etc.). L'objectif de l'utilisation de cette technique est d'assécher le sol, d'en améliorer la maniabilité et, après la mise en place et le compactage, d'atteindre la capacité portantes voulues. En outre, le traitement des sols à la chaux permet de stabiliser des pentes de talus et de remblais. On distingue des propriétés d'amélioration (court terme) et des propriétés de stabilisation (à moyen et long terme), la stabilisation étant liée à des interactions entre la chaux et les éléments silico-alumineux du sol. L'AIPCR (Association Mondiale de la Route) définit ces deux concepts comme suit: l'amélioration est une opération consistant à améliorer, par addition d'un liant, les propriétés physiques du sol telles que la teneur en eau, la plasticité, la sensibilité à l'eau et au gel, et l'aptitude au compactage. Mais la quantité de liant ajoutée pour l'objectif d'amélioration n'est pas suffisante pour permettre un durcissement appréciable et durable. La stabilisation est une opération consistant à modifier (généralement à moyen ou long terme) les caractéristiques du sol de manière à l'amener à un état définitif de stabilité, en particulier vis-à-vis de l'action de l'eau et du gel, et à lui donner une résistance durable.

Traditionnellement, le traitement à la chaux est perçu comme un moyen d'améliorer le comportement des sols à court terme, essentiellement pour répondre à des questions de mise en œuvre, alors que, moyennant des dosages et des études appropriés, il pourrait apporter une stabilisation durable des sols sensibles à l'eau. Le manque de connaissances de la stabilisation due à la réaction entre la chaux et le sol, du comportement à long terme des sols traités à la chaux limite actuellement les domaines d'emploi de la technique. Des études approfondies ayant pour objectif d'acquérir plus de connaissances devrait permettre d'élargir le champ d'application du traitement à la chaux dans les travaux de terrassement pour les bases de remblai dans les zones humides et inondables, les talus de remblais en matériaux sensibles au retrait/gonflement, les ouvrages hydrauliques en terre, les assises de chaussées à faible trafic, en particulier les couches de forme.

Dans des régions relativement froides, les couches de forme des infrastructures routières, situées à une profondeur de 30 cm à 80 cm, risquent d'être touchées par le gel. C'est la raison pour laquelle elles sont astreintes à une exigence supplémentaire par rapport au remblai : l'absence de gonflement et de déstructuration sous l'effet du gel.

Les phénomènes de gel et de dégel affectent les propriétés mécaniques des chaussées selon deux processus distincts et complémentaires : le gonflement au gel (géligonflement) et la

gélifraction. De nombreuses méthodes d'évaluation du comportement des sols au gel ont été élaborées, afin d'établir des critères de résistance au gel/dégel. Ces méthodes peuvent être classées dans deux groupes : les méthodes indirectes basées sur l'analyse granulométrique, la distribution des pores, la conductivité hydraulique des sols ; et les méthodes directes par l'essai de gonflement au gel, et l'essai des cycles de gel/dégel. Des critères de gélivité ont été définis par l'US Army Corps of Engineers aux Etats-Unis selon la granulométrie, les limites d'Atterberg; le critère de la cinétique de gonflement a été défini par le Cold Region Research and Engineering Laboratory (CRREL) et l'Université du New Hampshire (UNH) aux Etats-Unis; un critère de gonflement total a été défini par le Transport and Road Research Laboratory (TRRL) en Grande Bretagne. En France, la sensibilité au géligonflement est appréciée depuis 1970 par l'essai de gonflement au gel qui est réalisé notamment par les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées. Cet essai fait l'objet de la norme AFNOR NF P 98-234-2 de janvier 1996, intitulée « Essais relatifs aux chaussées, Comportement au gel, Partie 2 : Essai de gonflement au gel des sols et des matériaux granulaires traités ou non de $D \leq 20$ mm». La norme décrit un critère basé sur la relation gonflement (mm) – racine carrée de l'indice de gel propre à l'essai. Ce critère est utilisé pour le dimensionnement au gel des chaussées. Notons que tous les essais et les critères de gel sont appliqués jusqu'à présent sur des sols non-traités. Il n'y a aucune codification ou critère pour évaluer la sensibilité au gel des sols traités à la chaux seule.

Actuellement, la référence utilisée en Belgique et en France pour l'utilisation d'un sol traité à la chaux en couche de forme est la suivante : la résistance à la compression simple d'un sol traité à un âge correspondant à la date d'apparition probable du gel doit être supérieure ou égale à 2,5 MPa. Ce critère issu du Guide de Traitement des Sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (GTS, 2000) est basé sur un certain nombre d'essais de géligonflement menés en parallèle à des mesures de caractéristiques mécaniques sur les sols traités à la chaux. Il permet une performance de sol suffisante en s'appuyant sur l'expérience de la profession des terrassiers. Cependant, la valeur étant fixée empiriquement, sa justification nécessite d'être effectuée par d'autres types de données. Quant à la dégradation due à la gélifraction, elle est évaluée par l'essai des cycles de gel/dégel selon la prénorme prCEN TS 13286-54, qui est en cours d'élaboration au sein du CEN TC 227 WG4 TG3/4 N17. Ce document est inspiré de la norme européenne EN 1367-1 sur la résistance au gel des granulats. Cet essai consiste en la détermination du coefficient de résistance face aux 10 cycles de gel et dégel (*RFT*) définie par le rapport entre la résistance en compression simple d'une éprouvette ayant subi des cycles gel/dégel et celle d'une éprouvette de référence immergée dans l'eau. A l'heure actuelle, les données issues de cet essai sont insuffisantes pour permettre de valider un critère de *RFT*.

Dans ce contexte, le groupe Lhoist, producteur de chaux, en partenariat avec l'Ecole des Ponts ParisTech, le Syndicat Professionnel des Terrassiers de France (SPTF), la Fédération Nationale des Travaux Publics (FNTP) et le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Clermont Ferrand (CEREMA de Clermont-Ferrand) ont mené ce projet de thèse intitulée « Stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement face au gel ». L'objectif principal est d'acquérir plus de connaissances sur les phénomènes de géligonflement et de

gélifraction. Premièrement, on vise à établir des connaissances sur le comportement à moyen et long terme des sols traités à la chaux. Deuxièmement, les deux phénomènes de gélifraction et de gonflement seront étudiés, aussi bien au niveau expérimental qu'au niveau théorique. L'endommagement dû au gel sera considéré en tenant en compte l'effet de cure. Les modèles de gonflement au gel et de l'endommagement du sol soumis à des cycles gel/dégel seront établis. In fine, un critère pratique permettant d'évaluer la sensibilité au gel des sols traités à la chaux sera proposé.

Les travaux sont présentés en six chapitres.

Le premier est consacré à une étude bibliographique. Le contexte général de l'application du traitement des sols à la chaux est d'abord abordé sous un angle géotechnique. Ensuite seront relatés les processus physico-chimiques, les modifications induites par la chaux à court terme et à long terme. Pour l'action de la chaux à long terme, on se concentrera sur l'effet de la stabilisation sur la microstructure, la conductivité hydraulique et les propriétés mécaniques. Enfin, une synthèse des travaux expérimentaux et théoriques réalisés relatifs aux phénomènes de gonflement au gel et de gélifraction des sols sera faite. Les études sont centrées sur les techniques expérimentales, les mécanismes des phénomènes, les lois de comportement, et les codifications des critères au gel.

Le deuxième chapitre est consacré au développement des techniques expérimentales. Les essais de détermination des performances mécaniques (résistance en compression simple R_c, résistance en compression diamétrale R_{tb}, module d'élasticité sécant à 30% de la résistance en compression diamétrale E_{tb}, module de cisaillement maximal des éprouvettes G_{max}, module d'élasticité tangentiel (module d'élasticité dynamique) E_0) seront d'abord présentés. Ensuite seront présentés l'essai de gélifraction effectué selon la prénorme prCEN/TS13286-54, et l'essai de géligonflement réalisé selon la norme française NF P 98-234-2. Afin d'analyser les résultats de l'essai de géligonflement, l'essai de conductivité hydraulique et l'essai de détermination des courbes de rétention d'eau sont également réalisés. On présente aussi les techniques propres aux analyses de la microstructure et de la minéralogie: la porosimétrie par intrusion de mercure (PIM), la microscopie électronique à balayage (MEB), la diffraction aux rayons X (DRX), et la micro tomographie aux rayons X. Enfin, la méthode théorique de calcul des courbes de rétention d'eau et des conductivités hydrauliques à l'état non-saturé à partir des courbes de distribution porale déterminées par la PIM est présentée.

Dans le troisième chapitre, on décrit les caractéristiques des matériaux étudiés. Les sols concernés sont des sols fins limono-argileux couramment rencontrés sur les chantiers de terrassement (A1, A2, A3 selon la Norme NF P11-300). La chaux vive Proviacal® ST de Lhoist est choisie pour le traitement, la composition de cette chaux vive et ses propriétés seront également abordées. Viennent ensuite les objectifs et les conditions du traitement à la chaux. On présente aussi le choix des dosages en se basant sur la notion du point de fixation de la chaux. Les caractéristiques géotechniques des sols à l'issue des différents traitements à la chaux seront décrites et discutées après. Les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal et de

l'Indice portant immédiat *IPI* seront présentées. Les références d'Optimum Proctor Normal des sols traités seront déterminées en se référant aux règles en vigueur dans le GTS. En se basant sur ces références, les conditions de confection des éprouvettes (la masse volumique sèche et la teneur en eau initiale de compactage) seront définies.

Dans le quatrième chapitre, les caractérisations mécaniques, hydrauliques et microstructurales seront faites. Les évolutions des performances mécaniques des sols traités à la chaux seront présentées. Les analyses microstructurales (les courbes de distribution porale, les observations de la microstructure par le MEB) seront utilisées pour expliquer l'évolution des performances mécaniques par une stabilisation progressive. Enfin, on analyse les résultats expérimentaux et calculés des propriétés hydrauliques du sol (la courbe de rétention d'eau, la conductivité hydraulique à l'état saturé et à l'état non-saturé).

Le phénomène de gélifraction des sols traités à la chaux sera abordé dans le cinquième chapitre. Les résultats des essais de cycles gel/dégel, les effets du traitement et du nombre des cycles sur le coefficient RFT seront étudiés. La dégradation du sol par les cycles de gel/dégel est quantifiée par la µ-Tomographie au rayon X, ce qui permet d'établir une loi d'endommagement des sols traités à la chaux vis-à-vis des cycles. Un critère incluant la performance mécanique et la sollicitation au gel sera proposé pour évaluer la dégradation des sols non-traités et traités vis-à-vis des cycles de gel/dégel.

L'étude du géligonflement des sols non-traités et traités est présentée dans le sixième chapitre. La cinétique du géligonflement est déterminée pour évaluer la sensibilité au gel du sol. Ensuite, la corrélation entre la cinétique et la résistance en compression simple est établie afin de vérifier la pertinence d'un critère de géligonflement basé sur la performance mécanique. Ensuite, les résultats des essais de géligonflement sont utilisés pour développer un modèle qui permet, à partir des propriétés hydrauliques du sol (la courbe de rétention d'eau, la conductivité hydraulique à l'état saturé et à l'état non-saturé), d'estimer le gonflement au gel à l'état permanent d'une éprouvette de sol soumise à l'essai de géligonflement. Le mécanisme du phénomène de géligonflement est ainsi dégagé. Le modèle est par la suite appliqué à quelques sols traités à la chaux. Les résultats calculés sont comparés avec les résultats expérimentaux. A la fin de ce chapitre, un critère basé sur le comportement hydraulique (perméabilité, succion) des sols, complété avec la simple approche mécanique sera proposé permettant le dimensionnement des couches de forme en sol traités à la chaux et l'évaluation de leur susceptibilité au gel en période hivernale.

CHAPITRE I. BIBLIOGRAPHIE

I.1. Contexte général du traitement des sols à la chaux dans le domaine de géotechnique

Le traitement des sols à la chaux est une technique appliquée depuis longtemps dans le domaine de génie civil : les grandes murailles en Chine (3ème siècle av. J.-C), le dôme de Panthéon de Romans (1er siècle av. J.-C). Cette technique a été utilisée pour la première fois, en 312 av. J.-C, par les Romains pour construire la chaussée Via Appia dont les témoignages existent encore. Pourtant, c'est surtout depuis la seconde guerre mondiale que le traitement des sols à la chaux est appliqué dans les travaux routiers, avec l'intérêt de valoriser les matériaux locaux en améliorant leur comportement mécanique et leur maniabilité afin de les rendre aptes au terrassement. En France et en Belgique, la technique est pratiquée dans le domaine des terrassements depuis les années 1960. Elle consistait essentiellement en la réutilisation en remblai des sols sensibles à l'eau et/ou humides. Ce développement est dû essentiellement à l'avantage technique de la méthode. L'incorporation de la chaux dans le sol engendre une modification immédiate des propriétés géotechniques (l'effet d'amélioration à court terme). Un sol limoneux ou argileux humide passe ainsi de manière quasi-instantanée d'un état plastique à un état solide, friable, non-collant, et perd partiellement sa sensibilité à l'eau. Sa manipulation sur chantier devient ainsi plus aisée ; son comportement à la mise en œuvre et sa portance sont améliorés. La technique du traitement à la chaux peut dans certains cas contribuer à la limitation de la constitution de décharges de matériaux impropres à la réutilisation, à la préservation des ressources naturelles non renouvelables et des gisements de granulats (carrières, ballastières) qui sont utilisées dans la construction des remblais par des techniques traditionnelles. De plus, étant une technique de traitement à froid, elle consomme peu d'énergie. Quant à l'avantage économique, la réutilisation des matériaux en place réduit l'excavation, le transport et la mise en décharge des sols impropres, ainsi que l'apport de granulats et le coût de leur transport et de leur mise en place.

Par la suite, la technique s'est étendue à la réalisation des couches de forme, surtout les couches de forme autoroutières. La couche de forme est une zone de transition permettant d'adapter les caractéristiques des matériaux de remblai ou du sol en place aux fonctions essentielles d'une plate-forme support de chaussée ou de voie (voir Figure I.1).

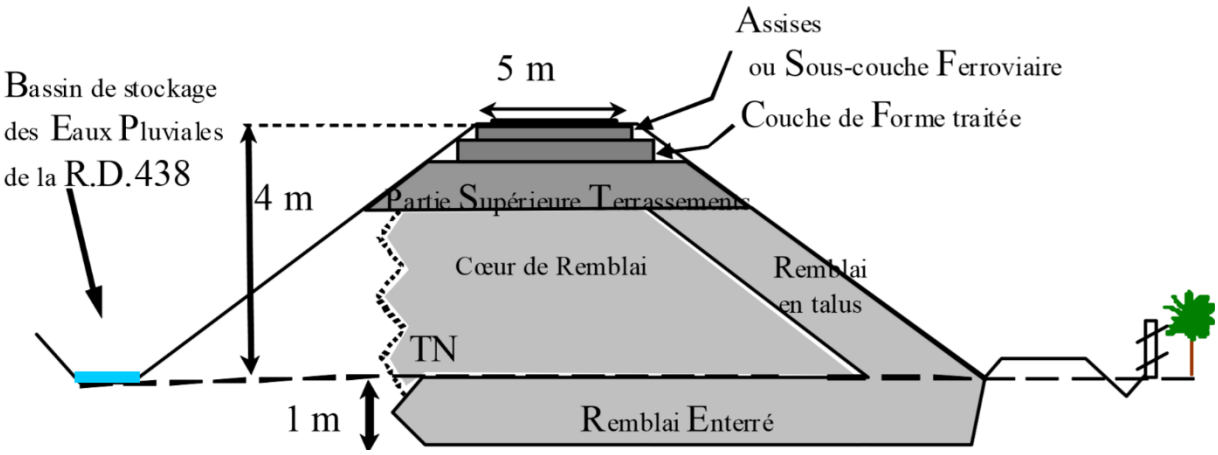


Figure I. 1: Exemple de la structure routière (Terdouest, 2011)

Le traitement à la chaux doit donc répondre à la fois à des objectifs à court terme pour la réalisation de la chaussée ou de la voie (nivellement, portance à court terme au moment des travaux, protection du sol support et traficabilité) et à long terme vis-à-vis de l'utilisation de l'ouvrage. Cela concerne les caractérisations mécaniques (homogénéisation et maintien de la capacité portante à long terme à résister aux charges transmises par les roues des véhicules), le drainage dans le cas échéant, l'insensibilité aux effets des intempéries (eau, gel, etc.). Les sols sont aptes à constituer une couche de forme s'ils répondent à plusieurs conditions : l'insensibilité à l'eau, la granularité compatible avec les exigences de nivellement de la plate-forme, la résistance vis-à-vis de la circulation au chantier. A la profondeur où elle se situe (entre 30 et 80 cm suivant la famille de structures de chaussée), la couche de forme risque d'être touchée par le gel ; c'est la raison pour laquelle elle est astreinte à une exigence supplémentaire qui est l'absence de gonflement et de déstructuration sous l'effet du gel. Dès la fin des années 80, devant la place grandissante occupée par les couches de forme en sols traités dans les grands projets et la prise en compte toujours plus forte de ces couches dans la structure des chaussées, un document méthodologique, codifiant la technique du traitement des sols a été réalisé. Un pas important a été franchi en 1992, avec la parution du Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme (GTR, 1992) qui, d'une part, précise les classes de matériaux devant subir un traitement pour être utilisés dans des couches de forme, et d'autre part propose une démarche empirique pour la prise en compte des couches de forme en sols traités dans le dimensionnement des structures de chaussée. Par la suite, le Guide de Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (GTS, 2000), publié par la Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en janvier 2000, synthétise l'essentiel des connaissances actuelles régissant l'application de la technique du traitement des sols, pour la conception et la construction des remblais routiers et des couches de forme. Toutefois, il existe encore des lacunes dans ces connaissances, notamment relatives aux aspects du comportement des sols traités au gel.

I.2. Les processus physico-chimiques incités par la chaux

Lors de l'incorporation de chaux à un sol humide, trois processus physico-chimiques essentiels se produisent : (1) l'hydratation et l'ionisation de la chaux ; (2) la modification de la capacité d'échange cationique (*CEC*) (Diamond et Kinter, 1965) menant à la floculation/agglomération des particules argileuses (Herzog et Michell, 1963), (3) le développement des réactions pouzzolaniques : réactions entre la chaux, la silice (SiO_2) et l'alumine (Al_2O_3) contenus dans les particules du sol, créant des produits cimentaires (C-S-H, C-A-H, C-A-S-H) qui lient les particules de sols entre elles (Eades et Grim, 1960 ; Diamond et al., 1964). Il peut se produire aussi la carbonatation, en fonction des conditions dans lesquelles le traitement est réalisé.

I.2.1. Hydratation et ionisation

Lors du mélange de la chaux vive (CaO) au sol, l'hydratation de la chaux vive se traduit par la réaction suivante:

$$\boldsymbol{CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2 + chaleur}(\mathbf{15,5\ kcal/mol\ CaO}) \qquad \textbf{(I. 1)}$$

Cette réaction est exothermique et produit la portlandite $Ca(OH)_2$ lorsque les conditions nécessaires sont atteintes: *pH* de 12,4 et concentration en calcium de la solution de 22 mmol/L. Ensuite, hydroxyde de calcium peut être dissout par la réaction d'ionisation suivante:

$$\boldsymbol{Ca(OH)_2 \rightarrow Ca^{2+} + 2OH^-} \qquad \textbf{(I. 2)}$$

L'augmentation de *pH* est d'autant plus élevée que la quantité de chaux est importante (Figure I.2). Le *pH* peut atteindre une valeur de 12,6 au maximum, proche du *pH* d'une solution aqueuse saturée en chaux.

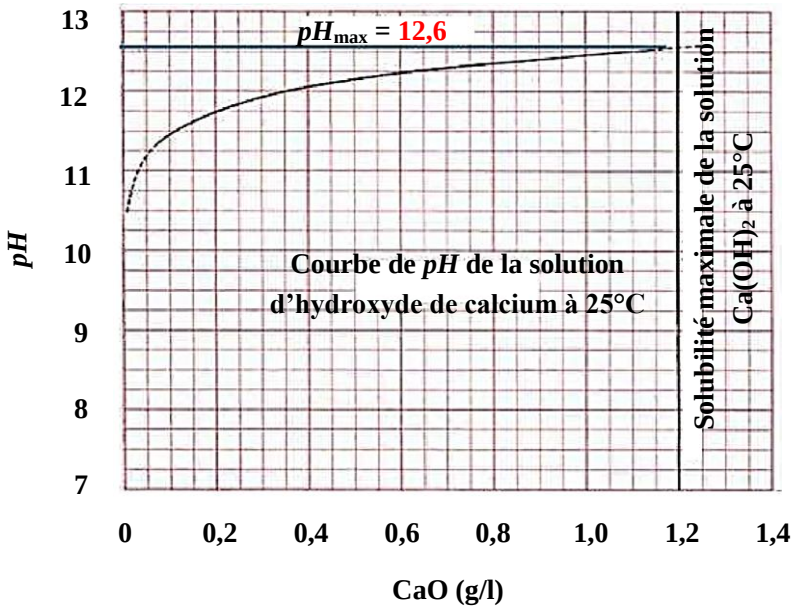


Figure I. 2: Variation du pH d'une solution de $Ca(OH)_2$ dans l'eau en fonction de la quantité de chaux ajoutée (Marrot, 2010)

I.2.2. Echange cationique

Les cations Ca^{2+} en solution se substituent aux cations adsorbés à la surface des argiles et dans leurs espaces interfoliaires (Little, 1987). Cet échange se produit car les ions de calcium divalents peuvent remplacer facilement des cations monovalents, et des ions en plus forte concentration remplacent aisément ceux dont la concentration est moindre. Généralement, les cations de plus grande valence remplacent ceux dont la valence est plus faible, et les cations de grande taille remplacent ceux dont la taille est plus petite mais de même valence. A concentrations égales, voici l'ordre de substitution classique, où le cation de droite remplace celui de gauche:

$$Li^+ < Na^+ < H^+ < K^+ < NH_4{}^+ \ll Mg^{2+} < Ca^{2+} < Al^{3+}$$

I.2.3. Réaction pouzzolanique

A une valeur de *pH* élevée due à l'hydratation de la chaux vive (Formule I.1) et à l'ionisation de l'hydroxyde de calcium (Formule I.2), les silicates et aluminates présents dans le sol sont susceptibles de subir une dissolution, d'après leur diagramme de solubilité (Figure I.3). Ces éléments dissouts peuvent réagir avec les cations Ca^{2+} substitués (Figure I.4) pour former des aluminates de calcium hydraté (C-A-H), des silicates de calcium hydratés (C-S-H) et des silicates d'aluminate de calcium hydratés (C-A-S-H) qui précipitent, et dont une fraction se combine à l'eau présente, créant ainsi des liaisons de même nature que des produits cimentaires (Eades et Grim, 1960 ; Bell, 1996 ; Rao et Shivananda, 2001). Ces réactions sont dites réactions pouzzolaniques. La nature des produits cimentaires formés varie en fonction de la nature des minéraux argileux : une montmorillonite mènerait, contrairement à une kaolinite, à la formation de C-S-H plutôt qu'à la formation de C-A-H (Boardman et al., 2001).

Hilt et Davidson (1960), Eades et Grim (1966), Locat et al. (1990), Little (1995) ont trouvé qu'il existe un dosage en chaux minimal, nommé « Point de Fixation de la Chaux » (*PFC*), pour initier les réactions pouzzolaniques. Selon ces auteurs, à partir de ce dosage, la chaux devient disponible pour les réactions pouzzolaniques. La Norme ASTM D6276-99a est développée en se basant sur l'étude d'Eades et Grim (1966) pour déterminer le *PFC*. Selon la Norme , le *PFC* est le dosage en chaux correspondant à une valeur de *pH* de 12,4 pour le mélange de sol et chaux (*pH* d'une solution saturée en portlandite). Rogers et Glendinning (2000) ont mis en cause cette méthode de détermination de *PFC*. Ils notent une forte variabilité du *PFC* des sols selon le *pH*-mètre utilisé : le *pH* de la solution interstitielle de certains sols n'atteint jamais 12,4. Leur hypothèse pour expliquer ce phénomène est la sensibilité croissante des électrodes de *pH* aux ions H^+ et aux ions Na^+ libérés au fur et à mesure des échanges cationiques. En effet, cette sensibilité fausserait les mesures de *pH* qui apparaîtrait plus acide qu'en réalité. Bien que cette notion doive être considérée avec prudence, elle peut être utilisée comme une première indication de la quantité de chaux à ajouter pour traiter un sol et améliorer ses performances mécaniques (Le Runigo, 2008). Un suivi des performances mécaniques du sol en dosage en chaux est nécessaire pour confirmer l'utilité de l'essai de *pH*.

Les réactions pouzzolaniques sont responsables du durcissement du mélange sol-chaux (Locat et al., 1990; Perret, 1977; Estéoule et Perret, 1979; Choquette, 1988). Cependant, les vitesses de solubilisation des constituants de la fraction argileuse d'un sol sont plus faibles qu'en présence des matériaux pouzzolaniques traditionnels, et donc les phénomènes de cimentation se développent lentement (plusieurs semaines, mois, voire des années dans les conditions climatiques tempérées).

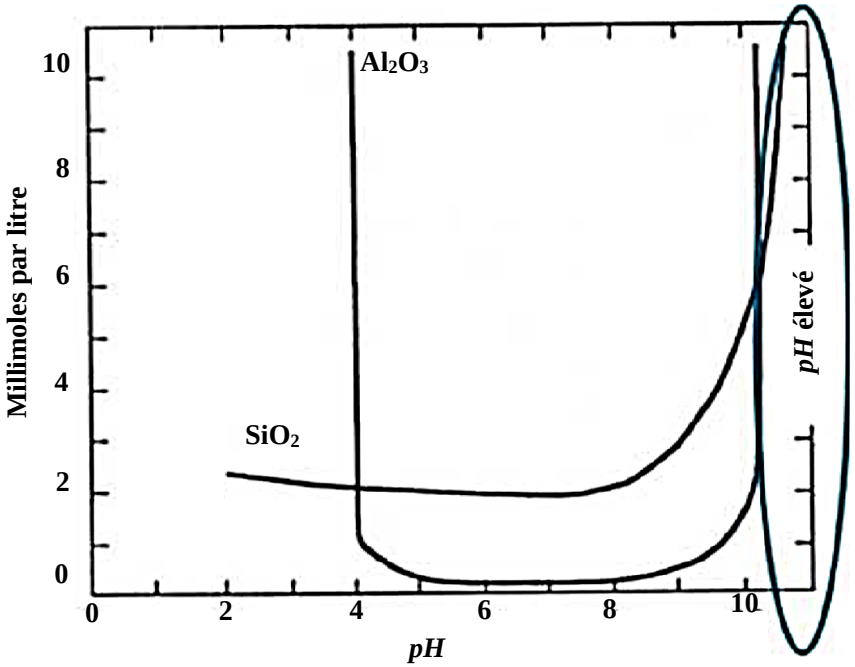


Figure I. 3: Solubilité des aluminates et des silicates en fonction du pH (Little, 1987)

Figure I. 4: Réaction pouzzolanique (Marrot, 2010)

La cinétique de ces réactions est influencée par plusieurs facteurs :

- La température du milieu: plus la température est élevée, plus la prise est rapide. Cependant, au-dessus de 45°C, les produits de la réaction sont dénaturés. La prise est ralentie voire arrêtée lorsque la température est inférieure à environ 4°C (Thompson, 1968; Bell, 1996), et reprend lorsque la température commence à s'élever à nouveau.

- La quantité et la nature de la fraction argileuse: c'est la fraction argileuse du sol, constituée de phyllosilicates d'aluminium, qui réagit avec la chaux. Tous les minéraux argileux sont attaqués par la chaux, mais ceux qui ont la plus haute teneur en silicates disponibles réagissent plus fortement. Ainsi, la structure en trois couches

de la montmorillonite expose des silicates des deux côtés du feuillet, de manière à ce qu'une montmorillonite subisse des réactions plus vite qu'une kaolinite composée de deux couches, parfois avec un décalage de plusieurs semaines dans le cas de la recombinaison pouzzolanique. Néanmoins, une surface de silicates «disponibles» est attaquable si elle n'est pas reliée à une autre surface similaire par des ions qui ne sont pas facilement échangeables, comme c'est le cas dans l'illite et le chlorite.

- L'état hydrique du sol: la quantité de l'eau libre dans le sol doit être suffisante pour assure la solubilisation et l'hydratation des particules (Cabane, 2005). Concrètement, la teneur en eau optimale se situe légèrement au-dessus de celle à l'optimum Proctor normal (Le Roux, 1969).

I.2.4. Carbonatation

Il s'agit de la formation de carbonates de calcium quand les ions hydroxyles sont au contact avec le CO_2 (dioxyde de carbone) dissout dans l'eau interstitielle:

$$CO_2 + 2OH^- \rightarrow {CO_3}^{-2} + Ca^{2+} \rightarrow CaCO_3 \qquad \textit{(I. 3)}$$

La carbonatation peut être considérée comme au détriment du traitement du sol, car elle consomme une partie de la chaux pour former des carbonates de calcium (Thompson, 1966). Toutefois, la quantité de ce produit et les conditions nécessaires à sa formation dans les sols traités à la chaux restent encore mal connues.

I.3. Modification à court terme

I.3.1. Séchage

La réduction de la teneur en eau résulte de 4 phénomènes différents :

- La fixation chimique de l'eau par la réaction d'hydratation de la chaux vive en chaux éteinte.
- L'évaporation de l'eau par la chaleur produite via la réaction précédente: une partie de cette chaleur élève la température du mélange, le reste provoquant l'évaporation d'une partie de l'eau du sol.
- L'augmentation de la matière sèche due à la formation de chaux éteinte: 1,3 fois de la masse de chaux vive ajoutée.
- Le malaxage et l'aération au traitement augmente l'évaporation.

Dans des conditions de laboratoire, un ajout d'un pourcent massique de chaux diminue la teneur en eau du sol d'un pourcent environ.

I.3.2. Floculation

L'hydratation et l'ionisation de la chaux, et la modification de la capacité d'échange cationique (*CEC*) (Diamond et Kinter, 1965) mènent à la floculation/agglomération des particules argileuses en grumeaux stables (Herzog et Mitchell, 1963). Ce phénomène s'explique par la formation de ponts $Ca(OH)_2$ ou $CaOH^+$ entre les feuillets d'argile. Les feuillets sont déstructurés à cause des interactions électrostatiques, et une structure plutôt sphérique s'instaure (Figure I.5).

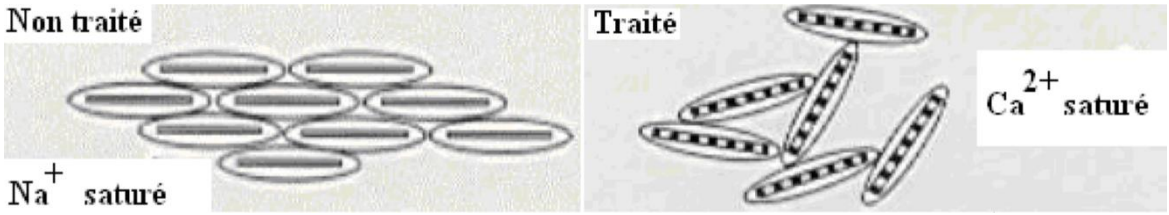


Figure I. 5: Structure microscopique d'une argile non traitée et traitée à la chaux (Little, 1987)

La floculation est à l'origine de la modification des caractéristiques géotechniques du sol qui sont détaillées dans ce qui suit.

I.3.2.1. Diminution de l'indice de plasticité

L'addition de la chaux conduit à une augmentation importante de la limite de plasticité (w_P) du sol sans modification significative de la limite de liquidité (w_L). Il y a donc une diminution de l'indice de plasticité (I_P) (GTS, 2000). A noter pourtant que Rogers et Glendenning (1996) ont montré pour l'argile de Londres une diminution de l'indice de plasticité avec une forte augmentation de la limite de plasticité et une faible augmentation de la limite de liquidité quand le dosage en chaux augmente (Figure I.6) :

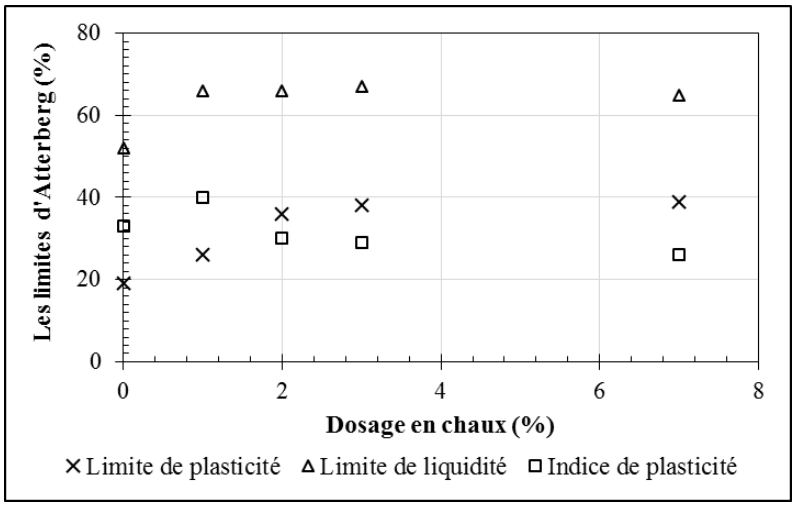


Figure I. 6: Effet du dosage en chaux sur les limites d'Atterberg de l'argile de Londres (illite, kaolinite, smectite) (Rogers et Glendenning, 1996)

Le même résultat est trouvé dans l'étude de Hilt et Davidson (1960). Ces auteurs ont remarqué que l'ampleur des modifications des limites d'Atterberg ne dépend pas du temps de cure mais du dosage de chaux ajoutée et de la nature du sol traité. Cette constatation peut être reliée aux variations de *CEC* en fonction de la quantité de chaux ajoutée. L'étude de Bell (1996) a conclu que l'augmentation de la limite de plasticité de l'argile traitée à la chaux dépend de sa minéralogie argileuse: l'augmentation forte de w_P pour la montmorillonite, moins forte pour la kaolinite et changement non significatif pour le quartz. L'étude de Lasledj et Al-Mukhtar (2008) sur l'argile très plastique traitée à la chaux a montré que I_P diminue immédiatement de 170% à 58% lors de l'addition de la chaux, et que le temps de cure n'a pas d'effet significatif sur les limites d'Atterberg.

La réduction de l'indice de plasticité se produit en concomitance avec celle de la teneur en eau (GTS, 2000). Après traitement, le sol se trouve à une teneur en eau inférieure à la nouvelle limite de plasticité. C'est-à-dire que le sol se transforme de l'état plastique (déformable – collant) avant le traitement à l'état solide (rigide – fragile) après le traitement. Cela facilite donc la mise en œuvre du remblai (la circulation des engins). La Figure I.7 explique l'évolution des limites d'Atterberg et la transformation de l'état du sol après le traitement.

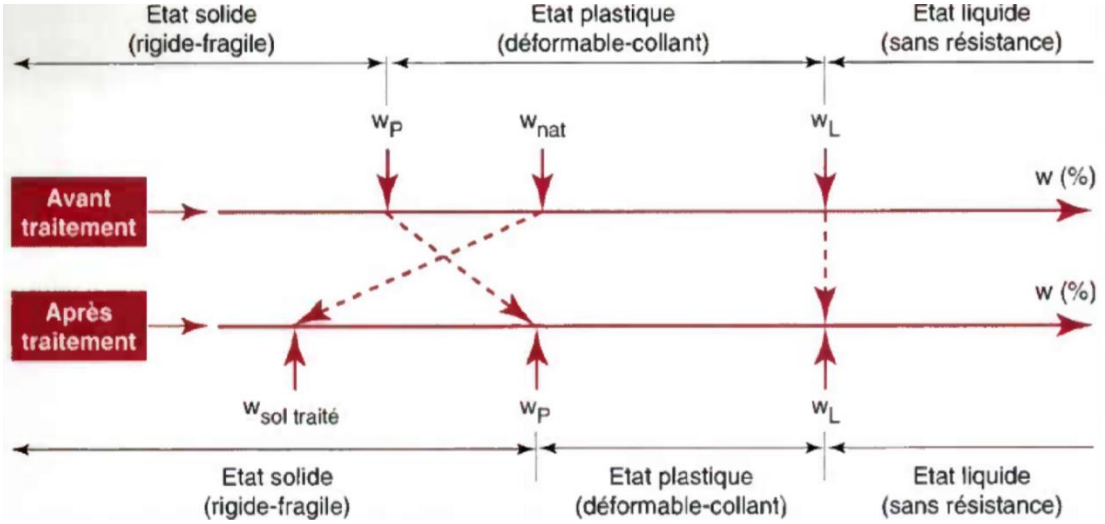


Figure I. 7: Evolution de w_L et w_P d'un sol après l'ajout de chaux (GTS, 2000)

I.3.2.2. Amélioration des références de compactage

Après traitement, la courbe de compactage Proctor devient plus aplatie. La compacité maximale est moindre, ce qui est traduit par une masse volumique sèche maximale (ρ_{dOPN}) réduite, et une teneur en eau à l'optimum (w_{OPN}) plus élevée (Figure I.8) (Ormsby, 1973; Brandl, 1981; Osula, 1996). On explique la diminution de ρ_{dOPN} par la réorganisation des particules argileuses causée par le phénomène de floculation/agrégation. L'ampleur de ces modifications dépend de la quantité de chaux ajoutée : plus la quantité de chaux ajoutée est importante, plus la teneur en eau optimale est décalée vers les fortes teneurs en eau et plus ρ_{dOPN} est faible. Mtallib et Bankole (2011) attribue l'augmentation de w_{OPN} à l'addition de la chaux dans le sol qui exige plus d'eau pour les réactions (l'hydratation, pouzzolanique) avec la chaux.

Les courbes de l'indice portant immédiat (*IPI*) et de l'indice portant californien $CBR_{4\text{jimmersion}}$ sont déplacées vers les teneurs en eau plus élevées après le traitement. Pour une même teneur en eau, la portance du sol traité est améliorée par rapport à celle du sol non-traité (Figure I.8).

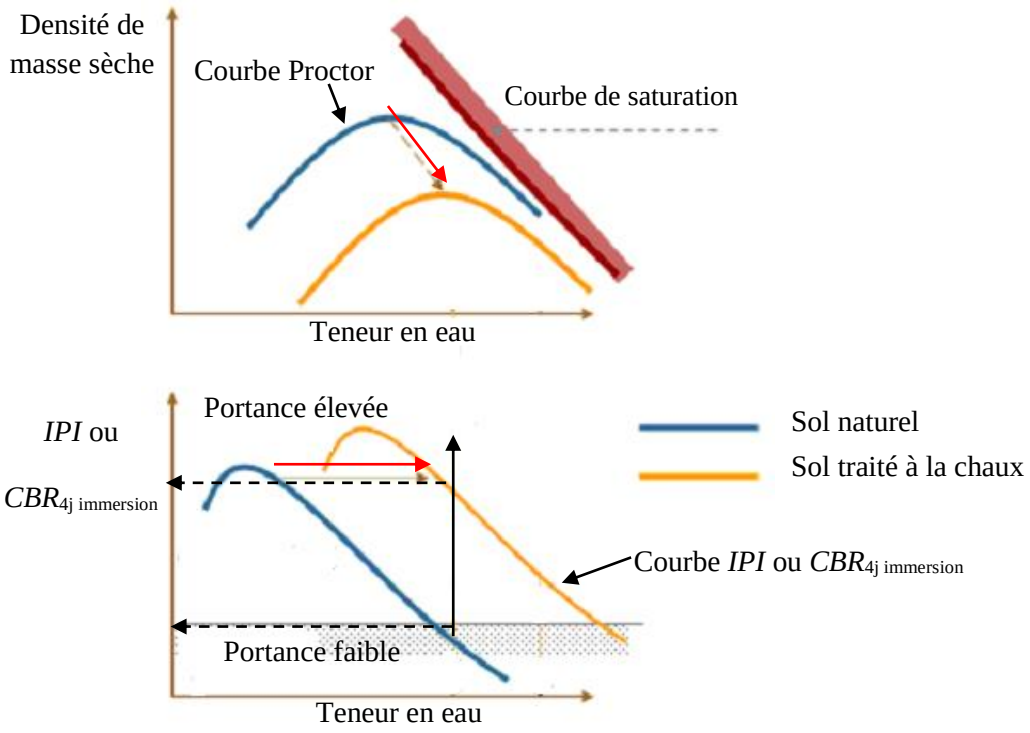


Figure I. 8: Influence du traitement à la chaux sur les courbes Proctor et CBR

La Figure I.9 montre la possibilité de rendre un sol insensible à l'eau quand la relation $\frac{CBR_{4j\ immersion}}{IPI} \geq 1$ est vérifiée, grâce au traitement à la chaux et au compactage.

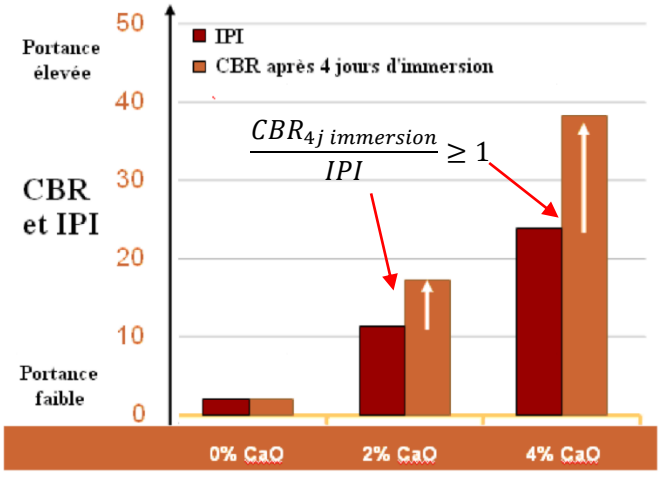


Figure I. 9: Portance immédiate et après immersion (GTS, 2000)

I.4. Stabilisation à long terme

Comme évoqué précédemment, la stabilisation à long terme est due aux réactions pouzzolaniques se produisant sur la surface des grains (Ingles et Metcalf, 1973 ; Choquette, 1988 ; Locat et al., 1990 ; Le Runigo, 2008).

Les travaux d'Ingles (1970) ont montré pour la première fois que les réactions pouzzolaniques pourraient être initiées par la dissolution des contours des feuillets argileux en contact avec de l'eau du sol. Il y aurait alors mise en solution de la silice, et précipitation de C-S-H sur les bords des argiles. Ces réactions seraient, selon lui, poursuivies jusqu'à épuisement de l'eau contenue dans les pores. Plus tard, Ingles et Metcalf (1973) a proposé le premier modèle schématique expliquant l'initiation des processus physicochimiques lors de l'incorporation de la chaux dans le sol. Ce modèle a été modifié par Choquette (1988) en tenant en compte la différence de la condition de compactage entre la teneur en eau faible et la teneur en eau forte. Locat et al. (1990) ont complété ce modèle (Figure I.10). Après le malaxage du sol avec la chaux, la réaction pouzzolanique entre la chaux et des feuillets argileux dans le sol crée des produits cimentaires qui couvraient les grains et lient les grains entre eux. A long terme, le sol à une teneur en eau élevée semble à réagir mieux avec la chaux que celui à une teneur en eau faible, car le mouvement du soluté dans les pores est plus facile dans le premier cas et cela crée la condition favorable à la formation des produits cimentaires.

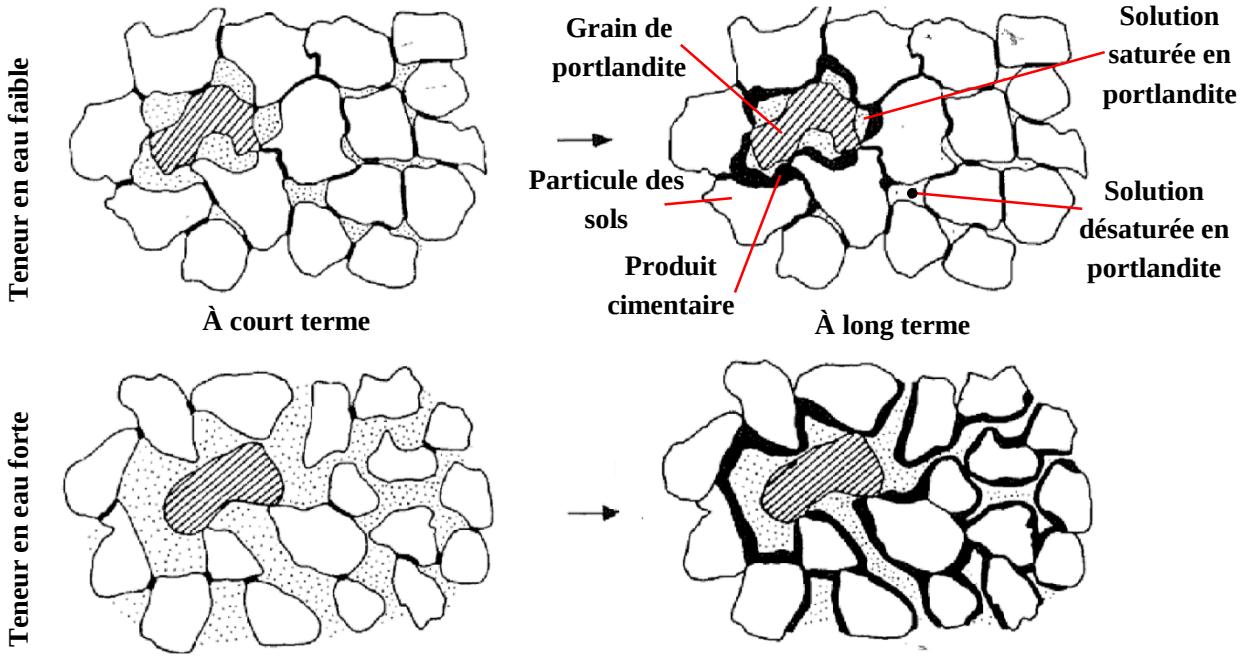


Figure I. 10: Schémas du mécanisme de stabilisation des sols traités à la chaux (Locat et al., 1990)

L'étude de Deneele et al. (2009) à l'aide de la Microscopie électronique à balayage (MEB) ont éclairé les processus physicochimiques dans un sol limono-argileux traité à la chaux. Selon leur observation, un sol limono-argileux naturel comprend des particules élémentaires (grains de sol). Ces particules élémentaires sont recouvertes par des minéraux argileux agglomérés et ces particules argileux forment des ponts continus entre les grains. Les particules élémentaires

sont au contact les uns avec les autres et laissent entre elles des macropores de 100 µm. Les aggrégations de particules argileuses sont à l'origine d'une microporosité intra-agrégats (< 1 µm) (Figure I.11). L'ajout de la chaux dans le sol induit une modification de la microstructure à long terme. Après 28 jours de traitement, les auteurs ont observé que les grains de sol présentent une structure en nids d'abeilles. Cette structure résulte de la précipitation d'hydrates à la surface des grains. Les analyses qualitatives effectuées montrent que ce sont des sillicates de calcium hydraté (C-S-H) associés à des alumino-silicates de calcium hydraté (C-A-S-H). Les C(A)-S-H formés présentent une structure alvéolaire caractéristique de la structure de nid d'abeilles. Cette structure crée des pores de très petite taille (< 1 µm). Ce ne sont plus les particules argileuses qui connectent les grains mais les hydrates qui se propagent à la surface des grains, liant les différents grains entre eux (Figure I.12).

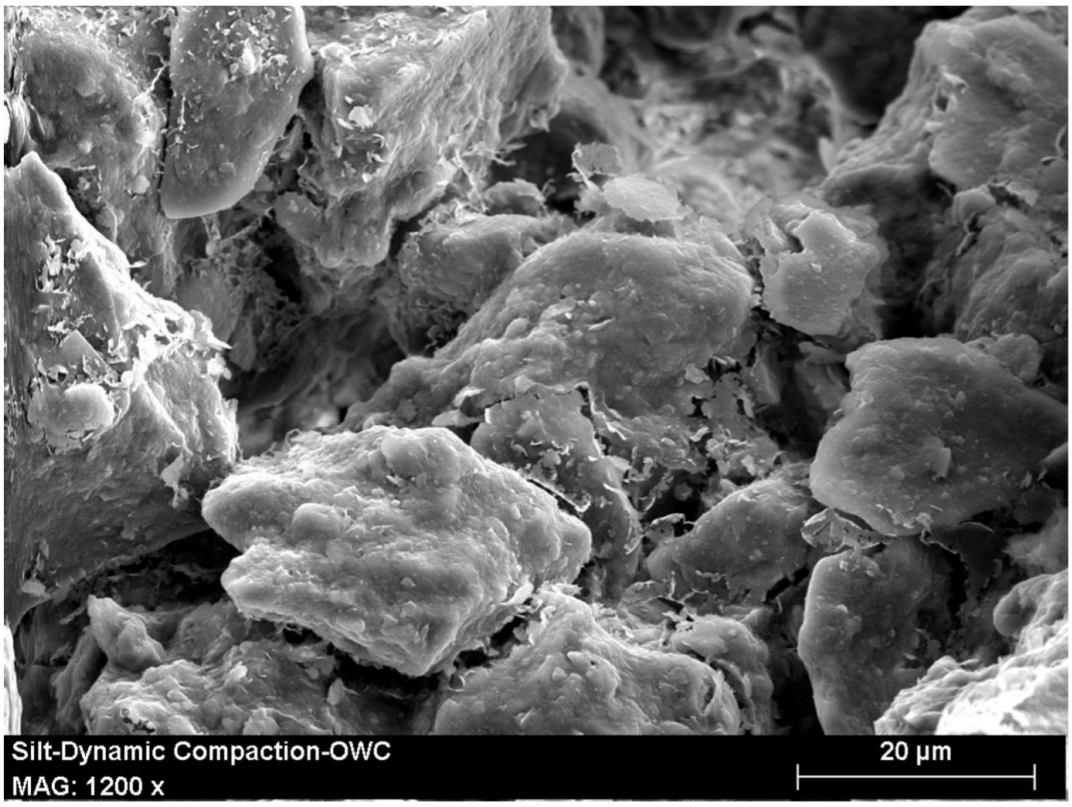


Figure I. 11: Observation du limon non-traité compacté à la teneur en eau optimale ; grandissement x1200 (Deneele et al., 2009)

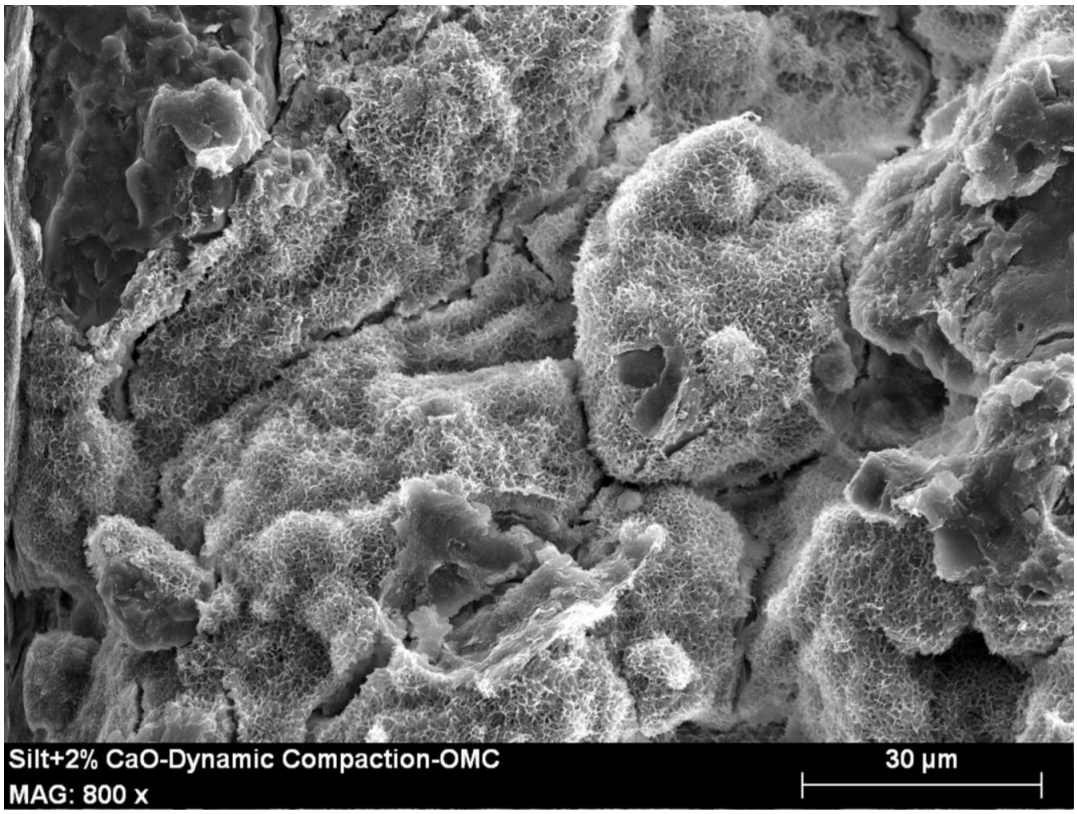


Figure I. 12: Observation du limon traité à 2% CaO, compacté à la teneur en eau optimale, grandissement x800 (Deneele et al., 2009)

La stabilisation à moyen et à long termes conduit à la modification de la microstructure, de la conductivité hydraulique, et à l'augmentation des performances mécaniques des sols traités, comme ce qui est montré par la suite.

I.4.1. Effet de la stabilisation sur la microstructure

A court terme, l'ajout de la chaux dans le sol mène à une augmentation des macrospores (> 0,02 µm), associant à une diminution des pores de taille inférieure à 0,003 µm en raison de la floculation (Bin et al., 2007). A long terme, la quantité de gros pores de diamètre supérieur à 0,1 µm diminue avec la cure au profit de l'augmentation de la quantité de très petits pores (Wild et al., 1986 ; Choquette et al., 1987; Locat et al., 1990 ; Cabane, 2005; Khattab et al., 2007). On a expliqué cette modification par la précipitation croissante de produits cimentaires au cours du vieillissement, entraînant le comblement des gros pores. Selon l'étude de Le Runigo (2008) sur le limon de Jossigny traité à la chaux, à court terme, la différence principale entre la microstructure de sol traité et celle de sol non-traité réside dans l'apparition d'une famille porale de petite taille (0,01 – 0,2 µm) dans le sol traité (Figure I.13). Pourtant, la quantité de la chaux ajoutée semble ne pas influencer de façon significative la quantité de cette famille porale (0,01 – 0,2 µm). La modification a été attribuée à la réorganisation des particules argileuses induite par le phénomène de floculation. A long terme, l'auteur a observé une diminution des macropores (0,1 – 1 µm) et une augmentation de la famille porale de petite taille (< 0,1 µm) (voir Figure I.14). Ce phénomène évolue avec le temps de cure (en comparant les résultats entre

7 jours de cure et 25 jours de cure) et avec le dosage en chaux (le sol traité à 3% CaO est plus active que celui traité à 1% CaO). Ce phénomène se traduit par la formation des carbonates de calcium pendant le premier jour après le traitement et la formation des produits cimentaires pendant le temps de cure. Ces produits remplissent les macropores et les diminuent en conséquence.

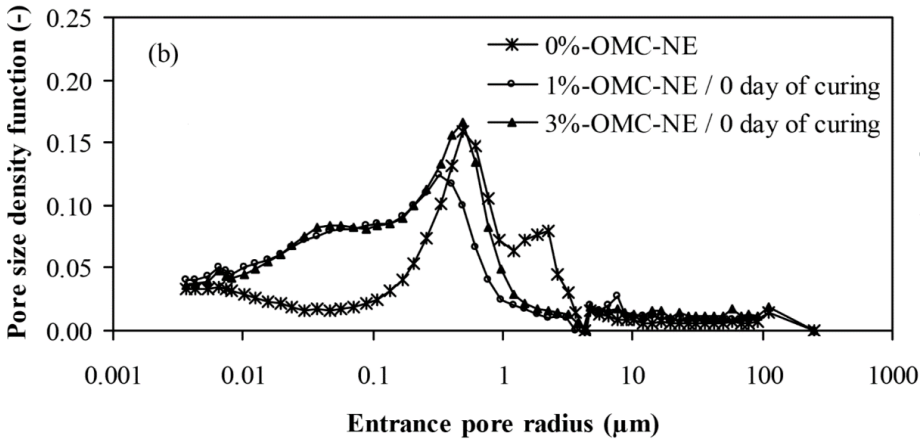


Figure I. 13: Distribution des tailles des pores du limon de Jossigny non-traité et traité à 1%CaO, 3%CaO à court terme (Le Runigo, 2008)

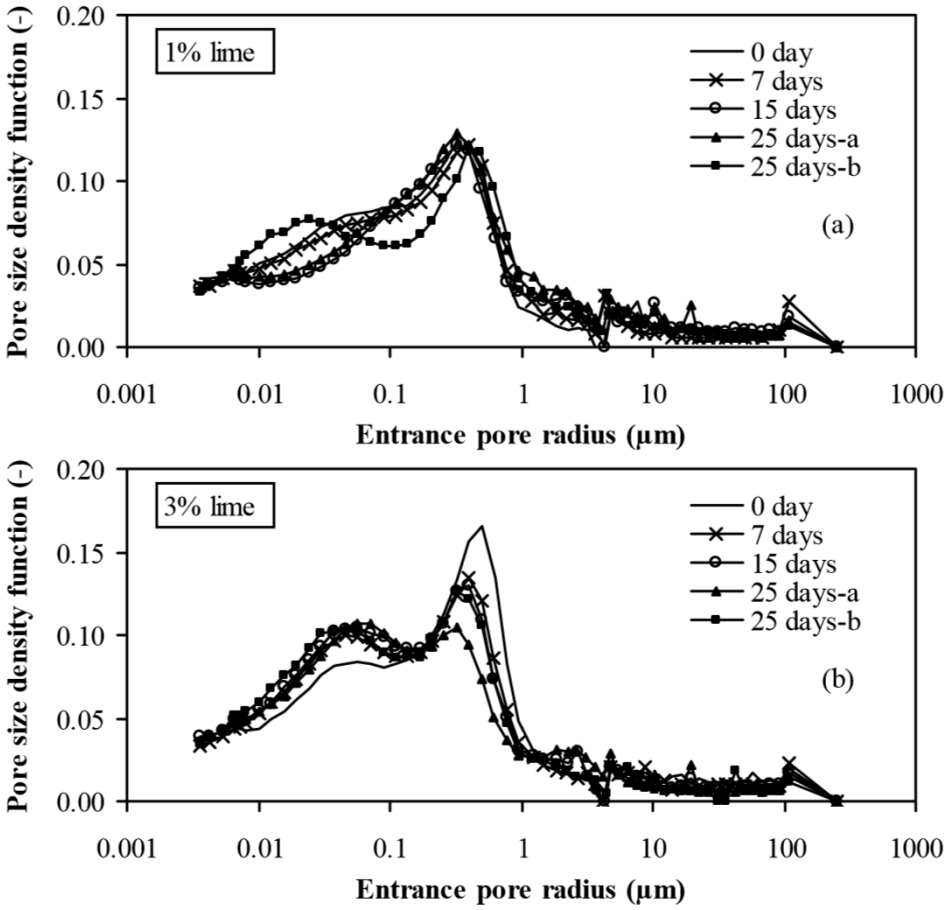


Figure I. 14: Distribution des tailles des pores du limon de Jossigny traité à 1%CaO, 3%CaO pour différents temps de cure (Le Runigo, 2008)

Deneele et al. (2009) ont étudié aussi la distribution porale du limon de Saint Quentin non-traité et traité à 2% CaO après 28 jours. Les résultats montrent que la différence entre le sol non-traité et le sol traité réside dans l'apparition d'une famille porale de très petite taille (0,0003 – 0,3 µm ou 3 – 3 x 10^3 Å) (Figure I.15). Ce phénomène est expliqué par le fait que dans le sol traité il y a formation des produits cimentaires avec une structure de nid d'obeille.

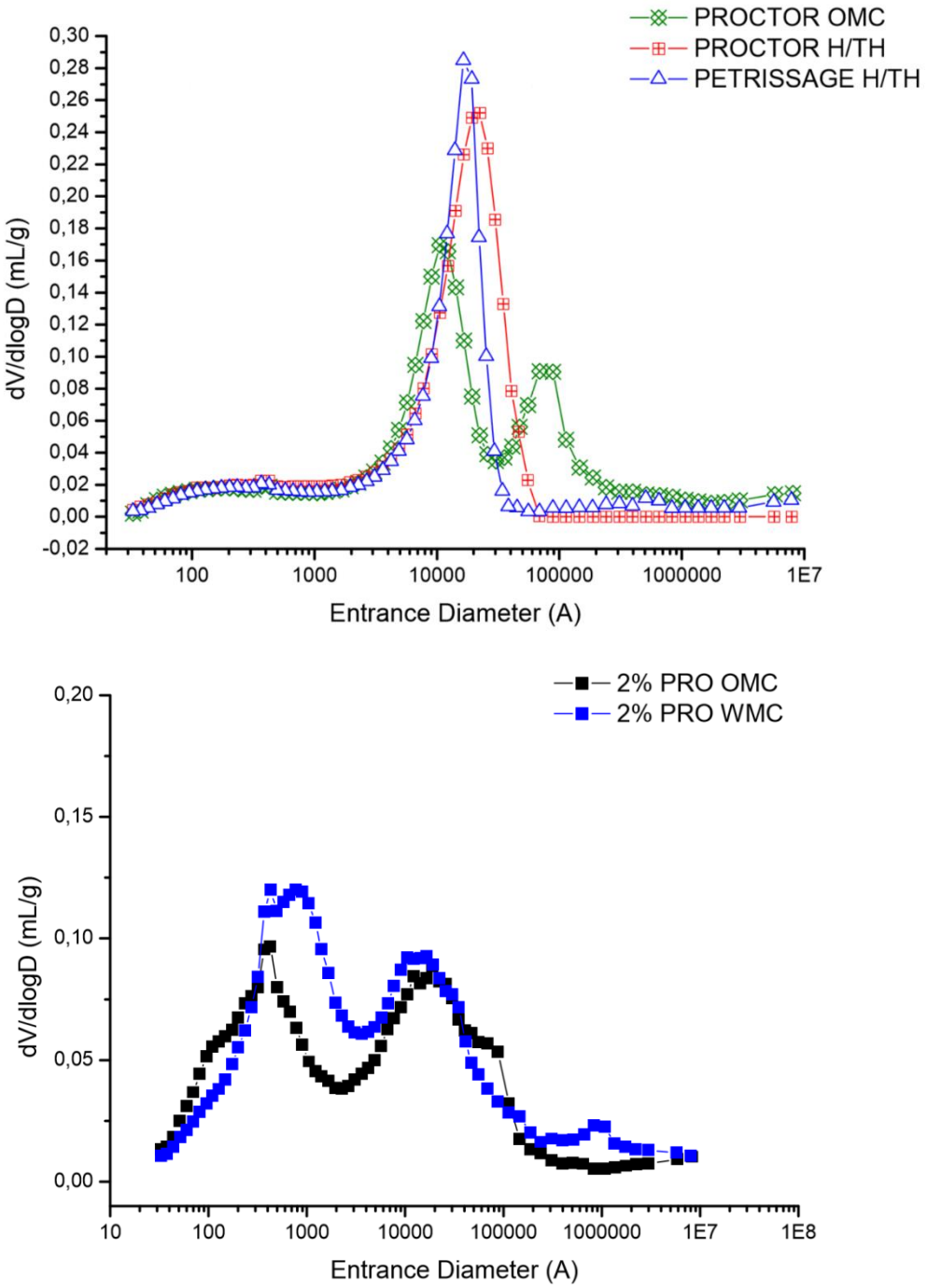


Figure I. 15: Distributions porales du limon de Saint Quintin non-traité, compacté à l'énergie Proctor Normale et à la teneur en eau optimale (PROCTOR OMC), et du limon Saint Quintin traité à 2% CaO, compacté à l'énergie Proctor Normale et à la teneur en eau optimale (2% PRO OMC) (Deneele et al., 2009)

I.4.2. Effet de la stabilisation sur la conductivité hydraulique

La conductivité hydraulique des sols traités à la chaux peut être fortement influencée par les facteurs suivants : teneur en chaux, condition de compactage, temps de cure. Notons que la variation de la perméabilité des sols traités reste difficile à expliquer du fait de l'absence systématique d'une analyse du couplage entre la perméabilité et la microstructure des sols (Le Runigo, 2008 ; Vu, 2011).

Généralement, l'ajout de la chaux à un sol puis compacté à la teneur en eau optimale, sous une énergie de compactage donnée, conduit à court terme une augmentation de la perméabilité (Brandl, 1981 ; McCallister, 1990 ; Nalbantoglu et Tuncer, 2001; Rajasekaran et Rao, 2002). Cette augmentation est expliquée par la baisse de densité observée suite à l'ajout de chaux, et donc, à la réorganisation des particules induite par le phénomène de floculation. L'ampleur de cette augmentation reste difficile à évaluer : de 2 à 3 ordres de grandeur selon McCallister (1990) et moins d'un ordre de grandeur selon Brandl (1981).

Quant à l'effet de la quantité de chaux ajouté, selon Brandl (1981), McCallister (1990), Nalbantoglu et Tuncer (2001), la perméabilité d'un sol traité à la chaux augmente jusqu'à une certaine quantité de chaux ajoutée, correspondant au *PFC*. A partir de cette quantité, la perméabilité reste stable, voire diminue (Figure I.13). Ces auteurs supposent qu'à des dosages en chaux inférieures au *PFC*, l'augmentation de la perméabilité est due à la diminution de la masse volumique sèche du sol traité compacté. A des dosages en chaux supérieurs au *PFC*, les baisses de densité sont contrebalancées par la précipitation importante de produits cimentaires réduisant la circulation de l'eau dans le sol et donc diminuant la perméabilité. En ce qui concerne l'effet du temps de cure, les résultats de Nalbantoglu & Tuncer (2001) (Figure I.16) ont montré que la perméabilité augmente avec le temps de cure.

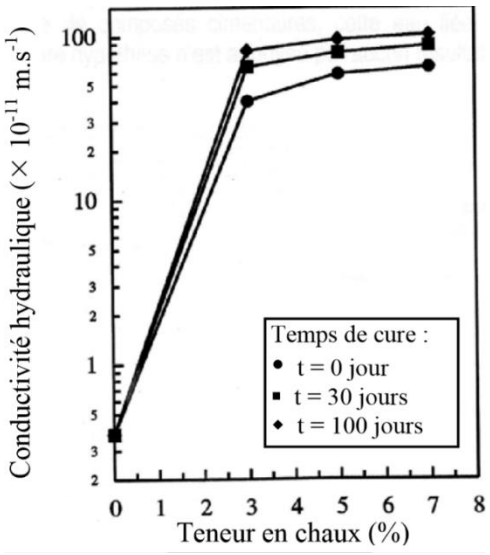


Figure I. 16: Influence de la teneur en chaux et du temps de cure sur la perméabilité d'une argile compactée à l'optimum mesurée à l'œdomètre sous une contrainte de 800 kPa (Nalbantoglu et Tuncer, 2001)

En revanche, l'étude de Brandl (1981) (Figure I.17) a montré qu'avec un même dosage en chaux, la perméabilité diminue avec le temps de cure. L'auteur explique ce phénomène par la formation croissante des produits cimentaires obstruant les pores et réduisant la perméabilité.

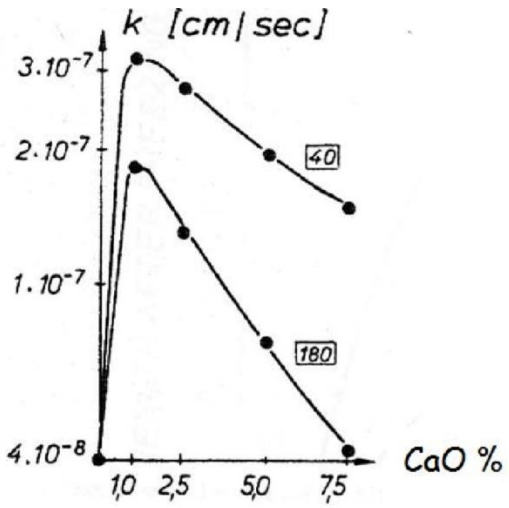


Figure I. 17: Influence de la quantité de chaux et du temps de cure (indiqué dans les carrés) sur la perméabilité d'un sol limoneux traité à la chaux (Brandl, 1981)

McCallister (1990) a indiqué que la perméabilité des sols traités varie en fonction de la teneur en eau de compactage. L'auteur note aussi que les sols argileux traités et compactés du côté sec ou à l'optimum semblent présenter, quel que soit la teneur en chaux, une perméabilité plus forte que celle des sols non traités et compactés aux mêmes états (un à trois ordres de grandeur de différence). En revanche, les sols traités et compactés du côté humide semblent présenter une perméabilité plus faible que celle des sols traités compactés à l'optimum. Toutefois, ce constat n'est pas vérifié pour toutes les teneurs en chaux. La Figure I.18 présente les résultats de McCallister (1990).

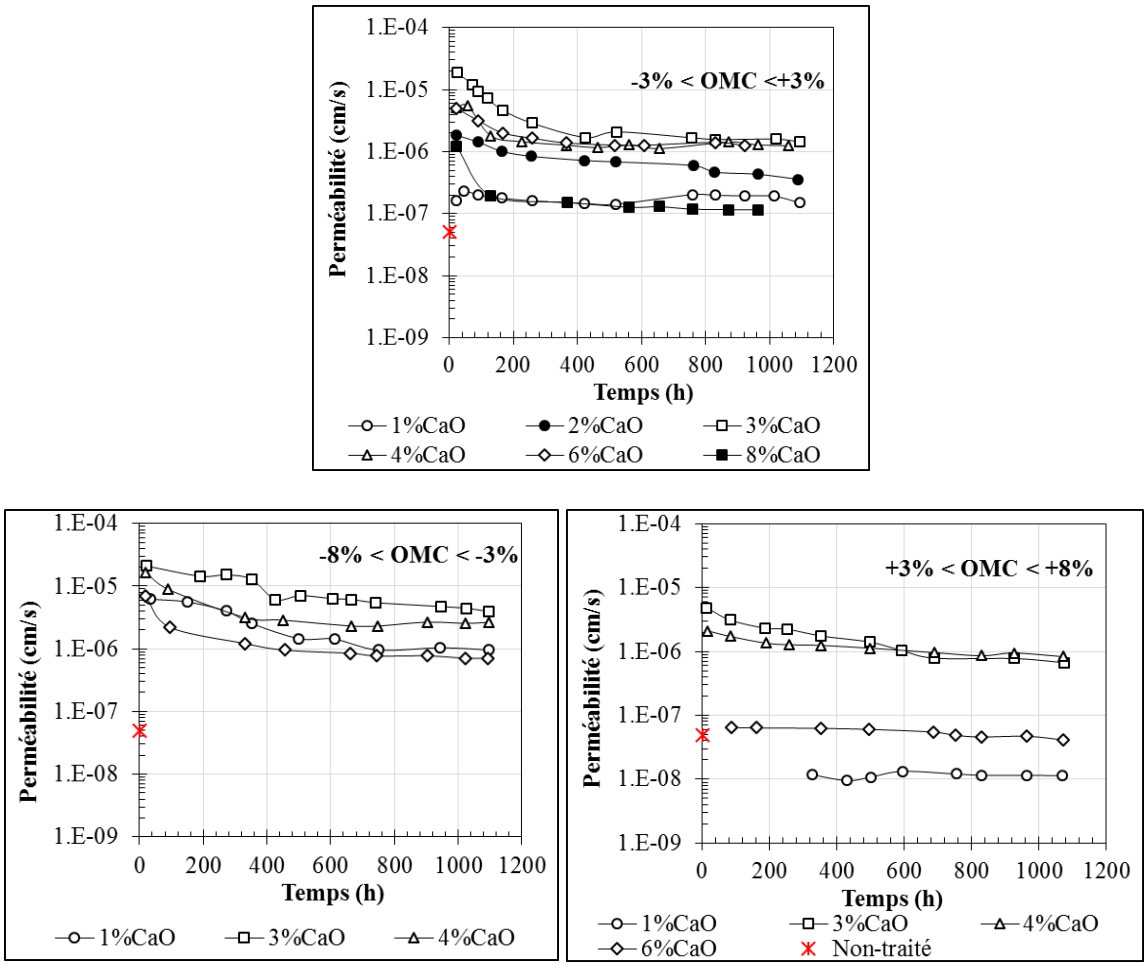
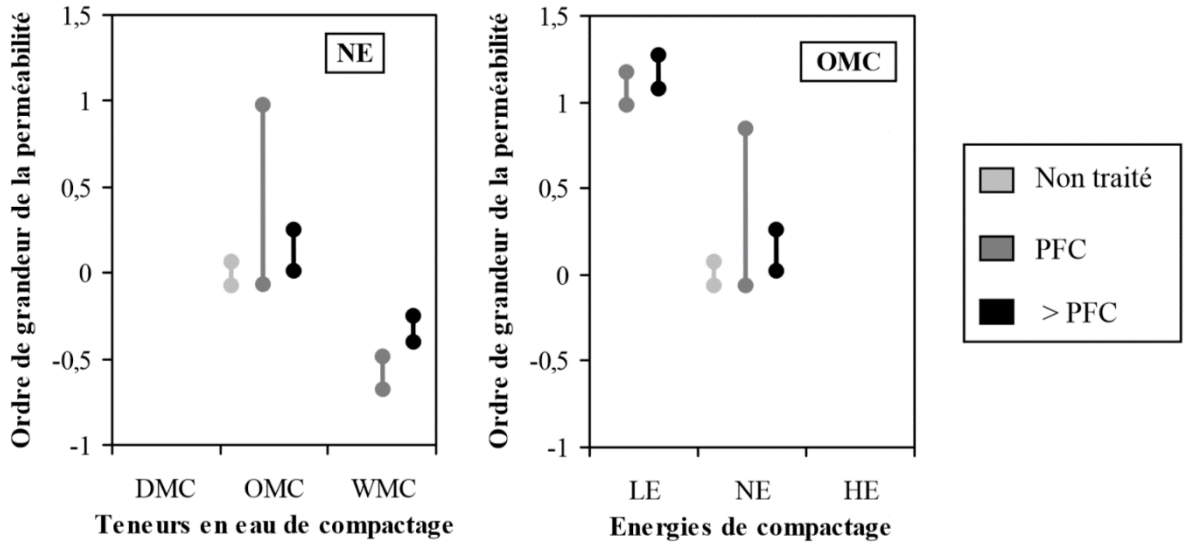


Figure I. 18: Influence des conditions de compactage sur la perméabilité d'un sol argileux traité à différents dosages en chaux, * perméabilité du sol non-traité : 5 x 10^{-8} cm/s, OMC teneur en eau de compactage optimale (McCallister, 1990)

L'influence du temps de cure et des conditions de compactage sur la perméabilité des sols traités à la chaux reste controversée. Il manque encore d'études microstructurales pour bien comprendre l'évolution de la perméabilité des sols traités à la chaux. A cet égard, l'étude de Le Runigo (2008) sur un sol peu argileux traité à la chaux (limon de Jossigny) apparait importante car elle relie la microstructure à la perméabilité en fonction du dosage en chaux et des conditions de compactages à court terme. Ses résultats montrent que l'ajout de chaux conduit, à court terme, à une augmentation de la perméabilité (forte avec dosage en chaux inférieur à *PFC* et faible avec celui supérieur à *PFC*) (Figure I.19). Toutefois, il a été observé, d'une façon générale, que le dosage en chaux semble avoir peu d'influences sur l'ampleur de cette augmentation. L'origine de cette faible variation de perméabilité avec le dosage en chaux s'explique par le fait que l'ajout de chaux affecte préférentiellement les micropores de ces sols (pores < 1 µm), plutôt que les macropores qui gouvernent la perméabilité. De plus, quel que soit le dosage en chaux considéré, la microstructure et la perméabilité des sols peu argileux traités à la chaux évoluent de la même manière que ceux des sols non-traités lorsque les échantillons sont compactés à différentes teneurs en eau et énergies de compactage : plus la teneur en eau de compactage est élevée, plus la microstructure du sol est fermée et plus sa

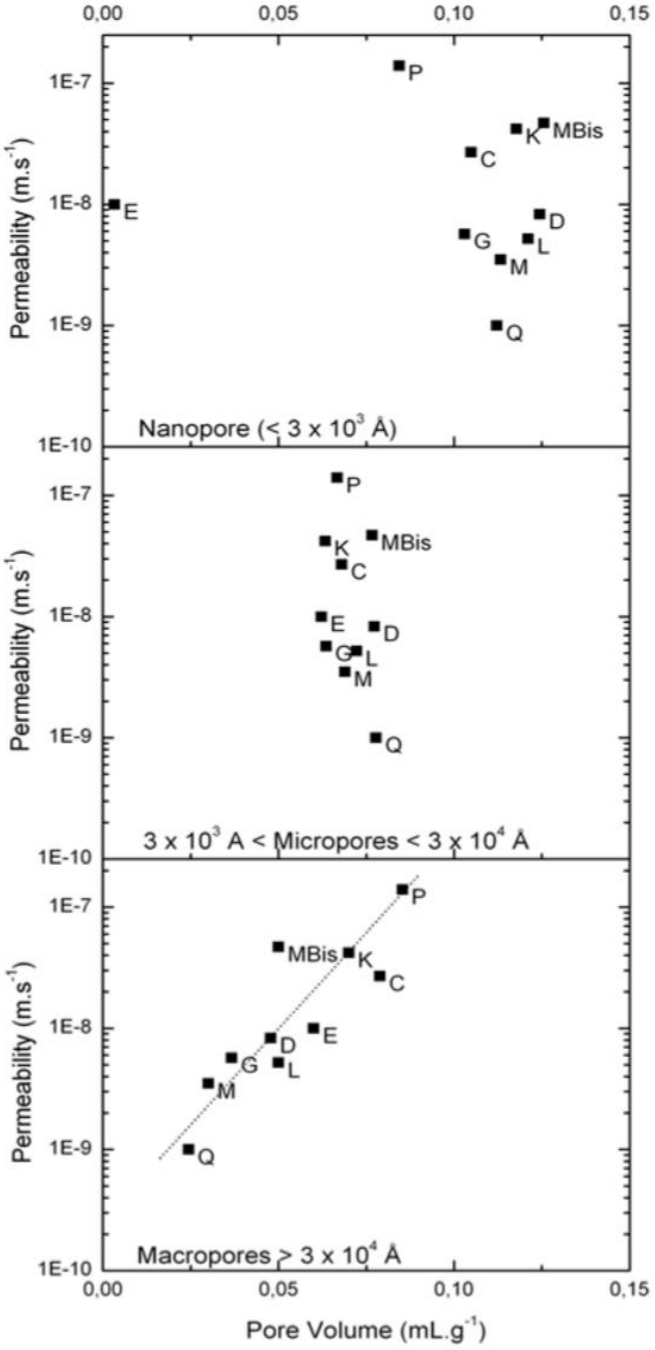
perméabilité est faible ; plus l'énergie de compactage est importante, plus la microstructure du sol est homogène, et plus sa perméabilité est faible.



* OMC = teneur en eau optimale, DMC = côté sec, WMC = côté humide, NE = énergie de compactage normale, LE = sous compactage, HE = sur compactage

Figure I. 19: Perméabilité du limon de Jossigny en fonction du dosage en chaux et des conditions de compactage (Le Runigo, 2008)

Deneele et al. (2009) a étudié l'impact du traitement à la chaux sur le limon de Saint Quentin. Ils ont remarqué que le sol traité à la chaux présente 3 familles de pores : une classe de macropores et micropores comme dans le cas du sol non-traité et une classe additionnelle de nanopores. Les résultats montrent que la perméabilité est directement corrélée au volume de macropores qui apparaissent d'être fonction des conditions de compactage, de la même façon que dans le cas du limon non-traité (Figure I.20).



1. E : limon non-traité, compactage traditionnel à w_{OPN}
2. F : limon non-traité, compactage traditionnel à $w_{h/th}$
3. O : limon non-traité, compactage par pétrissage à $w_{h/th}$
4. C : limon traité à 2 % CaO, compactage traditionnel à w_{OPN}
5. D : limon traité à 2 % CaO, compactage traditionnel à $w_{h/th}$
6. G : limon traité à 2 % CaO, compactage par pétrissage à w_{OPN}
7. H : limon traité à 2 % CaO, compactage par pétrissage à $w_{h/th}$
8. K : limon traité à 3 % CaO, compactage traditionnel à w_{OPN}
9. L : limon traité à 3 % CaO, compactage traditionnel à $w_{h/th}$
10. M_{bis} : limon traité à 3 % CaO, compactage par pétrissage à w_{OPN}
11. M : limon traité à 3 % CaO, compactage par pétrissage à $w_{h/th}$
12. P : limon traité à 2,65 % $Ca(OH)_2$, compactage traditionnel à w_{OPN}
13. Q : limon traité à 2,65 % $Ca(OH)_2$, compactage traditionnel à $w_{h/th}$

Figure I. 20: Relation entre les volumes des classes de pores et la perméabilité (Deneele et al., 2009)

En conclusion, la variation de la perméabilité du sol traité à la chaux au cours du temps reste difficile à expliquer en raison de l'absence systématique d'une analyse du couplage entre la perméabilité et la microstructure des sols.

I.4.3. Effet de la stabilisation sur les performances mécaniques

Pour les sols traités à la chaux, la formation des produits cimentaires conduit à une augmentation de la résistance à la compression simple (Perret, 1979 ; Brandl, 1981 ; Balasubramaniam et Buensuceso, 1989 ; Bell, 1996 ; Little, 1995 ; De Bel et al., 2005 ; Le Runigo, 2008). L'ampleur de cette augmentation dépend de différents facteurs : minéraux

argileux, dosage en chaux, temps de cure, température, caractéristiques de compactage, etc. Selon Eades et Grim (1960) et Little (1995), la cinétique d'augmentation des performances mécaniques est meilleure pour les montmoriollites en raison de leur forte activité liée à leur grande surface spécifique, qui faciliterait l'attaque des minéraux par la chaux. Ainsi, une grande cinétique correspond à une dissolution plus rapide des minéraux. Plus la quantité de chaux est forte et plus le temps de cure est long, plus la résistance à la compression simple est forte (Perret, 1979 ; Balasubramaniam et Buensuceso, 1989; Bell, 1996; Little, 1995). On a expliqué ce comportement par le fait qu'une forte quantité de chaux augmente la quantité de produits cimentaires formée pour un temps de cure donné. D'autre part, la quantité de produits cimentaires augmente avec le temps (Figure I.21). Toutefois, le rôle exact de l'état de cristallisation des produits cimentaires en fonction du temps sur la résistance à la compression simple reste une question ouverte.

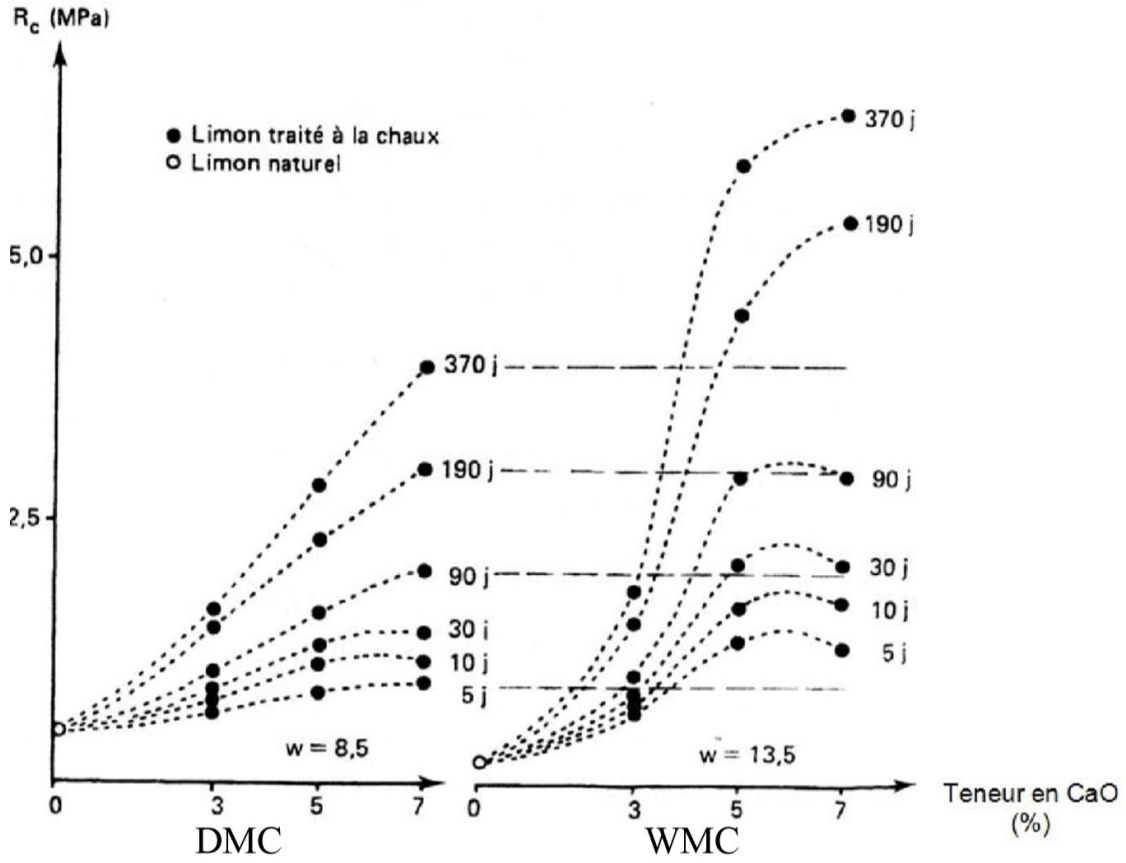


Figure I. 21: Effet de la teneur en eau de compactage (DMC = 8,5 % et WMC = 13,5 %), du temps de cure (précisé à droite des courbes) et de la teneur en chaux sur la résistance à la compression simple d'un limon (Perret, 1979)

En ce qui concerne la résistance au cisaillement, plusieurs auteurs (Brandl, 1981 ; Balasubramaniam et Buensuceso, 1989 ; Balasubramaniam et al., 2005) ont montré que l'ajout de chaux à un sol mène à une modification de sa résistance au cisaillement. Les travaux de Brandl (1981) sur un limon (w_L = 26,6 % et I_P = 5,2 %) et une argile (w_L = 57,5 % et I_P = 32,3 %) et de Balasubramamiam et Buensuceso (1989) sur une argile traitée à différentes teneurs en chaux (w_L = 104 % et I_P = 63 %) confirment que l'ajout de chaux conduit à une

amélioration des paramètres de cisaillement (l'angle de frottement interne, φ', et la cohésion effective, c') (Figure I.22 et Tableau I.1). L'augmentation de l'angle de frottement interne dépend de la nature du sol et aussi de la quantité de chaux ajoutée. A partir d'une quantité de chaux, ce paramètre n'évolue plus. En revanche, l'angle de frottement interne ne dépend pas du temps de cure (Figure I.22). L'amélioration de ce paramètre est donc plutôt attribuée au processus de réorganisation induit par la floculation, qu'à la formation ou la cristallisation des produits cimentaires au cours du temps. Quant à l'amélioration de la cohésion effective, ce paramètre dépend de la teneur en chaux et aussi du temps de cure. L'augmentation de ce paramètre est associée à la formation croissante de composés cimentaires ou à la meilleure cristallisation des composés au cours du temps.

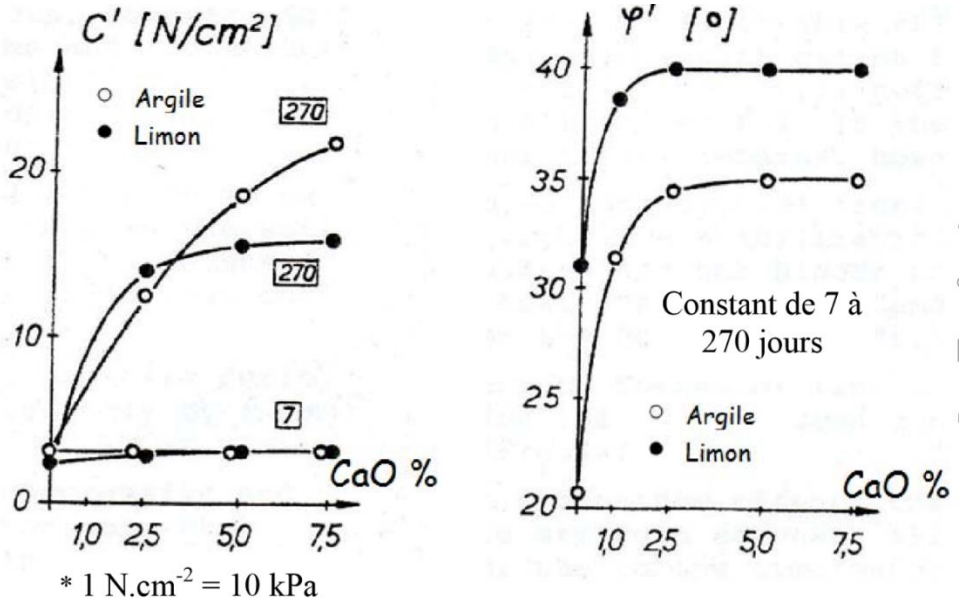


Figure I. 22: Influence du temps de cure (indiqué dans les carrés) et de la quantité de chaux sur les paramètres de résistance au cisaillement (Brandl, 1981)

Tableau I. 1: Influence de la teneur en chaux sur les paramètres de résistance au cisaillement d'une argile après 2 mois de cure (Balasubramamiam et Buensuceso, 1989)

Teneur en chaux (%)	***c'* (kPa)**	***φ'* (°)**
0	0	24,3
2,5	137	29,1
5	167	38
7,5	252	36,6
10	228	35,3

I.5. Phénomène de gel dans le sol

I.5.1. Sensibilité des sols au gel et sa relation avec les phénomènes de gel

Dans les régions exposées aux rigueurs hivernales, la pénétration du gel sous la fondation des voies de communication fondée sur des sols peut causer deux phénomènes de gel:

- Le gonflement au gel (géligonflement), qui est dû au gradient de succion cryogénique qui se développe dans les sols gélifs soumis au gel, entraînant une migration de l'eau vers le front de gel, et la formation d'une ou des lentilles de glace discrètes (non-continues). Le terme de « sensibilité au gel » généralement employé pour les essais de gonflement au gel sera utilisé.

- La gélifraction, qui se passe à la suite de répétition d'épisodes gel/dégel à longues durées, et qui se traduit par la rupture des grains ou des liaisons inter-granulaires sous l'action des contraintes thermiques et/ou des forces développées par la congélation de l'eau et son accroissement de volume. La notion de « gélivité » est en général employée dans l'essai de gélifraction sur des roches (essai des cycles de gel/dégel).

Ces deux phénomènes entraînent des dégradations importantes sur les ouvrages routiers ou de génie civil : gonflements observés à la surface des chaussées lors du gel, arrachement ou fissuration de la surface des chaussées routières, ruptures ou soulèvement de conduites enterrées (gazoducs) (Mauduit, 2004).

En fonction de leur comportement au gel, les sols peuvent être classifiés en deux familles (Figure I.23) :

- **Les sols non gélifs** qui se congèlent en masse, sans variation notable de leur structure et de leur teneur en eau. Seul un léger gonflement se produit en raison de l'augmentation du volume de l'eau quand elle se transforme en glace. L'ampleur de ce gonflement dépend du degré de saturation initial du sol.

- **Les sols gélifs** qui se congèlent en présentant une modification de structure (formation de lentilles de glace). Dans ces matériaux, la pénétration du front de gel provoque le phénomène de succion cryogénique quand l'eau de la partie avant le front de gel se déplace vers celui-ci où elle se congèle en formant des lentilles de glace. La conséquence en est un gonflement, qui peut être de grande ampleur.

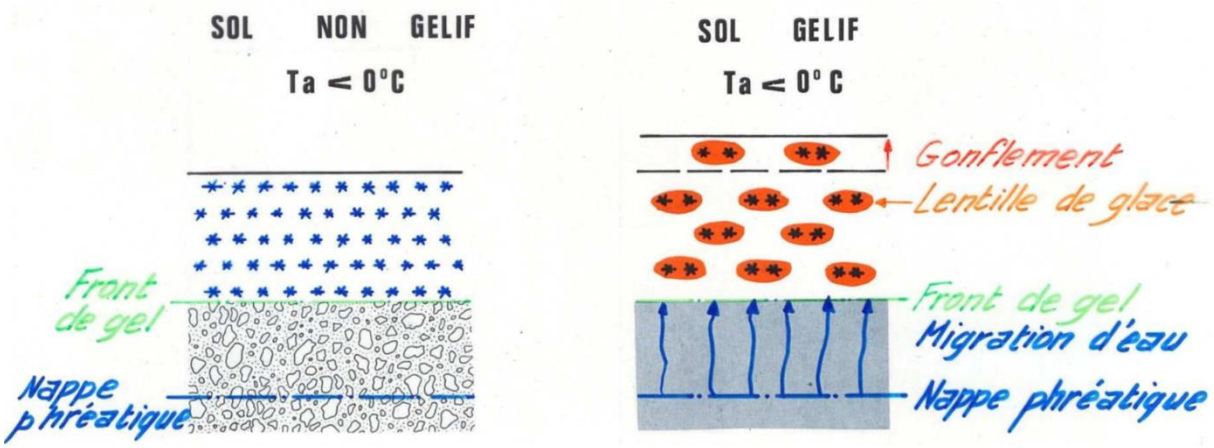


Figure I. 23: Diagramme schématique des sols gélifs et de sol non-gélifs (Livet, 1981)

La sensibilité au gel dépend tout d'abord de la nature du sol : la granularité (la distribution des tailles des pores, la taille des particules ou la surface spécifique), l'état (la masse volumique, la teneur en eau), la nature physico-chimique (la conductivité thermique), et la perméabilité. Les facteurs extérieurs sont également multiples: le gradient de température, la nappe phréatique (la quantité de l'eau disponible pour la formation de lentille de glace), la surcharge supérieure, le nombre de cycles de gel/dégel (Chamberlain, 1981). Pour comprendre l'effet de ces facteurs sur le gonflement au gel et l'endommagement du sol soumis à des cycles gel/dégel, il est nécessaire de bien comprendre les mécanismes concernés.

I.5.2. Mécanisme du gonflement au gel

Le phénomène de gel dans les sols était connu dès le début du XIXè siècle. En effet, Mac-Adam (1816) a remarqué que le gonflement au gel à la surface des chaussées était dû à la formation des lentilles de glace et que l'eau nécessaire à leur formation provenait de l'infrastructure elle-même. Il appréhendait aussi le phénomène de la succion dans le sol qui explique cet apport d'eau. En 1907, Buckingham a décrit pour la première fois le phénomène de succion dans des sols non saturés (Buckingham, 1907). Il a défini le potentiel capillaire (ou potentiel sol-eau) comme le travail nécessaire pour extraire une quantité d'eau d'un sol. Par la suite, Taber (1929) et Beskow (1935) ont démontré et expliqué, au moyen d'essais de laboratoire, la migration de l'eau vers le front de gel et la formation des lentilles de glace dans des sols fins. En 1961, Everett a proposé la théorie de la capillarité, permettant d'expliquer la migration de l'eau vers le front de gel et la création de lentille de glace (Everett, 1961). La succion à la base de lentille de glace est le facteur principal entraînant cette migration. L'étude théorique d'Everett a été confortée à des travaux expérimentaux de Penner (1959) en termes de pression de gonflement. La théorie de la capillarité a été confirmée plus tard dans l'étude de Loch (1981) et de Chamberlain (1981). En 1977, Miller a montré que la théorie de capillarité présente le défaut de ne pas pouvoir expliquer la formation d'une nouvelle lentille de glace à une distance finie au-dessous de la lentille de glace antérieure (Miller, 1977). Miller (1978) a proposé la théorie de frange de géligonflement. Cette théorie considère la formation d'une frange de gel (la région partiellement gelée) entre le front de ségrégation et le front de gel, la succion et la conductivité hydraulique de cette frange de gel contrôlant le mouvement continu de l'eau de la partie non-gelée à travers cette région partiellement gelée, contribuant ainsi à la formation de lentilles de glace. La théorie de Miller (1978) a été confirmée par les travaux expérimentaux de Cold Region Research and Engineering Laboratoire USA (CRREL). Ensuite, Miller (1980), Konrad et Morgenstern (1980), Konrad et Duquennoi (1993), Nixon (1987), Fowler (1989), Nixon (1991), Michalowski (1993), Rempel et al. (2004) et Rempel (2007) ont continué à développer des modèles dans le cadre de la théorie de frange de gel. Parmi ces modèles, le modèle de Konrad et Morgenstern (1980) est le plus utilisé par les ingénieurs. La théorie de frange de gel explique de façon plausible la formation d'une ou des lentilles de glaces discrètes dans le sol gélif. Pourtant, les études expérimentales récentes de Takeda et Okamura (1997), Watanabe et Mizoguchi (1997) ont montré que dans quelques systèmes, la lentille de glace peut se former sans la présence de la frange de gel. Ainsi, Peppin et Style (2012) ont

proposé le mécanisme de supercooling dans la théorie de capillarité. Selon ce mécanisme, la formation d'une nouvelle lentille de glace lie au processus de fracturation. Il considère que dans la région de supercooling devant une lentille de glace, une faille remplie de la glace se développe. Quand la pression exercée par la glace dans la faille atteint une valeur critique, la faille se développe vers une fissure ouverte, et la nouvelle lentille de glace se forme à partir de cette fissure. Les mécanismes réels du phénomène de géligonflement et de la formation de lentille de glace sont encore une matière à débat. Les points suivants visent à préciser la théorie capillaire et la théorie de frange de gel:

I.5.2.1. La théorie capillaire (théorie primaire) du géligonflement

La Figure I.24 illustre le mécanisme de formation d'une lentille de glace, décrit dans la théorie capillaire:

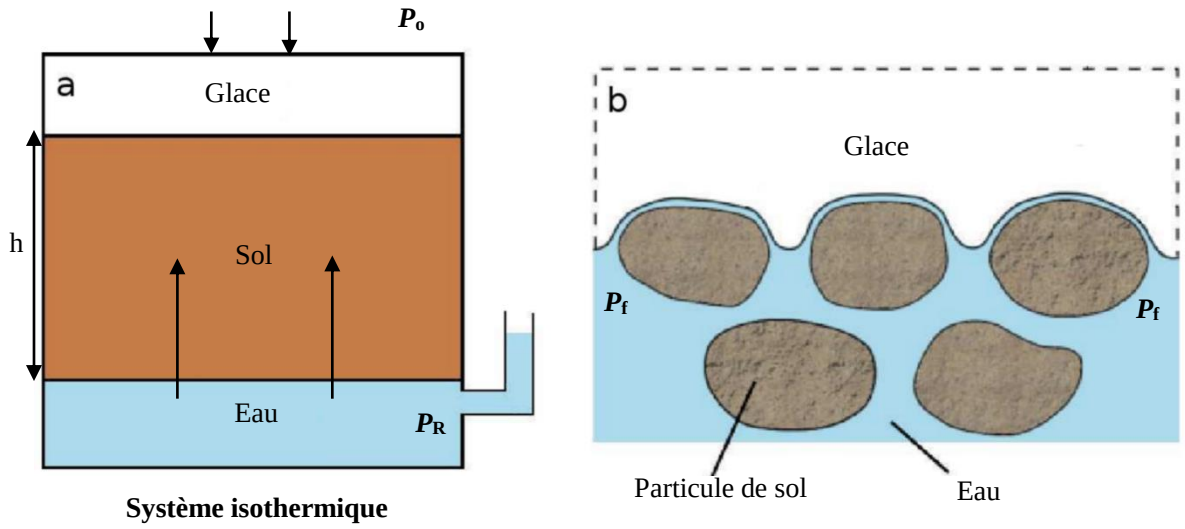


Figure I. 24: Diagramme schématique de la formation d'une lentille de glace, décrit dans la théorie capillaire (Peppin, 2012)

Le système comprend une couche de lentille de glace formée au-dessus d'une couche de sol saturé, qui lui-même se situe sur un réservoir contenant de l'eau à la pression P_R. La théorie tient compte de l'équation de Clapeyron, évoquant l'équilibre thermodynamique d'un système contenant de la glace à la pression P_i et de l'eau à la pression P_w et à la température T:

$$P_i - P_w = \frac{\rho_w L_f}{T_p} \times (T_p - T) \qquad (I.\ 4)$$

Où L_f est la chaleur latente de fusion de l'eau à la température de congélation de l'eau porale T_p (T_p = 0°C), et à la pression atmosphérique P_{atm}. ρ_w est la densité de l'eau. Le système est isothermique à une température $T < T_p$. A cause de la surcharge supérieure, la pression de glace est égale à P_o. Donc la pression de l'eau pour atteindre l'équilibre (la pression Clapeyron P_{cl}) est déterminée selon la formule suivante :

$$\boldsymbol{P_{cl} = P_o - \frac{\rho_w L_f}{T_p} \times (T_p - T)} \qquad \textbf{(I. 5)}$$

On suppose qu'à l'état initial, $P_R = P_{cl}$, donc le système est en équilibre et il n'y a pas d'écoulement d'eau dans le sol. Lorsque la température T diminue et P_o est tenue constante, l'équation (I.5) montre que la pression P_{cl} diminue. Si P_R est constante, l'eau va s'écouler du réservoir vers la lentille de glace où elle gèlera et contribuera à la formation de glace.

L'équation Clapeyron explique de façon thermodynamique pourquoi la diminution de la température au-dessous de la température de congélation $T_p = 0°C$ provoque une migration de l'eau du réservoir vers le front de gel (Figure I.24a). La Figure I.24b explique comment la glace se développe et envahit les pores du sol. La glace ne pénètre pas immédiatement dans les pores à T_p ($T_p = 0°C$) mais à une température T au-dessous de T_p. Cela est traduit par l'équation de Young-Laplace, reliant la différence de la pression entre la glace et l'eau à l'interface glace-eau :

$$\boldsymbol{P_i - P_w = \frac{2\gamma_{iw}}{r}} \qquad \textbf{(I. 6)}$$

où γ_{iw} est le coefficient de tension superficielle de la surface glace-eau (N/m), r est le rayon de la calotte sphérique de la glace (Figure I.24b). Si r est plus grand que r_p (rayon de pore), la glace ne peut pas pénétrer dans le pore. La glace ne peut entrer dans le pore que si $r = r_p$ et la différence de la pression entre la glace et l'eau devient suffisamment grande:

$$\boldsymbol{P_i - P_w = \frac{2\gamma_{iw}}{r_p}} \qquad \textbf{(I. 7)}$$

A partir de l'équation (I.4), on peut calculer la température de ségrégation T_s correspondant à l'intrusion de la glace dans les pores et la pression maximale de la glace avant d'entrer dans le pore, P_m, selon les équations (I.8) et (I.9):

$$\boldsymbol{T_s = T_p \times \left(1 - \frac{2\gamma_{im}}{\rho_w L_f r_p}\right)} \qquad \textbf{(I. 8)}$$

$$\boldsymbol{P_m = P_R + \frac{2\gamma_{im}}{r_p}} \qquad \textbf{(I. 9)}$$

Le problème de la théorie capillaire est que le géligonflement va s'arrêter quand $T \leq T_s$: la glace remplit les pores et bloque l'eau aspirée vers la lentille de glace. Il n'y a donc pas de mécanisme plausible pour expliquer la formation des lentilles de glace discrètes (Miller, 1977).

La théorie capillaire permet de calculer le débit d'eau du réservoir vers le front de gel. En supposant que le sol est incompressible, on peut utiliser la loi de Darcy pour calculer la vitesse d'écoulement de l'eau vers le front de gel V (et ainsi la vitesse de gonflement) :

$$\boldsymbol{V = -\frac{k}{\mu} \times \frac{P_R - P_{cl}}{h}} \qquad \textbf{(I. 10)}$$

où k est la conductivité hydraulique, μ est la viscosité dynamique de l'eau, h est la distance entre la base de la lentille de glace et le réservoir, P_{cl} est la pression de l'eau (ou succion) à la base de la dernière lentille de glace. Pourtant, la valeur calculée de V est en général surestimée

de quelques ordres de grandeur par rapport à la valeur expérimentale (Peppin, 2012). Ceci est expliqué par le fait que la glace se développe dans les pores et bloque l'écoulement de l'eau, diminuant ainsi la perméabilité (Miller, 1977). Peppin (2012) a expliqué la différence par l'utilisation incorrecte de l'équation de Clapeyron dans la détermination de la pression d'eau à la base de la dernière lentille de glace.

I.5.2.2. Théorie de frange de gel

La découverte du problème de la théorie capillaire a conduit au développement de la théorie de frange de gel (ou la théorie de gonflement secondaire) dès la fin des années 70. Miller (1978) a émis pour la première fois l'hypothèse selon laquelle les lentilles de glace peuvent continuer de se développer, bien que la température du système est inférieure à T_p ; et ceci grâce à la formation d'une couche de frange de gel (couche de sol partiellement congelée) entre la partie de sol non gelé et la lentille de glace. Cela permet à l'eau de la partie non-gelée de continuer à migrer, à travers la frange de gel qui a une perméabilité très faible, vers la lentille de glace à une température inférieure à T_p, contribuant ainsi à la formation d'une nouvelle lentille de glace. Ce sont la succion et la perméabilité de la frange de gel qui conditionnent l'écoulement de l'eau vers la lentille de glace et donc gouvernent la formation des lentilles de glace discrètes (Konrad et Morgenstern, 1980 ; Rempel et al., 2004 ; Rempel, 2010). La Figure I.25 présente le diagramme schématique de la théorie de frange de gel appliquée à la formation d'une lentille de glace:

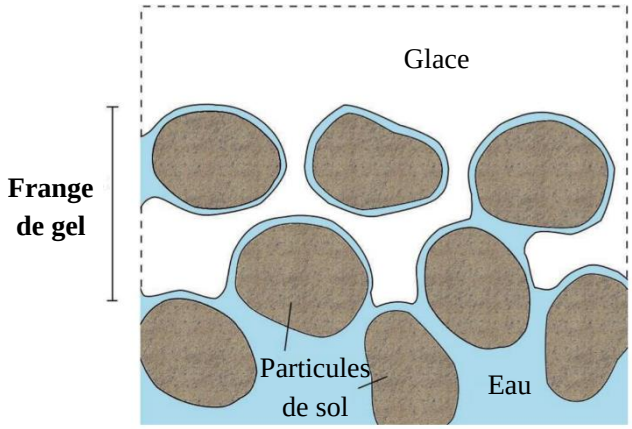


Figure I. 25: Diagramme schématique de la théorie de frange de gel pour la formation d'une lentille de glace (Peppin, 2012)

La théorie de frange de gel de Miller (1978) est devenue la base de nombreuses études ultérieures : Konrad & Morgenstern (1980), Konrad et Duquennoi (1993), Fowler (1989), Nixon (1991), Michalowski (1993). Ces études proposent des explications physiques différentes pour l'écoulement de l'eau à travers la frange de gel, et divers mécanismes pour caractériser l'initiation d'une nouvelle lentille de glace. Miller (1978) a proposé l'équation (I.11) pour calculer la contrainte effective, σ_n d'une particule de sol dans la frange de gel:

$$\boldsymbol{\sigma_n = \sigma + (1 - \chi)P_i + \chi P_w} \qquad \textbf{(I. 11)}$$

où σ est la contrainte totale, $\sigma = -P_o$, χ est l'indice de répartition du poids de la couche recouvrant l'eau porale de la frange de gel. La pression de la glace P_i est calculée à partir de l'équation de Clapeyron (I.4). P_i est ensuite utilisée pour calculer σ_n. Miller a découvert que dans certaines conditions, la contrainte effective de la particule de sol dans la frange de gel devient positive, ce qui a pour conséquence la séparation des particules de sol et la formation d'une nouvelle lentille de glace.

O'Neill et Miller (1985), Rempel et al. (2004) ont développé par la suite le modèle « rigid-ice », permettant de prévoir la formation des lentilles de glace discrètes et la vitesse de géligonflement (voir Figure I.26).

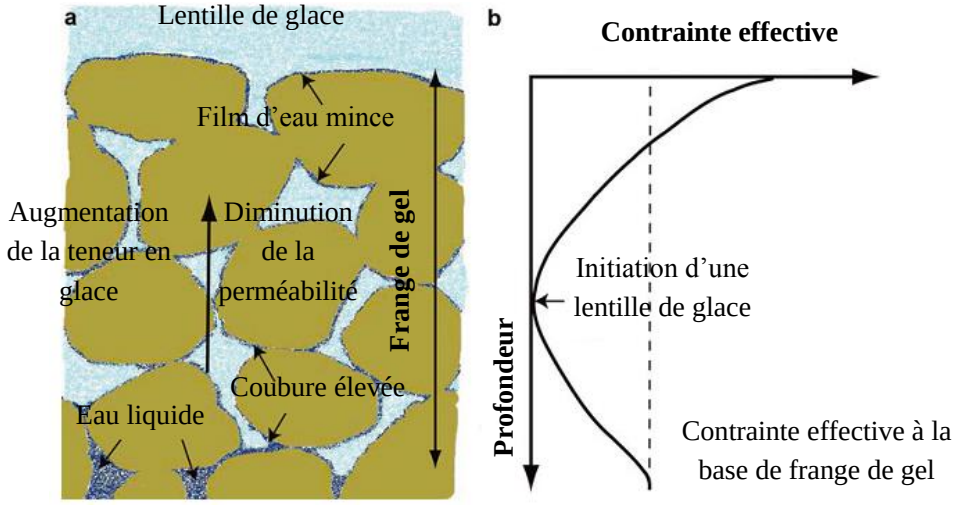


Figure I. 26: Diagramme schématique du modèle "rigid-ice" de la formation d'une nouvelle lentille de glace (Rempel et al., 2004)

La Figure I.26a montre la distribution de la glace dans la frange de gel. La Figure I.26b présente une graphique de variation de la contrainte effective dans la frange de gel. Dans la partie supérieure de la frange de gel, la contrainte effective diminue avec la profondeur à cause de l'augmentation de la succion du sol due à l'augmentation du degré de saturation en glace. La contrainte effective tend vers zéro, ce qui correspond à la formation d'une nouvelle lentille de glace. Rempel (2007) a considéré des cas d'écoulement d'eau dans la frange de gel. En fonction de la vitesse de gel, V, la surcharge supérieure, P_o, et le gradient de température, G, on distingue trois régimes d'initiation de gel du sol (voir la Figure I.27). Premièrement, quand V et P_o sont faibles (la région gris claire dans la Figure I.27), une seule lentille de glace va se créer de façon stable (régime 1). Deuxièmement, V est élevé (la région blanche), les lentilles de glace se forment de façon périodique (régime 2). Troisièmement, P_o est suffisamment grand (la région grise foncée), la lentille de glace ne se forme pas, donc il n'y a pas de géligonflement (régime 3).

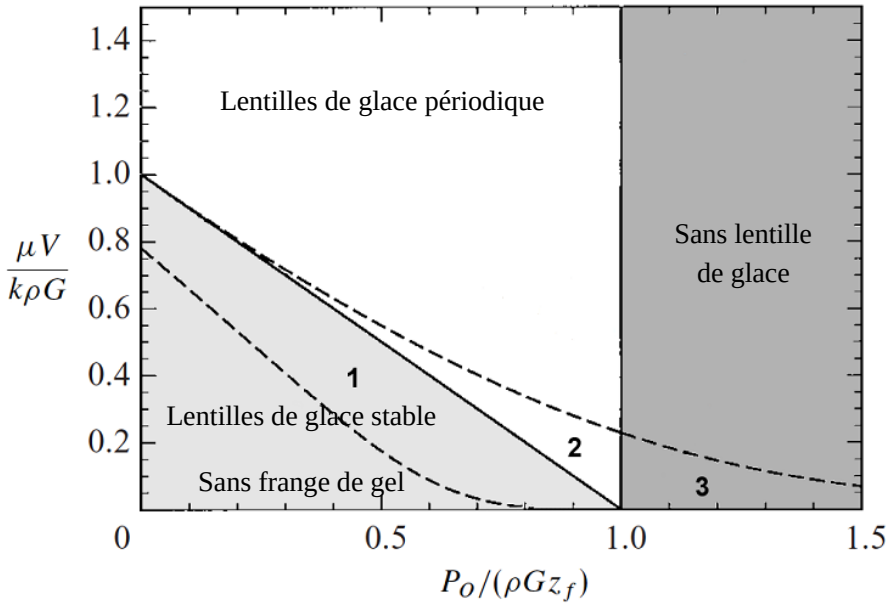


Figure I. 27: Diagramme des régimes d'initiation d'une lentille de glace (Rempel, 2007)

La théorie de frange de gel a été démontrée comme efficace dans la prévision de la formation des lentilles de glace et dans l'explication du phénomène de géligonflement des sols. Cependant, quelques résultats expérimentaux ont montré que pour certains sols, les bandes discrètes de lentille de glace pourraient se former sans présence de frange de gel (Takeda et al, 1997 ; Watanabe, 1997). Actuellement, il ne semble pas possible de conclure si la frange de gel existe ou pas. Il est probable qu'une frange de gel soit présente dans certains systèmes et pas dans d'autres. Cela dépend de la nature du sol et de la vitesse de gel (Peppin, 2012).

I.5.3. Endommagement du sol dû aux cycles gel/dégel

Pour les sols, les cycles de gel/dégel peuvent engendrer des changements de la microstructure (Chamberlain et Gow, 1979 ; Knutsson, 1984 ; Konrad, 1989; Konrad et Samson 2000; Leroueil et al., 1991), la perte de la résistance (Graham et Au, 1985) et l'altération de la conductivité hydraulique (Konrad, 1989 ; Wong et Haug, 1991; Benson et Othman, 1993).

I.5.3.1. Effet des cycles de gel/dégel sur la microstructure du sol

Les cycles de gel/dégel peuvent avoir deux conséquences sur les sols : le sol lâche devient plus compact et le sol dense devient plus lâche après les cycles (Chamberlain et Gow, 1979 ; Konrad, 1989 ; Eigenbrod, 1996 ; Qi et al., 2006). Boynton et Daniel (1985), Othman et Benson (1993), Viklander (1998) ont montré qu'après 3 à 5 cycles, le volume de sol ne change plus de façon significative et que le premier cycle a le plus d'influence sur la microstructure.

L'analyse de Chamberlain et Gow (1979) indique clairement le rôle des particules argileuses dans le changement de la microstructure après le gel et le dégel (Figure I.28). Pendant le gel, la glace remplit les macropores du sol et induit une augmentation de l'indice des vides. L'eau dans

les micropores (les pores entre les particules argileuses) reste non-gelée grâce à la succion élevée selon la loi thermodynamique. On a supposé que l'eau non gelée entre les particules argileuses va migrer vers le massif de glace. Ainsi, l'épaisseur du film d'eau absorbée autour d'un élément argileux diminue (phénomène de retrait). Cela provoque la formation des fissures de retrait polygonales, et en conséquence l'augmentation de la conductivité hydraulique du sol lors du dégel. De plus, les particules argileuses présentes dans le sol s'effondrent et se réarrangent en une structure plus dispersée et plus dense. Ainsi, l'indice des vides du sol diminue. Les agrégats de particules argileuses occupent moins d'espace et laissent des zones de vides marquées. Donc, la conductivité hydraulique augmente au dégel.

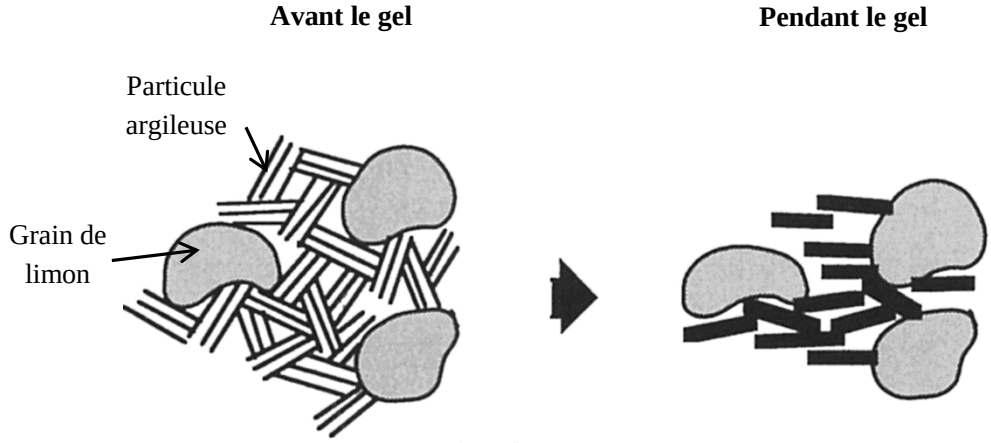


Figure I. 28: Changement de la microstructure des sols fins dû au gel (Chamberlain et Gow, 1979)

I.5.3.2. Effet des cycles de gel/dégel sur la conductivité hydraulique

Chamberlain et Gow (1979) ont montré que la conductivité hydraulique du sol augmente à la suite des cycles de gel/dégel. Plusieurs études expérimentales ont confirmé ce résultat: Kim et Daniel (1992) ont observé que la conductivité hydraulique du sol compacté du côté sec de la courbe Proctor Normal augmente de 2 à 6 fois après le gel/dégel ; celle du côté humide de la courbe Proctor Normal augmente de 100 fois. Eigenbrod (1996), Chamberlain et al. (1990) ont observé que la conductivité hydraulique du sol argileux augmente avec le nombre des cycles de gel/dégel et en général, de l'ordre de 100 fois. D'après Eigenbrod (1996), dans le cas des matériaux ayant une conductivité hydraulique initiale élevée, il y a peu ou pas de changement de perméabilité. Tous ces auteurs ont déduit que l'augmentation de la conductivité hydraulique est due à l'apparition des fissures durant des cycles de gel/dégel et des macropores créés après le dégel.

I.5.3.3. Effet des cycles de gel/dégel sur la performance mécanique

Peu d'études ont été consacrées à l'effet des cycles de gel/dégel sur la performance mécanique du sol. Les conclusions sont jusqu'à présent contradictoires, dépendant de l'état des matériaux étudiés (sol naturel ou sol reconstitué) et des conditions des essais (sol bien compacté ou sol compacté lâchement) (Qi et al., 2006). Les essais relatés dans la littérature sont relatives

au changement des propriétés mécaniques déterminées par l'essai œdométrique (Graham et Au, 1985), et par l'essai triaxial de chargement monotone (Graham et Au, 1985 ; Leroueil et al., 1991 ; Ono et Mitachi, 1997 ; Alkire et Morrison, 1982). On a étudié le changement du module d'élasticité (Simonsen et al., 2002; Lee et al, 1995), le changement de la résistance au cisaillement en condition non-drainée (Graham et Au, 1985 ; Leroueil et al., 1991; Yong et al., 1985; Alkire et Morrison, 1982 ; Ogata et al., 1985). Simonsen et al. (2002) ont étudié l'effet des cycles de gel/dégel sur le changement du module réversible de cinq sols fortement compactés, du sol graveleux au sol argileux. Ils ont trouvé que le module réversible diminue de 25% à 60% en fonction de la nature du sol : plus les particules argileuses sont nombreuses, plus la diminution du module est conséquente. Graham et Au (1985), Leroueil et al. (1991) ont montré que la résistance au cisaillement des sols argileux naturels en condition non-drainée est significativement réduite après les cycles. L'amplitude de ce changement est plus grande durant les premiers cycles (Yong et al., 1985). Alkire et Morrison (1982) ont étudié le comportement d'un limon faiblement compacté (masse volumique sèche de 1,26 Mg/m^3), et ont trouvé que la résistance au cisaillement du sol en condition non-drainée augmente après les cycles de gel/dégel. Faute d'investigations extensives, le comportement mécanique des sols après des cycles de gel/dégel reste encore à clarifier (Qi et al., 2006).

I.5.3.4. Effet des cycles de gel/dégel sur la durabilité des sols traités

Les investigations de l'effet des cycles de gel/dégel sur la durabilité des sols traités sont peu nombreuses. La littérature existante comprend les travaux suivants: Sauer & Weimer (1978) ont remarqué que des cycles de gel/dégel ont un effet significatif sur la résistance à la traction et le module réversible des sols traités à la chaux, avec une réduction de 50% des valeurs initiales. Janoo et Firicano (1999) ont évalué une perte jusqu'à 50% de la résistance en compression après des cycles de gel/dégel pour un sol de remblai stabilisé au ciment Portland. Dempsay & Thompson (1968) ont préconisé la résistance à la compression simple comme un des paramètres les plus pertinents pour évaluer la durabilité des sols traités à la chaux vis-à-vis du gel/dégel. La même proposition a été faite par Shihata & Baghdadi (2001), bien que leurs travaux soient limités à la durabilité des sols traités au ciment. A l'aide de la microscopie électronique à balayage (MEB), Zhang et Feng (1993) ont étudié le mécanisme de dégradation de la microstructure d'un lœss traité au ciment ayant subi des cycles de gel/dégel. Yildiz & Soganci (2012) a examiné l'effet des cycles de gel/dégel sur la conductivité hydraulique et la résistance en compression simple de deux argiles (argile de plasticité basse et de plasticité élevée) traité à 6% de chaux hydratée. Ils ont remarqué une augmentation de la conductivité hydraulique de 20 à 30 fois après 3 cycles, et une diminution de la résistance en compression simple de 10 à 15% à la fin des cycles. Plus récemment, Su (2012) a évalué l'effet des cycles de gel/dégel sur le module élastique et la résistance en compression simple des sols traités avec différents produits (au ciment, à la chaux, aux cendres volantes). La condition de l'essai des cycles de gel/dégel se fait suivant la Norme ASTM D560 (2003). Pourtant, au lieu de déterminer la perte de la masse de l'éprouvette après des cycles comme dans la Norme, il détermine la diminution de la résistance à la compression en considérant que la technique de brossage pour

mesurer la perte de la masse de l'éprouvette est très délicate et donne des résultats dispersés. Il a observé une chute du module élastique de 39 à 72%, une chute de résistance en compression simple de 17% à 84% pour le sol traité au ciment, de 29 à 63% pour le sol traité aux cendres volantes, et de 35% à 48% pour le sol traité à la chaux. Un modèle d'endommagement a été proposé en se basant sur les résultats obtenus. Ce modèle sera présenté plus en détail dans le paragraphe I.5.3.5.

Bien qu'on ait eu les premiers résultats dans ce domaine, les études de l'effet des cycles de gel/dégel sur les sols traités à la chaux restent cantonnées à une évaluation statistique et ne peuvent pas être exploitées dans la conception des ouvrages de terrassement. Une étude complète du mécanisme de dégradation due aux cycles de gel/dégel s'avère nécessaire.

I.5.3.5. Modèle d'endommagement du sol par des cycles de gel/dégel

En se basant sur des observations expérimentales, Su (2012) a développé un modèle d'endommagement inversement exponentiel dont les paramètres sont la nature du sol, le nombre de cycles de gel/dégel et la performance mécanique initiale:

$$\frac{D(N)}{D_o} \times 100\% = e^{-k \times N} \qquad \text{(I.12)}$$

où :

D (N) : module élastique après N cycles,

D_o : module élastique avant les cycles,

k : indice de dégradation,

N : nombre de cycles.

k est un paramètre, à déterminer en suivant la variation de D avec N. k est utilisé comme un indice quantitatif de la durabilité du sol vis-à-vis du gel/dégel. Plus k est grand, plus la diminution de D est importante, et plus le niveau de durabilité au gel/dégel est petit. Un exemple du modèle est présenté sur la Figure I.29 où la diminution du module élastique est le pourcentage de diminution de D après N cycles par rapport à D_o.

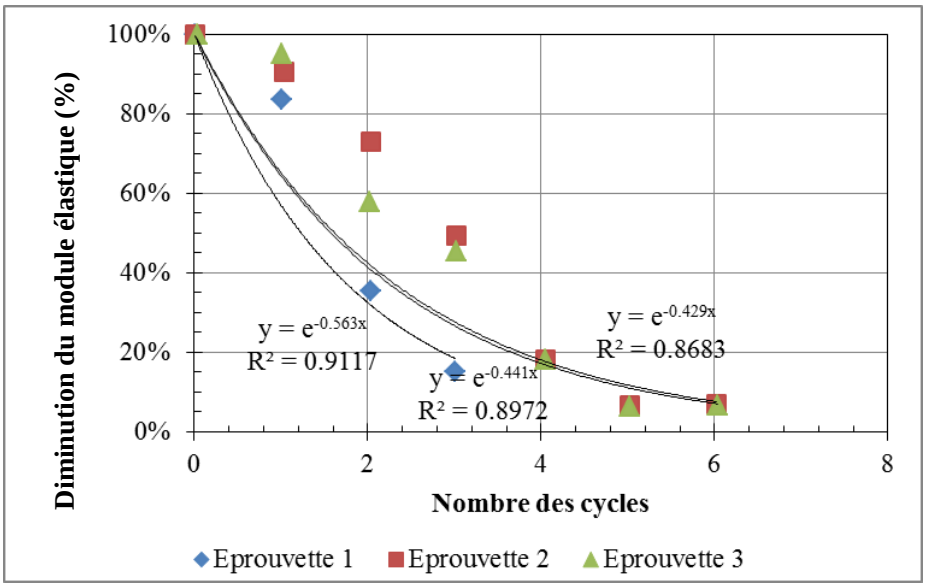


Figure I. 29: Modèle d'endommagement dû aux cycles de gel/dégel d'un limon traité à 4%CaO et 12% de cendres volantes (Su, 2012)

À partir de la variation du module élastique et du nombre des cycles, il est possible de déterminer l'indice de dégradation k pour chaque type de sol. Ensuite, cette valeur de k ainsi que le niveau de résistance à la compression simple sont utilisés pour évaluer la gélivité des sols (Figure I.30). Notons que sur la Figure I.30, « Initial *UCS* » est la résistance à la compression simple initiale.

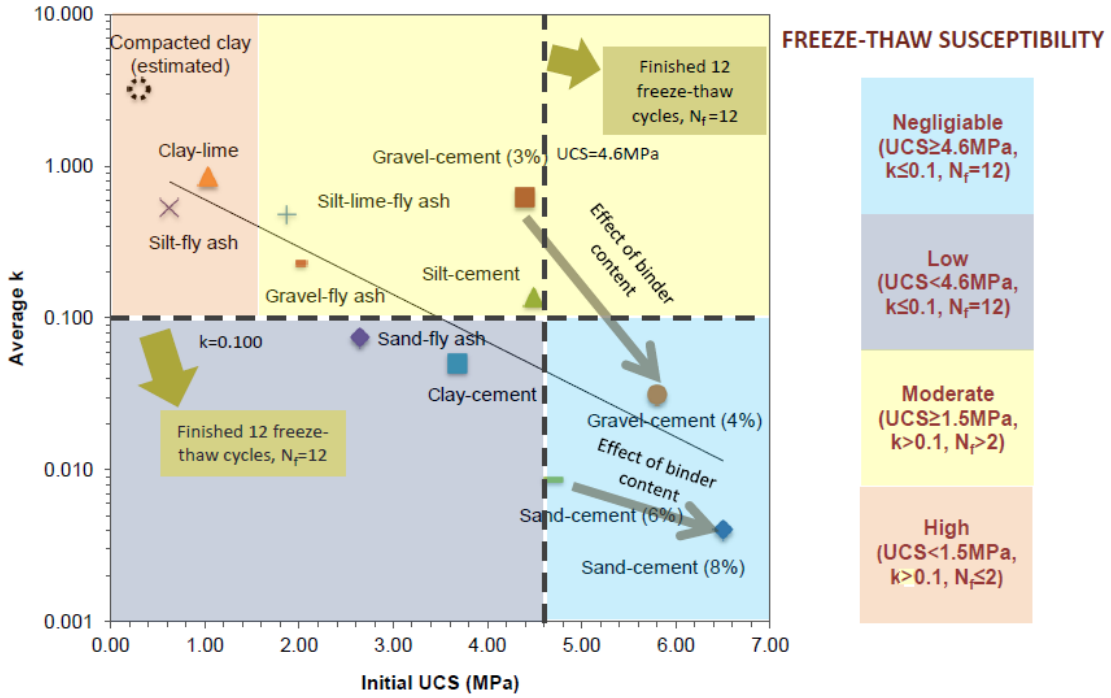


Figure I. 30 : Utilisation de la résistance à la compression simple initiale et de k pour évaluer la sensibilité des sols traités au gel/dégel (Su, 2012)

I.5.4. Développement des critères de gel

De nombreux essais de gel ont été réalisés dans différent pays pour déterminer la sensibilité au gel et la gélivité des sols. Ces essais comprennent des essais indirects et des essais directs.

I.5.4.1. Les essais indirects

Les essais indirects visent à corréler les paramètres intrinsèques du sol avec sa sensibilité au gel. Les principaux essais de ce type sont :

- **L'analyse granulométrique** : la taille des grains est un facteur très important influençant le gonflement du sol (Taber, 1929 ; Casagrande, 1932 ; Beskow, 1935 ; Linell et Kaplar, 1959 ; Penner, 1976 ; Chamberlain, 1981). Casagrande (1932) a appliqué les travaux expérimentaux de Taber (1929) au génie civil et a proposé un premier critère de sensibilité du sol au gel en se basant sur le pourcentage de particules de sol inférieures à 0,02 mm et de son degré d'uniformité (Figure I.31). Ce critère est encore largement utilisé aujourd'hui dans la pratique.

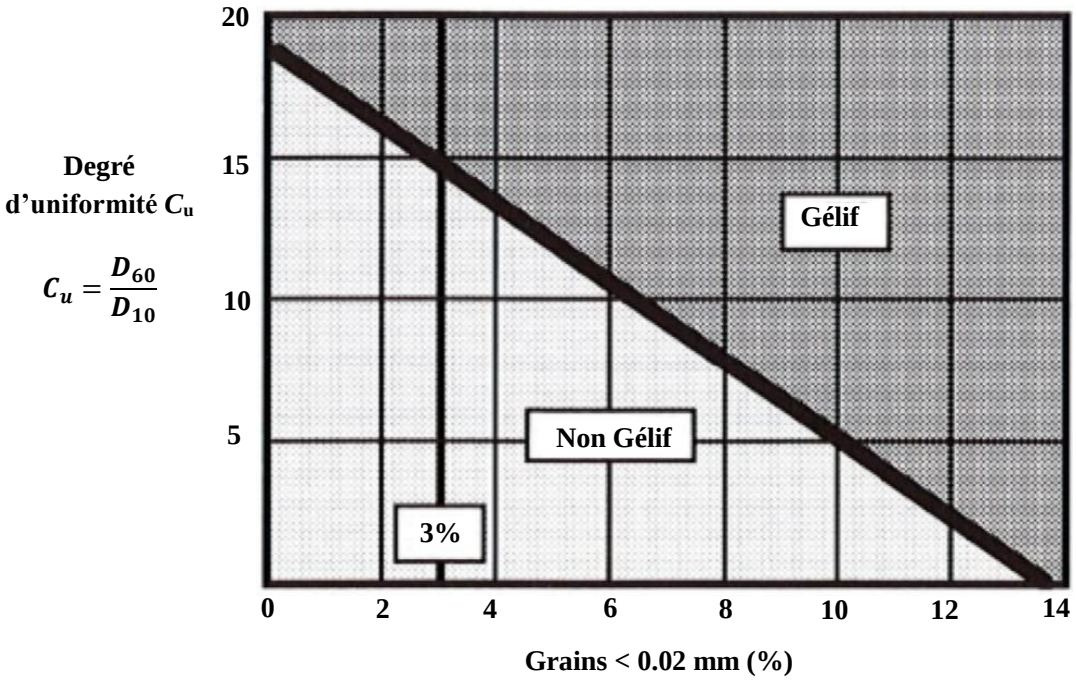


Figure I. 31: Sensibilité au gel déterminée par la granulométrie et le degré d'uniformité (Casagrande, 1932)

Plusieurs autres critères de gel par l'analyse granulométrique ont aussi été proposés : critère basé sur les informations combinées des courbes de granulométries avec des limites d'Atterberg par U.S. Army Corps of Engineers (1965), critère basé sur la remontée capillaire et l'hydroscopicité par Beskow (1935) ; critère basé sur la perméabilité (Jessberger, 1976; Koegler et al., 1936) ou sur la minéralogie (Brandl, 1976 et 1979).

- **La distribution des pores** est le facteur essentiel dans le processus de gel des sols (Jones et Hurt, 1978 ; Taber, 1930 ; Penne, 1957 et 1959 ; Csathy et Towsend, 1962). Toutes les propriétés favorables à l'action du gel (perméabilité, succion capillaire, potentiel thermique) dépendent de la distribution des pores (Jessberger, 1969). Il n'existe pas encore à l'heure actuelle de critères basés sur la distribution des pores pour évaluer la sensibilité des sols au gel.

- **L'interaction sol-eau ou l'action de l'eau dans le sol non-gelé**: la migration de l'eau vers le front de gel pour créer des lentilles de glace est le mécanisme principal du phénomène de géligonflement. Cette migration est contrôlée par le comportement hydraulique du sol : la succion et la perméabilité (Beskow, 1935, Penneret Crawford., 1983, Dysli, 1991). Parmi les études de gel, il y a des investigations qui s'intéressent à la détermination des propriétés hydrauliques des sols comme la courbe de rétention d'eau (la relation entre la teneur en eau et la succion), et la conductivité hydraulique des sols non-saturés pour estimer la sensibilité des sols au gel (Willis, 1930 ; Williams, 1966 ; Wissa et al., 1972 ; Maag, 1976 ; John et al., 1978). Onalp (1970) a suggéré un critère de conductivité hydraulique à l'état saturé pour évaluer la sensibilité au gel des sols comme dans le Tableau I.2.

Tableau I. 2: Classification de la sensibilité des sols au gel selon le critère de conductivité hydraulique à l'état saturé, k_{sat} (Onalp, 1970)

Sensibilité au gel	k_{sat} **(m/s)**
Très gélif	$1 \times 10^{-9} < k_{sat} < 1{,}3 \times 10^{-9}$
Gélif	$1{,}3 \times 10^{-9} < k_{sat} < 1{,}7 \times 10^{-6}$
Peu gélif	$1{,}7 \times 10^{-6} < k_{sat} < 1 \times 10^{-5}$
Non gélif	$k_{sat} > 10^{-5}$

Wissa et al. (1972) ont développé un équipement pour mesurer la conductivité hydraulique à l'état non-saturé du sol en fonction de son degré de saturation. Les essais ont été effectués sur 33 différents sols. Les résultats ont été après comparés avec les prédictions de la sensibilité au gel des sols faites par CRREL à partir des résultats des essais de gonflement au gel. Enfin, les auteurs ont proposé un critère pour évaluer la sensibilité des sols au gel à partir du produit de la conductivité hydraulique au point d'entrée d'air, K_c et la succion d'entrée d'air, V_c (Tableau I.3 et Figure I.32):

Tableau I. 3: Classification de la sensibilité des sols au gel (Wissa et al., 1972)

Sensibilité au gel	$(K_c.V_c)\times10^7$ **(kg/cm.s)**
Très gélif	>20
Gélif	4-20
Moyennement gélif	1-4
Peu gélif	0,2-1

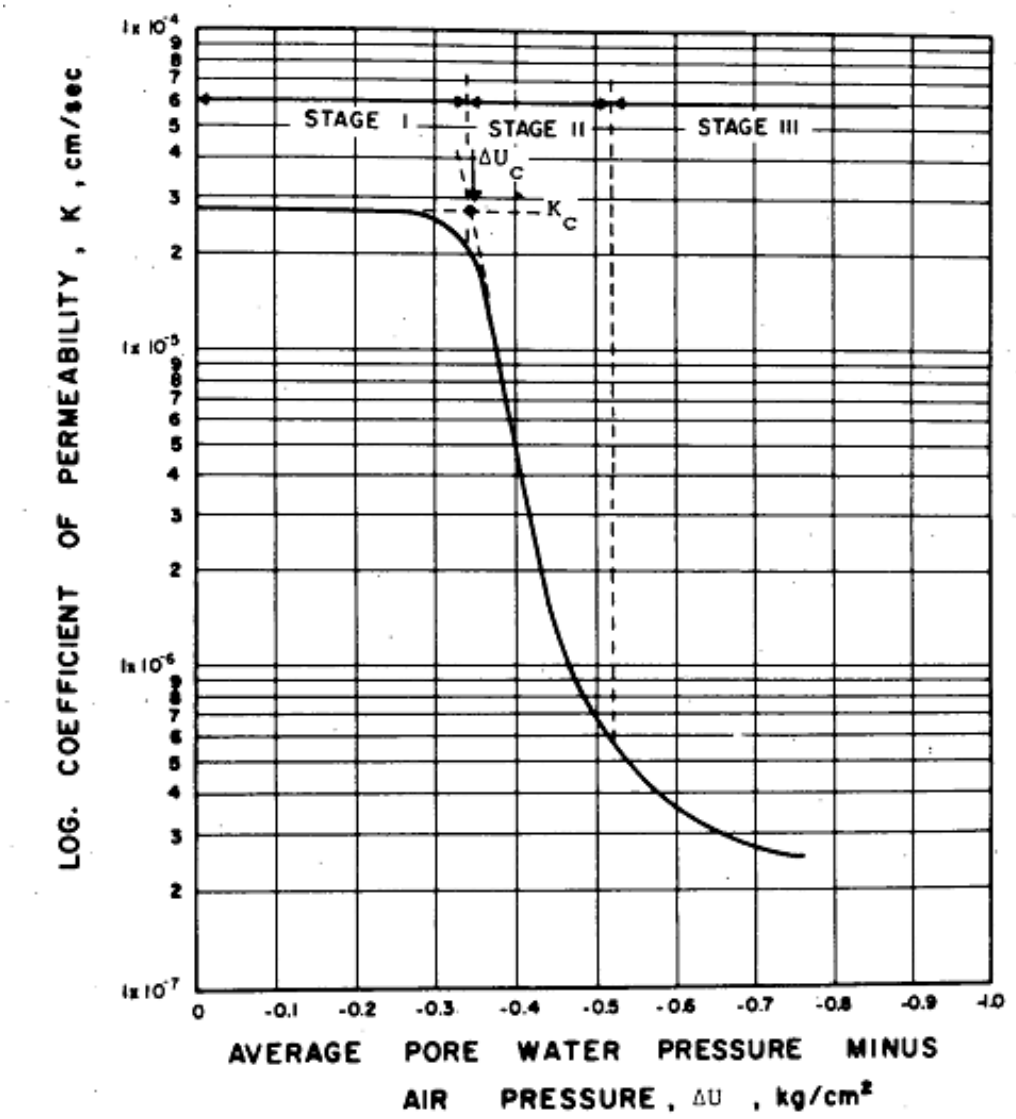


Figure I. 32: Relation typique de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé et la succion du sol dans l'essai de Wissa et al. (1972)

- **L'interaction sol-eau-glace** : on étudie dans ce cas les propriétés d'un sol gelé. Les essais suivants sont réalisés: la détermination de la pression de gonflement (ou la pression de la glace porale), la mesure de la succion capillaire, la détermination de la perméabilité du sol gelé. Hoekstra et al. (1965) ont mesuré la pression de gonflement pendant le gel. Les dispositifs de l'essai sont présentés sur la Figure I.33. L'éprouvette de sol compacté saturé a été gelée de haut en bas. La base de l'éprouvette est en contact avec une source d'eau. La pression de gonflement est contrôlée par un capteur de force installé sur la plaque supérieure. Les auteurs ont observé que la pression de gonflement augmente et atteint une valeur maximale lors de la stabilisation du front de gel. Cette valeur maximale est caractéristique pour chaque sol (Figure I.34). En se basant sur les résultats, ils ont proposé un critère de gel comme présenté sur la Figure I.35.

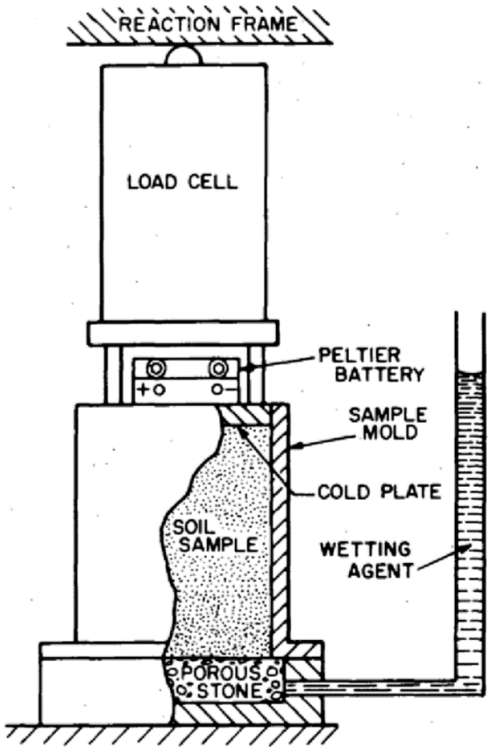


Figure I. 33: Dispositif de l'essai de gonflement au gel de Hoekstra et al. (1965)

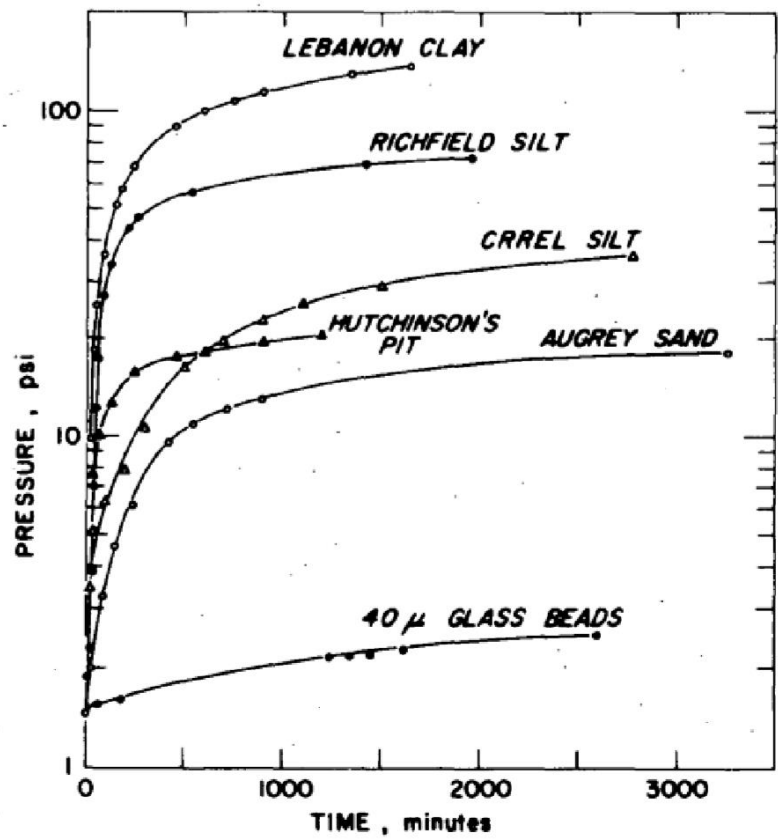


Figure I. 34: Evolution de la pression de gonflement pendant le gel (Hoekstra et al., 1965)

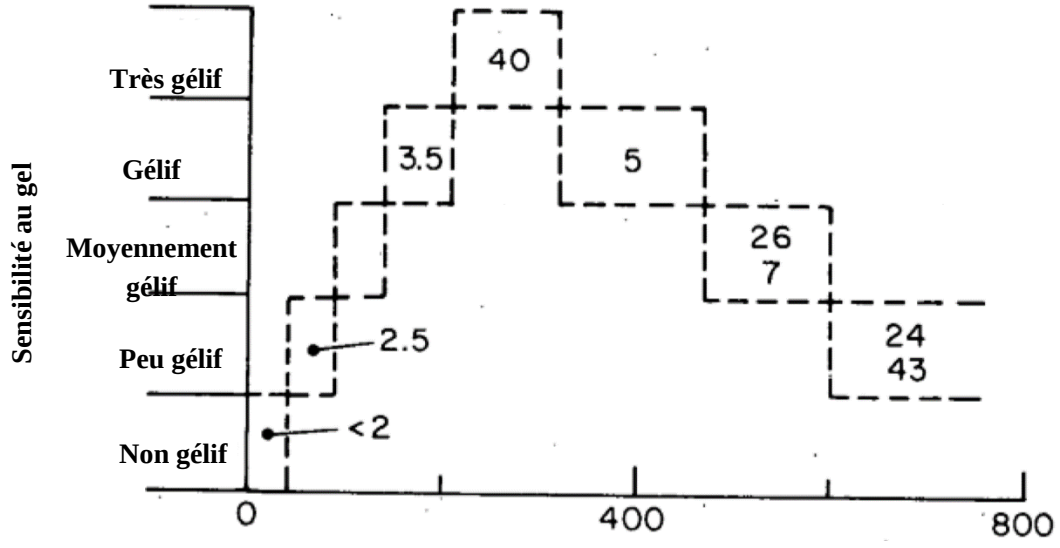


Figure I. 35: Critère de sensibilité au gel basé sur la pression de géligonflement maximale. Les chiffres dans les carrées sont des pourcentages des particules fines inférieures à 0,02 mm (Hoekstra et al., 1965)

Riddle (1973) a étudié la succion juste en-dessous du front de gel pour évaluer la sensibilité des sols au gel. Le Tableau I.4 est l'interprétation de ses résultats. On voit que le sol ayant une succion supérieure à 100 kPa est un sol non gélif à cause de la faible perméabilité.

Tableau I. 4: Classification de la sensibilité selon l'interprétation de Riddle (1973)

Sensibilité au gel	**Succion moyenne (kPa)**
Non gélif	0-10
Peu gélif	10-20
Moyennement gélif	20-50
Très gélif	>50

I.5.4.2. Les essais directs

Dans les essais directs, on expose une éprouvette de sol à des conditions thermiques et hydrauliques proches des conditions réelles. On distingue deux types d'essais: l'essai de gonflement au gel pour étudier le géligonflement et l'essai des cycles de gel/dégel pour étudier la gélifraction.

- **L'essai de gonflement au gel** : dans cet essai, on détermine soit le gonflement au gel, soit la vitesse moyenne de gonflement d'une éprouvette de sol. Le refroidissement de l'éprouvette se fait de différentes manières : (i) l'air au-dessus de l'éprouvette est maintenu à une température constante (T_a), (ii) T_a est variable, (iii) la surface de l'éprouvette est maintenue à une certaine température constante, (iv) la pénétration du front de gel à une vitesse constante, (*v*) le flux de chaleur de l'éprouvette est constant.

- **L'essai des cycles de gel/dégel** : après un ou plusieurs cycles gel/dégel, on détermine soit la perte de la masse ou le changement de la teneur en eau ou du volume de l'éprouvette selon la Norme ASTM D 560 (2003) (notons que cette Norme est écrite pour le sol traité au ciment), soit la diminution de la résistance de l'éprouvette. On effectue un essai *CBR*, un essai triaxial ou un essai de cisaillement direct pour mesurer cette diminution de résistance.

Les essais de gel sont effectués sous deux conditions :

- **Le système fermé** où le drainage d'eau est fermé et il n'y a pas de l'eau supplémentaire entrant dans l'éprouvette. Ainsi, il n'y a que la redistribution de la teneur en eau dans l'éprouvette qui conduit à une augmentation de la teneur en eau et à une diminution de la masse volumique sèche dans la zone proche du front de gel.

- **Le système ouvert** où l'éprouvette est en contact avec une source d'eau extérieure. En fonction de la sensibilité du sol au gel, l'eau va être attirée vers le front de gel et contribue à la formation des lentilles de glace, engendrant un gonflement.

La condition de l'essai de gel (le système fermé ou ouvert) est choisie en fonction du mode de transport d'eau dans le sol in situ. La Figure I.36 présente les modèles schématiques des deux systèmes.

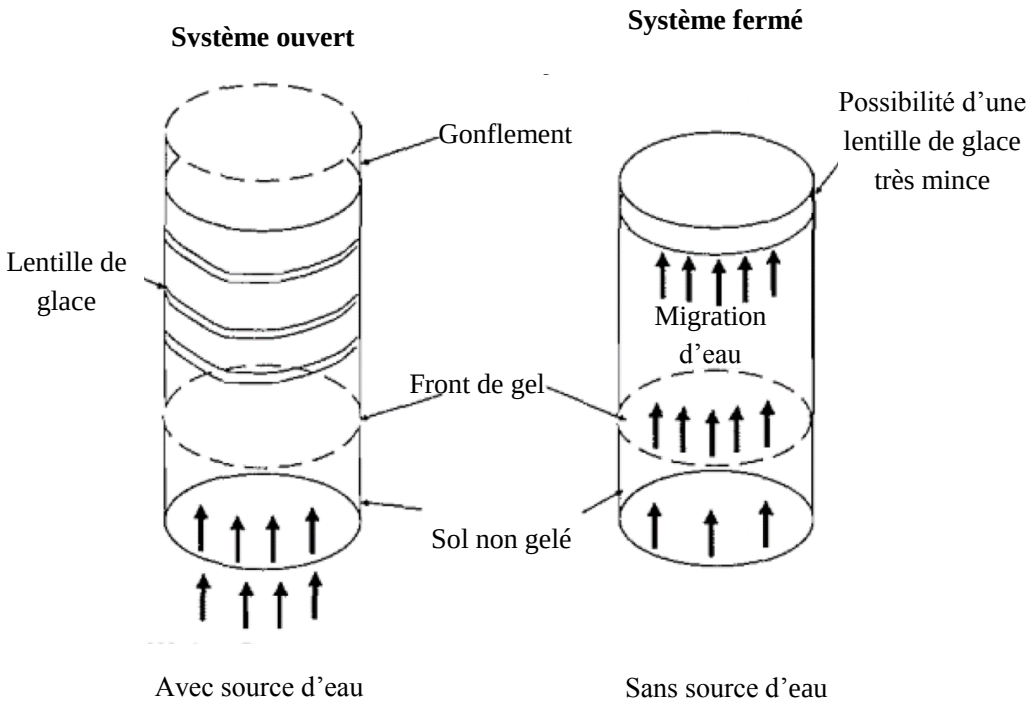


Figure I. 36: Processus de gel dans le système ouvert et dans le système fermé (John, 1987)

Le Tableau I.5 réunit, classé par principe d'essai, les paramètres de quelques essais directs avec le système ouvert (essai de géligonflement et essai des cycles de gel/dégel). Dans le Tableau I.5 sont présentés les trois principes d'essais les plus utilisés:

- Contrôle de la température de l'air T_a au sommet de l'éprouvette et la température de l'eau baignant son pied, T_e. Le principal inconvénient de cette méthode est que la température au sommet de l'éprouvette T_s dépend de la géométrique de la chambre frigorifique et de la position du moule par rapport aux ventilateurs « pulsant » l'air froid. Les essais sont exécutés aux USA par CRREL I (Kaplar, 1974), en Suisse : essai CBR_3 selon la Norme SN 670 320 a, essai de gonflement au gel (Dysli et Allenbach, 1988 ; Fetz, 1981), en Grande-Bretagne par le Transport and Road Research Laboratory (TRRL) (Jones, 1980).

- Contrôle de la température du sommet de l'éprouvette T_s. Il permet de contrôler exactement le gradient thermique sur la hauteur de l'éprouvette. Ce principe est illustré par l'essai de géligonflement au LCPC en France selon la Norme NF P 98-234-2.

- Contrôle du flux de chaleur traversant l'éprouvette du haut vers le bas au moyen de la cellule Peltier placée sur son sommet. Le troisième principe est différent des deux autres. Il ne s'agit plus de contrôler le gradient thermique au travers de l'éprouvette, mais de créer un flux de chaleur constant la traversant au moyen d'une pompe à chaleur en utilisant la cellule Peltier. Les essais sont exécutés en Suède par le Väg- och Trafikinstitut (VTI) (Stenberg et Freden, 1980) et aussi aux USA par l'université du New Hamsphire (UNH).

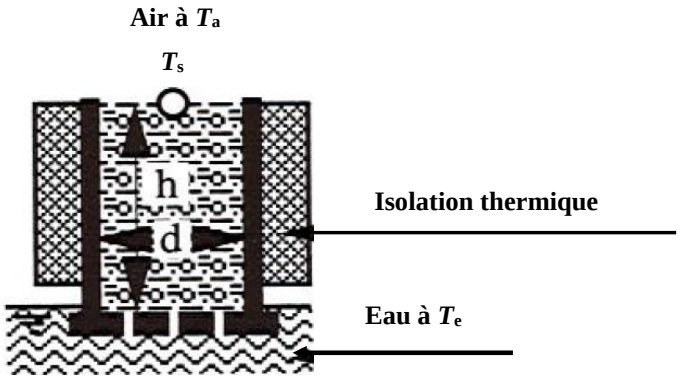
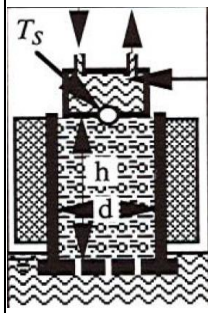
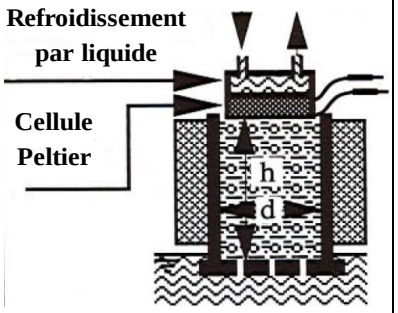
Principe de l'essai							
Essai	USA CRREL I (Kaplar, 1974)	Suisse CBR3 (SN 670 320a)	Suisse Gonflement (Dysli, 1988 Fetz, 1981)	Grande Bretagne TRRL/SRU (John, 1980)	France LCPC (NF P 98-234-2)	Suède VTI (Stenberg, 1980 et 1985)	USA UNH (Zoller, 1973)
Diamètre/Hauteur de l'éprouvette (mm)	140-146/150	152/127	55/100	102/152	70/270	113/200	137/152
Diamètre maximale des grains (mm)	19	20	10	38	5	20	19
Mesure contre frottement	moule conique + Teflon	aucune	feuilles acétate	moule conique + papier ciré	mousse de caoutchoux	dispositif retourné	anneaux
Saturation	2 jours sous pression + surcharge 5 kPa	4 jours pour succion, + surcharge 4,5 kP, température ~ 20°C	1 nuit pour succion, sans surcharge, temps = 4°C	1 jours pour succion, + surcharge 1 kPa, température ~ 4°C	aucune	pendant compactage	16 h sous pression, température = 1°C, surcharge = 3,5 kPa
Accommodation	1 jour à 4°C + surcharge 3,5 kPa				aucune	pendant compactage	
Température °C, T_s ou T_a et T_e	Variable/+4°C	r) -20°C/+4°C l)variable/+4°C	-20°C/+4°C	-6°C/+4°C	-5,7°C/+2°C	sans significatif/ pas fixée	pas fixée/ sans significatif
Caractéristique thermique	front de gel à vitesse constante	front de gel non contrôlé	front de gel non contrôlé	front de gel non contrôlé	gradient thermique constant: 37 mm/°C	flux chaleur constant	flux chaleur constant
Surcharge (kPa)	3,5	4,5	0	0	0	variable	3,5
Durée totale (jours)	12	5	3	10	6-10	0,5	3

Tableau I. 5: Principes et paramètres de quelques essais pour la détermination de la gélivité des sols par gonflement ou mesure de la diminution de la portance au dégel (Dysli, 1991)

L'essai de gonflement au gel par CRREL I (l'essai CRREL I est distingué de l'essai des cycles de gel/dégel CRREL II) ont été initialement développé par le US Army Arctic Construction et Frost Effects Laboratory pour US Army Corps of Engineers. Cet essai est basé sur les travaux de Taber (1929, 1930), Casagrande (1932) et Beskow (1935). La composition de la cellule et le dispositif de l'essai sont présentés sur les Figures I.37 et I.38. La cellule de gel est en plexiglas et est effilée à l'intérieur du sommet (D = 14,6 cm) à la base (D = 14 cm). Elle est composé de plusieurs anneaux pour réduire le frottement pendant le gel. La hauteur de la cellule est de 152 mm. Les éprouvettes sont compactées et introduites dans la cellule. Elles sont ensuite saturées par l'eau désaérée. Par la suite, la cellule est mise dans le cabinet de gel (Figure I.38) à une température de 4°C (40°F) pendant 18-24 h. La base des éprouvettes sont en contacte avec l'eau désaérée dont le niveau est maintenue à 0,5 cm au-dessus de la base des éprouvettes. Dans un cas exceptionel, une surcharge de 3,5 kPa est placée au sommet des éprouvettes pour simuler la condition des chaussées. Les éprouvettes sont gelées du haut en bas par diminuer peu à peu la température dans le cabinet de gel à une vitesse de pénétration constante du front de gel (0°C) de 0,6-1,3 cm/jour. Les inconvénients de cet essai sont la variabilité de la vitesse de gonflement au gel et la durée longue (12-14 jours au maximum). Le critère de gel est basé sur la vitesse de gonflement au gel. Dans le Tableau I.6 est présenté le critère de gel proposé en se basant sur plusieurs essais CRREL I.

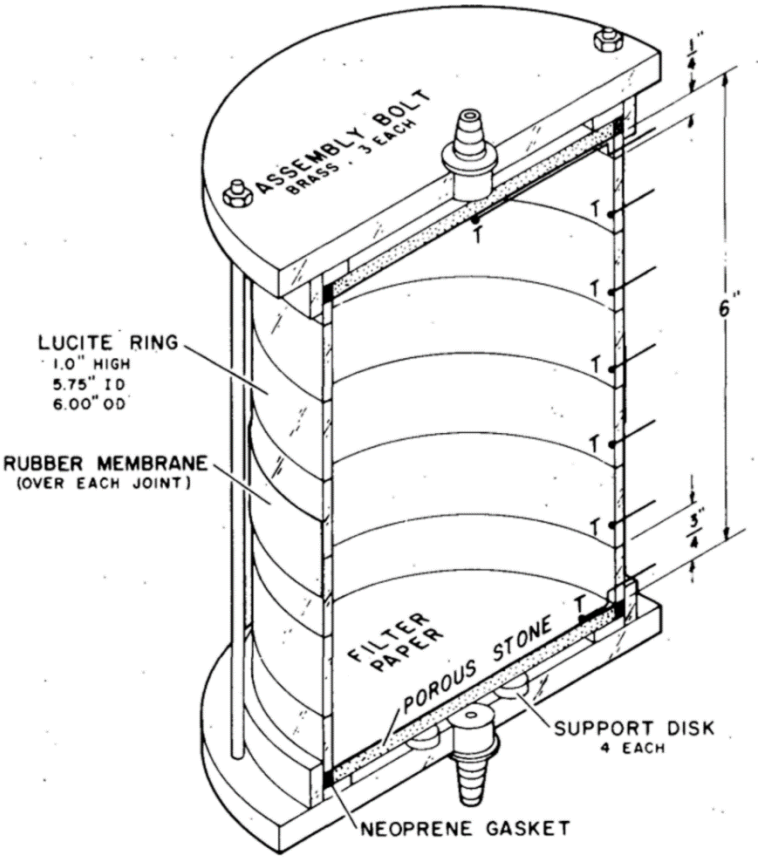


Figure I. 37: Cellule de gel de l'essai CRREL I (Kaplar, 1974)

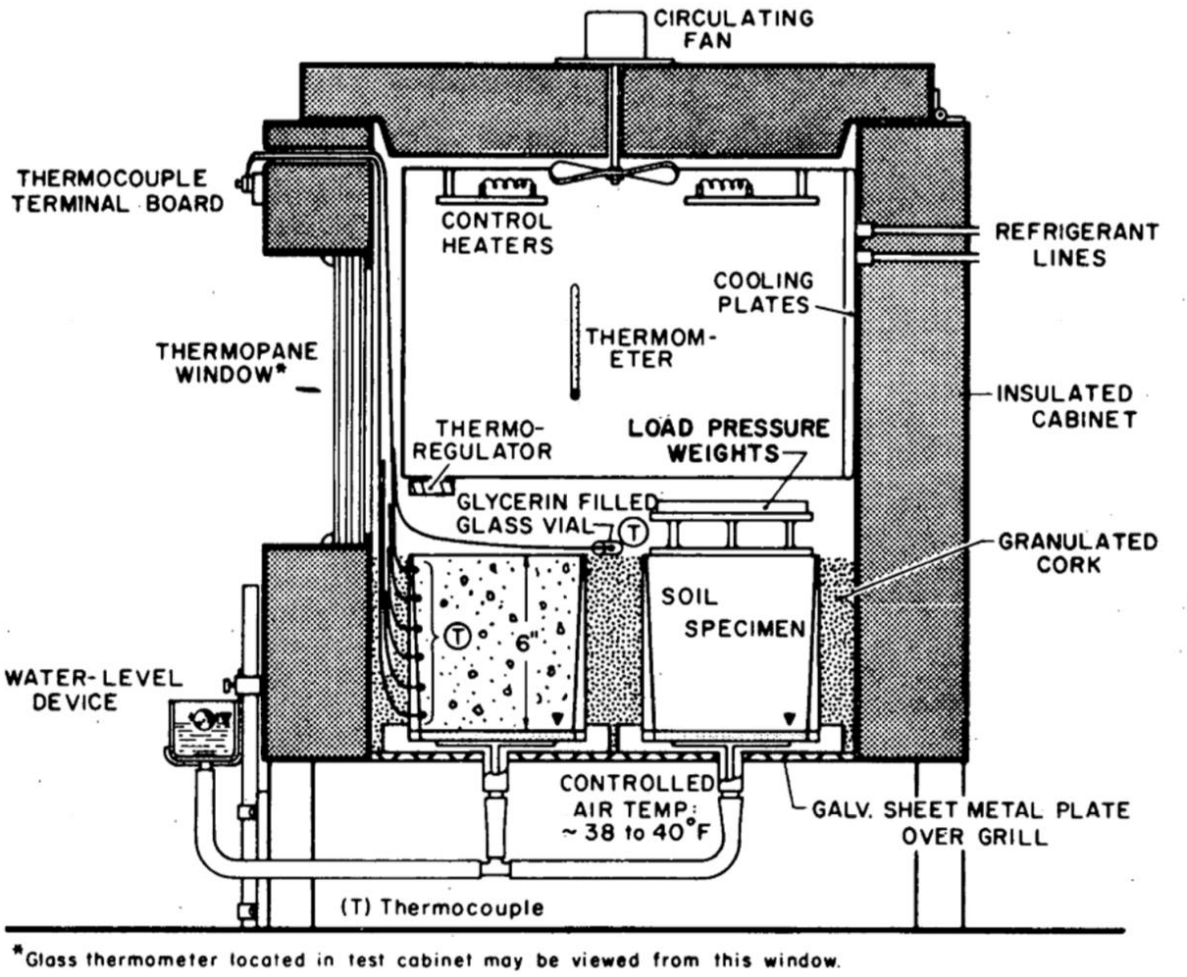


Figure I. 38: Dispositif expérimental de l'essai CRREL I (Kaplar, 1974)

Tableau I. 6: Sensibilité au gel par l'essai CRREL I (Chamberlain, 1981 ; Dysli, 1991)

Sensibilité au gel	**Vitesse moyenne de gonflement (mm/jour)**
Négligeable	< 0,5
Très faible	0,5-1,0
Faible	1,0-2,0
Moyenne	2,0-4,0
Forte	4,0-8,0
Très forte	>8,0

L'essai CRREL II est un essai commencé dans les années 60s et développé après par Chamberlain (1984). On applique plusieurs cycles de gel/dégel et on mesure la perte de portance après le dégel au moyen d'un essai *CBR*. Le dispositif de l'essai est similaire à celui de l'essai CRREL I. Deux cycles de gel/dégel d'une durée de 120 h à une température de tête variant de +12°C à -12° sont appliqués, avec une température du pied restant constante à 3°C.

Le poinçonnement *CBR* est réalisé après le dernier dégel. Le critère de gélivité est basé sur la vitesse de gonflement et la valeur *CBR* (Tableau I.7) :

Tableau I. 7: Degrés de gélivité par l'essai CRREL II (Chamberlain, 1984)

Gélivité	**Vitesse de gonflement (mm/jour)**	**CBR après dégel (%)**
Négligéable	<1	>20
Très faible	1-2	20-15
Faible	2-4	15-10
Moyen	4-8	10-5
Forte	8-16	5-2
Très forte	>16	<2

L'essai de gonflement au gel par TTRL a été développé à partir des années 40s et a été complété pour l'application depuis 1969. Les éprouvettes sont compactées aux dimensions de D = 102 mm et de H = 152 mm, et sont couvertes par les papiers cirés, entourées par du sable et mises dans le cabinet de gel (Figure I.39). La base de l'éprouvette est posée sur une pierre poreuse connectée avec l'approvisionnement de l'eau maintenue à 4°C. Les éprouvettes sont saturées à la température ambiante (4°C) pendant 24 h. Après la saturation, le cabinet de gel est mis dans la chambre de gel. Le système Peltier de refroidissement est mis en contact avec la plaque en cuivre au sommet de l'éprouvette. La thermistance mise entre la plaque en cuivre et la surface en haut de l'éprouvette est couplée avec la rétroaction du système Peltier pour assurer une température froide constante (erreur admissible ±0.1°C). L'éprouvette est refroidie uni-directionnellement de haut en bas à l'aide du système Peltier de refroidissement. La température à la surface supérieure de l'éprouvette est mise à -6°C. Le gonflement au gel du sol est mesuré après 10 jours de l'essai de gel. Le degré de sensibilité au gel du sol est déterminé en fonction du gonflement moyen de 3 éprouvettes. Les dispositifs de l'essai sont présentés dans la Figure I.40. Le critère de sensibilité au gel du sol pour l'essai TTRL est présenté dans le Tableau I.7.

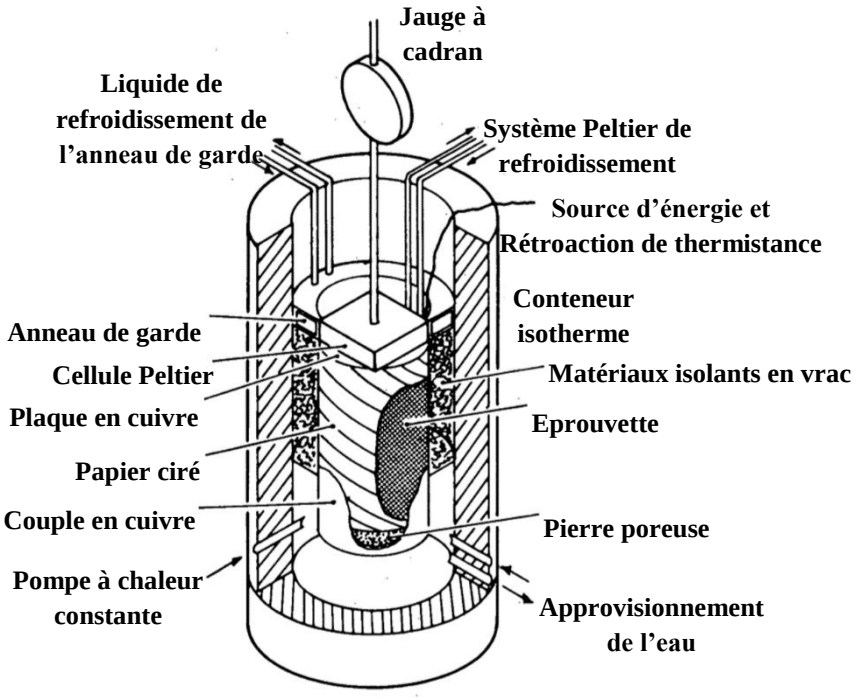
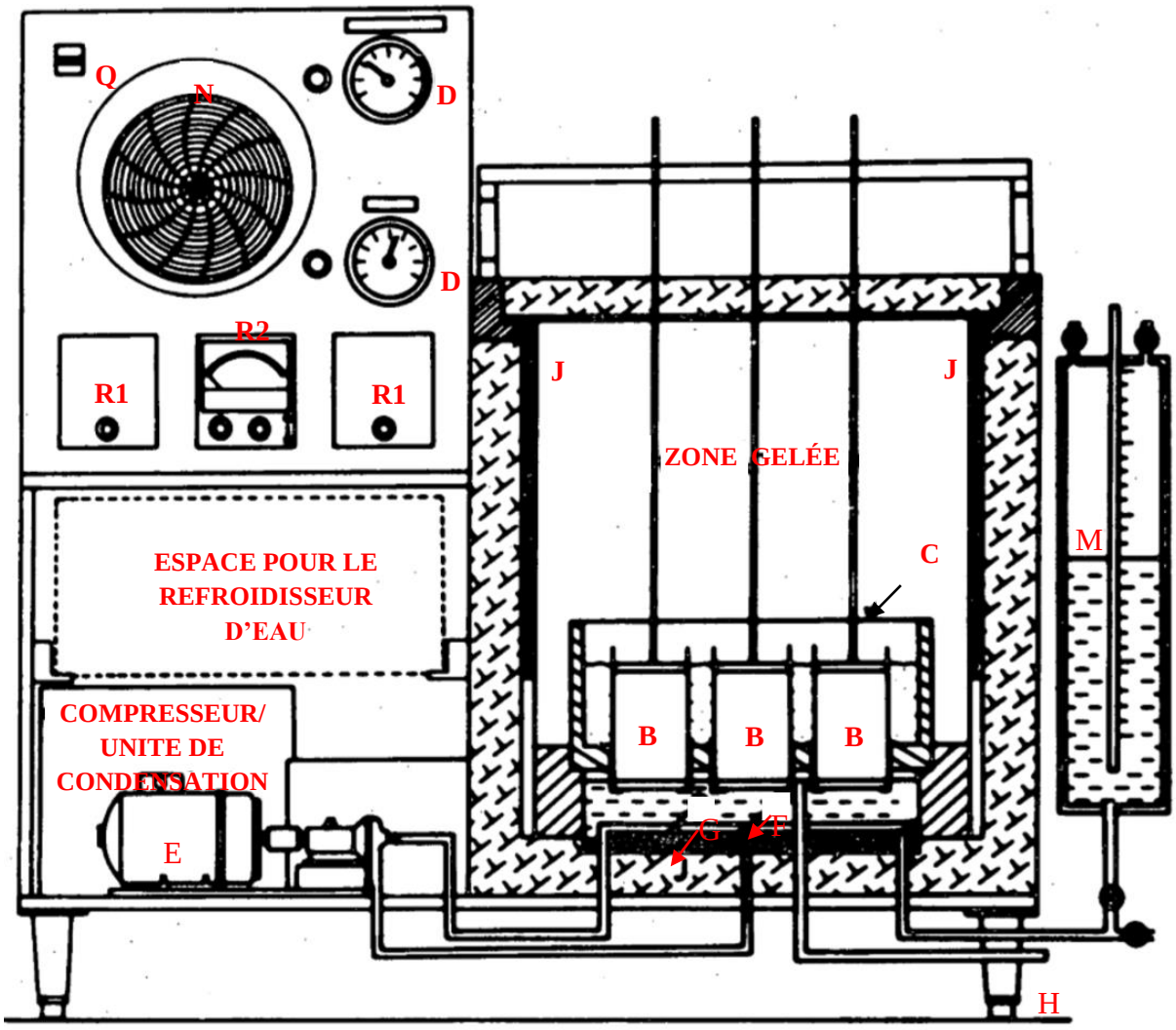


Figure I. 39: Cabinet de gel TTRL (Jones, 1980)



B: éprouvette ; C : cabinet de gel amovible ; D : indicateur de température ; E : pompe d'eau ; F : tube d'aspersion ; G : chauffage, H : débordement ; J : bobine de réfrigération ; M : récipient Mariotte ; N : enregistreur ; Q : chronomètre ; R1 : sélecteur de thermocouple ; R2 : thermocouple lecture

Figure I. 40:Dispositif de l'essai TTRL (Jones, 1980)

Tableau I. 8: Sensibilité au gel pour l'essai TTRL/SRU (Grande-Bretagne)

Sensibilité au gel	Gonflement (mm)
Faible	< 13
Moyenne	13-18
Forte	> 18

L'essai de gonflement au gel en Suisse est similaire à celui de TTRL (Fetz, 1981). Le dispositif de l'essai de gel en Suisse avec une cellule Peltier est présenté sur la Figure I.41. Les dimensions de l'éprouvette sont de 55 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur (dimensions du moule Proctor), ou de 152 mm de diamètre et de 127 mm de hauteur (dimensions du moule

CBR). L'éprouvette est compactée dans le moule Proctor ou le moule CBR et introduite ensuite dans le cabinet de gel. L'éprouvette est saturée à la température du cabinet de gel (4°C) pendant 4 jours. Par la suite, le cabinet de gel contenant des éprouvettes saturées est mis dans la chambre de gel. Pour l'essai de gonflement au gel, l'éprouvette est gelée uni-directionnellement de haut en bas en appliquant une température de l'air de -20°C au-dessus du sommet des éprouvettes et de +4°C à la base de l'éprouvette. Le gonflement au gel est contrôlé pendant le gel. La durée de l'essai de gonflement au gel est de 3 jours.

Le dispositif de l'essai de gel de Suisse est utilisé aussi pour l'essai de gel/dégel. Deux procédures sont prévues : procédure rapide et procédure lente. Avec la procédure rapide, le gel se fait pendant 6 h à une température de l'air de -20°C (avec circulation de l'air froid au-dessus du sommet des éprouvettes), et avec l'eau maintenue à +4°C à la base des éprouvettes. Le poinçonnement *CBR* est exécuté après le dégel d'une nuit du moule placé dans un sac plastique. La procédure rapide est appliquée pour des matériaux qui subissent des conditions hydrologiques et climatologiques peu sévères. Avec la procédure lente, la température de l'air T_a est progressivement abaissée de -2°C à -15°C sur une durée de 72 h (vitesse de propagation du front de gel dans l'éprouvette est environ 20 mm/jour). Le poinçonnement *CBR* est exécuté après un dégel de 24 h. Le *CBR* après le dégel est dénommée CBR_3 pour distinguer avec CBR_1 d'une éprouvette non-soumise aux cycles de gel/dégel et non soumise à l'imbibition dans l'eau de 4 jours comme dans l'essai *CBR* standard avec CBR_2 (coefficient de *CBR* standard). Pour ce type d'essais, aucun critère n'est disponible. Pourtant, la Suisse a adopté une norme tenant en compte l'essai de *CBR* après le dégel pour la qualification des matériaux des couches de fondation (Tableau I.9):

Tableau I. 9: Qualification des matériaux des couches de fondation routière en Suisse (Dysli, 1991)

Propriétés	**Grave I 1er choix**	**Grave II 2ème choix**
Grain maximum (mm)	20-63	20-100
Fraction < 0,02 mm (% masse)	≤ 3	≤ 10
Limite de liquidité (%)	-	≤ 25
Limite de plasticité (%)	-	≤ 6
CBR_2 et CBR_3 matériau roulé (%)	-	≥ 40
CBR_2 et CBR_3 matériau concassé (%)	-	≥ 80
CBR_2/CBR_1 et CBR_3/CBR_1	-	≥ 0,5

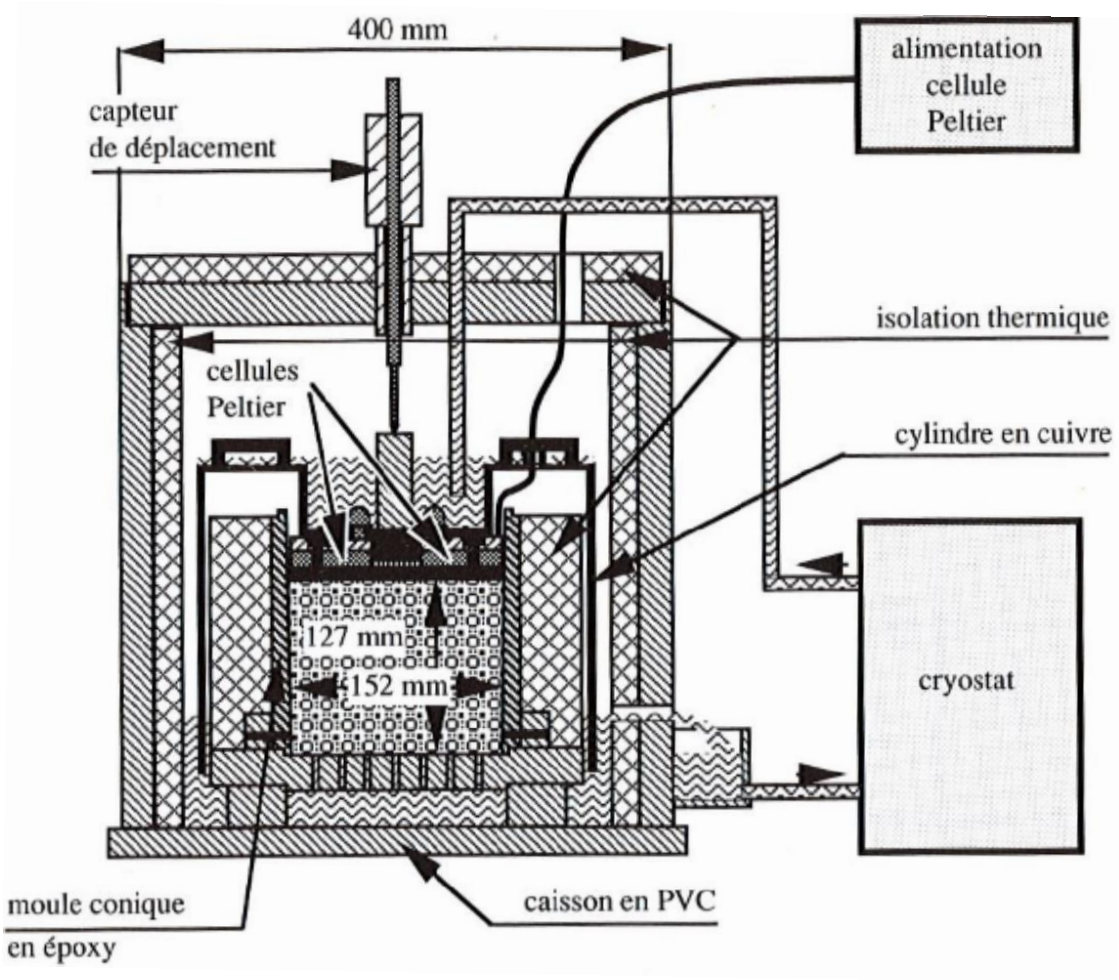


Figure I. 41: Dispositif d'essai de gel en Suisse avec une cellule Peltier (Dysli & Allenbach, 1988)

En France, la détermination de la sensibilité au gel est appréciée depuis 1970 par l'essai de gonflement au gel qui est réalisé notamment par les Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées. Cet essai a fait l'objet d'une norme AFNOR NF P 98-234-2 de janvier 1996, intitulée « Essais relatifs aux chaussées, Comportement au gel, Partie 2 : Essai de gonflement au gel des sols et des matériaux granulaires traités ou non de $D \leq 20$ mm». Le détail de l'essai sera présenté dans le chapitre II, sachant que cet essai a été réalisé dans la présente étude.

L'essai de gel de l'UNH a été développé par Zoller (1973). Le dispositif de l'essai est présenté sur la Figure I.42. L'éprouvette (D = 137, H = 152) est compacté dans le moule de gel composé de 7 bagues en plexiglass. Le moule est ensuite mis dans un cylindre en carton. La base de l'éprouvette se situe sur une pierre poreuse en contact avec une source d'eau à température constante. Le système Peltier est placé sur une plaque de refrodissement au sommet de l'éprouvette. L'éprouvette est tout d'abord saturé pendant 16 h par l'augmentation du niveau hydraustatique au sommet de l'éprouvette. Pendant la saturation, l'éprouvette est refroidie à une température de 1°C. Par la suite, le niveau d'eau est diminué à 0,5 in au-dessus de la base

de l'éprouvette. L'éprouvette est ensuite gelée de haut en bas avec le flux de chaleur contant égal à 675 W/m^2. A ce flux de chaleur la température du côté froide atteint une valeur stable de -4°C. Le gonflement est mesuré pendant 12 h. Finalement, la vitesse moyenne de gonflement est déterminée. Le Tableau I.10 nous donne le critère de sensibilité au gel par l'essai de UNH.

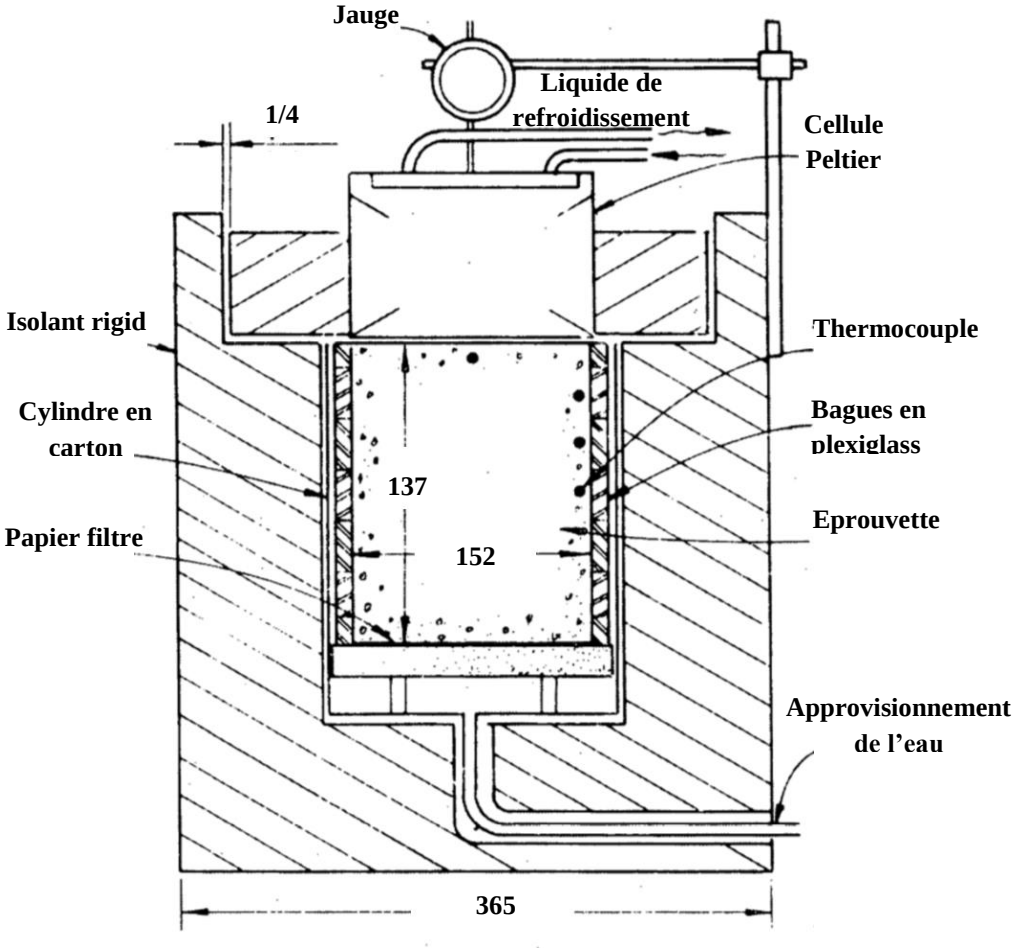


Figure I. 42: Dispositif de l'essai de gel de l'UNH (Zoller , 1973)

Tableau I. 10: Sensibilité au gel pour l'essai de l'UNH (Dysli, 1991)

Sensibilité au gel	Vitesse moyenne de gonflement (mm/jour)
Négligéable	< 6,5
Très faible	6,5-8,0
Faible	8,0-10,3
Moyenne	10,3-13,0
Forte	13,0-15,0
Très forte	> 15,0

Le dispositif de l'essai de VTI est présenté sur la Figure I.43. L'éprouvette compactée à D = 113 et à H = 200 est saturée par la remontée capillaire pendant 1 à 10 jours. Elle est ensuite gelée par l'eau refroidie de bas en haut à un flux de chaleur constant de 490 W/m^2 à l'aide d'une cellule Peltier. Pendant le gel, le sommet de l'éprouvette est en contact avec la source d'eau. Le critère de sensibilité au gel n'est pas encore disponible.

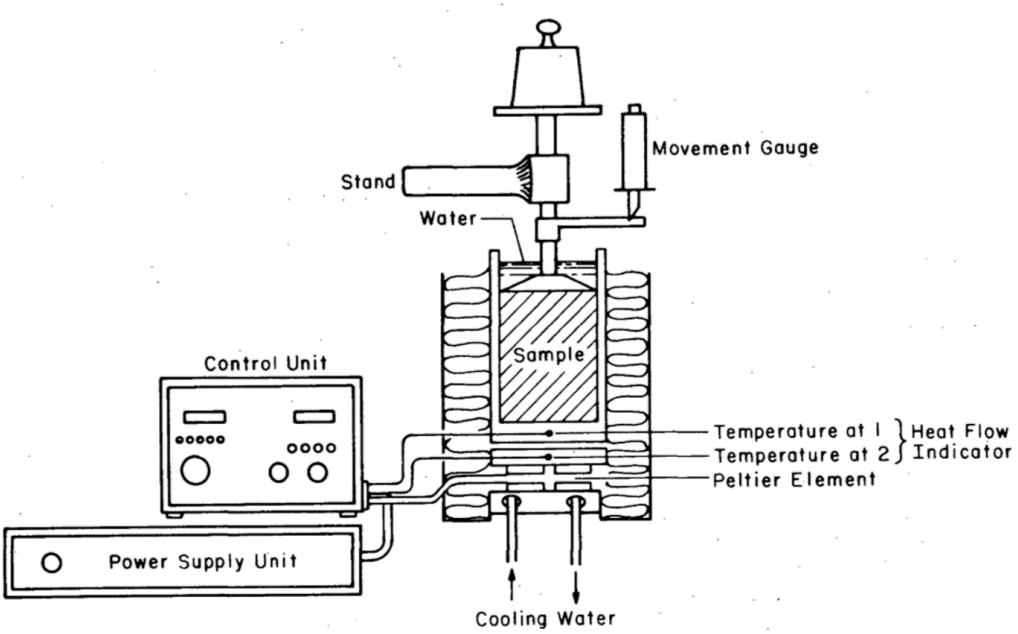


Figure I. 43: Dispositif de l'essai de gel de l'UNH (Stenberg & Freden, 1980)

I.5.5. Les travaux menés en France et le seuil empirique de la résistance au gel des sols traités à la chaux (GTS)

En France, les études sur le phénomène de gel dans le sol ont commencé après deux périodes hivernales rigoureuses en 1955/56 et 1962/63. Au cours des années 1965 à 1970, le LCPC et le laboratoire d'Aérothermie du CNRS ont mené des recherches théoriques et expérimentales qui ont abouti à une méthode d'essai permettant d'étudier les phénomènes physiques impliqués dans la congélation des sols in-situ. Cette méthode d'essai est appliquée par le Réseau Scientifique et Technique de l'Equipement depuis 1970 (Livet, 1981), et a fait l'objet d'une Norme AFNOR NF P 98-234 de Janvier 1996. L'objectif de la méthode est de déterminer la courbe de gonflement de l'éprouvette au gel, en termes de l'indice de gel qui est la racine carrée du produit de la température et de la durée de l'essai. On trace ensuite la pente de géligonflement sur la partie linéaire de la courbe. Le critère de gel est présenté dans le chapitre II. Cette méthode constitue le référentiel utilisé dans les méthodes de dimensionnement des structures de chaussées au gel.

Dès la fin des années 70s, la méthode est appliquée pour évaluer la sensibilité au gel des matériaux traités aux liants hydrauliques. Les premiers travaux ont été réalisés en 1978 au

Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Nancy, sur un limon de Caen de classe A1 selon le GTR. On a identifié une sensibilité au gel du sol à l'état naturel classée en SGt (pente de géligonflement = 0,8 ($mm/\sqrt{°C.h}$). Différents traitements (chaux, ciment, chaux + ciment, chaux + laitier) et dosages ont été testés. Des corrélations ont été établies entre les traitements et les résistances mécaniques (R_{tb}, R_c) sur ce matériau. De 1976 à 1983, les LRPC de Nancy et de Clermont-Ferrand ont lancé des études similaires sur les matériaux variés: argile, limon, grave calcaire, craie (A1, A2, A3, B1, B5, B6, etc.) traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques. En se basant sur ces résultats, une corrélation entre la résistance mécanique (R_{tb} et R_c) et la pente de géligonflement a été proposée (Figures I.44 et I.45), ce qui a permis de définir le seuil empirique de la résistance au gel du sol traité à la chaux, comme décrit le GTS (2000).

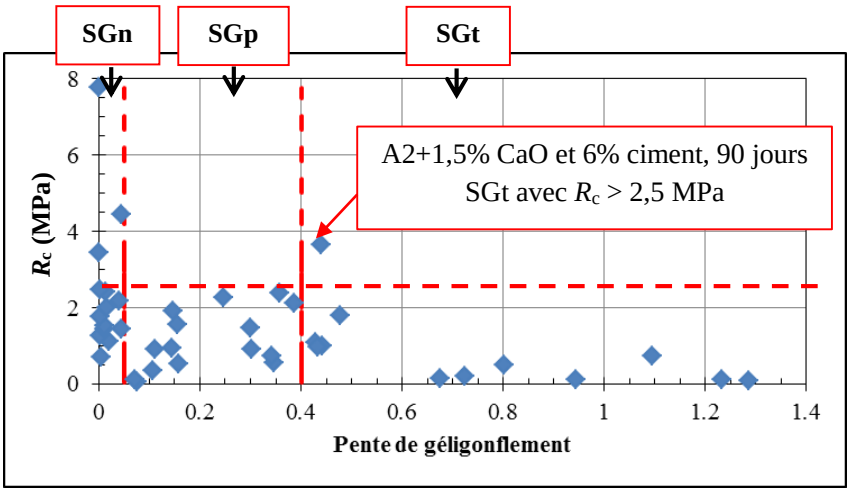


Figure I. 44: Corrélation entre R_c et la pente de géligonflement des sols A1, A2, B5, B6 traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (LRPC, 1994)

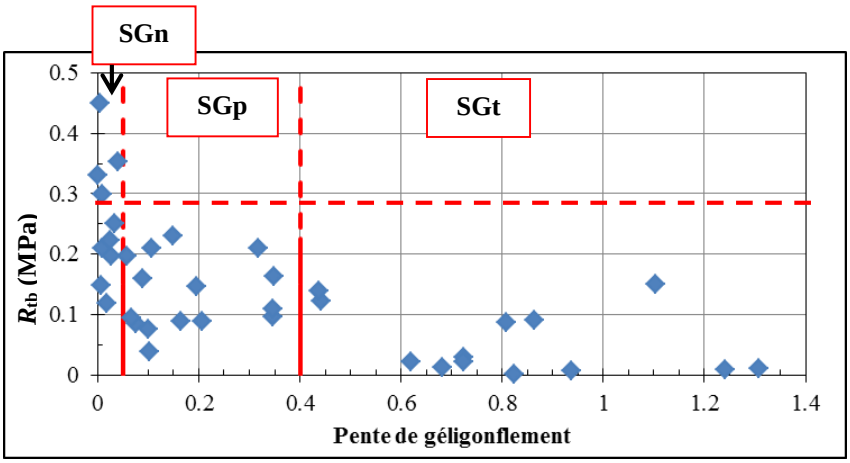


Figure I. 45: Corrélation entre R_{tb} et la pente de géligonflement des sols A1, A2, B5, B6 traités à la chaux et ou/aux liants hydrauliques (LRPC, 1994)

Les résultats montrent que les sols traités sont dans presque tous les cas non gélifs quand $R_c \geq 2{,}5$ MPa ou $R_{tb} \geq 0{,}25$ MPa étaient dans tous les cas non gélifs (il y a un point exceptionnel qui montre que le sol est très gélif malgré $R_c > 2{,}5$ MPa). En se basant sur ces résultats, un critère empirique de sensibilité au gel a été proposé dans le GTS (2000). Ce critère énonce que la résistance à la compression simple du sol traité à la chaux seule au moment d'apparition possible du gel, R_c doit être supérieure ou égale à 2,5 MPa.

Quelques autres conclusions pourraient être ressorties à partir de ces résultats :

- Les sols A1, A2, B5, B6 sont non-gélifs au jeune âge (vers 28 jours) à partir d'un dosage de l'ordre de 3% à 4% de chaux (Puiatti, 2005).
- Pour les sols A3 et A4, il semble que les dosages nécessaires pour atteindre la non-gélivité soient supérieurs aux dosages pratiques (de l'ordre de 6%) (Puiatti, 2005).
- Dans certains cas, le sol est non gélif bien que $R_c < 2{,}5$ MPa (Figure I.44).
- Le niveau de résistance mécanique est un critère plutôt sécuritaire, mais n'est pas représentatif dans l'absolu de la sensibilité au gel du sol traité à la chaux. Afin d'apprécier le comportement de géligonflement, il est nécessaire de connaître le vrai mécanisme du phénomène de gel dans le sol traité à la chaux, et de maîtriser les propriétés des matériaux qui y sont réellement liées.

I.6. Conclusion

Ce chapitre a tout d'abord passé en revue le contexte général du traitement à la chaux dans le domaine géotechnique. L'ensemble des mécanismes physico-chimiques engendrés par l'ajout de la chaux dans des sols a été présenté. Ensuite, les connaissances actuelles sur les effets du traitement à court terme (modification) et à long terme (stabilisation) sur les caractéristiques des sols ont été synthétisées. Les modifications à court terme des caractéristiques géotechniques (limites d'Atterberg, références de compactage) et l'évolution à long terme des performances mécaniques (la résistance à la compression simple, la résistance au cisaillement) ont été bien analysées dans les études antérieures. Cependant, l'évolution de la microstructure, du comportement hydraulique et l'analyse du couplage entre la microstructure et les comportements mécaniques et hydrauliques des sols traités restent peu étudiés.

Les études réalisées jusqu'à présent mettent en évidence les phénomènes de gel dans les sols : le géligonflement et la gélifraction. Ces recherches ont démontré que la cryosuccion est le moteur principal dans le phénomène de géligonflement, et que l'endommagement dû à la gélifraction (succession de cycles de gel/dégel) est gouverné à la fois par la dessiccation et par la migration d'eau. Plusieurs études expérimentales et théoriques ont été réalisées sur le

géligonflement, aboutissant à certains critères de la sensibilité au gel. Cependant, les vrais mécanismes de géligonflement dans le sol sont encore matières à débattre. Par rapport aux études du géligonflement, les études de la gélifraction des sols apparaissent encore plus limitées.

Les phénomènes de gel dans le sol sont étudiés depuis deux siècles. Cependant, il y a peu d'études concernant le comportement au gel des sols traités à la chaux. Actuellement en France et en Belgique, le critère empirique cité dans le GTS (2000) est pratiqué pour évaluer la sensibilité au gel des sols traités à la chaux : le sol traité doit avoir une valeur minimale de la résistance à la compression simple ($R_c \geq 2{,}5$ MPa), pour résister au gel. Dans la littérature, il n'existe pas encore une étude complète de la sensibilité au gel des sols traités à la chaux. Quant à la gélifraction, il n'existe pas encore une Norme pour évaluer la gélivité des sols traités à la chaux. La préNorme prCEN TS 13286-54 pour évaluer la gélivité des sols traités, qui est inspirée de la norme européenne EN 1367-1 sur la résistance au gel des granulats, est en cours d'élaboration au sein du CEN TC 227 WG4 TG3/4 N17.

Dans le cadre du présent travail, une étude approfondie est réalisée pour mieux comprendre les mécanismes fondamentaux des phénomènes du géligonflement et de la gélifraction pour les sols non-traités et traités à la chaux, en réalisant différents essais sur différents sols. L'effet du traitement sur les performances mécaniques, les propriétés hydrauliques et l'évolution de la microstructures sera étudié pour interpréter les résultats des essais de gel.

CHAPITRE II. TECHNIQUES EXPERIMENTALES

Dans cette étude, différents essais ont été effectués pour étudier la stabilisation des sols traités à la chaux et leur comportement au gel. Les essais réalisés sont divisés en trois groupes :

1) Essais de caractérisation : caractérisation géotechnique, caractérisation des éléments chimique et détermination des dosages en chaux utilisés. Les essais de caractérisation géotechnique comportent l'essai de granulométrie, l'essai de détermination de l'argilosité, l'essai de détermination des limites d'Atterberg, l'essai de détermination des références de compactage telles que les courbes Proctor à énergie normale, les courbes de l'indice portant immédiat, et l'indice portant Californien *CBR* après 4 jours d'immersion. La diffraction aux rayons X est appliquée pour analyser des minéralogies du sol. La Fluorescence X est appliquée pour déterminer les éléments chimiques du sol. L'essai de détermination du point de fixation de la chaux (*PFC*) est utilisé pour déterminer des dosages en chaux. L'essai d'aptitude pour prévenir le gonflement des sols traités à cause de l'apparition d'ettringite expansive.

2) Essais pour étudier la stabilisation à moyen et à long terme : les essais mécaniques tels que l'essai de compression simple (R_c), l'essai de traction Brésilienne (R_{tb}, E_{tb}), l'essai de détermination du module de cisaillement maximal (G_{max}) et du module d'élasticité dynamique (E_0) ont été réalisés pour analyser l'évolution des performances mécaniques des sols traités à la chaux. Des analyses de microstructure (porosimétrie au mercure) ont été réalisées en parallèle pour évaluer l'effet du traitement sur la microstructure du sol. De plus, les essais de caractérisations hydrauliques ont été effectués : les essais de conductivité hydraulique à l'état saturé (k_{sat}) et à l'état non-saturé (k_{unsat}), l'essai de capacité de rétention d'eau. Les analyses de la microstructure par la porosimétrie au mercure sont aussi effectuées permettant d'une part d'apprécier les microstructures à différents états du sol, et d'autre part de déterminer de façon indirecte les conductivités hydrauliques du sol. Les propriétés hydrauliques seront utilisées pour interpréter le comportement du sol au gel plus tard.

3) Essais pour étudier les comportements au gel. Deux groups d'essais correspondant à deux phénomènes de gel dans le sol sont concernés: phénomène de gélifraction et phénomène de géligonflement. Pour la gélivité à la gélifraction du sol, les essais des cycles de gel/dégel ont été réalisés. Ensuite, les dégradations du sol dues à ce phénomène ont été étudiées en recourant à la technique µ-Tomographie X. Pour la sensibilité au géligonflement du sol, l'essai de géligonflement a été réalisé.

La technique de préparation des sols non-traités et traités à la chaux pour ces essais est également détaillée dans ce chapitre.

II.1. Préparation des sols

II.1.1. Ajustement de la teneur en eau pour la confection des échantillons de sols non traités

L'étape la plus importante dans la préparation des matériaux destinés à la confection des éprouvettes est l'ajustement de la teneur en eau à une valeur désirée. On définit deux valeurs de teneur en eau : w_1 % est la teneur en eau initiale, w_2 % est la teneur en eau visée. On commence par prélever une quantité m de l'échantillon de sol et la mettre dans une boîte. On étale ensuite bien la surface de l'échantillon du sol. En comparant les deux valeurs de teneur en eau, on distingue deux cas d'ajustement:

Lorsque w_2 % > w_1 %, on veut obtenir une valeur supérieure à celle initiale. Dans ce cas, on doit ajouter une quantité d'eau m_{eau} dans l'échantillon de sol afin de parvenir à la teneur en eau visée:

$$m_{eau} = \left[\frac{w_2}{100}\cdot\left(\frac{m}{1+\frac{w_1}{100}}\right)\right] - \left[\frac{w_1}{100}\cdot\left(\frac{m}{1+\frac{w_1}{100}}\right)\right] \qquad \textit{(II. 1)}$$

On asperge uniformément la quantité m_{eau} sur la surface de l'échantillon dans la boîte à l'aide d'une pissette.

Lorsque w_2 % < w_1 %, on veut obtenir une valeur inférieure à celle initiale. Dans ce cas, on laisse le sol se sécher à l'air jusqu'à l'obtention de la teneur en eau égale ou inférieure à celle visée. Puis, on procèdera une humidification légère si nécessaire pour attendre la teneur en eau visée. Le séchage à l'étuve est proscrit afin de préserver la microstructure du sol.

Après l'ajustement, la boîte est fermée, le sol est conservé dans la condition hermétique durant un temps en fonction de l'argilosité du sol pour parfaire l'homogénéité de la répartition d'eau et éviter la dessiccation (NF P 94–093): en général, la durée d'homogénéisation est égale à 1 nuit ; dans le cas des matériaux plus argileux, elle dure 1 à 2 jours.

II.1.2. Ajustement de la teneur en eau du sol et malaxage du sol avec de la chaux pour la confection de l'échantillon de sol traité

Dans ce cas, il faut distinguer les 3 valeurs de teneur en eau : w_1 % est la teneur en eau au début du sol prélevé, w_2 % est la teneur en eau de préparation avant l'ajout de la chaux dans le sol, w_3 % est la teneur en eau visée après le traitement à la chaux et le malaxage. On remarque que dans la condition de laboratoire, un traitement à x % de chaux vive provoque la réduction d'approximativement x % de la teneur en eau du sol (w_3 % = w_2 % - x %).

L'ajustement de la teneur en eau de l'échantillon du sol de w_1 % à w_2 % est effectué comme dans le cas du sol non traité. Après une durée d'homogénéisation du sol dans la boîte hermétique, on procède au malaxage du sol et de la chaux. La quantité de chaux ajoutée m_{CaO} est déterminée selon l'équation II.2:

$$m_{CaO} = \frac{C}{100}\left(\frac{m}{1+\frac{w_1}{100}}\right) \qquad \textbf{(II. 2)}$$

où :

C (%) : dosage en chaux,

m: masse initial du sol.

Le matériau humidifié à w_2 % est réparti dans le bol du cutter Hobart. On saupoudre la totalité de chaux vive nécessaire au traitement sur le matériau. Le malaxage se déroule en 2 phases: un malaxage lent (vitesse 1) durant moins d'une minute, suivi d'un malaxage rapide (vitesse 2) durant 2 minutes. On utilise une barre ou une règle métallique pour faciliter la dispersion de l'échantillon. L'échantillon traité est versé dans une boîte et laissé reposer durant approximativement une heure avant le compactage. Le compactage doit être effectué entre 1 h à 1,5 h après la fin du malaxage.

a. Prélèvement du sol

b. Humidification du sol

c. Séchage à l'air

d. Répartition du sol dans le bol du malaxeur

e. Saupoudrage de la chaux

f. Sol traité après le malaxage

Figure II. 1: Préparation du sol traité

II.2. Essais de caractérisations

II.2.1. Essais de caractérisation géotechnique et chimique

Le Tableau II.1 regroupe les essais de caractérisation géotechnique du sol et les Normes correspondantes. L'essai de la Fluorescence X pour déterminer les éléments chimiques n'est pas détaillé ici.

Tableau II. 1: Les essais de caractérisation géotechnique du sol

No	Essai	Norme
1	Granulométrie par la méthode de tamisage à sec après lavage pour les éléments supérieurs à 80 µm	NF P94-056
2	Détermination la valeur de bleu de méthylène (VBS) pour évaluer l'argilosité	NF P 94-068
3	Détermination des limites d'Atterberg et de l'indice de plasticité	NF P 94-051
4	Détermination de la courbe Protor Normal	NF P 94-093
5	Détermination de la courbe de l'IPI et de CBR après 4 jours de l'immergion	NF P 94-078
6	Essai d'aptitude du sol au traitement	NF P 94-100
7	Fluorescence X pour déterminer les éléments chimiques	

II.2.2. Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X (DRX)

La diffraction aux rayons X permet la détermination les phases minérales micro et polycristallines des matériaux. Cette méthode n'est applicable qu'à des matériaux composés d'un nombre relativement important de cristaux aux orientations non préférentielles (céramiques, roches et monocristaux). C'est une méthode essentielle dans l'identification des assemblages argileux complexes.

La méthode repose sur le fait que l'état cristallin est caractérisé par la répartition tripériodique dans l'espace d'un motif atomique. Cette répartition ordonnée constitue des plans parallèles et équidistants que l'on nomme plans réticulaires {h,k,l}. La distance inter-réticulaire, notée *d*, est constante, caractéristique du cristal et peut être calculée grâce à la diffraction aux rayons X. Chaque famille argileuse sera donc caractérisée par sa valeur de *d*.

Les échantillons sont préparés avec la méthode de sédimentation sur lame de verre (Moore et Reynolds, 1989) (Figure II.2). Cette préparation permet d'orienter au maximum les minéraux argileux de façon à renforcer leur réflexion principale liée aux plans (001).

Figure II. 2: Méthode de sédimentation sur lame de verre

Dans un mélange argileux naturel, les réflexions sont visibles jusqu'à l'ordre 3 : *d*, $\frac{d}{1}$ (n = 1), $\frac{d}{2}$ (n = 2), $\frac{d}{3}$ (n = 3). Quelques exemples de minéraux argileux sont donnés ci-dessous:

- Illite : *d* = 10 Å, $\frac{d}{2} = 5$ Å, $\frac{d}{3} = 3.3$ Å
- Chlorite : *d* = 14 Å, $\frac{d}{2} = 7$ Å, $\frac{d}{3} = 4.7$ Å, $\frac{d}{4} = 3.5$Å
- Smectite : *d* = 17 Å, $\frac{d}{2} = 7$ Å, $\frac{d}{3} = 5$ Å
- Vermiculite : *d* = 14 Å

Pour dissocier les minéraux, on enregistre, pour un même échantillon, trois diffractogrammes obtenus dans des conditions expérimentales différentes : le diffractogramme à l'état naturel (N), le diffractogramme après solvatation (EG) pour lequel l'échantillon est placé en atmosphère saturée en éthylène glycol, et le diffractogramme (H) obtenu après chauffage pendant 5 h à 500°C. Suivant leur nature, les argiles réagissent différemment à ces traitements successifs : elles gonflent plus ou moins lors de l'adsorption d'éthylène glycol entre les feuillets et résistent plus ou moins au chauffage à 500°C. Le diffractomètre utilisé au laboratoire de Lhoist R&D à Nivelles est un Bruker D8 Advance avec un détecteur LynxEye Detector.

II.2.3. Détermination des dosages en chaux

Dans nos études, les trois dosages en chaux choisis correspondent à trois objectifs : i) amélioration, ii) stabilisation et insensibilité à l'eau, iii) stabilisation et résistance au gel. Le dosage minimal correspondant à l'objectif d'amélioration est déterminé selon le critère de l'indice portant immédiat (*IPI*) d'après le GTS pour la réalisation des remblais. Ce critère pour le sol A1 traité définit une valeur *IPI* comprise entre 10 et 20, pour le sol A2 traité une valeur *IPI* comprise entre 7 et 15, pour le sol A3 traité une valeur *IPI* comprise entre 5 et 10. Le dosage intermédiaire, correspondant à l'objectif de stabilisation et d'insensibilité à l'eau, est choisi pour satisfaire le critère *IPI* > 20 et un rapport $CBR_{4j\ immersion}$ / *IPI* ≥ 1. Quant au dosage en chaux le plus élevé, correspondant à l'objectif de stabilisation et de résistance au gel, il est défini en se basant sur le dosage en chaux intermédiaire. Un dosage supérieur au dosage intermédiaire est choisi pour étudier la résistance au gel.

Le point de fixation de la chaux (*PFC*), proposé par Hilt et Davidson (1960), est le paramètre permettant d'estimer le dosage en chaux de transition entre l'amélioration et la stabilisation. Il

correspond au dosage en chaux au de-là duquel on n'observe plus de changement de limite de plasticité. Lorsque le dosage de chaux excède ce seuil, la chaux est adsorbée par les minéraux argileux et devient disponible pour les réactions pouzzolaniques. Le *PFC* est déterminé par l'essai de mesure de *pH* du mélange de sol-chaux décrit dans la Norme ASTM D6276-99a dont l'origine est l'étude d'Eades et Grim (1996). Cette méthode permet de déterminer le dosage en chaux minimal pour que le mélange du sol-chaux atteigne un niveau de *pH* égal à 12,4. A partir de cette valeur de *pH*, la chaux additionnelle est supposée d'être disponible et mobilisable pour le développement des réactions pouzzolaniques. La Figure II.3 présente un exemple de l'utilisation de *PFC* pour la détermination du dosage en chaux (Marrot, 2010). Dans ce résultat, les valeurs de *PFC* des sols A1 et A4 sont égales à 3,6, et 6,3 % massique respectivement, et ces dosages correspondent à la transition entre l'amélioration et la stabilisation des sols A1 et A4 traités.

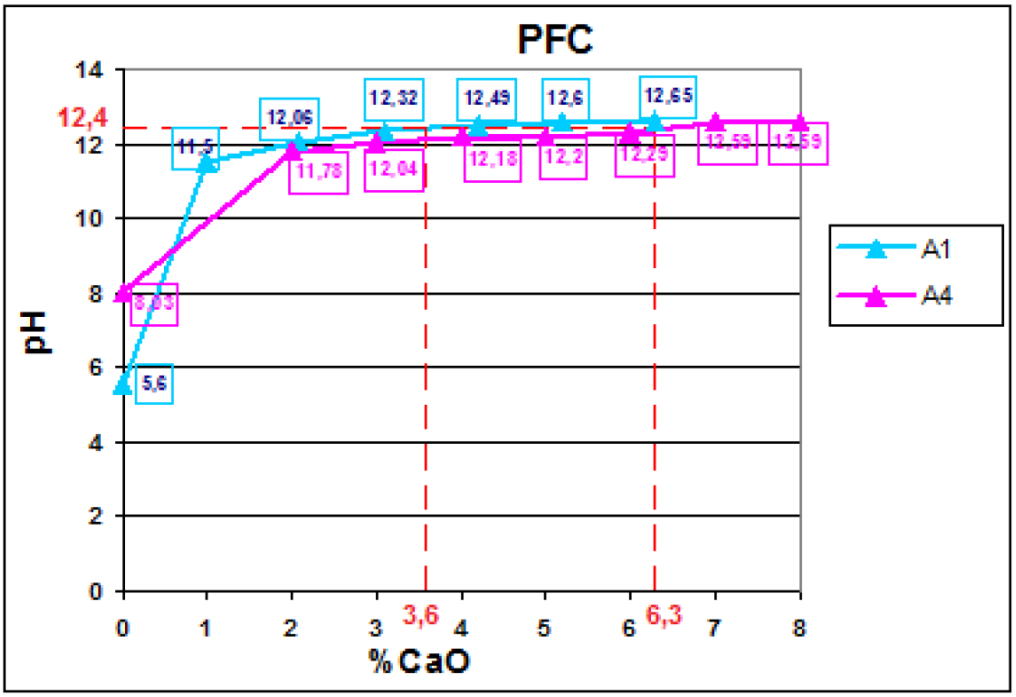


Figure II. 3: Détermination du PFC (Marrot, 2010)

II.3. Détermination des performances mécaniques

II.3.1. Essai de compression simple

L'essai de compression simple se fait selon la norme NF EN 13286-41. Il consiste à soumettre l'éprouvette à une force axiale jusqu'à la rupture. La résistance à la compression simple R_c est définie comme la contrainte mesurée à la rupture. L'appareillage utilisé pour cet essai est une presse FONT FM 250 GmbH qui répond aux critères de la norme NF EN 13286-41.

Les éprouvettes de sol naturel ou de sol traité sont placées entre les deux plateaux parallèles de la presse. L'axe de l'éprouvette est orthogonal aux plateaux. La force est appliquée ensuite de

manière continue et uniforme sans choc (150 N/s), de sorte que la rupture soit atteinte dans un délai de 30 à 60 secondes après le début du chargement. La force maximale subie par l'éprouvette est enregistrée. La résistance à la compression simple est calculée ensuite selon l'équation suivante:

$$R_c = \frac{F}{A_c} \qquad \textbf{(II. 3)}$$

où :

R_c (N/mm^2 ou MPa): résistance à la compression simple,

F (N): force maximale sur l'éprouvette,

A_c (mm^2) : aire de la section transversale de l'éprouvette.

L'essai de compression simple est effectué sur trois éprouvettes au minimum. La résistance à la compression simple d'un échantillon est la moyenne arithmétique des valeurs obtenues.

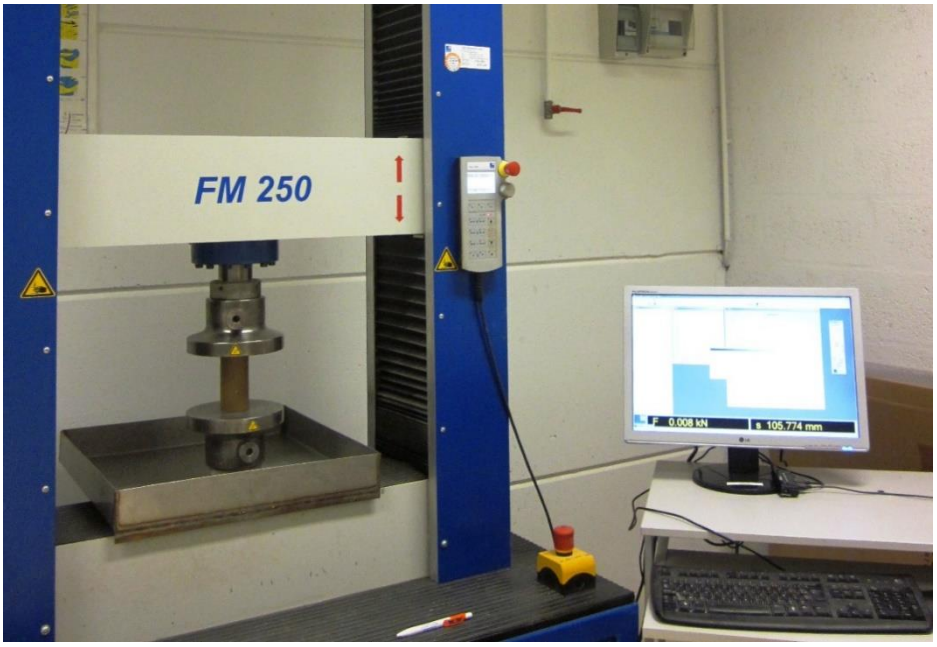


Figure II. 4: Dispositifs expérimentaux de l'essai de compression simple

II.3.2. Essai de compression diamétrale

L'essai de compression diamétrale (appelé également traction indirecte ou traction Brésilienne) est réalisé selon la norme NF EN 13286-42. Une force de compression est appliquée le long de deux génératrices opposées de l'éprouvette jusqu'à l'apparition de la rupture. Des contraintes de traction sont induites dans la direction diamétrale orthogonale à la charge et sont maximales au

centre de l'éprouvette. La résistance à la traction Brésilienne (ou la résistance à la compression diamétrale) est calculée en se basant sur la force à la rupture.

Les éprouvettes de sol naturel ou de sol traité sont placées dans le système extensométrique selon les critères définis dans la norme NF EN 13286-42. On place ce système d'étriers dans un plan perpendiculaire à l'axe de la charge au centre du plateau de la presse. On ajuste la hauteur des plateaux de manière à obtenir le contact avec le système (Figure II.5). Le principe de l'essai est présenté dans la Figure II.6. La force, F est appliquée ensuite de manière continue et uniforme sans choc (150 N/s), de façon à appliquer une contrainte inférieure à 0,2 MPa par seconde. La force maximale subie par l'éprouvette est enregistrée. La résistance à la traction Brésilienne est calculée ensuite selon l'équation suivante :

$$R_{tb} = \frac{2F_r}{\pi HD} \qquad \textbf{(II. 4)}$$

où :

R_{tb} : résistance à la traction Brésilienne (N/mm^2 ou MPa),

F_r : force maximale sur l'éprouvette (N),

H : longueur de l'éprouvette (mm),

D : diamètre de l'éprouvette (mm).

L'essai de compression diamétrale est effectué sur deux éprouvettes. La résistance à la traction Brésilienne pour un échantillon est la moyenne arithmétique des deux valeurs obtenues.

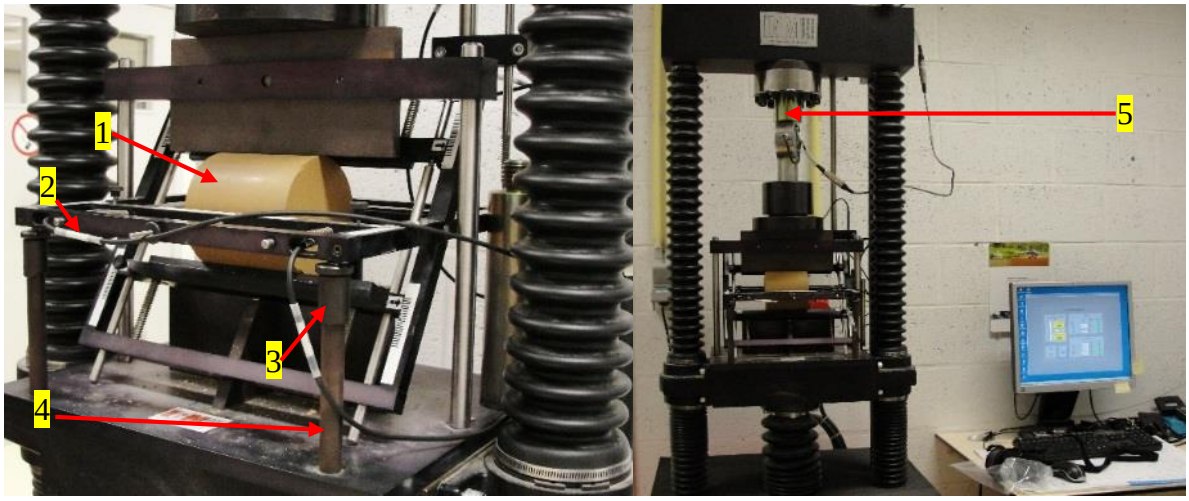


Figure II. 5 : Dispositifs expérimentaux de l'essai de compression diamétrale (à gauche - extensomètre de mesure du diamètre horizontal, à droite - la presse) – (1-Eprouvette, 2-capteur de déplacement, 3-vis, 4-bâti, 5-presse)

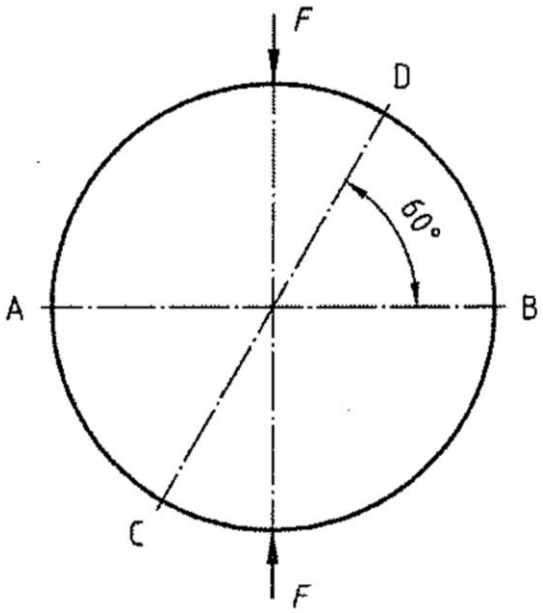


Figure II. 6: Schéma de principe de l'essai : AB – diamètre horizontal, CD – diamètre incliné à 60°

A partir des résultats de l'essai de compression diamétrale, le coefficient de Poisson du matériau est calculé selon l'équation II.5, dès lors le module d'élasticité sécant à 30% de la résistance à la traction Brésilienne E_{tb} est déterminé selon l'équation II.7 (NF EN 13286-43).

$$\boldsymbol{\nu = \frac{1+0{,}4\Xi}{1{,}73-1{,}07\Xi}} \qquad \textbf{(II. 5)}$$

où :

ν : coefficient de Poisson.

Ξ est calculé selon l'équation II.6 :

$$\boldsymbol{\Xi = \frac{\Delta\phi_{60}}{\Delta\phi_0}} \qquad \textbf{(II. 6)}$$

$\Delta\Phi_0$ (mm): allongement du diamètre horizontal de l'éprouvette correspondant à 0,3 F_r,

$\Delta\Phi_{60}$ (mm) : raccourcissement du diamètre incliné de 60° par rapport à l'horizontale de l'éprouvette correspondant à 0,3 F_r,

F_r (N): force appliquée sur la génératrice de l'éprouvette au moment de la rupture.

$$\boldsymbol{E_{tb} = (0{,}273 + \nu + 0{,}276\nu^2) \times \frac{0{,}3F_r}{h} \times \frac{1}{\Delta\Phi_0}} \qquad \textbf{(II. 7)}$$

h (mm): hauteur de l'éprouvette,

E_{tb} : module d'élasticité sécant à 30% de la résistance à la traction Brésilienne.

II.3.3. Essai de détermination de G_{max} en utilisant des capteurs piézo-électriques

Le module de cisaillement à petite déformation, aussi appelé module de cisaillement maximal G_{max} est un paramètre fondamental dans de nombreuses analyses statiques et dynamiques (Richart et al., 1970). Plusieurs techniques de laboratoire ont été développées pour le mesurer directement, comme la technique de la colonne de torsion de résonance et la technique de cisaillement de torsion cyclique (ASTM D 4015-87, 1992; Isenhower et al., 1987). Dans ces essais, le module de cisaillement maximal est mesuré à une déformation généralement inférieure à 0,001%. Dans cette gamme de déformations, les termes "élastique", "linéaire" ou "petite déformation" sont généralement utilisés pour décrire les mesures et les résultats. Une autre technique est basée sur l'utilisation des éléments piézo-électriques. Elle a été utilisée pour la première fois pour mesurer la vitesse des ondes S du sol par Lawrence (1963). Actuellement, cette méthode non-destructive est largement utilisée en laboratoire pour déterminer le G_{max} (Brignoli et al., 1996 ; Chan, 2010 ; Tang et al., 2011). Dans cet essai, deux éléments piézo-électriques sont utilisés : l'un à la base supérieure qui agit comme l'émetteur qui émet des ondes de cisaillement et l'autre, à la base inférieure, qui agit comme un récepteur. Les ondes ayant traversé le matériau sont captées. Les deux éléments piézo-électriques sont connectés au poste de contrôle et d'acquisition des données. Le dispositif expérimental des éléments piézo-électriques est présenté sur la Figure II.7:

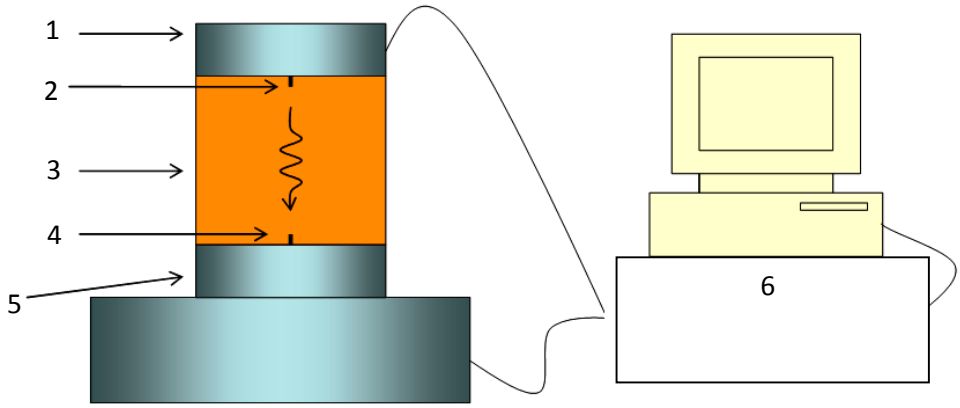


Figure II. 7: Dispositifs expérimentaux des capteurs piézo-électriques pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement (1-base supérieure, 2-éméteur de l'onde de cisaillement, 3-éprouvette, 4-récepteur de l'onde de cisaillement, 5-base inférieure, 6-générateur de signaux et système d'acquisition des données)

Le signal sinusoïdal déclenché est transmis à l'émetteur et la réponse du signal est enregistrée à la base inférieure. La Figure II.8 illustre la réponse d'enregistrement Δt (ms) en utilisant les éléments piézo-électriques : la distance parcourue par l'onde est égale à la hauteur de l'échantillon diminuée des épaisseurs d'encastrement de l'émetteur et du récepteur dans l'échantillon de sol.

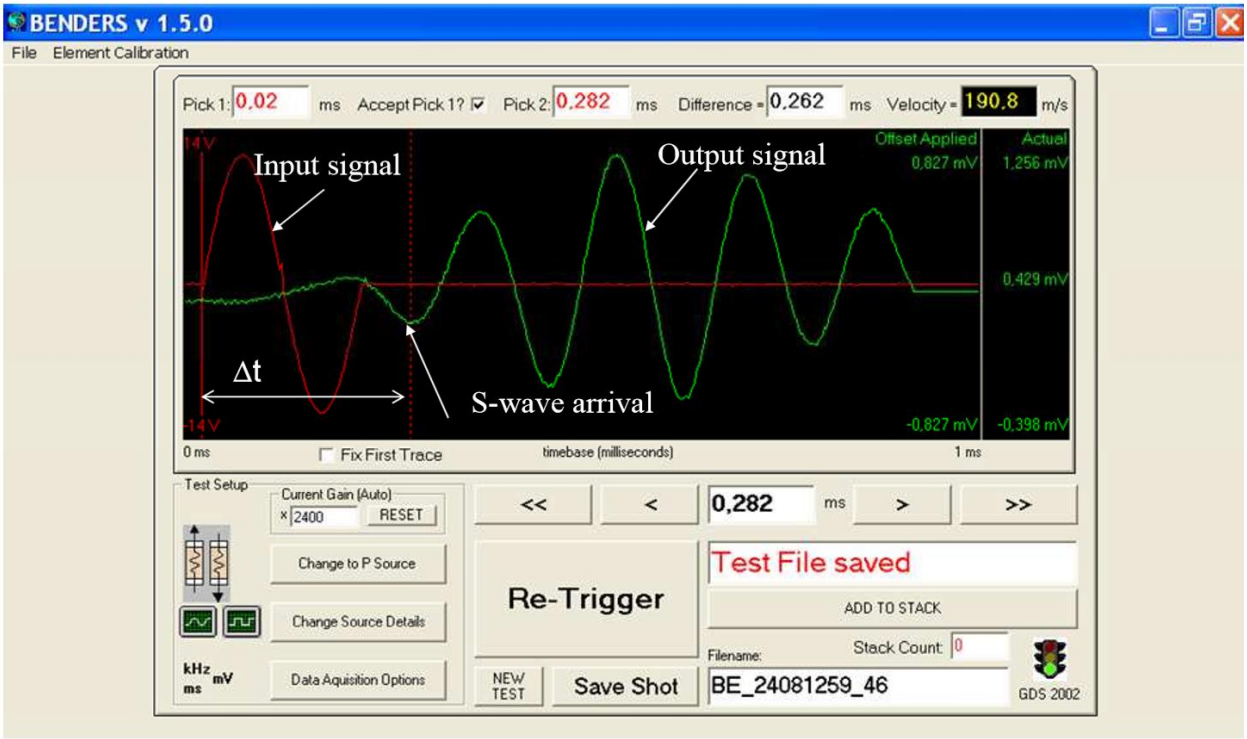


Figure II. 8: Réponse d'enregistrement Δt en utilisant les transducteurs

En se basant sur la réponse de Δ*t*, le temps de traversée (le premier temps d'arrivée des ondes de cisaillement), on peut calculer la vitesse de cette onde selon l'équation II.8 et puis calculer le module de cisaillement selon l'équation II.9.

$$V_s = \frac{l}{\Delta t} \qquad \textit{(II. 8)}$$

où :

V_s (m/s) : vitesse de l'onde de cisaillement,

$$G_{max} = \rho V_s^2 \qquad \textit{(II. 9)}$$

G_{max} (Pa): module de cisaillement maximal,

l (mm) : hauteur de l'éprouvette,

ρ (Mg/m^3): masse volumique de l'échantillon.

On mesure le temps d'arrivée des ondes de cisaillement (temps de traversée) Δ*t* par la méthode du domaine fréquentiel, c'est-à-dire en modifiant la fréquence de l'onde émise. Pour chaque point d'investigation, on cherche la fréquence appropriée permettant d'évaluer le temps d'arrivée des ondes de cisaillement. La fréquence appropriée et donc la période appropriée, est choisie selon le

Tableau II.2. L'échantillon est protégé hermétiquement après la mesure de G_{max}, pour la mesure de la masse volumique après.

Tableau II. 2: Résultats empiriques déterminant le choix de la période entrée des ondes de cisaillement (Dong, 2013)

Temps d'arrivée des ondes S (V_s, m/s)	100	200	300	400	500	600	700	800
Fréquence de résonance (kHz)	1,75	3,04	4,33	5,62	6,91	8,20	9,49	10,8
Période entrée T (ms)	0,57	0,33	0,23	0,18	0,14	0,12	0,10	0,10
Application T (ms)	0,6	0,32	0,24	0,18	0,14	0,12	0,10	0,10

II.3.4. Essai de Grindosonic pour déterminer G_{max} et E_0

Le Grindosonic est une technique non-destructive de détermination des modules élastiques dynamiques en appliquant une excitation par impulsion. Cette technique se base sur la mesure de la dissipation de l'énergie générée par un choc provoqué à l'échantillon. Les modules élastiques dynamiques sont déterminés à partir des valeurs mesurées des fréquences de vibration et des paramètres géométriques de l'échantillon. Il y a trois modes de vibration : vibration longitudinale, vibration de flexion et vibration de torsion. Les deux premiers modes permettent de déterminer le module d'élasticité dynamique, E_0, et le dernier mode permet de déterminer le module de cisaillement maximal, G_{max}. Dans cette étude, les modes de vibration de flexion et de torsion sont appliqués pour déterminer E_0 et G_{max}. La réalisation de l'essai et la détermination de E_0 et de G_{max} se font selon la Norme ASTM E1875-08. Le dispositif expérimental de l'essai est présenté surla Figure II.9. Les essais sont effectués à une température T = 20°C. Le détecteur piézo-électrique est utilisé pour capter la vibration mécanique et la transformer ensuite en signal électrique. Ce signal est d'abord amplifié dans un amplificateur linéaire à deux niveaux. Un circuit électronique détecte les passages à zéro, marquant les périodes successives avec précision. Dès que le signal commence à décroître, l'instrument mesure chaque période ; ceci jusqu'à l'extinction virtuelle du signal. Finalement, le microprocesseur fait l'analyse des informations stockées, sélectionne la composante fondamentale du spectre et affiche le résultat de la mesure.

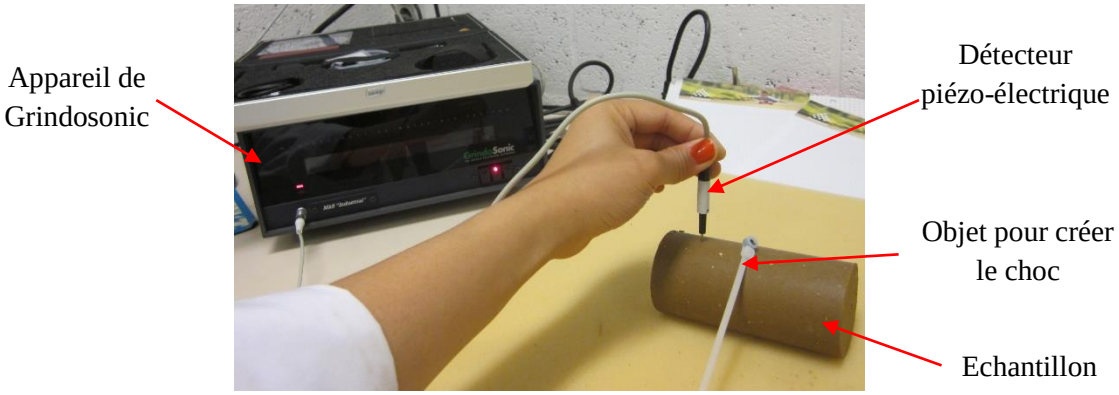


Figure II. 9: Dispositif de l'essai

Les Figures II.10 et II.11 expliquent le principe de mesure de la fréquence de vibration de flexion et de la fréquence de vibration de torsion. Sur les Figures II.10 et II.11, les détecteurs et les points d'impact sont positionnés aux nœuds de vibration où la fréquence mesurée est la fréquence du mode fondamental (la distance entre deux nœuds de vibration est la distance d'une demi-longueur d'onde d'impulsion sinusoïdale).

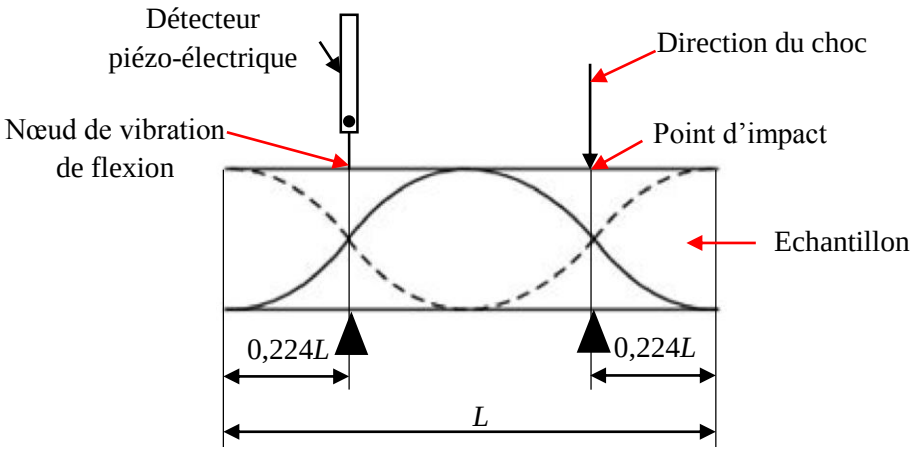


Figure II. 10: Détermination de la fréquence de vibration de flexion

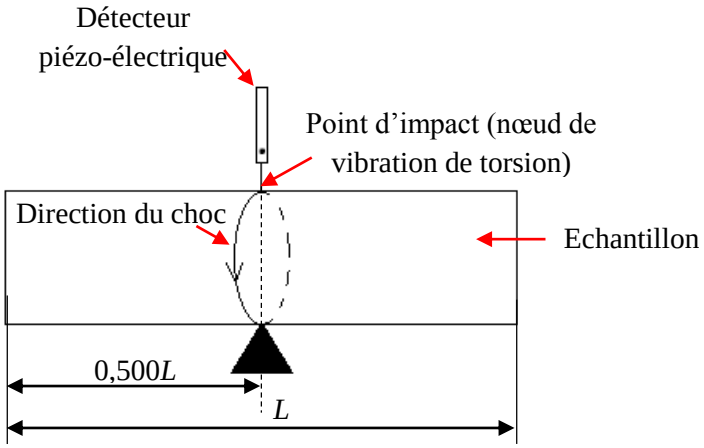


Figure II. 11: Détermination de la fréquence de vibration de torsion

Le module d'élasticité dynamique, E_0 (Pa) est déterminé selon l'équation II.10 :

$$E_0 = 1,6067\left(\frac{L^3}{D^4}\right)\left(mf_f^2\right)T_1' \qquad (II.\ 10)$$

où :

L (mm): longueur de l'échantillon,

D (mm) : diamètre de l'échantillon,

m (g) : masse de l'échantillon,

f_f (Hz) : fréquence de résonnance du mode fondamental de vibration de flexion,

T_1' : facteur de correction, calculé selon l'équation II.11 :

$$T_1' = 1 + 4,939(1 + 0,0752\mu + 0,8109\mu^2)\left(\frac{D}{L}\right)^2 - 0,4883\left(\frac{D}{L}\right)^4 - \left[\frac{4,69(1+0,2023\mu+2,173\mu^2)\left(\frac{D}{L}\right)^2}{1,0000+4,754(1+0,1408\mu+1,536\mu^2)\left(\frac{D}{L}\right)^2}\right] \quad \textit{(II. 11)}$$

où μ est le coefficient de Poisson. Dans notre calcul, μ est inconnu, on assume la valeur initiale de μ pour commencer le calcul. Un processus itératif est utilisé pour déterminer μ à partir du module d'élasticité dynamique, E_0, et le module de cisaillement maximal, G_{max}. Le module de cisaillement maximal, G_{max} (Pa) est déterminé selon l'équation II.12 :

$$G_{max} = 16mf_t^2\left(\frac{L}{\pi D^2}\right) \qquad \textit{(II. 12)}$$

où :

f_t (Hz) : fréquence de résonnance du mode fondamental de vibration de torsion,

Le coefficient de Poisson est déterminé à partir de E_0 et de G_{max} selon l'équation II.13 :

$$\mu = \frac{E_0}{2G_{max}} - 1 \quad \textit{(II. 13)}$$

II.3.5. Condition de confection des éprouvettes pour les essais des performances mécaniques

La taille de grain de sol, le diamètre, D (mm), l'élancement et la hauteur des éprouvettes, H (mm), le mode de compactage, la compacité des éprouvettes soumises aux essais mécaniques, sont choisis selon le GTS, suivant le Tableau II.3:

Tableau II. 3 : Modalité de confection des éprouvettes

	R_c, G_{max}, E_0	R_{tb}, E_{tb}
Taille de grain (mm)	0/6	0/6
Diamètre, D (mm)	50	100
Elancement	2	1
Hauteur, H (mm)	100	100
Compacité	98,5%ρ_{dOPN}	96%ρ_{dOPN}
Teneur en eau, w (%)	Proche w_{OPN} (%)	Proche w_{OPN} (%)
Mode de compactage	Statique	Statique

Dans le Tableau II.3, les éprouvettes sont compactées selon le mode de compactage statique (NF P 98-230-2) à l'aide de la presse FONT FM 250 GmbH. Les compacités des éprouvettes sont choisies selon le GTS : 98,5% ρ_{dOPN} pour l'essai de compression simple, 96% ρ_{dOPN} pour l'essai de compression diamétrale. Les teneurs en eau de compactage sont proches de la valeur optimale de la teneur en eau de la courbe Proctor Normal. L'éprouvette utilisée pour déterminer le module de cisaillement maximal, G_{max}, le module d'élasticité dynamique, E_0, est confectionnée de manière similaire aux éprouvettes destinées à l'essai de compression simple, puisque notre objectif est d'étudier la relation entre E_0, G_{max} et R_c.

II.4. Analyse microstructurale

La microstructure et l'évolution de la microstructure des sols traités à la chaux ont été suivies par deux types des essais : porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) et microscope électronique à balayage (MEB).

II.4.1. Analyse microstructurale par porosimétrie par intrusion de mercure (PIM)

II.4.1.1. Principe de l'essai

La porosimétrie par intrusion de mercure (PIM) est une technique bien connue pour l'étude de la distribution porale des matériaux. Dans cette méthode, la pression d'intrusion du mercure est augmentée par paliers successifs, et le volume de mercure qui a pénétré dans les pores du matériau testé est mesuré pour chaque palier de pression. En partant de l'hypothèse que les pores du matériau sont équivalents en première approximation à des canaux cylindriques, l'équation de Washburn (II.14) est utilisée pour déterminer le rayon des pores associés à chacun des paliers de pression d'intrusion de mercure (Diamond, 1970; Juang et Holtz, 1986 a, b):

$$\boldsymbol{r = 2T_s \times \frac{cos\theta}{P}} \qquad \textbf{\textit{(II. 14)}}$$

où :

r (m): rayon d'entrée,

T_s (N/m): tension surfacique du liquide (0,485N/m pour le mercure et 0,07275N/m pour l'eau),

θ: angle de contact fluide – solide ; θ varie entre 139° à 147° pour le minéral argileux (Diamond, 1970). Dans cette étude, on prend θ égal à 140°,

P (Pa): pression.

Les analyses porosimétriques sont effectuées au laboratoire de Lhoist R&D à Nivelles par la porosimétrie AutoPore IV 9500. Cet appareil peut générer des pressions hydrauliques jusqu'à

33000 psia (228 MPa), permettant de couvrir une gamme de diamètres de pores de 400 à 0,0072 µm. Elle comprend deux modules, un de basse pression et un de haute pression.

II.4.1.2. Préparation d'échantillons

D'abord, les échantillons sont taillés en forme de cube de 10-15 mm. En raison des contraintes techniques, l'essai de PIM doit être mené sur des échantillons sans la présence d'eau. Pour ce faire, les échantillons sont congelés instantanément dans l'azote sous vide, puis placés dans un lyophilisateur pendant 24 h. La technique de lyophilisation est appliquée pour faire sécher les échantillons. Cette technique est connue comme étant moins perturbante que les méthodes de séchage classiques (ex: séchage à l'étuve), car elle limite le retrait du sol causé par le séchage (Delage et Pellerin, 1984).

II.4.1.3. Détermination des courbes de distribution porale

L'essai de porosimétrie par intrusion de mercure donne le volume cumulé de mercure d'intrusion, V_i (mL/g), en fonction de la taille de pore équivalent, d_i (µm). On peut déterminer ainsi l'indice des vides de l'intrusion de mercure, $e_{m,i}$ (-) selon l'équation II.15:

$$\boldsymbol{e_{m,i} = V_i \times \frac{m_s}{V_s} = V_i \times \rho_s} \qquad \textbf{\textit{(II. 15)}}$$

où :

m_s (g): masse de l'échantillon sec après la lyophilisation,

V_s (mL ou cm^3) : volume du solide,

ρ_s (Mg/m^3 ou g/cm^3 ou g/mL): masse volumique du solide du sol.

L'évolution de $e_{m,i}$ et $de_m/d(\log d)$ avec la taille de pore, d_i donne la courbe de l'intrusion cumulée de mercure et la courbe de l'intrusion différentielle (Figure II.12) :

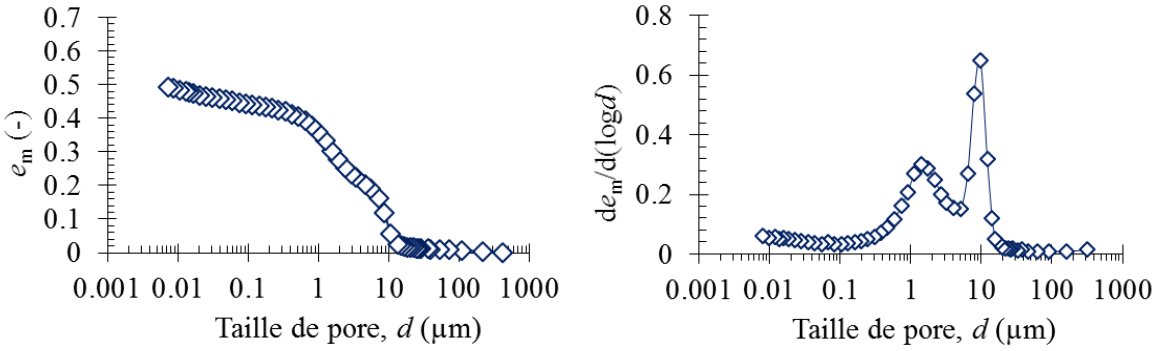


Figure II. 12: Courbe de l'intrusion cumulée de mercure (gauche) et courbe de l'intrusion différentielle (droite)

II.4.1.4. Détermination de la courbe de rétention d'eau à partir de la courbe de distribution porale

La courbe de rétention d'eau représente la capacité d'un sol non saturé à attirer et à retenir l'eau. Les courbes de rétention d'eau sont obtenues en reportant les valeurs de teneur en eau, *w* ou de degré de saturation, S_r dans un diagramme (*s*-*w*) ou un diagramme (*s*-S_r), où *s* est la succion du sol ou la pression capillaire, P_w. Pour déterminer la courbe de rétention d'eau à partir de la courbe de distribution porale, le modèle des tubes capillaires est utilisé. On considère que le sol est un milieu poreux, qui comprend différents tubes capillaires de rayon r_i, et on suppose que la distribution porale du sol ne change pas lors du séchage ou de l'humidification du sol. L'équation de Whasburn est appliquée pour calculer la pression de mercure et la pression capillaire (succion) selon les équations II.16 et II.17 :

$$\boldsymbol{P_m = \frac{2T_m \cos\theta_m}{r}} \qquad \textbf{\textit{(II. 16)}}$$

$$\boldsymbol{P_w = -\frac{2T_w \cos\theta_w}{r}} \qquad \textbf{\textit{(II. 17)}}$$

où :

P_m (Pa) : pression de mercure,

P_w (Pa) : pression capillaire (succion, *s*),

T_m (N/m) : tension surfacique du mercure, T_m = 0,485N/m,

T_w (N/m) : tension surfacique de l'eau, T_w = 0,07275 N/m,

θ_w : angle de contact eau – solide, θ_w = 0°,

θ_m : angle de contact mercure – solide, θ_m = 140°,

r (m): rayon du pore.

Donc la pression capillaire est liée avec la pression de mercure selon l'équation II.18 :

$$\boldsymbol{P_w = -\frac{T_w \cos\theta_w}{T_m \cos\theta_m} \times P_m} \qquad \textbf{\textit{(II. 18)}}$$

En général, le volume poreux est exprimé en volume des vides injectés sur la masse sèche du sol. Dans ce cas la teneur en eau du sol est la différence de la teneur en eau maximale à l'état saturé et la teneur des vides injectés, et calculée selon l'équation II.19:

$$\boldsymbol{w\% = \frac{m_w}{m_s} \times 100 = \frac{\rho_w V_w}{\rho_s V_s} \times 100 = \frac{\rho_w}{\rho_s} \times \frac{(V - V_i)}{V_s} \times 100 = \frac{\rho_w}{\rho_s} \times (e_0 - e_m) \times 100} \qquad \textbf{\textit{(II. 19)}}$$

où :

w (%) : teneur en eau du sol,

ρ_w (Mg/m^3) : masse volumique de l'eau, ρ_w = 1 Mg/m^3,

V (m^3) : volume total du sol,

e_0 (-) : indice des vide total du sol,

$$\boldsymbol{e_0 = \frac{V}{V_s}} \qquad \textbf{(II. 20)}$$

Le degré de saturation, S_r (%), est calculé à partir de la teneur en eau selon l'équation II.21 :

$$\boldsymbol{S_r = \frac{w}{\left(\frac{1}{\rho_d} - \frac{1}{\rho_s}\right)}} \qquad \textbf{(II. 21)}$$

ρ_d (Mg/m^3) est la masse volumique sèche du sol.

La Figure II.13 donne un exemple de la courbe de rétention d'eau déterminée à partir de la courbe de distribution porale :

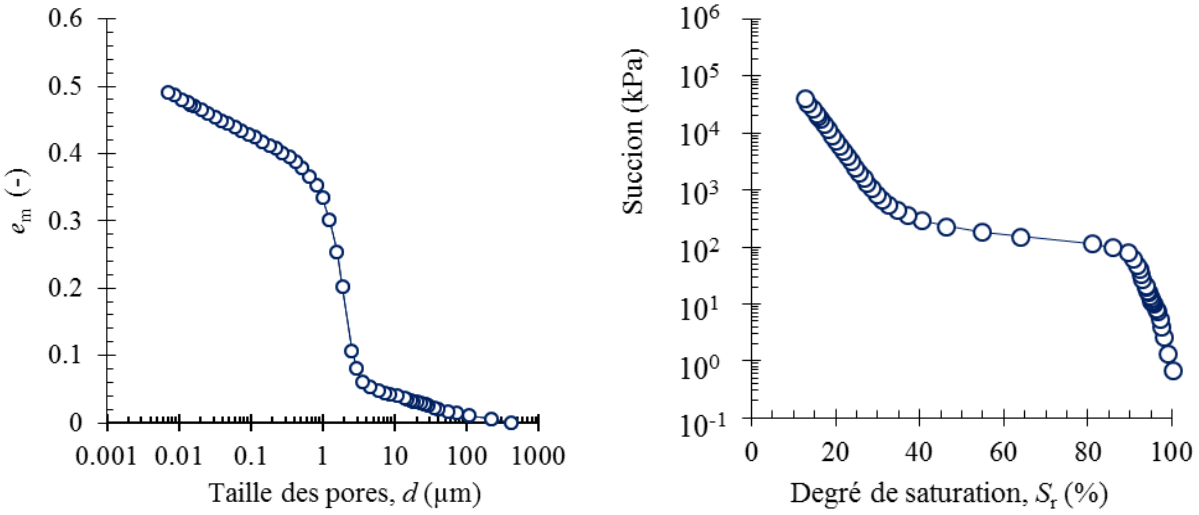


Figure II. 13: Courbe de distribution porale (gauche), courbe de rétention d'eau (droite)

II.4.1.5. Déterminer de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé à partir de la courbe de distribution porale

On considère que le sol est un milieu poreux qui comprend différents tubes capillaires de rayon r_i. En utilisant le modèle de Seker (1983), on peut déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé du sol à partir de la courbe de distribution porale selon l'équation II.22 :

$$\boldsymbol{k_{unsat} = k_{sat} \times T_r \times \left(\frac{\int_0^{S_r} r dS_r}{\int_0^1 r dS_r}\right)^2} \qquad \textbf{(II. 22)}$$

où :

k_{unsat} (m/s): conductivité hydraulique à l'état non-saturé du sol,

k_{sat} (m/s): conductivité hydraulique à l'état saturé du sol. Dans cette étude, k_{sat} est déterminée par l'essai expérimental,

S_r (%): degré de saturation, déterminé dans II.4.1.4 selon l'équation II.21,

T_r : tortuosité fonction du degré de saturation (Burdine, 1953), calculée selon l'équation II.23 :

$$T_r = \frac{S_r - S_{r,min}}{1 - S_{r,min}} \qquad \textit{(II. 23)}$$

Dans notre calcul, on suppose que $S_{r,min} = 0$.

II.4.2. Analyse microstructurale par microscope électronique à balayage (MEB)

Si le PIM permet d'apporter des informations quantitatives sur la microstructure d'un fragment de sol (la distribution porale), le MEB permet de décrire qualitativement la microstructure du sol. La technique de MEB consiste à balayer sous vide la surface d'un fragment de sol lyophilisé et métallisé avec un faisceau d'électrons, émis par un canon à électron. La reconstitution d'une image de la surface de l'échantillon est établie en exploitant des électrons secondaires et rétrodiffusés. L'interaction entre les électrons et l'échantillon provoque la formation d'électrons secondaires de plus faible énergie. Ils sont amplifiés puis détectés et convertis en un signal électrique. Ce processus est réalisé en chaque point de l'échantillon par un balayage du microscope. L'ensemble des signaux permet de reconstruire la topographie de l'échantillon et de fournir une image en relief. Les électrons rétrodiffusés sont des électrons issus du faisceau primaire et réémis avec une énergie identique dans une direction proche de leur direction d'origine après collision avec les noyaux des atomes de l'échantillon. Ils seront captés par les bords d'un scintillateur puis par un photomultiplicateur afin de construire une image lors du balayage. Les électrons rétrodiffusés fournissent le contraste de l'image. La métallisation de l'échantillon a pour but de rendre l'échantillon conducteur et donc d'améliorer le contraste de l'image.

Dans un essai, l'échantillon est d'abord taillé en forme de cube de 10-15 mm. It est ensuite lyophilisé, collé à la laque carbone sur des pastilles en aluminium, puis recouvert d'une fine pellicule d'or de quelques angströms. Les observations sont réalisées avec un microscope JEOL JSM-6610LA au laboratoire de Lhoist R&D à Nivelles. Toutes les observations sont effectuées en mode électrons secondaires, à une distance de travail de 10 mm, sous une tension d'accélération des électrons de 15 keV et une intensité de 80 µA.

II.5. Détermination du comportement hydraulique

Dans nos études, les essais de détermination du comportement hydraulique du sol (la conductivité hydraulique, la courbe de rétention d'eau) sont effectués pour évaluer la succion cryogénique, qui est le mécanisme de base du phénomène de géligonflement.

II.5.1. Courbe de rétention d'eau du sol

II.5.1.1. Méthode du papier filtre

La méthode du papier filtre qui permet la mesure de succion comprise entre 10 kPa et 30000 kPa a été développée par Gardner (1937). Cette technique a été utilisée dans plusieurs études (Fawcett et Collis-George, 1967; Hamblin, 1981; Houston et al., 1994), et a été normalisée à travers le document ASTM D 5298-03. Cette norme décrit l'utilisation du papier filtre pour évaluer la succion matricielle et la succion totale. La succion totale est la somme de la succion matricielle et la succion osmotique (Murray et al., 2000). La succion matricielle est la somme de la force capillaire et de la force d'adsorption développées par les particules de sol. La succion osmotique est liée à la présence de sels dans l'eau interstitielle du sol. En géotechnique, la succion osmotique n'est en général pas prise en compte et son influence est considérée comme négligeable (Murray et al., 2000). Dans ce travail, on s'intéressera uniquement à la contribution de la succion matricielle.

Après le compactage, l'éprouvette (de 50 mm de diamètre et de 50 mm de hauteur) est coupée immédiatement en deux parties. Un ensemble de trois papiers filtres Whatman No.42 est posé entre les deux parties. Le papier filtre central est coupé de manière à obtenir un diamètre inférieur aux deux autres, afin qu'il reste propre et ne soit pas taché de fragments de sol. L'ensemble de l'éprouvette et des papiers filtres est couvert hermétiquement par un film plastique pendant au moins 7 jours pour assurer l'équilibre entre la succion du sol et celle des papiers filtres. En utilisant la courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman No. 42 dans la Norme ASTM D5298-03, on peut déterminer la succion du sol à partir de la teneur en eau du papier filtre.

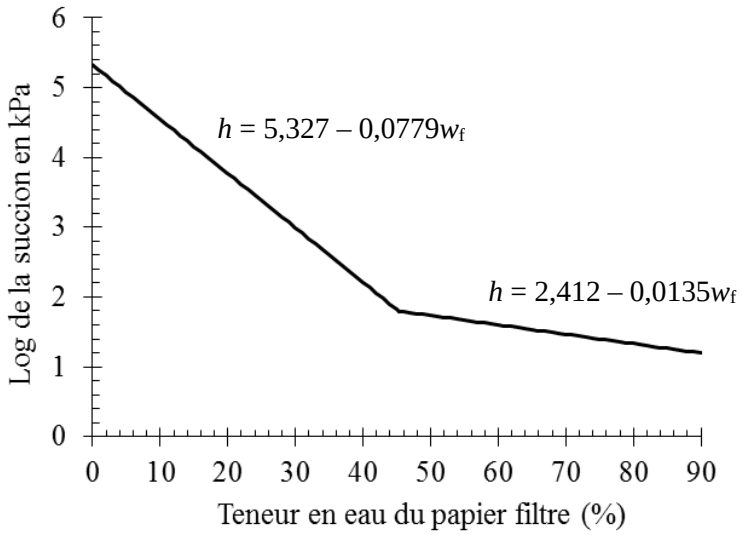


Figure II. 14: Courbe d'étalonnage du papier filtre Whatman No. 42 (ASTM D 5298-03, 2003)

La succion du sol est déterminée selon les équations II.24 et II.25:

$$\boldsymbol{h = 5.327 - 0.0779 \times w_f} \quad \text{avec} \quad w_f < 45.3\% \quad \textbf{(II. 24)}$$

$$\boldsymbol{h = 2.412 - 0.0135 \times w_f} \quad \textit{avec} \quad w_f > 45.3\% \quad \textbf{(II. 25)}$$

où :

h : logarithme de la succion en kPa,

w_f : teneur en eau du papier filtre (%).

II.5.1.2. Potentiomètre WP4

La succion totale du sol peut être déterminée via a mesure d'humidité relative. L'équation II.26 présente la relation thermodynamique entre la succion totale et l'humidité relative.

$$\boldsymbol{s = -\frac{RT}{v_{w0}\omega_v} ln\, R_h} \quad \textbf{(II. 26)}$$

où :

s (kPa) : succion total du sol,

R (J.mol^{-1}.K^{-1}) : constante des gaz parfaits, R = 8,31432 J.mol^{-1}.K^{-1},

T (K) : température absolue,

ω_v (kg/kmol): masse molaire de l'eau, ω_v = 18,016 kg/kmol,

v_{w0} (m^3/kg) : volume spécifique de l'eau, v_{w0} = 1 m^3/kg,

R_h (-): humidité relative,

$$\boldsymbol{R_h = \frac{u_v}{u_{v0}}} \quad \textbf{(II. 27)}$$

u_v (kPa) : pression partielle de la vapeur d'eau,

u_{v0} (kPa) : pression de la vapeur d'eau saturée à la même température.

Dans cette étude, le potentiomètre WP4 « Dewpoint Potentiometer WP4 » est utilisé pour mesurer l'humidité relative d'un échantillon de sol. La Figure II.15 présente une photo du potentiomètre WP4 utilisé.

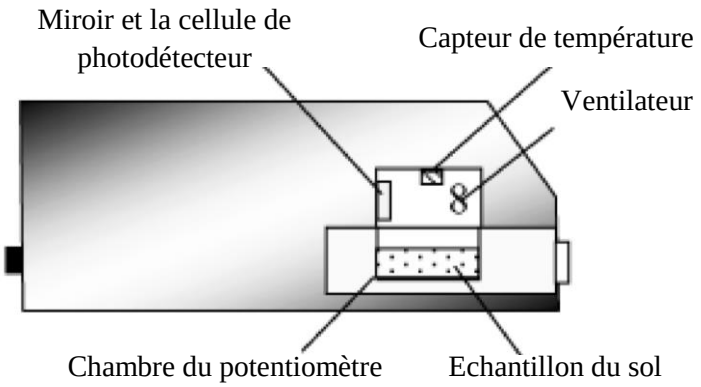


Figure II. 15: Principe de mesure du potentiomètre WP4

Le potentiomètre WP4 utilise la technique du point de rosée et correspond à un hygromètre à miroir refroidi. Après le compactage, l'échantillon de sol est taillé et placé dans un petit récipient en sorte que son volume occupe environ la moitié de la capacité du récipient. Ensuite, le récipient et l'échantillon sont placés dans la chambre du potentiomètre, pour que l'échantillon de sol s'équilibre avec la vapeur d'eau dans l'espace d'air. La chambre est équipée d'un miroir dont la température est contrôlée par un thermoélectrique (Peltier) refroidisseur. Un faisceau de lumière dirigé sur le miroir et reflété dans une cellule de photodétecteur permet la détection de l'endroit exact où la condensation apparaît d'abord sur le miroir. La cellule de photodétecteur détecte la variation de la réflectance lorsque la condensation se produit sur le miroir, et la température correspondant à la condensation est contrôlée par un thermocouple fixé au miroir. L'appareil est équipé d'un ventilateur interne qui fait circuler l'air dans la chambre pour réduire le temps d'équilibre. Le temps pour arriver à l'équilibre est de 2 à 18 min. Le dispositif comporte également un capteur de température pour contrôler la température de l'échantillon pendant la mesure de l'humidité relative.

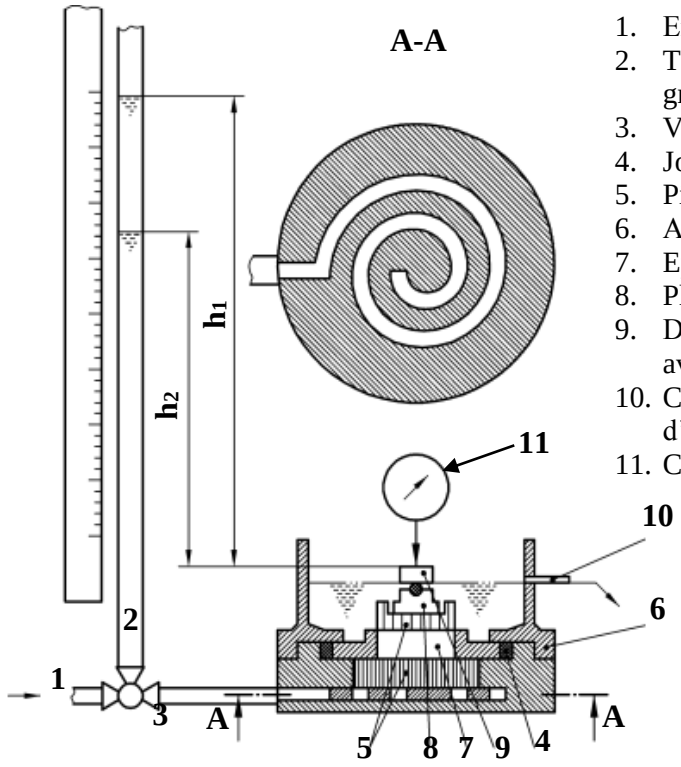
II.5.2. Conductivité hydraulique à l'état saturé

Les essais de perméabilité à l'état saturé sont réalisés en utilisant le perméamètre à charge variable selon la Norme NF X 30-441 (2008), et l'œdomètre selon la Norme Européenne CEN-ISO-TS-17892-11 (2004). L'avantage de la méthode adopté est qu'on peut déterminer la variation de la perméabilité à l'état saturé k_{sat} avec l'indice des vides, e, sous différentes contraintes effectives, σ_v'.

II.5.2.1. L'essai de perméabilité à charge variable dans l'œdomètre

II.5.2.1.1. Dispositifs d'essai

La Figure II.16 présente les dispositifs d'essai qui sont constitués d'une cellule œdométrique de diamètre de 50 mm, et d'un perméamètre à charge variable. La cellule œdométrique comprend un anneau indéformable pour fixer l'éprouvette (dimensions initiales de l'éprouvette: Φ50 mm et H = 20 mm) et des papiers filtres puis des pierres poreuses placées de part et d'autre de l'échantillon. La pierre poreuse inférieure est reliée par un tube souple à une vanne à 3 voies qui permet de connecter soit à un réservoir de l'eau désaérée pour l'essai de perméabilité à charge constante, soit à un tube piézométrique avec système de graduation de 3 mm de diamètre pour l'essai de perméabilité à charge variable. La variation de la hauteur de l'échantillon est mesurée par un capteur de déplacement d'une précision de 0,01 mm.



1. Entrée de l'eau désaérée
2. Tube piézométrique avec système de graduation
3. Vanne à 3 voies
4. Joint en caoutchouc
5. Pierres poreuses
6. Anneau de fixation de l'éprouvette
7. Eprouvette
8. Plaque supérieure
9. Dispositif d'application de charge verticale avec une jauge de déformation
10. Conteneur avec trop-plein pour l'application d'une charge constante
11. Capteur de déplacement

Figure II. 16: Dispositif de l'essai de perméabilité à charge variable avec l'œdomètre (CEN ISO/TS 17892-11, 2004)

II.5.2.1.2. Procédure d'essai

Le protocole expérimental consiste en trois étapes principales : une phase de saturation, une phase de chargement (compression unidimensionnelle) et une phase qui correspond à la mesure de la perméabilité.

- La phase de saturation : on applique une contre-pression sur l'éprouvette de sol en ouvrant la voie de la vanne qui permet de connecter la pierre poreuse inférieure avec l'eau désaérée. La valeur de contre-pression est choisie en fonction du degré de saturation de l'éprouvette (CEN-ISO-TS-17892-11, 2004). A la surface supérieure de l'éprouvette, on applique une pression légèrement supérieure à la valeur de contre-pression. On contrôle le volume d'eau entrant dans l'éprouvette. Lorsque ce volume devient négligeable, on considère que la saturation est satisfaisante.

- La phase de chargement : la vanne à 3 voies est fermée. Le chargement est effectué en plaçant des poids sur le plateau. On note le tassement ΔH (H est la hauteur initiale de l'éprouvette saturée) en fonction de temps jusqu'à la stabilisation du capteur de déplacement.

- La phase de mesure de perméabilité : quand le tassement dans la phase de chargement est stable, on commence la phase de mesure de perméabilité en ouvrant la voie de connexion au tube piézométrique. On note l'évolution de la charge hydraulique h_2 au cours du temps. La courbe de changement de la charge hydraulique $\ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ en fonction du temps est établie (h_1 est la charge hydraulique au début de la phase de mesure). Dans la partie linéaire de la courbe, on détermine la perméabilité à l'état saturé du sol en se basant sur la loi de Darcy:

$$\boldsymbol{k = \frac{a \times l}{A \times t} \times ln \frac{h_1}{h_2}} \quad \textbf{\textit{(II. 28)}}$$

où:

a (m^2): surface de la section transversale du tube piézométrique,

l (m): hauteur de l'éprouvette durant la phase de mesure de perméabilité,

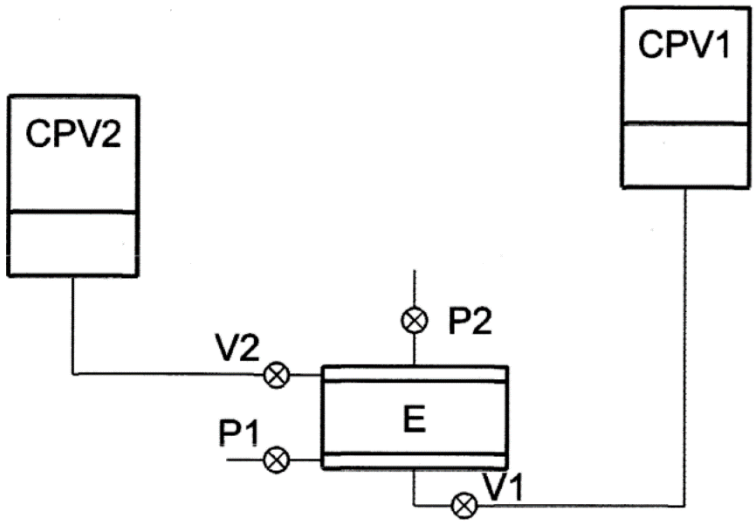
A (m^2): surface de la section transversale de l'éprouvette,

t (s): intervalle de temps entre deux mesures consécutifs.

II.5.2.2. L'essai de perméabilité à charge variable en utilisant le perméamètre

II.5.2.2.1. Dispositifs de l'essai

La perméabilité du sol saturée (k_{sat} < 10^{-6} m/s) est déterminée au moyen d'un perméamètre à paroi rigide (PPR), sous un gradient variable. Les dispositifs de l'essai sont présentés sur la Figure II.17.

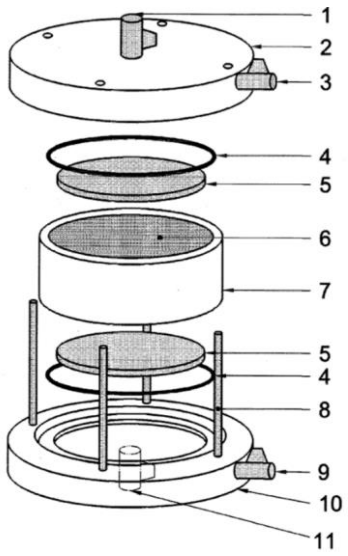


E : éprouvette
V1 : vanne d'entrée (amont)
V2 : vanne de sortie (aval)
CPV1 : contrôleur de la pression volume d'entrée
CPV2 : contrôleur de la pression volume de sortie
P1 : purge d'entrée
P2 : purge de sortie

Figure II. 17: Dispositifs de l'essai de k_{sat} au moyen de PPR (NF X 30-441, 2008)

L'éprouvette est compactée directement dans le PPR (Figure II.18) qui est composé des éléments suivants :

- Une bague cylindrique non-déformable. Dans notre essai, cette bague correspond à un moule CBR (D = 152 mm, H = 116 mm).
- Deux embases qui sont solidaires de la bague, permettant d'assurer l'étanchéité
- Deux disques drainants non compressibles, chimiquement neutres, résistants à la corrosion et de perméabilité très supérieure à celle de l'éprouvette
- Un dispositif de purge d'air, disposé sur chacun des circuits d'eau en amont et à l'aval



1. Vanne de purge
2. Embase supérieure
3. Vanne de sortie
4. Joint torique
5. Disque drainant
6. Eprouvette
7. Bague
8. Goujons de fixation
9. Vanne de purge
10. Embase inférieure
11. Vanne d'alimentation

Figure II. 18: Dispositifs de PPR (NF X 30-441, 2008)

II.5.2.2.2. Procédure d'essai

Après le compactage à l'énergie Proctor Normal selon la Norme NF P 94-093 (1993), l'éprouvette est saturée. L'ensemble de l'éprouvette plus la cellule avec des vannes ouvertes est immergé dans une enceinte d'eau (sous une dépression jusqu'à 70 kPa) pendant 48 heures. Après la phase de saturation, les vannes sont fermées et la cellule est montée sur le banc de mesure. Dans la phase suivante, la mise en circulation de l'eau dans l'éprouvette s'effectue en appliquant une différence de charge hydraulique entre ses deux surfaces pendant un temps Δt. La charge hydraulique est mesurée en utilisant un tube de réservoir graduée. Comme dans l'essai de perméabilité à charge variable avec l'œdomètre, la courbe de changement de la charge hydraulique $\ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right)$ en fonction du temps t est établie (h_1 est la charge hydraulique au début de la phase de mesure de perméabilité, h_2 est la charge hydraulique au moment t). Sur la partie linéaire de la courbe, on détermine la perméabilité à l'état saturé du sol en se basant sur la loi de Darcy selon l'équation II.28 (Figure II.19).

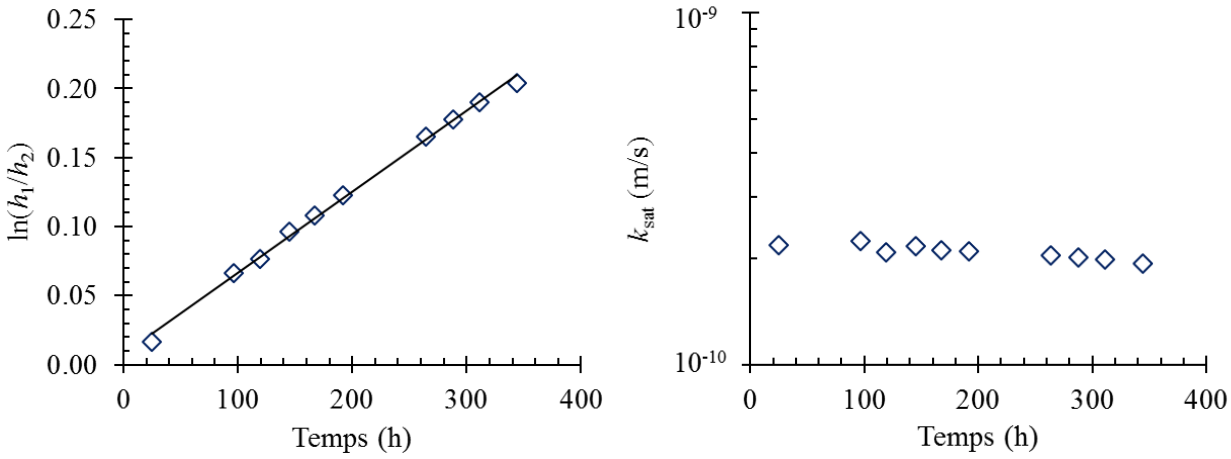


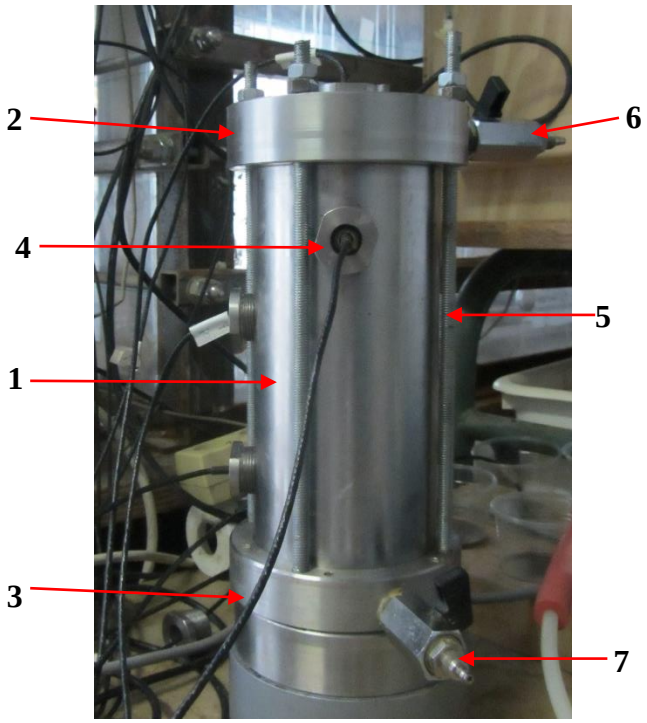
Figure II. 19: Détermination de k_{sat}

II.5.3. Conductivité hydraulique à l'état non saturé

Les techniques existantes pour déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé du sol peuvent être divisées en trois catégories (Muñoz et al., 2008). La première méthode est la méthode de Gardner (1956) par l'utilisation de la cellule de Richards. Cette méthode consiste à mesurer l'évolution du volume d'eau sortant en fonction du temps sous la pression d'air ou la succion. La deuxième technique est la technique de Corey (Green et Corey, 1971) qui permet la mesure de la conductivité hydraulique à l'état stationnaire. Dans cette technique, une succion constante est appliquée à l'éprouvette. La conductivité hydraulique est déterminée à partir de l'évolution du volume d'eau sortant sous un gradient de pression, dans un intervalle de temps donné. Enfin, la méthode du profil instantané (MPI) est proposée par Daniel (1982). Cette méthode mesure la variation du profil de la succion dans la colonne d'infiltration, en fonction du temps durant l'infiltration d'eau. Dans cette recherche, on utilise la méthode du profil instantané pour déterminer la conductivité hydraulique à l'état non saturé du sol, k_{unsat}.

II.5.3.1. Dispositifs d'essai

Une colonne en inox (dimensions : $\Phi_{extérieur}$ = 90 mm, $\Phi_{intérieur}$ = 50 mm et H = 200 mm) a été utilisée (Figure II.20). Quatre trous espacés de 40 mm suivant la hauteur (h = 40, 80, 120 et 160 mm) et décalés de 90° sur le plan horizontal servent de logement pour des tensiomètres de haute capacité permettant la mesure de la succion du sol, qui se fixent à l'aide d'écrous. Un cinquième trou est situé sur le couvercle pour loger le cinquième tensiomètre à la surface de l'échantillon (h = 200 mm). Une embase et un couvercle équipés des pierres poreuses sont fixés à chaque extrémité de la colonne, à l'aide de quatre tiges filetées.



1. Colonne en inox
2. Couvercle
3. Embase
4. Tensiomètre
5. Tige filetée
6. Entrée d'air
7. Entrée d'eau ou d'air

Figure II. 20: Dispositif d'essai de détermination de k_{unsat} par MPI

II.5.3.2. Procédure d'essai

Le procédure d'essai comprend deux étapes: une étape de re-saturation et d'étalonnage des tensiomètres, et une étape de mesure de k_{unsat}.

- Re-saturation et étalonnage de tensiomètre:

  Pour mesurer correctement la succion, la pierre poreuse céramique du tensiomètre doit être bien saturée et étalonnée avant utilisation. La Figure II.21 présente la cellule de saturation des tensiomètres. Le développement et l'utilisation de ce type de capteur sont présentés dans la thèse de Mantho (2005).

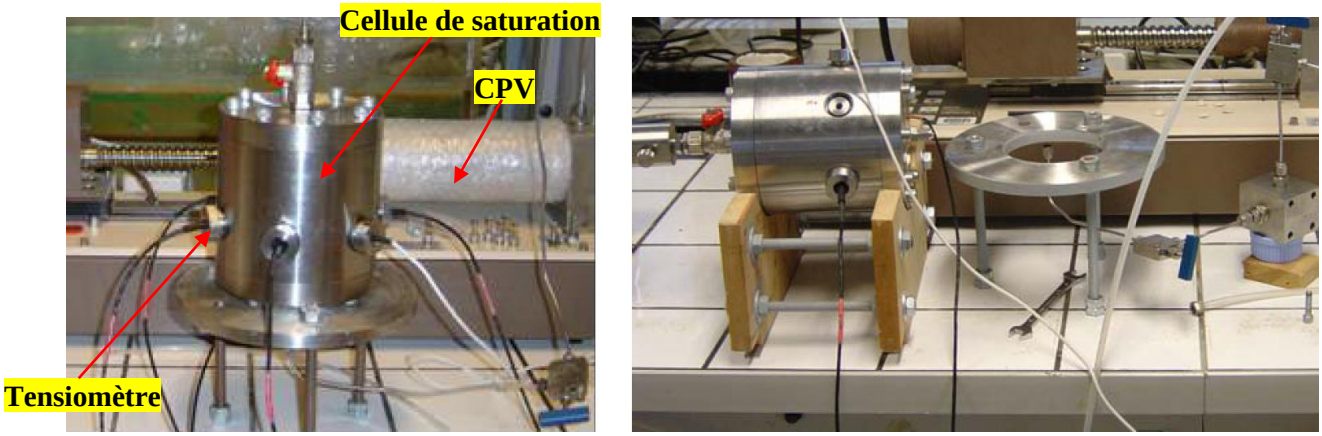


Figure II. 21: Dispositif de la cellule de saturation : cellule de saturation (gauche), changement d'un tensiomètre (droite) (Mantho, 2005)

La procédure de saturation est comme suit :

- nettoyage de la cellule de saturation
- installation du tensiomètre dans la cellule de saturation
- application du vide pendant au moins 2 h pour aspirer l'air des pores de la pierre poreuse céramique et préparation de l'eau déminéralisée et désaérée
- injection de l'eau désaérée dans la cellule de saturation jusqu'à mi-hauteur de la pierre poreuse
- application du vide dans la cellule pendant au moins 20 minutes
- immersion complète de la pierre poreuse céramique, l'ensemble étant toujours sous vide, pendant 2 h
- arrêt du vide et remplissage complet de la cellule de saturation par de l'eau désaérée et connexion au CPV (Contrôleur Pression-Volume) ; application de la pression par palier jusqu'à 2 MPa et maintien du tensiomètre sous cette pression pendant au moins 16 h
- application de 4 à 5 cycles de descente – montée en pression avec des paliers de 500 à 2000 kPa; étalonnage du tensiomètre permettant de passer d'une valeur de tension mesurée en mV par un système d'acquisition, à une valeur correspondante de pression ou de succion en kPa. L'étalonnage de chaque capteur doit être fait dans le sens des pressions positives. A titre d'exemple, la courbe d'étalonnage du tensiomètre T109 est présentée sur la Figure II.22.

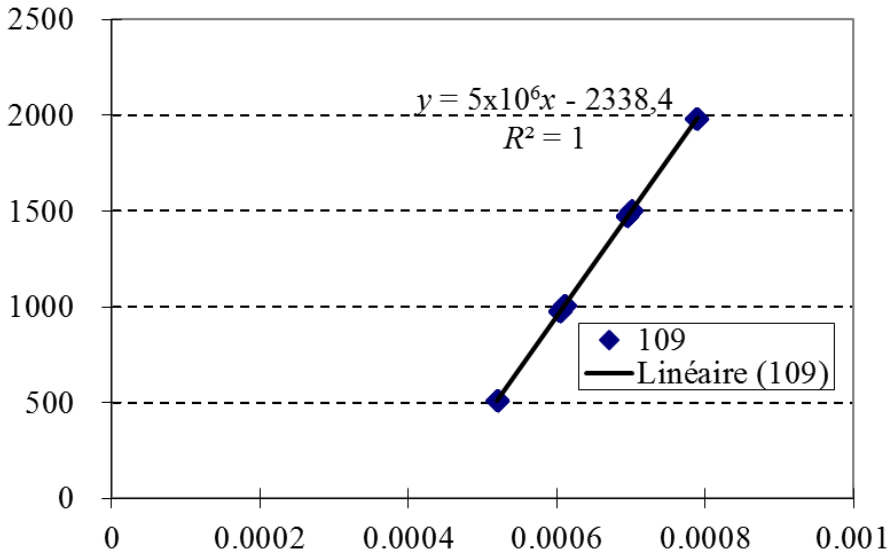


Figure II. 22: Exemple d'un étalonnage

- Après la saturation et l'étalonnage, les tensiomètres sont sortis de la cellule de saturation et conservés dans de petites boîtes plastiques contenant un peu d'eau (Figure II.23):

Figure II. 23: Conservation des tensiomètres

- Mesure de k_{unsat} : les éprouvettes de sol de 50 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur ont été confectionnées et introduites soigneusement dans la colonne d'infiltration en sorte que la paroi de l'éprouvette soit bien en contact avec la paroi de la colonne. Ensuite,

l'embase et le couvercle de la colonne sont fixés à l'aide des tirants métalliques. Les tensiomètres sont mis en place sur la colonne d'infiltration selon les étapes suivantes:

- aplanissement de la surface de contact sol – tensiomètre
- placement d'une couche fine de pâte de sol à la tête du tensiomètre pour assurer le bon contact entre la pierre poreuse et l'échantillon de sol
- mise en place du tensiomètre dans le trou et blocage par un écrou
- suivi de la mesure par un ordinateur qui est connecté à la centrale d'acquisition

Après l'équilibre de l'éprouvette dans la colonne, la mesure de k_{unsat} se fait en trois phases :

- Phase de saturation 1: l'eau est injectée dans l'embase inférieure de la colonne à une pression constante de 10 kPa jusqu'à ce que l'eau apparaisse au niveau du robinet supérieur.

- Phase de désaturation : Cette phase suit la phase de saturation 1 par la circulation d'air à l'entrée d'air de l'embase à l'aide d'une pompe pneumatique. Cette phase est terminée quand il y a au moins un tensiomètre cavité (en général, c'est le tensiomètre le plus proche de l'entrée d'air qui est cavité en premier). Les mesures de cette phase sont utilisées pour calculer k_{unsat} lors du chemin de séchage.

- Phase de saturation 2 : A la fin de la phase de désaturation, l'eau est injectée dans la colonne à une pression constante de 10 kPa.

La Figure II.24 présente un exemple de l'évolution de la succion (pression négative) en fonction du temps durant la phase de désaturation:

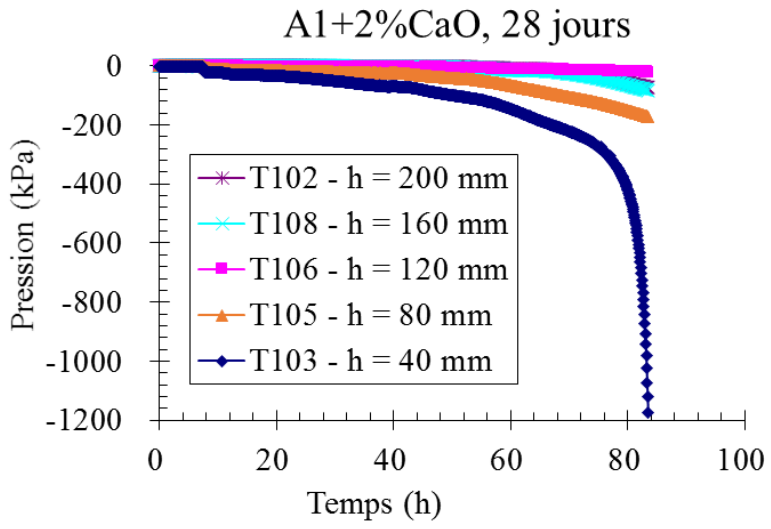


Figure II. 24: Evolution de la succion en fonction du temps durant la phase de désaturation de bas en haut

La loi de Darcy est ensuite utilisée pour calculer k_{unsat} :

$$\boldsymbol{k_{unsat} = \frac{v}{i} = \frac{q}{A \times i} = \frac{V_w}{\Delta t \times A \times i}} \qquad \textbf{(II. 29)}$$

où:

v (m/s): vitesse d'écoulement de l'eau dans l'éprouvette,

i (-): gradient hydraulique,

q (m^3/s): débit d'écoulement dans l'éprouvette,

A(m^2): surface de la section transversale de l'éprouvette,

V_w (m^3): volume d'eau infiltrée à travers une section de l'éprouvette d'un pas de temps Δt.

L'équation II.30 présente le calcul du gradient hydraulique i (la pente de l'isochrone h(s)) :

$$\boldsymbol{i = \frac{ds}{dh}} \qquad \textbf{(II. 30)}$$

La Figure II.25 présente un exemple d'utilisation de l'isochrone h(s) pour déterminer le gradient hydraulique i, dans le cas de la phase de désaturation de haut en bas:

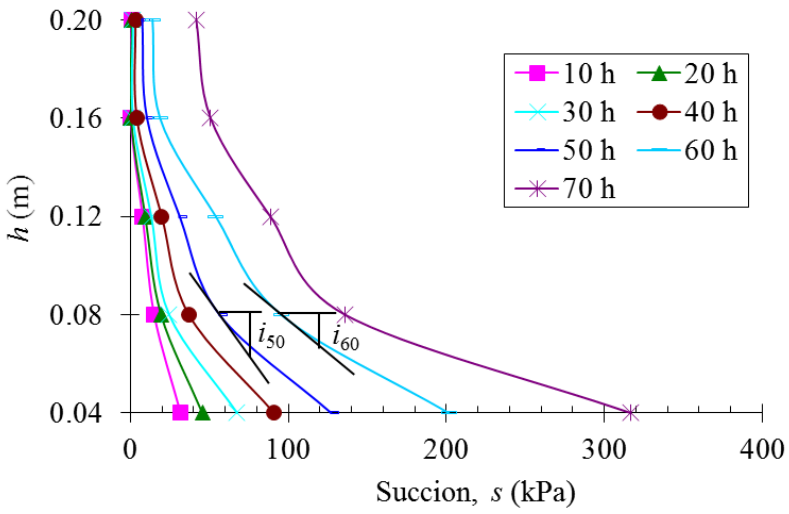


Figure II. 25: Exemple de détermination du gradient de succion

Le volume infiltré à travers la section z_i entre deux moment t et $t+\Delta t$, V_w, est calculé par l'intégration de la différence du profil de teneur en eau volumique du moment t et $t+\Delta t$.

$$\boldsymbol{V_w = A \times \left(\int_{h_1}^{z_i} \theta_{t+\Delta t} dz - \int_{h_1}^{z_i} \theta_t dz \right)} \qquad \textbf{(II. 31)}$$

où :

h_1 (m): élévation du tensiomètre le plus proche de l'entrée d'air,

θ (-) : teneur en eau volumique.

$$\boldsymbol{\theta = w \times \frac{\rho_d}{\rho_w}} \qquad \textbf{(II. 32)}$$

ρ_d (Mg/m^3): masse volumique sèche du sol,

ρ_w (Mg/m^3): masse volumique de l'eau, ρ_w = 1 (Mg/m^3).

w : teneur en eau massique du sol, w, est déterminée sur la courbe de rétention d'eau du sol en connaissant la succion.

La Figure II.26 est un exemple de l'isochrone de teneur en eau volumique. La zone hachurée correspond au volume d'eau infiltrée à travers la section de h = 0,08 m entre deux moments 50 h et 60 h:

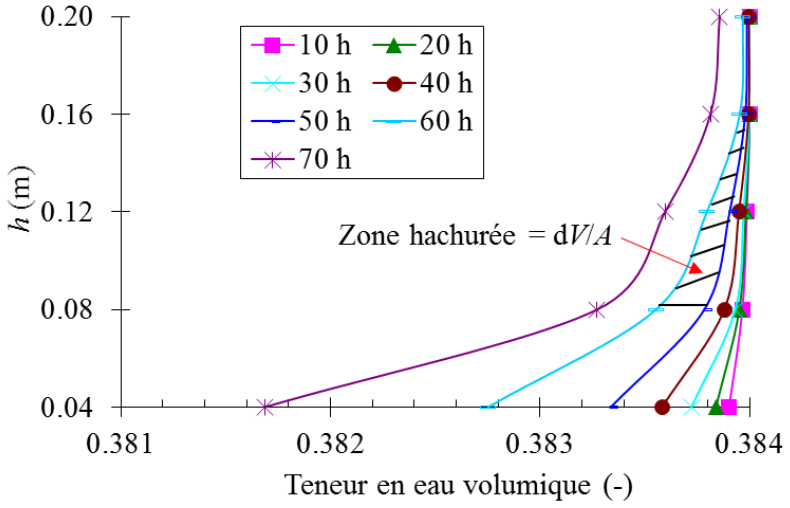


Figure II. 26: Exemple de l'isochrones de la teneur en eau volumique

II.5.4. Préparation des éprouvettes pour les essais hydrauliques

Les éprouvettes destinées aux essais hydrauliques sont confectionnées comme les éprouvettes pour l'essai de géligonflement (Norme NF P98 234-2): compactage dynamique à 95% ρ_{dOPN} à une teneur en eau correspondant à $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe Proctor Normal. Après le compactage dynamique d'une éprouvette de 150 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur dans le moule CBR, on carotte des petites éprouvettes de différentes tailles (diamètre D (mm) et hauteur H (mm)) correspondant aux besoins de différents essais. Le Tableau II.4 présente les conditions de fabrication des éprouvettes pour les différents essais.

Tableau II. 4: Conditions de fabrication des éprouvettes des essais de détermination du comportement hydraulique du sol

	Courbe de rétention d'eau par papier filtre	**Détermination k_{sat}**	**Détermination k_{unsat}**
Taille de grain (mm)	0/6	0/6	0/6
Diamètre, *D* (mm)	50	50	50
Hauteur, *H* (mm)	50	20	100
Compacité, ρ_d (Mg/m^3)	95%ρ_{dOPN}		
Teneur en eau, *w* (%)	$w_{95\%\rho dOPN}$, côté humide de la courbe de Proctor Normal		
Mode de compactage	Dynamique		

Quelques éprouvettes sont fabriquées par compactage statique afin d'évaluer l'effet du mode de compactage (dynamique et statique) sur le comportement hydraulique des sols.

II.6. Essai de géligonflement

L'essai de gonflement au gel est l'essai destiné à caractériser le comportement du gonflement des matériaux sous l'effet de la succion cryogénique. Le mode opératoire est défini dans la norme NF P 98-234-2 : Essai de gonflement au gel des sols et des matériaux granulaires de $D \leq 20$ mm, traités ou non.

II.6.1. Principe et fondement de la technique

Le principe de l'essai consiste à mesurer le gonflement libre d'éprouvettes de dimensions données, confectionnées avec la masse volumique sèche et la teneur en eau prédéterminées, alimentées en eau par la base inférieure et soumises à un processus de congélation unidimensionnel, via l'application d'une température négative constante à la surface supérieure (Figure II.27). Sous des conditions aux limites (modèle semi-infini, température initiale proche de 0°C), le gonflement d'un matériau gélif, X_G, (mm), est défini comme une fonction linéaire de la racine carrée de l'indice de gel,$\sqrt{I}$, ($\sqrt{°C.h}$), (Khastou, 1970) (Figure II.28):

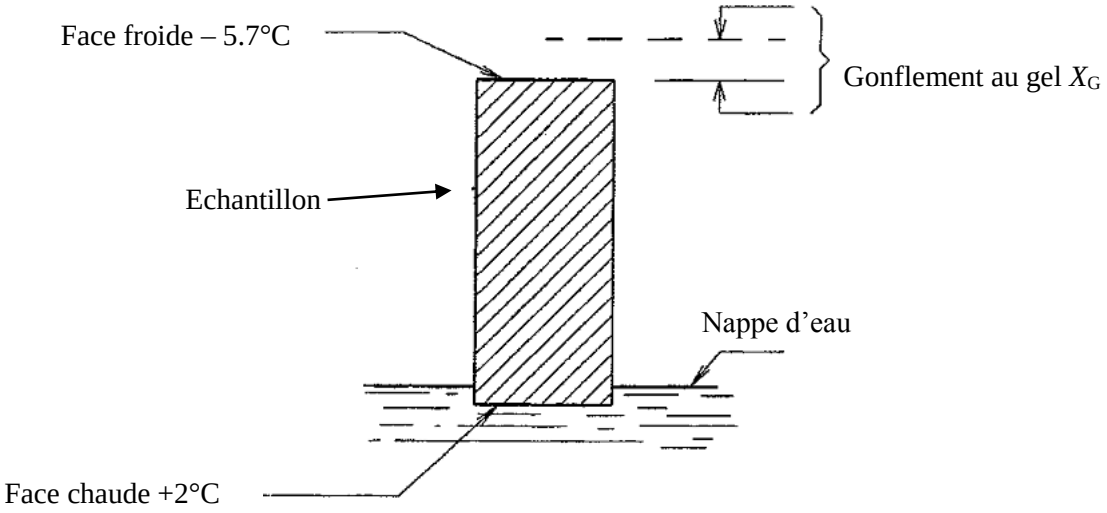


Figure II. 27: Principe de l'essai de gonflement au gel (NF P 98-234-2, 1996)

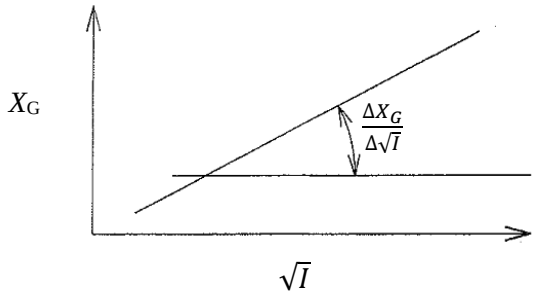


Figure II. 28:Gonflement en fonction de l'indice de gel (NF P 98-234-2, 1996)

L'indice de gel est la somme des températures moyennes journalières :

$$\boldsymbol{I = \int_0^t T(°C)dt} \quad \textbf{(II. 33)}$$

Dans ce travail, on prend:

$$\boldsymbol{I = T(°C) \times t} \qquad \textbf{(II. 34)}$$

où :

T(°C) : valeur absolue de la température de surface négative,

t (h) : temps de gel.

Dans la partie linéaire de la relation $X_G(\sqrt{I})$, on détermine la pente de gonflement $\frac{\Delta X_G}{\Delta\sqrt{I}}$, $\left(mm/\sqrt{°C.h}\right)$, qui est le paramètre retenu pour caractériser la sensibilité au gel du matériau testé. Pour le dimensionnement au gel des chaussées, deux seuils de pentes de gonflement ont été fixés (Khastou, 1970) ; ils permettent de définir trois classes de sensibilité au gel:

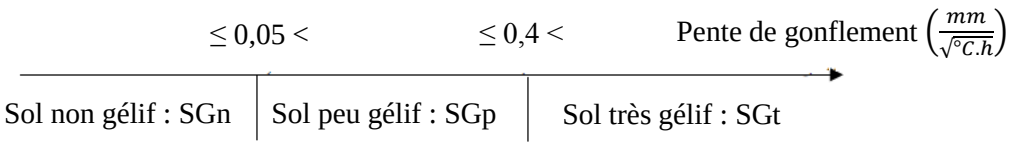


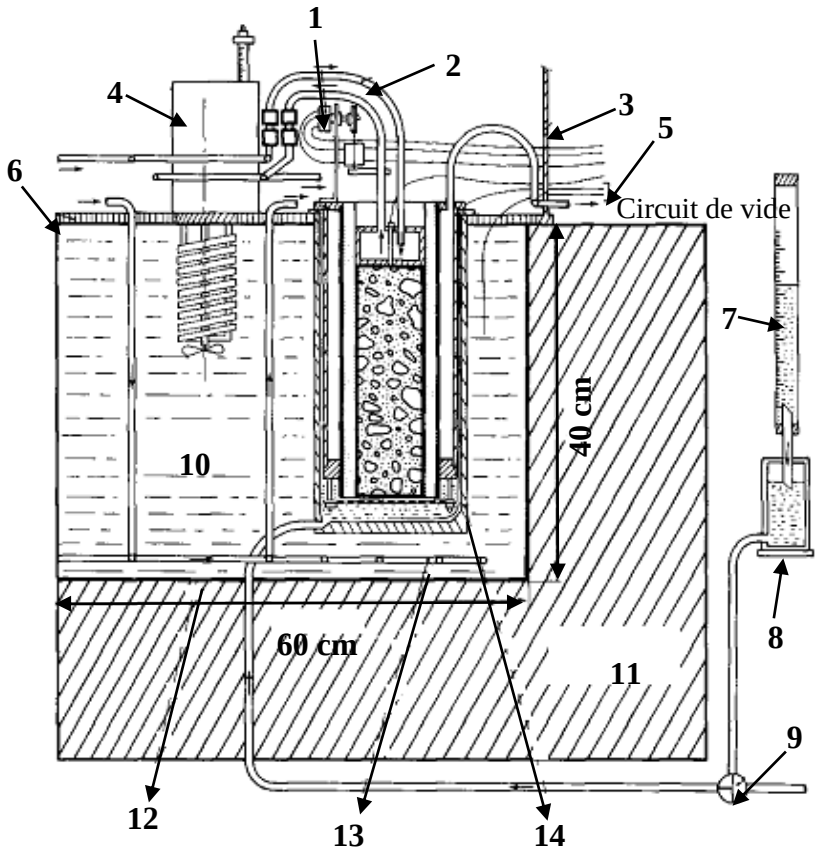
Figure II. 29: Classement de la sensibilité au géligonflement

II.6.2. Dispositifs d'essai

On recense actuellement trois types de dispositifs qui permettent d'effectuer les essais de gonflement:

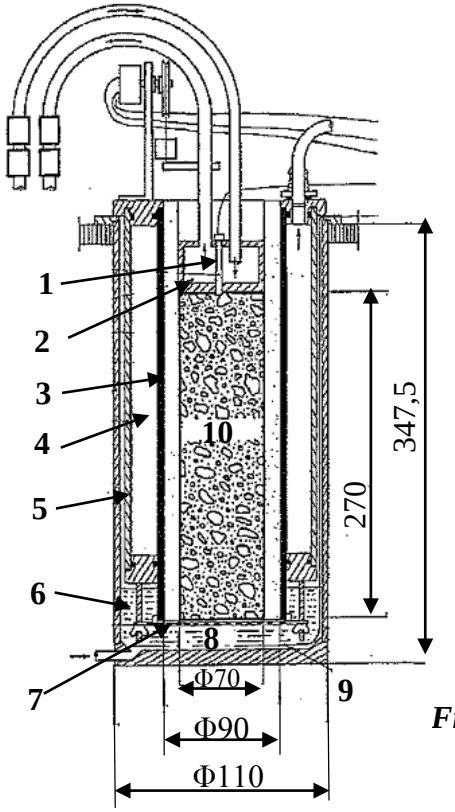
- Un dispositif qui permet de tester des matériaux fins 0/5 mm sous la forme d'éprouvettes de 70 ± 10 mm de diamètre et de 260 ± 10 mm de hauteur ;
- Un dispositif permettant de tester des matériaux fins à grenus 0/20 mm sous la forme d'éprouvettes de 150 ± 10 mm de diamètre et de 320 ± 10 mm de hauteur ;
- Un dispositif permettant de tester des matériaux plus grossiers 0/200 mm sous la forme d'éprouvettes de 865 mm de diamètre et de 1050 mm de hauteur.

Dans le cadre de cette étude, on a opté le premier diapositif (matériaux fins 0/5 mm, éprouvettes de 70 ± 10 mm de diamètre et de 260 ± 10 mm de hauteur). Les essais se font au Laboratoire de Clermont Ferrand (Centre-Est du CEREMA). Les Figures II.30 et II.31 illustrent ce dispositif d'essai:



1. Capteur de gonflement
2. Tuyau d'alimentation
3. Couvercle de l'installation
4. Dispositif de régulation
5. Thermocouples
6. Couvercle de cuve
7. Burette graduée
8. Dispositif d'alimentation en eau
9. Robinet de rinçage
10. Mélange eau + glycol
11. Polystyrène expansé
12. Cuve cylindrique
13. Serpentin de refroidissement
14. Unité de congélation

Figure II. 30: Schéma du dispositif expérimental pour la mesure du gonflement au gel



1. Thermocouple amovible (piston)
2. Piston de réfrigération
3. Caoutchouc mousse
4. Enceinte vide
5. Cellule cylindrique
6. Réservoir de nappe
7. Grille métallique
8. Eau
9. Thermocouple (nappe)
10. Echantillon

Figure II. 31: Unité de congélation

Le dispositif présenté en coupe (Figure II.30) comprend une cuve, contenant un liquide thermostatisé à 2±0,2°C. Dans cette cuve plongent les unités de congélation contenant l'éprouvette de sol à tester.

L'unité de congélation (Figure II.31) est constituée d'une double paroi qui forme une enceinte à vide (P < 1 Pa) afin d'assurer l'isolation thermique latérale de l'éprouvette. Le caoutchouc mousse complète l'isolation thermique et absorbe les éventuels gonflements latéraux de l'éprouvette durant l'essai. Au sommet de l'éprouvette est installé un piston métallique de réfrigération dans lequel circule un fluide caloporteur réfrigéré à -5,7°C. L'éprouvette est maintenue par un corset constitué de baguettes métalliques. La base de l'éprouvette est maintenue par un papier filtre et une grille métallique fixée à l'unité de congélation. Elle est immergée dans un réservoir de nappe thermostatisé à 2±0,2°C, contenant de l'eau destinée à son alimentation par la base. L'eau de cette « nappe » est en équilibre thermique avec l'eau de la cuve située autour de l'unité de congélation. Le gonflement de l'éprouvette est mesuré grâce à un potentiomètre (capteur de gonflement) alimenté par une source de tension stable.

II.6.3. Confection des éprouvettes

Les conditions de confection des éprouvettes respectent les préconisations citées dans la norme NF-P-98-234-2, appliquées pour les sols de « couche de forme ». Les éprouvettes de sol sont compactées dynamiquement par couches à l'énergie Proctor Normale selon la norme NF P94-093 pour les matériaux en couche de forme. Les caractéristiques de confection sont définies par une teneur en eau initiale supérieure à la teneur en eau de l'Optimum Proctor Normal (OPN), correspondant à une masse volumique sèche égale à 95% de la densité à l'OPN. Ces conditions sont justifiées par la recherche d'un degré de saturation élevé permettant de s'affranchir rapidement des mécanismes de succion capillaire au profit de la succion cryogénique et d'une condition d'indice des vides initial faible conduisant à un gonflement maximum (Mauduit, 2004). L'éprouvette confectionnée a 70±2 mm de diamètre et de 270±2 mm de hauteur. La confection des éprouvettes est présentée au travers de la Figure II.32:

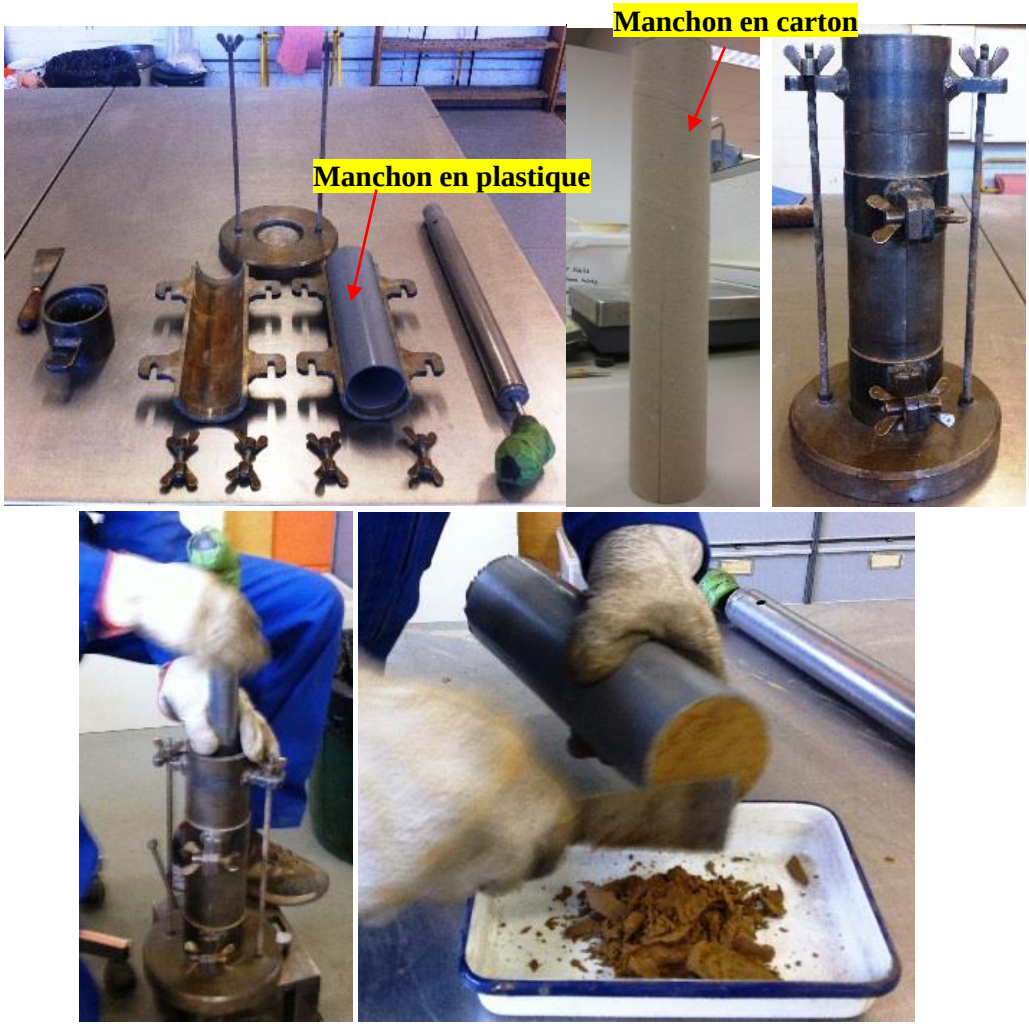


Figure II. 32: Confection d'éprouvettes

Dans ce travail, le manchon en plastique est remplacé par un manchon en carton pour faciliter le démoulage immédiat après le compactage. Après le démoulage, l'éprouvette est protégée dans un étui de protection étanche. Cette alternative est considérée valable pour les sols traités à la chaux s'il n'y a pas de développement de pression de gonflement au cours de la cure de l'éprouvette.

II.6.4. Procédure d'essai

- Préparation de l'éprouvette : à l'issue de la période de cure, l'éprouvette est retirée de son étui de protection étanche, introduite dans l'unité de congélation. La grille garnie d'un papier-filtre humide est mise en place.

- Conditionnement thermique de l'éprouvette : le conditionnement thermique d'une durée de 18 ± 2 h permet d'abaisser et d'uniformiser la température de l'éprouvette. Le jour précédant la mise en gel, l'unité de congélation contenant l'éprouvette est retournée et disposée sur des cales, dans le réservoir de nappe sans que sa base ne vienne en contact

avec la nappe d'eau. Les circuits de refroidissement du piston et le circuit de vide ne sont pas raccordés.

- Conduite de l'essai et mise en gel de l'éprouvette: à l'issue de la phase de conditionnement thermique, on établit le vide dans l'espace annulaire de l'unité de congélation. Ensuite on immerge la base de l'éprouvette dans la nappe d'eau en retirant les cales de surélévation. Le dispositif d'alimentation de la nappe est mis en service. Le circuit d'alimentation du fluide caloporteur du piston de congélation est mis en service. Les paramètres de température de surface de l'éprouvette, du gonflement X_G, du temps, de l'absorption d'eau sont relevés.

- Arrêt de l'essai: on stoppe l'essai de gonflement au gel si après 6 jours aucun gonflement n'est observé. Dans le cas d'un gonflement du matériau, on arrête l'essai lorsque la pente de la courbe $X_G = f\left(\sqrt{I}\right)$ diminue, ou après 12 jours d'essai.

- Démoulage-observation: le démoulage d'une éprouvette s'accompagne des mesures (longueur de l'éprouvette, diamètre de l'éprouvette, niveau du front de gel, niveau d'apparition des premières lentilles de glace, épaisseur des lentilles de glace) et des observations (lentille de glace, rupture de l'éprouvette, forme des principales lentilles de glace).

- Les teneurs en eau le long de l'éprouvette sont déterminées après l'essai.

II.7. Essai de cycles de gel/dégel

II.7.1. Principe de l'essai

L'essai de cycles gel/dégel est effectué selon le mode opératoire décrit dans la spécification technique européenne prCEN TS 13286-54 « Unbound and hydraulically bound mixtures-Part 54: Test method for the determination of frost susceptibility: Resistance to freezing and thawing of hydraulically bound mixtures ». Deux lots de deux éprouvettes de sol traité sont préparés et sont conservés à 20°C et à une hygrométrie supérieure à 90 %, et ce jusqu'à une échéance correspondant à 2 jours avant la fin de la période de cure prévue. Les deux lots d'échantillons sont ensuite immergés dans le réservoir pendant les 2 jours suivants, correspondant à la fin de la période de cure. Les éprouvettes d'un des deux lots (set A) sont mises dans des étuis plastiques hermétiques et ensuite soumises à des cycles gel/dégel dans la chambre climatique. Les éprouvettes du second lot (set B) sont immergées pendant les cycles. Chaque cycle dure 24 h. A l'issue les cycles, les éprouvettes du set A sont ôtés de la chambre climatique et remises en immersion pendant 24 h. Enfin, les éprouvettes des deux lots sont soumises à un essai de compression simple. Les résistances à la compression simple des éprouvettes du set A, soumises aux cycles gel/dégel, sont comparées à celles des éprouvettes du set B, qui ne le sont pas. Le paramètre de comparaison est appelé *RFT*

(%) (le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel - « retained strength factor after freeze-thaw testing »):

$$\boldsymbol{RFT = \frac{R_{c,10}}{R_{c,ref,10}} \times 100\%} \qquad \textit{(II. 35)}$$

où :

$R_{c,10}$ (MPa): compression simple moyenne de 2 éprouvettes du set A, ayant subi 10 cycles de gel/dégel,

$R_{c\ ref,10}$ (MPa): compression simple moyenne de 2 éprouvettes témoins du set B.

II.7.2. Dispositifs d'essai

Les éprouvettes subissent les cycles de gel-dégel dans une armoire climatique BINDER GmbH. La température de l'essai est suivie à l'aide d'un Datalogger Agilent 34970A dont la sonde est enfoncée au centre d'une éprouvette témoin. En fait, du fait de l'inertie thermique liée à l'épaisseur de la carotte, la température au centre de celle-ci est différente de celle dans l'enceinte climatique. La Figure II.33 présente les dispositifs expérimentaux de l'essai:

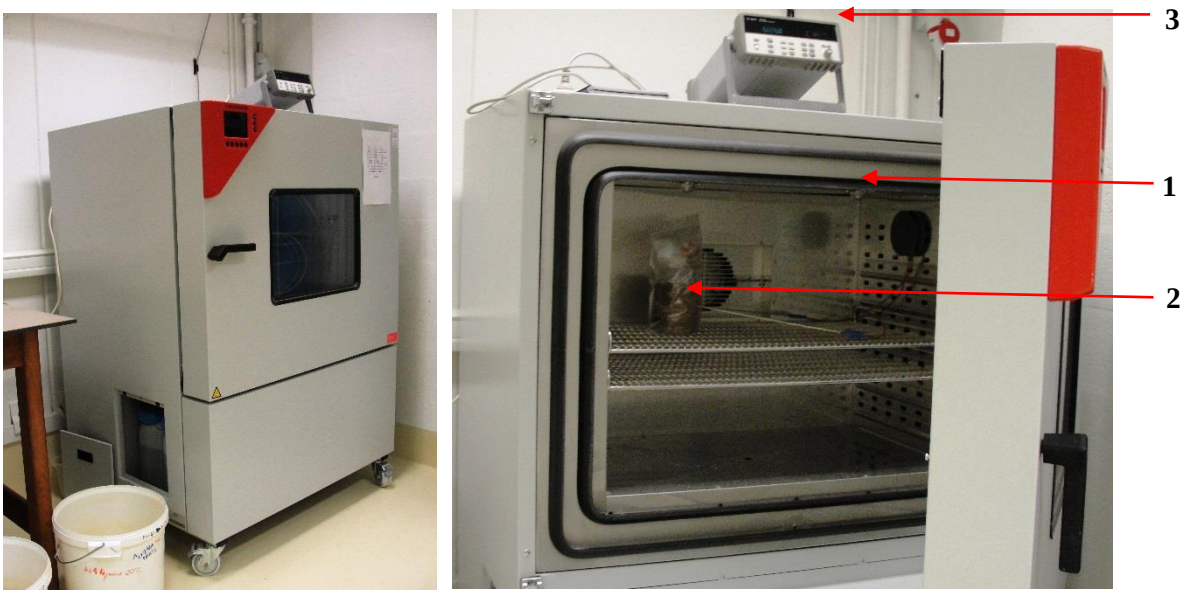


Figure II. 33: Dispositifs expérimentaux de l'essai des cycles gel/dégel (1-chambre climatique, 2-éprouvettes de contrôle de température, 3-datalogger)

La variation de la température au centre de l'éprouvette durant un cycle gel/dégel est contrôlée, afin de respecter le fuseau décrit dans la spécification technique européenne: la température est diminuée de (20±3) °C à (-0,5±0,5) °C en (150±60) min. Elle est ensuite maintenue à (-0,5±0,5) °C durant 240 min au minimum. On abaisse ensuite la température de (-0,5±0,5) °C à (-17,5±2,5) °C en (180±60) min. Cette dernière température est maintenue à (-17,5±2,5) °C durant 240 min au

minimum ; enfin, le réchauffement se déroule endéans 10 h pour parvenir à une température finale de (20±3) °C. Le Tableau II.5 récapitule les températures imposées dans la chambre climatique sur un cycle.

Tableau II. 5: Températures imposées dans la chambre climatique

Temps (h)	0	0,5	1	2	7	8,5	15	18	22	24
Température (°C)	23	23	19	10	0	0	-14	-14	10	23

La Figure II.34 présente les températures dans l'enceinte climatique et celle du centre de la carotte ainsi que le fuseau délimitant les températures autorisée.

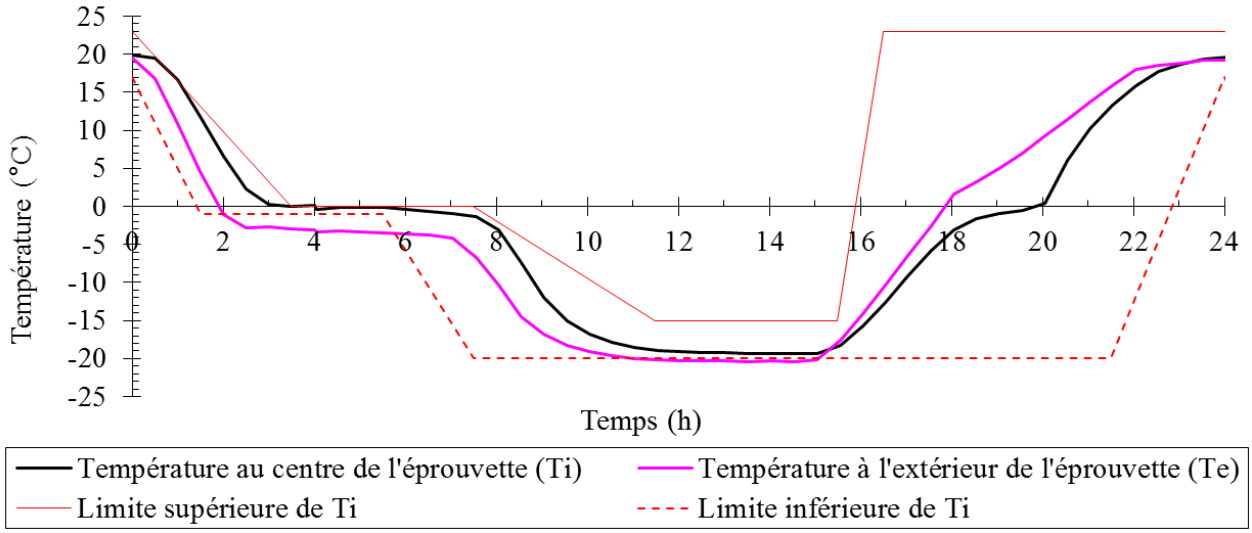


Figure II. 34: Températures dans l'enceinte climatique et dans l'échantillon

II.7.3. Confection des éprouvettes

L'éprouvette de l'essai des cycles de gel/dégel est compactée selon le mode de compactage statique selon CEN TS 13286-54, à l'aide de la presse FONT FM 250 GmbH. Le sol est à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, à une teneur en eau du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal. Les conditions de compactage sont présentées dans le Tableau II.6:

Tableau II. 6: Condition de compactage des éprouvettes à soumettre à l'essai de cycles gel/dégel

Taille de grain (mm)	Diamètre, D (mm)	Hauteur, H (mm)	Compacité, ρ_d (Mg/m^3)	Teneur en eau, w (%)	Mode de compactage
0/5	100	100	95 % $\rho_{d\ OPN}$	$w_{95\%\rho dOPN}$, côté humide	Statique

II.7.4. Processus d'essai

Deux lots d'éprouvettes sont confectionnés selon les modalités du Tableau II.5. Dans la première période du temps de cure, toutes les éprouvettes sont conservées à 20°C et à une hygrométrie supérieure à 90 %, et ce jusqu'à 2 jours avant la fin de la cure. Durant la deuxième période du temps de cure, ces éprouvettes sont retirées de leurs étuis de protection étanches et sont immergées dans l'eau pendant 2 jours.

À la fin de cette deuxième période de cure, les éprouvettes du lot A sont retirées de l'eau. On enlève rapidement de l'eau en excès par un chiffon mouillé de sorte qu'aucune partie de la surface de l'éprouvette ne soit sèche. On emballe ensuite l'éprouvette dans un étui hermétique. Ces deux éprouvettes sont mises dans la chambre climatique de sorte que la distance entre deux éprouvettes soit supérieure à 50 mm ; les 10 cycles gel/dégel débutent alors, chaque cycle durant 24 h. Pendant ce temps, les éprouvettes du lot B sont maintenues en immersion dans l'eau à température ambiante.

À la fin des 10 cycles de gel/dégel, les éprouvettes du lot A sont retirées de la chambre climatique et remises en immersion dans l'eau pendant 24 h.

A l'issue de ces 24 h d'immersion, toutes les éprouvettes des lots A et B sont retirées et subissent un essai de compression simple. En se basant sur les valeurs de résistance à la compression simple, on détermine le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, *RFT*.

La Figure II.35 présente les différentes étapes de l'essai:

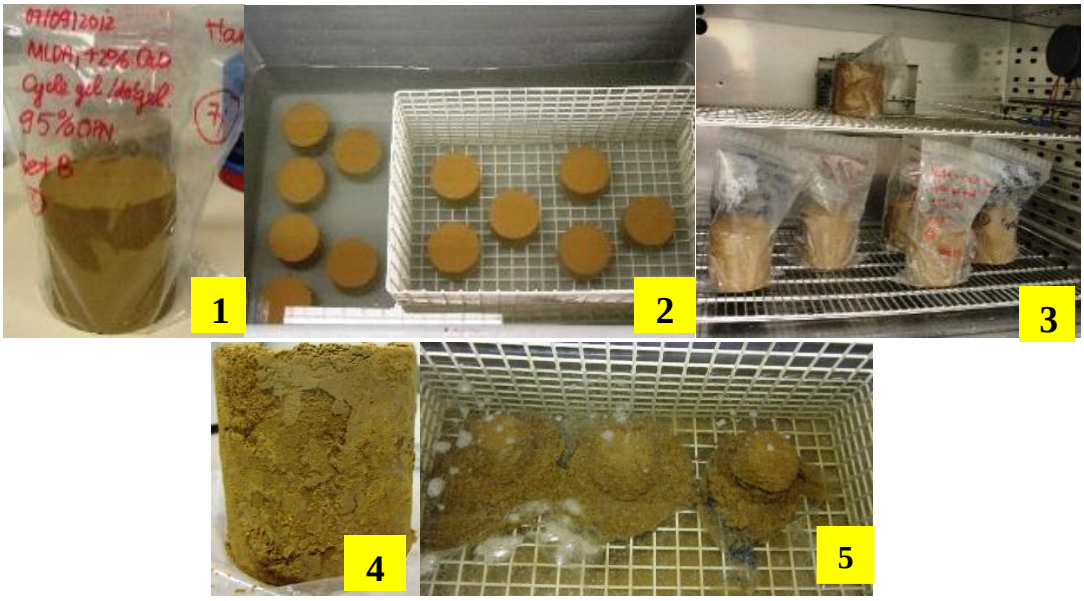


Figure II. 35: L'essai de cycles gel/dégel (1-éprouvette après le compactage, 2-éprouvettes immergées dans l'eau pendant 2 jours avant les cycles de gel/dégel, 3- répartition des éprouvettes dans la chambre climatique, 4-éprouvette de sol après les cycles de gel/dégel, 5- éprouvettes de sol immergées dans l'eau pendant 24 heures avant être cassées)

II.8. La µ-Tomographie X pour étudier la dégradation interne de la structure d'une éprouvette de sol ayant subie des cycles gel/dégel

Dans cette étude, pour étudier la dégradation interne d'une éprouvette de sol ayant subie des cycles de gel/dégel, la µ-Tomographie X est utilisée. L'objectif est, à partir des données obtenues, de quantifier la dégradation des éprouvettes de sol ayant subies des cycles de gel/dégel (essai de gélifraction).

La µ-Tomographie aux rayons X est une méthode non-destructive permettant de reconstituer la structure interne d'un objet en trois dimensions (3D) à partir de plusieurs images radiographiques X (des coupes) (Figure II.36). La notion µ signifie la taille d'un pixel de l'ordre du micromètre. Une représentation schématique d'une coupe est donnée sur la Figure II.37.

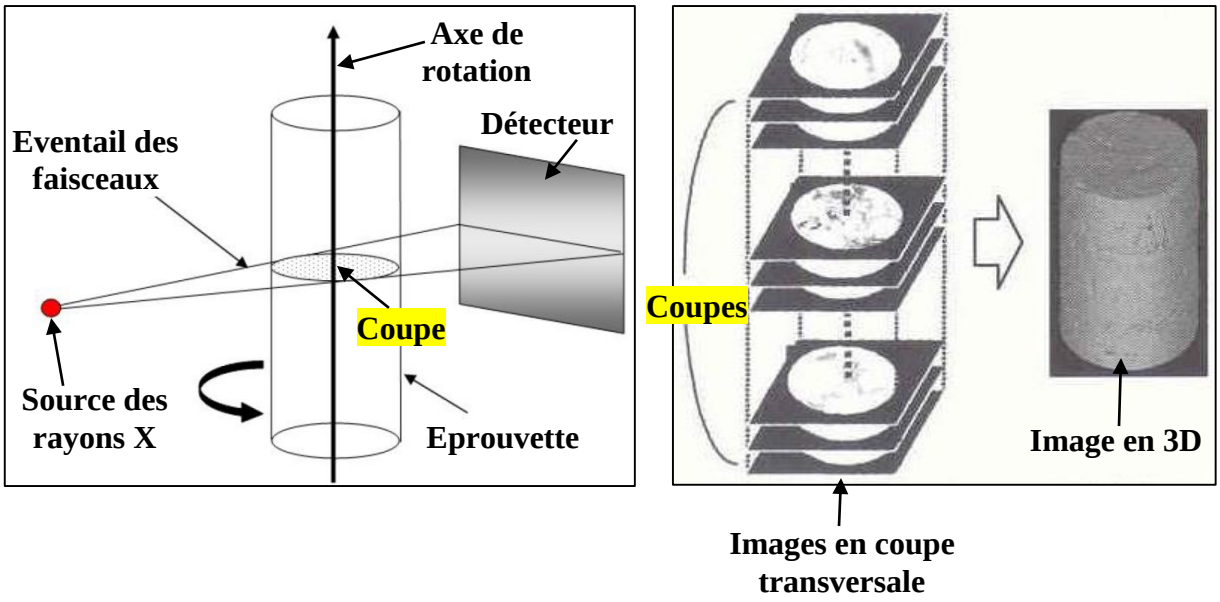


Figure II. 36: Schéma de principe de l'essai de µ-Tomographie X

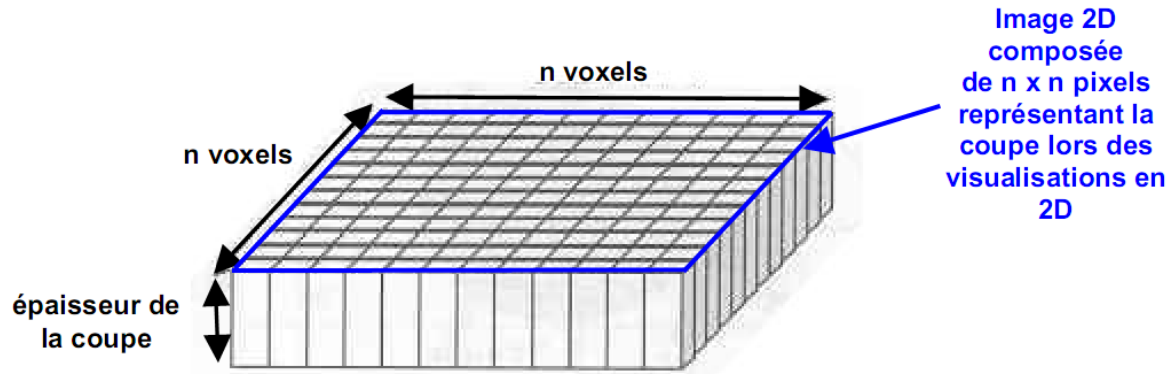


Figure II. 37: Représentation schématique d'une coupe (composée de n x n voxels) (Lenoir, 2006)

Les coupes radiographiques sont reconstruites à partir de la mesure de l'atténuation des rayons X traversant l'objet étudié. Les rayons X sont sous forme de rayonnement électromagnétique. Lorsqu'ils traversent un objet : une partie est dispersée, une autre absorbée et le reste transmis. En pratique, pour les géomatériaux et avec les énergies utilisées pour les différents appareils, deux phénomènes physiques d'interaction, entre les rayons X et la matière, interviennent : la diffraction de Compton et l'absorption photoélectrique. Lors de l'absorption photoélectrique, l'énergie totale du photon X est transférée à un électron intérieur qui se retrouve éjecté. Un électron d'une couche supérieure vient remplacer l'électron éjecté, ce qui libère de l'énergie sous la forme d'un photon X. Lors de la diffraction de Compton, le photon X éjecte un électron extérieur et perd ainsi une partie de son énergie totale. L'énergie restante est renvoyée dans une direction dite de déviation (Figure II.38).

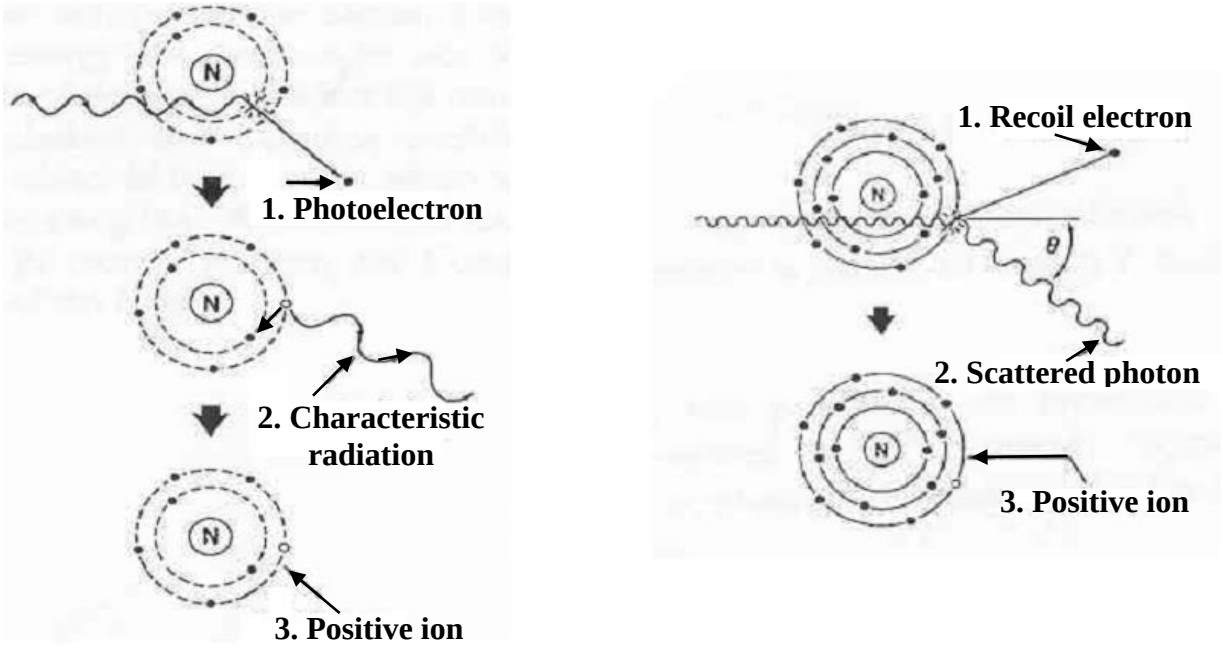


Figure II. 38: Schémas de principe de l'absorption électrique (a) et de la diffraction de Compton (b). N représente le noyau de l'atome (Curry et al. 1990)

La mesure d'atténuation consiste à mesurer la baisse d'intensité des rayons due au passage à travers l'objet, ce qui permet ensuite d'en déduire la distribution du coefficient d'atténuation linéique $\mu(x,y)$ grâce à des algorithmes de reconstruction basées sur la loi d'atténuation de Beer-Lambert (II.34). Le coefficient d'atténuation est utilisé pour reconstruire la coupe radiographique (le coefficient d'atténuation linéique est proportionnelle à la taille du voxel de la coupe radiographique.

$$\boldsymbol{N = N_o exp\left[-\int_0^r \mu(x, y_1) dx\right]} \quad \textbf{(II. 36)}$$

où :

N_o : nombre de photons émis,

N : nombre de photons transmis,

$\mu(x,y)$: coefficient d'atténuation linéique au point de coordonnées (x,y),

r: ligne d'équation $y = y_1$ représentant un rayon du faisceau (Figure II.39).

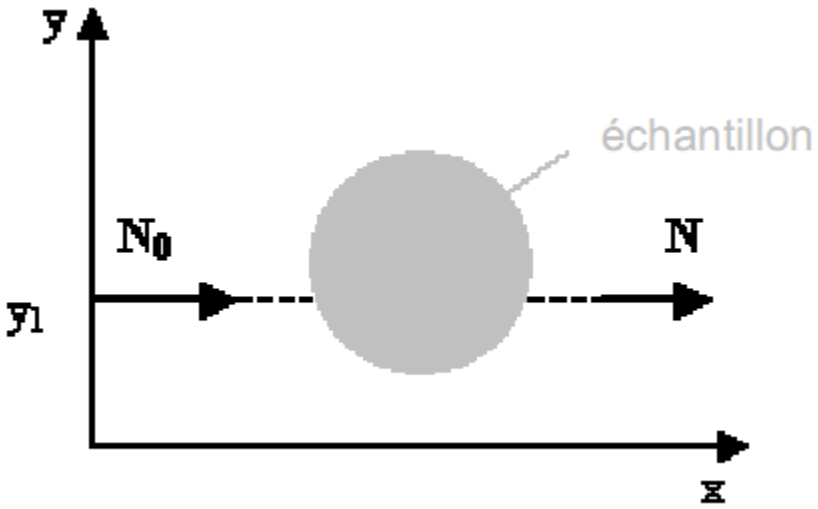


Figure II. 39: Modèle schématique de la transmission d'un faisceau à travers l'échantillon (Lenoir, 2006)

En mesurant N_1 et N_o, l'intégrale de $\mu(x, y_1)$ le long de la ligne r peut être calculée :

$$\boldsymbol{ln\frac{N}{N_o} = -\int_0^r \mu(x, y_1)dx} \qquad \textbf{(II. 37)}$$

Le coefficient d'atténuation linéique dépend de l'énergie du photon, de la densité massique et du nombre atomique Z du matériau étudié (Lenoir, 2006):

$$\mu(E) = \underbrace{a(E)\rho\frac{Z^m}{E^n A}}_{\textbf{Absorption photoélectrique}} + \underbrace{b(E)\rho\frac{Z}{A}}_{\textbf{Diffraction de Compton}} \qquad \textbf{(II. 38)}$$

Avec E énergie du rayon, ρ densité du matériau «absorbant», Z son nombre atomique et A son poids atomique.

m et n sont des constantes dépendant respectivement de Z et E. La partie avec la constante a(E) représente l'atténuation par absorption électrique et celle avec b(E) par diffraction de Compton. Pour les géomatériaux et en dessous d'une énergie de 100 keV, le phénomène prédominant est l'absorption photoélectrique (Ketcham et Carlson, 2001). Le coefficient d'atténuation linéique est alors pour une énergie donnée, dépendant de la densité massique et du nombre atomique. Au-delà

de 100 keV jusqu'à 5-10 MeV, le phénomène prédominant est la diffraction de Compton. Le coefficient d'atténuation linéique est considéré comme uniquement dépendant de la densité massique. Le bon choix d'énergie du rayon permet d'obtenir un bon contraste entre les composants de l'échantillon.

La µ-Tomographie X utilisée pour l'étude est un Tomographie X multi-échelle du laboratoire 3SR à Grenoble. Son installation est conçue pour s'adapter à des objets et des structures de taille très variables, de 4 mm de diamètre à 200 mm. Les résolutions obtenues sont respectivement de 5 et 100 µm. Les caractéristiques techniques sont présentées dans le Tableau II.7.

Tableau II. 7: Les caractéristiques techniques de la µ-Tomographie X utilisée

No	Caractéristique	Valeur
1	Champs de mesure	200 x 250 mm²
2	Résolution	4 µm pour le champs minimum (4 mm) 100µm pour le champs maximum (200 mm)
3	Type de source	Tube fermé, micro - foyé 150 kV, 75 watts
4	Imageur	30 images/sec, 1560 x 1920 pixels
5	Logiciel de reconstruction	Octopus de l'Université de gent
6	Traitement d'Image	Visilog et visualisation 3D VGSTUDIO MAX

Après être soumises à des cycles de gel/dégel, les éprouvettes ont été conservées et transportées au laboratoire 3SR pour effectuer des essais de µ-Tomographie X. Le dispositif de l'essai est présenté sur la Figure II.40. L'éprouvette est couverte par un film plastique fin, puis placée dans un moule plastique transparent. L'espace entre l'éprouvette et le moule plastique est remplie par du sable de Fontainebleau. Cette installation permet de diminuer l'artéfact de durcissement du faisceau (ou Beam Hardening) dans l'image de reconstruction. Avec ce phénomène, les bords de l'échantillon apparaissent beaucoup plus denses qu'à l'intérieur (effet de tasse) (Figure II.41). Ce phénomène influence la détermination des dégradations au bord de l'éprouvette. Cet artéfact est expliqué par le fait que le faisceau est de type polychromatique. En traversant l'échantillon, les photons de basses énergies sont absorbés. Cela provoque une augmentation de l'énergie moyenne du faisceau (durcissement). L'algorithme de reconstruction est basé sur la loi de Beer-Lambert (II.36) qui considère le faisceau monochromatique, ce qui provoque une mesure fausse du coefficient linéique d'atténuation et crée des artéfacts lors de la reconstruction des images. En remplissant le moule avec du sable, on crée une condition de scan homogène autour de l'éprouvette. De plus, avec une densité élevée (2,5 Mg/m^3), ce matériau a une grande capacité d'absorption photoélectrique et donc il absorbe des photons de basses énergies et diminue l'artéfact de Beam Hardening. La Figure II.42 présente l'image de la solution avec l'effet de Beam Hardening diminué.

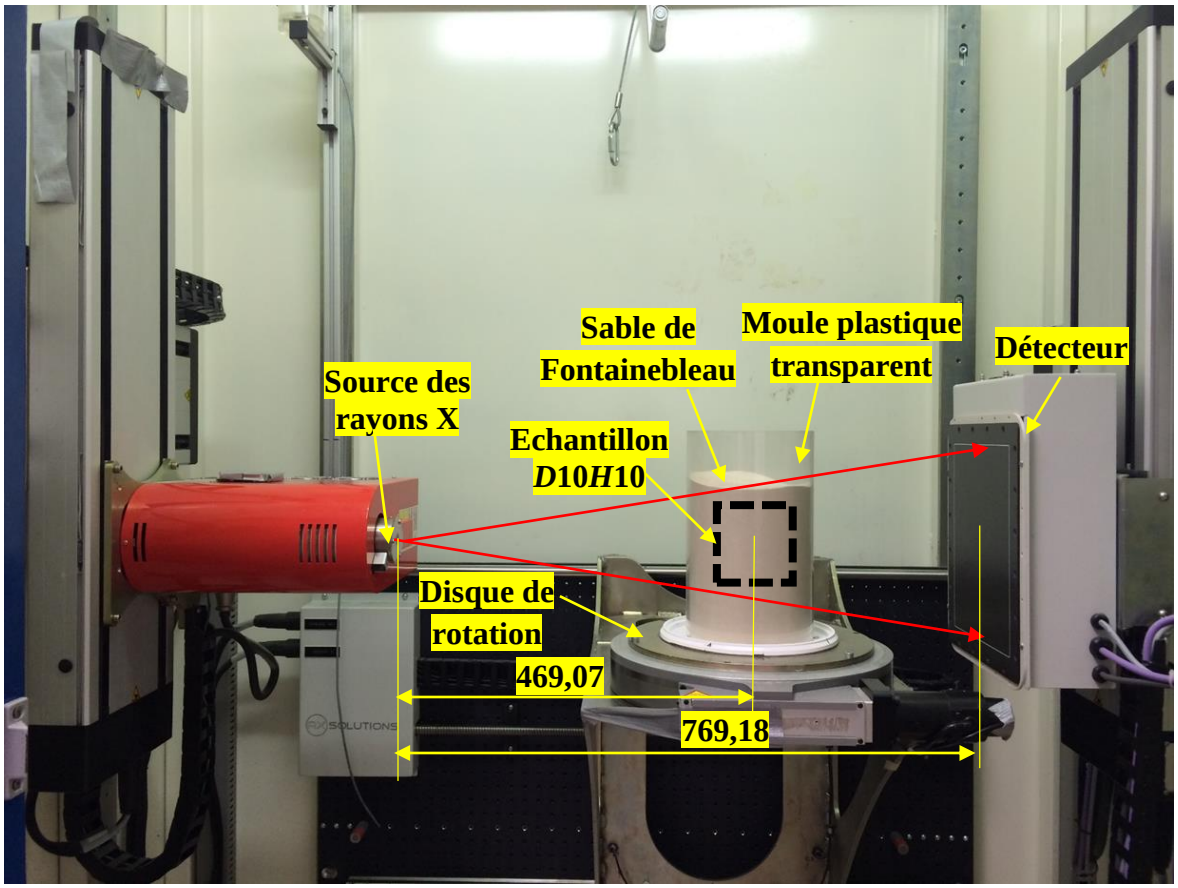


Figure II. 40: Dispositif de l'essai de µ-Tomographie X

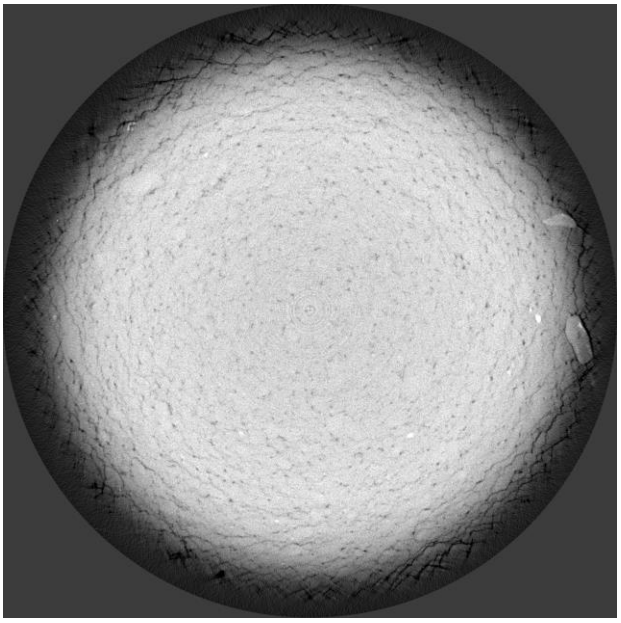


Figure II. 41: Exemple de l'effet de Beam Hardening sur l'image de reconstruction (bord de l'échantillon plus sombre)

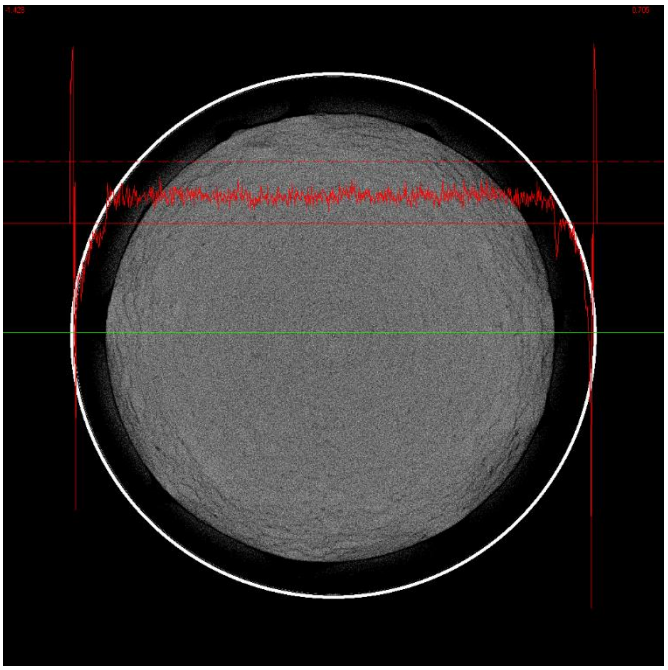


Figure II. 42: Image de reconstruction lorsque le problème de Beam Hardening est résolu

Les conditions de scan sont présentées dans le Tableau II.8 :

Tableau II. 8: Conditions de scan

No	Paramètre	Valeur
1	Distance entre la source et la détecteur (SDD)	767,18 mm
2	Distance entre la source et l'échantillon (SOD)	469,07 mm
3	Dimension du pixel agrandi	77,448 µm
4	Energie du faisceau	150 kV
5	Nombre d'acquésition	1500
6	AVG	10
7	FPS	2 (images/s)

La reconstruction des images est effectuée à l'aide du logiciel Octopus. Le traitement est réalisé par l'utilisation du logiciel Fiji. Le traitement des images sera détaillé dans le chapitre V.

II.9. Conclusion

Différentes techniques expérimentales ont été utilisées pour étudier le comportement des sols traités à la chaux au gel. Ces techniques ont permis 3 groupes d'essais : essais de caractérisations, essais pour étudier la stabilisation à moyen et à long terme des sols traités à la chaux, essais pour étudier le comportement au gel du sol. Premièrement, les caractérisations géotechniques et la minéralogie des sols sont identifiées. Puis l'essai de détermination du point de fixation de la chaux (*PFC*) est réalisé. Les caractéristiques géotechniques avec le *PFC* permettent de choisir 3 dosages en chaux correspondant aux 3 objectifs : i) amélioration (dosage en chaux minimal), ii) stabilisation

et insensibilité à l'eau (dosage en chaux intermédiaire), iii) stabilisation et résistance au gel (dosage en chaux le plus élevé). Lorsque les dosages en chaux sont choisis, les éprouvettes de sols sont préparées et conservées à différents temps de cure (7, 28, 90, 365 jours) pour les différents essais : essais de détermination des performances mécaniques (R_c, R_{tb}, E_{tb}, E_0, G_{max}), microstructurales (PIM, MEB) et hydrauliques (courbe de rétention d'eau, k_{sat}, k_{unsat}) des sols non-traités et traités à la chaux ; essais de géligonflement et de gélifraction pour étudier le comportement au gel des sols. Notons que les résultats des essais hydrauliques sont utilisés pour interpréter les résultats de l'essai de géligonflement, les résultats de l'essai microstructural (courbe de distribution porale) sont utilisés pour déterminer les propriétés hydrauliques (courbe de rétention d'eau, conductivité hydraulique à l'état non-saturé). Pour interpréter l'endommagement dû aux cycles de gel/dégel, la technique µ-Tomographie X est utilisé.

CHAPITRE III. CARACTERISATION DES MATERIAUX

III.1. Sols non-traités

Dans le cadre du présent travail, des sols fins limono-argileux couramment rencontrés sur des chantiers de terrassement (A1, A2, A3 selon la Norme Française NF P 11-300) seront utilisés. Le premier sol est le sol limoneux de découverture du gisement de calcaire dolomitique de Lhoist, à Marche–Les-Dames (ci-après dénommé MLD), en Belgique. Le deuxième sol est l'argile limoneuse utilisée dans le projet de construction de la ligne de grande vitesse Tours-Bordeaux. Ce sol est fourni par Vinci Construction Terrassement. Le troisième sol est l'argile plastique de Charleville-Mézières, France, qui a été prélevé et fourni par l'entreprise Urano. Des lots de 500 kg de sols sont transportés au laboratoire de Lhoist R&D à Nivelles, et les sols sont stockés dans un grand bac plastique hermétique pour homogénéisation avant les essais de caractérisation. Les résultats des essais de caractérisation sont présentés dans ce chapitre.

III.1.1. Minéralogie des sols

Les diffractogrammes de rayons X de trois sols non-traités sont présentés sur les Figures III.1, III.2, III.3. La courbe noire correspond au diffractogramme naturel N, la bleue au diffractogramme saturé en éthylène glycol EG et la rouge au diffractogramme après chauffage H. Le sol de Marche-Les-Dames (Figure III.1) est défini comme un mélange d'illite ouverte, de kaolinite et d'un chlorite dégradé (14c-14v) contenant un peu de quartz et de feldspath. Le sol de Tours-Bordeaux contient de l'illite, de la kaolinite, du chlorite, du quartz, de la montmorillonite. Le sol de Charleville-Mézières comprend de l'illite, de la kaolinite, du chlorite, de la montmorillonite, du quartz.

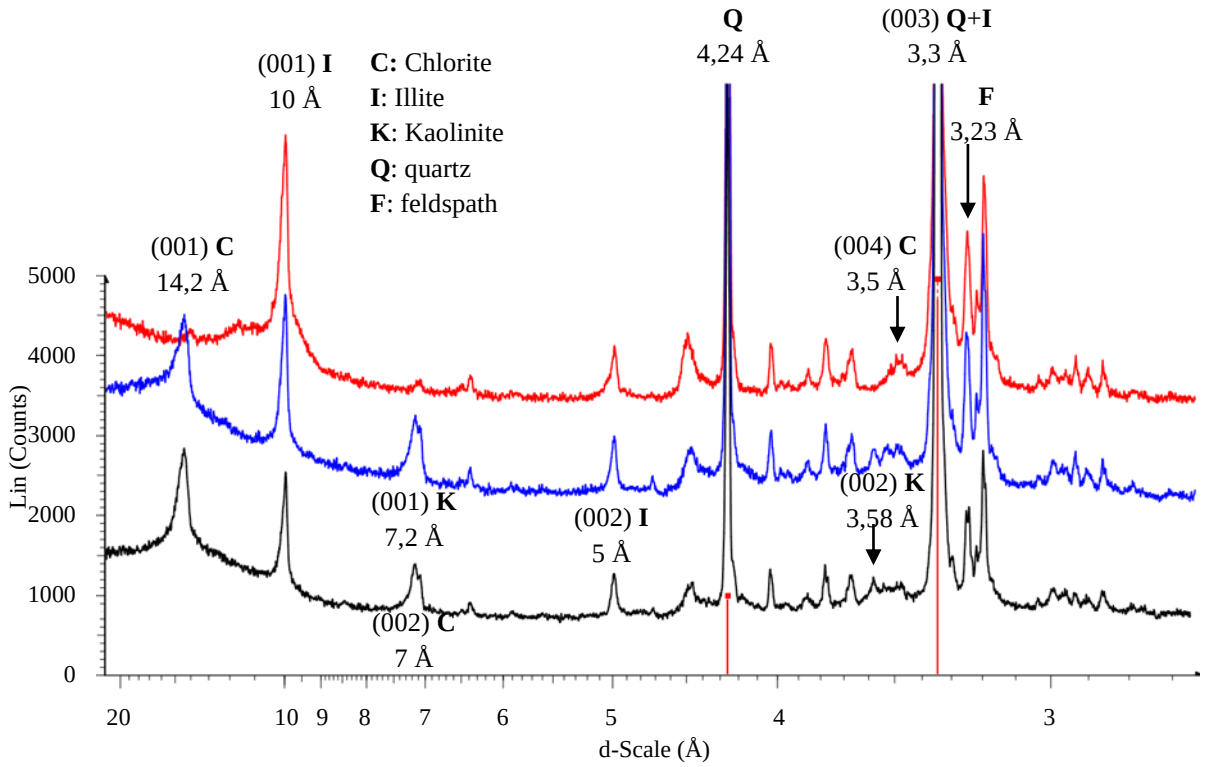


Figure III. 1: Diffractogramme de rayons X du sol de Marche-Les-Dames

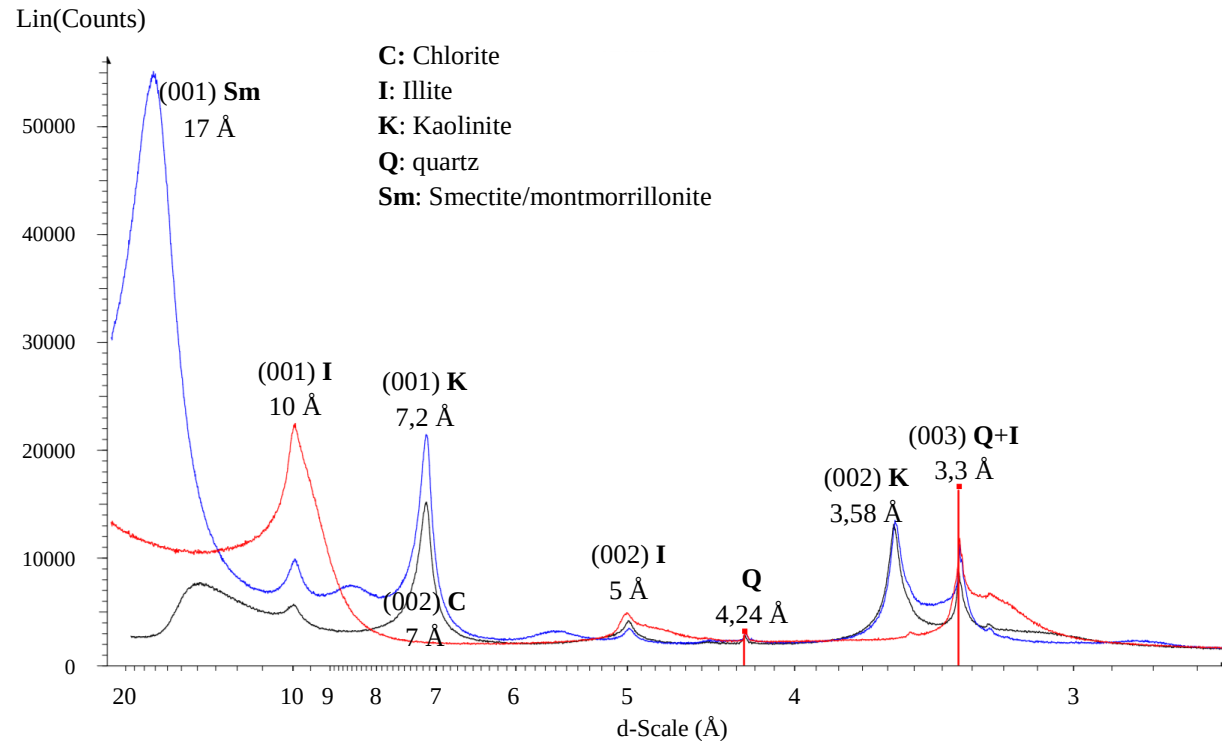


Figure III. 2: Diffractogramme de rayons X du sol de Tours-Bordeaux

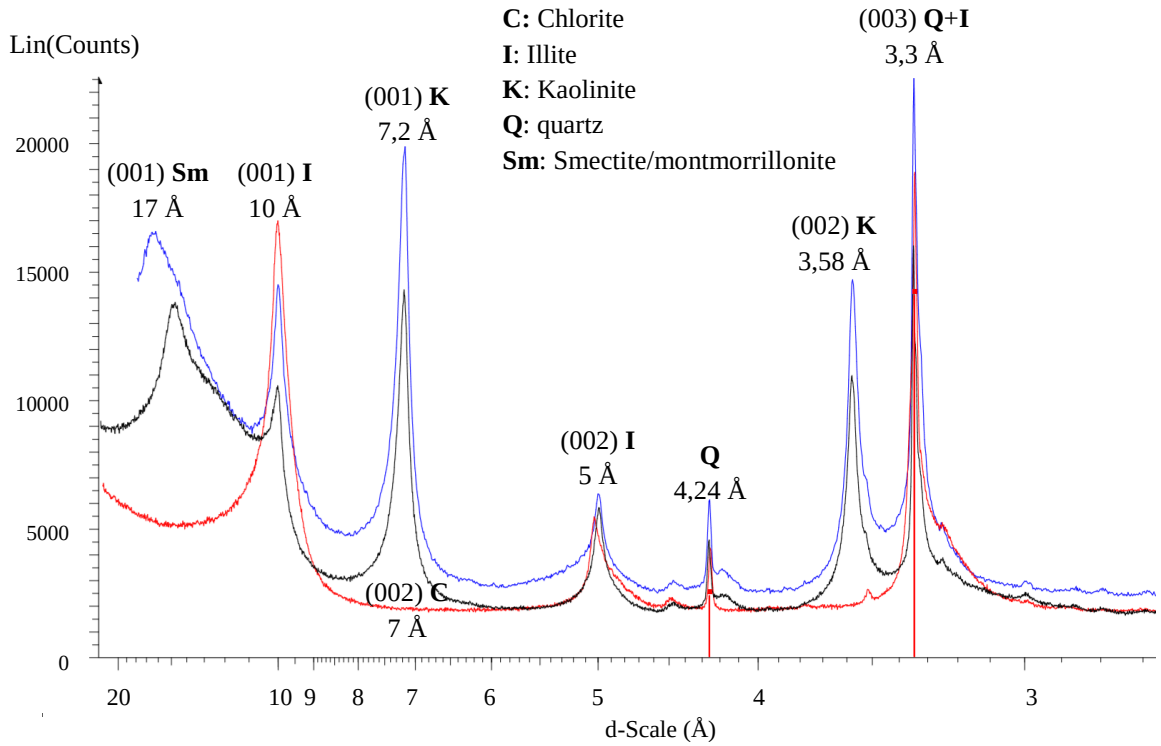


Figure III. 3: Diffractogramme de rayons X du sol de Charleville-Mézières

III.1.2. Détermination de la nature du sol

Les courbes granulométriques des sols sont présentées sur la Figure III.4. Les tamisats à 80 µm des trois sols sont supérieurs à 35% et les diamètres maximaux des grains de sol D_{max} sont inférieurs à 50 mm. Selon la Norme NF P 11-300, les sols sont classifiés comme sols fins (type A).

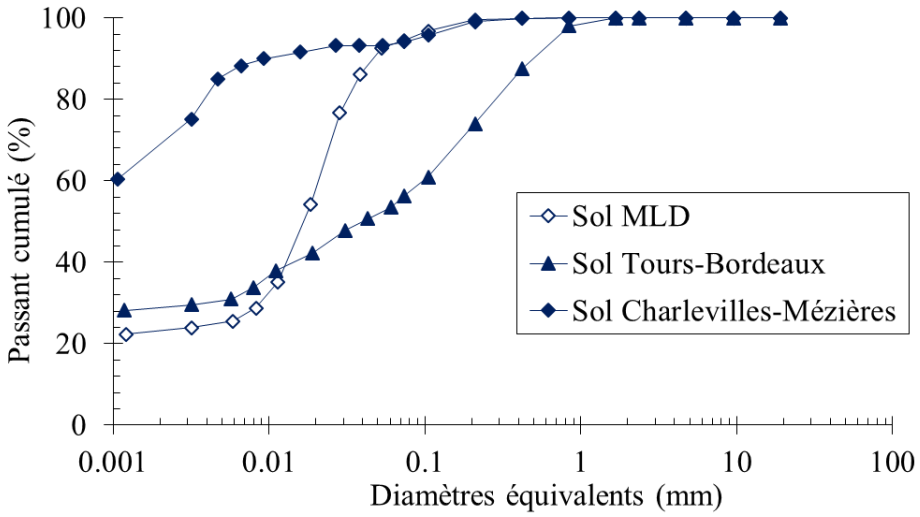


Figure III. 4: Courbes granulométriques des sols

Le Tableau III.1 donne des tamisats à 0,002 mm (fraction argileuse), des valeurs de bleu de méthylène, des limites d'Atterberg, et des indices de plasticité des sols :

Tableau III. 1: Valeur de bleu de méthylène et des limites d'Atterberg des sols

Sol	***Fraction* < *0,002 mm* (%)**	***VBS* (g/100 g)**	**Limites d'Atterberg**		
			w_P (%)	w_L (%)	I_P
MLD	24	2,4	23,2	30,1	7
Tours-Bordeaux	28	3,4	17,0	42,0	25
Charlevilles-Mézières	70	7,4	45,8	79,5	34

La classification des sols se base sur la Norme NF P 11-300. Pour le sol de MLD, la valeur de bleu de méthylène du sol est de 2,39 (< 2,5) et la valeur de I_P est de 6,9 (< 12). Le sol est ainsi classifié A1, limon peu plastique. Le sol de Tours-Bordeaux a une *VBS* de 3,4 ($2,5 < VBS \leq 6$) et un I_P de 25 ($12 < I_p \leq 25$). Il est donc classifié A2, argile limoneuse peu plastique. Quant au sol de Charleville Mézières, *VBS* = 7,4 (> 6), I_P = 34 (> 25) ; il est défini comme A3, argile très plastique. Par rapport aux sols A1 et A2, le sol A3 présente un tamisat à 0,002 mm plus élevé.

III.1.3. Références de compactage

Les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal et d'Indice Portant Immédiat (*IPI*) des sols sont présentées sur les Figures III.5 et 6. A partir des courbes de compactage Proctor Normal, on détermine les valeurs de la teneur en eau optimale (w_{OPN}) et de la masse volumique sèche correspondante (ρ_{dOPN}). Les points optimaux de compactage des sols (où se positionnent les flèches rouges sur les Figures III.5 et 6) sont : w_{OPN} = 14,8% et ρ_{dOPN} = 1,81 Mg/m^3 pour le sol A1, w_{OPN} = 15,6 % et ρ_{dOPN} = 1,81 Mg/m^3 pour le sol A2, w_{OPN} = 20,1% et ρ_{dOPN} = 1,56 Mg/m^3 pour le sol A3. Ces points correspondent aux pics des courbes de compactage et aux points de changement de pente sur la courbe *IPI* (Figure III.6). Les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal dépendent fortement de la nature du sol. Le limon A1 et l'argile limoneuse A2 présentent des courbes de compactage avec des points d'optimum très marqués tandis que l'argile très plastique A3 est caractérisée par une courbe de compactage très plate, indiquant que la teneur en eau influence peu le compactage. De plus, ces résultats expérimentaux sont concordants avec les résultats antérieurs de Hillel (1980), Wagner et al. (1993) que les points d'optimum de compactage sont voisins de l'intersection de la courbe de compactage avec la courbe de degré de saturation S_r = 80%. Dans le cas de l'argile très plastique A3 de Charleville-Mézières, la courbe de compactage étant très plate, le point optimal est déterminé via cette procédure (Figure III.7).

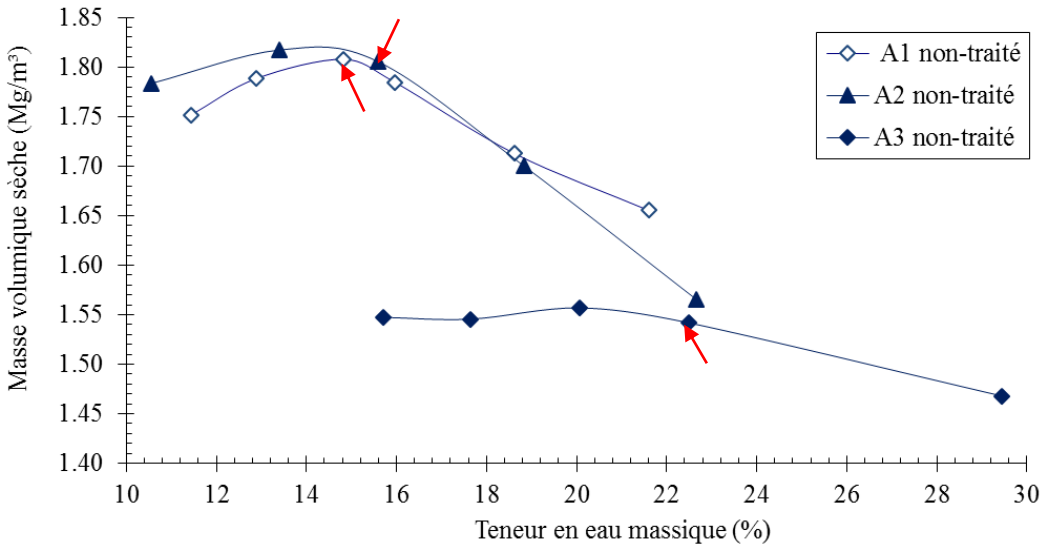


Figure III. 5: Courbes Proctor Normal des sols

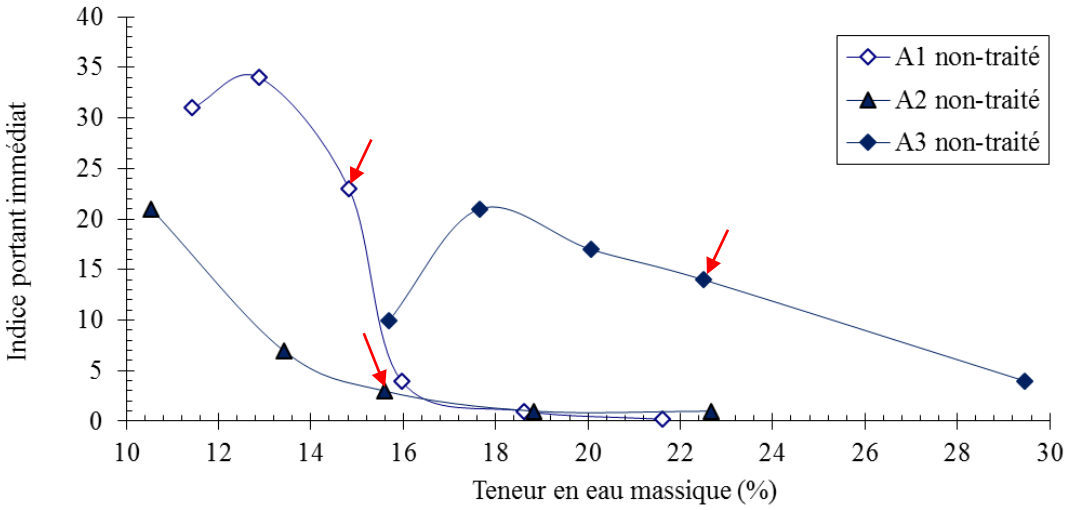


Figure III. 6: Courbes IPI des sols

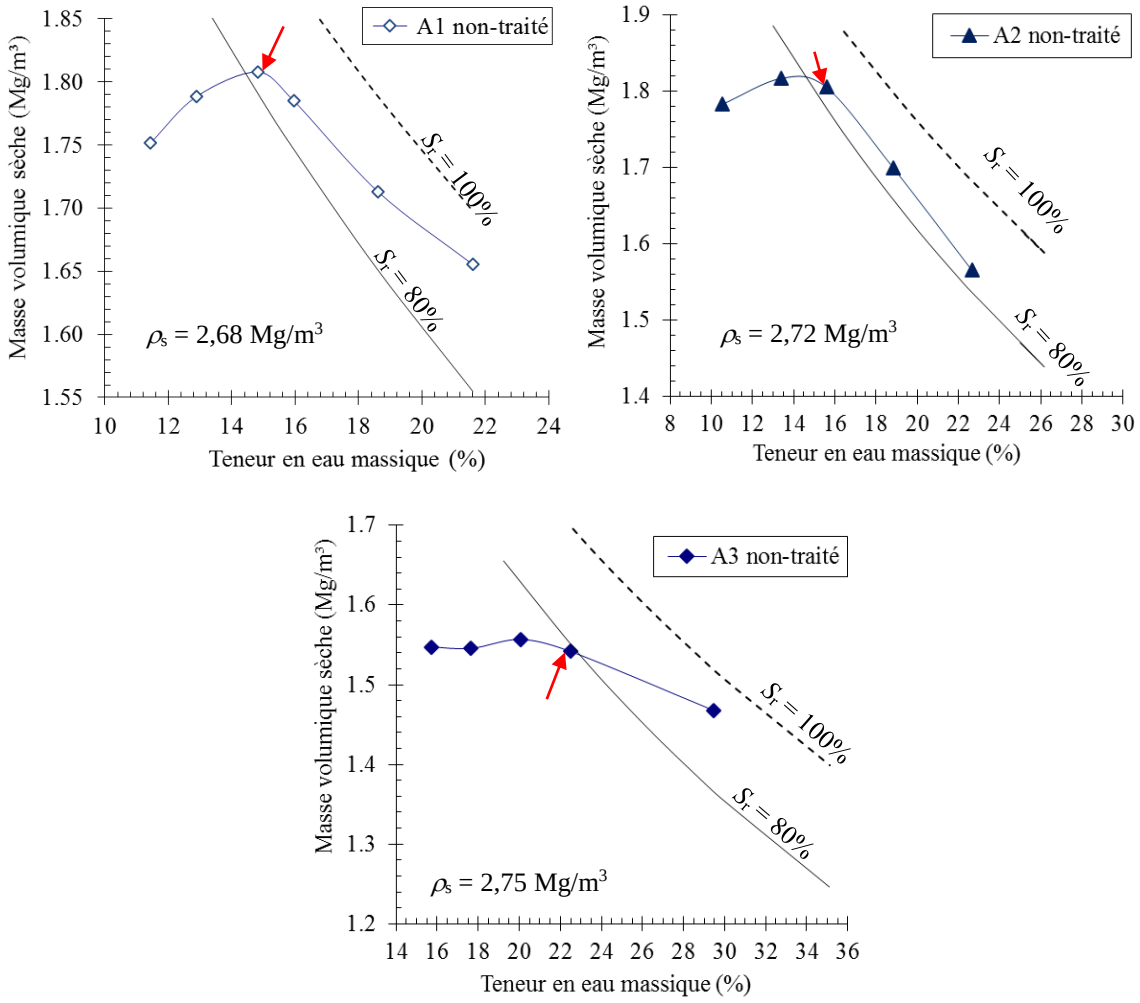


Figure III. 7: Courbes Proctor Normal et hyperboles d'isovaleurs de S_r = 80% et de S_r = 100%

La mesure de l'indice *CBR* après 4 jours d'immersion ($CBR_{4j\ immersion}$) est réalisée pour l'échantillon compacté à l'optimum. Le Tableau III.2 donne les références de compactage des sols.

Tableau III. 2: Référence de compactage et performance mécanique sous trafic des sols

Sol	ρ_{dOPN} (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	*IPI* à OPN	$CBR_{4j\ immersion}$	$\frac{CBR_{4j\ immersion}}{IPI}$	Evaluation
A1	1,81	14,8	23	1	0,04	< 1
A2	1,81	15,6	3	Non mesuré	Non mesuré	Non mesuré
A3	1,56	20,1	17	Non mesuré	Non mesuré	Non mesuré

Le sol A1 non-traité possède un Indice Portant Immédiat égal à 23, et satisfait au critère mécanique (GTS) pour la réalisation des remblais (10 < *IPI* < 20 pour le sol A1). Cependant, l'indice $CBR_{4j\ immersion}$ a une valeur très faible de 1, et le rapport entre la valeur $CBR_{4\ jours}$

immersion et *IPI* est bien inférieure à l'unité. Ce sol ne répond dès lors pas au critère d'insensibilité à l'eau pour la construction des couches de forme selon le GTS :

$$CBR_{4j\ immersion} \geq 20 \quad \textit{(III. 1)}$$

$$\textit{et} \quad \frac{CBR_{4j\ immersion}}{IPI} \geq 1 \quad \textit{(III. 2)}$$

Le sol A2 non-traité a une valeur d'*IPI* à OPN de 3, qui ne satisfait pas au critère mécanique (GTS) pour la réalisation des remblais (7 < *IPI* < 15 pour le sol A2). Le sol A3 non-traité a un indice *IPI* de 17 à une teneur en eau équivalente à w_{OPN}, ce qui satisfait au critère mécanique (GTS) pour la réalisation des remblais (5 < *IPI* < 10). Par manque de matériaux, les mesures de $CBR_{4i\ immersion}$ des sols A2 et A3 non-traités n'ont pas été réalisées.

III.1.4. Composition chimique des sols

Les compositions élémentaires des sols sont déterminées par fluorescence X, et détaillées dans les Tableaux III.3, 4, 5:

Tableau III. 3: Eléments chimiques contenus dans le sol A1

Elément	% massique	Elément	% massique
CaO	1,07	Cl	0,10
MgO	1,25	Ba	0,13
Al_2O_3	13,7	Ce	0,04
SiO_2	74,00	Cr	0,02
Fe_2O_3	4,60	Cu	0,01
MnO	0,07	Ni	-
Na_2O	1,37	Sr	0,01
P_2O_5	0,17	Ti	0,50
K_2O	2,80	Zn	0,01
SO_3	0,22	Total	99,99

Tableau III. 4: Eléments chimiques contenus dans le sol A2

Elément	% massique	Elément	% massique
Na_2O	0,847	Cu	0,005
MgO	0,797	Zn	0,004
Al_2O_3	19,136	Rb	0,008
SiO_2	71,762	Sr	0,008
P_2O_5	0,039	Y	0,006
K_2O	2,787	Zr	0,050
CaO	0,438	Ba	0,127
Ti	0,566	Ce	0,031
Cr	0,011	Pb	0,005
Fe_2O_3	3,373	Total	100,000

Tableau III. 5: Composition chimique contenus dans le sol A3

Elément	**% massique**	**Elément**	**% massique**
Na_2O	0,252	MnO	0,072
MgO	1,627	Fe_2O_3	9,412
Al_2O_3	25,069	Ni	0,011
SiO_2	57,409	Cu	0,009
P_2O_5	0,267	Zn	0,021
SO_3	0,024	Ga	0,003
K_2O	3,717	Rb	0,011
CaO	1,154	Sr	0,013
Ti	0,671	Ba	0,177
Cr	0,019	Total	99,999

III.2. Chaux vive

La chaux vive utilisée pour le traitement est une Proviacal ® ST fournie par la société Lhoist. La chaux est conforme aux spécifications des exigences de la norme NF EN 459-1 et également aux critères additionnels des chaux de construction correspondantes à la la classe CL 90-Q. Des analyses de cette chaux ont été effectuées au laboratoire de Lhoist R&D, et les résultats sont présentés dans le Tableau III.6:

Tableau III. 6: Caractéristiques de la chaux Proviacal ® ST étant comparée avec la Norme EN 459-1

	Exigences EN 459 - 1 (pour CL 90-Q)	Chaux vive Proviacal ® ST utilisée
CaO (%)		92,6
MgO (%)	≤ 5	1,7
CaO + MgO (%)	≥ 90	94,3
CO_2 (%)	≤ 4	2,3
SO_3 (%)	≤ 2	0,312
CaO disponible (%)	≥ 80	90,1
t_{60} (minutes)	10	6,8

III.3. Détermination des dosages en chaux

L'essai *pH* a été réalisé sur le sol A1, et le point de fixation de la chaux (*PFC*) correspondant a été évalué à 1,5% (Figure III.8). En se basant sur cette mesure et sur les performances évaluées par les courbes Proctor, des additions de 1%, 2% et 4% ont été choisies, correspondant respectivement aux dosages minimal, intermédiaire et élevé, afin que le traitement du sol A1 puisse répondre aux 3 objectifs: 1) amélioration, 2) stabilisation et insensibilité à l'eau, 3) stabilisation et résistance au gel.

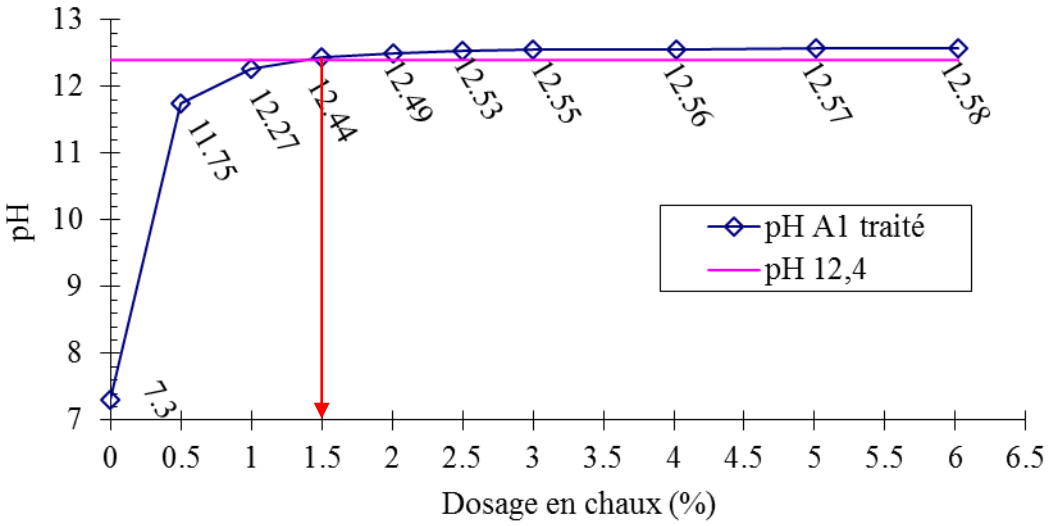


Figure III. 8: Détermination du point de fixation de la chaux pour le sol A1

L'essai *pH* n'a pas été considéré comme représentatif dans le cas des sols A2 et A3. L'électrode de mesure du pH indique des valeurs supérieures à 12,4 à partir d'un dosage en chaux de 1% (< 1,5 % pour le cas du sol A1). Ce résultat ne peut pas être pris en compte, car le *PFC* a tendance d'augmenter en fonction de l'argilosité du sol. Les dosages en chaux ont été donc choisis selon l'expérience de la profession et les pratiques du traitement. Les dosages en chaux de 1,5% ; 3% ; 5% sont choisis pour le sol A2, et les dosages en chaux de 2% ; 4% ; 7% sont choisis pour le sol A3.

III.4. Sols traités

III.4.1. Sol A1 traité

III.4.1.1. Références de compactage

Les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal et *IPI* du sol A1 non-traité et traité à différents dosages en chaux sont présentées sur les Figure III.9 et III.10. Le Tableau IV.1 récapitule les références Optimum Proctor Normal, les valeurs *IPI* et les valeurs de $CBR_{4j\ immersion}$ pour le sol A1 non-traité et traité à w_{OPN}.

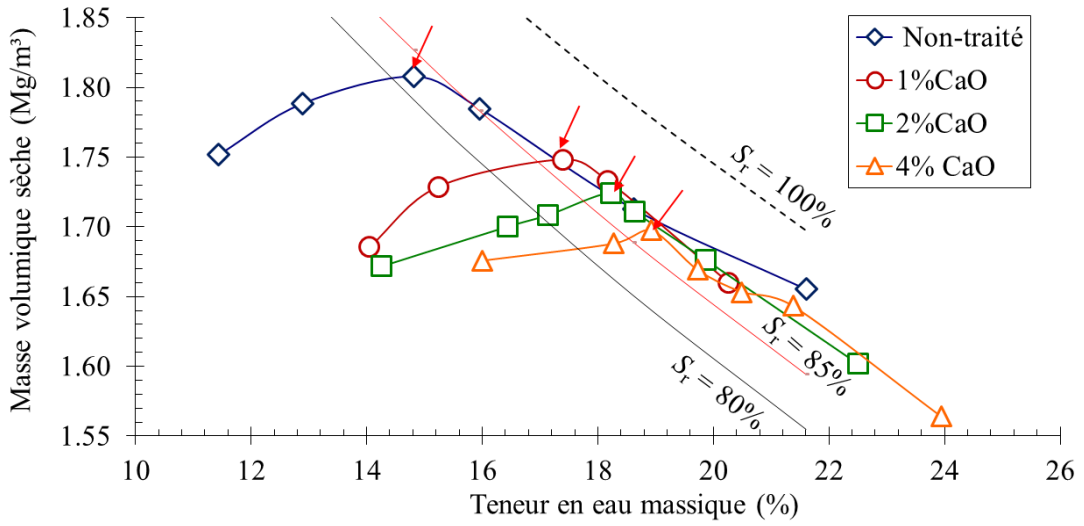


Figure III. 9: Courbes Proctor Normal du sol A1 non-traité et traité

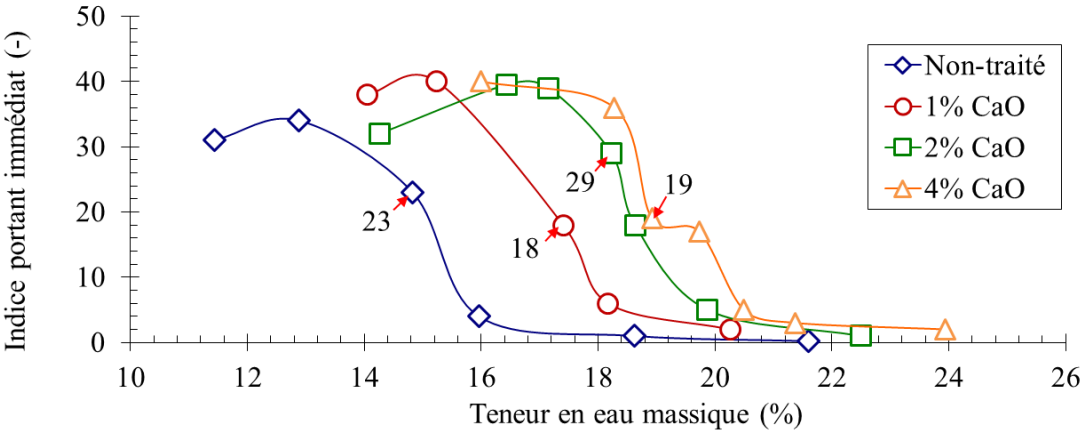


Figure III. 10: Courbes IPI du sol A1 non-traité et traité

Tableau III. 7: Références de compactage du sol A1 non-traité et traité

Dosage en chaux	**ρ_{dOPN} (Mg/m³)**	**w_{OPN} (%)**	***IPI* à w_{OPN}**	**$CBR_{4j\ immersion}$ à w_{OPN}**	$\frac{CBR_{4j\ immersion}}{IPI}$
Non-traité	1,81	14,8	23	1	0,04
1%	1,75	17,4	18	17	0,94
2%	1,72	18,2	18	29	1,61
4%	1,70	18,9	19	24	1,26

Après le traitement, les courbes Proctor Normal du sol A1 traité sont plus aplaties et se déplacent vers des niveaux d'humidité croissants par rapport au sol naturel : un accroissement d'environ 2,6 – 4,1 % de la teneur en eau à l'optimum, w_{OPN}, de 14,8% pour le sol non-traité à 17,4%, 18,2% et 18,9% pour le sol traité à 1% CaO, 2% CaO et 4% CaO respectivement, simultanément à une réduction d'environ 0,06 – 0,11 Mg/m^3 de la masse volumique sèche

maximale, ρ_{dOPN}, de 1,81 Mg/m^3 pour le sol naturel à 1,75 Mg/m^3, 1,72 Mg/m^3 et 1,70 Mg/m^3 pour le sol traité à 1% CaO, 2% CaO et 4% CaO (Figure III.9). Les points optimaux de compactage du sol A1 traité à la chaux correspondent aux pics des courbes de compactage Proctor Normal et sont les points les plus proches de la courbe du degré de saturation 85% (TerDouest, 2011). Le changement de la courbe de compactage Proctor Normal de sol traité par rapport à celle de sol non-traité est principalement dû aux réactions immédiates (échanges cationiques, floculation) (Little, 1987 ; Ormsby, 1973 ; Brandl, 1981; Osula, 1996). Les courbes *IPI* du sol traité sont déplacées vers les teneurs en eau plus élevées après le traitement (Figure III.10). Pour une même teneur en eau, la portance du sol traité est donc améliorée. En conséquence, après le traitement, le compactage est facilité, et le gain de capacité portante du matériau se manifeste clairement. Au dosage en chaux le plus faible (1%), la valeur *IPI* = 18 satisfait au premier critère de la réalisation du remblai. Au dosage en chaux intermédiaire (2%), le sol traité satisfait au critère de l'insensibilité à l'eau, avec *IPI* = 29 et le rapport $CBR_{4j\ immersion}$/IPI supérieur ou égal à 1 (Tableau III.7).

III.4.1.2. Evaluation de l'aptitude au traitement

Les essais d'aptitude ont pour but principal d'évaluer le gonflement des sols traités suite à l'apparition d'ettringite. Ce phénomène peut avoir lieu lorsque des sulfates sont présents dans le sol. L'essai d'aptitude est réalisé selon la Norme NF P94-100. Pour le sol traité à la chaux, on procède à l'évaluation du gonflement volumique, G_v (%) des éprouvettes de sol conservées pendant 3 jours à 20°C±2°C et à 90% de degré hygrométrique, et ensuite immergées 7 jours dans l'eau maintenue à 40°C±2°C. Le critère d'évaluation l'aptitude des sols traités à la chaux est défini dans le GTS (voir Tableau III.8):

Tableau III. 8: Critère pour l'interprétation de l'essai d'aptitude d'un sol traité à la chaux seule (GTS)

Type de traitement	Aptitude du sol	Gonflement volumique, G_v (%)	Performances mécaniques
Traitement à la chaux seule	Adapté	$G_v \leq 5$	L'essai appliqué aux sols traités à la chaux ne renseigne que sur la potentialité de gonflements ettringitiques. Le développement correct de la prise pouzzolanique peut cependant être apprécié dans un délai comparable par l'étude $CBR_{4j\ immersion}$/*IPI*.
	Douteux	$5 \leq G_v \leq 10$	
	Inadapté	$G_v \geq 10$	

Le Tableau III.9 présente les résultats de l'essai d'aptitude et le critère d'évaluation pour le sol A1 traité :

Tableau III. 9: Gonflement volumique et critère de l'aptitude du sol A1 traité

Dosage en chaux	Eprouvette	Gonflement volumique, G_v (%)	Critère
1% CaO	1	1,9	Adapté
	2	1,1	
	3	2,4	
2% CaO	1	3,0	
	2	2,8	
	3	2,0	
4% CaO	1	1,8	
	2	2,5	
	3	3,1	

Le sol A1 traité satisfait le critère d'aptitude.

III.4.2. Sol A2 traité

III.4.2.1. Références de compactage

Les Figures III.11 et III.12 présentent les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal et les courbes *IPI* du sol A2 non-traité et traité. Les références à l'Optimum Proctor Normal, les valeurs d'*IPI* et les valeurs $CBR_{4j\ immersion}$ du sol A2 non-traité et traité à w_{OPN} sont donnés dans le Tableau III.10:

Tableau III. 10: Références de compactage du sol A2 non-traité et traité

Dosage en chaux	ρ_{dOPN} **(Mg/m³)**	w_{OPN} **(%)**	***IPI*** **à** w_{OPN}	$CBR_{4j\ immersion}$ **à** w_{OPN}	$\frac{CBR_{4j\ immersion}}{IPI}$
Non-traité	1,81	15,6	3	Non mesuré	Non mesuré
1,5%	1,64	20,4	18,5	14	0,75
3%	1,61	22,2	15	39	2,60
5%	1,56	24,0	14	31	2,21

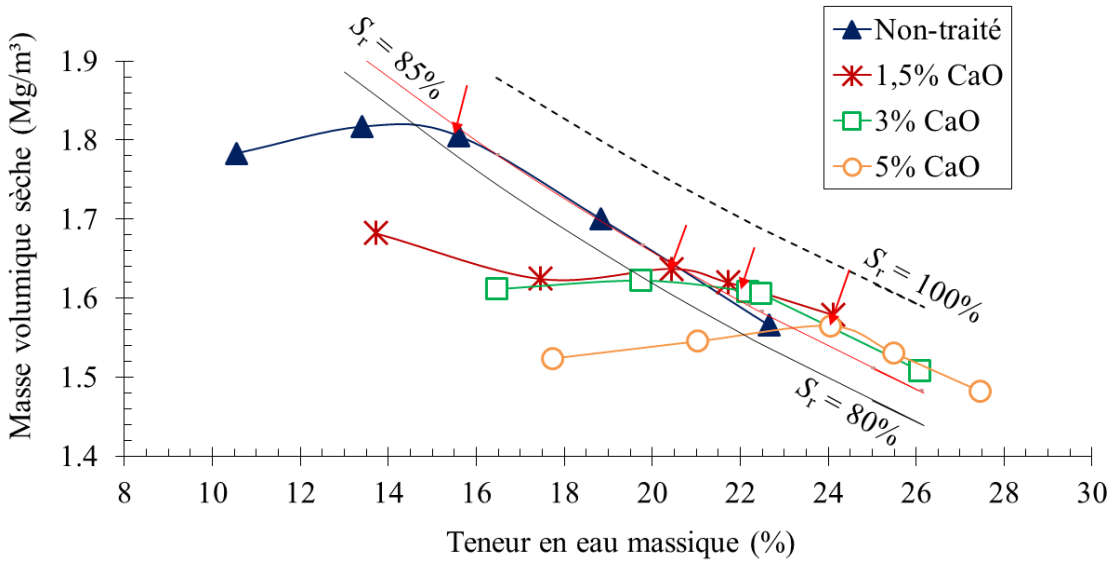


Figure III. 11: Courbes de compactage Proctor Normal du sol A2 non-traité et traité

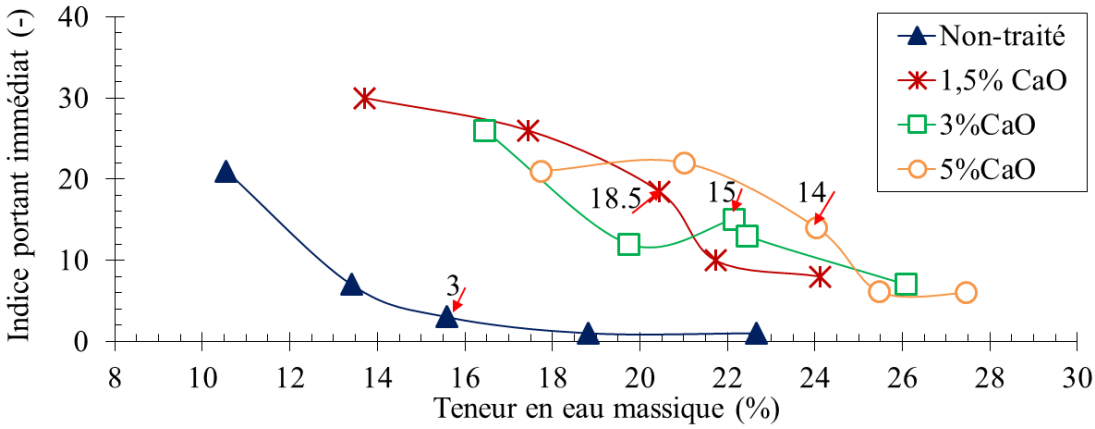


Figure III. 12: Courbes IPI du sol A2 non-traité et traité

Les courbes Proctor Normal du sol traité sont plus aplaties et se déplacent vers des niveaux d'humidité croissants par rapport au sol naturel : une augmentation de 4,8 – 8,4% de w_{OPN} (de 15,6% pour le sol naturel à 20,4% ; 22,2% ; 24,0% pour les sols traités à 1,5% CaO ; 3% CaO et 5% CaO respectivement), et une diminution de 0,17 – 0,25 Mg/m^3 de ρ_{dOPN} (de 1,81 Mg/m^3 pour le sol naturel à 1,64 Mg/m^3 ; 1,61 Mg/m^3 ; 1,56 Mg/m^3 pour le sol traité à 1,5% CaO ; 3% CaO et 5% CaO respectivement). Les points optimaux sont les points sur les courbes de compactage Proctor Normal les plus proches de la courbe correspondant au degré de saturation S_r = 85% (Terdouest, 2011). La teneur en eau optimale du sol A2 traité augmente avec le dosage, permettant au sol d'obtenir une compacité satisfaisante à l'état relativement humide. La manipulation du sol A2 traité devient ainsi plus aisée par rapport à celle du sol A2 non-traité. Grâce au traitement à la chaux, la capacité portante du sol est améliorée immédiatement. La Figure III.12 montre un mouvement vers la droite des courbes *IPI* du sol A2 traité par rapport à celle du sol A2 non-traité. Au dosage en chaux le plus petit (1,5 %), la

valeur *IPI* = 18,5 satisfait au premier critère de réalisation du remblai. Au dosage en chaux intermédiaire (3%), *IPI* = 15 et le rapport $CBR_{4j\ immersion}/IPI$ est supérieur à 1 (Tableau III.10).

III.4.2.2. Evaluation de l'aptitude

Les résultats de l'essai d'aptitude et le critère d'aptitude du sol A2 traité à la chaux sont présentés dans le Tableau III.11 :

Tableau III. 11: Gonflement volumique et critère de l'aptitude du sol A2 traité

Dosage en chaux	Eprouvette	Gonflement volumique, G_v (%)	Critère
1,5% CaO	1	0,0	Adapté
	2	0,2	
	3	0,8	
3% CaO	1	0,1	
	2	0,2	
	3	0,6	
5% CaO	1	0,2	
	2	0,9	
	3	0,5	

Le sol A2 traité satisfait le critère d'aptitude.

III.4.3. Sol A3 traité

III.4.3.1. Références de compactage

Les courbes de compactage à l'énergie Proctor Normal et de portance immédiate *IPI* du sol A3 non-traité et traité à différents dosages sont présentées sur les Figures III.13 et III.14:

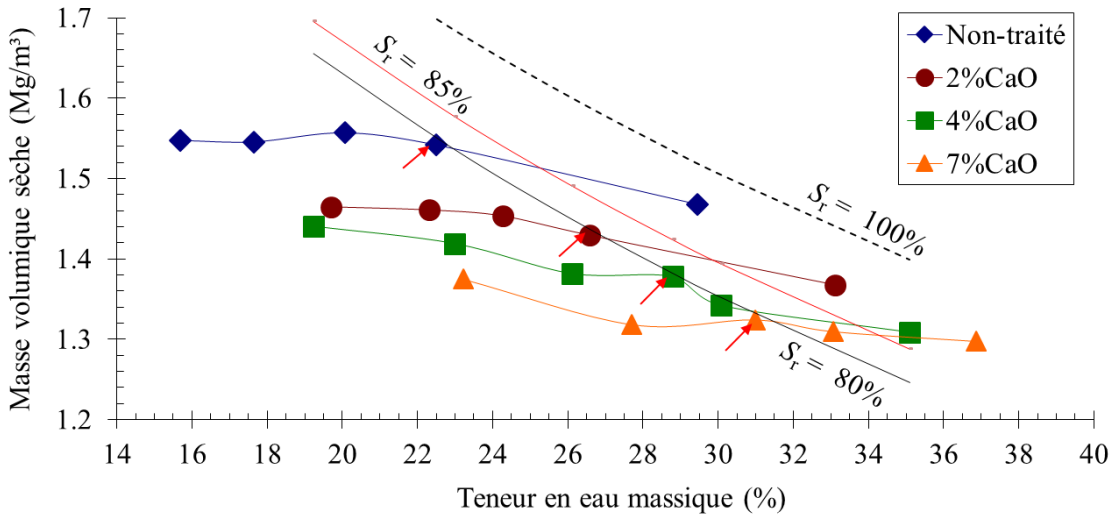


Figure III. 13: Courbes de compactage Proctor Normal du sol A3 non-traité et traité

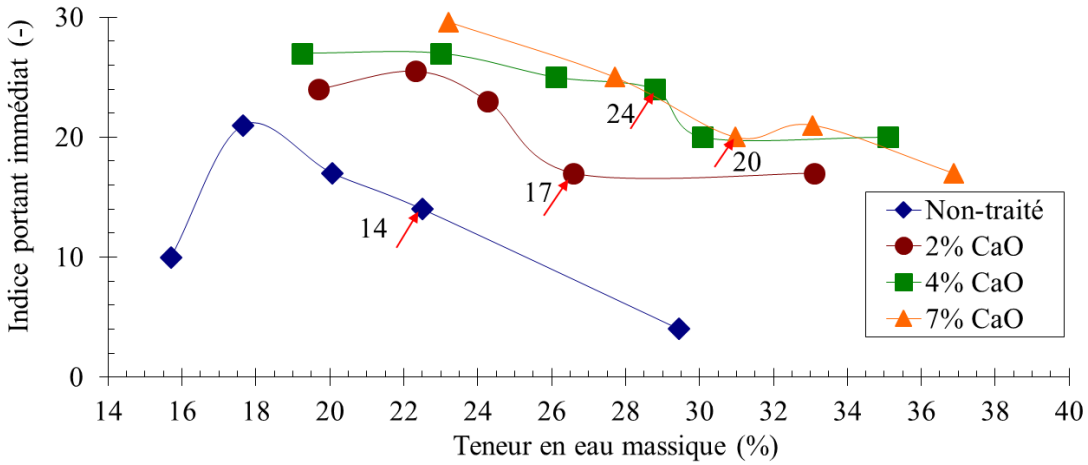


Figure III. 14: Courbes IPI du sol A3 non-traité et traité

Les courbes de compactage du sol A3 traité sont plates et parallèles à celle du sol A3 non-traité. La teneur en eau optimale (w_{OPN}) est déterminée par l'intersection de la courbe Proctor et la courbe de saturation S_r = 80% en considérant que ces points correspondent aux points de changement de pente des courbes *IPI* : w_{OPN} = 26,6 ; 28,8 et 31,0 % et ρ_{dOPN} = 1,43 Mg/m^3 ; 1,38 Mg/m^3 ; 1,32 Mg/m^3 pour le sol A3 traité à 2% CaO, 4% CaO, 7% CaO respectivement. Une augmentation de w_{OPN} de 4,2 – 10,9 % et une diminution de ρ_{dOPN} de 0,11 – 0,24 Mg/m^3 sont observées. Les références à l'Optimum Proctor Normal, les valeurs *IPI* et les valeurs de $CBR_{4j\ immersion}$ du sol A3 non-traité et traité à w_{OPN} sont présentées dans le Tableau III.12.

Tableau III. 12: Références de compactage du sol A3 non-traité et traité

Dosage en chaux	ρ_{dOPN} **(Mg/m^3)**	w_{OPN} **(%)**	***IPI* à w_{OPN}**	$CBR_{4j\ immersion}$ **à w_{OPN}**	$\frac{CBR_{4j\ immersion}}{IPI}$
Non-traité	1,56	20,1	17	Non mesuré	Non mesuré
2%	1,43	26,6	17	8	0,47
4%	1,38	28,8	24	9	0,38
7%	1,32	31,0	20	11	0,55

Quant à la capacité portante immédiate, l'incorporation de la chaux dans le sol A3 l'améliore après le compactage : une augmentation d'*IPI* à OPN est observée: de *IPI* = 17 pour le sol A3 non-traité à *IPI* = 17, 24, 20 pour le sol A3 traité à 2% CaO, 4% CaO, 7% CaO respectivement. Au dosage en chaux le plus petit, le sol traité à 2% CaO satisfait au premier critère pour la mise en œuvre de remblai avec *IPI* à OPN égal à 17 (5 < *IPI* < 10). Pourtant, au dosage en chaux intermédiaire, l'A3 traité à 4% CaO et à 7% CaO ne satisfait pas au critère de l'insensibilité à l'eau avec une très petite valeur du rapport $CBR_{4j\ immersion}/IPI$ égale à 0,38 et 0,55 (< 1). Ce phénomène est dû à la difficulté pour obtenir un malaxage correct pour ce sol traité : après le traitement, il existe des macropores inter-agrégats. Ce point sera expliqué plus loin dans le Chapitre IV.

III.4.3.2. Evaluation de l'aptitude

Le Tableau III.13 présente les résultats de l'essai d'aptitude et le critère d'aptitude du sol A3 traité:

Tableau III. 13: Gonflement volumique et critère d'aptitude du sol A3 traité

Dosage en chaux	Eprouvette	Gonflement volumique, G_v (%)	Critère
2% CaO	1	8,6	Douteux
	2	5,4	
	3	5,3	
4% CaO	1	4,6	Adapté
	2	9,2	Douteux
	3	3,6	Adapté
7% CaO	1	5,6	Douteux
	2	5,7	
	3	0,9	Adapté

Le gonflement volumique sur le sol A3 traité est douteux. Cela pourrait être dû essentiellement à l'absence de prise et à un gonflement de l'argile si ce n'est pas à cause de la formation d'ettringite. En effet, comme il y a très peu de sulfates dans ce sol (% massique de SO_3 du sol A3 = 0,024 < 0,2 = % massique de SO_3 du sol A1), l'absence de prise et le gonflement de l'argile sont à l'origine du phénomène. Ce résultat est une conséquence supplémentaire de la faible efficacité du malaxage sol-chaux qui sera expliqué plus loin dans le chapitre IV.

III.4.4. Condition de compactage des éprouvettes:

A partir des références de compactage au Proctor Normal, on détermine les conditions de compactage des éprouvettes des sols A1, A2, A3 non-traités et traités pour les essais, comme présentées dans les Tableaux III.14, 15, 16.

Tableau III. 14: Conditions de compactage des éprouvettes du sol A1 non-traité et traité

No	**Essais**	**Condition de compactage**	**A1 non-traité**		**A1 + 1% CaO**		**A1 + 2% CaO**		**A1 + 4% CaO**	
			ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	**w_{OPN} (%)**	**ρ_{dOPN} (Mg/m^3)**	**w_{OPN} (%)**	**ρ_{dOPN} (Mg/m^3)**	**w_{OPN} (%)**	**ρ_{dOPN} (Mg/m^3)**	**w_{OPN} (%)**
			1,81	14,8	1,75	17,4	1,72	18,2	1,70	18,9
1	R_c, G_{max}, E_0, PIM	ρ_d (Mg/m^3) = 98,5% ρ_{dOPN}	1,78		1,72		1,69		1,67	
		w (%) proche de w_{OPN}	14,8		17,4		18,2		18,9	
2	R_{tb}, E_{tb}	ρ_d (Mg/m^3) = 96% ρ_{dOPN}	1,74		1,68		1,65		1,63	
		w (%) proche de w_{OPN}	14,8		17,4		18,2		18,9	
3	Gélifraction Géligonflement k_{sat}, k_{unsat} Courbe de retention d'eau PIM µ-Tomo X	ρ_d (Mg/m^3) = 95% ρ_{dOPN}	1,72		1,66		1,63		1,62	
		w (%) = $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide	18,4		20,2		21,4		22,4	

Tableau III. 15: Conditions de compactage des éprouvettes du sol A2 non-traité et traité

No	Essais	Condition de compactage	A2 non-traité		A2 + 1,5% CaO		A2 + 3% CaO		A2 + 5% CaO	
			ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)
			1,81	15,6	1,64	20,4	1,62	21,0	1,56	24,0
1	R_c, G_{max}, E_0, PIM	ρ_d (Mg/m^3) = 98,5% ρ_{dOPN}	1,78		1,61		1,60		1,54	
		w (%) proche de w_{OPN}	15,6		20,4		21,0		24,0	
2	R_{tb}, E_{tb}	ρ_d (Mg/m^3) = 96% ρ_{dOPN}	1,74		1,57		1,55		1,49	
		w (%) proche de w_{OPN}	15,6		20,4		21,0		24,0	
3	Gélifraction Géligonflement k_{sat}, k_{unsat} Courbe de retention d'eau PIM µ-Tomo X	ρ_d (Mg/m^3) = 95% ρ_{dOPN}	1,71		1,56		1,54		1,48	
		w (%) = $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide	18,5		24,5		25,5		27,0	

Tableau III. 16: Conditions de compactage des éprouvettes du sol A3 non-traité et traité

No	Essais	Condition de compactage	A3 non-traité		A3 + 2% CaO		A3+ 4% CaO		A3 + 7% CaO	
			ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)	ρ_{dOPN} (Mg/m^3)	w_{OPN} (%)
			1,56	20,1	1,43	26,6	1,38	28,8	1,32	31,0
1	R_c, G_{max}, E_0, PIM	ρ_d (Mg/m^3) = 98,5% ρ_{dOPN}	1,53		1,41		1,36		1,30	
		w (%) proche de w_{OPN}	20,1		26,6		28,8		31,0	
2	R_{tb}, E_{tb}	ρ_d (Mg/m^3) = 96% ρ_{dOPN}	1,50		1,37		1,32		1,27	
		w (%) proche de w_{OPN}	20,1		26,6		28,8		31,0	
3	Gélifraction Géligonflement k_{sat}, k_{unsat} Courbe de retention d'eau PIM µ-Tomo X	ρ_d (Mg/m^3) = 95% ρ_{dOPN}	1,48		1,36		1,31		1,25	
		w (%) = $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide	29,5		31,5		35,1		42,0	

III.5. Programme d'essais

Afin d'étudier l'évolution du processus de stabilisation à moyen et à long terme des sols traités, ainsi que les facteurs influençant le développement des réactions pouzzolaniques, différents essais sont réalisés sur des éprouvettes de sols A1, A2 et A3 traités à 3 dosages en chaux et après différentes durées de maturation : 7 jours, 28 jours, 90 jours, 1 an.

Le Tableaux III.17 présente le programme d'essais sur les sols A1, A2, A3 :

Tableau III. 17: Programme d'essais

Essais		**Temps de cure (jour)**	**A1**				**A2**				**A3**			
			0%	1%	2%	4%	0%	1,5%	3%	5%	0%	2%	4%	7%
Caractérisation	Granulométrie		x				x				x			
	Limites d'Atterberg		x				x				x			
	VBS		x				x				x			
	Proctor Normal		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	IPI		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	$CBR_{\text{4 jours immersion}}$		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	PFC		x				x				x			
	Fluorecence X		x				x				x			
	Aptitude			x	x	x		x	x	x		x	x	x
Mécanique	R_c	7, 28, 90, 365	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	R_{tb}, E_{tb}	7, 28, 90, 365	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	E_0,G_{max}	7, 28, 90, 365	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Minéralogie / microstructure	DRX	7, 28, 90, 365	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	PIM	7, 28, 90, 365	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	MEB	7, 28, 90	x	x	x	x								
Etude du gel	Gélifraction	7, 28, 90, 365		x	x	x		x	x	x		x	x	x
	µ Tomo X	28			x									
	Géligonflement	28, 90, 365	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
	Courbe de rétention d'eau	28, 90	x		x	x	x		x	x	x		x	x
	k_{sat}	28, 90	x		x	x	x		x	x	x		x	x
	k_{unsat}	28, 90			x	x			x	x			x	x

III.6. Conclusion

Trois sols limono-argileux de différentes minéralogies ont été utilisés dans le cadre de cette étude : un limon peu plastique A1 avec une fraction argileuse composée d'illite ouverte, de kaolinite et de chlorite dégradée, un limon argileux peu plastique A2 (illite, kaolinite, chlorite, quartz, montmorillonite), et un sol argileux très plastique A3 (illite, kaolinite, montmorillonite, quartz). Les sols ont été traités avec la chaux vive Proviacal ® ST fournie par la société Lhoist, conforme aux exigences de la norme européenne EN 459-1 et corraspondant à la catégorie CL 90-Q Trois dosages ont été appliqués afin de répondre aux trois objectifs suivants : 1) amélioration, 2) stabilisation et insensibilité à l'eau, 3) stabilisation et résistance au gel. Pour suivre la stabilisation à moyen et à long terme, quatre temps de cure ont été choisis: 7 jours, 28 jours, 90 jours, 365 jours.

Les caractérisations géotechniques des sols A1, A2, A3 traités ont été ensuite réalisées. L'amélioration des caractéristiques à court terme des sols traités par rapport à celles des sols non-traités a été démontrée : une croissance de la teneur en eau optimale de la courbe de compactage Proctor Normal (de 2,6 – 4,1 % pour le sol A1 traité, de 4,8 – 8,4 % pour le sol A2 traité, de 4,2 – 10,9 % pour le sol A3 traité), concomitante à une diminution de la masse volumique sèche maximale (de 0,06 – 0,11 Mg/m^3 pour le sol A1 traité, de 0,17 – 0,25 Mg/m^3 pour le sol A2 traité, de 0,11 – 0,24 Mg/m^3 pour le sol A3 traité). Le changement du point optimal varie en fonction de la nature du sol. Plus la fraction argileuse du sol est élevée, plus le changement est important. Le point optimal de compactage Proctor Normal du sol traité est relativement aisé à déterminer sur la courbe de compactage, et se trouve proche de l'intersection de cette courbe avec l'hyperbole de saturation S_r = 85% pour les sols A1 et A2 traités et de la courbe du degré de saturation 80% pour le sol A3 traité. L'Indice Portant Immédiat des sols traités est aussi amélioré après le traitement. Au dosage le plus petit (objectif d'amélioration), les *IPI* à OPN des sols A1, A2, A3 traités satisfont au critère de réalisation de remblai. A partir des courbes de compactage Proctor Normal et *IPI*, on a déterminé les conditions de fabrication des éprouvettes (la teneur en eau, la masse volumique sèche) pour les essais ultérieurs à réaliser dans le cadre de cette étude.

CHAPITRE IV. CARACTERISATIONS MECANIQUES ET HYDRAULIQUES DES SOLS TRAITES

IV.1. Performances mécaniques des sols traités

L'évolution des performances mécaniques des sols traités à long terme est suivies en analysant les paramètres suivants à différentes échéances (7 jours, 28 jours, 90 jours, 365 jours) :

- résistance à la compression simple R_c,
- résistance à la traction Brésilienne R_{tb},
- module d'élasticité sécant à 30% de la résistance à la traction Brésilienne E_{tb},
- module de cisaillement maximal G_{max},
- module d'élasticité tangentiel (module d'élasticité dynamique) E_0.

Le sol est tout d'abord séché à l'air ou humidifié à la teneur en eau désirée. Ensuite, le sol est mélangé avec la chaux dans un malaxeur de sol à couteaux. Les éprouvettes sont confectionnées 60 minutes à 90 minutes après malaxage. Les conditions de confection des éprouvettes pour les essais de détermination de R_c et R_{tb} respectent la référence au GTS :

- Résistance à la compression simple (R_c) : déterminée par l'essai de compression simple, la préparation d'éprouvettes se fait par compactage statique avec les dimensions ϕ5cm, h10cm, et une compacité équivalente à 98,5% ρ_{dOPN}, à une teneur en eau proche de w_{OPN} (côté sec pour assurer un *IPI* élevé après le compactage). La détermination de R_c se fait selon la Norme NF EN 13286-41 (chapitre II).

- Dans le cadre de cette étude, le module de cisaillement maximal G_{max} est déterminé par deux méthodes : à partir de la vitesse des ondes de cisaillement (onde-S) mesurée par les capteurs piézo-électriques (Bender elements, BE), et par le GrindoSonic (GS) consistant à mesurer la fréquence de résonance de torsion de l'éprouvette pour en déduire le G_{max}. Le GrindoSonic est aussi utilisé pour mesurer la fréquence de résonance en mode de flexion de vibration, permettant ensuite de déterminer le module d'élasticité dynamique E_0. Les détails de ces techniques sont donnés dans le chapitre II. L'éprouvette pour les déterminations de G_{max} et de E_0 est confectionnée de manière similaire aux éprouvettes destinées à l'essai de compression simple.

- La résistance à la traction Brésilienne (R_{tb}) est déterminée par l'essai de compression diamétrale (l'essai de traction indirecte ou l'essai Brésilien). La préparation des

éprouvettes est réalisée par compactage statique avec des dimensions ϕ10cm, h10cm, et une compacité équivalente à 96% ρ_{dOPN}, à une teneur en eau proche de w_{OPN} (côté sec pour assurer un *IPI* élevé après le compactage). La détermination de R_{tb} respecte la Norme NF EN 13286-42 (chapitre II).

Le module d'élasticité sécant E_{tb} est déterminé concomitamment à l'essai de la traction Brésilienne, sur la même éprouvette.

IV.1.1. Evolution de la résistance à la compression simple, R_c

Les Tableaux IV.1, 2 et 3 présentent les conditions de compactage (masse volumique sèche, ρ_d, teneur en eau, w) des éprouvettes des sols A1, A2, A3 traités et non-traités soumises à la compression simple.

Tableau IV. 1: Conditions de préparation des éprouvettes du sol A1 non-traité (0%) et traité soumises à la compression simple

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	$\rho_{d\ OPN}$ (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	ρ_d visée (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_{dcontrôlé}}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
0	1	1,81	14,8	1,78	14,8	1,79	12,5	98,9
1	7	1,75	17,4	1,72	17,4	1,71	17,0	97,7
	28					1,71	17,1	97,7
	90					1,72	17,3	98,5
	365					1,73	16,1	98,9
2	7	1,72	18,2	1,69	18,2	1,70	17,4	98,8
	28					1,69	17,2	98,5
	90					1,70	17,8	98,8
	365					1,70	17,4	98,8
4	7	1,70	18,9	1,67	18,9	1,69	17,9	99,4
	28					1,70	17,4	99,8
	90					1,70	18,2	99,9
	365					1,70	18,0	100,0

Tableau IV. 2: Conditions de préparation des éprouvettes du sol A2 non-traité (0%) et traité soumises à la compression simple

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	$\rho_{d\ OPN}$ (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	ρ_d visée (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_{dcontrôlé}}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
0	1	1,81	15,6	1,78	15,6	1,78	14,9	98,5
1,5	7	1,64	20,4	1,61	20,4	1,62	19,1	98,7
	28					1,63	19,4	99,4
	90					1,62	19,6	98,7
	365					1,61	19,6	98,5
3	7	1,62	21,0	1,60	21,0	1,59	21,7	98,1
	28					1,61	20,1	99,3
	90					1,61	21,5	99,3
	365					1,60	21,5	98,5
5	7	1,56	24,0	1,54	24,0	1,55	23,4	99,4
	28					1,53	24,1	98,0
	90					1,55	23,3	99,4
	365					1,55	23,3	99,4

Tableau IV. 3: Conditions de préparation des éprouvettes du sol A3 non-traité (0%) et traité soumises à la compression simple

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	$\rho_{d\ OPN}$ (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	$\rho_{d\ visée}$ (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_{dcontrôlé}}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
0	1	1,56	20,1	1,53	20,1	1,54	19,2	98,7
2	7	1,43	26,6	1,41	24,3	1,42	23,7	99,3
	28					1,42	24,3	99,3
	90					1,41	24,3	98,6
	365					1,42	24,3	99,3
4	7	1,38	28,8	1,36	28,8	1,37	28,4	99,2
	28					1,36	28,7	98,5
	90					1,37	28,7	99,2
	365					1,37	28,8	99,2
7	7	1,32	31,0	1,30	31,0	1,30	31,2	98,5
	28					1,31	31,2	99,2
	90					1,31	30,6	99,4
	365					1,30	30,6	99,4

Les évolutions des résistances à la compression simple R_c des sols A1, A2, A3 non-traités et traités à différents dosages en chaux sont présentées sur les Figure IV.1, 2, 3 et au Tableau IV.4. L'addition de chaux engendre une augmentation de R_c des sols traités par rapport aux sols non-traités, mais dans des proportions différentes selon le dosage.

A court terme (7 et 28 jours), les résistances mécaniques d'un sol traité évoluent de manière assez similaire, quel que soit le dosage (objectif amélioration ou objectif stabilisation). Ainsi, la résistance à la compression simple voit sa valeur doublée après 7 jours dans le cas du sol A1 (0,45 à 0,67 MPa), multipliée par 4 dans le cas de l'argile limoneuse A2 (0,60 à 0,69 MPa), alors qu'elle est seulement multipliée d'un facteur de 1,4 dans le cas du sol argileux A3 (0,43 MPa).

Lorsque la cure est prolongée, la résistance à la compression simple des sols traités aux dosages les plus faibles, en-deçà du point de fixation de la chaux (< *PFC*, ce qui correspond à l'objectif d'amélioration) évolue très légèrement (sol A1 traité à 1% CaO), voire reste stable (A2 traité à 1,5% CaO et A3 traité à 2% CaO). Pour des dosages supérieurs au *PFC*, avec des objectifs de stabilisation des sols, les résistances à la compression simple évoluent positivement et se distinguent progressivement en fonction du dosage et du temps. Ainsi, après respectivement 90 jours et 1 an de cure, le sol A1 traité à 2 % de chaux voit sa valeur de R_c multipliée respectivement d'un facteur de 4, 5 et 8, pour atteindre des valeurs de 2,64 MPa. Le traitement à 4 % de chaux amène à l'obtention d'un matériau possédant une R_c de 4,50 MPa.

Le sol A2 apparait plus réactif avec la chaux que le sol A1 : par rapport au sol A2 non-traité (R_c = 0,16 MPa), la résistance à la compression simple du mélange traité à 3% CaO est multipliée par 16 et 20 (90 jours et 1 an de cure respectivement), et à raison de 5 % de chaux ajoutée, le facteur multiplicatif s'élève à 24 et 32, pour atteindre une valeur absolue de

5,19 MPa. Le sol argileux A3, plus plastique et pour laquelle on prévoit une progression encore plus affirmée des résistances, s'avère par contre moins réactif. Le passage de 4 à 7 % de chaux n'apporte pas de gain de résistance supplémentaire à moyen et long terme, et les valeurs absolues de R_c plafonnent à 0,90 MPa (90 jours) et 1,46 MPa après 1 an. Ce problème de réactivité du sol A3, incriminant le mode de préparation des sols, sera discuté au point IV.1.6.2.

En considérant le critère de la circulation sur la Couche de Forme (CdF) traitée selon le GTS, on voit que ce critère ($R_c \geq 1$ MPa) est presque vérifié à l'issue de 28 jours pour le sol A1 traité à 2% CaO (R_c = 0,84 MPa), 4% CaO (R_c = 0,95 MPa), ainsi que le sol A2 traité à 1,5% CaO (R_c = 0,83 MPa), 3% CaO (R_c = 1,25 MPa), 5% CaO (R_c = 0,95 MPa). Le sol A3 satisfait le critère de circulation que 90 jours après le traitement à 4% de chaux (R_c = 0,9 MPa).

Quant au critère actuel de résistance au gel $R_c \geq 2,5$ MPa (GTS), le sol A1 traité le satisfait après 365 jours de maturation (R_c = 2,65 MPa et 4,5 MPa, respectivement à un traitement de 2% et 4% CaO) (Figure IV.1), tandis que le sol A2 traité parvient à atteindre cette performance après 90 jours de maturation (R_c = 2,58 et 3,79 MPa, dans le cas de dosages égaux à 3% et 5% CaO respectivement) (Figure IV.2). Le sol A3 ne parvient pas à vérifier le critère, ce qui traduit à nouveau la faible réactivité et le problème de préparation d'échantillons (voir également IV.1.6.2).

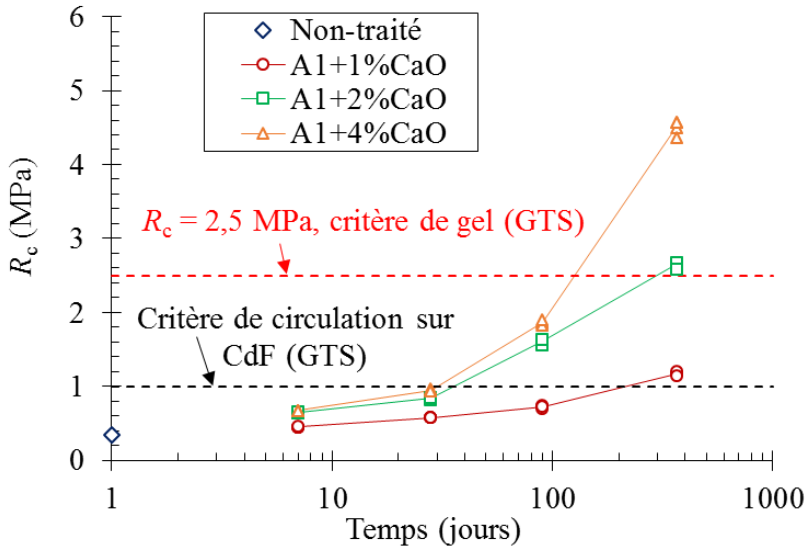


Figure IV. 1: Evolution de la résistance à la compression simple du sol A1 non traité et traité à différents dosages en chaux

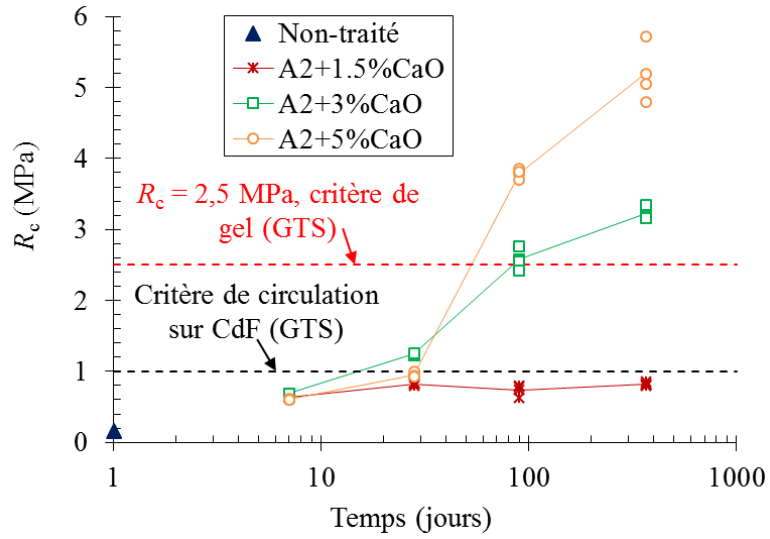


Figure IV. 2: Evolution de la résistance à la compression simple du sol A2 non traité et traité à différents dosages en chaux

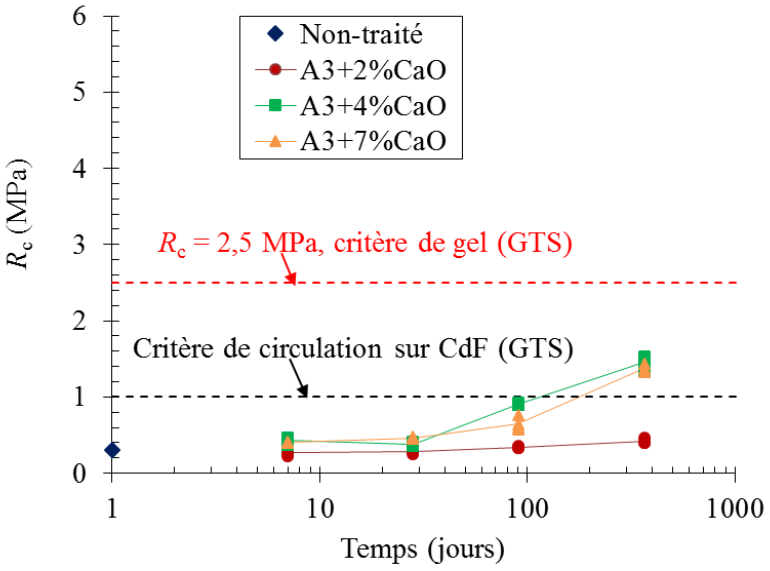


Figure IV. 3: Evolution de la résistance à la compression simple du sol A3 non traité et traité à différents dosages en chaux

Tableau IV. 4: Valeurs de résistance à la compression simple des sols A1, A2, A3 non-traités et traités à différents dosages en chaux

A1						**A2**						**A3**					
Dosage (%)	**Temps (jour)**	**R_c (MPa)**				**Dosage (%)**	**Temps (jour)**	**R_c (MPa)**				**Dosage (%)**	**Temps (jour)**	**R_c (MPa)**			
		R_c1	**R_c2**	**R_c3**	**R_c moy.**			**R_c1**	**R_c2**	**R_c3**	**R_c moy.**			**R_c1**	**R_c2**	**R_c3**	**R_c moy.**
1	7	0,44	0,45	0,46	0,45	1,5	7	0,63	0,63	0,63	0,63	2	7	0,36	0,22	0,24	0,28
	28	0,59	0,58	0,58	0,58		28	0,80	0,85	0,83	0,83		28	0,26	0,27	0,32	0,28
	90	0,75	0,71	0,72	0,73		90	0,80	0,78	0,62	0,74		90	0,36	0,33	0,33	0,34
	365	1,17	1,21	1,14	1,17		365	0,82	0,85	0,80	0,82		365	0,40	0,47	0,40	0,42
2	7	0,64	0,65	0,66	0,65	3	7	0,69	0,68	0,69	0,69	4	7	0,38	0,44	0,47	0,43
	28	0,85	0,82	0,85	0,84		28	1,25	1,23	1,26	1,25		28	0,41	0,36	0,37	0,38
	90	1,57	1,63	1,64	1,61		90	2,55	2,41	2,76	2,58		90	0,90	0,92	0,89	0,90
	365	2,67	2,68	2,59	2,64		365	3,18	3,34	3,16	3,23		365	1,34	1,52	1,51	1,46
4	7	0,67	0,67	0,68	0,67	5	7	0,60	0,61	0,60	0,60	7	7	0,40	0,42	0,40	0,41
	28	0,95	0,98	0,93	0,95		28	0,99	0,94	0,92	0,95		28	0,45	0,45	0,48	0,46
	90	1,87	1,83	1,90	1,86		90	3,70	3,86	3,82	3,79		90	0,76	0,57	0,61	0,65
	365	4,57	4,36	4,57	4,50		365	5,06	5,72	4,80	5,19		365	1,43	1,37	1,33	1,38
0	1	0,35	0,34	0,35	0,35	0	1	0,18	0,16	0,14	0,16	0	1	0,30	0,29	0,32	0,30

IV.1.2. Evolution de la résistance à la traction Brésilienne, R_{tb}

Les conditions de compactage (ρ_d, w) des éprouvettes des sols A1, A2, A3 non-traités et traités soumises à la compression diamétrale sont données aux Tableaux IV.5, 6, 7.

Tableau IV. 5: Condition de préparation des éprouvettes du sol A1 non-traité (0%) et traité soumises à la compression diamétrale

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	$\rho_{d\ OPN}$ (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	$\rho_{d\ visée}$ (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_{dcontrôlé}}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
0	1	1,81	14,8	1,74	14,8	1,79	12,5	98,9
1	7	1,75	17,4	1,68	17,4	1,68	16,8	95,7
	28					1,67	16,5	95,1
	90					1,68	16,8	95,7
	365					1,67	16,5	95,5
2	7	1,72	18,2	1,65	18,2	1,68	17,7	97,4
	28					1,68	17,2	97,4
	90					1,67	16,9	97,1
	365					1,68	16,9	97,4
4	7	1,70	18,9	1,63	18,9	1,65	17,7	97,1
	28					1,66	17,5	97,6
	90					1,65	17,6	97,1
	365					1,65	17,5	97,1

Tableau IV. 6: Condition de préparation des éprouvettes du sol A2 non-traité (0%) et traité soumises à la compression diamétrale

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	$\rho_{d\ OPN}$ (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	$\rho_{d\ visée}$ (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_{dcontrôlé}}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
0	1	1,81	15,6	1,74	15,6	1,75	14,9	96,6
1.5	7	1,64	20,4	1,57	20,4	1,59	19,1	96,9
	28					1,58	19,4	96,3
	90					1,57	19,4	96,0
	365					1,57	19,4	96,0
3	7	1,62	21,0	1,55	21,0	1,54	21,7	95,0
	28					1,57	20,6	96,9
	90					1,55	20,6	96,0
	365					1,55	20,6	96,0
5	7	1,56	24,0	1,49	24,0	1,51	23,4	96,7
	28					1,51	23,6	96,7
	90					1,51	23,3	96,7
	365					1,52	23,3	96,7

Tableau IV. 7: Condition de préparation des éprouvettes du sol A3 non-traité (0%) et traité soumises à la compression diamétrale

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	$\rho_{d\ OPN}$ (Mg/m³)	w_{OPN} (%)	$\rho_{d\ visée}$ (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_{dcontrôlé}}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
0	1	1,56	20,1	1,50	20,1	1,53	19,2	98,0
2	7	1,43	26,6	1,37	24,3	1,39	23,8	97,2
	28					1,39	24,3	97,2
	90					1,39	24,3	97,2
	365					1,39	24,3	97,2
4	7	1,38	28,8	1,32	28,8	1,32	28,4	95,6
	28					1,32	28,8	95,6
	90					1,32	28,8	95,6
	365					1,32	28,8	95,6
7	7	1,32	31,0	1,27	31,0	1,27	31,0	96,2
	28					1,27	31,0	96,2
	90					1,27	30,6	96,2
	365					1.27	30.6	96.2

Les résistances à la traction Brésilienne, R_{tb} des sols A1, A2, A3 non-traités et traités sont présentées sur les Figures IV.4, 5, 6 et au Tableau IV.8. Les valeurs de R_{tb} des sols traités montrent des évolutions similaires à celles des résistances à la compression simple:

- Une évolution positive des R_{tb} des sols traités est constatée. A 28 jours, les valeurs sont multipliées par un coefficient variant de 1,5 à 3 (sol A1), et par 4 (cas du sol A2 traité). En revanche, le sol A3 traité présente des R_{tb} plus faibles par rapport au sol A3 non-traité après 7 et 28 jours ; ce phénomène pourrait être expliqué d'une part par une interaction faible de la chaux avec les particules argileuses, et d'autre part par le mode de préparation adopté (voir IV.1.6.2). Dans le cas précis de ce sol argileux, un an de maturation est nécessaire pour voir les valeurs de R_{tb} multipliées d'un facteur 4.

- Aux dosages en chaux plus faibles que le point de fixation (*PFC*, objectif d'amélioration du sol), une croissance légère (A1 traité à 1% CaO et A3 traité à 2% CaO), voire une stabilité (A2 traité à 1,5% CaO) des valeurs de R_{tb} est observée.

- Aux dosages en chaux supérieurs au *PFC* (objectifs de stabilisation), la R_{tb} des sols traités évolue au cours du temps, et ce concomitamment au dosage en chaux et à la durée de cure. Ainsi, après respectivement 90 jours et 1 an de maturation, les valeurs de R_{tb} sont multipliées par 6 et 15 dans le cas du sol limoneux A1 traité à 2 % de chaux, et d'un facteur 11 et 23 dans le cas du traitement à 4 %. Cette évolution est également observée sur le sol A2, dans des proportions plus importantes encore (par exemple, R_{tb} = 0,19 MPa après 90 jours, pour 3 % de chaux ajoutée ; R_{tb} = 0,45 MPa après 1 an pour 5 % de chaux ajoutée). Dans le cas du sol

argileux A3 traité, les valeurs de R_{tb} se limitent à 0,21 MPa après 1 an pour un dosage de 4%, l'ajout de chaux supplémentaire n'induisant pas l'amélioration de cette caractéristique.

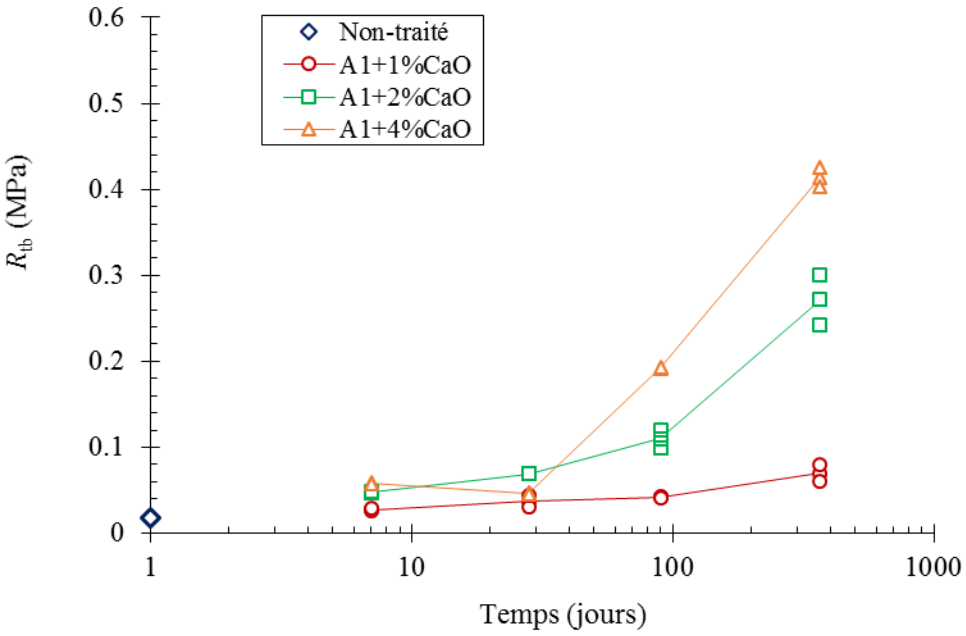


Figure IV. 4: Evolution de la résistance à la traction Brésilienne du sol A1 non traité et traité à différents dosages en chaux

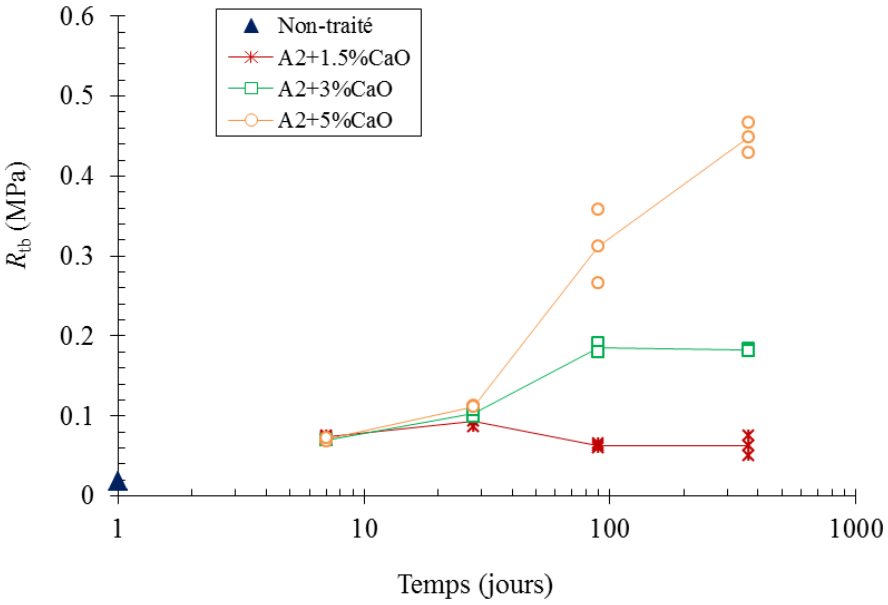


Figure IV. 5: Evolution de la résistance à la traction Brésilienne du sol A2 non traité et traité à différents dosages en chaux

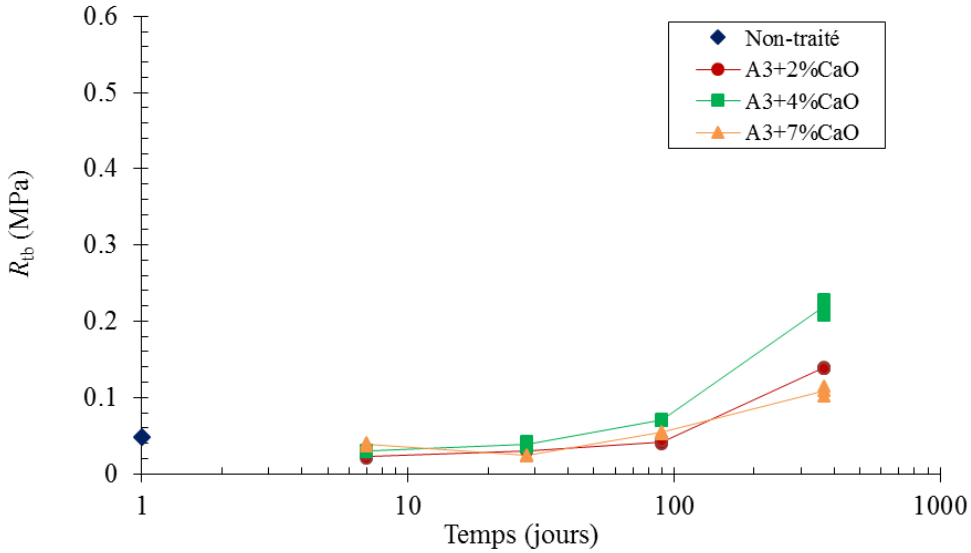


Figure IV. 6: Evolution de la résistance à la traction Brésilienne du sol A3 non traité et traité à différents dosages en chaux

Tableau IV. 8: Valeurs de résistance à la traction Brésilienne des sols A1, A2, A3 non-traités et traités à différents dosages en chaux

A1					**A2**					**A3**				
Dosage (%)	**Temps (jour)**	**R_{tb} (MPa)**			**Dosage (%)**	**Temps (jour)**	**R_{tb} (MPa)**			**Dosage (%)**	**Temps (jour)**	**R_{tb} (MPa)**		
		$R_{tb}1$	**$R_{tb}1$**	**R_{tb} moy.**			**$R_{tb}1$**	**$R_{tb}1$**	**R_{tb} moy.**			**$R_{tb}1$**	**$R_{tb}1$**	**R_{tb} moy.**
1	7	0,026	0,029	0,028	1,5	7	0,072	0,075	0,074	2	7	0,02	0,026	0,023
	28	0,031	0,044	0,038		28	0,101	0,087	0,094		28	0,03	0,03	0,030
	90	0,043	0,041	0,042		90	0,06	0,066	0,063		90	0,04	0,043	0,042
	365	0,080	0,06	0,070		365	0,075	0,05	0,063		365	0,139	0,138	0,139
2	7	0,047	0,048	0,048	3	7	0,07	0,07	0,070	4	7	0,029	0,03	0,030
	28	0,070	0,069	0,070		28	0,099	0,108	0,104		28	0,042	0,035	0,039
	90	0,120	0,100	0,110		90	0,191	0,18	0,186		90	0,070	0,071	0,071
	365	0,301	0,243	0,272		365	0,184	0,181	0,183		365	0,229	0,208	0,219
4	7	0,059	0,057	0,058	5	7	0,069	0,072	0,071	7	7	0,041	0,036	0,039
	28	0,047	0,046	0,047		28	0,113	0,111	0,112		28	0,025	0,023	0,024
	90	0,191	0,193	0,192		90	0,358	0,266	0,312		90	0,056	0,053	0,055
	365	0,403	0,425	0,414		365	0,467	0,429	0,448		365	0,115	0,102	0,109
0	1	0,019	0,017	0,018	0	1	0,017	0,018	0,018	0	1	0,048	0,048	0,048

IV.1.3. Evolution du module de cisaillement maximal, G_{max} et du module d'élasticité tangentiel, E_0

Deux critères d'évaluation de la rigidité des sols traités à la chaux ont été explorés : le module de cisaillement maximal, G_{max} et le module d'élasticité tangentiel, E_0. Les Figures IV.7, 8, 9 et le Tableau IV.9 présentent les valeurs expérimentales de G_{max} et E_0 des sols A1, A2, A3 non-traités et traités.

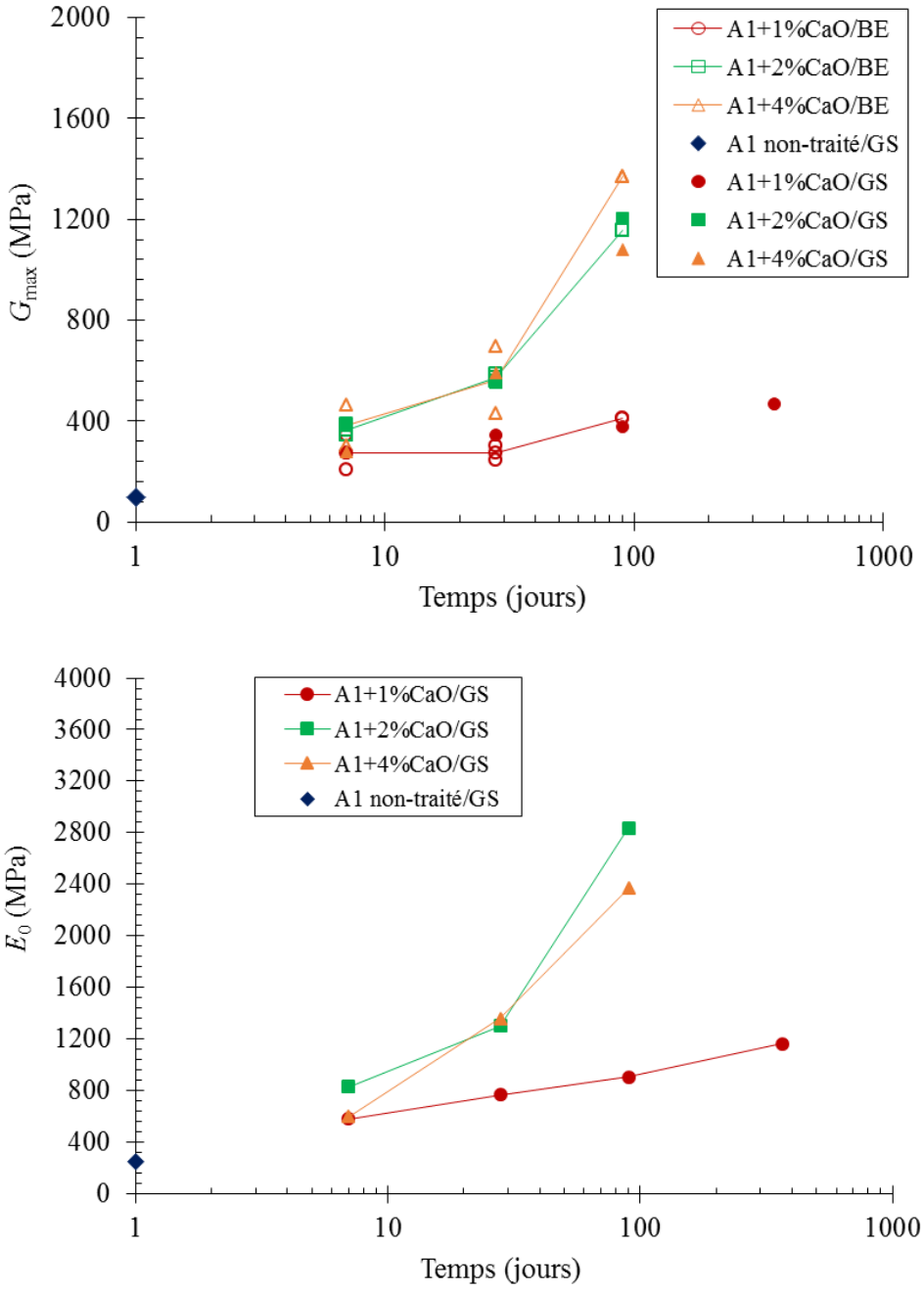


Figure IV. 7: Module de cisaillement maximal (en haut) et module d'élasticité (en bas) du sol A1 non-traité et traité au cours du temps (BE : Bender Element, GS : Grindo Sonic)

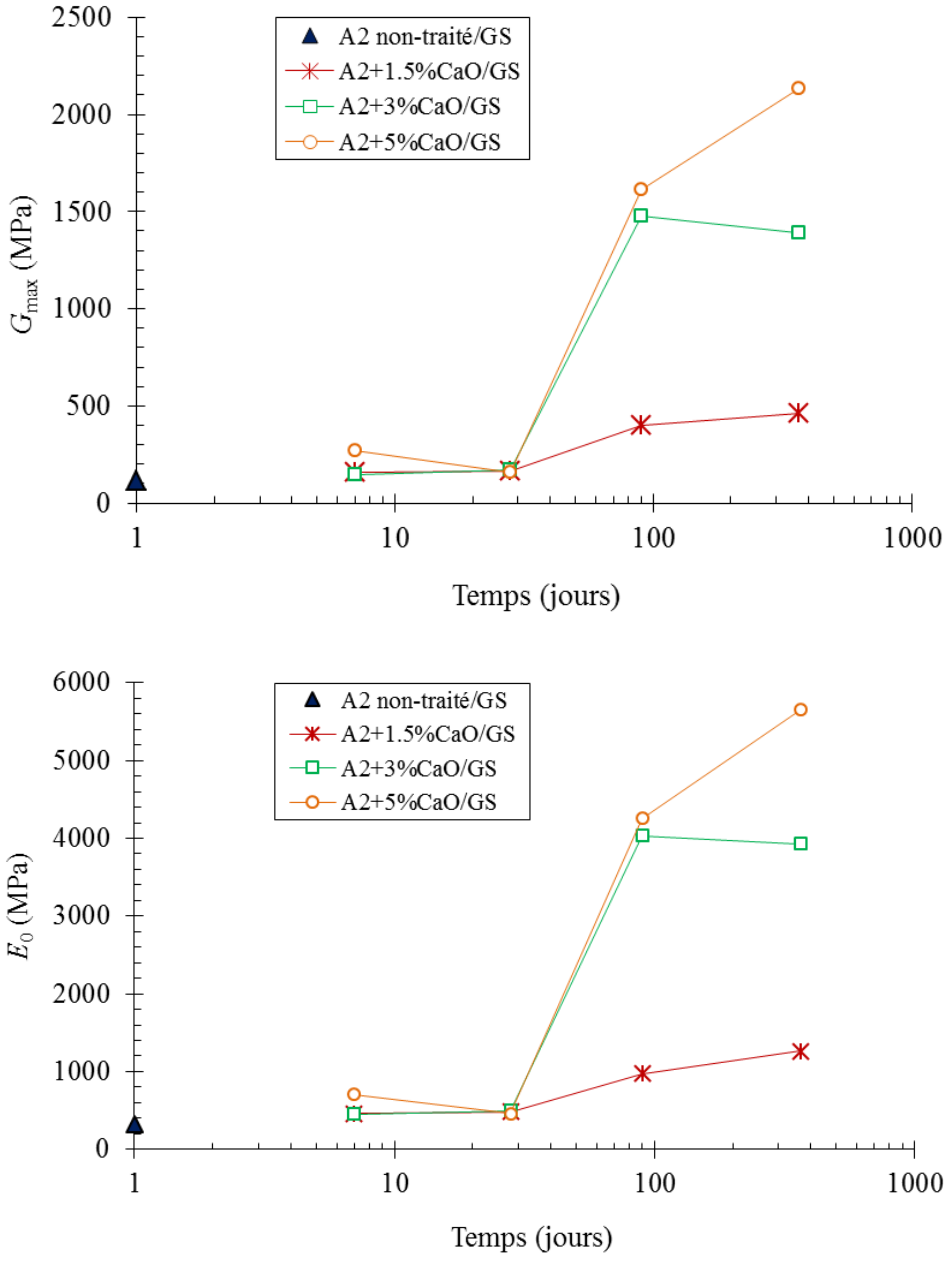


Figure IV. 8: Module de cisaillement maximal (en haut) et module d'élasticité (en bas) du sol A2 non-traité et traité au cours du temps (BE : Bender Element, GS : Grindo Sonic)

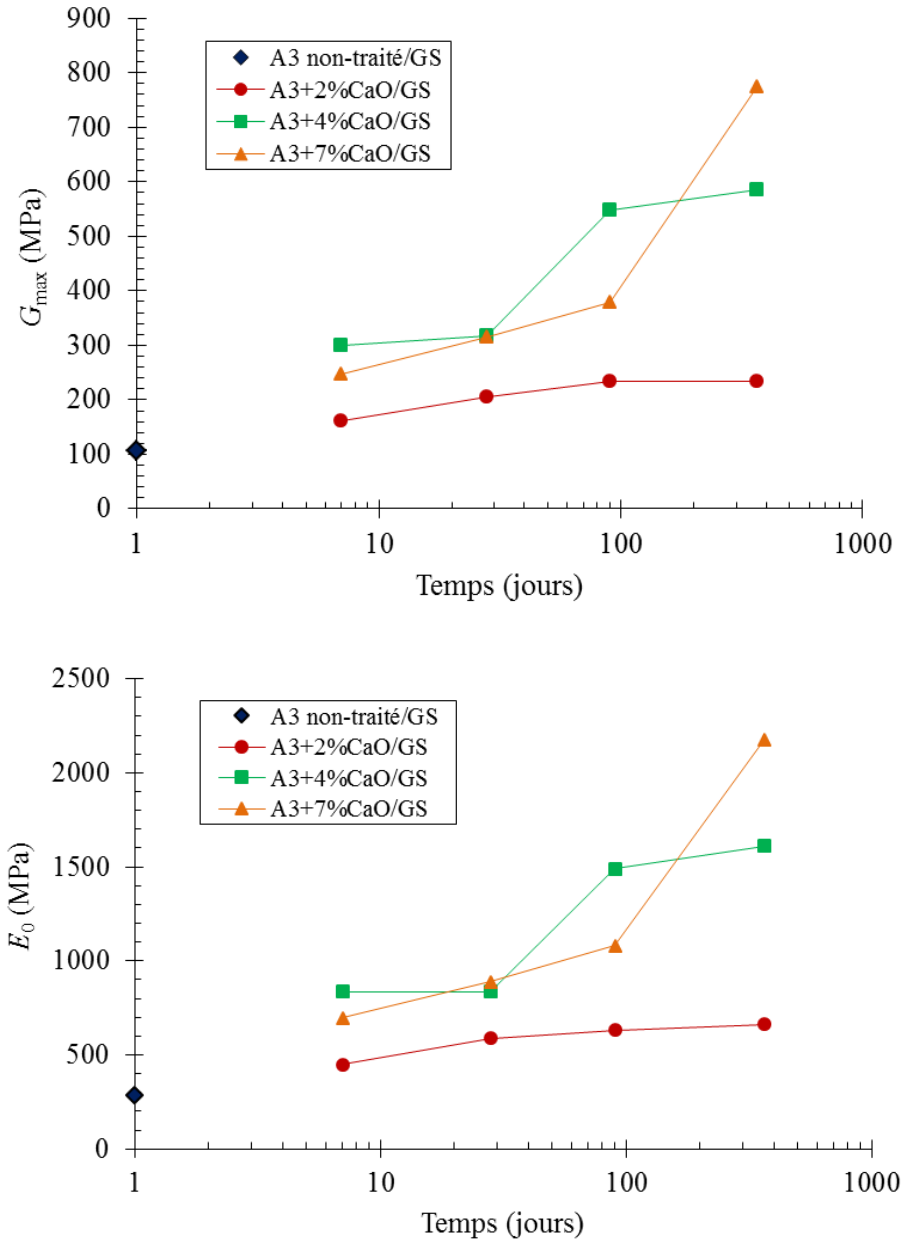


Figure IV. 9: Module de cisaillement maximal (en haut) et module d'élasticité (en bas) du sol A3 non-traité et traité au cours du temps (BE : Bender Element, GS : Grindo Sonic)

Tableau IV. 9 : Valeurs du module de cisaillement maximal, du module d'élasticité et du coefficient de Poisson des sols A1, A2, A3 non-traités et traités, déterminés par GrindoSonic (GS)

A1							A2							A3						
Dosage (%)	**Temps (jour)**	**$F_{flexion}$ (kHz)**	**$F_{torsion}$ (kHz)**	**Coefficient de Poisson**	**G_{max} (MPa)**	**E_0 (MPa)**	**Dosage (%)**	**Temps (jour)**	**$F_{flexion}$ (kHz)**	**$F_{torsion}$ (kHz)**	**Coefficient de Poisson**	**G_{max} (MPa)**	**E_0 (MPa)**	**Dosage (%)**	**Temps (jour)**	**$F_{flexion}$ (kHz)**	**$F_{torsion}$ (kHz)**	**Coefficient de Poisson**	**G_{max} (MPa)**	**E_0 (MPa)**
1	7	1,59	1,80	0,06	275	583	1,5	7	1,42	1,42	0,46	159	464	2	7	1,51	1,52	0,40	161	450
	28	1,83	2,01	0,12	343	770		28	1,44	1,44	0,49	163	484		28	1,70	1,70	0,43	205	588
	90	1,98	2,11	0,21	376	908		90	2,30	2,20	0,22	365	1437		90	1,80	1,82	0,36	233	632
	365	2,24	2,36	0,24	469	1165		365	2,46	2,48	0,36	465	1260		365	1,83	1,83	0,42	234	662
2	7	1,93	2,14	0,09	381	829	3	7	1,38	1,37	0,51	149	450	4	7	2,07	2,07	0,39	301	837
	28	2,41	2,59	0,17	555	1305		28	1,47	1,48	0,44	172	496		28	2,05	2,11	0,32	318	838
	90	3,54	3,80	0,18	1203	2835		90	4,34	4,38	0,37	1477	4035		90	2,79	2,81	0,36	548	1490
	365	Non mesuré						365	4,25	4,25	0,41	1391	3930		365	2,89	2,90	0,38	585	1612
4	7	1,59	1,80	0,07	279	598	5	7	1,76	1,84	0,29	272	702	7	7	1,87	1,88	0,41	247	696
	28	2,38	2,61	0,15	592	1360		28	1,40	1,42	0,43	161	461		28	2,10	2,12	0,41	315	889
	90	3,19	3,55	0,10	1081	2372		90	4,46	4,56	0,32	1612	4259		90	2,34	2,34	0,43	378	1081
	365	Non mesuré						365	5,09	5,22	0,33	2130	5650		365	3,34	3,35	0,40	774	2173
0	1	1,02	1,06	0,28	96	247	0	1	1,14	1,16	0,40	114	321	0	1	1,15	1,18	0,33	107	286

Sur la Figure IV.7 est présenté le module de cisaillement maximal, G_{max} du sol A1 traité à 7, 28, 90 jours, déterminé par deux méthodes : Bender Element (BE) et GrindoSonic (GS). Les valeurs de G_{max} sont également données au Tableau IV.10. Pour une même condition initiale (densité sèche, teneur en eau), les valeurs de G_{max} déterminées par les deux méthodes sont similaires, montrant la fiabilité de ces deux méthodes pour contrôler la raideur des sols. Au niveau de la rapidité et la simplicité de mise en œuvre, GS présente un avantage certain par rapport à BE. C'est ainsi que GS est utilisé pour déterminer G_{max} et E_0 des sols A2 et A3 traités.

Tableau IV. 10: Comparaison de G_{max} mesuré par le Bender Element (BE) et le GrindoSonic (GS) du sol A1 traité

Dosage (%)	Temps (jour)	G_{max} (MPa) BE	G_{max} (MPa) GS
1	7	275	275
	28	274	343
	90	409	376
2	7	365	381
	28	573	555
	90	1156	1203
4	7	384	279
	28	562	592
	90	1371	1081
	90	1371	1081

Comme pour la résistance à la compression simple et la résistance à la traction Brésilienne, le traitement a un effet important sur le module de cisaillement maximal, G_{max} et le module d'élasticité tangentiel, E_0. Les valeurs de G_{max} et E_0 des sols traités sont plus grandes que celles des sols non-traités et évoluent avec le temps de cure : une augmentation légère pour les sols traités aux dosages en chaux minimaux (objectif d'amélioration) et une croissance importante pour les sols traités aux dosages en chaux supérieurs au *PFC* (objectif de stabilisation).

Le G_{max} du sol A1 voit sa valeur multipliée par 12 après 90 jours dans le cas des traitements visant la stabilisation (2% et 4% de chaux). Dans le cas de l'argile limoneuse A2 traité à 3%, le G_{max} est multiplié par 13 après 90 jours et ensuite reste stable. A un dosage plus élevé de 5 % de chaux, le G_{max} croît pour atteindre jusqu'à 18 fois la valeur mesurée sur le sol non traité, et ce à l'issue d'un an de cure. Encore une fois, ces évolutions sont moindres dans le cas du sol A3 et corroborent les observations réalisées et relatives aux résistances en compression et en traction indirecte. Quant au module d'élasticité E_0, il évolue de manière similaire au G_{max}.

Il existe une relation proposée dans le GTS entre la résistance à la traction directe R_t et la résistance en compression diamétrale R_{tb}. Cette relation, $R_t = 0{,}8\ R_{tb}$, est en cohérence avec le Guide Technique « Conception et dimensionnement des structures de chaussées, SETRA-LCPC, 1994 ». La résistance à la traction directe à 90 jours et à 1 an de cure, R_t et le module

d'élasticité sécant de la résistance à la compression diamétrale, E_{tb} à la même échéance (Tableau IV.11) sont utilisés pour évaluer la performance mécanique escomptable à long terme des sols traités (GTS). Les valeurs du couple (R_t, E_{tb}) à 90 jours et à 1 an de cure des sols traités aux dosages en chaux correspondant à l'objectif de stabilisation sont vérifiées. L'objectif est de vérifier si le dosage en chaux choisi conduisant à un matériau dont les caractéristiques mécaniques permettent, pour la classe d'arase considérée et l'épaisseur de couche de forme envisagée, d'atteindre les classes de plates-formes proposées. La Figures IV.10 et le Tableau IV.11 présentent des valeurs du couple (R_t, E_{tb}) à 90 jours et à 1 an de cure des sols traités et leurs positions dans les zones de classement mécaniques définies par le GTS. Le classement mécanique d'un sol traité en fonction de ces caractéristiques et de son mode de fabrication est donné dans le Tableau IV.12. Le Tableau IV.13 présente la classe de plates-formes en fonction de la classe de l'arase, des performances mécaniques du matériau traité et de l'épaisseur de la couche de forme (GTS).

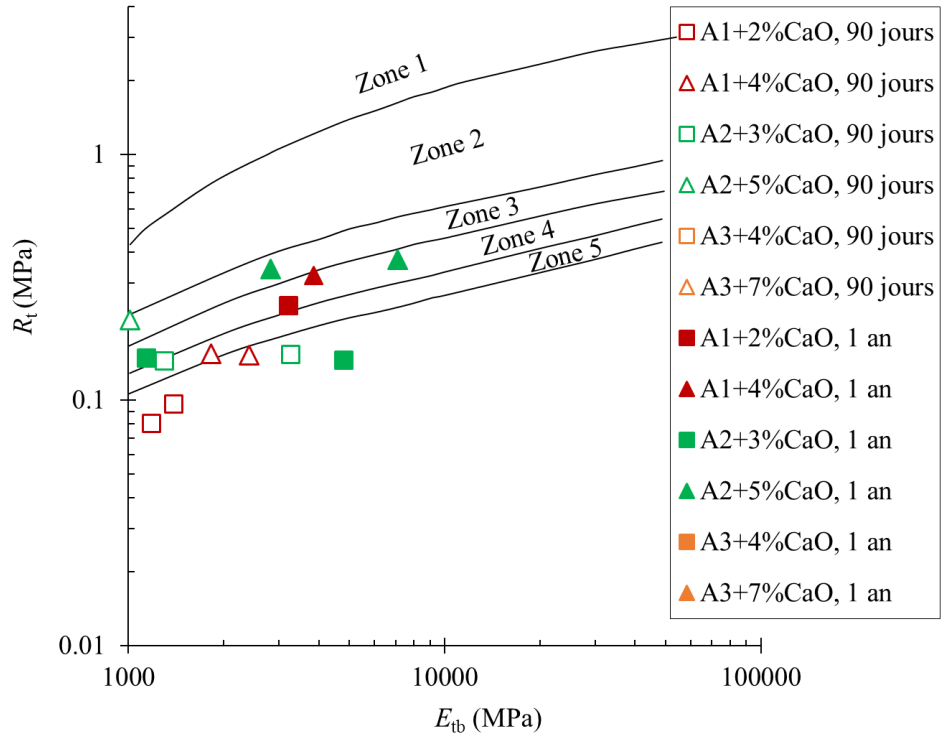


Figure IV. 10: Zone de classement mécanique escomptable à long terme des sols traités suivant les valeurs du couple (R_t, E_{tb}) à 90 jours et à 1 an de cure

Tableau IV. 11: Valeurs de (R_t, E_{tb}) à 90 jours et à 1 an de cure des sols A1, A2, A3 traités aux dosages en chaux correspondant à l'objectif de stabilisation

A1				**A2**				**A3**			
Dosage (%)	**Paramètres**	**90 jours**	**1 an**	**Dosage (%)**	**Paramètres**	**90 jours**	**1 an**	**Dosage (%)**	**Paramètres**	**90 jours**	**1 an**
2	R_t1 (MPa)	0.096	0.241	3	R_t1 (MPa)	0.153	0.147	4	R_t1 (MPa)	0.056	0.183
	R_t2 (MPa)	0.080	0.194		R_t2 (MPa)	0.144	0.145		R_t2 (MPa)	0.057	0.166
	$E_{tb}1$ (MPa)	1396	3221		$E_{tb}1$ (MPa)	3283	1147		$E_{tb}1$ (MPa)	325	166
	$E_{tb}2$ (MPa)	1188	816		$E_{tb}2$ (MPa)	1304	4816		$E_{tb}2$ (MPa)	622	712
4	R_t1 (MPa)	0.153	0.322	5	R_t1 (MPa)	0.286	0.374	7	R_t1 (MPa)	0.045	0.092
	R_t2 (MPa)	0.154	0.340		R_t2 (MPa)	0.213	0.343		R_t2 (MPa)	0.042	0.082
	$E_{tb}1$ (MPa)	2411	3859		$E_{tb}1$ (MPa)	410	7116		$E_{tb}1$ (MPa)	163	770
	$E_{tb}2$ (MPa)	1831	308		$E_{tb}2$ (MPa)	1013	2819		$E_{tb}2$ (MPa)	120	234

Tableau IV. 12: Détermination du classement mécanique d'un sol traité en fonction de ses caractéristiques et de son mode de fabrication (GTS)

Traitement en centrale*	Traitement en place	Classement mécanique du matériau
Zone 1		1
Zone 2	Zone 1	2
Zone 3	Zone 2	3
Zone 4	Zone 3	4
Zone 5	Zone 4	5

* Ce mode d'élaboration ne peut être envisagé que si l'on s'assure que les matériaux peuvent se couler directement dans les différents organes des centrales (sols des classes B, D et certains sols de la classe A prétraités à la chaux)

Tableau IV. 13: Classe de plates-formes en fonction de la classe de l'arase, des performances mécaniques du matériau traité et de l'épaisseur de la couche de forme (GTS)

Classe mécanique du matériau de couche de forme	Epaisseur de la couche de forme				
	Cas d'une arase de classe AR_1			Cas d'une arase de classe AR_2	
Classe 3	(1)	30 cm	40 cm	25 cm	30 cm
Classe 4	30 cm	35 cm	45 cm (2)	30 cm	35 cm
Classe 5	35 cm	50 cm (2)	55 cm (2)	35 cm	45 cm (2)
Classe de plate-forme obtenue	PF_2	PF_3	PF_4	PF_3	PF_4

(1) En raison de l'importance du contraste des modules, la réalisation d'une couche de forme en matériau traité de classe mécanique 3, sur une arase AR_1, n'est pas autorisé en dessous d'une épaisseur de 30 cm

(2) L'obtention de la compacité recherchée en fond de couche conduira généralement une mise en œuvre en deux couches

Le critère de performance mécanique escomptable à long terme du sol traité en couche de forme, cité par le GTS, est établi comme suit : le couple (R_t, E_{tb}) déterminé à 90 jours de cure (ou à 180 jours dans le cas du liant à prise lente) conduit au moins à un matériau de classe mécanique 5. Dans cette étude, on n'a pas effectué d'essais sur sols traités à 180 jours. Les valeurs des performances mécaniques des sols traités à 90 jours et à 1 an de cure sont étudiées. Quelques remarques sont faites sur les résultats présentés sur la Figure IV.10:

- Les performances mécaniques (R_t, E_{tb}) du sol A1 traité à 2% CaO à 90 jours sont trop faibles pour déterminer une zone de classement mécanique. Le sol A1 traité à 4% CaO à 90 jours se situe dans la zone 5, satisfaisant le critère de la performance mécanique escomptable pour le sol traité en couche de forme selon GTS. Après 1 an de cure, les performances mécaniques des sols traités évoluent: le sol traité à 2% CaO se situe à la frontière entre la zone 4 et la zone 5, tandis que le sol traité à 4% CaO se situe à la frontière entre la zone 3 et la zone 4.

- Les résultats de (R_t, E_{tb}) du sol A2 traité à 3% de chaux à 90 jours sont dispersés. Un point se situe hors de la zone de classement mécanique ; un point se situe près de la frontière entre la zone 4 et la zone 5. Le sol A2 traité à 5% CaO voit ses

caractéristiques améliorées d'une façon importante à 90 jours, ce qui le place près de la frontière entre la zone 2 et la zone 3. Après 1 an de maturation, le même phénomène est observé sur le sol A2 traité à 3% CaO à 90 jours de cure. Pour ce sol traité à 5% CaO, on a un point situé dans la zone 3, et un point situé dans la zone 4.

- Les valeurs de (R_t, E) du sol A3 traité à 90 jours et même à 1 an de cure sont trop faibles pour déterminer une zone de classement. De plus, elles et ne satisfont pas le critère de la performance mécanique escomptable à long terme (GTS). Rappelons que par rapport aux sols A1 et A2, le sol A3 est moins réactif à la chaux, et il est difficile pour obtenir un compactage correct d'une éprouvette du sol A3 traité. Pour cette raison, ses performances mécaniques développent lentement dans le temps.

IV.1.4. Corrélation des performances mécaniques des sols traités

Dans les deux dernières décennies, plusieurs investigations ont été conduites et ont montré des corrélations linéaires raisonnables entre le module de cisaillement maximal, G_{max} et la résistance à la compression simple, R_c (Tatsuoka et al., 1996 ; Hird et Chan, 2005 ; Van Impe et al., 2005 ; Lohani et al., 2006 ; Helinski et al., 2007 ; Flores et al., 2010). Pourtant, toutes ces études n'abordent que des matériaux traités au ciment. Dans cette étude, les mêmes tendances d'évolution des performances mécaniques des sols traités à la chaux sont observées (la résistance à la compression simple ; le module de cisaillement maximal; le module d'élasticité). A partir des résultats de R_c, E_0, G_{max}, on peut établir des corrélations entre ces paramètres. Les corrélations entre E_0 et R_c, et entre G_{max} et R_c sont respectivement présentées sur les Figures IV. 11, 12:

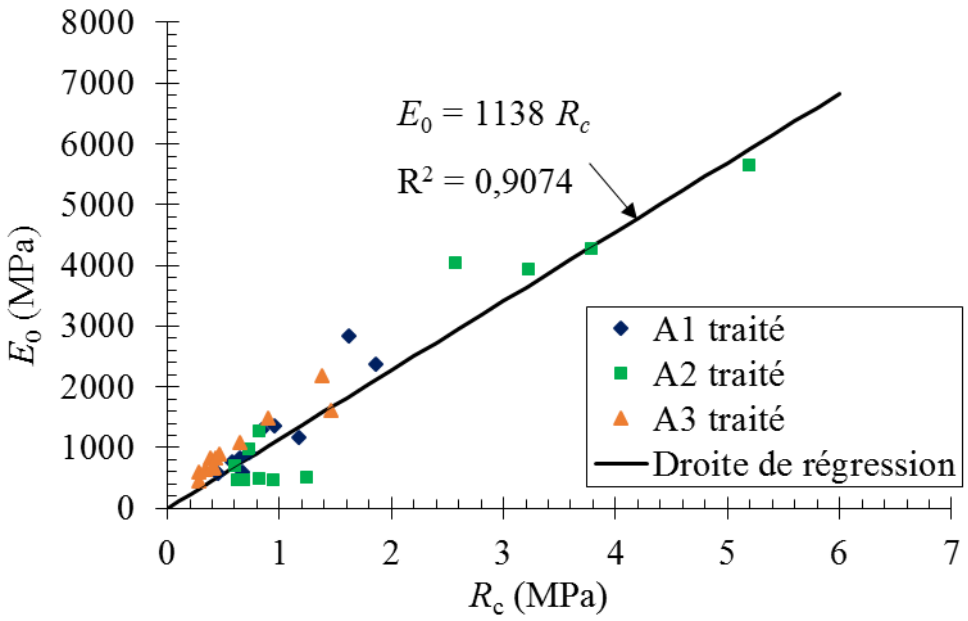


Figure IV. 11: Corrélation entre E_0 et R_c des sols traités

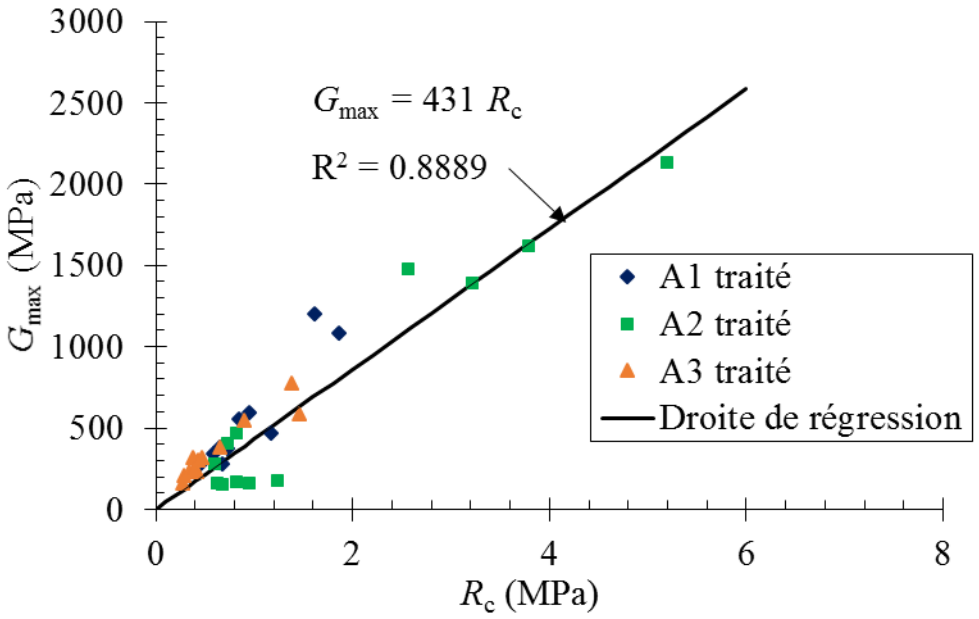


Figure IV. 12: Corrélation entre G_{max} et R_c des sols traités

Malgré une certaine dispersion, les résultats mettent clairement en évidence des relations linéaires entre la résistance (à la compression simple) et la raideur (modules d'élasticité tangentiel E_0 et module de cisaillement maximal G_0) des sols traités à la chaux. Ces relations linéaires suivent les équations IV.1 et IV.2.

$$\boldsymbol{E_0 = 1138 R_c \quad avec\ R^2 = 0,9074} \qquad \textit{(IV. 1)}$$

$$\boldsymbol{G_{max} = 431 R_c \quad avec\ R^2 = 0,8889} \qquad \textit{(IV. 2)}$$

Ces corrélations pourraient utiles dans la prévision de différents paramètres mécaniques à partir de la mesure d'un autre paramètre mécanique relativement plus aisé à mesurer.

IV.1.5. Discussion

IV.1.5.1. Effet du traitement sur l'évolution des performances mécaniques

L'évolution des performances mécaniques des 3 sols traités à différents niveaux d'ajout de chaux vive a été mise en perspective grâce aux mesures de résistances à la compression simple (R_c) et à la traction Brésilienne (R_{tb}), du module de cisaillement maximal (G_{max}) et du module d'élasticité tangentiel (E_0). L'évolution des performances mécaniques est directement liée aux effets chimiques avec l'ajout de la chaux dans le sol. Un premier effet qui se produit immédiatement conduit à la floculation, tandis qu'un second, appelé réactions pouzzolaniques, intervient plus tardivement (au-delà de 28 jours dans cette étude) et conduit à la formation de composés hydratés (Estéoule et Perret, 1979 ; Perret, 1979 ; Locat et al., 1990 ; Locat et al., 1996 ; Liu et al., 2012 ; Little, 1995 ; Rajasekaran et Rao, 1997 ; Khattab, 2002). On examine dans ce qui suit deux facteurs principaux influant les performances mécaniques des sols traités : le dosage en chaux et le temps de cure.

La Figure IV.13 présente l'effet du dosage en chaux sur les performances mécaniques (la résistance à la compression simple) des sols traités.

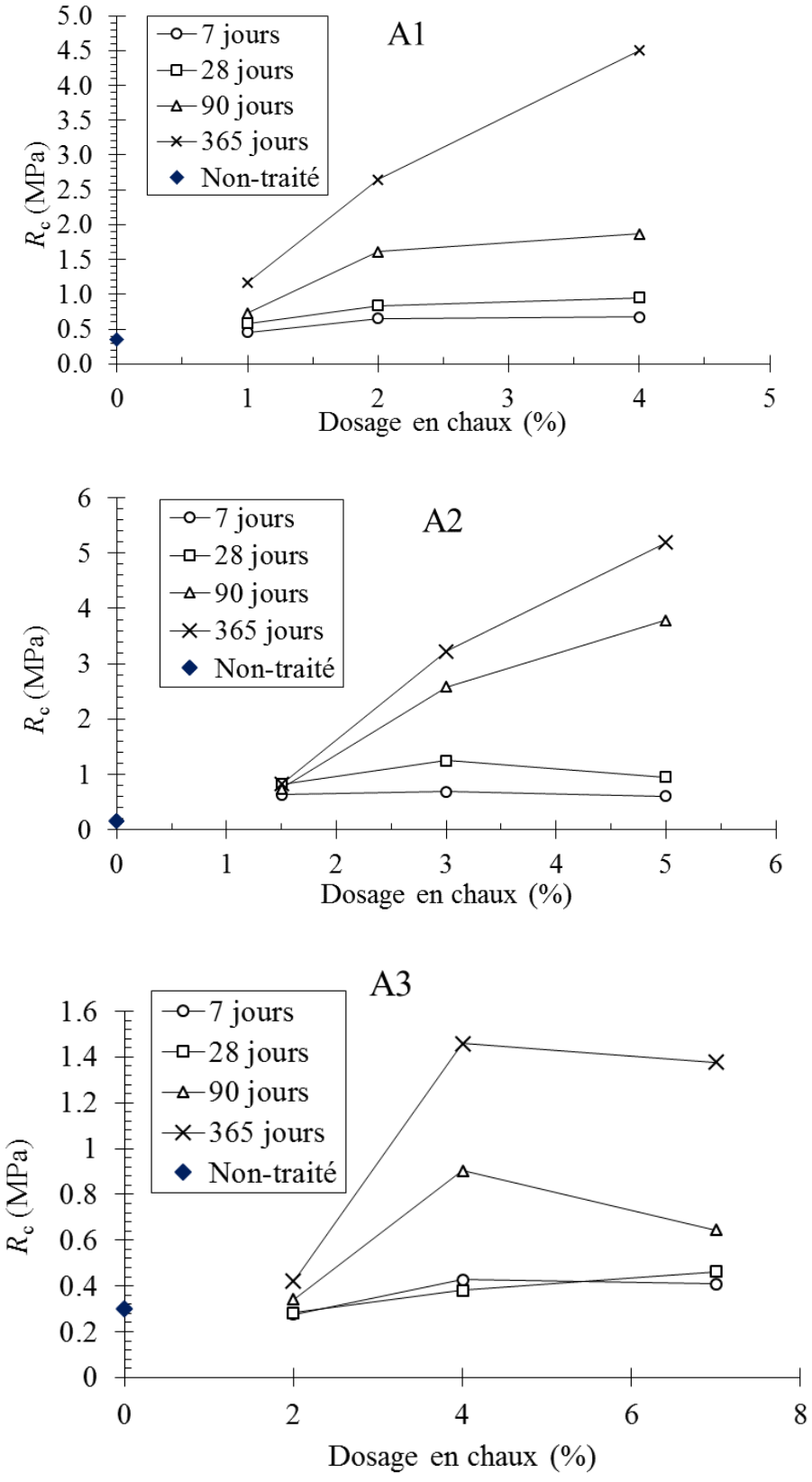


Figure IV. 13: Effet du dosage en chaux sur la résistance à la compression simple des sols traités

Pour les sols A1 et A2 traités, à un temps de cure inférieur ou égal à 28 jours, la résistance à la compression simple augmente avec le dosage en chaux jusqu'au PFC. Elle a tendance à ne plus évoluer avec l'ajout supplémentaire de chaux au-delà de ce seuil. Un phénomène identique est observé dans l'étude de Bell (1996) : en déterminant les résistances à la compression simple de kaolinite et de montmorillonite traitées à différents dosages en chaux et pour différents temps de cure de moins de 28 jours (Figure IV.14), l'auteur a tiré la conclusion de l'existence d'un dosage en chaux optimal correspondant à la valeur maximale de résistance à la compression simple.

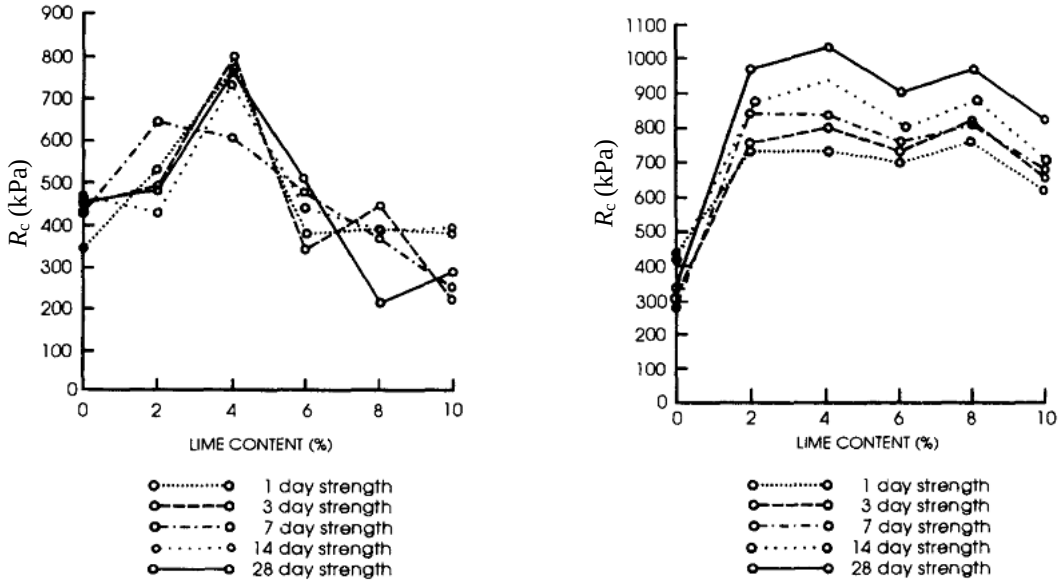


Figure IV. 14: Résistances à la compression simple d'une montmorillonite (à gauche) et d'une kaolinite (à droite) traitées à différents dosages en chaux

Maubec (2010) a étudié la kaolinite traitée à différents dosages en chaux au cours du temps. Son étude a éclairé la modification des performances mécaniques dès les premiers instants du traitement, initiée par le phénomène de floculation. Jusqu'à 98 jours, l'effet de la floculation continue à dominer et détermine la performance mécanique de la kaolinite traitée. L'étude minéralogique effectuée par diffraction aux rayons X et RMN du solide a montré que dans cette période, la principale phase formée est la portlandite. Les travaux de Diamond et Kinter (1965), Rossi et al. (1983), Maubec (2010) s'accorde sur l'interprétation de la floculation ; cette floculation est due non seulement à une adsorption d'ions de calcium qui a pour effet la formation de blocs de particules, mais aussi à une réaction immédiate entre la chaux adsorbée à la surface des particules argileuses et les sites aluminols (Al-OH) et silanols (Si-OH) des minéraux argileux. Ces réactions entraineraient la formation, en très faibles quantités, des phases de type silicates et aluminates de calcium hydratés qui assurent les liens entre les particules et contribuent au renforcement des performances mécaniques du sol. Les performances mécaniques augmentent jusqu'à un dosage en chaux optimal, correspondant à la quantité minimale de chaux qu'il faut ajouter au sol pour satisfaire complètement l'échange cationique. Au-delà de ce seuil, la chaux contribue au développement des réactions pouzzolaniques. Un dosage en excès peut dans certains cas mener à une réduction de la

résistance, due au fait que la chaux excédentaire ne présentent pas d'apport de cohésion, et pourrait amener à un effet légèrement négatif sur la résistance mécanique du sol traité (Bell, 1996).

A long terme (au terme de 90 jours ou d'un an de cure), le gain de performance mécanique est d'autant plus élevé que le dosage est fort. Au cours du temps, l'évolution des performances mécaniques est observée sur les sols traités aux dosages en chaux supérieurs à *PFC*. Pour le sol traité au dosage en chaux inférieur à *PFC*, les performances mécaniques augmentent légèrement voire se stabilisent. Ces variations au cours du temps reflètent le développement des produits « cimentaires » de liaison formés lors des réactions pouzzolaniques (Estéoule et Perret, 1979 ; Perret, 1979; Locat et al., 1990; Locat et al.,1996; Brandl, 1981; Choquette, 1988; Bell, 1996; Little, 1995; Rajasekaran and Rao, 1997; Khattab, 2002; De Bel, et al. 2005; Le Runigo, 2008; Tang et al., 2011; Wild et al., 1986; Muzahim-Al Mukhtar et al., 2010; Maubec, 2010). L'évolution de la résistance à la compression simple varie en fonction de l'évolution de la consommation en chaux, en suivant une loi linéaire (Estéoule et Perret, 1979). L'étude minéralogique de Maubec (2010) a montré une consommation de la portlandite en parallèle à une formation de composés cimentaires de carboaluminate de calcium hydraté, silicate de calcium hydraté et aluminate tricalcique hydraté, après des périodes de cure prolongées. Le suivi de l'évolution des pertes de masse du sol traité dans une gamme de température de 100 à 350°C a permis d'élaborer une loi exponentielle pour le développement de la résistance à la compression simple en fonction de la perte de masse qui caractérise la formation des composés hydratés (Figure IV.15).

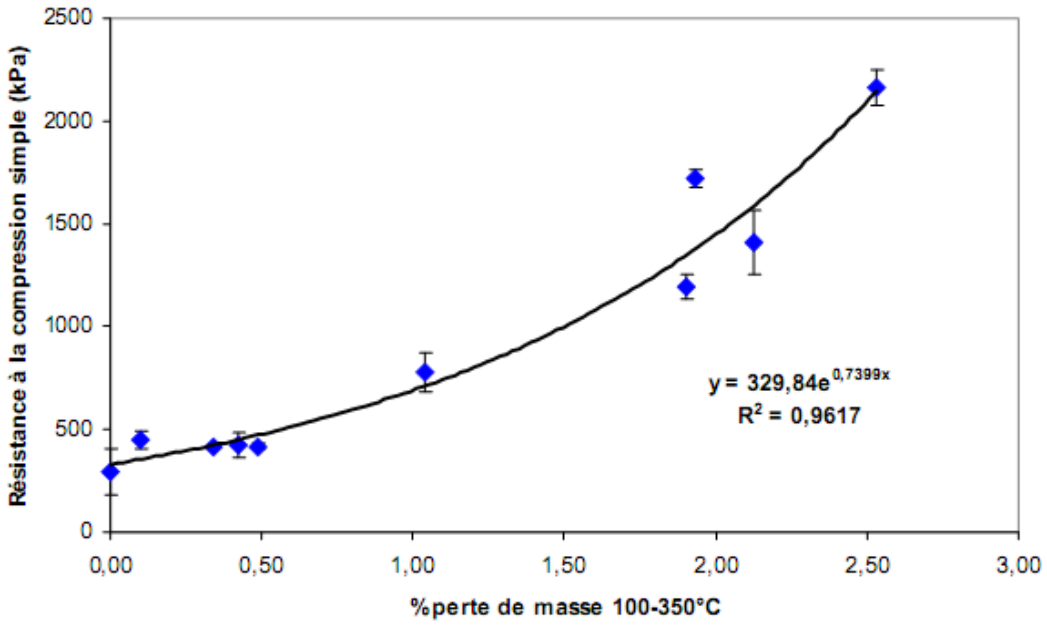


Figure IV. 15: Corrélation entre la résistance à la compression simple et la perte de masse estimée dans la gamme de température de 100 à 350°C (Maubec, 2010)

Les résultats de Maubec (2010) et les résultats obtenus dans cette étude montrent un séquençage de l'évolution de la résistance à la compression simple en différentes phases (Figures IV.16, 17). Ces phases d'évolution sont directement liées à des réactions chimiques :

la consommation de la chaux en parallèle à la formation des produits cimentaires (Estéoule et Perret, 1979 ; Locat et al., 1990 ; Locat et al., 1996 ; Maubec, 2010). En se basant sur le concept d'Estéoule et Perret (1979) et de Locat et al. (1990), on peut proposer trois phases de stabilisation à travers l'évolution de la résistance à la compression simple :

- La phase I correspond à la période initiale, lorsque l'augmentation de la résistance à la compression R_c est très faible, mais en même temps R_c augmente avec le dosage en chaux jusqu'au *PFC*. Dans cette phase, il y a formation de la portlandite, et formation, en très faibles quantités, des phases de type silicates et aluminates de calcium hydratés qui assurent les liens entre les particules et renforcent les performances mécaniques des sols. La durée de la phase I dépend de la minéralogie du sol traité, de la température du milieu - plus la température est élevée, plus la prise est rapide selon Thompson (1968), Bell (1996), Maubec (2010), les conditions de compactage – teneur en eau et l'homogénéité du mélange sol-chaux (Estéoule et Perret, 1979 ; Locat et al., 1990 ; Locat et al., 1996 ; Maubec, 2010). La phase I s'achève quand les produits cimentaires créés sont suffisamment présents pour compenser l'effet de la chaux « excédentaire » sur la cohésion des grains de sol. Nos résultats montrent que cette durée est de 28 jours pour les sols A1 et A2 traités à 20°C. Cette phase semble ne pas se terminer après 1 an de cure pour le sol A3 traité. Dans l'étude de Maubec (2010), cette durée est de 98 jours pour la kaolinite traitée à 20°C et de 7 jours pour la bentonite traitée à 20°C.

- La phase II correspond au développement important des performances mécaniques. Durant cette phase, une consommation de la portlandite est constatée, parallèlement à la formation abondante des produits cimentaires (réactions pouzzolaniques). Cette phase devrait logiquement se terminer quand la portlandite. La durée de cette phase est conditionnée aussi par la minéralogie du sol, la température du milieu, les conditions de compactage (teneur en eau, homogénéité du mélange sol-chaux). Dans notre étude, la phase II semble ne pas être parvenue à son terme à l'issue d'un an de cure pour les sols A1 et A2 traités.

- La phase III est caractérisée par une réduction du taux d'augmentation des performances mécaniques voire l'établissement d'un seuil de performance mécanique (Locat et al., 1990). La phase III pourrait avoir trois origines : (1) fin des réactions pouzzolaniques en raison de l'épuisement de la portlandite, (2) maintien des réactions pouzzolaniques, mais avec des difficultés de diffusion des solutions de silice et alumine au sein des agrégats des sols traités, (3) les produits cimentaires des réactions pouzzolaniques sont encore abondants ; cependant, leur effet sur les performances mécaniques n'est pas aussi prononcé que dans la phase II, et le sol traité présente déjà une structure nouvelle beaucoup plus rigide. Dans ce cas, les produits cimentaires précipités continuent à remplir les pores des sols.

La Figure IV.18 présente un modèle conceptuel des phases d'évolution des performances mécaniques des sols traités. Sur la Figure IV.19, on propose un modèle schématique des trois phases de stabilisation.

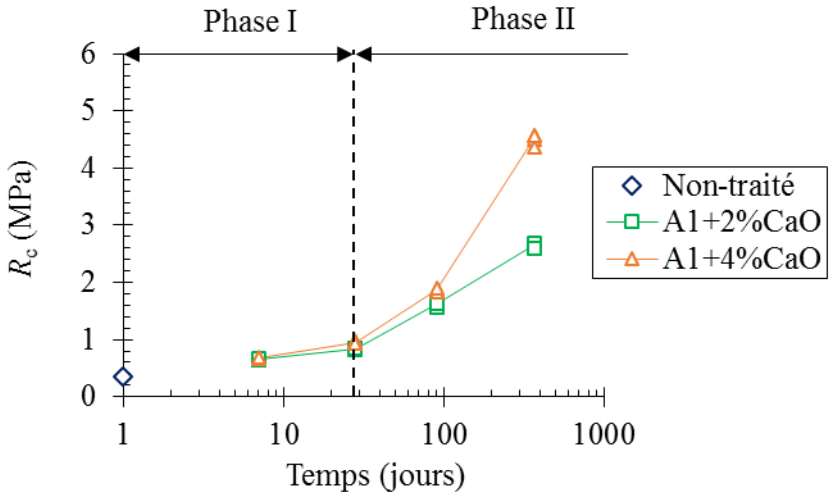


Figure IV. 16: Les phases d'évolution de la résistance à la compression simple du sol A1 traité

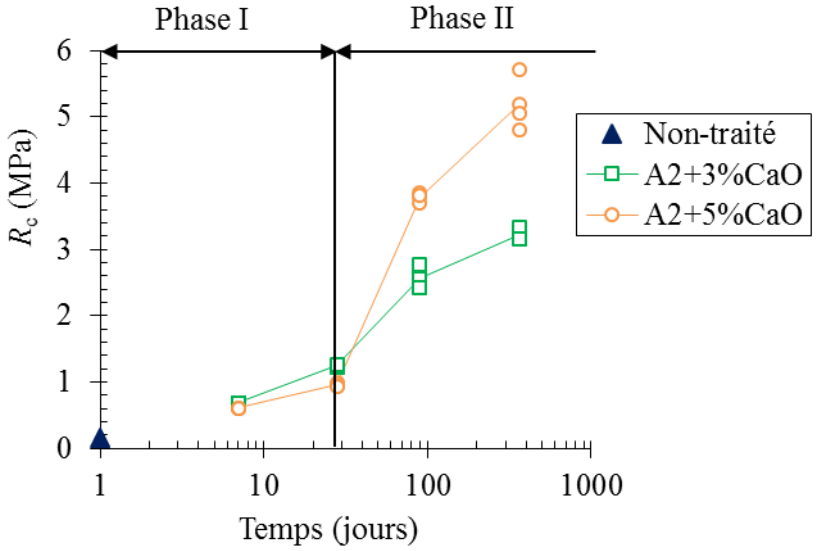


Figure IV. 17: Les phases d'évolution de la résistance à la compression simple du sol A2 traité

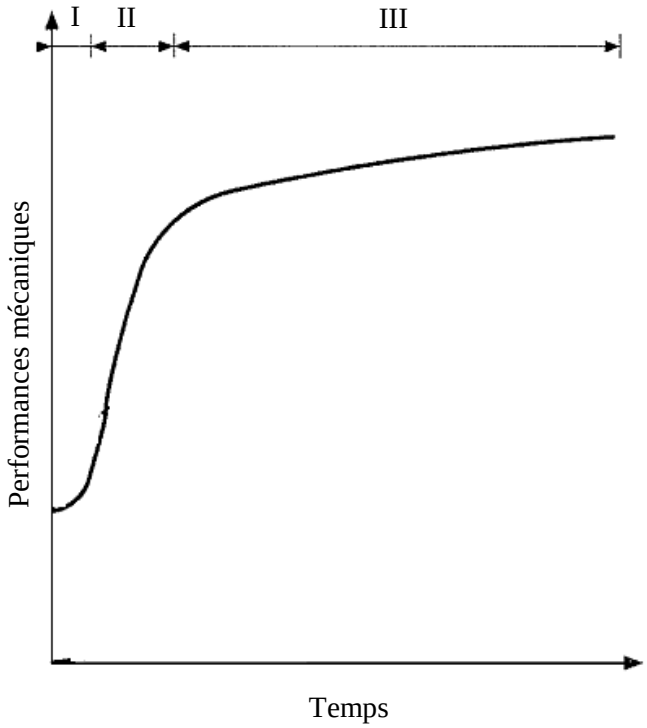


Figure IV. 18: Modèle conceptuel des trois phases d'évolution des performances mécaniques des sols traités (Locat et al., 1990)

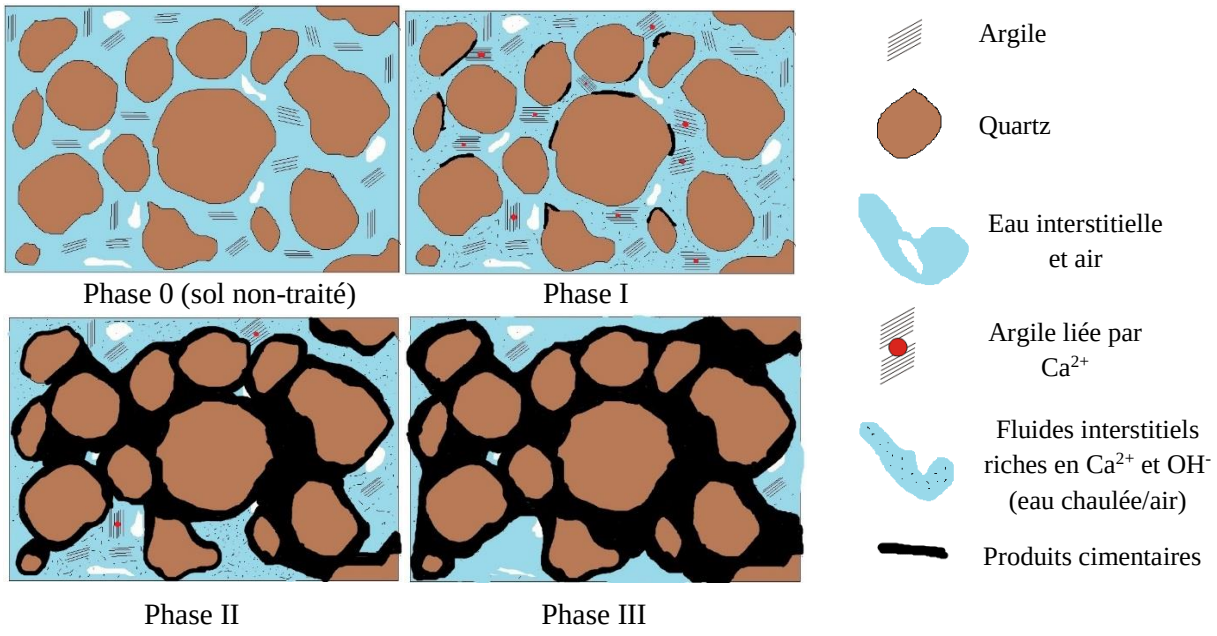


Figure IV. 19: Phase de stabilisation des performances mécaniques des sols traités

IV.1.5.2. Effet du mode de préparation sur le traitement du sol A3

L'identification du sol A3 a montré la présence de la montmorillonite comme phase minéralogique principale. Plusieurs études ont montré que la montmorillonite est plus réactive au traitement à la chaux, grâce à sa plus grande surface spécifique qui facilite l'attaque de la chaux en plusieurs endroits du minéral. La cinétique d'augmentation des performances

mécaniques est, par conséquent, considérée comme meilleure pour ces minéraux (Eades et Grim, 1960 ; Little, 1995 ; Bell, 1996). Pourtant, les résultats du sol A3 traité à la chaux montrent le développement des performances mécaniques très faible et lent au cours du temps de cure. La faible réactivité de ce sol peut trouver son origine dans sa minéralogie particulière, mais aussi dans la difficulté d'adopter une procédure efficace de préparation d'éprouvettes. La Figure IV. 20 présente une comparaison entre les sols A1, A2, A3 mélangés avec de la chaux et des éprouvettes de ces sols traités après le compactage. Sur la Figure IV. 20, partie gauche, les sols sont observés 90 minutes après le mélange avec la chaux, et possèdent une teneur en eau correspondant à 96% de la masse volumique sèche optimale ($w_{96\%\rho dOPN}$), compactés du côté sec de la courbe Proctor Normal ; à droite sont représentées les éprouvettes des sols traités après le compactage à 96% de la masse volumique sèche optimale, ρ_{dOPN} (éprouvettes destinées à l'essai de traction Brésilienne). Le détail du mélange et le compactage des éprouvettes ont été présentés dans le chapitre II. Visuellement, les sols A1 et A2 ont subi un malaxage efficace avec de la chaux, produisant des agrégats de petite taille. En revanche, dans le sol A3, on observe des agrégats de grande taille (de 1 à 1,5 cm), plusieurs nodules de chaux qui ne sont pas en contact intime avec des agrégats de sol, ainsi que des concentrations hétérogènes de chaux dans le mélange. Ces phénomènes sont considérés comme parmi les raisons principales de l'inefficacité du mélange à évoluer vers des performances mécaniques probantes, bien que le sol contienne une fraction argileuse importante. Plusieurs études ont montré l'importance de la distribution de la chaux dans le sol et du contact de la chaux avec les particules argileuses pour la progression des réactions pouzzolaniques, et en conséquence l'évolution des performances mécaniques au cours du temps (Locat et al, 1990 ; Locat, 1987 ; Choquette, 1988; Stocker, 1975; Bryhn et al., 1984; Dong, 2013). Plus la dispersion entre la chaux et le sol est bonne, plus la distance entre la chaux et des particules argileuses du sol est courte, et plus la consommation de la chaux est efficace pour les réactions pouzzolaniques (Locat et al. 1990). Quelques études ont montré l'effet de la taille des agrégats sur l'évolution des performances mécaniques à long terme des sols traités : plus la taille des agrégats est grande, plus le module de cisaillement maximal (la rigidité) des sols traités est petite (Tang et al., 2011 ; Dong, 2013). L'action de chaux est menée sur la surface des grains de sol (Locat et al, 1990; Ingles et Metcalf, 1973 et Choquette, 1988; Le Runigo, 2008). Après que le sol est mélangé avec des liants, les liants couvrent les grains ; à l'intérieur des grains de sol, il n'y a pas de produits cimentaires formés. Avec un même dosage en chaux ajouté, le sol ayant des agrégats de taille élevée a moins de produits cimentaires formés que le sol ayant des agrégats de taille petite, et en conséquence a un module de cisaillement maximal, G_{max} plus faible (Dong, 2013). La Figure IV. 21 explique l'effet de la taille des agrégats sur la formation des produits cimentaires dans les sols traités. A gauche, on retrouve le sol présentant des agrégats de grande taille, et à droite le sol avec des agrégats de petite taille.

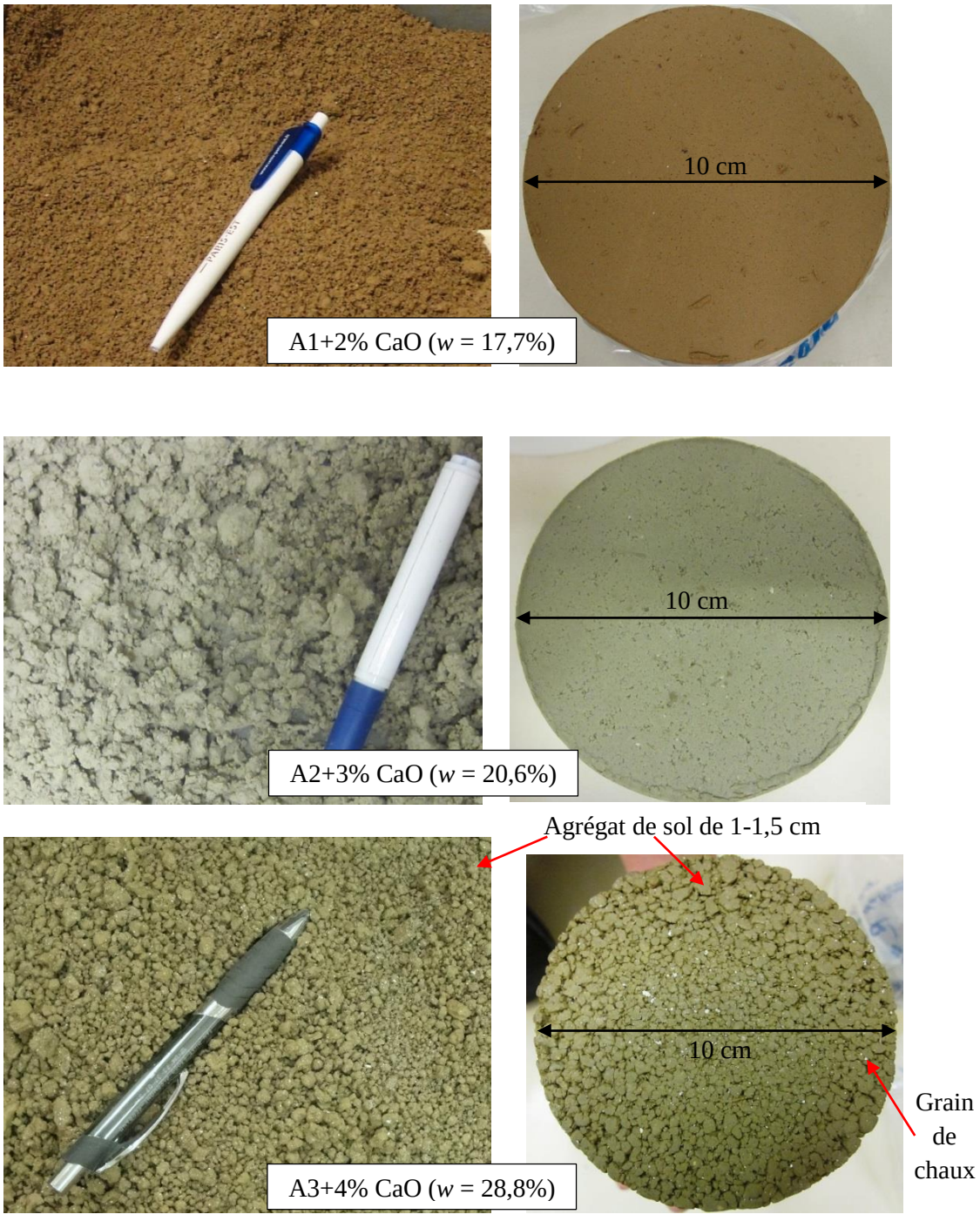


Figure IV. 20: Comparaison des sols A1, A2, A3 traités à la chaux, après le malaxage (à gauche) et après le compactage (à droite)

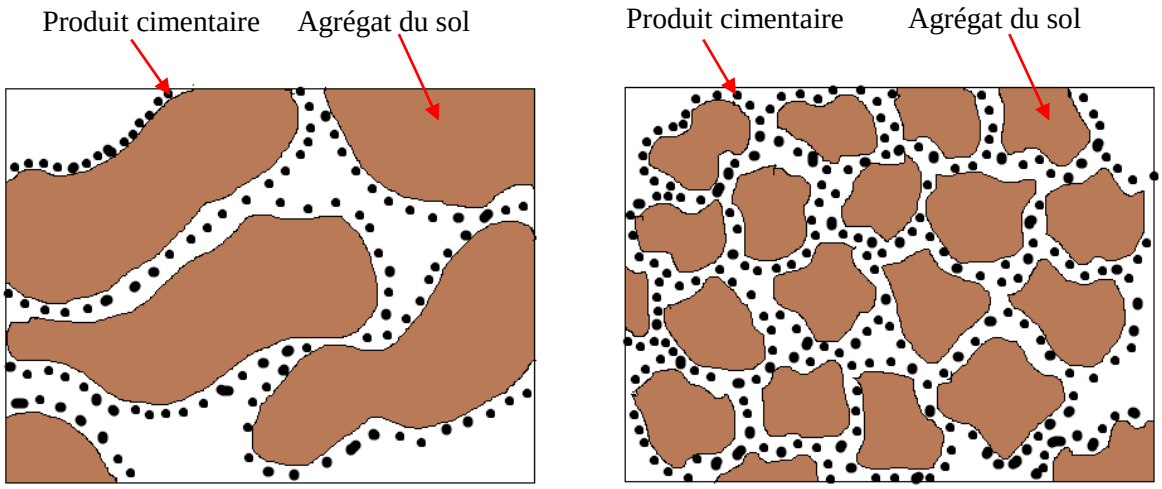


Figure IV. 21: Effet de la taille des agrégats sur la formation des produits cimentaires dans le sol. A gauche : sol avec agrégats de grande taille ; à droite ; sol avec agrégats de petite taille.

La question qui se pose est pourquoi avec une même méthode de mélange et de compactage, le sol A3 traité présente des agrégats de grande taille par rapport aux sols A1 et A2 traités. Ce phénomène pourrait être expliqué par le fait que le sol A3 possède une grande quantité de particules argileuses dont la plupart appartiennent à la famille des montmorillonites. Ce type d'argiles gonflantes, est très sensible à la variation de la teneur en eau. Des liaisons particulièrement faibles entre les feuillets constitutifs permettent à l'eau d'y pénétrer, autorisant ainsi une forte variation de volume (gonflement interfoliaire des particules) (MEDDE, 2011). Cette explication concernant le caractère gonflant de l'argile plastique est concordante avec la conclusion de Ferber et al. (2009). Selon ces auteurs, les grains des sols argileux (particules primaires argileuses ou agrégats) sont constitués des feuillets élémentaires. Cette structuration en agrégats conduit à des pores intra-agrégats, localisés dans la particule primaire, et des pores inter-agrégats, localisés entre les particules primaires. Les premiers sont de beaucoup plus petite dimension que les seconds. Lors de l'humification d'un sol fin compacté du côté sec, l'eau pénètre d'abord dans les agrégats argileux et les fait gonfler par augmentation de la distance interfoliaire. Elle ne remplit les vides inter-agrégats que dans un second temps. Sur la Figure IV. 22, on présente un modèle schématique de l'évolution de taille des agrégats argileux après le traitement, en passant d'une teneur en eau initiale w_1 vers une teneur en eau $w_2 > w_1$ après humidification et malaxage avec la chaux. Notons que les raisons pour lesquelles les agrégats du sol A3 traité présentent de grande taille devraient être étudiées de façon plus approfondie.

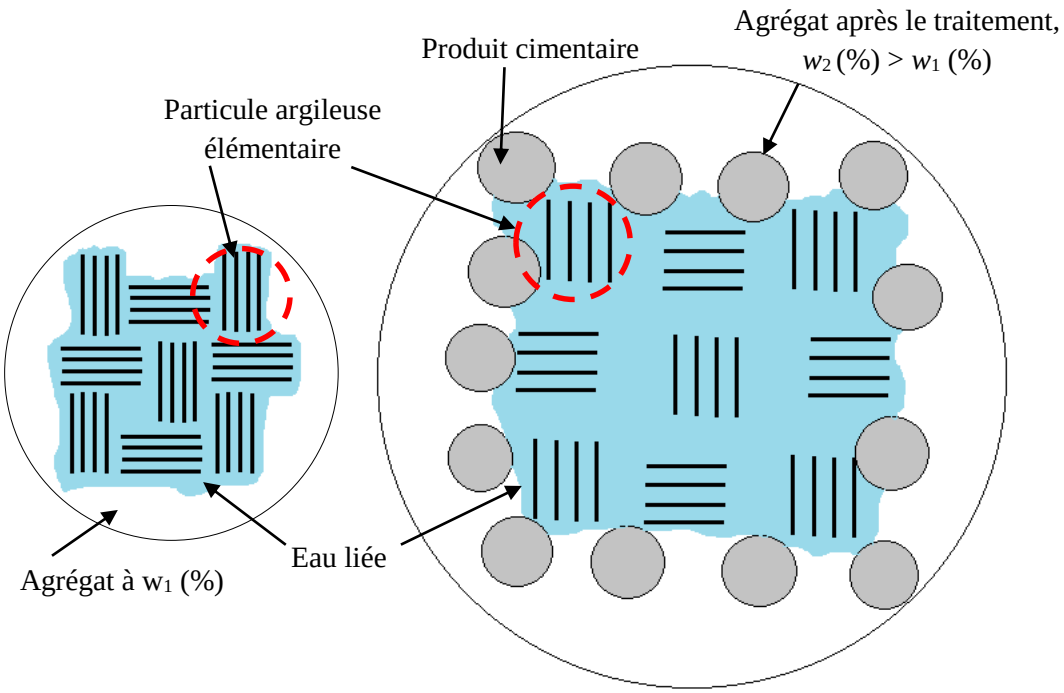


Figure IV. 22: Modèle schématique d'évolution de taille des agrégats d'un sol argileux, présentant du gonflement lors de l'humidification, et ce avant le malaxage avec la chaux

Les résultats sur le sol A3 ont montré l'importance du mode de préparation du sol traité sur la formation des produits cimentaires dans le sol et l'évolution de sa performance mécanique. Pour l'argile très plastique A3, une procédure spéciale de traitement du sol doit être étudiée. L'humidification du sol A3 avant malaxage avec la chaux devrait être évitée. La procédure suivant est proposée :

- Sécher le sol à l'air dans une première étape. Les moutures séchées sont alternativement fractionnées au cutter Hobart puis passées au tamis de 6 mm. Les matériaux sont remis en sacs plastiques hermétiques pendant 2 jours pour l'homogénéisation. La teneur en eau de ce sol séché est ensuite déterminée (TerDouest, 2011).

- La quantité requise de sol séché à l'air et de chaux est mélangée à l'aide du cutter Hobart. La quantité requise de l'eau déminéralisée est pulvérisée, et ce mélange sol-chaux-eau est mixé à nouveau en utilisant le cutter Hobart. Le mélange est conservé dans un container hermétique, le compactage étant effectué dans moins de 90 minutes (Al-Mukhtar et al., 2012).

IV.2. Effet du traitement sur la microstructure

IV.2.1. Sol A1 – limon peu argileux

La microstructure du sol A1 ainsi que son évolution au cours du temps après le traitement à la chaux sont étudiées en effectuant des analyses de la distribution porale par la technique de porosimétrie à intrusion de mercure (PIM) et l'observation morphologique par microscopie électronique à balayage (MEB). Dans cette étude, les terminologies suivantes, qui

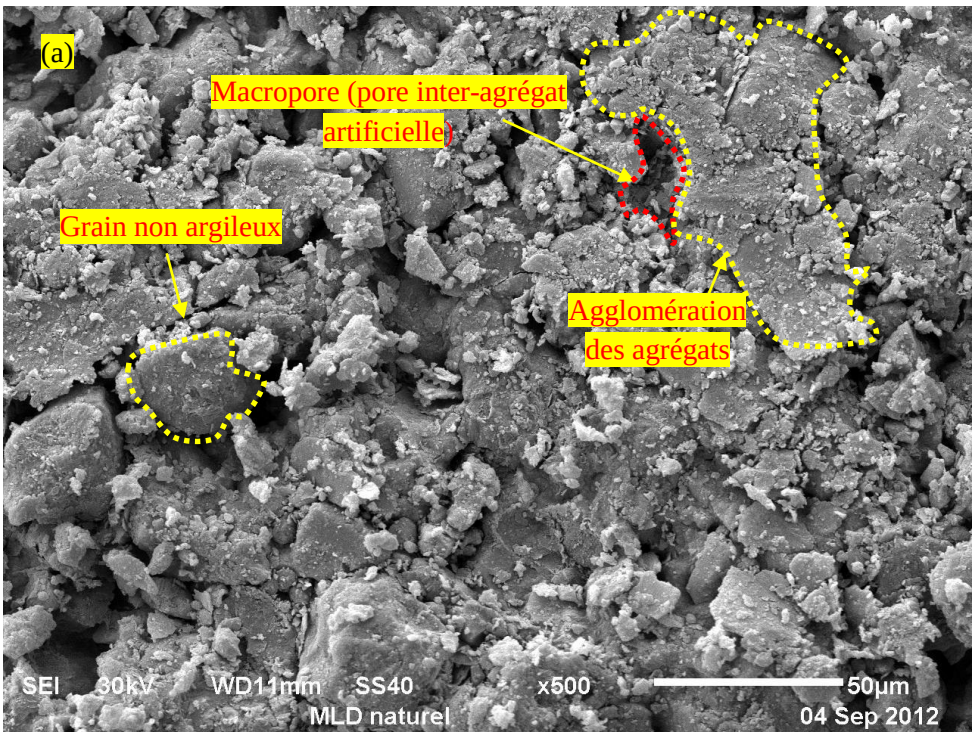
correspondent aux définitions de Parcevaux (1980) et de Tran (2014) sont utilisées pour la description de la microstructure des sols :

- particule élémentaire : empilement d'un certain nombre de feuillets, constituant la plus petite unité visible au MEB ;
- agrégat primaire : assemblage des particules élémentaires, correspondant à l'observation du sol à l'état initial (naturel, remanié ou compacté) ;
- agrégat secondaire : provenant de l'évolution d'un agrégat, primaire soit par division (dans ce cas l'agrégat secondaire est plus petit que l'agrégat primaire) soit par agglomération (dans ce cas l'agrégat secondaire est plus gros que l'agrégat primaire).

De plus, les différents types de pores observés dans cette étude sont classés en fonction de leur taille :

- 0,0072 µm $\leq d <$ 0,3 µm : micropores interparticulaires ou intra-agrégats;
- 0,3 µm $\leq d <$ 6 µm : mésopores inter-agrégats : vides entre les agrégats naturels constitués de particules argileuses naturelles;
- $d \geq$ 6 µm : macropores inter-agrégats artificiels : vides entre les agrégats artificiels constitués de particules argileuses compactées.

La Figure IV.23 présente l'observation morphologique du sol non-traité, tandis que la Figure IV.24 illustre la courbe de distribution porale du sol non-traité. Au regard de l'observation en MEB de la morphologie du sol non-traité (Figure IV.23), la structure interne du sol non-traité comprend: des grains non argileux (quartz, feldspath) d'un diamètre compris entre 10 µm et 50 µm ; plusieurs agrégats de particules argileuses naturelles (agrégats primaires) dispersés; des agglomérations de ces agrégats (agrégats secondaires). Les grains de sol et les agrégats sont en contact les uns avec les autres et laissent entre eux des macropores de 3 µm, pouvant atteindre 30 µm et dans certains cas 50 µm. Ces macropores sont les pores inter-agrégats artificiels issus du compactage (Tran, 2014). À fort grossissement (Figure IV.23 b), on voit que les grains de sols sont recouverts par des agrégats de particules argileuses, créant des ponts continus entre les grains, entre les agrégats ou entre les agrégats et les grains. Ces agrégats sont à l'origine des mésopores de petites tailles de 1 µm. Ces mésopores sont les pores inter-agrégats naturels (distingués des pores inter-agrégats artificiels) (Tran, 2014).



Macropore (pore inter-agrégat artificiel)

Agrégat des particules argileux

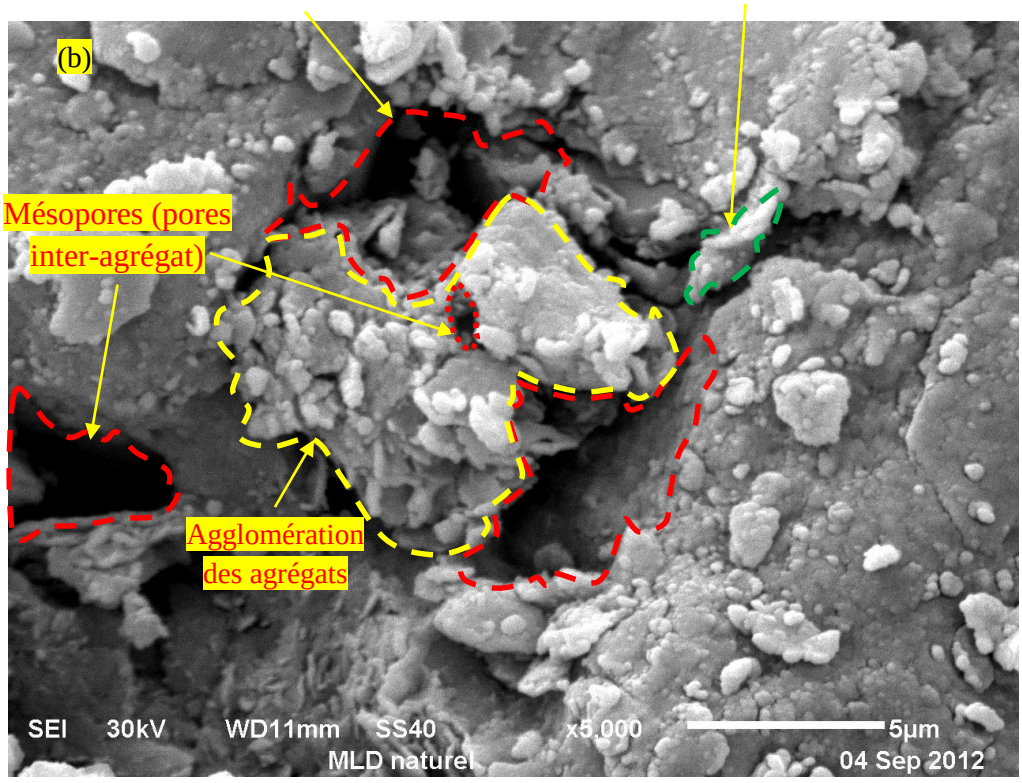


Figure IV. 23: Observation du sol A1 naturel, grossissement x 500 (a) et x 5000 (b)

L'observation par MEB de ce sol non-traité est donc en accord avec le résultat de MIP (Figure IV.24) : Après le compactage à une teneur en eau du côté sec mais proche de l'OPN, le sol non-traité présente une répartition porale bimodale avec une classe de macropores de 10 µm et une classe de mésopores centrée sur 1 µm. Sur la Figure IV.24, e_m est l'indice des

vide de l'intrusion par mercure, *d* est la taille des pores. Ce résultat de la courbe de distribution porale s'accorde bien avec les résultats de Deneele et al. (2009) sur le limon de Saint Quentin. Ces auteurs ont montré que pour un compactage du côté sec du Proctor normal, la structure du limon Saint Quentin non traité présente une double famille de pores : les mésopores entre 3 µm et 0,1 µm et les macropores entre 3 µm et 100 µm. Delage et al. (1996) ont également conclu que le limon non traité compacté à l'optimum ou du côté humide de la teneur en eau OPN, présente une répartition porale plutôt unimodale, alors qu'il présente une double structure porale quand il est compacté du côté sec.

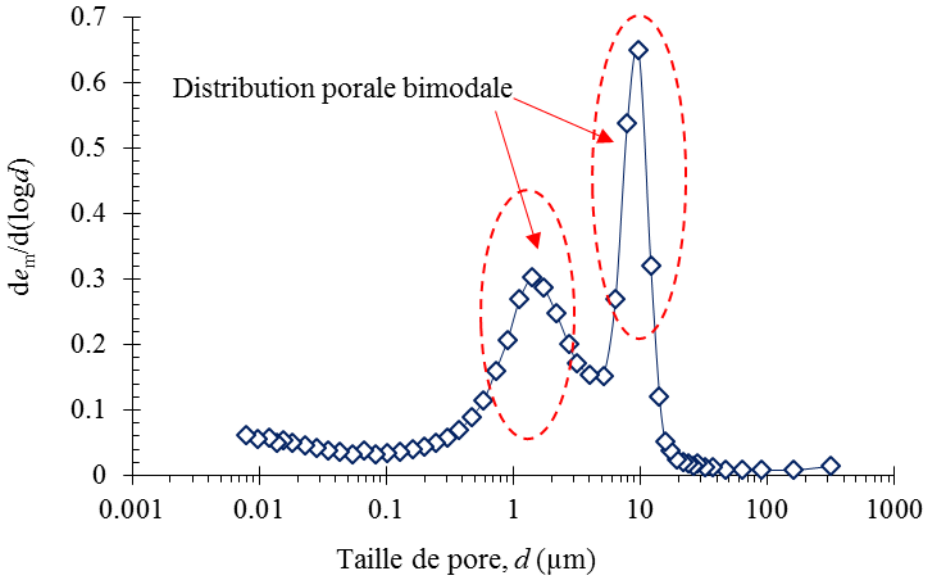
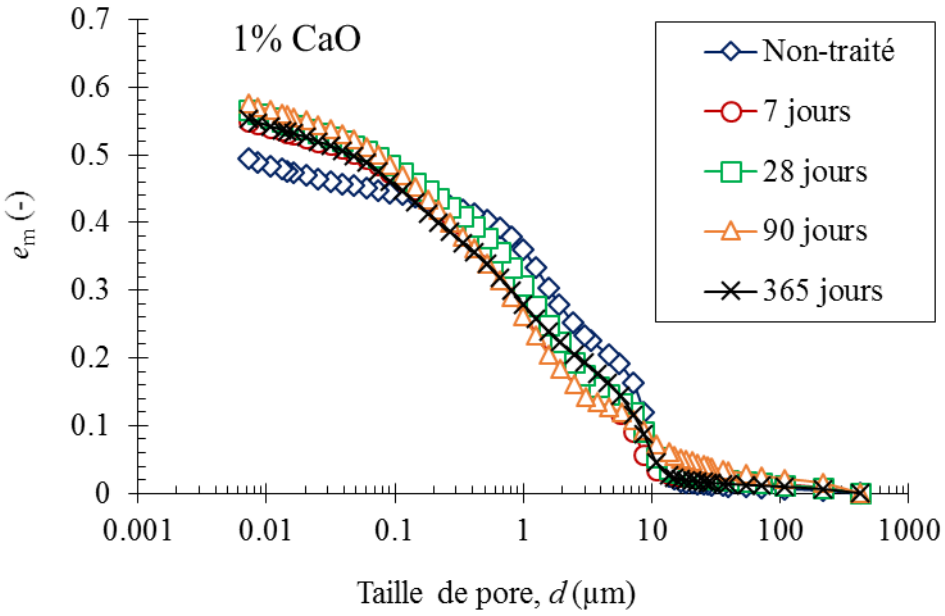
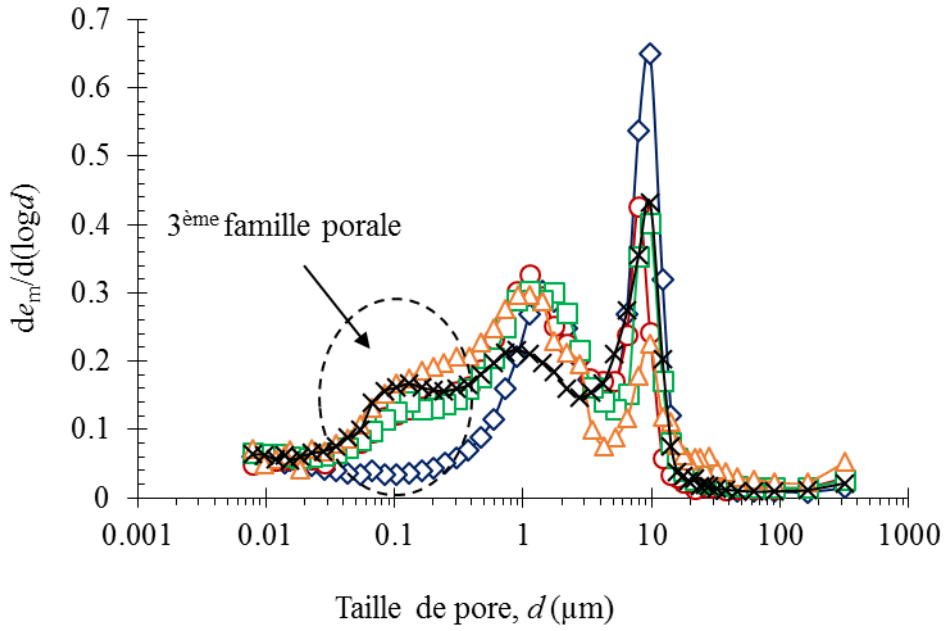


Figure IV. 24: Courbe de distribution porale du sol A1 non-traité

Les courbes de distribution porale du sol traité à 1% CaO, 2% CaO, 4% CaO sont présentées successivement sur les Figures IV.25, 26, 27:

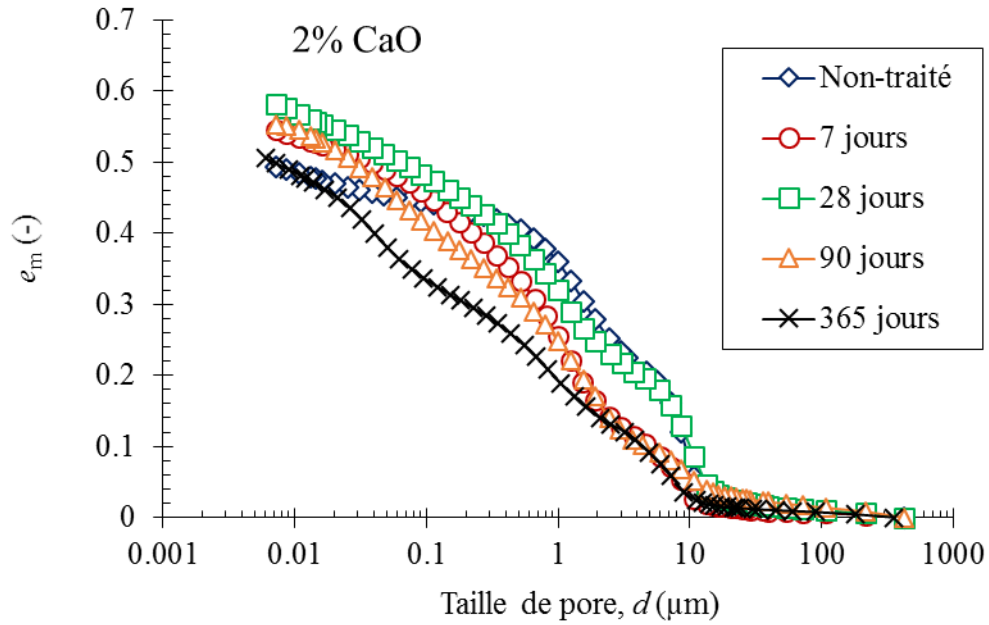


(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

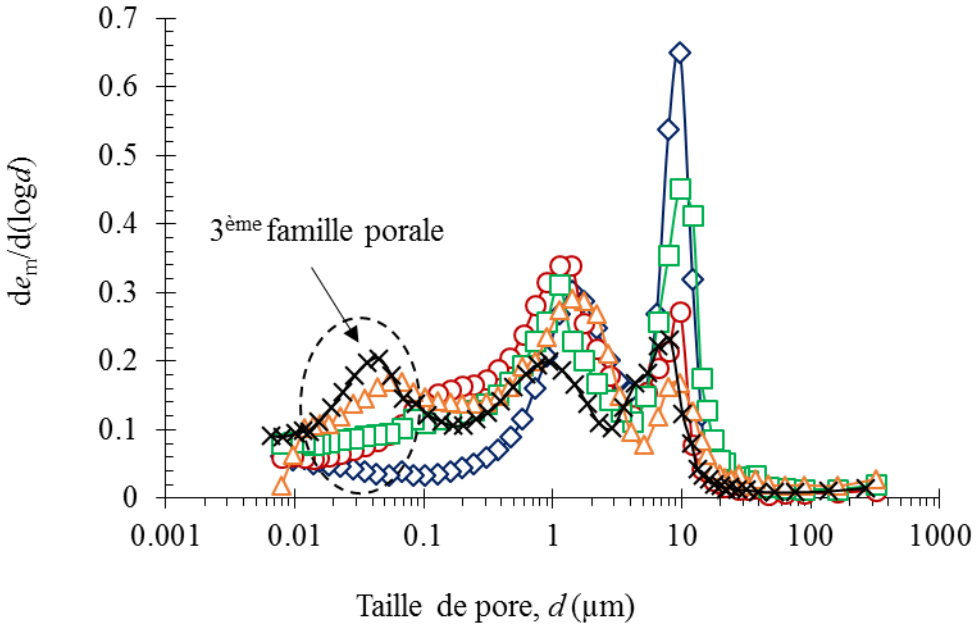


(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 25: Courbes de distribution porale du sol A1 non-traité et traité à 1% CaO à différents temps de cure

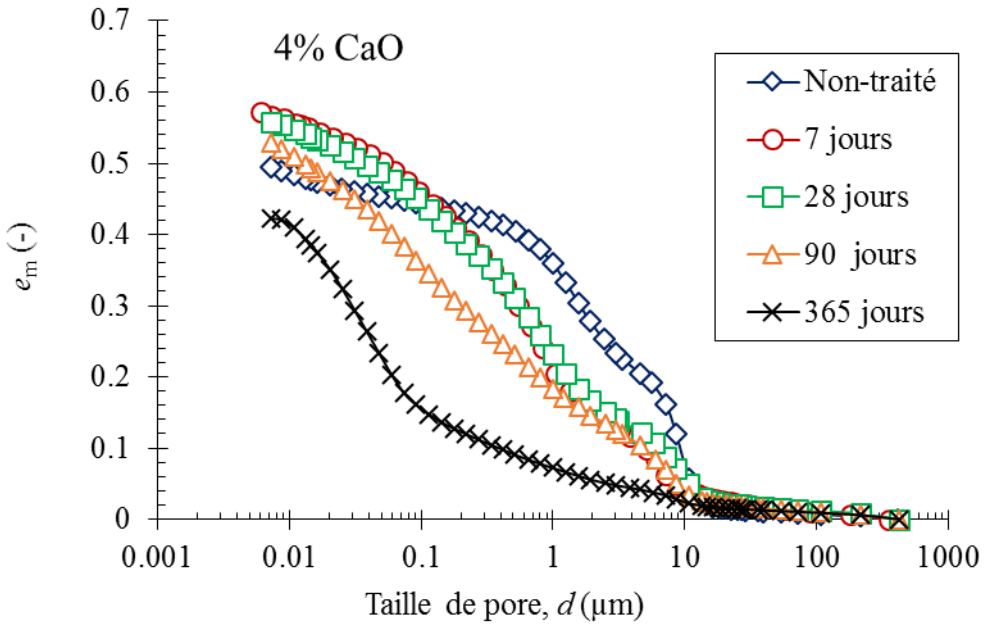


(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

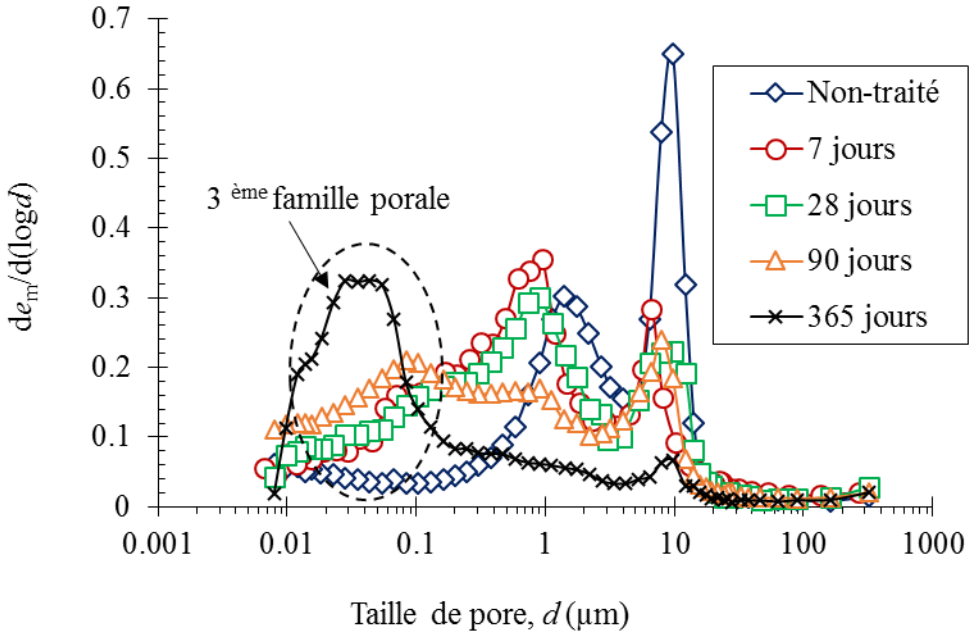


(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 26: Courbes de distribution porale du sol A1 non-traité et traité à 2% CaO à différents temps de cure



(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure



(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 27: Courbes de distribution porale du sol A1 non-traité et traité à 4% CaO à différents temps de cure

Les résultats des courbes de l'intrusion cumulée montrent que le volume poreux des échantillons de sol traité à 7, 28, 90 jours est un peu plus élevé que l'échantillon de sol non-traité correspondant. Cela est expliqué par la densité de compactage plus faible après le traitement. Le volume poreux diminue après 1 an de maturation avec les sols traités aux dosages plus élevés que *PFC* (2% et 4% CaO) : le volume poreux du sol A1 traité à 4% CaO

après 1 an de maturation est plus petit que celui du sol non-traité. Ce phénomène est dû à la formation des produits cimentaires qui remplissent les mésopores et les macropores du sol.

En observant les courbes de l'intrusion différentielle, on trouve qu'après le traitement et le compactage, une troisième famille de pores de très petite dimension, entre 0,2 µm et 0,01 µm (micropores) fait son apparition. Ce phénomène est produit quel que soit le dosage en chaux. On constate par ailleurs que parallèlement à l'apparition de micropores, la quantité des macropores (entre 30 µm et 3 µm) diminue fortement dans le sol traité par rapport aux sols naturels. Au temps de cure moyens (7 jours, 28 jours), la proportion de micropores semble stable. A partir de 28 jours, pour le sol traité à 2% CaO et 4% CaO, plus le temps de cure est long, plus la proportion de micropores s'accroît en parallèle à la diminution de la taille de pores. Pour le sol traité à 1% CaO, la proportion de micropore ne change pas au cours du temps. À 7 jours et 28 jours de maturation, il n'y a pas de différence au niveau des mésopores (0,2 µm à 3 µm) entre le sol naturel et traité. A partir de 90 jours, au dosage en chaux le plus élevé (4% CaO), cette microporosité disparait. L'observation au MEB (Figures IV.28, 29) permet d'interpréter ces résultats de PIM. La Figure IV.28 illustre l'observation morphologique du sol traité à 2% CaO à 28 jours. Par rapport au sol non-traité observé au même grossissement (Figure IV.23 a), le sol traité présente une structure interne plus dense qui comprend des agglomérations d'agrégats de sol formées suite au phénomène de floculation, et des agrégats dispersés de particules argileuses. Des agglomérations d'agrégats remplissent les macropores inter-agrégats artificiels et font diminuer la proportion de cette famille porale. La Figure IV.29 présente la morphologie du sol traité à 4% CaO à 90 jours de cure. La texture permet difficilement de distinguer des minéraux argileux sur la surface des grains. On observe la création des nouveaux minéraux formés sur la surface des grains de sol, potentiellement cristallisés et liant les grains de sol. Ces nouveaux minéraux sont des produits cimentaires (C-S-H ou C-A-S-H) créés par des réactions pouzzolaniques. Ils remplissent les mésopores (les pores inter-agrégats naturels) et créent une texture de surface en nid d'abeilles qui mène à l'apparition des pores de très petite taille (< 0,2 µm) (Figure IV.30).

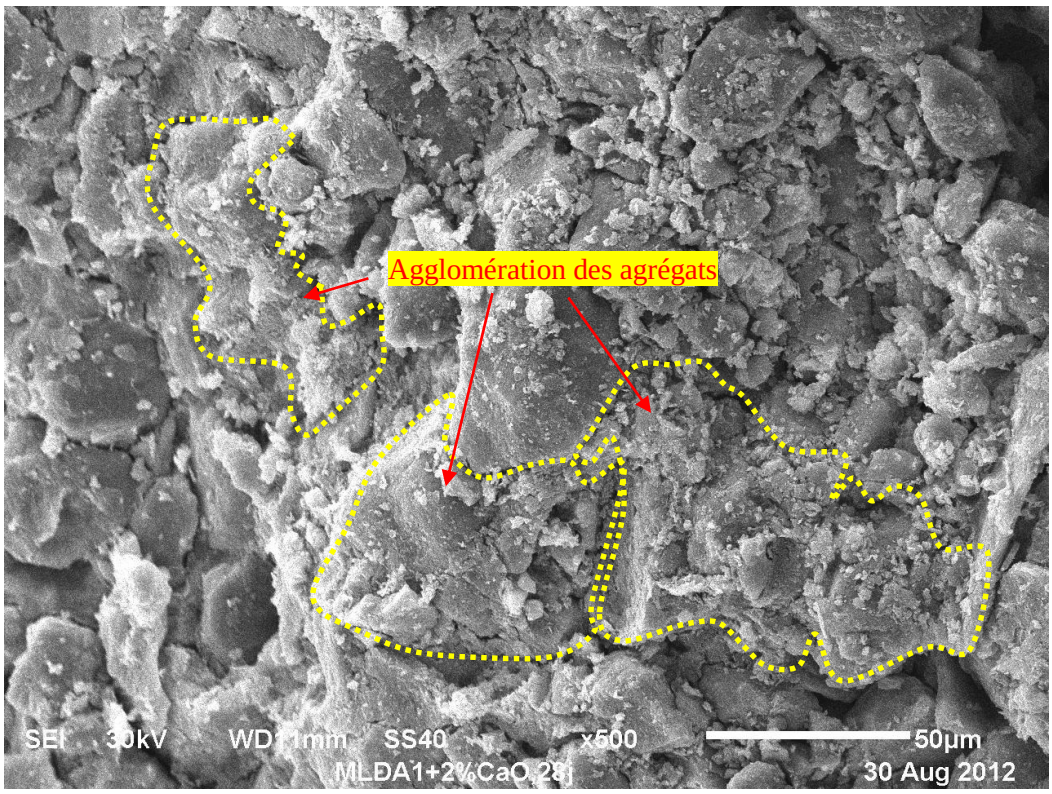


Figure IV. 28: Morphologie du sol A1 traité à 2% CaO, 28 jours, grossissement x 500

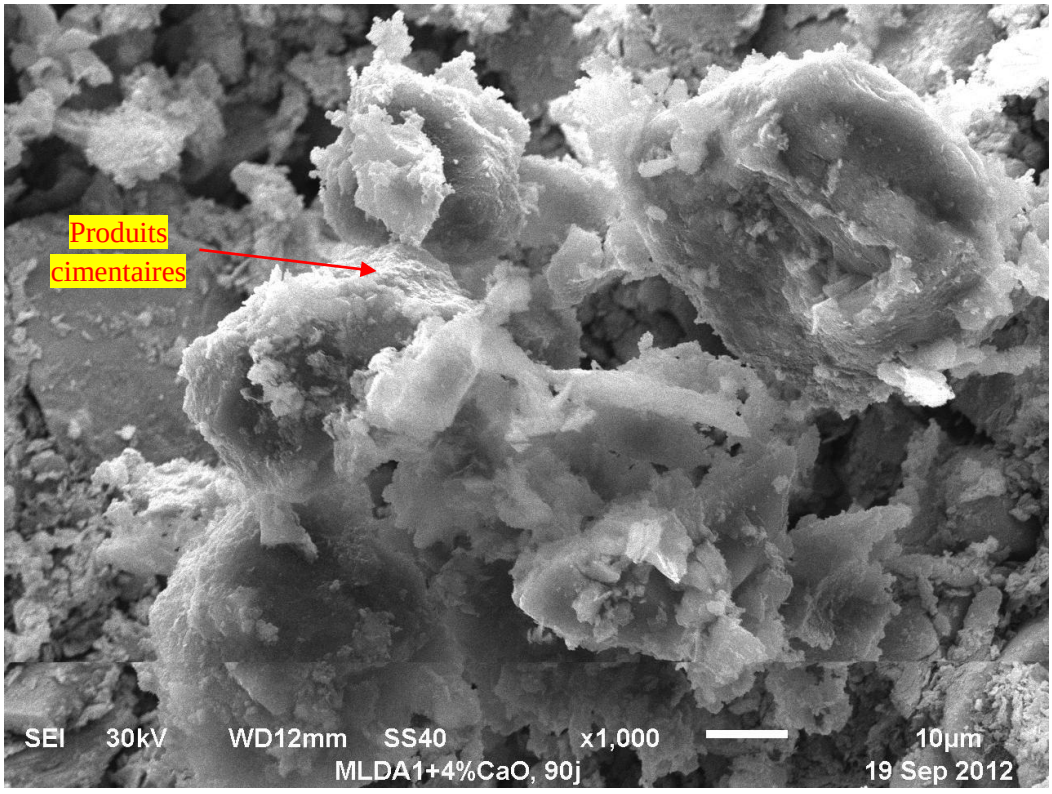


Figure IV. 29: Morphologie du sol A1 traité à 4% CaO, 90 jours, grossissement x 1000

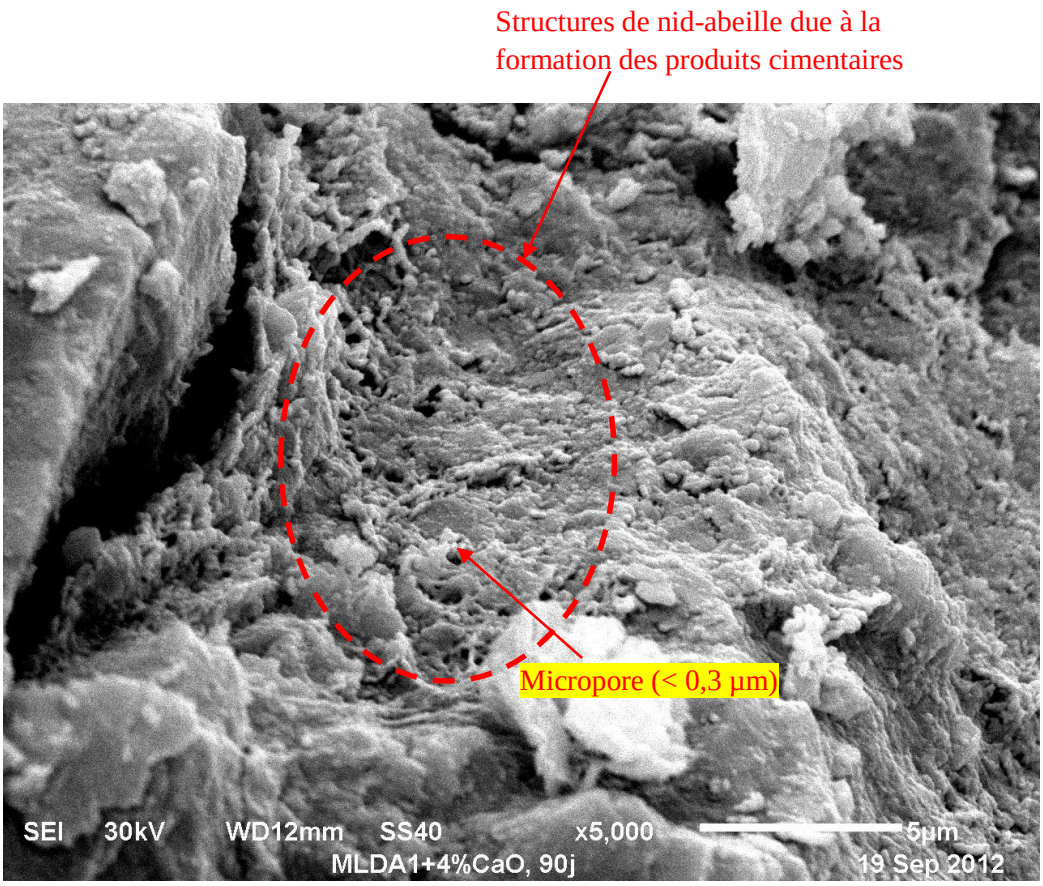


Figure IV. 30: Morphologie du sol A1 + 4% CaO, 90 jours, grossissmeent x 5000

L'essai de PIM montre des distributions porales comprises entre 0,0072 µm et 400 µm. Pour déterminer de façon quantitative l'effet du traitement sur la microstructure du sol, les trois familles de pore sont définies : micropores (0,0072 – 0,3 µm), mésopores (0,3 – 6 µm), macropores (> 6 µm) (Figure IV.31). En utilisant la courbe d'intrusion cumulée (Figure IV.31 a), on détermine les indices des vides correspondant aux ouvertures de 0,3 µm et 6 µm, ce qui permet de calculer les indices des vides correspondant aux trois familles porales.

Le Tableau IV.14 illustre les conditions initiales (indice des vides initial, e_o ; masse volumique sèche initiale, ρ_d), les indices des vides tirés de l'intrusion de mercure, e_m, et les indices des vides correspondant aux trois familles de pores. Afin d'illustrer le raisonnement, l'exemple de la courbe de distribution porale du sol A1 traité à 4% CaO à 365 jours est illustré (Tableau IV.14). L'indice des vides initial est calculé à partir de la masse volumique des grains, ρ_s (Mg/m^3) et de la masse volumique sèche initiale du sol, ρ_d (Mg/m^3) selon l'équation IV.3. Dans ce calcul, on prend ρ_s égale à 2,68 (Mg/m^3) pour le limon (NF P 94-093, 1993):

$$e_o = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 \qquad \textit{(IV. 3)}$$

Ensuite, les indices des vides renseignés par de l'intrusion de mercure à 0,0072 µm (e_{mf}), à 0,3 µm, à 6 µm et à > 6 µm sont exploités à partir de la courbe d'intrusion cumulée (Figure IV.31a). On obtient finalement e_{mf} égal à 0,422, e_m à 0,3 µm = 0,112 et e_m à ≥ 6 µm = 0,038. L'indice des vides des micropores (0,310) est la différence entre e_{mf} (0,422) et e_m à 0,3 µm

(0,112). L'indice des vides des mésopores (0,074) est la différence entre e_m à 0,3 µm (0,112) et e_m à 6 µm (0,038). L'indice des vides des macropores (0,038) est égal à e_m des pores supérieurs à 6 µm. L'indice des vides des pores inaccessibles est égal à la différence entre e_0 et e_{mf}.

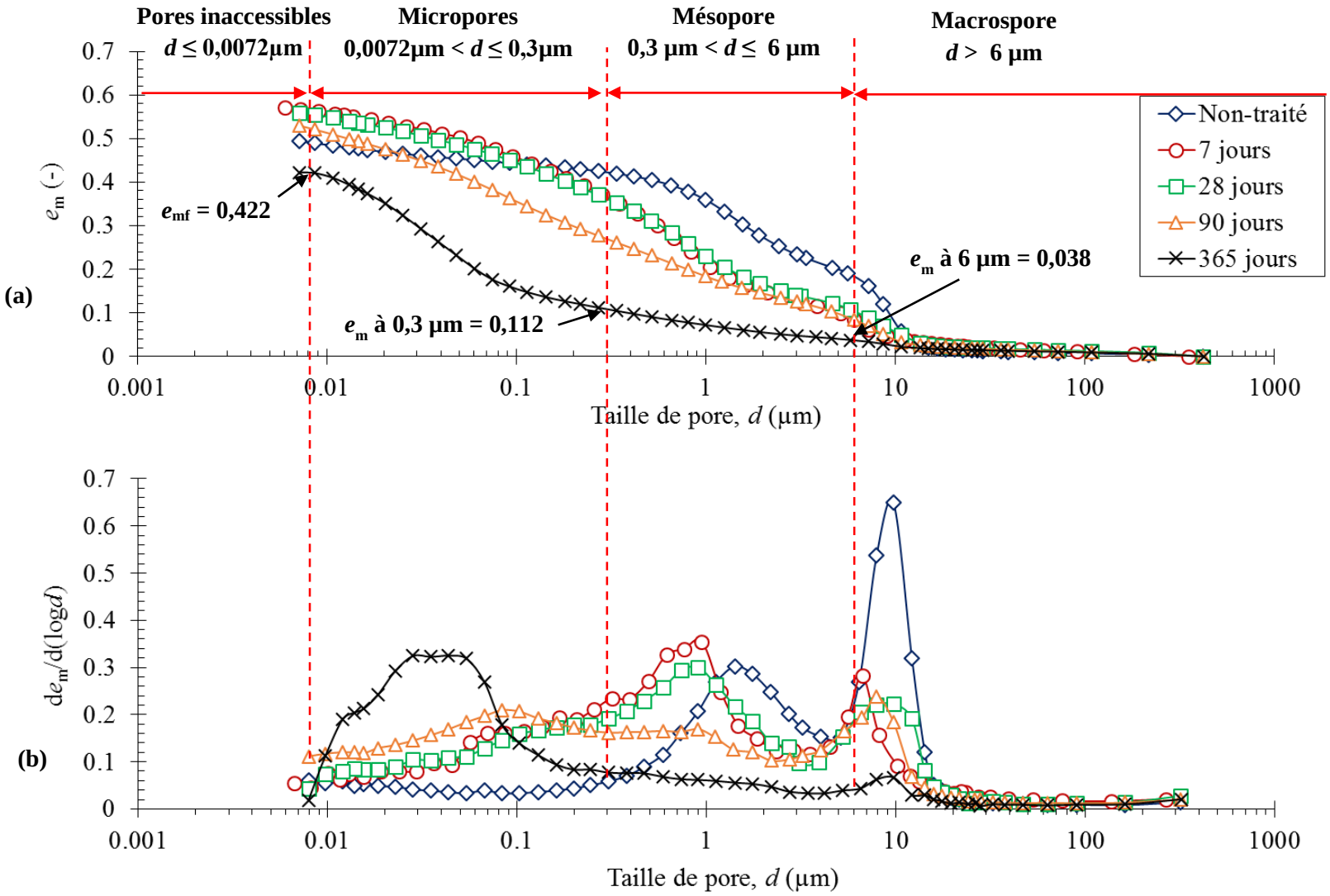


Figure IV. 31: Distributions porales du sol A1 non-traité et traité à 4% CaO

Tableau IV. 14: Calcul des indices des vides des trois familles porales

Dosage	**Temps (jour)**	**ρ_d initiale (Mg/m³)**	**e_o**	**e_{mf} final**	**e_m à 0,3 µm**	**e_m à 6 µm**	**e_m, d < 0,0072 µm**	**Micropores**	**Mésopores**	**Macropore**
								e_m, d = 0,0072-0.3µm	**e_m, d = 0,3-6µm**	**e_m, d > 6µm**
Non-traité	0	1,79	0,497	0,494	0,425	0,192	0,003	0,069	0,233	0,192
1%CaO	7	1,71	0,567	0,549	0,411	0,117	0,018	0,138	0,295	0,117
	28	1,71	0,567	0,566	0,423	0,133	0,001	0,143	0,290	0,133
	90	1,72	0,558	0,577	0,400	0,119	-0,019	0,177	0,281	0,119
	365	1,73	0,549	0,553	0,386	0,143	-0,004	0,167	0,243	0,143
2%CaO	7	1,70	0,576	0,545	0,386	0,086	0,031	0,159	0,301	0,086
	28	1,69	0,586	0,582	0,427	0,180	0,004	0,155	0,247	0,180
	90	1,70	0,576	0,553	0,351	0,091	0,023	0,202	0,260	0,091
	365	1,70	0,576	0,506	0,284	0,076	0,071	0,222	0,208	0,076
4%CaO	7	1,69	0,586	0,572	0,371	0,085	0,014	0,200	0,286	0,085
	28	1,70	0,576	0,558	0,370	0,107	0,018	0,188	0,263	0,107
	90	1,70	0,576	0,529	0,277	0,084	0,047	0,252	0,193	0,084
	365	1,70	0,576	0,422	0,112	0,038	0,154	0,310	0,074	0,038

Les évolutions des indices des vides des familles porales du sol A1 non-traité et traité sont présentées sur les Figures IV.32 et 33:

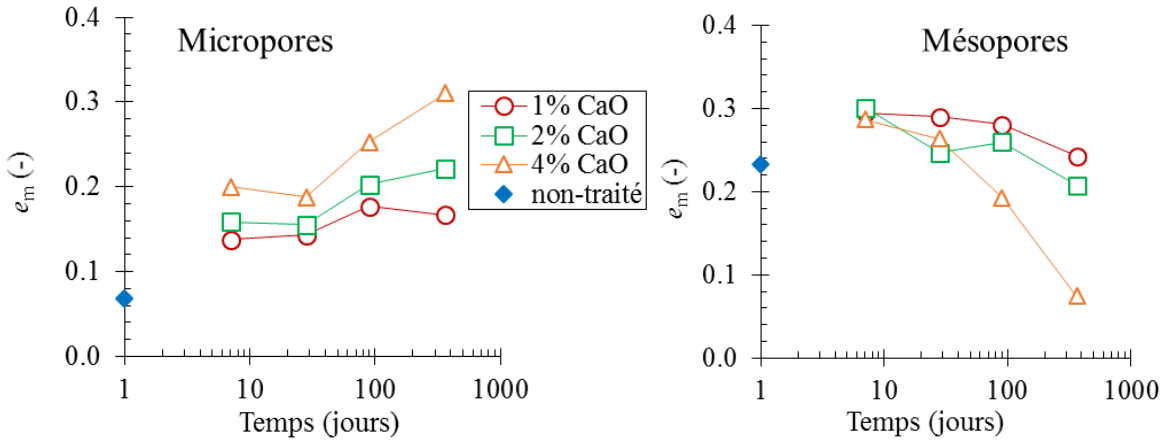


Figure IV. 32: Evolution des indices des vides des micropores et mésopores du sol A1 traité à différents dosages en chaux

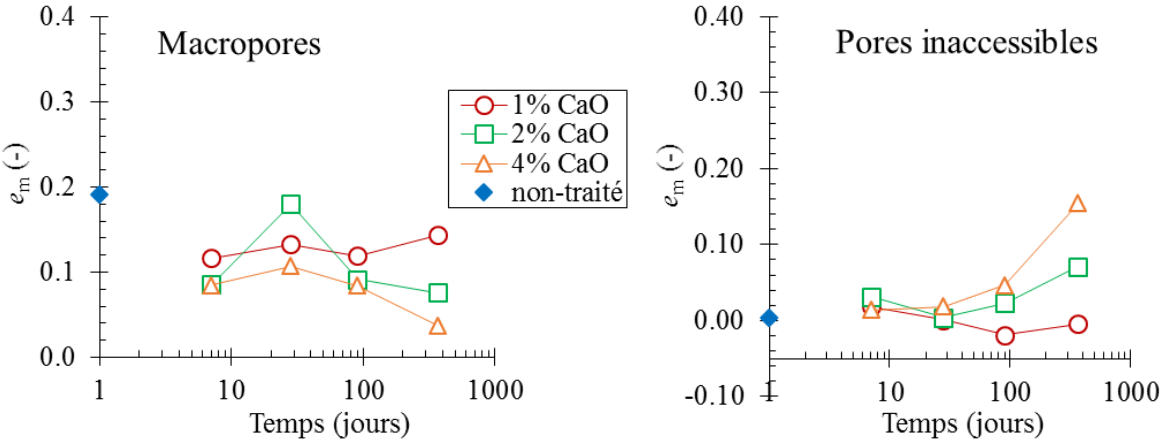


Figure IV. 33: Evolution des indices des vides des macropores et des pores inaccessibles du sol A1 traité à différents dosages en chaux

L'indice des vides des micropores du sol A1 traité est plus grand que celui du sol non-traité, ce qui est corrélé positivement avec le dosage en chaux et le temps de cure. L'évolution de l'indice des vides des micropores est similaire à l'évolution des performances mécaniques R_c et R_{tb} (Figures IV.1 et IV.4) : une augmentation légère à 28 jours et stable après 90 jours (cas du sol traité à 1% CaO) ; une augmentation importante, en particulier à partir de 28 jours, dans le cas de 2% et 4% CaO. L'évolution des micropores est expliquée par l'effet du traitement qui conduit à la formation des produits cimentaires ayant une structure de surface alvéolaire. Ce résultat renforce la conclusion de la partie IV.2, à savoir que l'évolution des performances mécaniques du sol A1 traité à la chaux au cours du temps et en fonction du dosage en chaux, est expliquée par le développement des produits cimentaires de liaison formés lors des réactions pouzzolaniques.

La quantité de mésopores (pores inter-agrégats naturels) du sol traité est plus grande que celle du sol non-traité. Ce phénomène est expliqué par la floculation lors de l'incorporation

de la chaux dans le sol. La création des agglomérations d'agrégats est consécutive à la floculation, conduit à une réorganisation des structures internes du sol et augmente donc les mésopores. Pourtant, au cours du temps, on observe une diminution de l'indice des vides des mésopores, légère avant 28 jours et forte après 28 jours. Plus le dosage en chaux est élevé, plus la diminution est importante. Cela est expliqué par la création des produits cimentaires qui remplissent des mésopores, faisant diminuer leur abondance au profit des micropores.

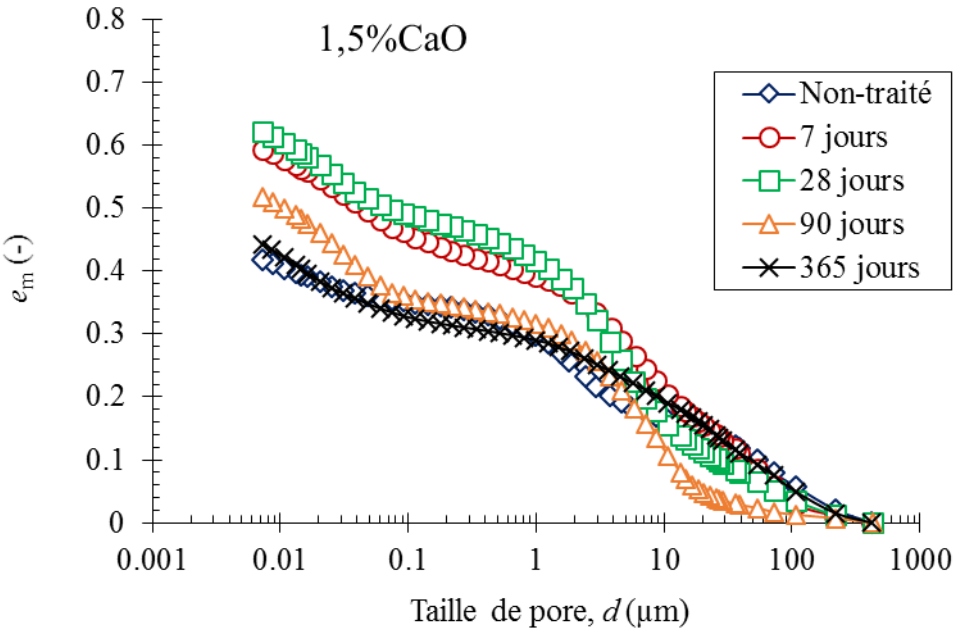
Par rapport à l'indice des vides des macropores du sol A1 non-traité, celui du sol traité est plus faible. La diminution des macropores des sols traités par rapport au sol non-traité est à nouveau expliquée par le phénomène de floculation immédiate après l'ajout de la chaux dans le sol. Des agrégats secondaires (agglomération d'agrégats) formés remplissent les macropores (pores inter-agrégats artificiels). Au cours du temps, pour le sol traité à 2% CaO et 4% CaO, la formation des produits cimentaires entraîne une légère diminution des macropores.

Les pores inaccessibles sont les pores qui ne sont pas détectées par le PIM (< 0,0072 µm ou > 400 µm). Les courbes de distributions porales du sol montrent qu'à partir de 30 µm, les courbes semblent stables. Donc, les pores inaccessibles calculées ici sont des pores < 0,0072 µm. L'augmentation des indices des vides du sol traité à 2% CaO et 4% CaO au cours du temps est attribuée à la formation des produits cimentaires.

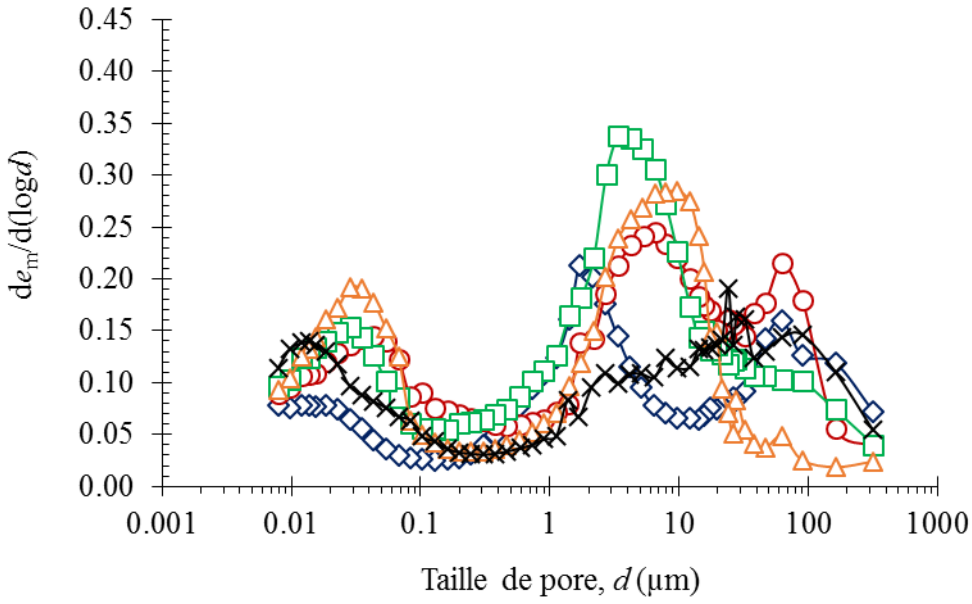
IV.2.2. Sol A2-argile limoneuse

Les Figures IV.34, 35, 36 présentent les distributions porales du sol A2 non-traité et traités. Comme pour le sol A1, les courbes de PIM du sol A2 montrent que le volume poreux des échantillons après le traitement est plus élevé qu'avant traitement, ce qui est expliqué par les densités de compactage moins élevées des sols traités. Avec le temps de cure, le volume poreux diminue grâce à la formation des produits cimentaires remplissant les macropores dans les sols.

Sur les courbes de l'intrusion différentielle, on trouve que le sol A2 non-traité compacté du côté sec à une teneur en eau proche de l'OPN présente une répartition porale trimodale : une classe de micropores centrée à 0,02 µm (pores intra-agrégats), une classe de mésopores (pores inter-agrégats naturels) centrée à 2 µm, une classe de macropores (pores inter-agrégats artificiels) centrée à 60 µm. Par rapport à l'échantillon de sol non-traité, les échantillons de sol traité présentent deux familles porales : les pores de grande taille (de 0,3 µm à 400 µm) qui couvrent les deux familles porales du sol non-traité (mésopores et macropores), et la proportion des micropores (< 0,3 µm). Au cours du temps, une diminution de la proportion des pores de grande taille du sol traité est observée, en particulier à 1 an de maturation. Pour le sol A2 traité à 3% CaO et à 5% CaO, la taille des micropores diminue avec le temps de cure.

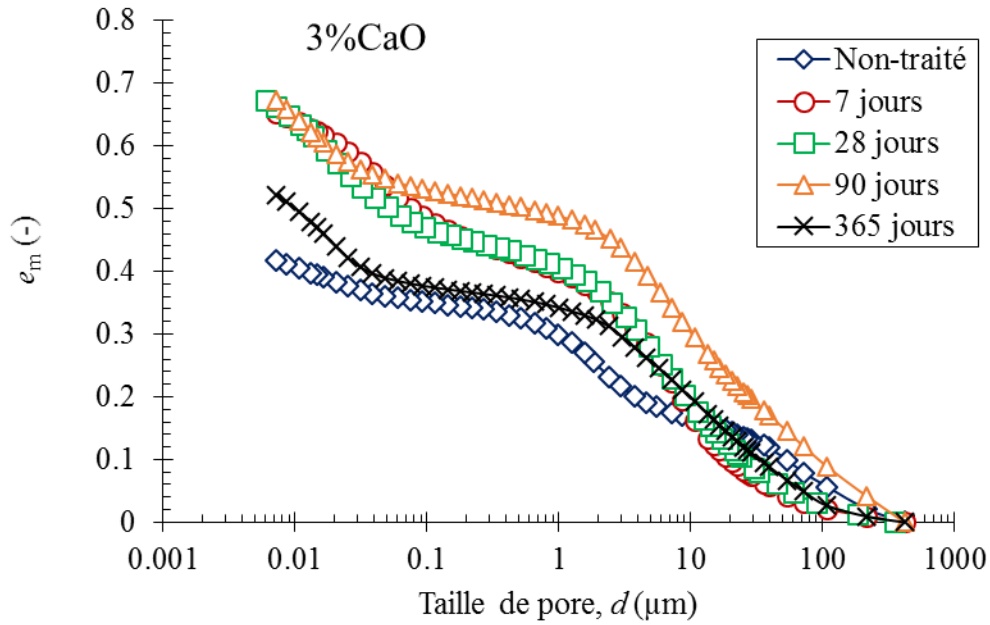


(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

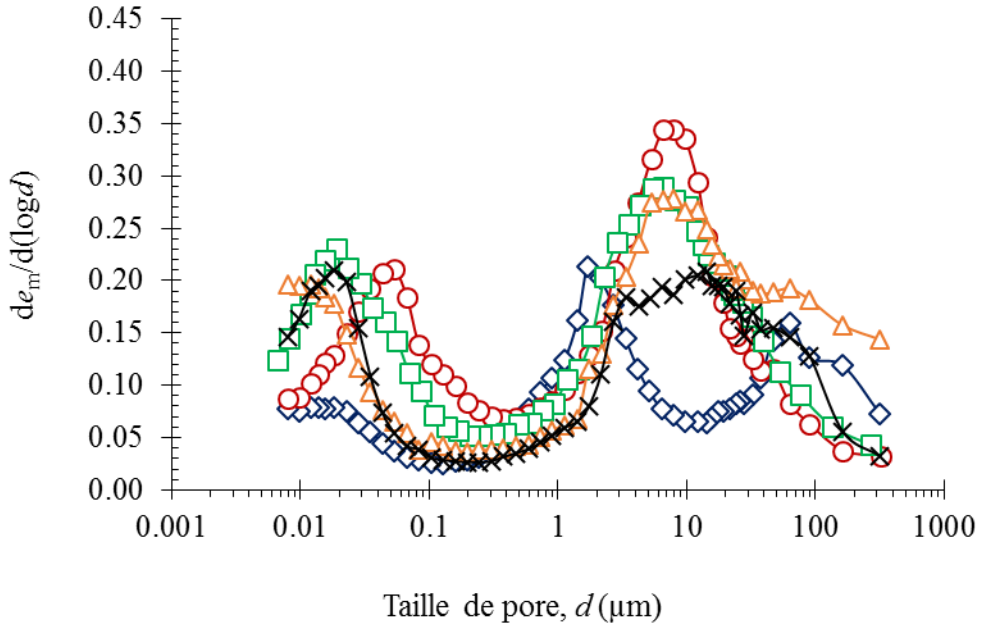


(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 34: Courbes de distribution porale du sol A2 non-traité et traité à 1,5% CaO à différents temps de cure

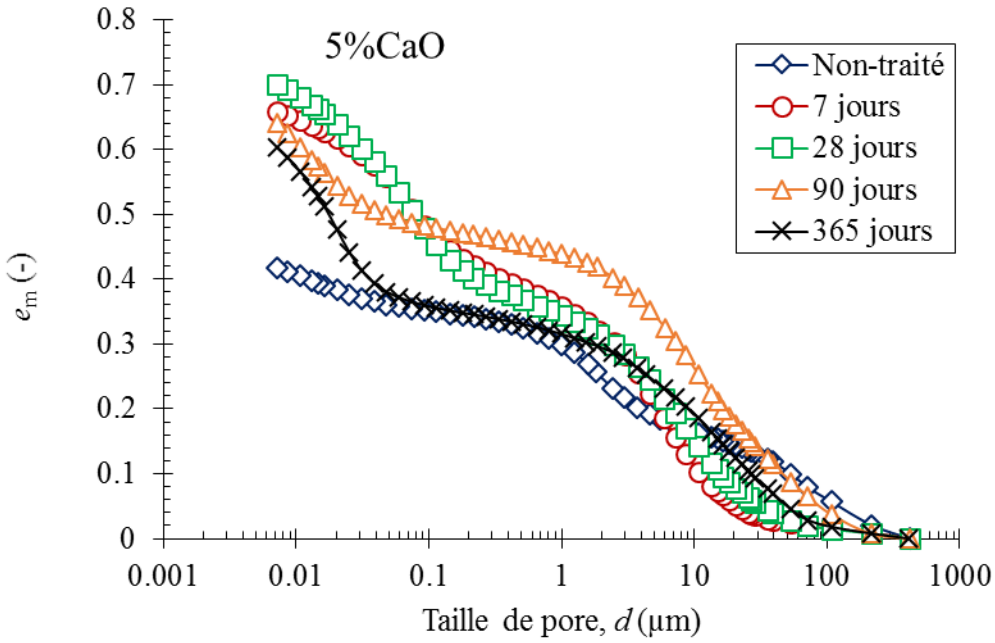


(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

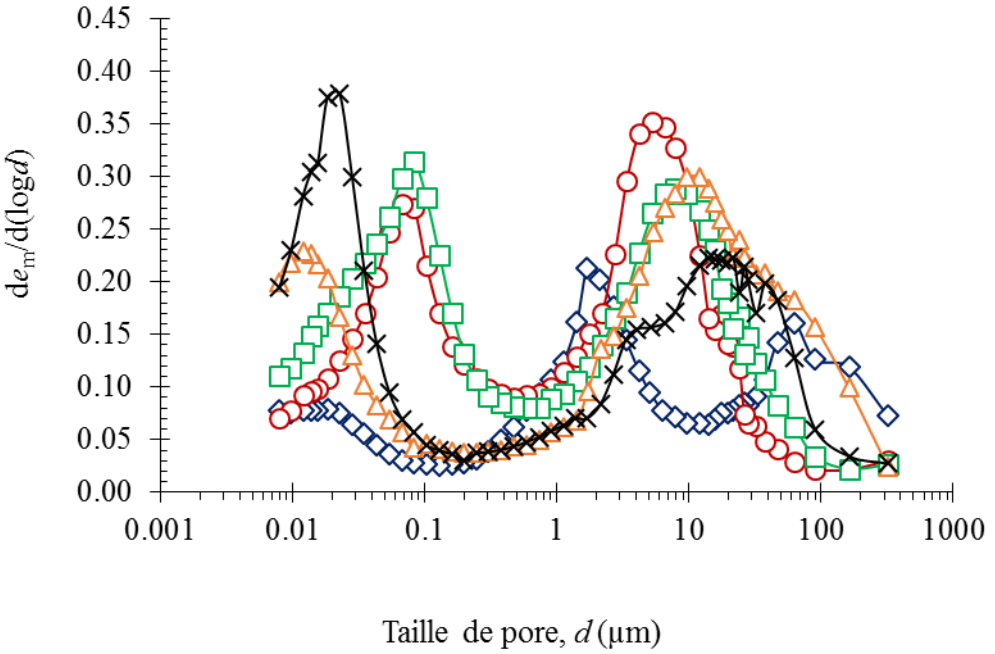


(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 35: Courbes de distribution porale du sol A2 non-traité et traité à 3 % CaO à différents temps de cure



(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure



(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 36: Courbes de distribution porale du sol A2 non-traité et traité à 5 % CaO à différents temps de cure

L'analyse quantitative de la microstructure du sol A2 non-traité et traité peut être établie en calculant les indices des vides des familles porales suivant la méthode appliquée pour le sol A1. Trois familles porales sont alors définies (selon la classification utilisée pour le sol A1 traité) : micropores (0,0072 µm – 0,3 µm), mésopores (0,3 µm – 6 µm), macropores (> 6 µm).

L'indice des vides des pores inaccessibles (< 0,0072 µm ou > 400 µm) est aussi calculé. Les résultats des calculs sont donnés au Tableau IV.15.

A partir des résultats du Tableau IV.15, les évolutions des indices des vides des familles porales du sol A2 traité sont établies (Figures IV.37 et IV.38). On peut faire les remarques suivantes :

Les échantillons de sol traité présentent plus de macropores (pores inter-agrégats artificiels) en comparaison avec le sol non-traité. Le phénomène pourrait être expliqué par la condition initiale de compactage des sols traités - de densités plus faibles. Au cours du temps, ces macropores semblent stables.

Le sol traité a des micropores plus abondants par rapport au sol non-traité. La réorganisation des structures internes, due à la floculation, serait à l'origine de ce phénomène. Au cours du temps, cette famille porale ne varie pas beaucoup, et ce quel que soit le dosage. De plus, on observe une tendance d'évolution inverse des micropores par rapport aux macropores. L'augmentation des micropores due à l'agglomération des agrégats conduit à une réduction des macropores, car les agglomérats créés vont dans le sens d'un remplissage des macropores.

La réorganisation de la structure interne du sol après le traitement est l'origine de la proportion plus élevé des mésopores (pores inter-agrégats naturels) dans le sol traité par rapport au sol non-traité. Avant 28 jours, les mésopores semblent stables puis diminuent à partir de 28 jours de cure. Ce phénomène est contribué par l'effet des réactions pouzzolaniques créant des produits cimentaires qui remplissent des mésopores.

La quantité de pores inaccessibles des sols traités est un peu plus réduite par rapport au sol non-traité à 7 jours et à 28 jours de cure. Pourtant, cette famille porale augmente avec le temps de cure à partir de 28 jours. La tendance d'évolution des pores inaccessibles est inversée par rapport à celle des mésopores. La diminution au cours du temps des mésopores est compensée par l'augmentation des pores inaccessibles. Bien que les pores inaccessibles comprennent des pores de très petite taille (< 0,0072 µm) et des pores de très grande taille (> 400 µm), l'augmentation de cette famille des pores au cours du temps devrait montrer que les pores de très petites tailles sont les parties principales dans des pores inaccessibles et son augmentation avec le temps est due à la formation des produits cimentaires. Des produits cimentaires formés remplissent les mésopores et font diminuer leur quantité avec le temps.

Tableau IV. 15:Calcul des indices des vides des trois familles porales

Dosage	**Temps (jour)**	**ρ_d initiale (Mg/m^3)**	**e_o**	**e_{mf} final**	**e_m à 0,3 µm**	**e_m à 6 µm**	**Pore inaccessible e_m, d < 0,0072 µm**	**Micropore e_m, d = 0,0072-0,3 µm**	**Mésopore e_m, d = 0,3-6 µm**	**Macropore e_m, d > 6 µm**
Non-traité	0	1,79	0,520	0,418	0,339	0,184	0,101	0,079	0,155	0,184
1,5%CaO	7	1,62	0,679	0,594	0,427	0,265	0,085	0,167	0,162	0,265
	28	1,63	0,669	0,622	0,465	0,225	0,047	0,157	0,240	0,225
	90	1,62	0,679	0,517	0,342	0,181	0,162	0,175	0,161	0,181
	365	1,61	0,689	0,443	0,311	0,221	0,246	0,133	0,089	0,221
3%CaO	7	1,59	0,711	0,653	0,442	0,250	0,058	0,211	0,192	0,250
	28	1,61	0,689	0,672	0,443	0,252	0,017	0,229	0,191	0,252
	90	1,61	0,689	0,614	0,514	0,366	0,076	0,100	0,148	0,366
	365	1,6	0,700	0,522	0,364	0,246	0,178	0,158	0,118	0,246
5%CaO	7	1,55	0,755	0,658	0,412	0,185	0,097	0,246	0,227	0,185
	28	1,53	0,778	0,701	0,391	0,216	0,077	0,310	0,175	0,216
	90	1,55	0,755	0,604	0,464	0,325	0,151	0,140	0,139	0,325
	365	1,55	0,755	0,603	0,315	0,218	0,179	0,261	0,096	0,218

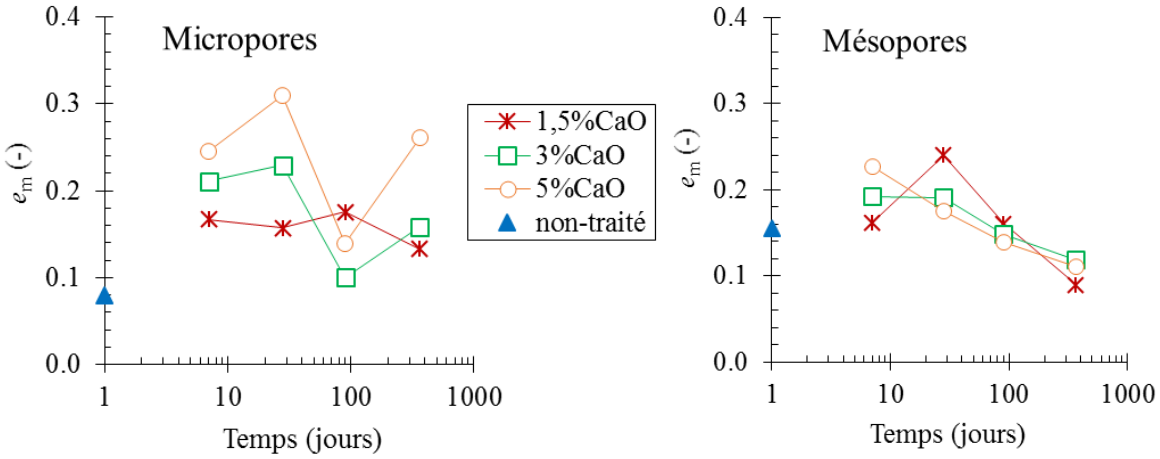


Figure IV. 37: Evolution des indices des vides des micropores et des mésopores du sol A2 traité à différents dosages en chaux

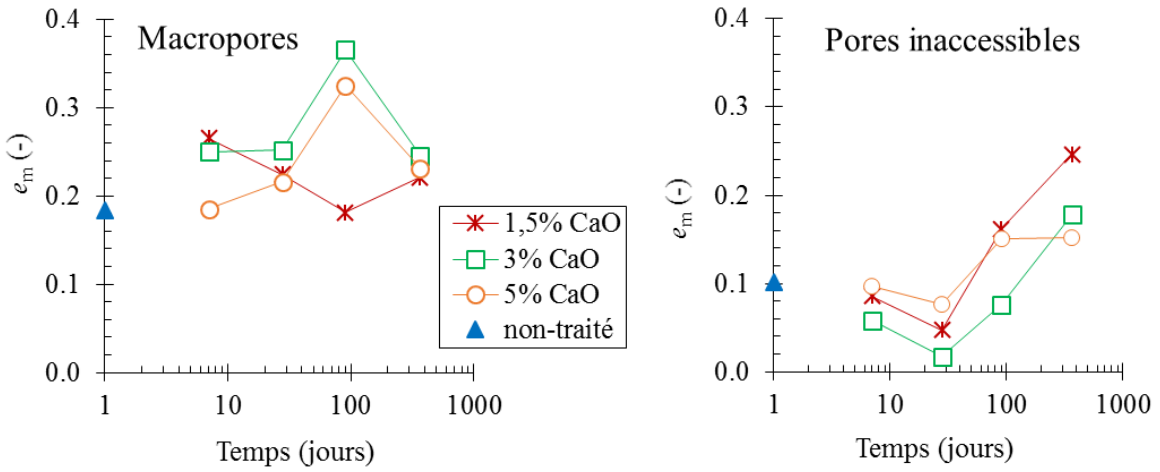
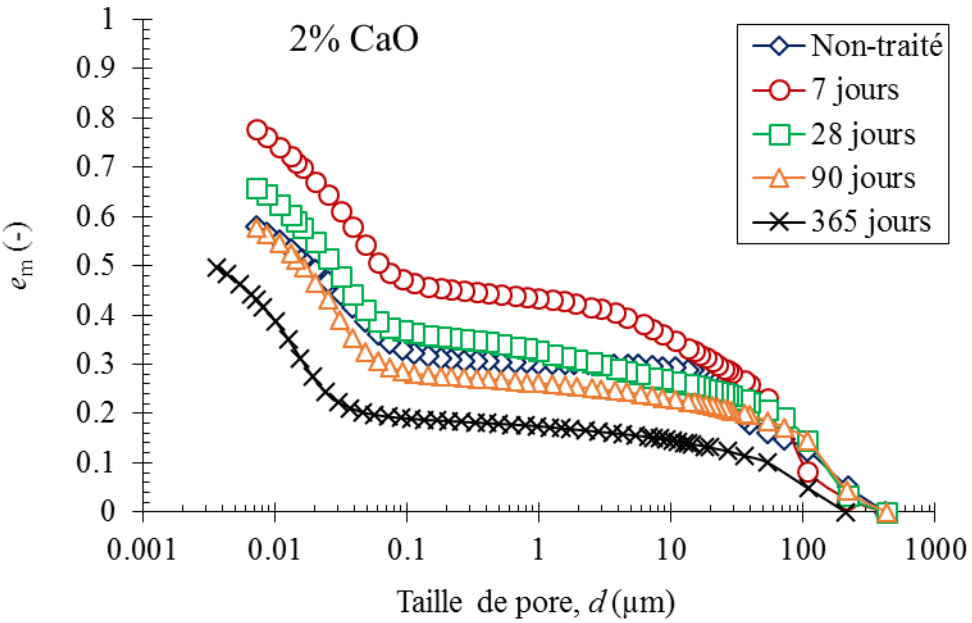


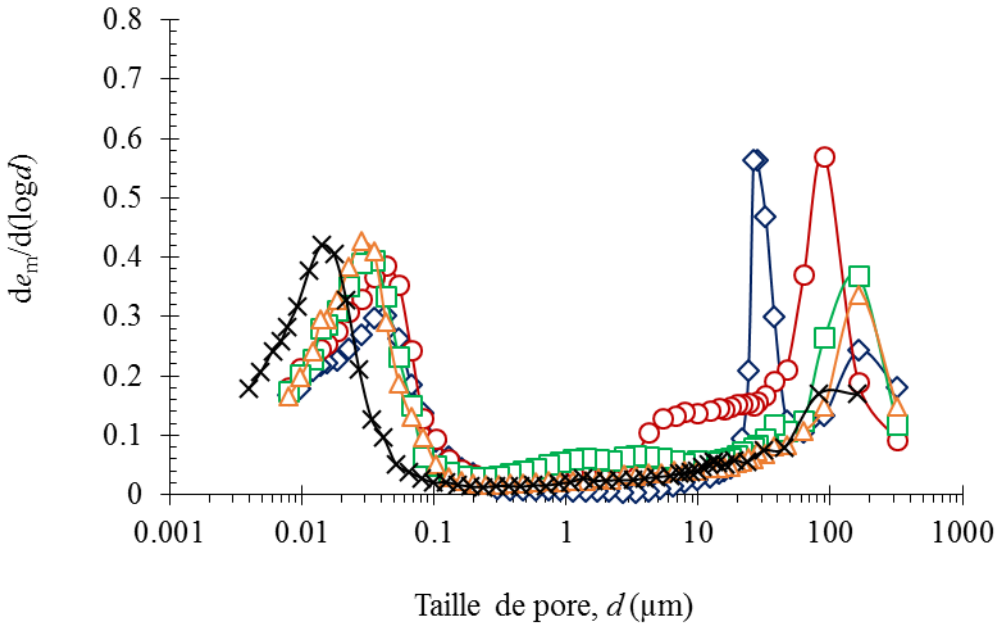
Figure IV. 38: Evolution des indices des vides des macropores et des pores inaccessibles du sol A2 traité à différents dosages en chaux

IV.2.3. Sol A3-argile très plastique

Les courbes de distribution porale du sol A3 non-traité et traité sont présentées sur les Figures IV.39, 40, 41:

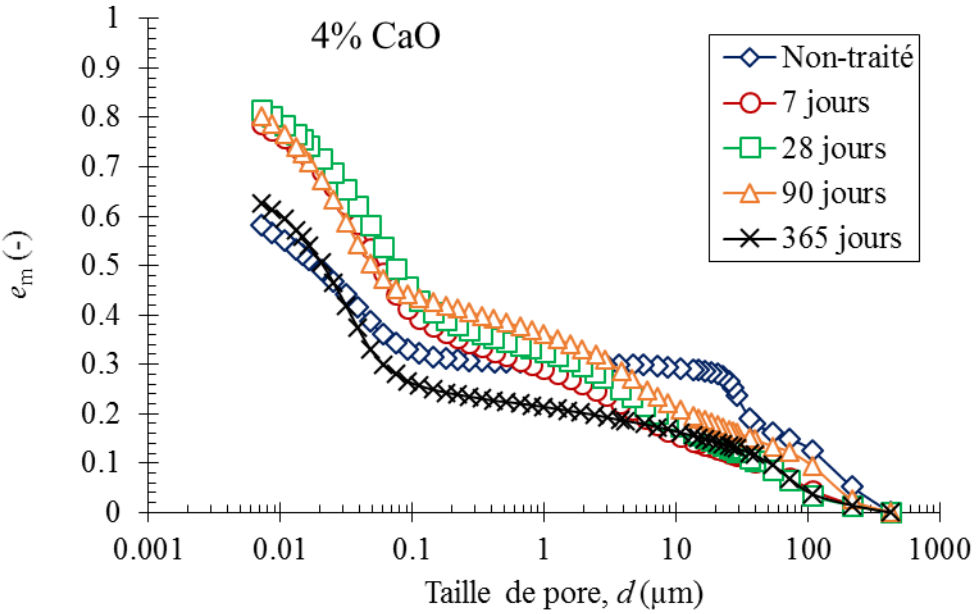


(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

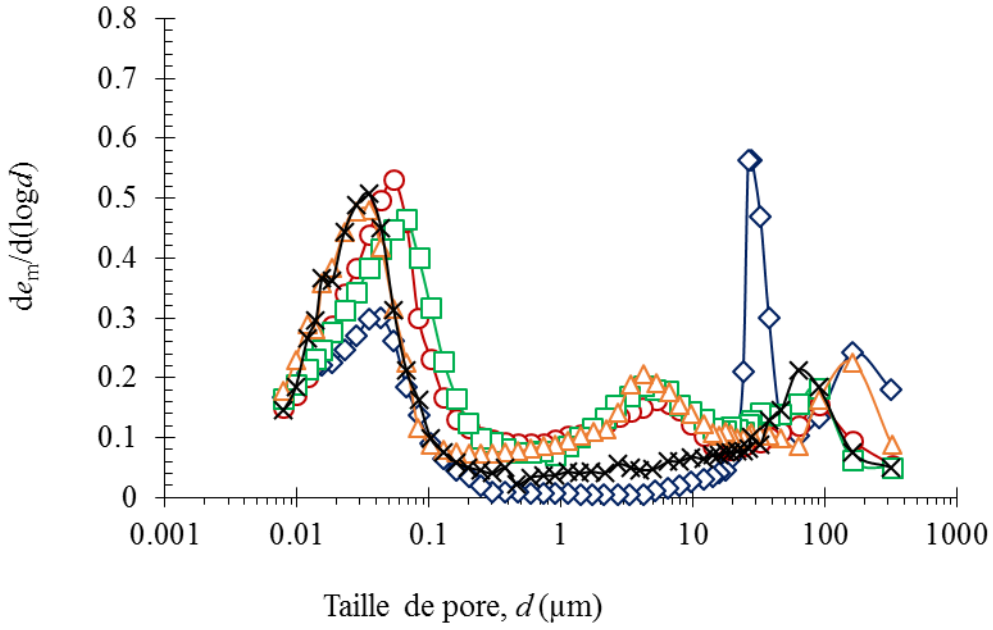


(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 39: Evolution des distributions porales du sol A3 non-traité et traité à 2% CaO

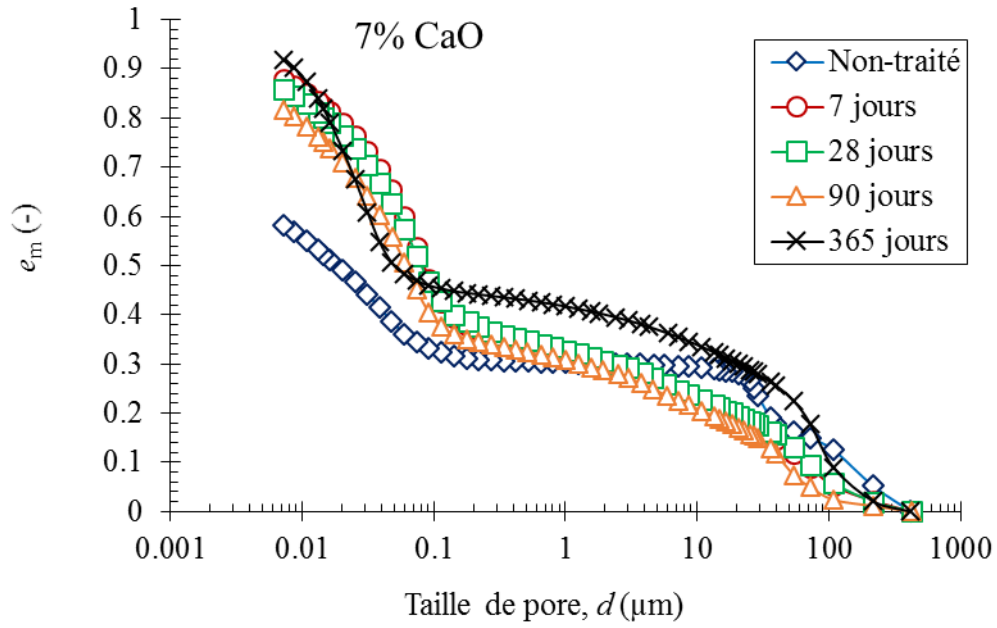


(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure

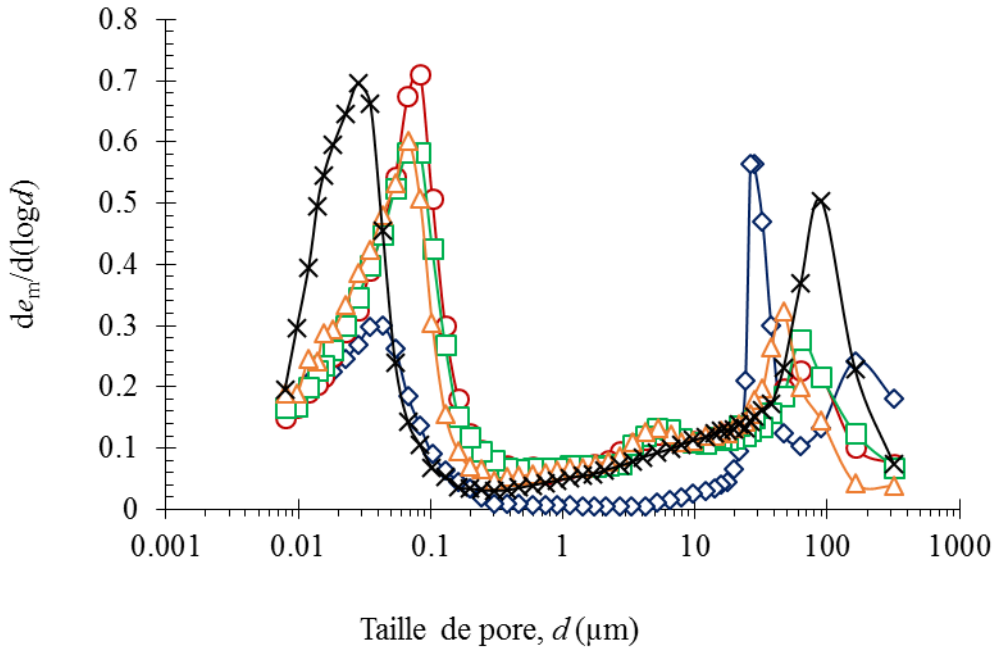


(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 40: Evolution des distributions porales du sol A3 non-traité et traité à 4% CaO



(a) Courbes de l'intrusion cumulée de mercure



(b) Courbes de l'intrusion différentielle

Figure IV. 41: Evolution des distributions porales du sol A3 non-traité et traité à 7 % CaO

Le sol A3 non-traité présente une structure porale trimodale : micropores (les pores intra-agrégats naturels) centrés à 0,04 µm, deux familles de macropores (> 20 µm) (les pores inter-agrégats artificiels):

Le sol A3 traité, à tous les dosages en chaux considérés, contient des micropores (< 0,3 µm) dont la proportion est plus élevée que celle du sol non-traité. Cette famille de pores n'est pas modifiée au cours de la cure.

Le sol traité présente également des macropores de taille comprise entre 20 µm et 400 µm. Cette gamme de taille recouvre celle des macropores de sol non traité (macropores centrés à 20 µm et macropores centrés à 200 µm). Dans le cas des dosages de 4% CaO et 7% CaO, la proportion de cette famille de pores est un peu plus petite que celle du sol non-traité.

L'apparition des macropores centrés à 6 µm pour le sol traité à 4% CaO et 7 % CaO. Cette famille de pores reste stable au cours du temps.

Il semble donc que la microstructure du sol traité évolue de façon très modeste au cours du temps. Cela montre que le traitement ne conduit pas à une évolution notable de la microstructure du sol A3 traité au cours du temps. Pour mieux évaluer l'évolution de la microstructure du sol A3 traité, le calcul des indices des vides des familles porales est effectué en se basant sur la méthode décrite pour les sols A1 et A2 traités. Trois familles de pores sont ainsi définies : micropores (< 0,3 µm), mésopores (0,3 µm à 6 µm), macropores (> 6 µm). Les résultats de ce calcul sont présentés au Tableau IV. 16.

Tableau IV. 16: Calcul des indices des vides des trois familles porales du sol A3

Dosage en chaux	**Temps (jour)**	**ρ_d initiale (Mg/m³)**	**e_o**	**e_{mf} final**	**e_m à 0,3µm**	**e_m à 6µm**	**Pores inaccessibles e_m, d < 0,0072µm**	**Micropores e_m, d = 0,0072-0,3µm**	**Mésopores e_m, d = 0,3-6µm**	**Macropores e_m, d > 6µm**
Non-traité	0	1,53	0,797	0,581	0,307	0,298	0,217	0,274	0,009	0,298
2%CaO	7	1,42	0,937	0,777	0,449	0,381	0,160	0,328	0,068	0,381
	28	1,42	0,937	0,657	0,351	0,279	0,279	0,306	0,072	0,279
	90	1,41	0,950	0,577	0,273	0,239	0,373	0,305	0,034	0,239
	365	1,42	0,937	0,497	0,182	0,155	0,439	0,316	0,026	0,155
4%CaO	7	1,37	1,007	0,787	0,344	0,191	0,220	0,443	0,153	0,191
	28	1,36	1,022	0,816	0,370	0,217	0,206	0,446	0,153	0,217
	90	1,37	1,007	0,802	0,406	0,248	0,205	0,396	0,158	0,248
	365	1,37	1,007	0,625	0,235	0,179	0,382	0,390	0,056	0,179
7%CaO	7	1,3	1,115	0,878	0,358	0,249	0,237	0,520	0,109	0,249
	28	1,31	1,099	0,858	0,367	0,258	0,241	0,492	0,108	0,258
	90	1,31	1,099	0,817	0,339	0,236	0,282	0,478	0,103	0,236
	365	1,3	1,115	0,919	0,438	0,362	0,197	0,480	0,076	0,362

Les évolutions des familles porales du sol A3 traité sont présentées sur les Figures IV.42, 43.

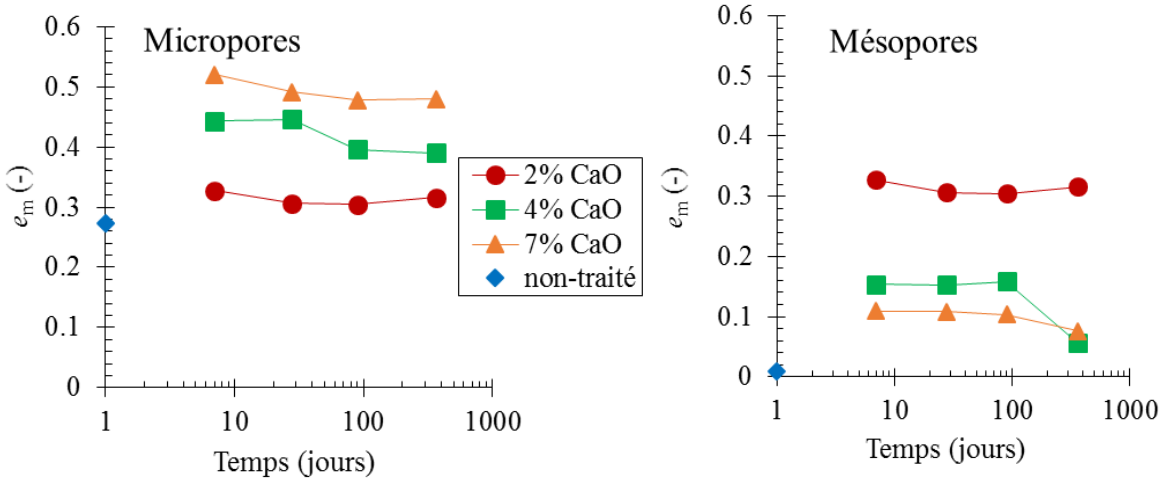


Figure IV. 42: Evolution des indices des vides des micropores et des mésopores du sol A3 traité à différents dosages en chaux

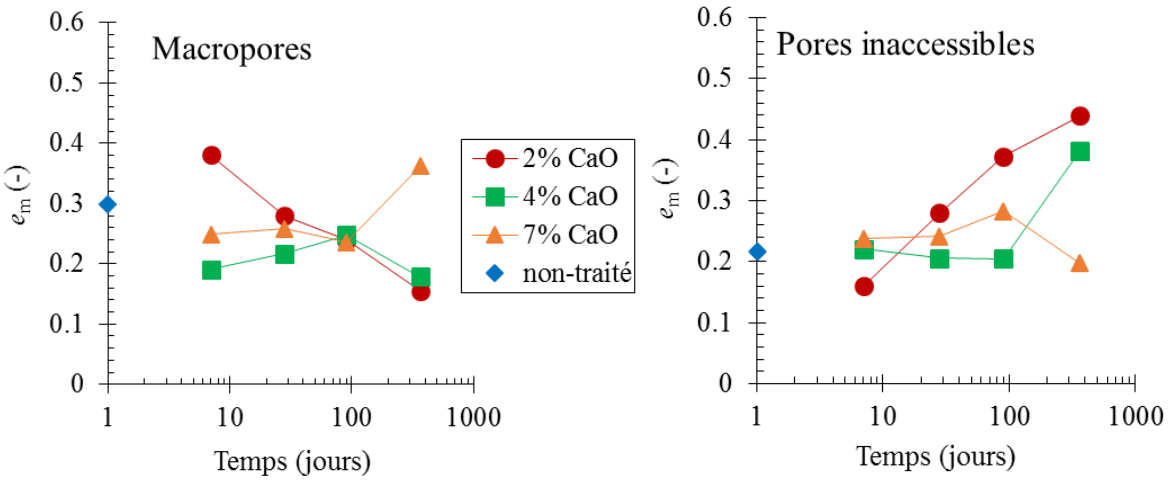


Figure IV. 43: Evolution des indices des vides des macropores et des pores inaccessibles du sol A3 traité à différents dosages en chaux

La quantité des micropores et des mésopores des échantillons de sol traité est plus importante que celle de l'échantillon de sol non-traité. Ce phénomène est expliqué par la floculation consécutive à l'ajout de chaux dans le sol. Pourtant, ces familles restent stables et n'évoluent pas au cours du temps. Les macropores du sol traité sont presque similaires à ceux du sol non-traité. La proportion des pores inaccessibles (< 0,0072 µm et > 400 µm) du sol traité à 7 jours de maturation est également similaire à celle du sol non-traité. Au cours du temps, cette famille porale augmente légèrement pour le sol traité à 2% CaO et 7% CaO.

IV.2.4. Lien avec l'évolution des performances mécaniques

L'évolution des microstructures des sols traités a un lien direct avec l'évolution des performances mécaniques.

Pour les sols A1 et A2 traités, deux phases de stabilisation sont observées aussi bien sur les résultats microstructurales que sur les résultats des performances mécaniques: phase I (avant 28 jours de cure) gouvernée par la floculation et phase II (après 28 jours de cure) gouvernée par les réactions pouzzolaniques. Avant 28 jours, on observe une évolution très limitée voire stable des performances mécaniques. Au niveau de la microstructure, les distributions porales ne changent pas. Après 28 jours, pour les sols traités aux dosages en chaux plus élevés que PFC, il y a un développement important des performances mécaniques, contribué par la formation des produits cimentaires. Pour le sol A2 traité, après 28 jours de cure, l'évolution de la microstructure est marquée par l'augmentation des pores inaccessibles (pores < 0,0072 µm ou pores > 400 µm) en parallèle à la diminution des mésopores. L'évolution des pores inaccessibles devrait être due à la formation des produits cimentaires qui font croître les pores de très petite taille (< 0,0072 µm) et font diminuer les mésopores en remplissant cette famille porale.

Par rapport aux sols A1 et A2, l'évolution des performances mécaniques au cours du temps du sol A3 traité est beaucoup plus faible et lent, bien que l'identification minéralogique de ce sol renseigne la montmorillonite comme principale espèce argileuse. Comme les performances mécaniques, la microstructure du sol A3 traité n'évolue pas au cours du temps. Ces phénomènes montrent la faible réactivité du sol A3 avec la chaux, qui est expliquée par le mode de préparation adopté.

IV.3. Caractérisations hydrauliques des sols traités

IV.3.1. Caractérisations hydriques - courbes de rétention d'eau des sols traités

Les courbes de rétention d'eau sont déterminées par deux méthodes : avec des mesures de succion directes par l'utilisation des papiers filtres et par l'utilisation du potentiomètre WP4 Dewpoint Potentiometer, et à partir des courbes de PIM. La description détaillée de ces méthodes est présentée dans le chapitre II. L'objectif de la détermination des courbes de rétention d'eau des sols traités est d'interpréter leur comportement au gel plus tard.

Les conditions de préparation d'éprouvettes sont les mêmes que pour les essais de géligonflement (NF P 98-234-2): compactage dynamique selon la Norme NF P 94 - 093, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, à une teneur en eau correspondant à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal.

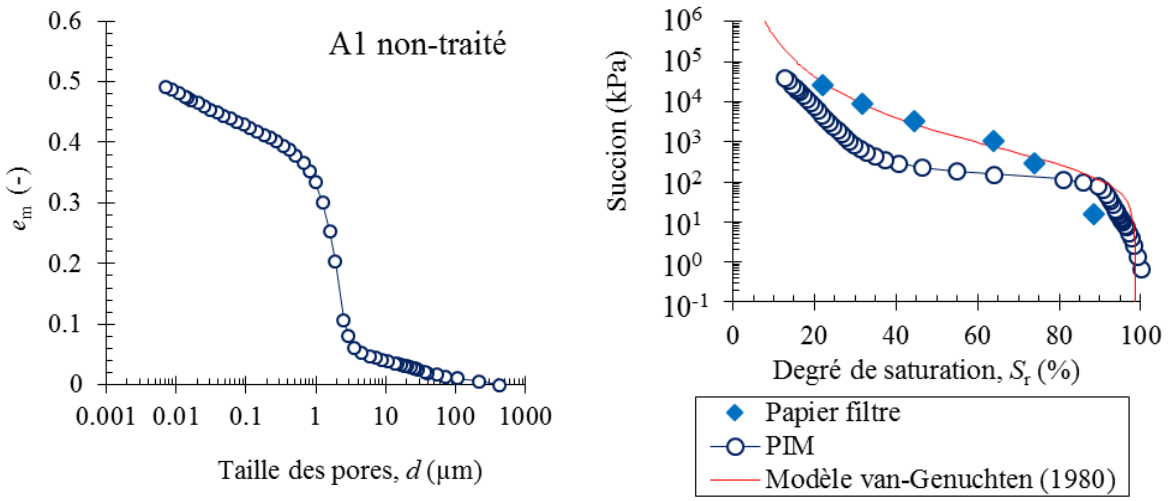


Figure IV. 44: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A1 non-traité (droite)

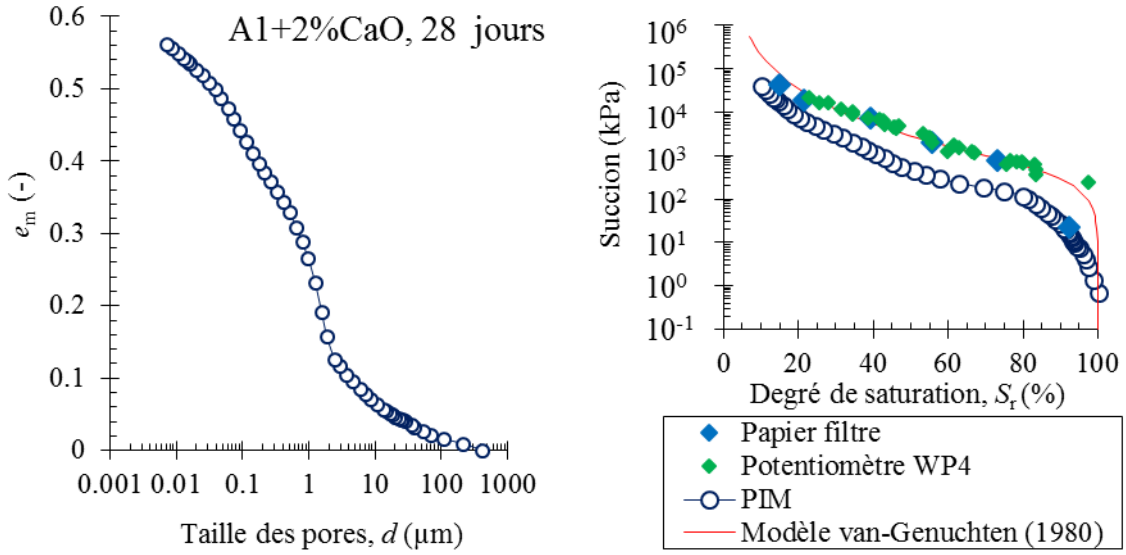


Figure IV. 45: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours (droite)

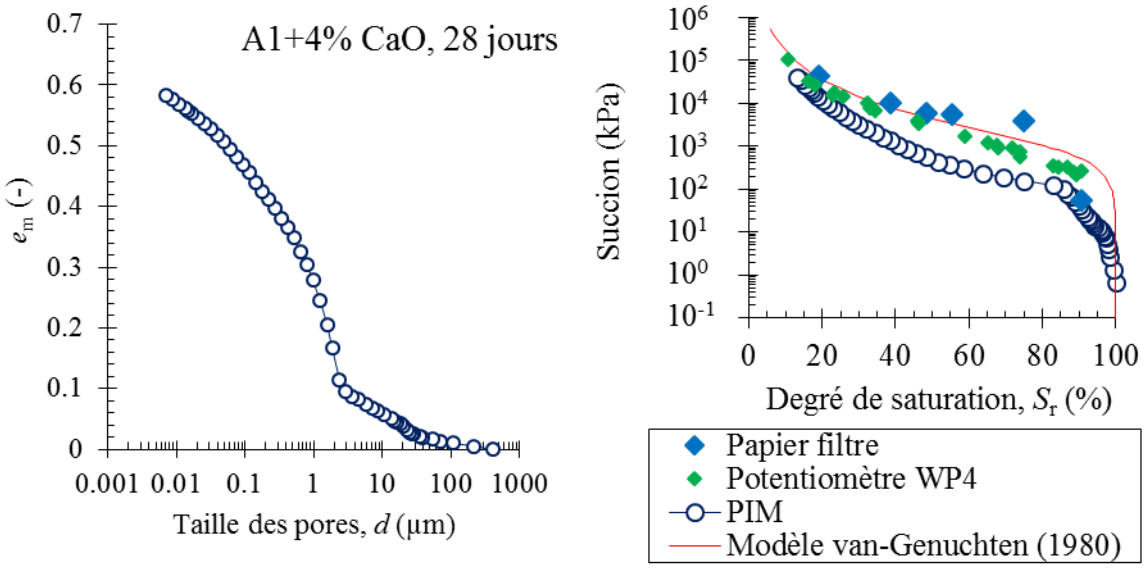


Figure IV. 46: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A1 traité à 4% CaO à 28 jours (droite)

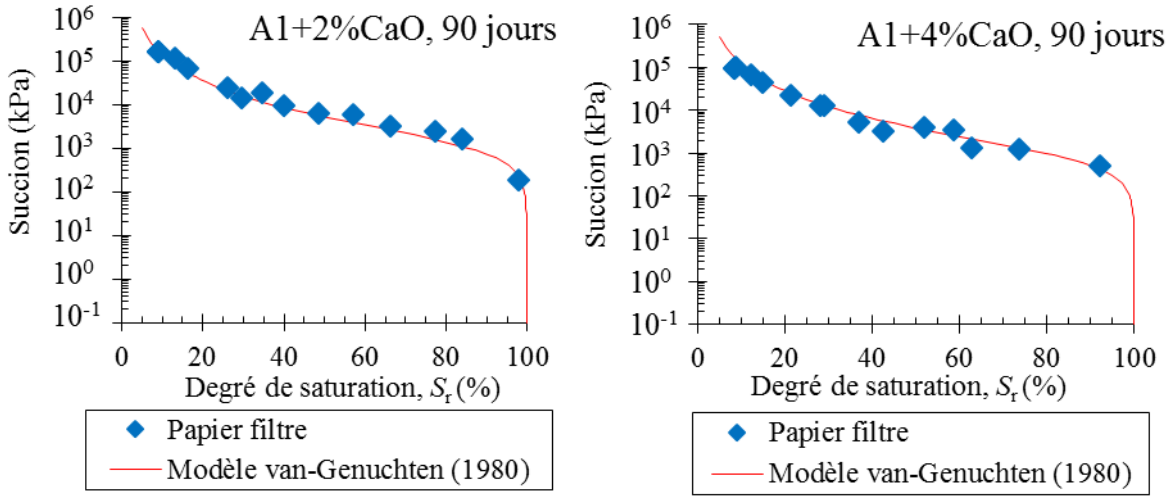


Figure IV. 47: Courbes de rétention d'eau du sol A1 traité à 2% CaO (gauche) et à 4% CaO à 90 jours (droite)

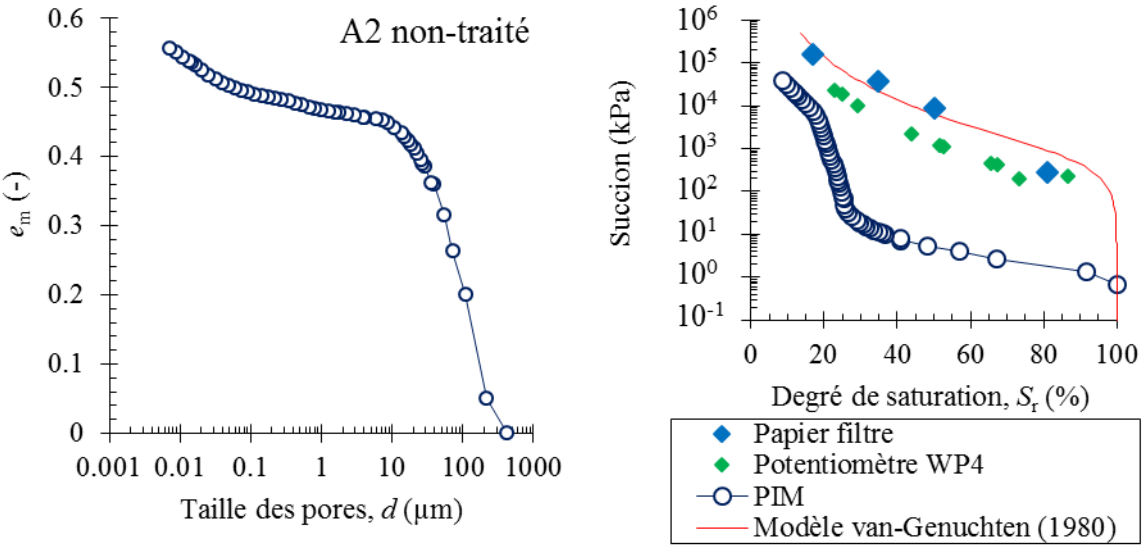


Figure IV. 48: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A2 non-traité (droite)

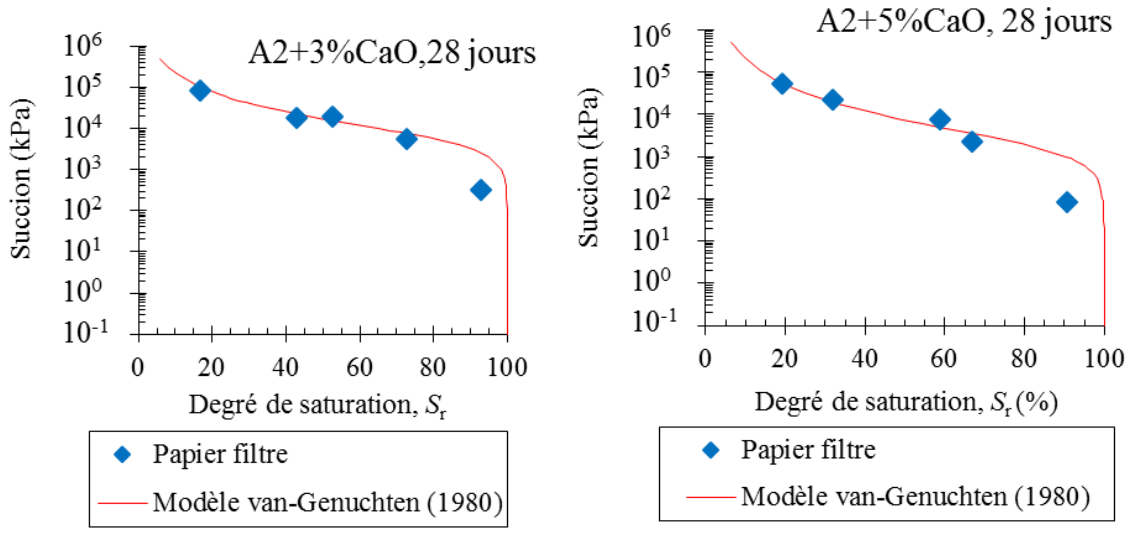


Figure IV. 49: Courbes de rétention d'eau du sol A2 traité à 3% CaO (gauche) et à 5% CaO à 28 jours (droite)

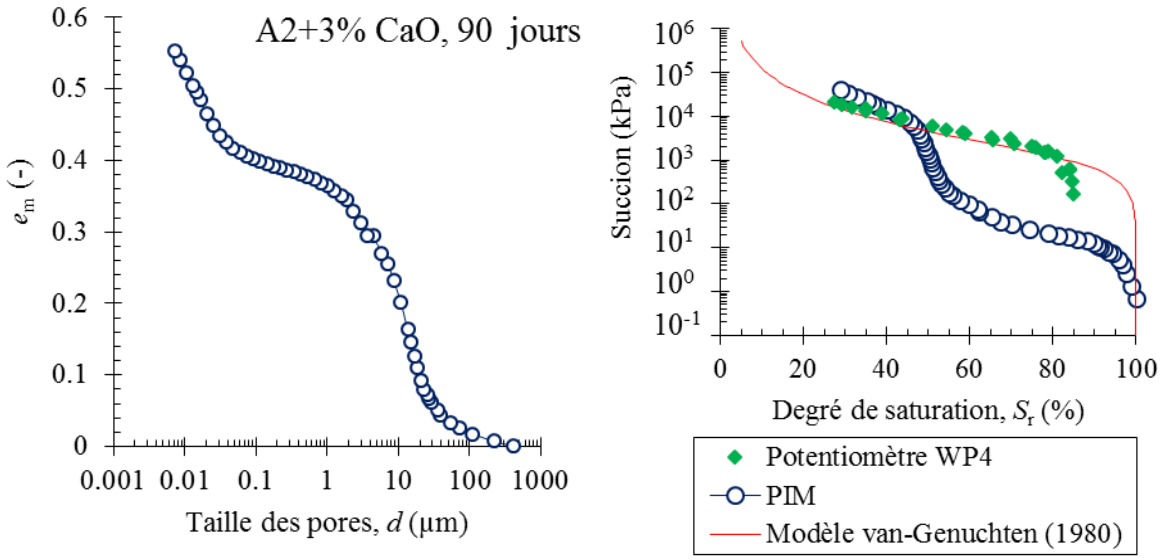


Figure IV. 50: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A2 traité à 3% CaO à 90 jours (droite)

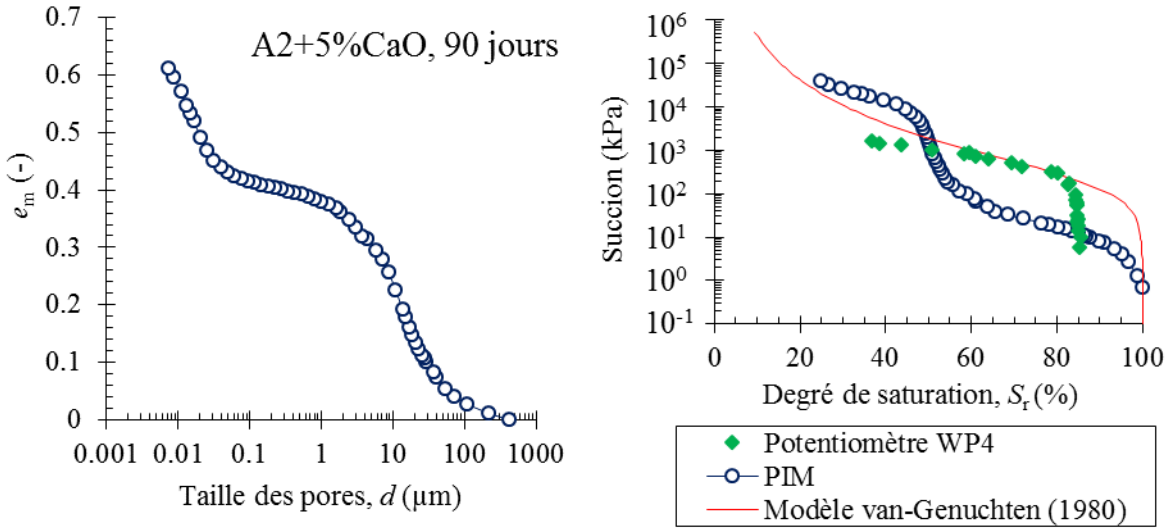


Figure IV. 51: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A2 traité à 5% CaO à 90 jours (droite)

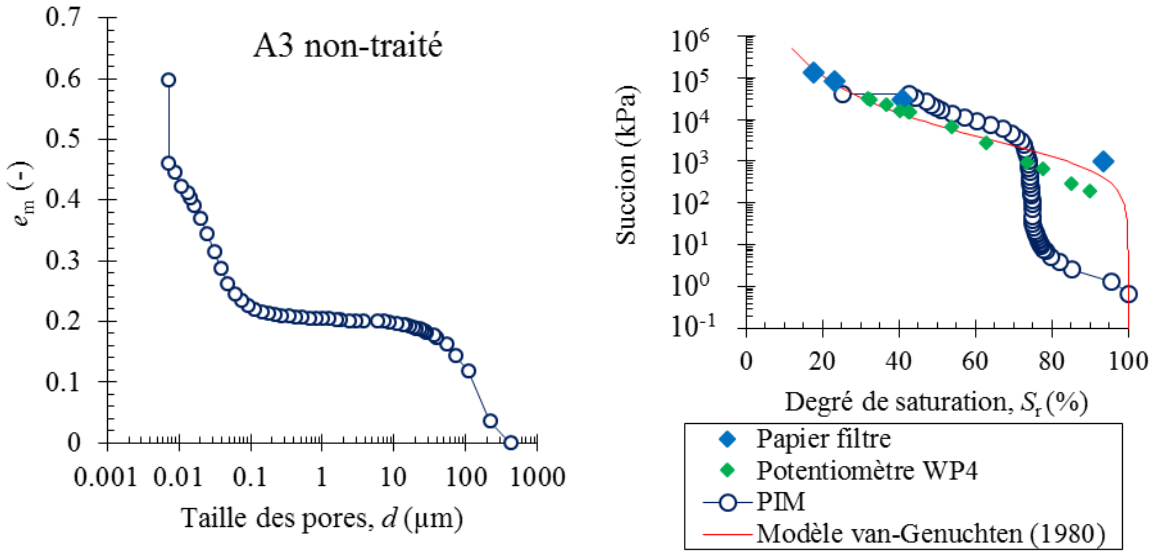


Figure IV. 52: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A3 non-traité (droite)

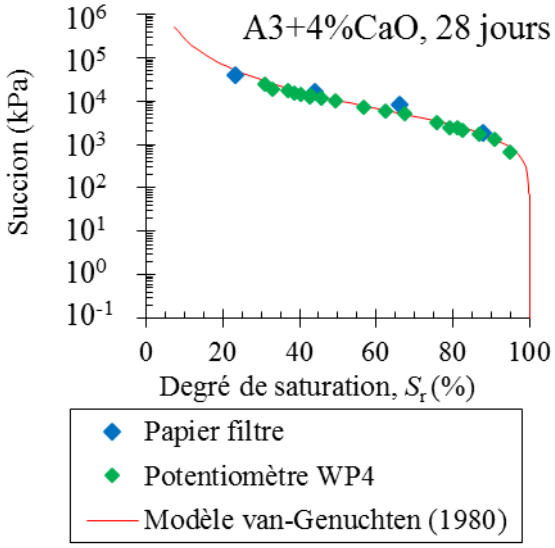


Figure IV. 53: Courbe de rétention d'eau du sol A3 traité à 4% CaO à 28 jours

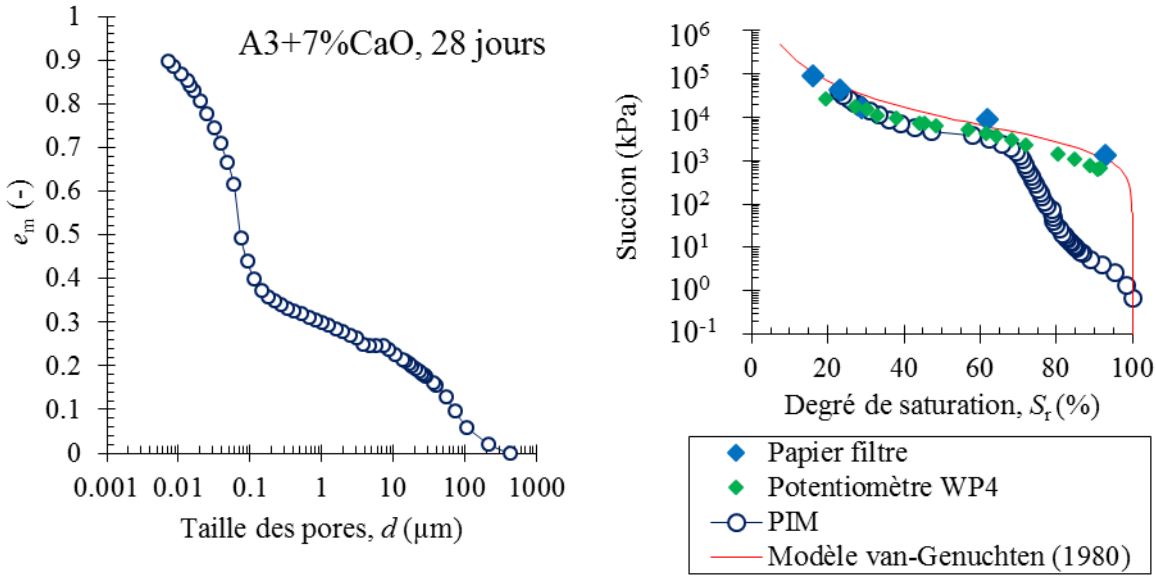


Figure IV. 54: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A3 traité à 7% CaO à 28 jours (droite)

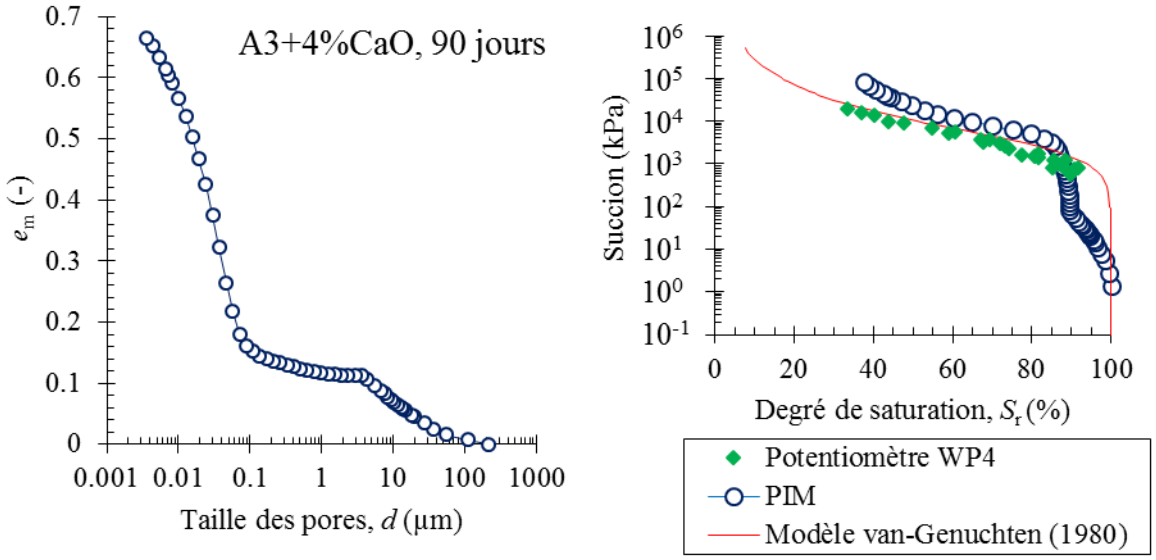


Figure IV. 55: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A3 traité à 4% CaO à 90 jours (droite)

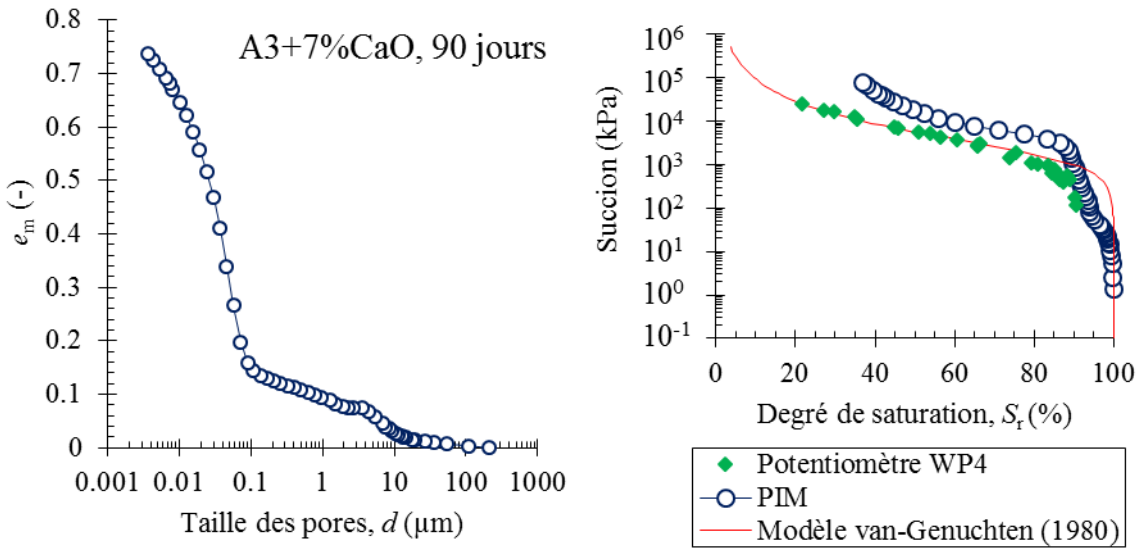


Figure IV. 56: Courbe de distribution porale (gauche) et courbes de rétention d'eau du sol A3 traité à 7% CaO à 90 jours (droite)

Sur les Figures IV. 45, 46, 48, 52, 53 et 54, on observe que pour le sol A2 non-traité, la courbe de rétention d'eau déterminée par le potentiomètre WP4 est légèrement en-dessous de celle déterminée par la méthode du papier filtre, et que les résultats du sol A1 traité à 2% CaO, 4% CaO à 28 jours, et les résultats du sol A3 non-traité et traité à 4% CaO, 7% CaO à 28 jours montrent une superposition des courbes de rétention d'eau déterminées par les deux méthodes. Comme la méthode du papier filtre mesure la succion matricielle, alors que WP4 mesure la succion totale, on conclut que la succion osmotique dans ces cas est négligeable.

En comparant les courbes de rétention d'eau déterminée à partir des courbes de distribution porale (PIM) et les courbes expérimentales, on peut faire les remarques suivantes :

- Pour les sols A1 et A3 non-traités et traités, on obtient des courbes d'une même forme, déterminées indirectement à partir des résultats de PIM et directement à partir des mesures de succion. Pour le sol A3 non-traité et traité, les courbes déterminées à partir des résultats de PIM se superposent avec les courbes expérimentales (Figures IV.52, 54, 55, 56). Pour le sol A1 non-traité et traité, les courbes déterminées à partir des résultats de PIM se situent légèrement en dessous des courbes expérimentales (Figures IV.44, 45, 46).

- Pour le sol A2, à l'exception du cas non-traité (Figure IV.48), les courbes déterminées à partir des résultats de PIM sont proches des courbes expérimentales (Figures IV.50, 51).

La sous-estimation de la succion par la méthode de distribution porale dans le cas du sol A1 non-traité et traité pourrait être expliquée par la limite de la technique de PIM : la technique n'est pas capable de détecter les pores de très petite taille (< 0,0072 µm) ou les pores de très grande taille (> 400 µm). Ainsi, l'indice des vides de l'intrusion estimé par la technique est plus faible que l'indice des vides réel, engendrant un degré de saturation plus faible que la

valeur réelle à une succion donnée. De plus, dans la méthode de calcul, on suppose que la distribution porale du sol soit constante, tandis qu'en réalité pour les sols déformables (sol argileux), elle change significativement lors du chemin de séchage ou d'humidification (Simms and Yanful, 2002). Pour cette raison, la courbe de rétention d'eau estimée de la courbe de PIM peut ne pas coïncider avec la courbe expérimentale.

Bien qu'il y ait de différences entre la courbe de rétention d'eau estimée à partir de la courbe de PIM et celle expérimentale, ces résultats montrent une liaison directe entre la microstructure et les propriétés hydriques du sol. De plus, la méthode de distribution porale est un outil utile pour la détermination de la courbe de rétention d'eau.

Les résultats expérimentaux peuvent être utilisés pour déterminer les paramètres du modèle van-Genuchten (1980) (équation IV.4).

$$\frac{\boldsymbol{\theta-\theta_r}}{\boldsymbol{\theta_s-\theta_r}} = \frac{\mathbf{1}}{[\mathbf{1}+(\boldsymbol{as})^{\boldsymbol{n}}]^{\boldsymbol{m}}} \qquad \textbf{\textit{(IV. 4)}}$$

où :

s (kPa) : succion du sol,

θ (-): teneur en eau volumique du sol,

θ_s (-) : teneur en eau volumique à saturation du sol,

θ_r (-) : teneur en eau résiduelle.

α, *n* et *m* : paramètres du modèle. α est lié à la succion au point d'entrée d'air ; *n* est lié à la distribution porale du sol ; *m* est lié à l'asymétrie de la courbe, qui est lié à n par l'équation IV.5 :

$$\boldsymbol{m = 1 - \frac{1}{n}} \qquad \textbf{\textit{(IV. 5)}}$$

Le Tableau IV.17 présente les paramètres α, *m*, *n* déterminés en se basant sur les résultats expérimentaux:

Tableau IV. 17: Paramètres du modèle van-Genuchten (1980)

No	Sol	Paramètres				
		α	n	m	θ_s	θ_r
1	A1 non-traité	0,00500	1,30	0,231	0,359	0
2	A1+2%CaO, 28 jours	0,00200	1,38	0,275	0,384	0
3	A1+4%CaO, 28 jours	0,00100	1,45	0,310	0,402	0
4	A1+2%CaO, 90 jours	0,00070	1,50	0,333	0,380	0
5	A1+4%CaO, 90 jours	0,00100	1,48	0,324	0,396	0
6	A2 non-traité	0,00150	1,30	0,231	0,379	0
7	A2+3%CaO, 28 jours	0,00015	1,65	0,394	0,445	0
8	A2+5%CaO, 28 jours	0,00050	1,50	0,333	0,460	0
9	A2+3%CaO, 90 jours	0,00080	1,50	0,333	0,438	0
10	A2+5%CaO, 90 jours	0,00500	1,30	0,231	0,449	0
11	A3 non-traité	0,00100	1,34	0,254	0,444	0
12	A3+4%CaO, 28 jours	0,00035	1,50	0,333	0,516	0
13	A3+7%CaO, 28 jours	0,00035	1,50	0,333	0,538	0
14	A3+4%CaO, 90 jours	0,00035	1,50	0,333	0,516	0
15	A3+7%CaO, 90 jours	0,00050	1,60	0,375	0,538	0

Les courbes de simulation par le modèle van-Genuchten (1980) sont également présentées sur les Figures IV.44 à IV.56. On voir qu'elles correspondent bien aux courbes expérimentales.

Pour évaluer l'effet de la nature du sol et l'effet du traitement sur les propriétés hydriques, les courbes de rétention d'eau de différents sols A1, A2, A3 non-traités et traités sont regroupées sur la Figure IV.57 :

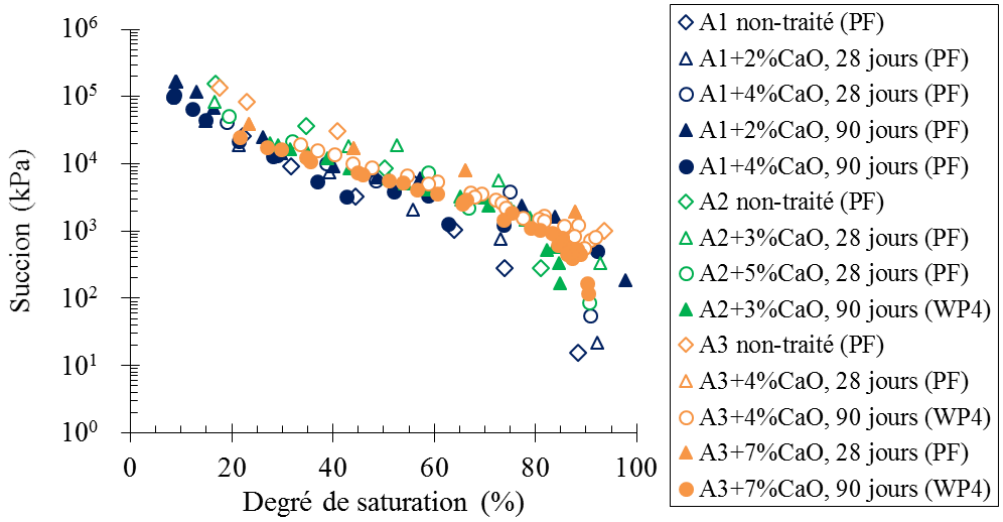


Figure IV. 57: Courbes de rétention d'eau des sols A1, A2, A3 non-traités et traités : PF-papier filtre, WP4-potentiomètre WP4

Deux remarques peuvent être faites :

- Les courbes de rétention d'eau des sols A2 et A3 non-traités et traités se superposent, et les courbes du sol A1 se situent légèrement en dessous. Ce phénomène pourrait être expliqué par le fait que les sols A2 et A3 sont plus argileux que le sol A1.

- Pour les sols A2 et A3 non-traités et traités, il y a peu d'effets de traitement sur les courbes de rétention d'eau, puisque les courbes se superposent quel que soit le dosage en chaux ou le temps de cure). Pour le sol A1 non-traité et traité, il n'y a pas de différences entre les courbes pour des degrés de saturation, S_r < 40% (haute succion, s > 10 MPa). Lorsque S_r > 40% (s < 10 MPa), les courbes du sol traité se situent légèrement au-dessus de celle du sol non-traité. Cela montre une structure plus granulaire du sol traité que celle du sol non-traité.

IV.3.2. Conductivité hydraulique des sols traités

Comme les propriétés hydriques, les conductivités hydrauliques sont déterminées pour interpréter plus tard le comportement des sols traités face au gel. Les conditions de préparation d'éprouvettes pour la détermination des conductivités hydraulique sont les mêmes que pour les essais de géligonflement (NF P 98-234-2) : compactage dynamique selon la Norme NF P 94 - 093, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, à une teneur en eau correspondant à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal. Notons qu'une grande aide a été fournie par Dr Zeng Lingling dans la réalisation des essais de conductivité hydraulique.

IV.3.2.1. Conductivité hydraulique à l'état saturé

La conductivité hydraulique à l'état saturé est déterminée par deux méthodes : par le perméamètre à charge variable en utilisant un moule CBR, et par l'essai oédométrique. Ces méthodes sont décrites dans le chapitre II. Le Tableau IV.18 et la Figure IV.58 présentent les résultats expérimentaux à l'état saturé, k_{sat}, pour les sols A1, A2, A3 non-traités et traités.

Tableau IV. 18 : Conductivités hydrauliques à l'état saturé des sols A1, A2, A3 non-traités et traités

No	Sol	Echantillon	e_0	ρ_d (Mg/m^3)	w%	k_{sat} (10^{-11} m/s)
1	A1 non-traité	1	0,531	1,75	18,08	7
		2	0,540	1,74	18,08	9
2	A1 + 2% CaO, 28 jours	1	0,628	1,65	21,77	20
3	A1 + 4% CaO, 28 jours	1	0,656	1,62	23,86	10
4	A1 + 2% CaO, 90 jours	1	0,616	1,66	21,77	30
		2	0,620	1,65	21,77	9
5	A1 + 4% CaO, 90 jours	1	0,661	1,61	22,49	40
		2	0,661	1,61	22,49	70
6	A2 non-traité	1	0,620	1,68	20,72	4
7	A2 + 3% CaO, 28 jours	1	0,766	1,54	25,50	10
		2	0,766	1,54	25,50	5
8	A2 + 5% CaO, 28 jours	1	0,838	1,48	27,00	30
		2	0,838	1,48	27,00	3
9	A2 + 3% CaO, 90 jours	1	0,778	1,53	26,01	20
10	A2 + 5% CaO, 90 jours	1	0,806	1,51	26,99	400
11	A3 non-traité	1	0,795	1,53	23,85	4
12	A3 + 4% CaO, 28 jours	1	1,054	1,34	32,67	8
13	A3 + 7% CaO, 28 jours	1	1,157	1,27	38,71	30
14	A3 + 4% CaO, 90 jours	1	1,042	1,35	32,67	20
15	A3 + 7% CaO, 90 jours	1	1,172	1,27	38,71	20

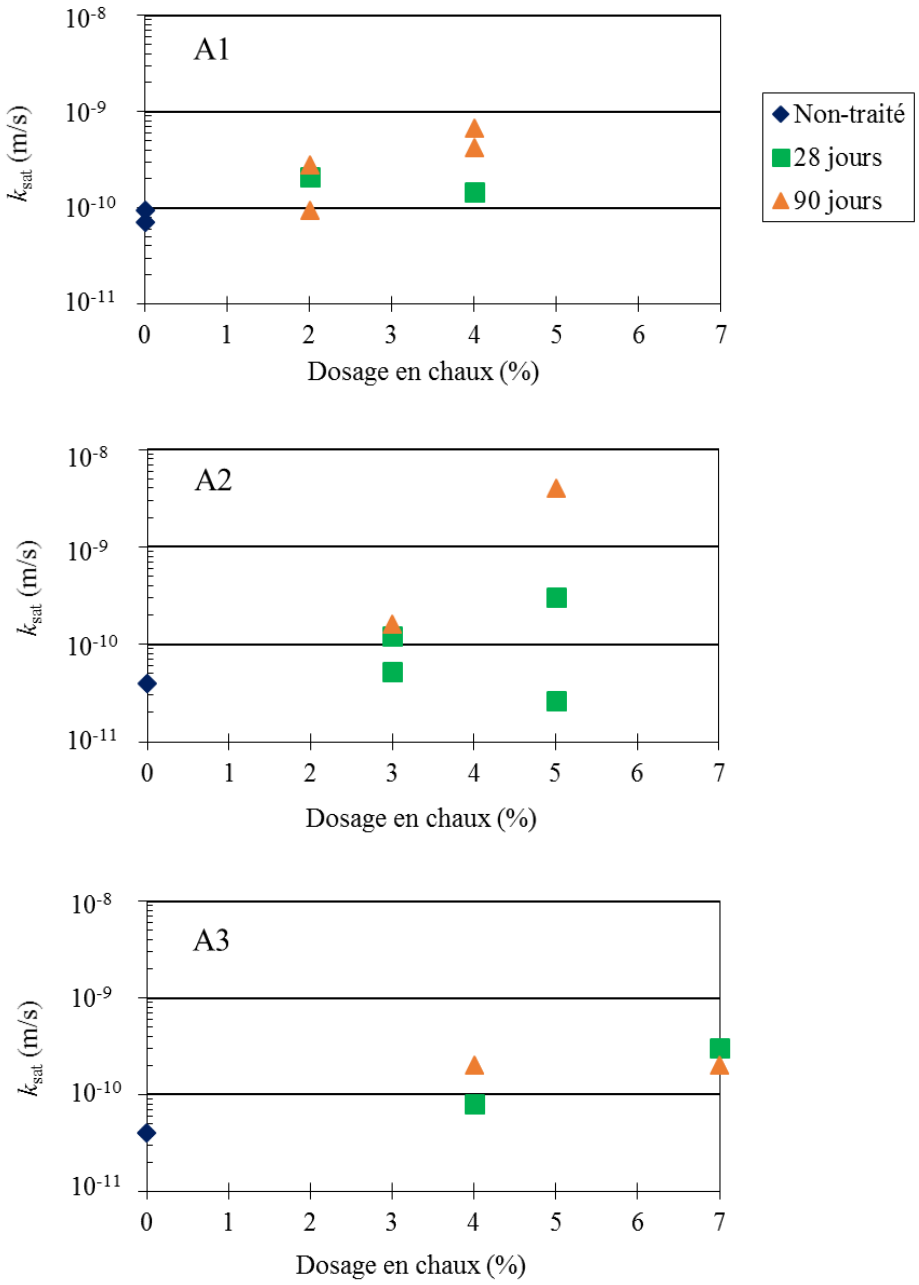


Figure IV. 58: Conductivités hydrauliques à l'état saturé des sols A1, A2, A3 non-traités et traités

Par rapport aux valeurs des sols non-traités, celles des sols traités à 28 et à 90 jours sont légèrement plus élevées, sauf dans le cas du sol A2 traité à 5% CaO à 90 jours avec une valeur de k_{sat} 100 fois plus grande que celle du sol A2 non-traité. Ce phénomène est expliqué par la floculation qui génère des structures plus granulaires, rendant la conductivité hydraulique plus grandes. On observe une légère augmentation de k_{sat} avec le dosage en chaux et le temps de cure (de 28 jours à 90 jours).

IV.3.2.2. Conductivité hydraulique à l'état non-saturé

Les conductivités hydrauliques à l'état non-saturé, k_{unsat}, sont déterminées par deux méthodes :

- La méthode des profils instantanés en utilisant la colonne infiltration. La technique a été décrite dans le chapitre II. L'essai de détermination de k_{unsat} est un essai délicat. Six essais ont été effectués successivement sur le sol A1 traité à 2% CaO, 4% CaO à 28 jours, le sol A2 traité à 3% CaO, 5% CaO à 90 jours et le sol A3 traité à 7% CaO à 28 jours et à 90 jours.

- La méthode de détermination de k_{unsat} à partir de la courbe de distribution porale. La technique a été décrite aussi dans le chapitre II. Les courbes de distribution porale utilisée ont été présentées dans la section IV.3.1.

Les conditions initiales (masse volumique sèche, ρ_d (Mg/m^3), teneur en eau, w (%)) des éprouvettes sont présentées dans le Tableau IV.19 :

Tableau IV. 19: Conditions initiales des éprouvettes

No	**Sol**	ρ_d **(Mg/m^3)**	w **(%)**	$\frac{\rho_d}{\rho_{dOPN}} \times 100\%$
1	A1+2%CaO, 28 jours	1,65	20,9	95,9
2	A1+4%CaO, 28 jours	1,62	22,5	95,4
3	A2+3%CaO, 90 jours	1,53	26,0	94,4
4	A2+5%CaO, 90 jours	1,51	27,0	96,5
5	A3+7%CaO, 28 jours	1,27	38,7	96,6
6	A3+7%CaO, 90 jours	1,27	38,7	95,9

On présente dans ce qui suit les résultats des essais de colonne d'infiltration (l'évolution de la succion-pression négative avec le temps, chemin de séchage), et la détermination de k_{unsat} par les deux méthodes (Figures IV.59 à IV.64).

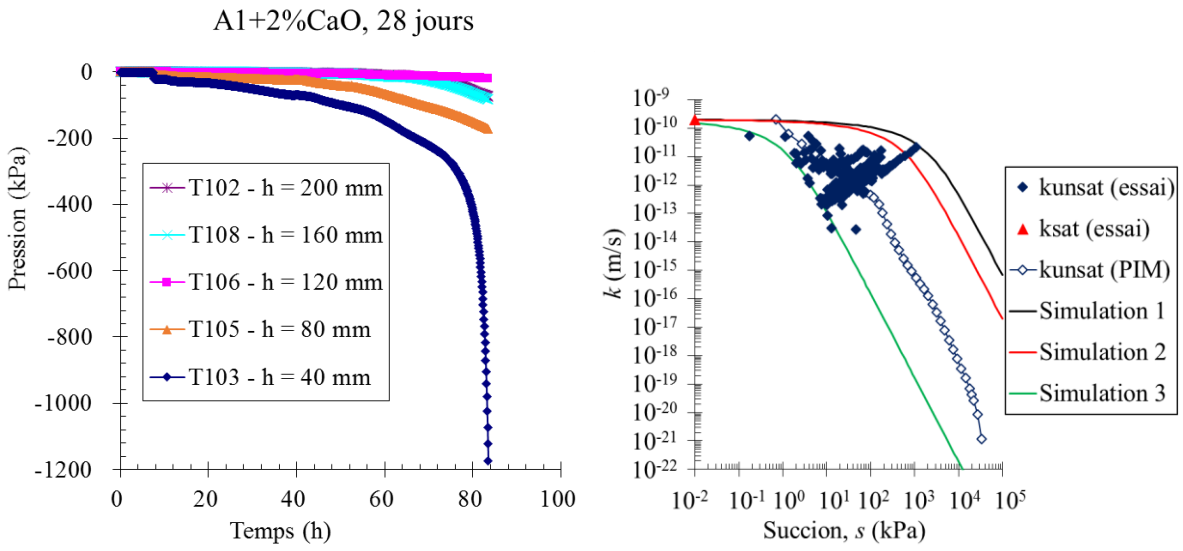


Figure IV. 59: Pression en fonction du temps (gauche) et conductivité hydraulique en fonction de la succion (droite) du sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours

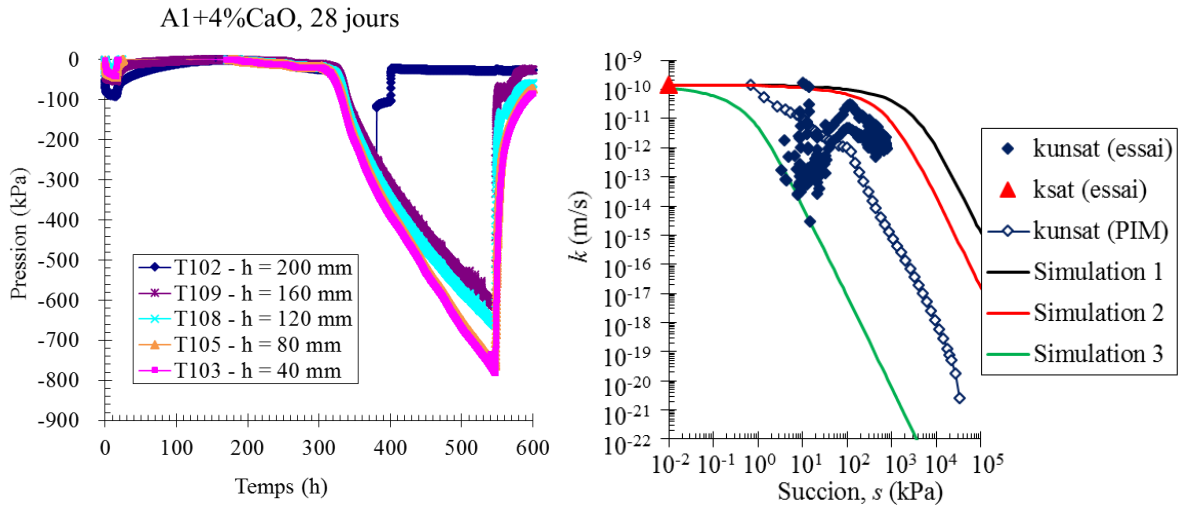


Figure IV. 60: Pression en fonction du temps (gauche) et conductivité hydraulique en fonction de la succion (droite) du sol A1 traité à 4% CaO à 28 jours

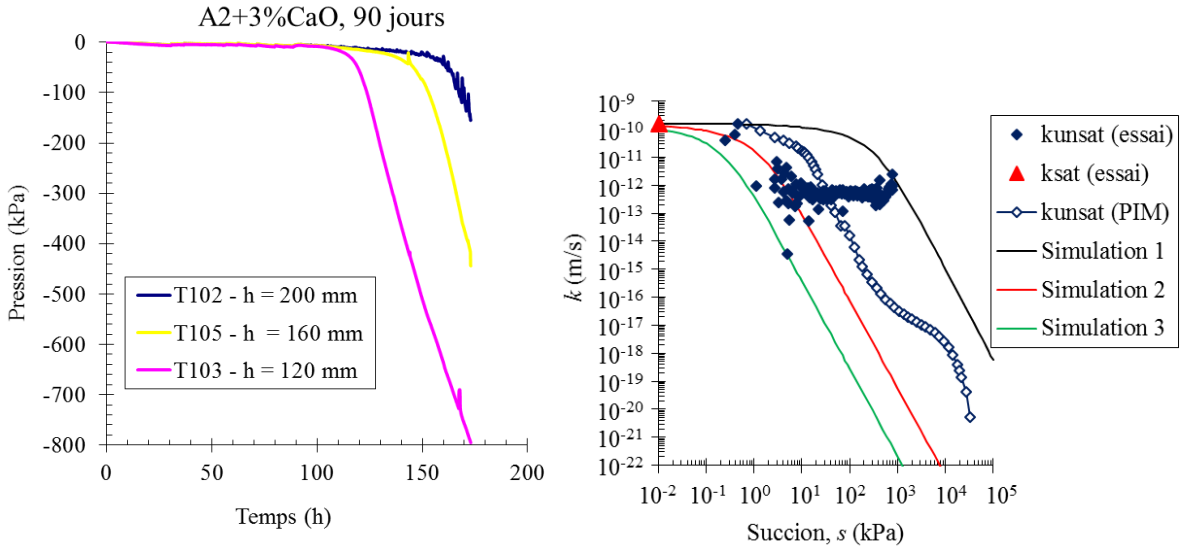


Figure IV. 61: Pression en fonction du temps (gauche) et conductivité hydraulique en fonction de la succion (droite) du sol A2 traité à 3% CaO à 90 jours

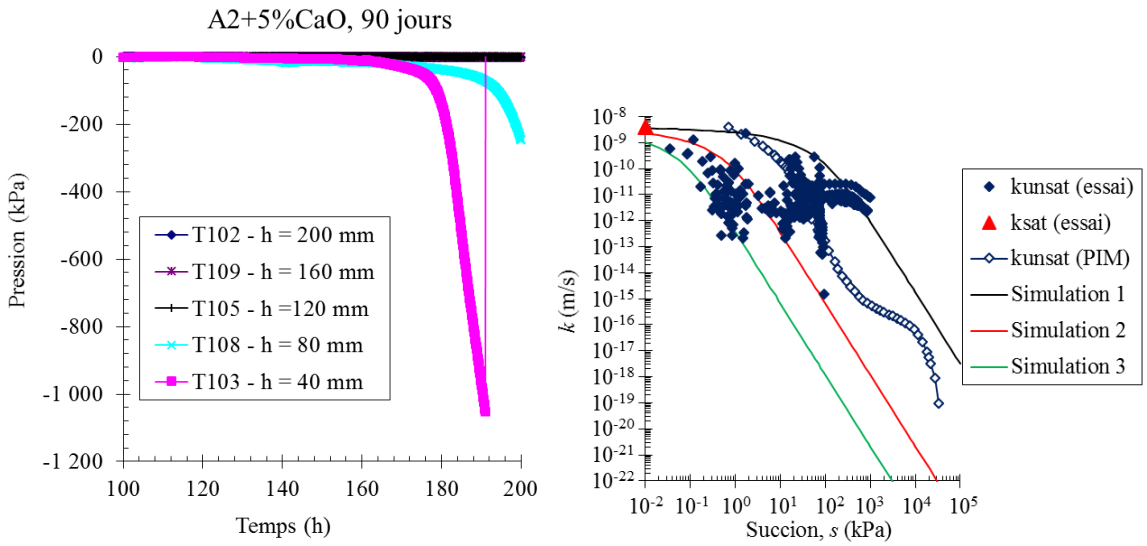


Figure IV. 62: Pression en fonction du temps (gauche) et conductivité hydraulique en fonction de la succion (droite) du sol A2 traité à 5% CaO à 90 jours

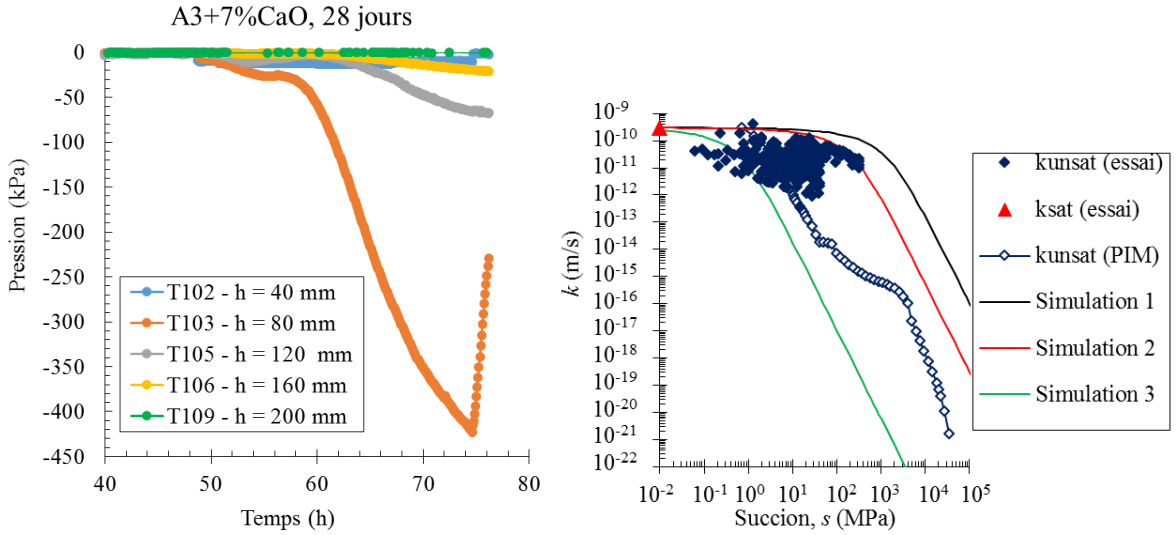


Figure IV. 63: Pression en fonction du temps (gauche) et conductivité hydraulique en fonction de la succion (droite) du sol A3 traité à 7% CaO à 28 jours

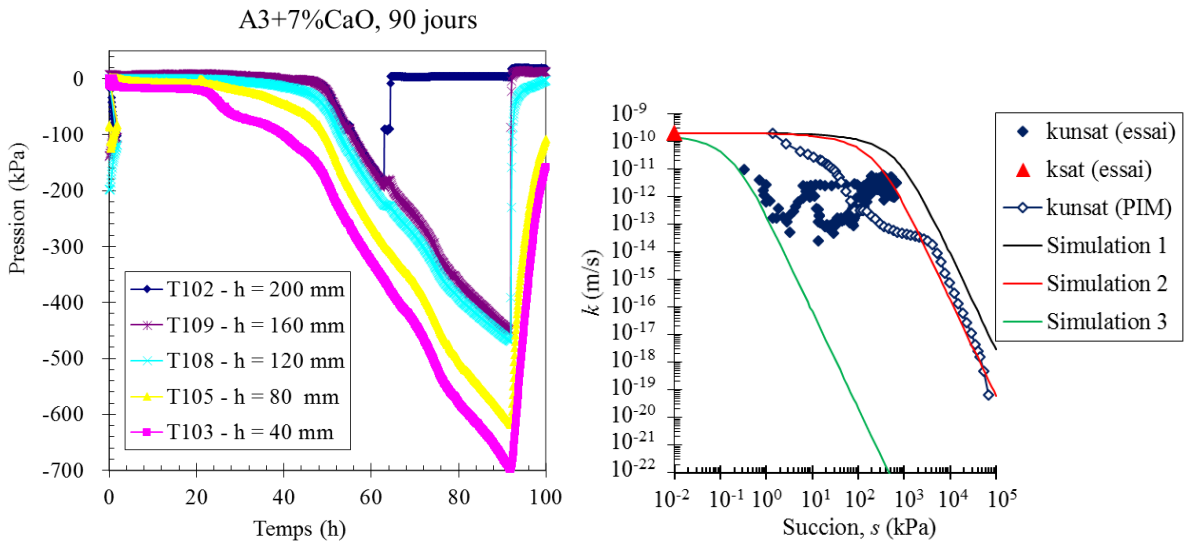


Figure IV. 64: Pression en fonction du temps (gauche) et conductivité hydraulique en fonction de la succion (droite) du sol A3 traité à 7% CaO à 90 jours

A partir de la courbe de l'évolution de la succion à différentes hauteurs de la colonne d'infiltration (les graphiques à gauche des figures) ainsi que les courbes de rétention d'eau, la variation de k_{unsat} en fonction de la succion des sols est déterminée. Les résultats obtenus sont présentés dans les graphiques à droite. Dans ces graphiques, les résultats expérimentaux de la conductivité hydraulique à l'état saturé sont aussi indiqués. On observe une diminution de la conductivité hydraulique avec l'augmentation de la succion. Les résultats par les mesures directe de succion sont limités à 1000 kPa environ, alors que les résultats déterminés à partir de la distribution porale (PIM) rentrent dans une gamme de succion beaucoup plus large (jusqu'à environ 40000 kPa). De plus, les courbes k_{unsat}-s déterminées à partir des courbes de PIM traversent les courbes k_{unsat}-s expérimentales. La courbe de distribution porale est donc un outil intéressant dans évaluation de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé.

Le modèle de van-Genuchten (1978) (équation IV.6) est utilisé pour simuler la variation de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé avec la succion :

$$\boldsymbol{k_{unsat} = k_{sat} \times \frac{\{1-(as)^{n-1}[1+(as)^n]^{-m}\}^2}{[1+(as)^n]^{\frac{m}{2}}}} \quad \textbf{(IV. 6)}$$

où :

s (kPa) : succion du sol,

α, n et m : paramètres du modèle. α est lié à la succion au point d'entrée d'air ; n est lié à la distribution porale du sol ; m est lié à l'asymétrie de la courbe, qui est lié à n par l'équation IV.7 :

$$\boldsymbol{m = 1 - \frac{1}{n}} \quad \textbf{(IV. 7)}$$

Les paramètres du modèle sont choisis pour établir trois courbes de simulation 1, 2, 3 : la courbe de simulation 1 et 3 correspondent à la borne supérieure et à la borne inférieure des

résultats expérimentaux, la courbe de simulation 2 étant le cas intermédiaire. Les règles du choix des paramètres sont les suivantes:

- tout d'abord, *n* est choisi pour que la courbe de simulation ait la même forme avec la courbe calculée à partir de la courbe de PIM. Donc on reprend ici la même valeur de *n* qui est choisie pour construire la courbe de rétention d'eau simulée par le modèle van-Genuchten (1980) dans IV.3.1.

- ensuite, α est choisi en se basant sur les résultats expérimentaux : avec une même valeur de succion, plus α est grand, plus la valeur de k_{unsat} est petite, la courbe (k_{unsat}, *s*) se déplace vers la gauche.

Les valeurs retenues des paramètres α, *m*, *n*, sont données dans le Tableau IV.20.

Tableau IV. 20: Paramètres du modèle

No	Sol	Courbe de simulation 1			Courbe de simulation 2			Courbe de simulation 3		
		α	*n*	*m*	α	*n*	*m*	α	*n*	*m*
1	A1+2%CaO, 28 jours	0,0003	1,38	0,275	0,001	1,38	0,275	0,5	1,38	0,275
2	A1+4%CaO, 28 jours	0,0002	1,45	0,310	0,0008	1,45	0,310	1	1,45	0,310
3	A2+3%CaO, 90 jours	0,002	1,50	0,333	0,085	1,50	0,333	3	1,50	0,333
4	A2+5%CaO, 90 jours	0,007	1,30	0,231	1	1,30	0,230	10	1,30	0,230
5	A3+7%CaO, 28 jours	0,0005	1,50	0,333	0,003	1,50	0,333	1	1,50	0,333
6	A3+7%CaO, 90 jours	0,001	1,60	0,375	0,003	1,60	0,375	4	1,60	0,375

Les courbes de simulation (k_{unsat}, *s*) seront utilisées après dans le Chapitre VI pour le calcul de gonflement au gel.

IV.3.3. Effet du mode de compactage

Afin d'évaluer l'effet du mode de compactage sur les caractéristiques hydriques et hydrauliques des sols, les courbes de rétention d'eau, les conductivités hydrauliques à l'état saturé et à l'état non-saturé, les courbes de distribution porale du sol A1 non-traité et traité à 2% CaO à 28 jours, déterminées avec des éprouvettes compactées à la même densité et à la même teneur en eau, mais par deux méthodes de compactage différentes (dynamique et statique) sont comparées.

La Figure IV.65 donne la comparaison des courbes de rétention d'eau des éprouvettes compactées par les deux méthodes. Pour tous les deux sols, les courbes se superposent. Il n'y a donc pas un effet clair du mode de compactage sur la courbe de rétention d'eau.

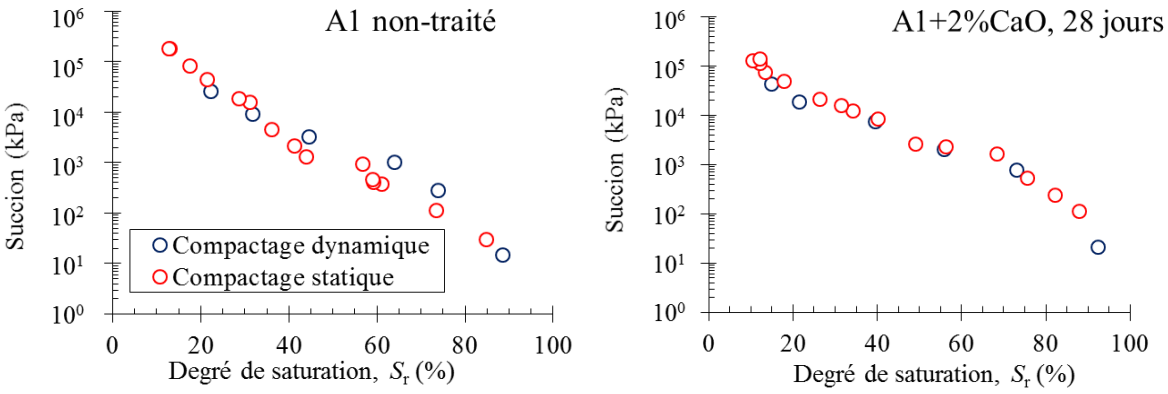


Figure IV. 65: Effet du mode de compactage sur la courbe de rétention d'eau

Sur les Figures IV.66 et IV.67, les conductivités hydrauliques des éprouvettes de sol compactées par les deux méthodes sont présentées.

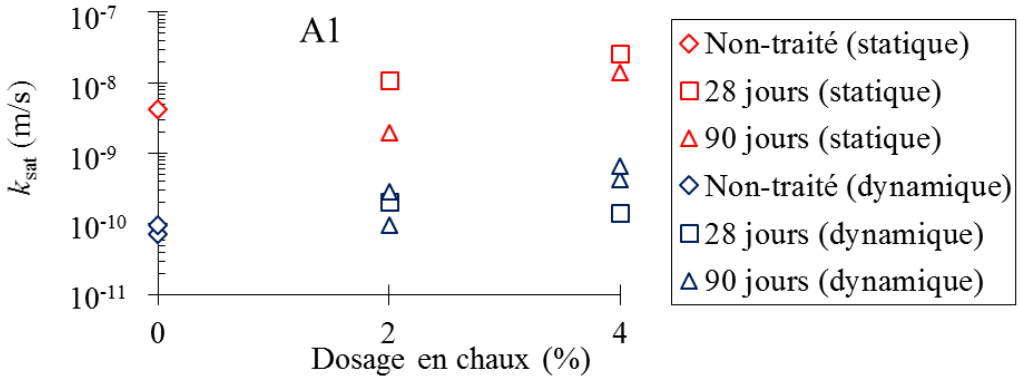


Figure IV. 66: Effet du mode de compactage sur la conductivité hydraulique à l'état saturé pour le sol A1 non-traité et traité

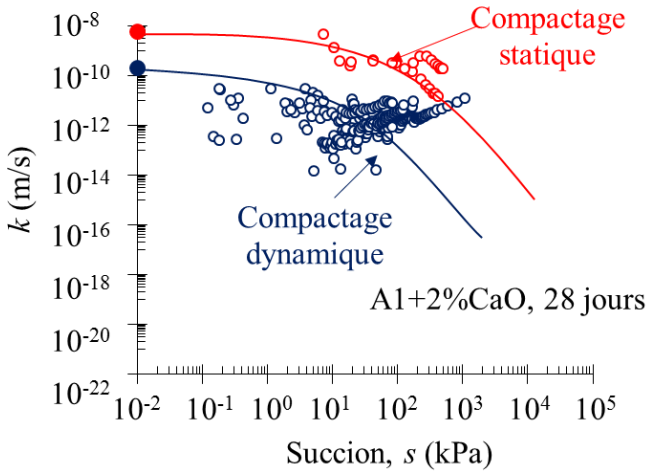


Figure IV. 67: Effet du mode de compactage sur la conductivité hydraulique du sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours, à l'état non-saturé

Les résultats montrent que le compactage statique engendre une conductivité hydraulique plus élevée que le compactage dynamique. Ce phénomène pourrait être expliqué par les résultats

des courbes de distribution porale sur la Figure IV.68 où on voit que le compactage statique provoque une proportion de macropores plus marquée que le compactage dynamique: pour le sol A1 non-traité avec une proportion peu élevée des macropores centrés à 10 µm ; pour le sol A1 traité à 2% CaO, 28 jours, avec une proportion très importante des macropores centrés à 100 µm. Ces résultats prouvent l'effet déterminant de la microstructure (macropores) sur la conductivité hydraulique des sols.

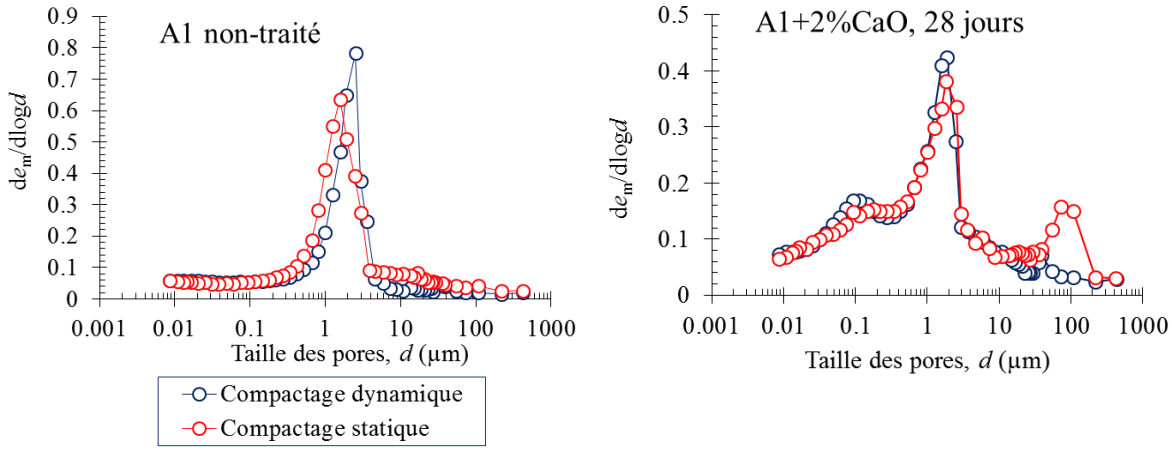


Figure IV. 68: Effet du mode de compactage sur la distribution porale du sol

IV.4. Conclusion

Dans ce chapitre on a analysé successivement l'effet du traitement sur les performances mécaniques, la microstructure et les caractéristiques hydriques et hydrauliques des sols traités.

Le traitement au dosage en chaux plus élevé que *PFC*, renforce les performances mécaniques des sols au cours du temps. Les critères de performances mécaniques pour la circulation sur la CdF, des performances mécaniques escomptables à long terme, les critères de résistance au gel (GTS) ont été examinés. Trois phases de stabilisation ont été constatées: Phase I - période initiale quand le développement des performances mécaniques est très faible ; Phase II - développement important des performances mécaniques ; Phase III - une réduction de la vitesse d'augmentation des performances mécaniques voir l'aplanissement des performances mécaniques. Ces phases de stabilisations sont directement liées aux effets chimiques avec l'ajout de la chaux dans le sol : la consommation de la chaux en parallèle à la formation des produits cimentaires. Les résultats obtenus ont montré deux phases de stabilisation : Phase I (avant 28 jours) gouvernée par la floculation, et phase II (après 28 jours) gouvernée par les réactions pouzzolaniques.

Le mode de préparation d'échantillons des sols traités a un impact très important sur la stabilisation des sols traités. Pour le sol argileux gonflent (comme le sol A3 de cette étude, une humidification à teneur en eau élevée avant le mélange avec de la chaux n'est pas préconisée. Un processus de préparation spécifique pour ce sol traité est proposé. Une étude plus approfondie sur le mode de préparation des sols argileux traités à la chaux serait intéressante dans des études futures.

L'effet du traitement sur la microstructure des sols traités a été analysé. Les évolutions des indices de vides des différentes familles porales avec le temps de cure pour les sols traités à des dosages en chaux plus élevés que *PFC* ont été examinées : pour le sol A1 traité, une augmentation des pores inaccessibles (d < 0,0072 µm) et des micropores (0,0072 µm < d < 0,3 µm) est observée ; cette augmentation est accompagnée par une diminution des mésopores (0,3 µm < d < 6 µm) ; pour le sol A2 traité, on observe une augmentation des pores inaccessibles, accompagnée par une diminution des mésopores. Comme dans l'évolution des performances mécaniques, les deux phases de stabilisation sont aussi observées sur les courbes de distribution porale : un changement léger avant 28 jours de cure et une évolution importante après 28 jours de cure. Pour le sol A3 traité, l'analyse de la microstructure confirme la faible réactivité de ce sol avec de la chaux en raison de l'effet du mode de préparation d'échantillons.

En ce qui concerne l'effet du traitement sur les propriétés hydrauliques, les résultats montrent un léger effet du traitement sur les courbes de rétention d'eau, et une légère augmentation des conductivités hydrauliques par le traitement. La microstructure (macropores) est un facteur déterminant sur la conductivité hydraulique des sols saturés. Un mode de compactage statique donnant une distribution porale marquée par une grande proportion des macropores, engendre une conductivité hydraulique plus élevée que le mode du mode de compactage dynamique.

CHAPITRE V. GELIFRACTION

Pour évaluer la gélivité des sols traités à la chaux, correspondant à l'endommagement provoqué par la succession de cycles de gel/dégel, des essais de gélifraction ont été réalisés selon la spécification technique européenne prCEN TS 13286-54, dont les dispositifs et la procédure ont été détaillés précédemment dans le chapitre II. L'objectif de l'essai est de déterminer le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel. Ce paramètre est appelé ci-après *RFT* (%) - « retained strength factor after freeze-thaw testing », et est calculé selon l'équation V.1, par le rapport entre la résistance à la compression simple moyenne de 2 éprouvettes ayant subi 10 cycles de gel/dégel ($R_{c,10}$) et la résistance à la compression simple moyenne de 2 éprouvettes témoins qui n'ont pas été soumises à ces sollicitations, mais conservées dans l'eau pendant ce temps ($R_{c,ref,10}$) :

$$\boldsymbol{RFT = \frac{R_{c,10}}{R_{c,ref,10}} \times 100}\ (\%) \qquad \textbf{\textit{(V. 1)}}$$

Les sols sont tout d'abord traités à différents dosages en chaux, et ensuite compactés statiquement selon la Norme NF P 98-230-2, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, à une teneur en eau du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal. Des éprouvettes de dimension *d*10cm x *h*10cm sont confectionnées en appliquant ce protocole. Elles sont conservées hermétiquement, à une température de 20°C jusqu'à la fin de la cure prévue : 7 jours, 28 jours, 90 jours ou 365 jours. Deux jours avant la fin de la cure, les éprouvettes sont immergées dans l'eau afin de les saturer. Ensuite, deux éprouvettes saturées sont placées dans l'armoire climatique afin d'y subir 10 cycles de gel/dégel, tandis que les deux autres restent immergées dans l'eau (éprouvettes témoins). La durée d'un cycle de gel/dégel est de 24 h. Pendant le cycle, la température au sein de l'éprouvette atteint la valeur maximale de 20±3 °C et la valeur minimale de -17,5±2,5 °C. Les résistances à la compression simple des éprouvettes ayant subi les cycles de gel/dégel et des éprouvettes témoins sont déterminées, ce qui permet la détermination du paramètre *RFT* (%) des éprouvettes de sol.

V.1. Coefficient de résistance des sols traités à la chaux après 10 cycles de gel/dégel

V.1.1. Sol A1 - limon peu plastique

Le Tableau V.1 donne les conditions initiales de compactage (ρ_d, *w*) des éprouvettes testées.

Tableau V. 1: Conditions de fabrication des éprouvettes du sol A1 traité pour les essais de gélifraction

Dosage en chaux	**Temps (jour)**	**Échantillon**	$\rho_{d\ visée}$ **(Mg/m^3)**	$w_{visée}$ **(%)**	ρ_d **(Mg/m^3)**	w **(%)**	$\frac{\rho_d}{\rho_{d,OPN}} \times 100\%$
1%CaO	7	cycles gel 1	1,66	20,2	1,67	20,0	95,57
		cycles gel 2			1,67	20,0	95,34
		ref 1			1,67	20,0	95,23
		ref 2			1,67	20,0	95,54
	28	cycles gel 1			1,67	19,3	95,43
		cycles gel 2			1,68	19,3	96,24
		ref 1			1,67	19,3	95,29
		ref 2			1,67	19,3	95,14
	90	cycles gel 1			1,69	19,1	96,48
		cycles gel 2			1,67	19,1	95,68
		ref 1			1,68	19,1	96,06
		ref 2			1,69	19,1	96,48
	365	cycles gel 1			1,67	19,7	95,64
		cycles gel 2			1,67	19,7	95,30
		ref 1			1,67	19,7	95,20
		ref 2			1,67	19,7	95,35
2%CaO	7	cycles gel 1	1,63	21,4	1,64	21,5	95,64
		cycles gel 2			1,63	21,5	95,05
		ref 1			1,64	21,5	95,43
		ref 2			1,64	21,5	95,21
	28	cycles gel 1			1,64	21,9	95,22
		cycles gel 2			1,64	21,9	95,53
		ref 1			1,64	21,9	95,64
		ref 2			1,64	21,9	95,56
	90	cycles gel 1			1,64	21,3	95,35
		cycles gel 2			1,64	21,3	95,21
		ref 1			1,65	21,3	95,66
		ref 2			1,64	21,3	95,54
	365	cycles gel 1			1,66	20,2	96,33
		cycles gel 2			1,65	20,2	95,88
		ref 1			1,65	20,2	95,66
		ref 2			1,66	20,2	96,74
4%CaO	7	cycles gel 1	1,62	22,4	1,65	20,9	97,08
		cycles gel 2			1,64	20,9	96,26
		ref 1			1,62	20,9	95,08
		ref 2			1,63	20,9	95,97
	28	cycles gel 1			1,62	23,3	95,23
		cycles gel 2			1,60	23,3	94,26
		ref 1			1,60	23,3	94,04
		ref 2			1,60	23,3	94,38
	90	cycles gel 1			1,63	21,8	96,12
		cycles gel 2			1,63	21,8	96,05
		ref 1			1,62	21,8	95,31
		ref 2			1,64	21,8	96,26
	365	cycles gel 1			1,64	21,8	96,38
		cycles gel 2			1,63	21,8	95,66
		ref 1			1,62	21,8	95,27
		ref 2			1,63	21,8	95,73

Les résultats de l'essai de gélifraction du sol A1 traité à différents dosages en chaux sont présentés sur la Figure V.1 et au Tableau V.2.

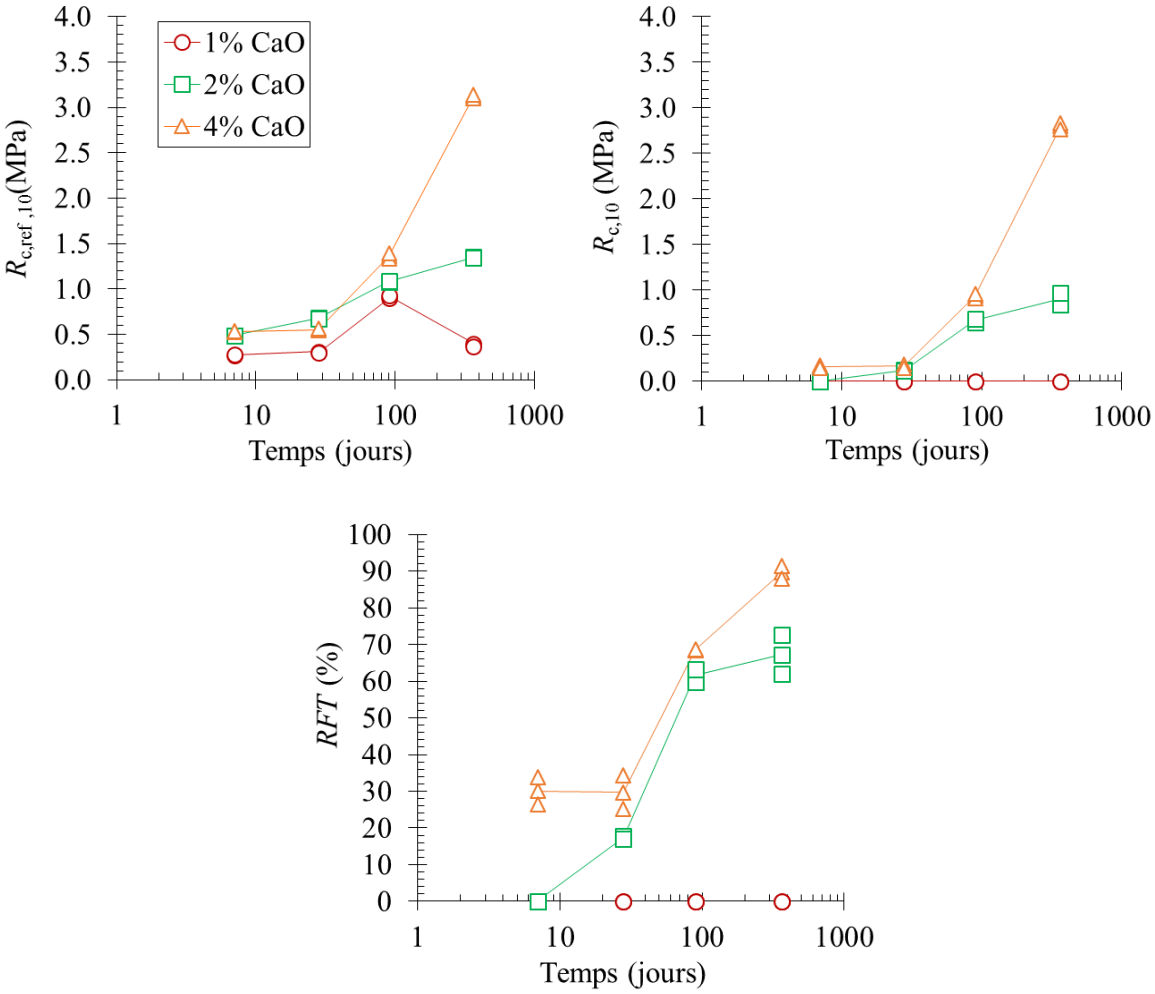


Figure V. 1: Evolution de la résistance à la compression simple des échantillons témoins ($R_{c,ref,10}$), résistance à la compression simple des échantillons soumis aux cycles de gel-dégel ($R_{c,10}$), coefficient de résistance du sol A1 traité après 10 cycles de gel/dégel

Tableau V. 2: Résultats des $R_{c,ref,10}$, $R_{c,10}$ et RFT du sol A1 traité

Dosage (%)	**Temps (jour)**	**$R_{c,réf,10}$ (MPa)**			**$R_{c,10}$ (MPa)**			***RFT* (%)**		
		$R_{c,ref,10}$ 1	**$R_{c,ref,10}$ 2**	**$R_{c,ref,10}$ moy.**	**$R_{c,10}$ 1**	**$R_{c,10}$ 2**	**$R_{c,10}$ moy.**	***RFT* 1**	***RFT* 2**	***RFT* moy.**
1	7	0,27	0,27	0,27	0,00	0,00	0,00	0	0	0
1	28	0,31	0,31	0,31	0,00	0,00	0,00	0	0	0
1	90	0,90	0,90	0,90	0,00	0,00	0,00	0	0	0
1	365	0,40	0,40	0,40	0,00	0,00	0,00	0	0	0
2	7	0,49	0,49	0,49	0,00	0,00	0,00	0	0	0
2	28	0,68	0,68	0,68	0,12	0,11	0,12	18	17	17
2	90	1,08	1,08	1,08	0,64	0,69	0,66	60	63	62
2	365	1,36	1,36	1,36	0,84	0,97	0,91	62	73	67
4	7	0,53	0,53	0,53	0,18	0,14	0,16	34	26	30
4	28	0,55	0,55	0,55	0,19	0,14	0,16	34	25	30
4	90	1,33	1,33	1,33	0,91	0,96	0,93	68	69	68
4	365	3,10	3,10	3,10	2,83	2,77	2,80	91	88	90

Au dosage en chaux minimal (1% CaO) qui correspond à l'objectif d'amélioration, la résistance à la compression simple des éprouvettes témoins restent stables au cours du temps ($R_{c,ref}$ varie de 0,27 à 0,9 MPa). En revanche, les cycles de gel/dégel ont provoqué un endommagement des éprouvettes (Figure V.2), de telle manière que le coefficient *RFT* est évalué à 0, et ce quel que soit le temps de cure.

Au dosages en chaux plus élevés que le *PFC* (2% CaO et 4% CaO), qui correspondent aux objectifs de stabilisation, les résistances des échantillons de référence ($R_{c,ref,10}$), la résistance des éprouvettes soumises à 10 cycles de gel/dégel ($R_{c,10}$) et le coefficient de résistance des sols après 10 cycles de gel/dégel (*RFT)* augmentent avec le temps de cure et avec le dosage en chaux. Pour le sol traité à 2% CaO, à 7 jours de cure, $R_{c,ref,10}$ = 0,49 MPa et *RFT* = 0 %, l'éprouvette du sol A1 traité est détruite après 10 cycles de gel/dégel et son coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel est nulle. A partir de 28 jours de cure, quand $R_{c,ref,10}$ atteint 0,68 MPa, le sol traité à 2% CaO n'est pas détruit totalement : $R_{c,10}$ = 0,12 MPa et *RFT* = 17%. On observe, sur la surface de l'éprouvette, des fissures de forme de cercles concentriques (Figure V.2). A partir de 90 jours, quand $R_{c,ref,10}$ = 1,08 MPa et *RFT* = 62%, il n'y a visuellement plus de fissures sur les surfaces des éprouvettes. Pour le sol traité à 4% CaO, des fissures concentriques sont observées sur les surfaces des éprouvettes du sol traité à 7 et 28 jours de cure, dont les $R_{c,ref,10}$ sont respectivement égales à 0,53 MPa et 0,55 MPa et les *RFT* atteignent 30%. Comme dans le cas du sol traité à 2% CaO, ces fissures sont disparues lorsque la durée de cure est prolongée jusqu'à 90 jours ($R_{c,ref,10}$ = 1,33 MPa et *RFT* = 68%).

L'ensemble de ces résultats montre que plus la résistance à la compression simple des sols témoins est élevée (la conséquence à moyen et long terme du traitement), plus le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, *RFT* est élevée. Pourtant, $R_{c,ref,10}$ n'est pas le seul facteur influençant sur l'endommagement par la succession des cycles de gel/dégel (*RFT*) ; il y a lieu de prendre en compte également l'effet du gel (en terme de $R_{c,10}$). $R_{c,10}$ est déterminée par la sensibilité au gel du sol. C'est la raison pour laquelle, dans quelques cas on observe que le sol traité qui montre un niveau de résistance de référence élevé a une *RFT* faible (le sol traité à 1% CaO à 90 jours, $R_{c,ref,10}$ = 0,9 MPa, *RFT* = 0%, tandis que le sol traité à 4% CaO à 7 jours, $R_{c,ref,10}$ = 0,53 MPa, *RFT* = 30%). Le mécanisme du phénomène de gélifraction va être analysé de manière plus approfondie dans la discussion.

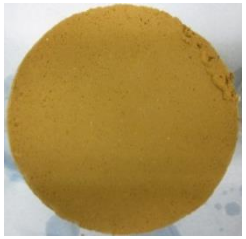
Dosage	7 jours	28 jours	90 jours	365 jours
1%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%
2%	*RFT* = 0%	*RFT* = 17%	 ***RFT* = 62%**	***RFT* = 67%**
4%	*RFT* = 30%	*RFT* = 30%	***RFT* = 68%**	***RFT* = 90%**

Figure V. 2: Photos des éprouvettes du sol A1 traité après 10 cycles de gel/dégel. Les durées mentionnées correspondent aux cures (x jours hermétiquement et 2 jours dans l'eau)

V.1.2. Sol A2 – argile limoneuse

Les conditions initiales de compactage (ρ_d, w) des éprouvettes du sol A2 traité sont présentées dans le Tableau V.3.

Tableau V. 3: Conditions de fabrication des éprouvettes du sol A2 traité pour les essais de gélifraction

Dosage en chaux (%)	**Temps (jour)**	**Échantillon**	**ρ_d visée (Mg/m³)**	**$w$visée (%)**	**ρ_d (Mg/m³)**	**w (%)**	**$\frac{\rho_d}{\rho_{d,OPN}} \times 100$ (%)**
1,5	7	cycles gel 1	1,56	24,5	1,55	24,71	94,81
		cycles gel 2			1,56	24,71	94,87
		ref 1			1,56	24,71	95,16
		ref 2			1,57	24,71	95,68
	28	cycles gel 1			1,57	24,23	95,58
		cycles gel 2			1,58	24,23	96,04
		ref 1			1,57	24,23	95,62
		ref 2			1,56	24,23	95,06
	90	cycles gel 1			1,55	24,71	94,81
		cycles gel 2			1,56	24,71	94,87
		ref 1			1,56	24,71	95,16
		ref 2			1,57	24,71	95,68
	365	cycles gel 1			1,56	24,05	95,06
		cycles gel 2			1,57	24,05	95,50
		ref 1			1,56	24,05	95,19
		ref 2			1,57	24,05	95,50
3	7	cycles gel 1	1,54	25,5	1,53	26,09	94,36
		cycles gel 2			1,53	26,09	94,29
		ref 1			1,52	26,09	93,82
		ref 2			1,52	26,09	93,67
	28	cycles gel 1			1,51	26,41	93,32
		cycles gel 2			1,51	26,41	93,46
		ref 1			1,52	26,41	93,70
		ref 2			1,51	26,41	93,44
	90	cycles gel 1			1,53	25,00	94,61
		cycles gel 2			1,53	25,00	94,55
		ref 1			1,55	25,00	95,48
		ref 2			1,55	25,00	95,48
	365	cycles gel 1			1,54	25,55	95,16
		cycles gel 2			1,53	25,55	94,58
		ref 1			1,54	25,55	95,09
		ref 2			1,54	25,55	95,05
5	7	cycles gel 1	1,48	27,0	1,47	28,76	94,33
		cycles gel 2			1,48	28,76	94,61
		ref 1			1,48	28,76	95,05
		ref 2			1,48	28,76	94,74
	28	cycles gel 1			1,47	29,02	94,08
		cycles gel 2			1,48	29,02	94,65
		ref 1			1,47	29,02	94,43
		ref 2			1,48	29,02	94,63
	90	cycles gel 1			1,50	26,67	96,26
		cycles gel 2			1,50	26,67	96,24
		ref 1			1,51	26,67	96,69
		ref 2			1,50	26,67	96,00
	365	cycles gel 1			1,48	26,31	94,94
		cycles gel 2			1,52	26,31	97,50
		ref 1			1,51	26,31	96,50
		ref 2			1,50	26,31	96,22

Les résultats de l'essai de gélifraction du sol A2 traité à différents dosages en chaux sont présentés sur la Figure V.3 et au Tableau V.4.

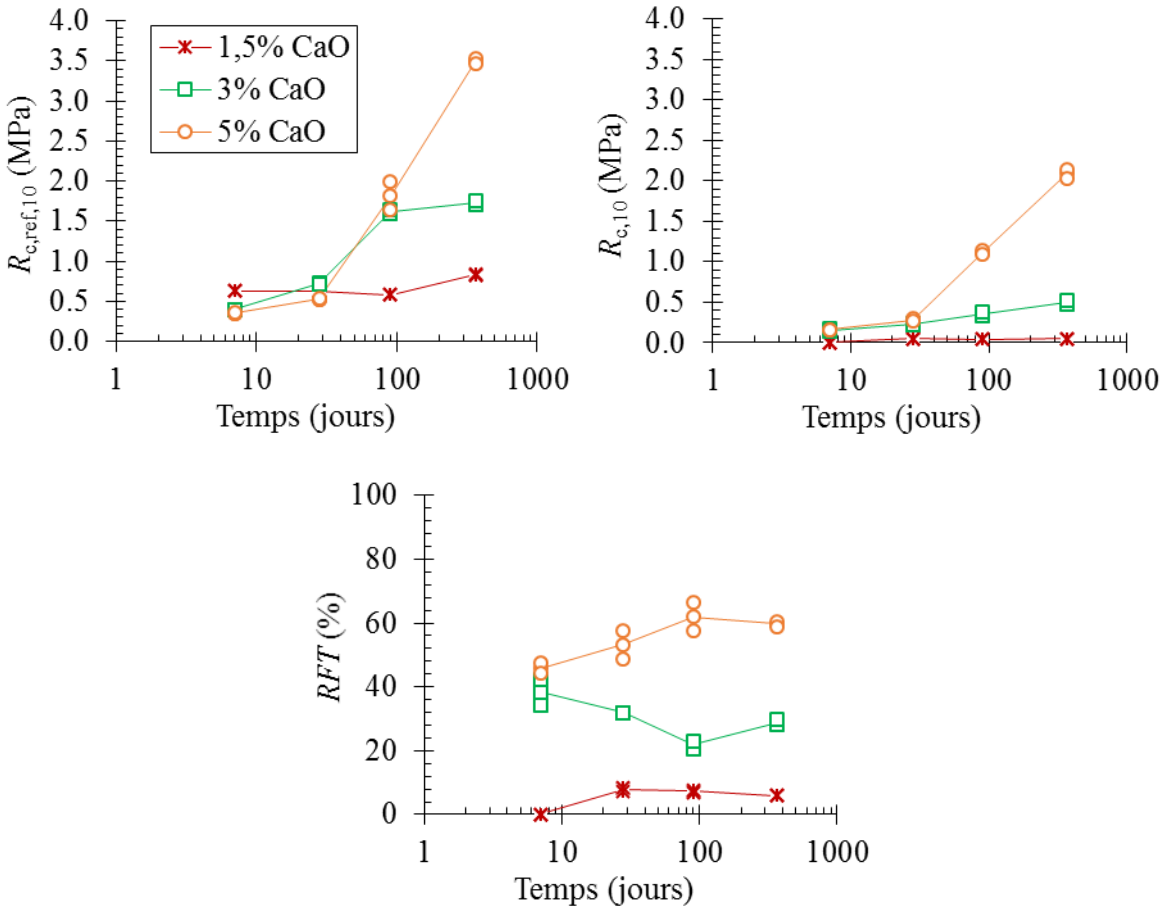


Figure V. 3: Evolution de la résistance à la compression simple des échantillons témoins ($R_{c,ref,10}$), résistance à la compression simple des échantillons soumis aux cycles de gel-dégel ($R_{c,10}$), coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, sol A2 traité

Tableau V. 4: Résultats des $R_{c,ref,10}$, $R_{c,10}$ et RFT des éprouvettes du sol A2 traité

Dosage (%)	**Temps (jour)**	$R_{c,ref,10}$ **(MPa)**			$R_{c,10}$ **(MPa)**			***RFT* (%)**		
		$R_{c,ref,10}$ **1**	$R_{c,ref,10}$ **2**	$R_{c,ref,10}$ **moy.**	$R_{c,10}$ **1**	$R_{c,10}$ **2**	$R_{c,10}$ **moy.**	***RFT 1***	***RFT 2***	***RFT moy.***
1,5	7	0,63	0,63	0,63	0,00	0,00	0,00	0	0	0
1,5	28	0,63	0,63	0,63	0,05	0,05	0,05	7	8	8
1,5	90	0,58	0,58	0,58	0,05	0,04	0,04	8	7	7
1,5	365	0,82	0,82	0,82	0,05	0,05	0,05	6	6	6
3	7	0,40	0,40	0,40	0,17	0,14	0,15	42	34	38
3	28	0,73	0,73	0,73	0,23	0,23	0,23	32	32	32
3	90	1,59	1,59	1,59	0,33	0,38	0,35	21	23	22
3	365	1,71	1,71	1,71	0,48	0,52	0,50	28	30	29
5	7	0,35	0,35	0,35	0,17	0,16	0,16	47	44	46
5	28	0,52	0,52	0,52	0,30	0,26	0,28	58	49	53
5	90	1,99	1,99	1,99	1,15	1,09	1,12	58	66	62
5	365	3,53	3,53	3,53	2,13	2,04	2,09	60	59	60

Les résistances à la compression simple des éprouvettes témoins ($R_{c,ref,10}$), et les coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel (*RFT)* pour le sol A2 traité à 1,5% CaO (objectif d'amélioration) sont faibles et n'évoluent pas beaucoup au cours de la cure. A 7 jours de cure, l'échantillon de sol traité est détruit après 10 cycles de gel/dégel, en conséquence *RFT* = 0%. A partir de 28 jours de cure, *RFT* reste stable (6% à 8%), et les surfaces des éprouvettes s'effritent (Figure V.4).

Au dosage en chaux de 3% CaO (objectif de stabilisation), la résistance à la compression simple des échantillons témoins ($R_{c,ref,10}$) se développe (de 0,4 MPa à 7 jours à 1,71 MPa à 365 jours) ; cependant, leurs valeurs *RFT* diminuent légèrement avec le temps de cure (de 38% à 7 jours à 29% à 365 jours). L'effet du gel semble contrebalancer l'effet de stabilisation mécanique dans ce cas. Sur la Figure V.4, les surfaces des éprouvettes de 7, 28, 90 jours de cure ne sont pas dégradées mais les éprouvettes « se ramollissent » après avoir subi les cycles de gel/dégel. Quelques fissures sont observées sur la surface de l'éprouvette conservée pendant 365 jours.

Au dosage en chaux le plus élevé, 5% CaO, les valeurs de $R_{c,ref,10}$ croissent nettement avec le temps de cure, de 0,35 MPa à 7 jours à 3,53 MPa à 365 jours. Dans le même temps, le critère *RFT* évolue positivement, de 46% à 7 jours de cure à 62% à 90 jours, et ensuite se stabilise à partir de 90 jours avec *RFT* = 60% à 365 jours. Les éprouvettes de 7, 28 jours perdent leur rigidité. A partir de 90 jours, quand *RFT* > 60%, il n'y a plus de dégradation visible sur les surfaces des éprouvettes.

Le temps de cure semble ne pas avoir d'effet prépondérant sur les *RFT* du sol A2 traité. Le sol traité au dosage en chaux le plus élevé présente des valeurs les plus élevées de *RFT* : *RFT* est environ 10% pour le sol traité à 1,5% CaO, 40% pour le sol traité à 3% CaO, et 60% pour le sol traité à 5% CaO.

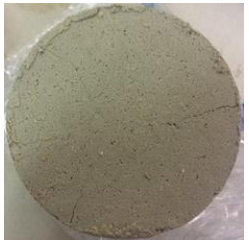
Dosage	7 jours	28 jours	90 jours	365 jours
1,5%	*RFT* = 0%	*RFT* = 8%	*RFT* = 7%	*RFT* = 6%
3%	*RFT* = 38%	*RFT* = 32%	*RFT* = 22%	 *RFT* = 29%
5%	*RFT* = 46%	*RFT* = 53%	***RFT* = 62%**	***RFT* = 60%**

Figure V. 4: Photos des éprouvettes du sol A2 traité après 10 cycles de gel/dégel. Les durées mentionnées correspondent aux cures (x jours hermétiquement et 2 jours dans l'eau)

V.1.3. Sol A3 - argile très plastique

Dans le Tableau V.5, on présente les conditions initiales de compactage (ρ_d, w) des éprouvettes de sol.

Tableau V. 5: Conditions de fabrication des éprouvettes du sol A3 traité pour les essais de gélifraction

Dosage en chaux (%)	**Temps (jour)**	**Échantillon**	**$\rho_{d\ visée}$ (Mg/m^3)**	**$w_{visée}$ (%)**	**ρ_d (Mg/m^3)**	**w (%)**	**$\frac{\rho_d}{\rho_{d,OPN}} \times 100\%$**
2	7	cycles gel 1	1,36	31,5	1,40	27,14	97,90
		cycles gel 2			1,39	27,14	97,20
		ref 1			1,40	27,14	97,90
		ref 2			1,39	27,14	97,20
	28	cycles gel 1			1,40	26,73	97,90
		cycles gel 2			1,39	26,73	97,20
		ref 1			1,39	26,73	97,20
		ref 2			1,40	26,73	97,90
	90	cycles gel 1			1,38	32,21	96,50
		cycles gel 2			1,38	32,21	96,50
		ref 1			1,38	32,21	96,50
		ref 2			1,38	32,21	96,50
	365	cycles gel 1			1,40	26,73	97,90
		cycles gel 2			1,39	26,73	97,20
		ref 1			1,39	26,73	97,20
		ref 2			1,40	26,73	97,90
4	7	cycles gel 1	1,31	35,1	1,31	35,79	95,29
		cycles gel 2			1,31	35,79	95,29
		ref 1			1,32	35,79	95,44
		ref 2			1,32	35,79	95,76
	28	cycles gel 1			1,30	35,79	94,48
		cycles gel 2			1,31	35,79	95,21
		ref 1			1,31	35,79	94,61
		ref 2			1,31	35,79	94,98
	90	cycles gel 1			1,34	35,07	96,83
		cycles gel 2			1,33	35,07	96,47
		ref 1			1,34	35,07	96,85
		ref 2			1,34	35,07	96,84
	365	cycles gel 1			1,31	34,61	94,85
		cycles gel 2			1,32	34,61	95,61
		ref 1			1,30	34,61	94,18
		ref 2			1,31	34,61	95,15
7	7	cycles gel 1	1,25	42	1,26	37,81	95,83
		cycles gel 2			1,27	37,81	95,99
		ref 1			1,27	37,81	96,17
		ref 2			1,28	37,81	96,78
	28	cycles gel 1			1,26	37,72	95,83
		cycles gel 2			1,26	37,72	95,33
		ref 1			1,26	37,72	95,25
		ref 2			1,26	37,72	95,38
	90	cycles gel 1			1,26	37,72	95,48
		cycles gel 2			1,26	37,72	95,30
		ref 1			1,26	37,72	95,51
		ref 2			1,26	37,72	95,32
	365	cycles gel 1			1,27	37,32	96,08
		cycles gel 2			1,26	37,32	95,78
		ref 1			1,27	37,32	96,14
		ref 2			1,27	37,32	96,36

Les résultats de l'essai de gélifraction du sol A3 traité à différents dosages en chaux sont présentés sur la Figures V.5 et au Tableau V.6.

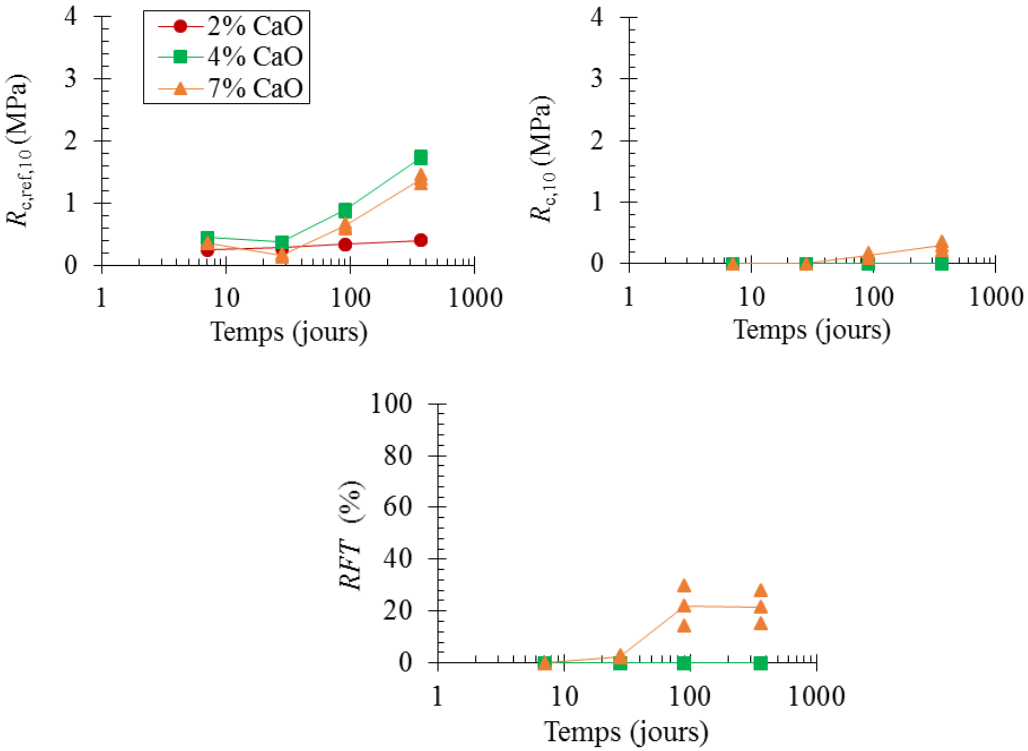


Figure V. 5: Evolution de la résistance à la compression simple des échantillons témoins ($R_{c,ref,10}$), résistance à la compression simple des échantillons soumis aux cycles de gel/dégel ($R_{c,10}$), coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, sol A3 traité

Tableau V. 6: Résultats des $R_{c,ref,10}$, $R_{c,10}$ et RFT du sol A3 traité

Dosage (%)	**Temps de cure (jour)**	**$R_{c,ref,10}$ (MPa)**			**$R_{c,10}$ (MPa)**			***RFT* (%)**		
		$R_{c,ref,10}$ 1	**$R_{c,ref,10}$ 2**	**$R_{c,ref,10}$ moy.**	**$R_{c,10}$ 1**	**$R_{c,10}$ 2**	**$R_{c,10}$ moy.**	***RFT* 1**	***RFT* 2**	***RFT* moy.**
2	7	0,24	0,27	0,26	0,000	0,000	0,000	0	0	0
2	28	0,26	0,32	0,29	0,000	0,000	0,000	0	0	0
2	90	0,33	0,33	0,33	0,000	0,000	0,000	0	0	0
2	365	0,4	0,4	0,40	0,000	0,000	0,000	0	0	0
4	7	0,44	0,44	0,44	0,000	0,000	0,000	0	0	0
4	28	0,37	0,37	0,37	0,000	0,000	0,000	0	0	0
4	90	0,9	0,86	0,88	0,000	0,000	0,000	0	0	0
4	365	1,71	1,75	1,73	0,000	0,000	0,000	0	0	0
7	7	0,35	0,36	0,36	0,000	0,000	0,000	0	0	0
7	28	0,13	0,19	0,16	0,004	0,004	0,004	3	2	2
7	90	0,59	0,67	0,63	0,176	0,095	0,136	30	14	22
7	365	1,46	1,31	1,39	0,222	0,366	0,294	15	28	22

Les éprouvettes du sol A3 traité à 2% CaO présentent des $R_{c,ref,10}$ très faibles et n'évoluent pas au cours du temps : $R_{c,ref,10}$ = 0,26 – 0,40 MPa. Après avoir subi 10 cycles de gel/dégel, les éprouvettes du sol traité sont détruites et perdent totalement leurs résistances : *RFT* = 0%.

Au dosage en chaux de 4%, les $R_{c,ref,10}$ augmentent lentement au cours du temps : $R_{c,ref,10}$ = 1,73 MPa à 365 jours de cure. Les éprouvettes à 4% CaO sont détruites après 10 cycles de gel/dégel pour tous les temps de cure : $R_{c,10}$, et *RFT* = 0%. La Figure V.6 montre qu'après 10 cycles de gel/dégel, les grains de sol se dispersent et perdent la cohésion établie. Rappelons-nous le problème pour le sol A3 traité à la chaux, qui a été discuté dans le chapitre IV : il est difficile pour atteindre un traitement correct, donc ses performances mécaniques évoluent très lentement avec le temps de cure. Après le compactage, l'éprouvette de sol est constituée par des agrégats de grande taille se dispersant et créant des macropores entre les agrégats, avec plusieurs nodules de chaux n'étant pas en contact intime avec les agrégats mais concentrant de façon hétérogène dans le mélange.

Les performances mécaniques du sol A3 traité à 7% se développent lentement avec le temps de cure : $R_{c,ref,10}$ = 1,39 MPa à 365 jours. Leurs *RFT* augmentent de façon très modeste: de 0% à 7 jours de cure à 20% à 365 jours. A 7 jours, *RFT* = 0%, l'éprouvette de sol traité est détruite totalement après 10 cycles de gel/dégel. A 28 jours, *RFT* = 2%, l'éprouvette est dégradée intensivement : les grains de sol sont dispersés et perdent leurs liaisons. Des fissures sont observées sur la surface de l'éprouvette à 90 jours de cure (*RFT* = 22%).

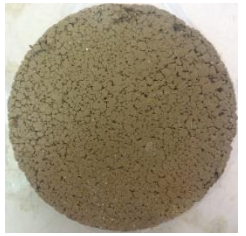
Dosage	7 jours	28 jours	90 jours	365 jours
2%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%
4%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%	*RFT* = 0%
7%	*RFT* = 0%	*RFT* = 2%	*RFT* = 22%	 *RFT* = 22%

Figure V. 6 : Photos des éprouvettes du sol A3 traité après 10 cycles de gel/dégel. Les durées mentionnées correspondent aux cures (x jours hermétiquement et 2 jours dans l'eau)

V.1.4. Effets du traitement sur la gélivité des sols

Par les essais de gélifraction présentés précédemment, on a montré que la résistance à la compression simple de l'éprouvette de référence (qui ne subit pas des cycles de gel/dégel), $R_{c,ref,10}$ est influencée par les modalités du traitement (la nature du sol, le dosage en chaux, le temps de cure). Pour évaluer l'effet du traitement sur la gélivité des sols, des relations entre *RFT* et $R_{c,ref,10}$ sont établies sur la Figure V.7 pour les sols A1, A2, A3 traités.

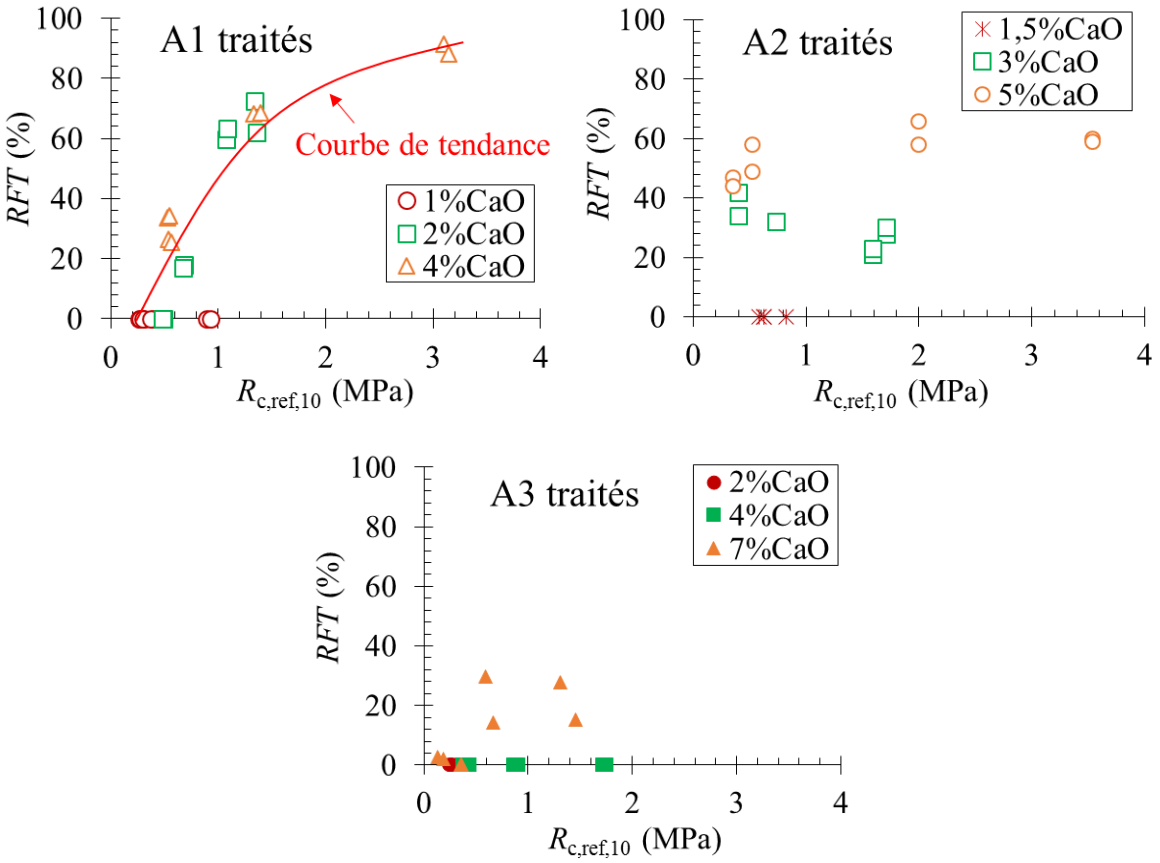


Figure V. 7 : Relation entre RFT et $R_{c,ref,10}$ pour les sols A1, A2, A3 traités

Pour le sol A1 traité, *RFT* augmente (ou la gélivité diminue) avec l'augmentation de $R_{c,ref,10}$: à 2% CaO et 4% CaO, on a la même courbe de tendance qui lie *RFT* à $R_{c,ref,10}$. Ces deux paramètres croissent avec le dosage en chaux et avec le temps de cure. Les études disponibles dans la littérature ont montré aussi que plus la résistance à la compression simple est élevée, plus la gélivité est faible (Su, 2012 ; PCA, 1992 ; Rosa, 2006 ; Little, 1995 ; Thompson et Dempsey, 1969 ; Thompson, 1970). Pour les sols A2 et A3 traités, il n'y a pas une tendance claire entre *RFT* et $R_{c,ref,10}$. Pour le sol A2 traité, *RFT* augmente avec le dosage en chaux, pourtant qu'il semble stable avec l'augmentation de $R_{c,ref,10}$. Les *RFT* et $R_{c,ref,10}$ du sol A3 traité augmentent de façon très modeste pour les raisons évoquées précédemment. Il a uniquement été possible de déterminer les *RFT* de l'éprouvette A3+7% CaO : *RFT* semble stable avec la croissance de $R_{c,ref,10}$. Les observations sur les sols A2 et A3 traités sont

expliquées par la compensation de l'effet de gel via l'augmentation de $R_{c,ref,10}$ due au effet du traitement. Lorsqu'on applique un cycle de gel/dégel sur le sol, pendant le gel, le front de gel pénètre dans le sol et provoque deux mécanismes de gélifraction: premièrement, le retrait des particules argileuses dû au gel se produit (Chamberlain et Gow, 1979 ; Konrad et Samson, 2000), qui provoque des fissures de dessiccation (Figure I.28, chapitre I) ; deuxièmement, dans les sols gélifs, la migration de l'eau de la partie non-gelée vers le front de gel amène la création des lentilles de glace (Figure I.23, chapitre I). Ces lentilles de glace sont à l'origine du gonflement au gel, qui conduit à des pressions de gonflement internes dégradant la microstructure du sol après les cycles de gel/dégel (Su, 2012 ; Rosa, 2006). Ce phénomène de gonflement au gel est plus marqué dans un système d'essai ouvert (quand l'éprouvette de sol est en contact avec une source d'eau) que dans un système fermé (pas de source d'eau) (Rosa, 2006). Le phénomène de gel dans le sol est le sujet principal étudié dans le chapitre VI. A cause de ces deux mécanismes, les sols perdent leur résistance après plusieurs cycles de gel/dégel. Le sol traité devrait avoir une résistance initiale suffisamment élevée avant l'action du premier cycle pour résister à cet endommagement (Little, 1995).

V.2. Effet du nombre de cycles de gel/dégel

Plusieurs études de la durabilité des sols au gel/dégel ont montré que la résistance à la compression simple diminue avec le nombre de cycles (Rosa, 2006 ; Su, 2012 ; Arora et Aydilek, 2005 ; Chen et al., 2010 ; Dempsey et Thompson, 1973 ; Solanki, 2012). Dans le cadre de cette étude, des essais ont été réalisés en faisant varier le nombre de cycles (0, 1, 3, 5, 7, 8, 10 cycles) sur le sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours. Les conditions de compactage sont: compactage statique selon la Norme NF P 98-230-2, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, à la teneur en eau du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal, avec des dimensions de l'éprouvette d100h100. Les résistances à la compression simple des éprouvettes de référence, $R_{c,ref,N}$; les résistance à la compression simple des éprouvettes ayant subi N cycles, $R_{c,N}$ et les coefficients de résistance après N cycles, RFT_N sont présentés surs la Figure V.8 et au Tableau V.7.

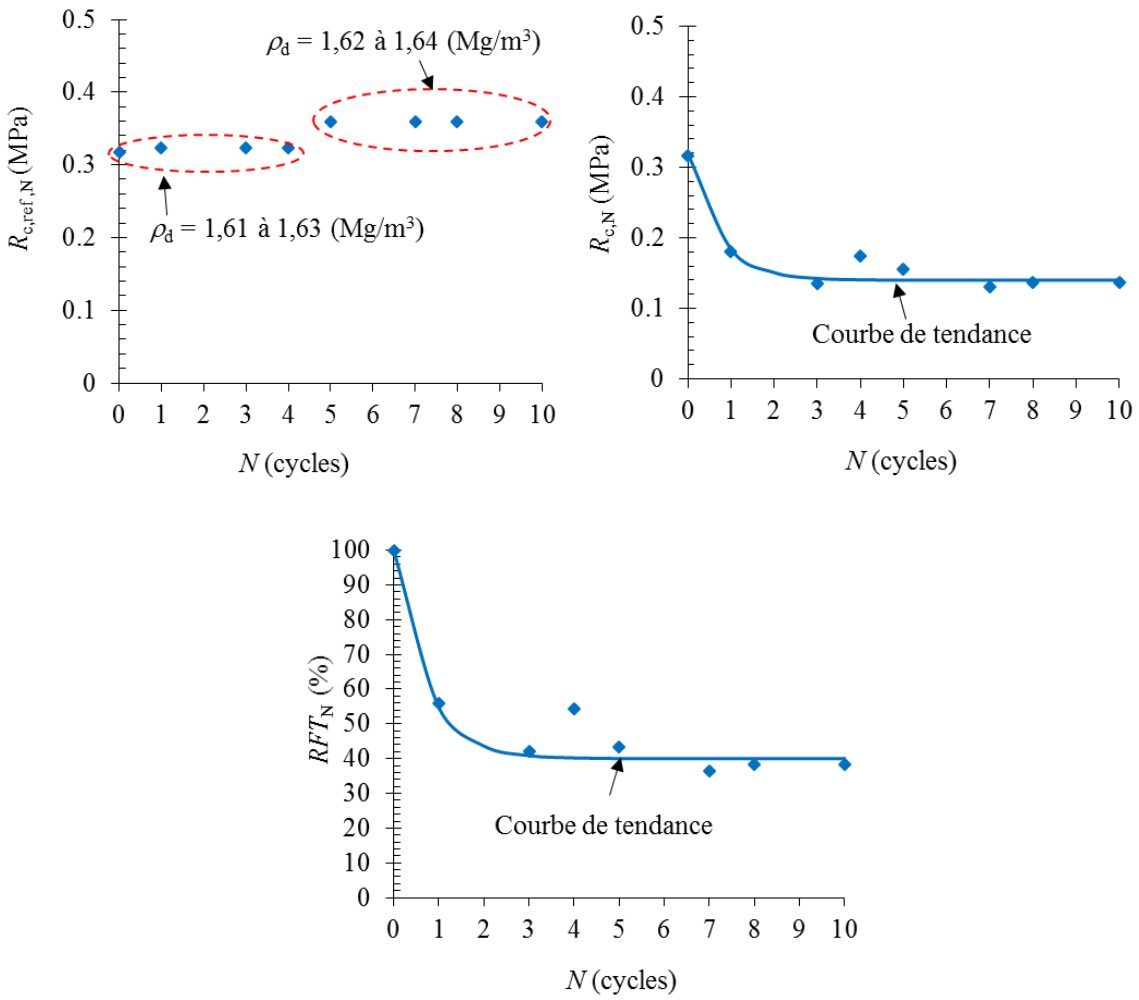


Figure V. 8: Résistance à la compression des éprouvettes de référence, $R_{c,ref,N}$, résistance à la compression simple des éprouvettes ayant subi N cycles de gel/dégel, $R_{c,N}$, coefficients de résistance après N cycles de gel/dégel, RFT, pour le sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours

Tableau V. 7: Résultats des essais à différents cycles de gel/dégel

***N* (cycles)**	**Eprouvettes de référence**			**Eprouvettes ayant subi N cycles**			***RFT_N* (%)**
	***w* (%)**	**ρ_d (Mg/m³)**	**$R_{c,ref,N}$ (MPa)**	***w* (%)**	**ρ_d (Mg/m³)**	**$R_{c,N}$ (MPa)**	
0	21,4	1,63	0,32	21,4	1,63	0,32	100
1	21,4	1,61	0,32	21,4	1,62	0,18	56
3	21,4	1,61	0,32	21,4	1,64	0,14	42
4	21,4	1,61	0,32	21,4	1,63	0,17	54
5	21,4	1,62	0,36	21,4	1,62	0,16	43
7	21,4	1,62	0,36	21,4	1,62	0,13	36
8	21,4	1,62	0,36	21,4	1,62	0,14	38
10	21,4	1,62	0,36	21,4	1,62	0,14	38

RFT_N est calculé selon l'équation V.2 :

$$\boldsymbol{RFT_N(\%) = \frac{R_{c,N}}{R_{c,ref,N}} \times 100\%} \qquad \textbf{(V. 2)}$$

Dans cette étude le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel de l'éprouvette est défini par *RFT* (au lieu de RFT_{10}).

Sur la Figure V.8, les valeurs de $R_{c,ref,N}$ des éprouvettes correspondant à N = 1 à 4, sont un peu plus petites que celles des éprouvettes correspondant à N = 5 à 10. Cette observation est expliquée par la différence de la densité de masse sèche initiale : les éprouvettes de N = 1 à 4 ont des valeurs de ρ_d plus basses (1,61 à 1,63 Mg/m^3) que celles des éprouvettes de N = 5 à 10 (1,62 à 1,64 Mg/m^3). Ceci confirme l'importance du niveau de compactage dans le développement des performances mécaniques. Les résultats sur la Figure V.8 montre une même tendance de décroissance que ceux de $R_{c,N}$ et RFT_N. $R_{c,N}$ et RFT_N décroissent de façon importante dès l'application du premier cycle de gel/dégel. Par la suite, leur diminution est moins importante. Ce phénomène a été observé également dans de nombreuses études de la gélivité des sols (Su, 2012 ; Simonsen et al., 2002 ; Rosa, 2006, Solanki, 2012). Solanki (2012) a effectué des essais des cycles de gel/dégel sur différents sols traités à la chaux hydratée, suivant la norme ASTM D 560 avec un système ouvert (voir chapitre I). Ses résultats (Figure V.9) montrent que pour les sols non-traités, les résistances à la compression simple sont presque réduites à néant après le premier cycle de gel/dégel. Les sols non-traités ne peuvent supporter qu'un seul cycle de gel/dégel. La résistance à la compression simple des sols traités diminue fortement après les premiers cycles : les diminutions sont successivement de 32%, 40%, 73% après 1 cycle de gel/dégel pour les sols Port, Kingfisher et Dennis traités à 6% $Ca(OH)_2$. A partir de 8 cycles de gel/dégel, le niveau de résistance s'est stabilisé.

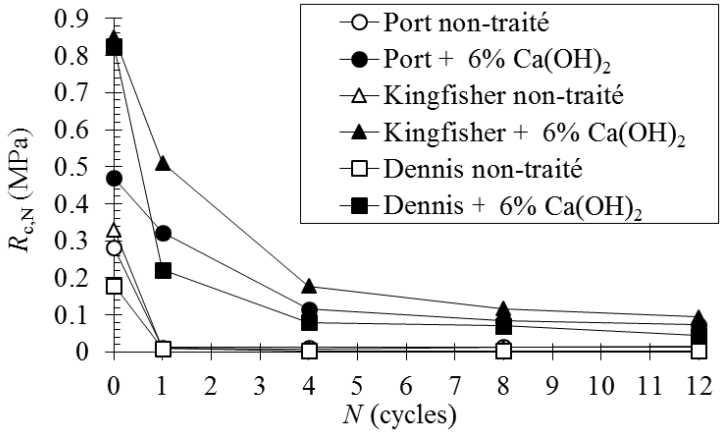


Figure V. 9: Evolutions des résistances à la compression simple avec le cycle de gel/dégel pour différents sols non-traités et traités avec 6% de chaux hydratée : Port – argile sablo-limoneuse, Kingfisher – argile maigre, Dennis – argile grasse (Solanki, 2012)

Su (2012) a fait des essais identiques à ceux de Solanki sur les différents sols, traités avec différents types d'additifs (ciment, cendres volantes, chaux). Il a conclu que plus la résistance initiale est élevée, plus la diminution de la résistance après le premier cycle est faible. Les diminutions de $R_{c,N}$ et de RFT_N sont liées directement à la dégradation de la microstructure du sol (Liu et al., 2010) : lors de l'application d'un cycle de gel/dégel, la structure initiale du sol est dégradée et donc réorganisée jusqu'au moment où elle atteint le nouvel état d'équilibre. Le lien entre la dégradation de la microstructure et la perte de la résistance à la compression simple du sol est étudié dans le présent travail, à l'aide de la technique de µ-Tomo X et présenté dans la partie V.3.

V.3. Dégradation de la microstructure des sols par des cycles de gel/dégel

La microtomographie (µ-tomo X) est une technique non-destructive qui permet d'étudier la structure interne d'une éprouvette de sol. Elle est appliquée en parallèle à des essais mécaniques qui déterminent la résistance à la compression simple des éprouvettes de sol ayant subi des cycles de gel/dégel. Pour ce faire, deux séries d'éprouvettes destinées à subir des cycles de gel/dégel sont préparées : une première série pour la réalisation des essais de compression simple après des cycles, et la seconde pour la réalisation des essais de µ-Tomo X. Après les cycles de gel/dégel, les éprouvettes sont conservées et envoyées au laboratoire 3SR de Grenoble pour les essais de µ-Tomo X. La technique de l'essai est détaillée dans le chapitre II.

V.3.1. Observation des endommagements

Les conditions initiales des éprouvettes (masse volumique sèche et teneur en eau) sont données dans le Tableau V.8. La Figure V.10 présente les photos des éprouvettes après les cycles de gel/dégel.

Tableau V. 8: Conditions initiales des éprouvettes

Cycles	ρ_d (Mg/m^3)	*w* (%)
0	1,64	21,4
1	1,62	21,4
3	1,59	21,4
5	1,62	21,4
8	1,63	21,4
10	1,63	21,4

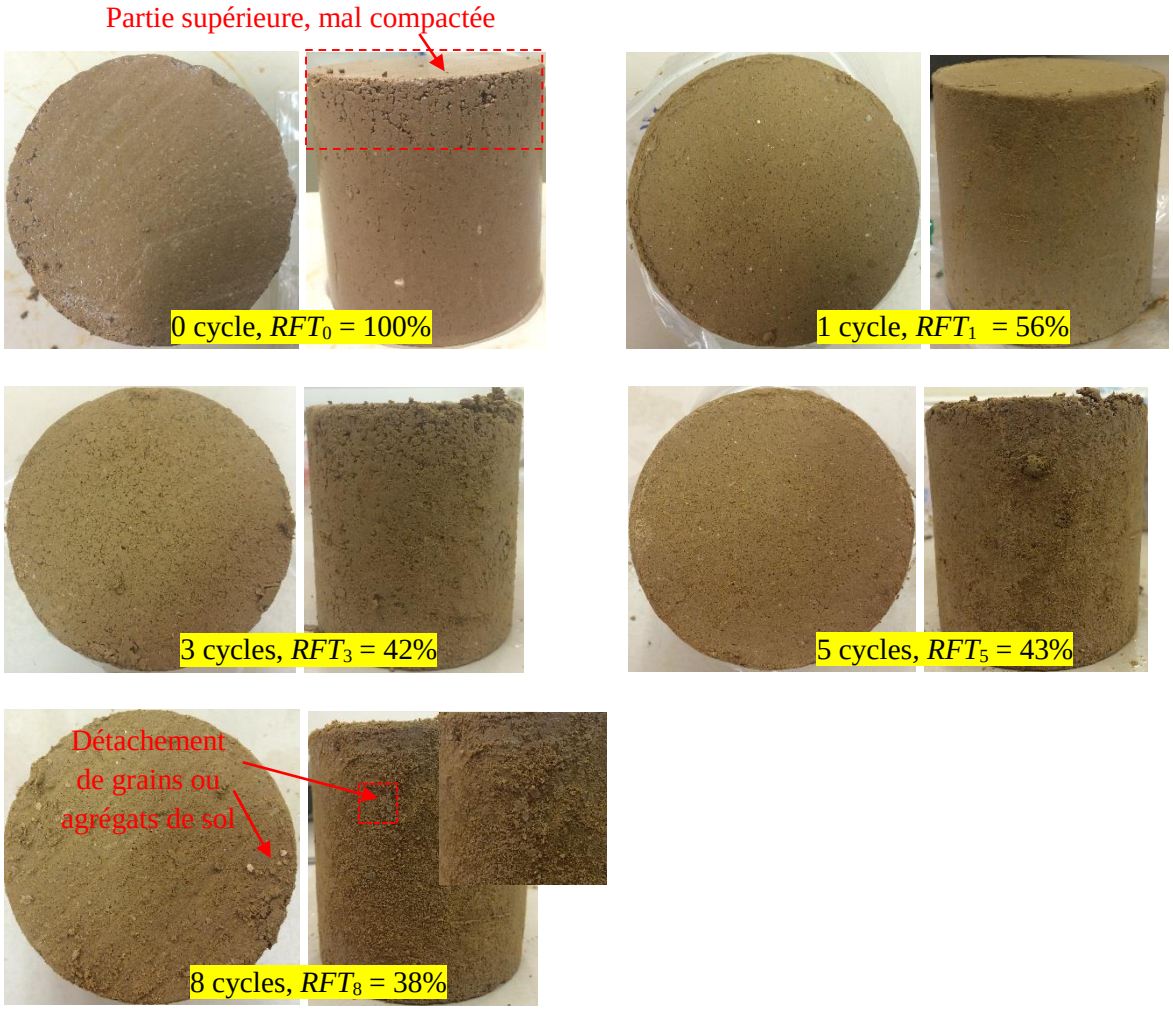


Figure V. 10: Photos des éprouvettes après plusieurs cycles de gel/dégel

Les éprouvettes montrées sur la Figure V.10 ont une valeur de RFT_N variant de 38% à 100%. Aucune fissure concentrique n'a été observée visuellement. Néanmoins, on observe que plus le *RFT* diminue, plus le détachement de grains ou d'agrégats de sol se manifeste en surface de l'éprouvette. Les cycles de gel/dégel dégradent les liaisons entre les grains ou agrégats de sol.

La zone étudiée et trois coupes transversales de l'éprouvette sont présentées sur la Figure V.11:

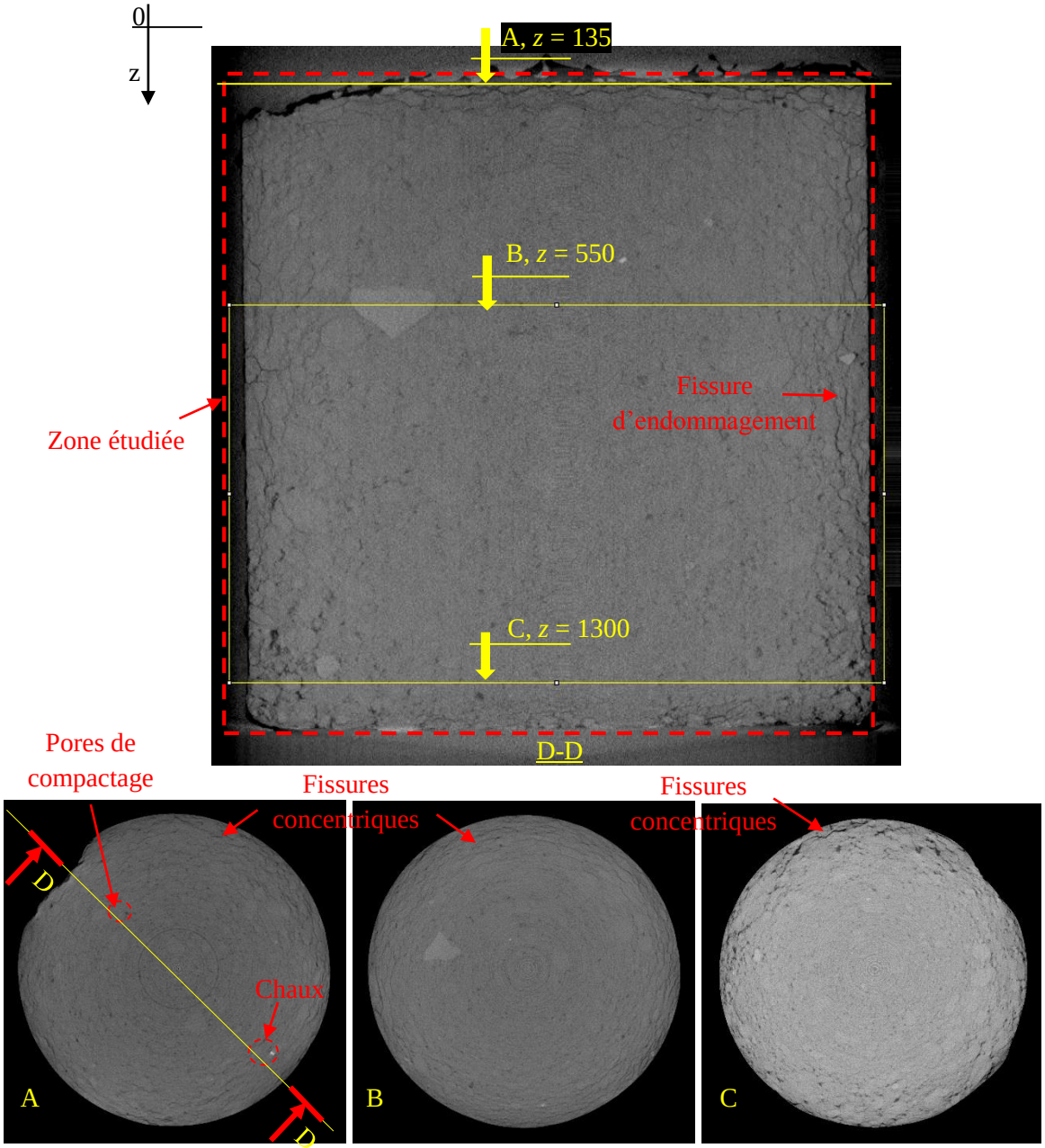


Figure V. 11: Coupes verticales (en haut) et transversales (A, B, C) de l'éprouvette ayant subi 10 cycles de gel/dégel

Sur la Figure V.11, la zone étudiée concerne la totalité de l'éprouvette, ce qui permet de tenir compte de l'endommagemment dû aux cycles de gel/dégel de manière systématique. Les trois coupes transversales A, B, C correspondent aux deux côtés (A et C) et au milieu (B) de l'éprouvette. En ce qui concerne la qualité des images, le phénomène de Beam Hardening est éliminé, l'artéfact des anneaux dimimue notablement. Ensuite, les images sont présentées sous un format de16-bit, de 2^{16} niveaux de gris (NDG) différents. Notons que plus le nombre de NDG est élevé, plus le contraste entre les différentes compositions est grande et donc plus la qualité des images est meilleure. Les différents NDG correspondent à différents tons de couleurs : le noir représentant une valeur numérique de "0" et le blanc représentant la valeur

numérique maximale de NDG. Sur l'image à 16-bit, plus le NDG est élevé, plus la couleur est claire et plus la densité est grande. Dans les images sur la Figure V.11, trois phases sont détectées : le sol traité, les macropores (pores de compactage et fissures d'endommagement) et la chaux. La chaux est caractérisée par un NDG élevé (Hashemi et al., 2014) ; donc dans les images, elle est détectée par la couleur très claire. Les macropores dont la taille est supérieure ou égale à la taille de pixel (77,5 µm) se distinguent par la couleur foncée (visuellement en noir) avec un NDG très bas ou proche de zéro. Les composants restants dont le sol traité, sont caractérisées par un NDG moyen. A cette résolution (taille de pixel 77,5 µm), la distinction des différents composants du sol (grains de sol, particules argileuses) est délicate. Les pores dont la taille est inférieure à la taille de pixel (77,5 µm) ne sont pas observés. Les résultats des images de tomographie sur l'éprouvette ayant subie 10 cycles de gel/dégel (Figure V.11) montrent que les fissures d'endomagemment apparraissent sur toute la hauteur de l'éprouvette et se développent de l'extérieur à l'intérieur sous forme de cercles concentriques.

Pour évaluer l'effet du nombre de cycles, l'ensemble des coupes transversales à mi-hauteur (z = 700) des éprouvettes est présentée sur la Figure V.12.

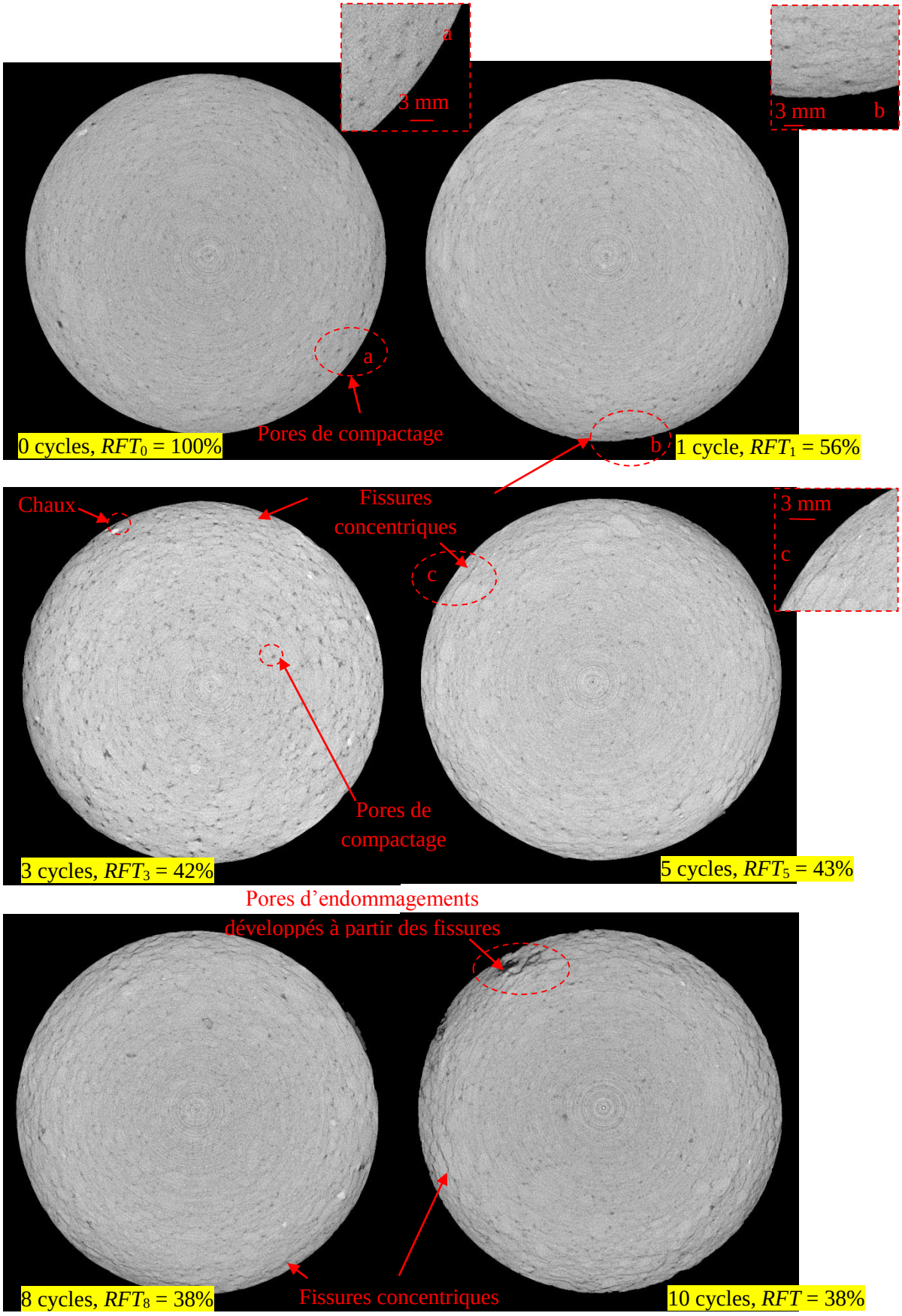


Figure V. 12 : Coupes à mi-hauteur des éprouvettes ayant subi différents cycles de gel/dégel

Les remarques suivantes peuvent être faites :

- une augmentation des fissures concentriques d'endommagement avec le nombre de cycles ; ces fissures se développent à partir de l'extérieur vers l'intérieur de l'éprouvette ;

- l'éprouvette soumise à 3 cycles de gel, avec une structure moins compacte que les autres éprouvettes, présente des macropores de compactage. De plus, on observe des particules de chaux dispersées. Cela montre que la chaux n'a pas été mélangée aussi intimement avec les grains de sol pour façonner cette éprouvette. Pour cette raison, l'éprouvette de sol ayant subi 3 cycles présente une RFT_3 plus faible que l'éprouvette ayant subi 5 cycles.

- Sur l'image de l'éprouvette ayant subi 10 cycles de gel et dégel, on observe des macropores de très grande taille. Ces macropores se sont développés à partir des fissures d'endommagement dues à des cycles de gel/dégel.

V.3.2. Origine des fissures d'endommagement

Les fissures concentriques sont expliquées par les phénomènes de dessication et de la formation des lentilles de glace dans le sol lors-que le front de gel pénétre dans l'éprouvette cylindrique. Le modèle schématique expliquant la formation des lentilles de glace dans l'éprouvette soumise à des cycles de gel/dégel est présenté sur la Figure V.13. Lors du gel dans le sol, le front de gel pénétre de l'extérieur vers l'intérieur de l'éprouvette, sous un gradient thermique entre le milieu de l'éprouvette, qui correspond à l'ordonnée $z = 0$ et l'abscisse $T_i < 0$°C, et la surface extérieure d'ordonnée $z = 5$ cm et d'abscisse $T_e > 0$°C. Ce gradient thermique conduit à une migration de l'eau de la zone non-gelée (le centre de l'éprouvette) vers la zone gelée (l'extérieur de l'éprouvette), créant des lentilles de glace à l'arrière du front de gel. Ce phénomène est dénommé cryosuccion, et le sujet qui sera développé dans le chapitre VI (géligonflement). Comme discuté dans la partie V.1.4, ces lentilles de glace sont à l'origine du gonflement au gel, qui induit des pressions de gonflement interne dégradant les liaisons entre les grains de sol et provoquant des fissures. La Figure V.14 présente les températures au centre et à l'extérieur de l'éprouvette qui sont mesurées par les ondes thermiques pendant l'essai. Les données des sondes montrent que dans la période s'étalant entre 2 et 4 h à partir de l'application du gel, il y a une différence de température entre la surface extérieure (zone froide avec < 0°C) et le centre de l'éprouvette (zone chaude > 0°C). Sur la figure V.16 sont présentées les positions du front de gel, correspondant à trois moments différents $t = 2$ h, $t = 2{,}5$ h et $t = 3$ h à partir de l'application d'un cycle de gel/dégel. Un mouvement du front de gel de l'extérieur au centre de l'éprouvette est observé.

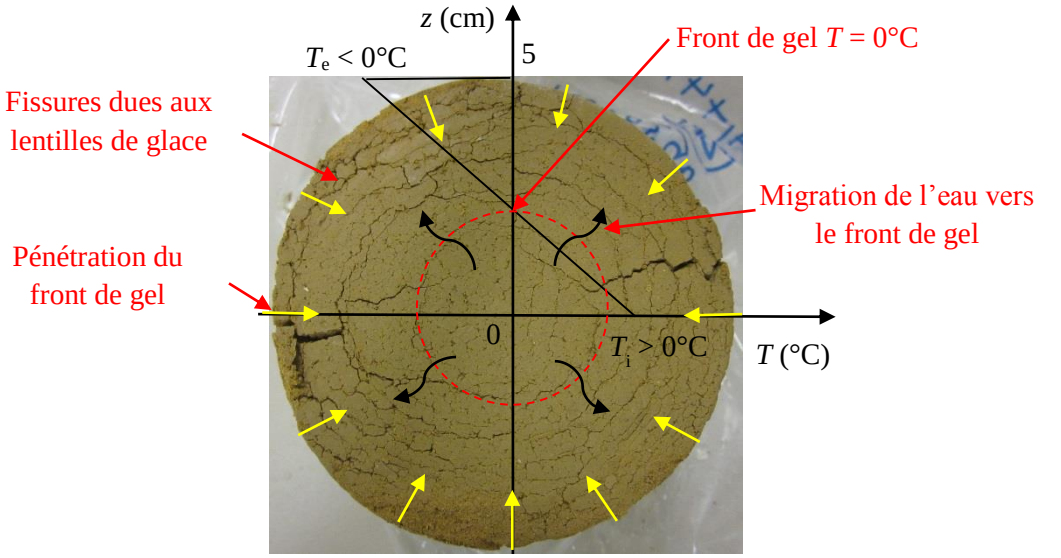


Figure V. 13: Modèle schématique de la formation des lentilles de glace dans les éprouvettes de l'essai de gélifraction

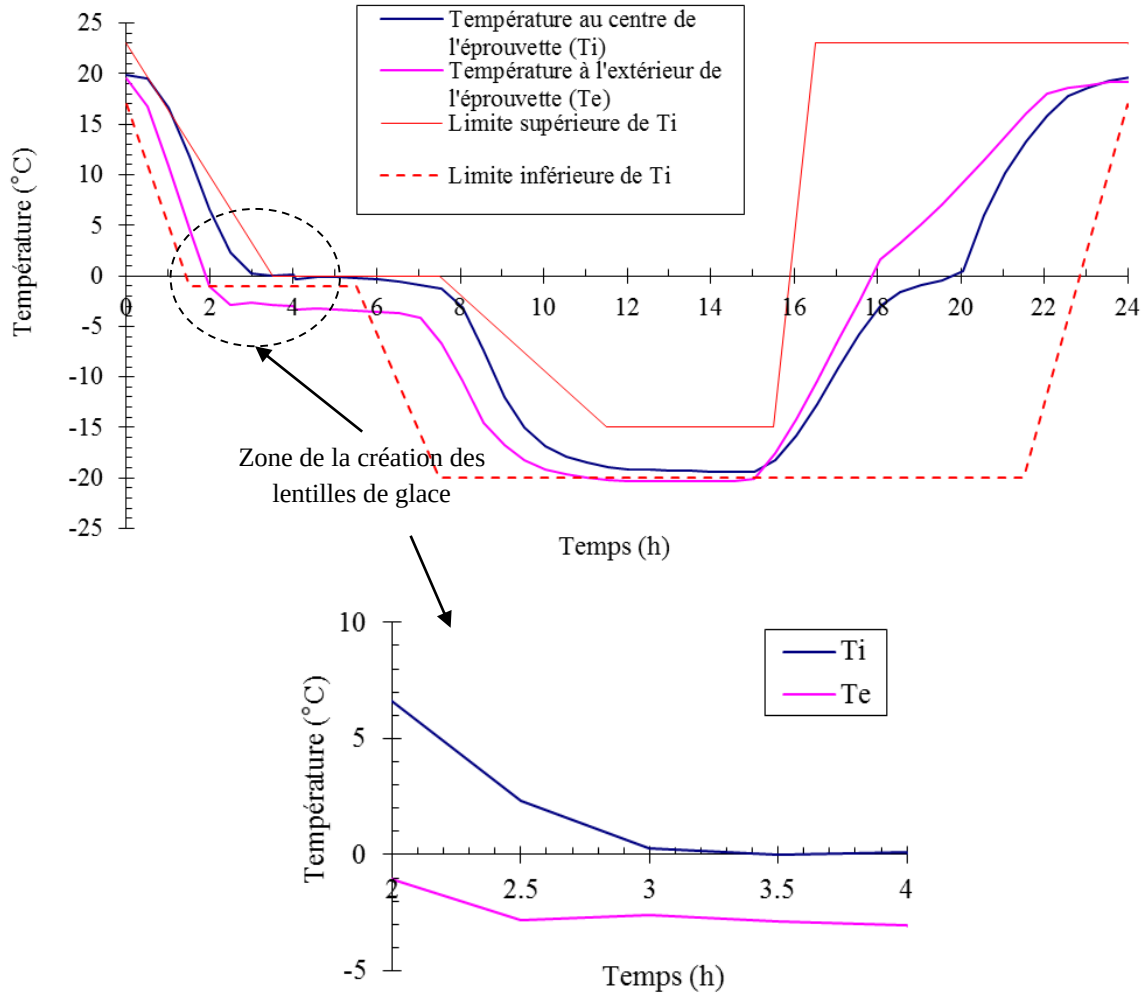


Figure V. 14: Températures au centre et à l'extérieur de l'éprouvette soumise à des cycles de gel/dégel

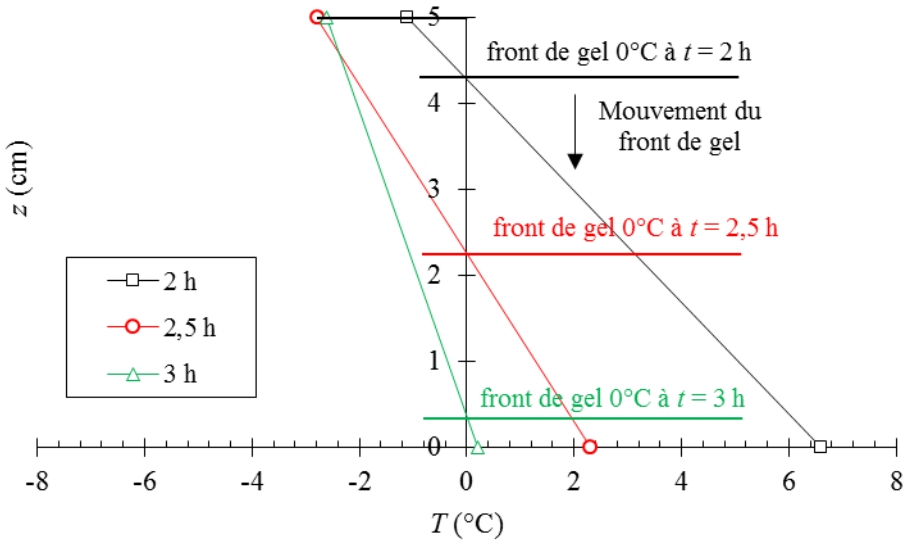


Figure V. 15: Gradient de température entre l'extérieur et l'intérieur de l'éprouvette pendant le gel pour la formation des lentilles de glace

Comme discuté dans la partie V.1.4, il existe deux phénomènes qui conduisent à l'apparition des fissures d'endommagement dans l'éprouvette soumise aux cycles de gel/dégel : la création des lentilles de glace due à la cryosuccion, et la dessiccation des particules argileuses pendant le gel. La distinction de ces deux endommagements par les images de µ-tomo X est délicate. Dans le cadre de cette étude, le mécanisme de dessiccation n'est pas abordé, et seul le mécanisme de la cryosuccion va être étudié de manière détaillée dans le chapitre VI (géligonflement). En ce qui concerne le cas de la gélifraction, on s'intéresse dans ce qui suit à l'analyse quantitative de l'endommagement de la microstructure dû à des cycles de gel/dégel et à la relation entre l'endommagement de la microstructure et la dégradation des performances mécaniques.

V.3.3. Evaluation quantitative de l'endommagement dû aux cycles de gel/dégel

L'analyse quantitative de l'endommagement consiste à déterminer l'indice des vides des fissures d'endommagement. Pour cela, le volume total de l'éprouvette et le volume des fissures d'endommagement sont déterminés.

Le calcul du volume total est basé sur les résultats présentés sur la Figure V.16. A la première étape, à partir de l'image 16-bit initiale (A), on définit un seuil de niveau de gris de mode IsoData. L'algorithme IsoData permet de diviser l'ensemble de l'image en l'objet et le fond à partir d'un seuil de niveau de gris (NDG) initial. Puis, le nouveau seuil de NDG est calculé par l'équation V.3:

$$\textbf{Seuil de NDG} = \frac{\textbf{NDG moyen du fond+NDG moyen de l'objet}}{\mathbf{2}} \qquad \textbf{(V. 3)}$$

Le seuil de NDG augmente alors. Ce processus est répété jusqu'à ce que le seuil de NDG est plus élevé que la partie droite de l'équation V.3. Cette étape transforme l'image 16-bit en une image 8-bit (B), dont la valeur de pixel est inversée par défaut : tous les pixels ayant le NDG inférieur au seuil prennent une valeur de 255 dans l'image 8-bit, caractérisée par la couleur noire, tandis que tous les pixels ayant le NDG supérieur au seuil prennent une valeur nulle et la couleur blanche. Ensuite, dans la deuxième étape, à partir de l'image 8-bit, l'objet est dilaté et érodé pour que les macropores à l'intérieur de l'objet soient visuellement éliminés : les pixels « 0 » remplissent alors les macropores. Cette étape se termine par le processus « inverse » et donne par conséquent l'image 8-bit (C) avec les pixels ayant le NDG de 255 apparaissent en noir et les pixels ayant le NDG de 0 en blanc. En comptant le nombre de pixels ayant le NDG de 255 dans l'ensemble des coupes de tomographie, on peut calculer le volume total de l'éprouvette selon l'équation V.4 :

$$V_{t,N} = n_{t,N} \times a^3 \qquad (V.4)$$

où :

$V_{t,N}$: volume total de l'éprouvette ayant subi N cycles de gel/dégel, (m^3)

$n_{t,N}$: nombre de pixels ayant le NDG de 255, correspondant au volume total de l'éprouvette de sol ayant subie N cycles de gel/dégel

a : taille d'un pixel, égale à 77,5. 10^{-6} (m)

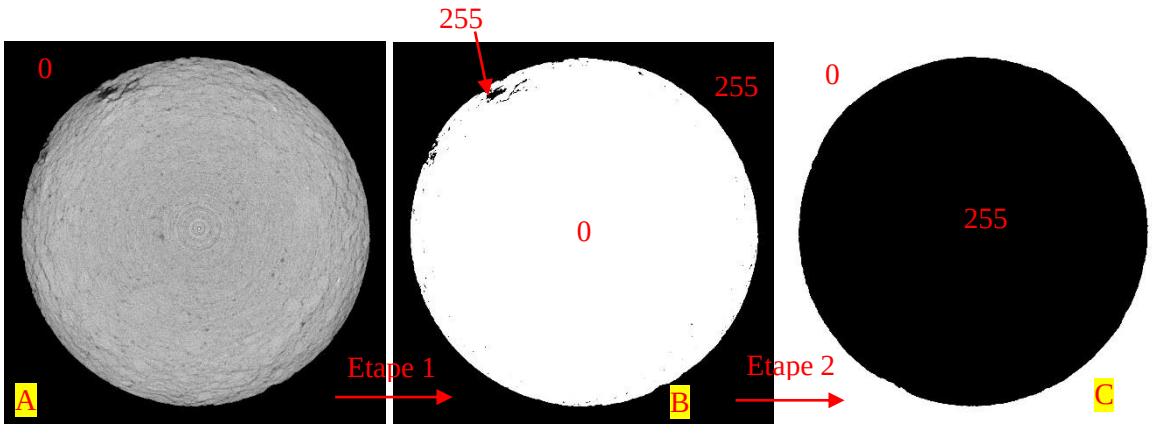


Figure V. 16: Processus de détermination du volume total de l'éprouvette

Pour déterminer le volume des fissures d'endommagement à partir de l'image 16-bit initiale, on définit un seuil de NDG caractérisant la fissure d'endommagement. Un histogramme des NDG dans une zone d'endommagement est établi. L'objectif est de déterminer le NDG correspondant aux fissures. Une zone d'endommagement de l'éprouvette

ayant subi 10 cycles de gel/dégel est choisie (Figure V.17). Le résultat de l'histogramme montre que les macropores d'endommagement sont caractérisés par des pixels ayant un NDG inférieur à 20000. Par conséquence, ce seuil de NDG de 20000 est choisi et permet de transformer les images 16-bit en image 8-bit (D), où les pixels ayant le NDG inférieur au seuil prennent la valeur de 255 (couleur noire), tandis que tous les pixels ayant le NDG supérieur au seuil prennent une valeur 0 (couleur blanche) (Figure V.18). Notons que ce choix de seuil de NDG est un peu arbitraire, et le volume réel des fissures doit être plus important que ce qu'on détermine en se basant sur ce critère.

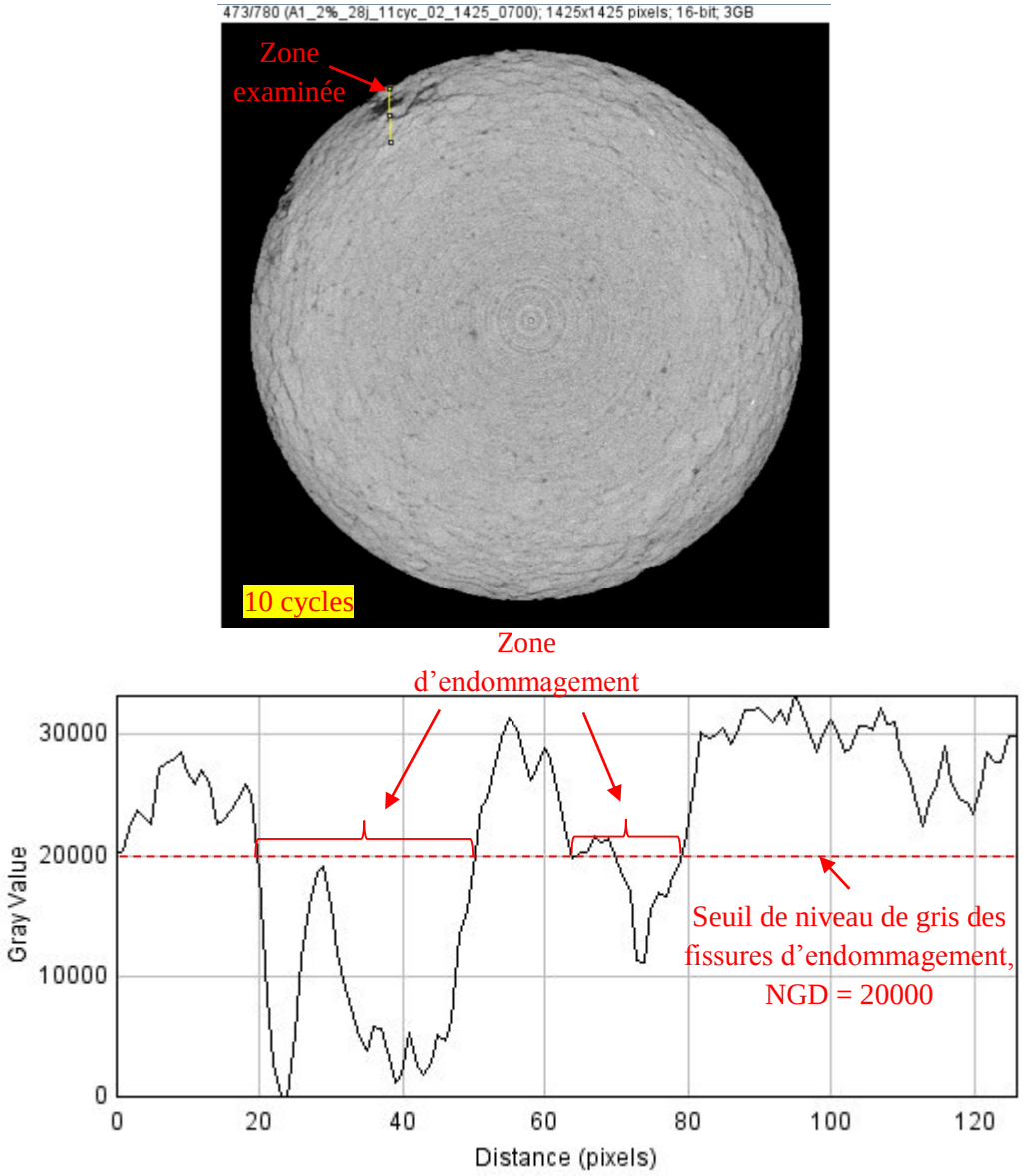


Figure V. 17: Choix du seuil de niveau de gris caractérisant les fissures d'endommagement

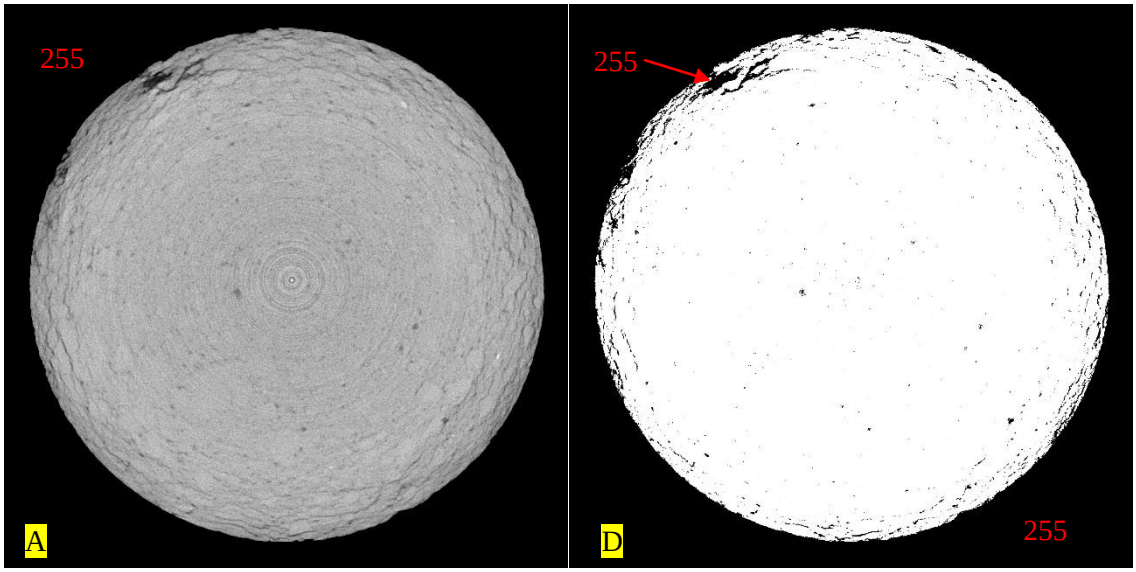


Figure V. 18: Transformation de l'image 16-bit (A) à l'image 8-bit (D) correspondant au seuil de niveau de gris des fissures d'endommagement (20000)

Ensuite, l'algorithme de multiplication de l'image 8-bit (D), avec l'image 8-bit (E) (E est la division de l'image 8-bit, C à 255) donne l'image 8-bit (F) où les pixels correspondant aux fissures d'endommagement sont caractérisés par le NDG égal à 255 et de couleur noire, les pixels restant sont caractérisés par le NDG égal à 0 et de couleur blanche (Figure V.19).

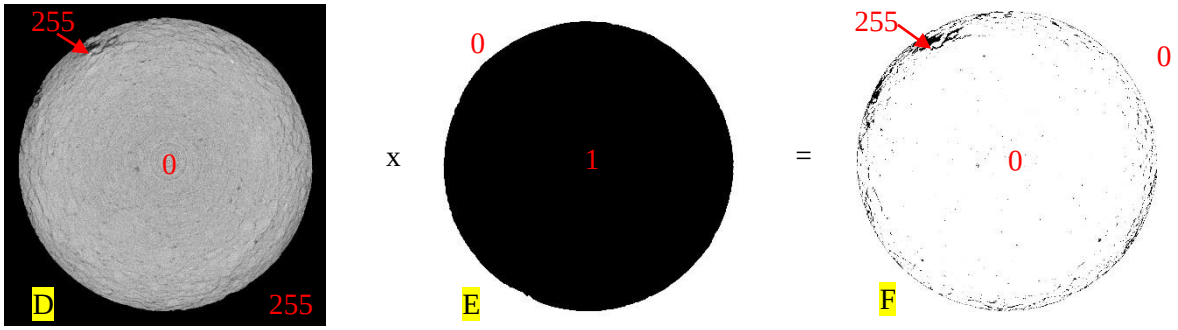


Figure V. 19: Construction de l'image 8-bit finale, F correspondant aux fissures d'endommagement

En comptant le nombre de pixels de fissures ayant un NDG de 255 dans l'ensemble des coupes de tomographie de type F, on peut calculer le volume des fissures d'endommagement selon l'équation V.5 :

$$V_{f,N} = n_{f,N} \times a^3 \qquad (V.5)$$

où :

$V_{f,N}$: volume total de fissures dans l'éprouvette de sol ayant subi N cycles de gel/dégel, (m^3)

$n_{f,N}$: nombre de pixels ayant le NDG de 255, correspondant au volume total des éprouvettes de sol soumises à N cycles de gel/dégel

a : taille de pixel, égale à 77,5. 10^{-6} (m)

A partir du volume total de l'éprouvette et du volume des fissures d'endommagement, les indices des vides des fissures $e_{f,N}$ sont calculés selon l'équation V.6 :

$$e_{f,N} = \frac{V_{f,N}}{V_{t,N}} \qquad (V.\ 6)$$

Sur la Figure V.20 sont présentés les résultats des images 8-bit correspondant aux fissures d'endommagement des éprouvettes des sols soumises à un nombre croissant de cycles de gel/dégel.

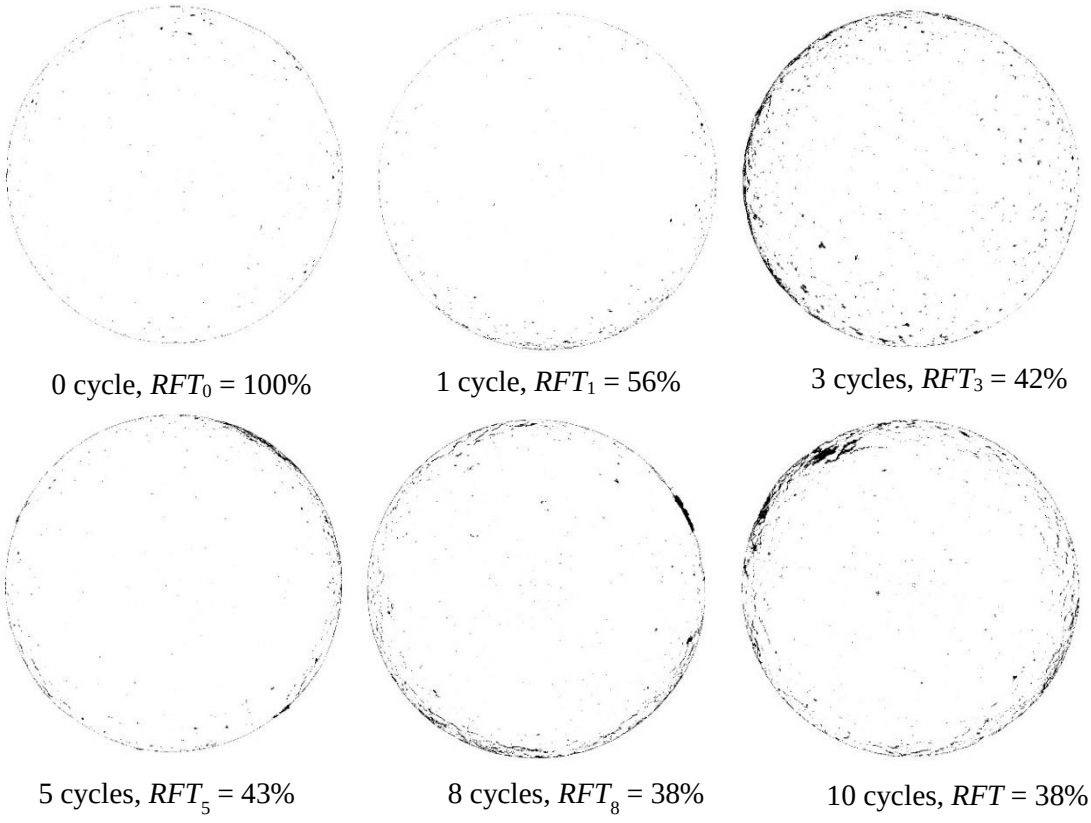


Figure V. 20: Images 8-bit correspondant aux fissures d'endommagement des éprouvettes de sol traité soumises à un nombre croissant de cycles de gel/dégel

Pour évaluer l'endommagement de l'éprouvette après les cycles de gel/dégel, l'indice d'endommagement (le rapport $(e_f/e_0)_N$ entre l'indice des vides des fissures d'endommagement, $e_{f,N}$ et l'indice des vides initial, $e_{0,N}$) est déterminé. Le Tableau V.9 présente les résultats calculés de $e_{f,N}$ et de $(e_f/e_0)_N$.

Tableau V. 9: Indices des vides des fissures d'endommagement des éprouvettes ayant subie des cycles de gel/dégel

N (Cycle)	Nombre des pixel du volume total, $n_{t,N}$	Nombre des pixel du volume des fissures, $n_{f,N}$	Indice des vides initial, $e_{0,N}$	Indice des vides des fissures d'endommagement, $e_{f,N}$	$\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$
0	1667199803	12191337	0,639	0,007	0,011
1	1678252629	21935580	0,652	0,013	0,020
3	1541924142	48449578	0,685	0,031	0,046
5	1669619983	21011418	0,651	0,013	0,019
8	1461387745	44070476	0,647	0,030	0,047
10	1673149545	56078973	0,657	0,034	0,051

L'évolution de l'indice de l'endommagement en fonction du nombre de cycles est présentée sur la Figure V.21.

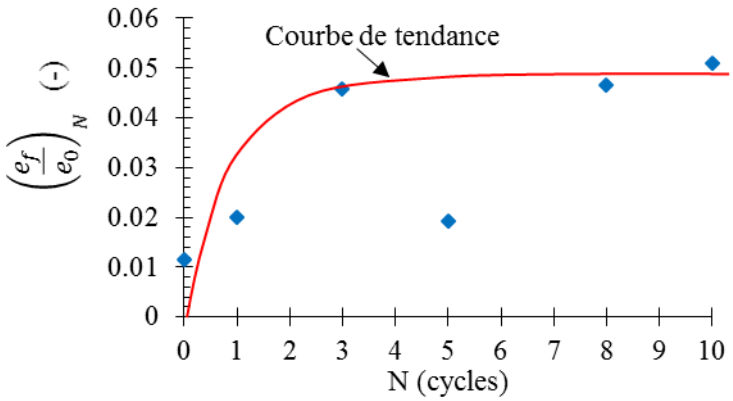


Figure V. 21: Evolution de l'endommagement avec le nombre de cycles de gel/dégel

Le résultat montre une augmentation de l'endommagement avec le nombre de cycles de gel/dégel. L'indice d'endommagement croît intensivement durant les trois premiers cycles (de $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0 = 0{,}011$ à $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_3 = 0{,}046$). Si à 5 cycles de gel/dégel, l'indice des vides des fissures est très faible ($\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_5 = 0{,}019$), il devient importants à 8 et 10 cycles ($\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_8 = 0{,}047$ et $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_{10} = 0{,}051$). Il faut rappeler que les éprouvettes de différents cycles sont toutes différentes et que l'on n'a pas utilisé une même éprouvette pour tous les cycles. Cela pourrait expliquer la valeur très faible de l'indice des vides des fissures de l'éprouvette ayant subi 5 cycles de gel/dégel. Il apparaît que l'indice d'endommagement se stabilise à partir de 3 cycles. La comparaison de l'évolution du coefficient de résistance après *N* cycles de gel/dégel (Figure V.8) avec l'évolution de l'indice des vides des fissures de l'éprouvette avec le nombre de cycles, *RFT* (Figure V.21) montre une corrélation négative : plus l'indice d'endommagement augmente, plus le coefficient de résistance après *N* cycles de gel/dégel diminue, et les deux paramètres évoluent vers une valeur de stabilité après 10 cycles de gel/dégel. Ainsi, on peut interpréter l'effet du cycle de gel/dégel comme suit : l'effet du gel conduit à un endommagement intensif de la microstructure de l'éprouvette, cette augmentation étant due à la création des lentilles de

glace et au phénomène de dessiccation des particules argileuses. Ce phénomène est observé dès les premiers cycles, et provoque la rupture des liaisons entres les grains de sol de l'éprouvette et donc une forte diminution de son coefficient de résistance après gel/dégel. Plus l'indice d'endommagement est élevé, plus le coefficient de résistance après gel/dégel est faible. L'indice d'endommagement de l'éprouvette se développe jusqu'à une valeur stable après un certain nombre de cycles de gel/dégel ; la microstructure de l'échantillon atteint donc un nouvel état d'équilibre. En conséquence, le coefficient de résistance après gel/dégel se stabilise également après ce même nombre de cycles de gel/dégel. On peut également observer qu'après 10 cycles de gel/dégel, l'indice d'endommagement et le coefficient de résistance après gel/dégel ont atteint un niveau constant.

V.4. Modèle d'endommagement des sols

A partir des résultats expérimentaux, les corrélations peuvent être faites entre la résistance à la compression simple de l'éprouvette ayant subi des cycles de gel/dégel, $R_{c,N}$; le coefficient de résistance après les cycles de gel/dégel, *RFT* et l'indice d'endommagement de l'éprouvette dû aux cycles de gel/dégel, $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$. Les résultats sont présentés sur la Figure V.22.

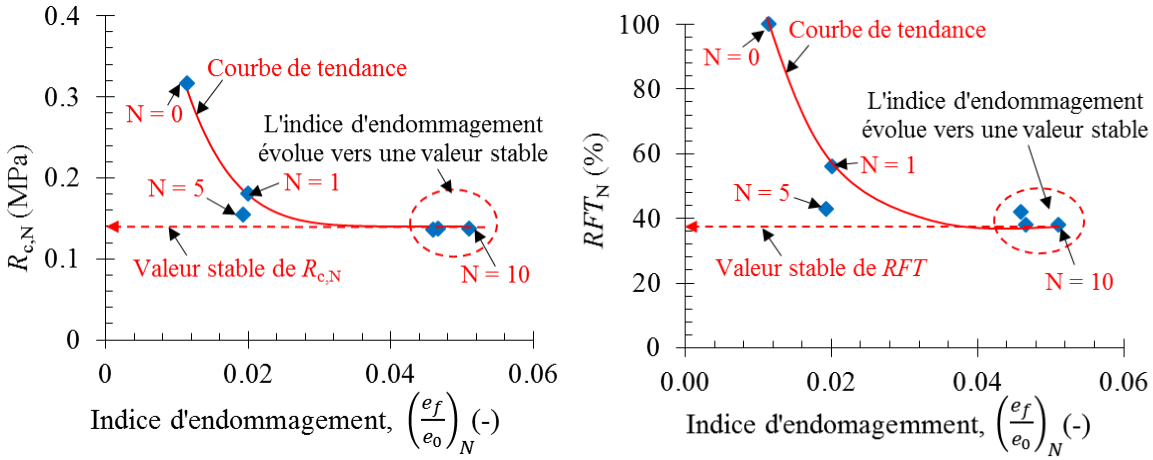


Figure V. 22: Corrélations entre la résistance à la compression simple, $R_{c,N}$; le coefficient de résistance face aux gel/dégel, RFT_N et l'indice d'endommagement de l'éprouvette ayant subi N cycles de gel/dégel, $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$

Les courbes de tendance sur la Figure V.22 montrent des relations de puissance entre $R_{c,N}$, RFT_N et $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$. Les courbes de tendance sont déterminées en connaissant les résultats expérimentaux de l'éprouvette initiale (N = 0), de l'éprouvette ayant subi 10 cycles de gel/dégel (N = 10) et de l'éprouvette ayant subi 1 cycle de gel/dégel. La courbure des courbes de tendance dépend des résultats expérimentaux de l'éprouvette ayant subi 1 cycle (N = 1) de gel/dégel. A partir des résultats expérimentaux, les modèles de la dégradation de la résistance

mécanique et du coefficient de résistance après gel/dégel peuvent être développés. Les équations V.7 et V.8 permettent de déterminer $R_{c,N}$, RFT_N en fonction de $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$

$$\boldsymbol{R_{c,N} = R_{c,10} + \left(R_{c,0} - R_{c,10}\right) \times \left[1 - \frac{\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N - \left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0}{\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_{10} - \left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0}\right]^k} \qquad \textbf{(V. 7)}$$

$$\boldsymbol{RFT_N = RFT + (100 - RFT) \times \left[1 - \frac{\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N - \left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0}{\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_{10} - \left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0}\right]^k} \qquad \textbf{(V. 8)}$$

où:

$R_{c,N}$, $R_{c,10}$, $R_{c,0}$ (MPa): résistances à la compression simple de l'éprouvette ayant subi *N*, 10 et 0 cycles de gel/dégel, respectivement.

RFT_N, *RFT* (%): coefficients de résistance de l'éprouvette après *N*, 10 cycles de gel/dégel, respectivement.

$\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$, $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_{10}$, $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0$ (−): indices d'endommagement de l'éprouvette ayant subi *N*, *10*, *0* cycles de gel/dégel, respectivement.

k : indice de régression de $R_{c,N}$ et RFT_N avec l'augmentation de $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$, déterminé de manière que la courbe de simulation traverse le point expérimental de l'éprouvette ayant subi 1 cycle de gel/dégel.

La Figure V.23 présente les résultats expérimentaux et les courbes de simulation:

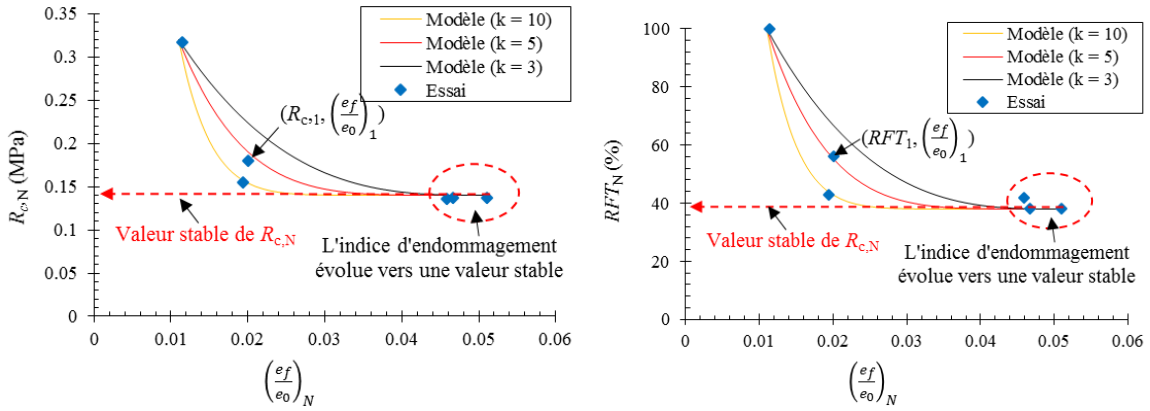


Figure V. 23: Modèle d'endommagement dû aux cycles de gel/dégel

La meilleure courbe de simulation correspond à k = 5 pour $R_{c,N}$ et RFT_N en fonction de $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$. *k* dépend de l'endommagement de l'éprouvette ayant subi le premier cycle de

gel/dégel. On remarque que *k* pourrait être utilisé pour évaluer la gélivité du sol. Plus *k* est élevé, plus la gélivité est importante.

V.5. Conclusion

Les essais de gélifraction ont été réalisés selon le mode opératoire proposé dans la spécification technique européenne prCEN TS 13286-54 (2013), sur les sols A1, A2, A3 traités à 3 dosages en chaux (un dosage correspondant à l'objectif d'amélioration et 2 dosages correspondant à l'objectif de stabilisation) et à 4 temps de cure différents (7, 28, 90, 365 jours). L'objectif de l'essai est de déterminer le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, *RFT*. Les résultats expérimentaux montrent que *RFT* des sols A1, A2, A3 traités varient de 0% à 90% (*RFT* = 90% dans le cas du sol A1 traité à 4% CaO après 1 an de maturation). Pour tous les trois sols traités au dosage en chaux correspondant à l'objectif d'amélioration, les éprouvettes de sol perdent totalement leur résistance à la compression simple et sont détruites totalement après 10 cycles de gel/dégel (*RFT* = 0%). Pour les sols traités aux dosages en chaux supérieurs à *PFC* (objectif de stabilisation), une augmentation de la résistance à la compression simple initiale (résistance à la compression simple de l'éprouvette de référence, ne subissant pas les cycles de gel) est observée avec le temps de cure. Dans le cas du sol A1 traité, cette augmentation de la résistance à la compression simple initiale est accompagnée par une augmentation de *RFT*. Pour le sol A2 traité, *RFT* n'augmente pas avec le temps de cure ; pourtant, plus le dosage en chaux n'est élevé, plus la valeur *RFT* est grande. En ce qui concerne le sol A3, à cause du problème d'efficacité du malaxage de ce sol très plastique, comme discuté dans la partie IV.1.6.2, la stabilisation du sol traité est très lente et faible jusqu'à 1 an de cure - le sol A3 traité sont presque tous détruits après 10 cycles de gel. Il n'y a que le sol A3 traité au dosage en chaux le plus élevé (7% CaO), qui atteigne un *RFT* différent de 0% (*RFT* maximum observé est égal à 22% pour le sol A3 traité à 7% CaO après 1 an de cure). Ces résultats mettent en évidence l'effet du traitement sur l'augmentation de la performance mécanique des sols.

En ce qui concerne les fissures et des dégradations visuelles sur les éprouvettes soumises à 10 cycles de gel/dégel, les remarques suivantes sont faites :

- $RFT = 0\%$: éprouvette est entièrement détruite ;
- $0\% < RFT \leq 30\%$: l'apparence de l'éprouvette est fortement affectée : observation visuelle des fissures concentriques sur la surface des éprouvettes, l'éprouvette perd sa rigidité de façon importante ;
- $30\% < RFT \leq 60\%$: l'éprouvette de sol est plus rigide. La dégradation diminue en apparence : moins de fissures, pas de fissures concentriques présentes. Il semble que seules des fissures de retrait lors du gel soient présentes. Le détachement de grains ou agrégats de sol est constaté depuis l'enveloppe de l'éprouvette ;

- RFT > 60% : pas de dégradation visuelle ;
- RFT_{max} : avec les éprouvettes testées, une valeur maximale de 90% est obtenue.

Ainsi, $RFT \geq 60\%$ est proposé comme le critère pour l'acceptation des matériaux constitutifs d'une couche de forme subissant le gel avant son recouvrement.

Une étude spécifique de l'effet du nombre de cycles de gel-dégel a été effectuée sur des éprouvettes du sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours de cure. Les résultats montrent une diminution de la résistance à la compression simple de l'éprouvette, $R_{c,N}$ et du coefficient de résistance après les cycles de gel/dégel, RFT_N: $R_{c,N}$ et RFT_N diminuent fortement après les trois premiers cycles et se stabilisent après 10 cycles de gel/dégel. La décroissance de $R_{c,N}$ et RFT_N avec le nombre de cycles de gel/dégel est expliquée par deux phénomènes : la dessiccation des particules argileuses conduisant aux fissures de retrait, et la formation de lentilles de glace due à la cryosuccion provoquant l'apparition de fissures concentriques. L'observation par µ Tomographie X de la microstructure des éprouvettes de sol ayant subi différents cycles de gel/dégel, montre que les fissures d'endommagement concentriques apparaissent de l'extérieur vers le centre de l'éprouvette. Ces fissures d'endommagement se développent avec l'accumulation des cycles de gel/dégel. Un modèle schématique est proposé pour expliquer la formation des lentilles de glace dans l'éprouvette. Grâce au traitement des images de tomographie, les indices des vides des fissures d'endommagement des éprouvettes ayant subie des cycles de gel/dégel ont été déterminés.

Des modèles d'endommagement ont été proposés pour évaluer la dégradation des résistances mécaniques $R_{c,N}$, RFT_N avec l'augmentation de l'indice d'endommagement $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$. Les paramètres expérimentaux correspondant à N = 0, 1, 10 sont des données d'entrée des modèles : ($R_{c,0}$; $R_{c,1}$; $R_{c,10}$), (RFT_1 ; RFT), $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_1$, $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_{10}$, $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_0$. L'indice k des modèles pourrait être utilisé pour évaluer la gélivité du sol : plus k est élevé, plus la gélivité est importante.

CHAPITRE VI. GELIGONFLEMENT

Comme la gélifraction, le géligonflement est aussi un phénomène qui dégrade le sol traité pendant la période hivernale. Si la gélifraction se produit à la suite de la répétition d'épisodes gel/dégel et n'est perceptible qu'à une longue échéance, le géligonflement peut apparaître sur les sols traités gélif en fin de la période hivernale. La notion de « gélivité » est associée au phénomène de gélifraction, alors que la notion de « sensibilité au gel » est destinée au phénomène de géligonflement.

Dans ce chapitre, le phénomène de géligonflement sera étudié. Pour évaluer la sensibilité au gel des sols fins limono-argileux A1, A2, A3 non-traités et traités à la chaux, les essais de géligonflement sont effectués selon la Norme Française NF P 98-234-2. Les dispositifs et la procédure d'essais ont été détaillés dans le chapitre II. Pour rappel, les éprouvettes des sols non-traités et traités de dimension *D*68mm*H*268mm ont été compactées de façon dynamique selon la Norme NF P 94 - 093, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN} - à la teneur en eau correspondant à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal. Les éprouvettes des sols traités sont ensuite conservées dans un containeur hermétique, à une température de 20°C pour différents temps de maturation : 28 jours, 90 jours, 365 jours. Au cours de l'essai, le gonflement de l'éprouvette est suivi. A partir de ce résultat, le graphique de l'évolution du gonflement de l'éprouvette, X_G (mm), en fonction de la racine carrée de l'indice de gel, $\sqrt{I}$ ($\sqrt{°C.h}$), est établi. L'indice de gel est le produit de la valeur absolue de la température négative à la surface froide de l'éprouvette et le temps de gel. L'objectif de l'essai est de déterminer la pente de gonflement au gel, $\frac{\Delta X_G}{\Delta\sqrt{I}}$, dans la partie linéaire du graphique (X_G, $\sqrt{I}$), qui est le paramètre retenu pour caractériser la sensibilité au gel du matériau testé selon la Norme NF P 98-234-2. A la fin de l'essai, les mesures suivantes sont effectuées: longueur de l'éprouvette, diamètre de l'éprouvette, niveau du front de gel, niveau d'apparition des premières lentilles de glace, épaisseur des lentilles de glace et teneur en eau de différentes tranches de l'éprouvette. On présente ici les résultats expérimentaux des essais, l'évaluation de la sensibilité au gel des sols ainsi que la corrélation du phénomène de géligonflement avec la résistance à la compression simple.

VI.1. Sensibilité au gel des sols non-traités et traités

VI.1.1. Sol A1-limon peu plastique

Le Tableau VI.1 présente les conditions initiales de compactage (ρ_d, *w*) des éprouvettes testées:

Tableau VI. 1: Conditions de fabrication des éprouvettes du sol A1 non-traité et traité pour les essais de géligonflement

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	Echantillon	$\rho_{d\ visée}$ (Mg/m³)	$w_{visée}$ (%)	ρ_d (Mg/m³)	w (%)	$\frac{\rho_d}{\rho_{d,OPN}} \times 100\%$
0	1	1	1,72	18,4	1,78	18,6	98,3
		2			1,79	18,6	98,8
1	28	1	1,66	20,2	1,72	18,9	98,6
		2			1,72	19,8	98,6
	90	1			1,68	20,8	96,0
		2			1,70	19,0	97,3
2	28	1	1,63	21,4	1,69	21,4	98,3
		2			1,66	20,8	96,5
	90	1			1,67	21,2	96,9
		2			1,65	22,3	95,8
	365	1			1,66	21,3	96,5
		2			1,66	20,8	96,5
4	28	1	1,62	22,4	1,63	23,4	96,1
		2			1,61	23,1	94,6
	90	1			1,64	21,6	96,2
		2			1,62	22,6	95,5
	365	1			1,61	23,2	94,6
		2			1,62	23,5	95,5

Les résultats de l'essai de géligonflement sur les éprouvettes du sol A1 non-traité et traité sont présentés sur les Figures VI.1, VI.2, VI.3. On note que sur les Figures VI.1 et VI.2, il manque les résultats de l'éprouvette 1 à 1% CaO à 28 jours et de l'éprouvette 2 à 2% CaO à 28 jours à cause d'un problème d'enregistrement de données.

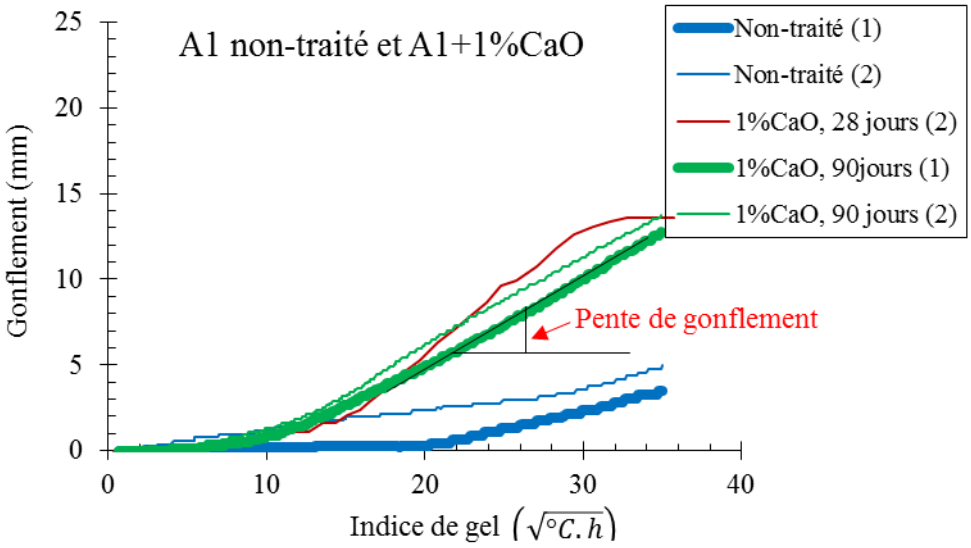


Figure VI. 1: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A1 non-traité et traité à 1% CaO

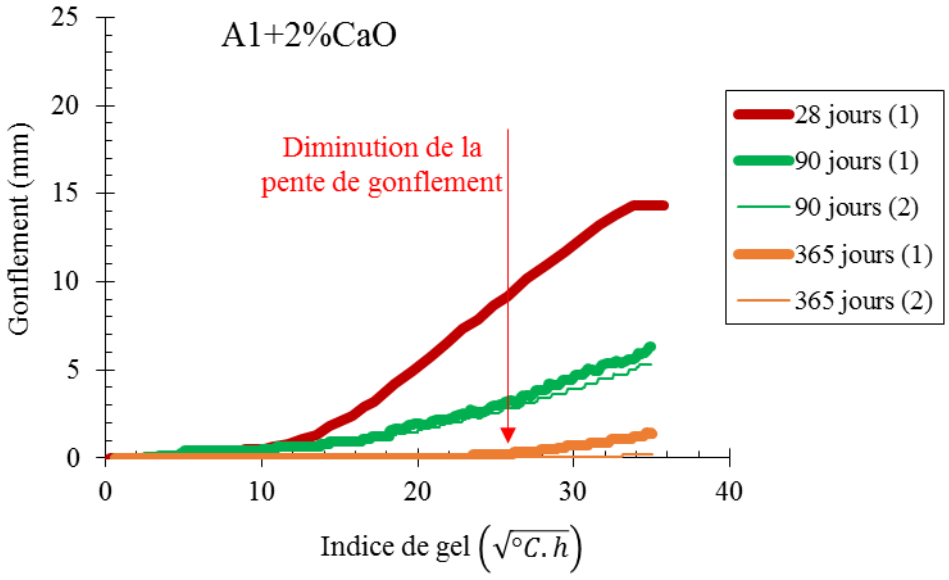


Figure VI. 2: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A1 traité à 2% CaO

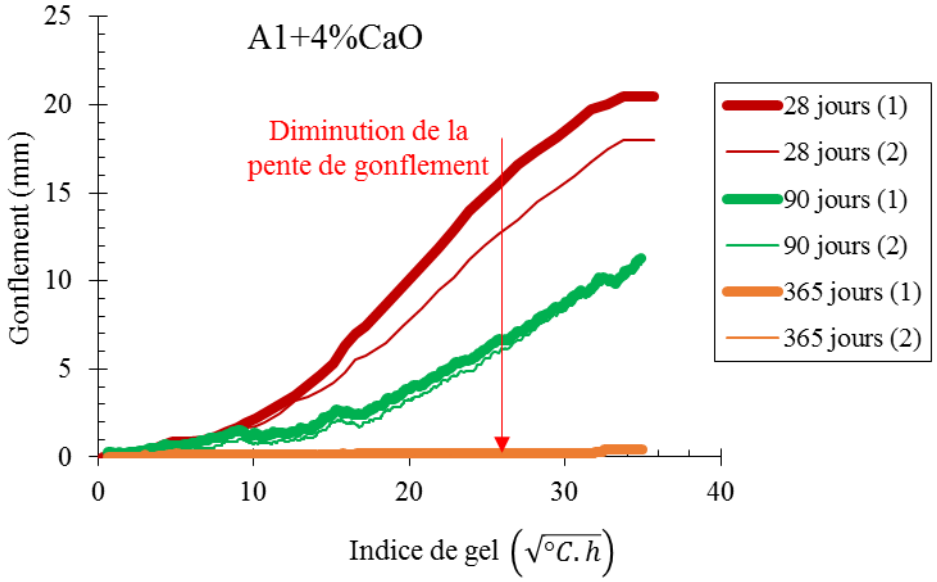


Figure VI. 3: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A1 traité à 4% CaO

Les résultats montrent que les courbes de géligonflement du sol traité à 1% CaO (objectif d'amélioration) à 28 jours et 90 jours de cure sont similaires et présentent une pente de gonflement supérieure à celle du sol non-traité. Pour le sol traité à 2% CaO et 4% CaO (objectifs de stabilisation), les courbes de géligonflement à différents temps de cure se distinguent nettement et la pente de gonflement diminue au cours du temps. Les valeurs des pentes de gonflement et l'évaluation de la sensibilité au gel des sols sont présentés dans le Tableau VI.2.

Les Figures VI.4 et VI.5 présentent la répartition des teneurs en eau des éprouvettes après gel par rapport à la teneur en eau moyenne initiale et des lentilles de glace dans les éprouvettes. Les lentilles de glace sont observées aux positions où les teneurs en eau sont supérieures à la teneur en eau initiale. Le pic de la teneur en eau correspond à la lentille de glace la plus épaisse. Les teneurs en eau dans le reste de l'éprouvette (partie gelée au-dessus des lentilles de glace et partie non-gelée en bas des lentilles de glace) sont presque identiques, légèrement plus faibles que la teneur en eau initiale. Sur les éprouvettes de sol traité à 4% CaO, 365 jours, il n'y a visuellement pas de lentilles de glace, et les teneurs en eau le long des éprouvettes sont proches de la teneur en eau initiale. Les lentilles de glace engendrent la fissuration et le gonflement vertical de l'éprouvette. Le gonflement transversal est très faible et pourrait être négligé. La position du front de gel correspond visuellement à la base de la dernière lentille de glace ou à la limite entre la partie gelée et la partie non-gelée lors qu'il n'y a pas de lentille.

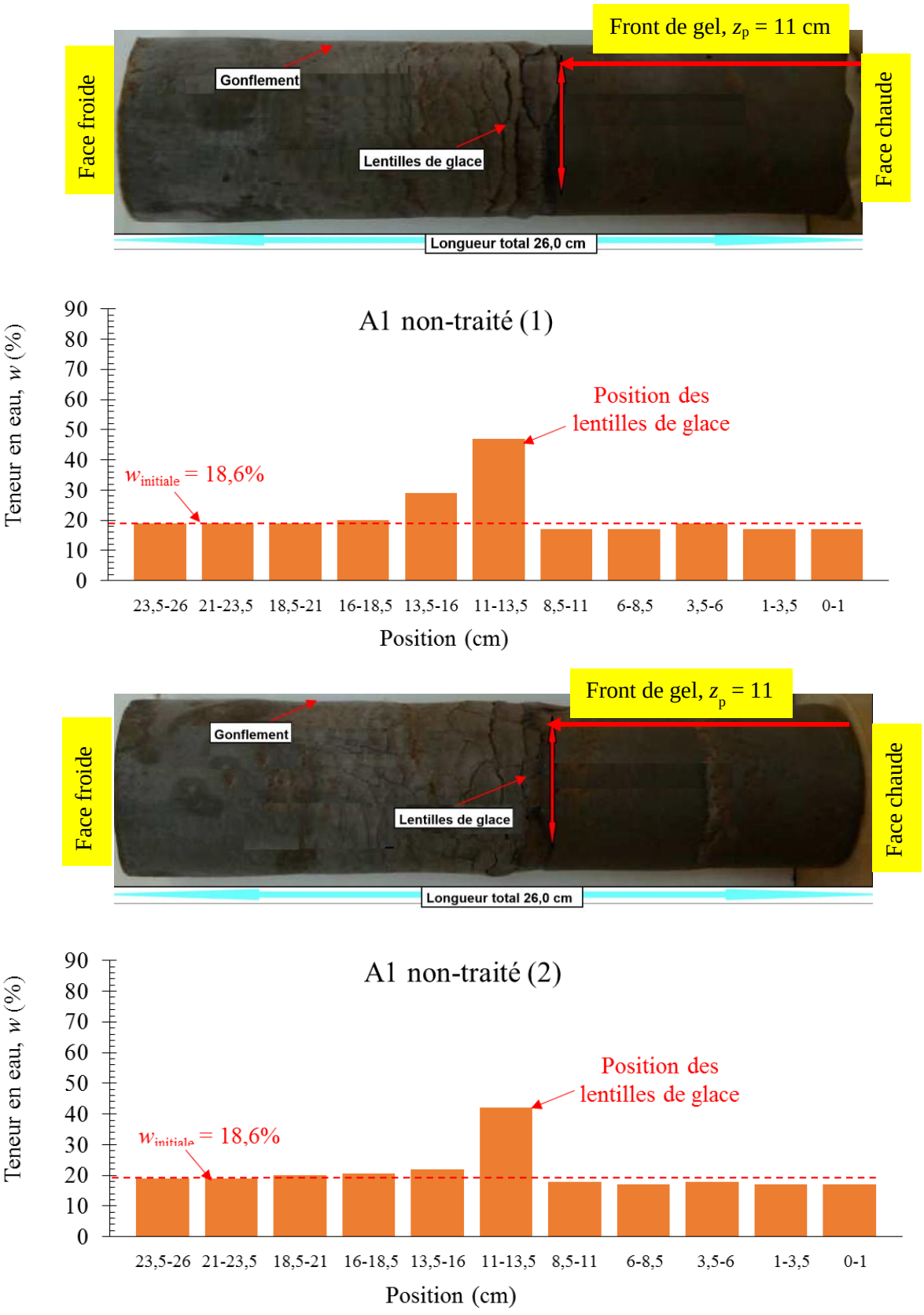
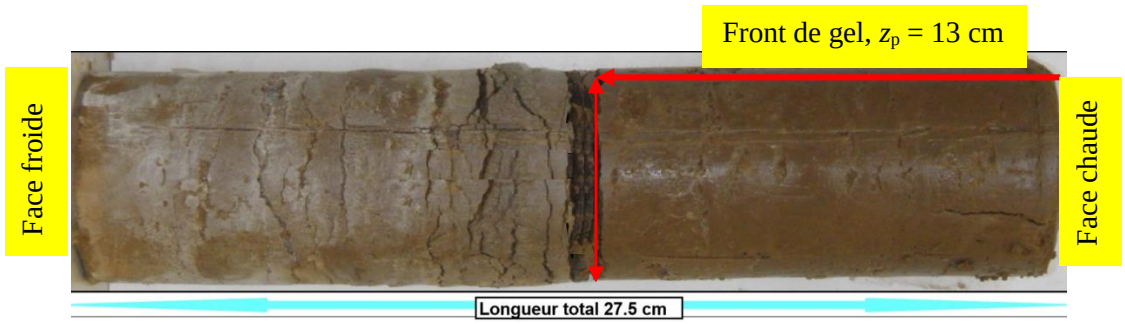
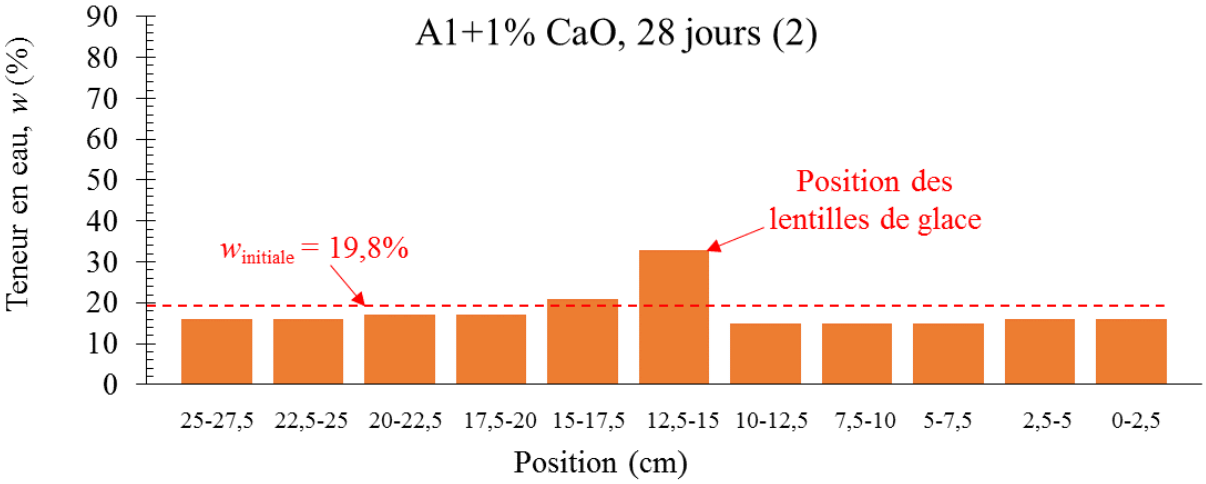
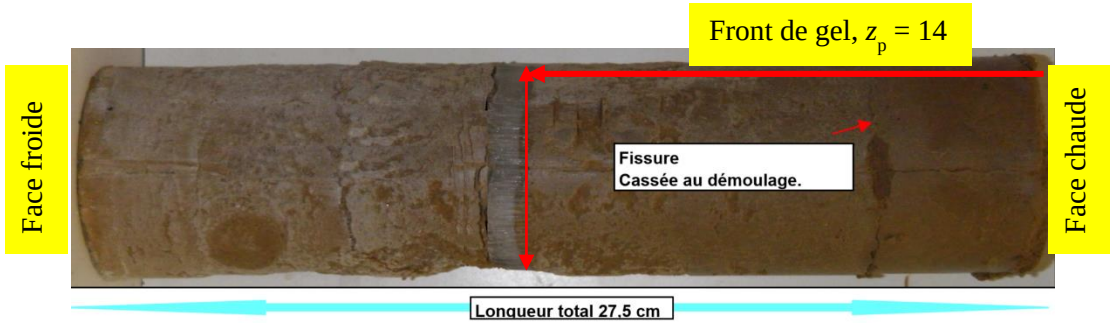
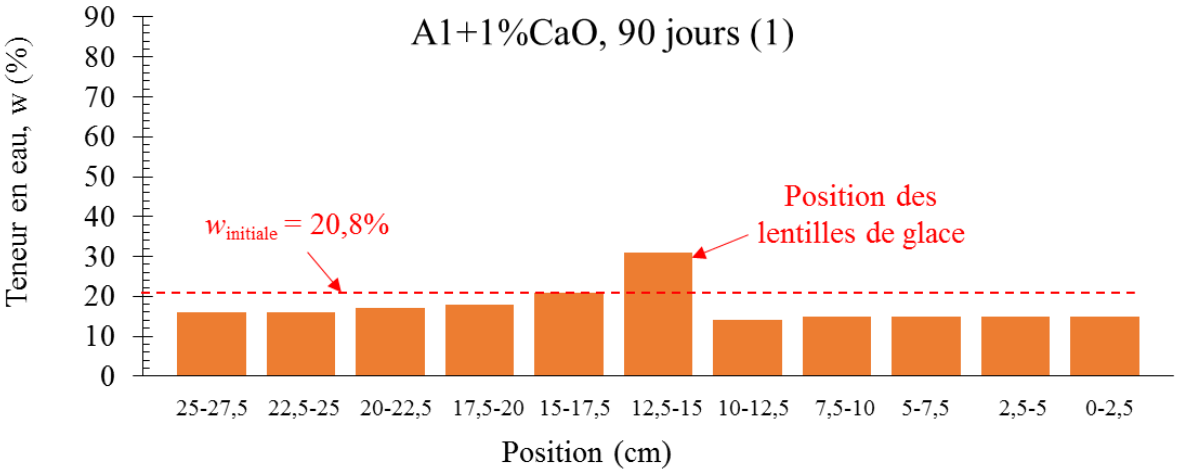


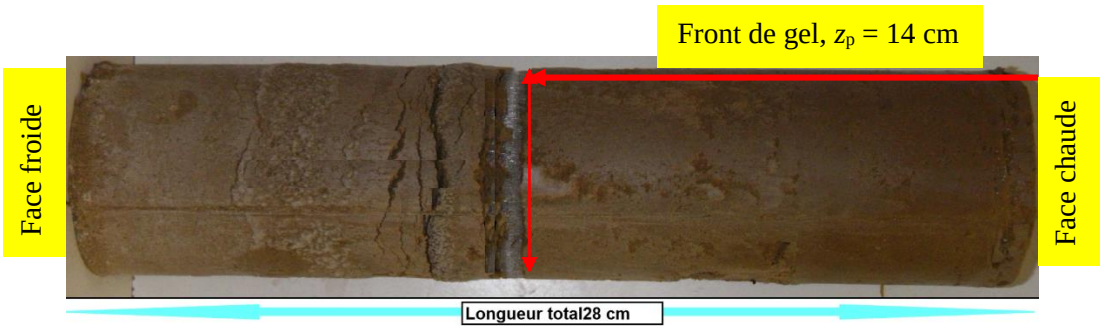
Figure VI. 4: Observation des éprouvettes du sol A1 non-traité après gel

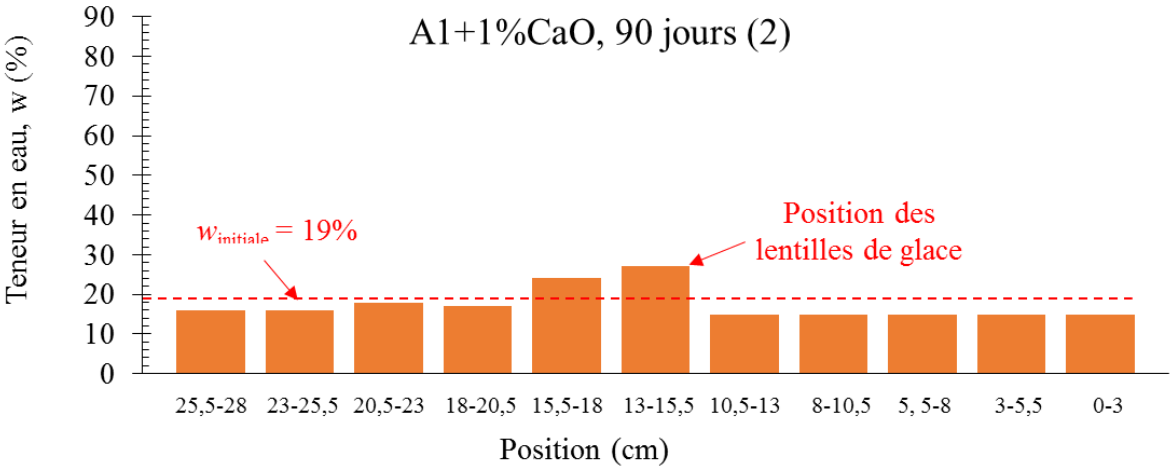

Front de gel, z_p = 13 cm
Face froide
Face chaude
Longueur total 27.5 cm

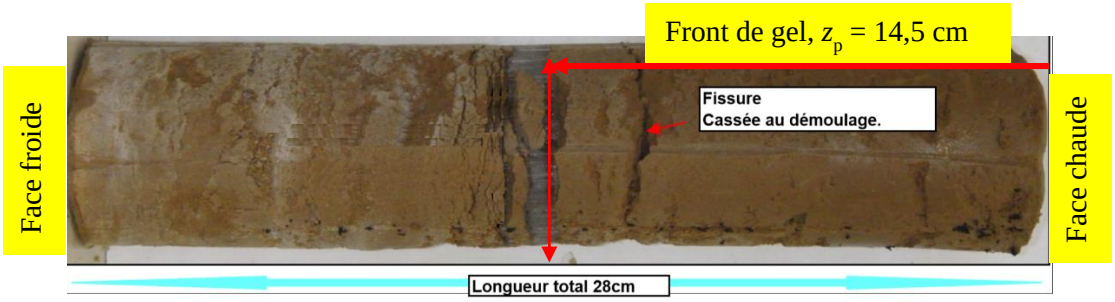

A1+1% CaO, 28 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 19,8%
Position des lentilles de glace
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

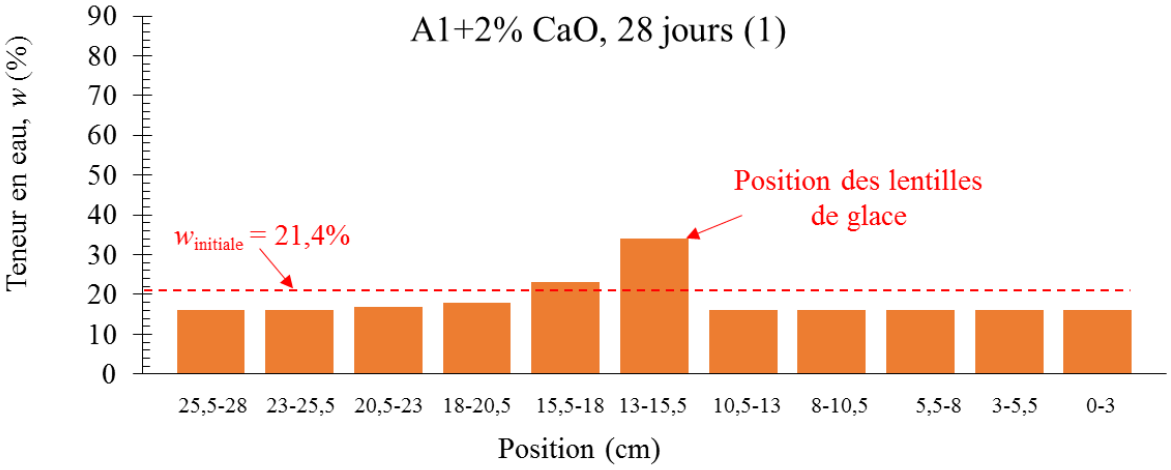

Front de gel, z_p = 14
Face froide
Face chaude
Fissure
Cassée au démoulage.
Longueur total 27.5 cm

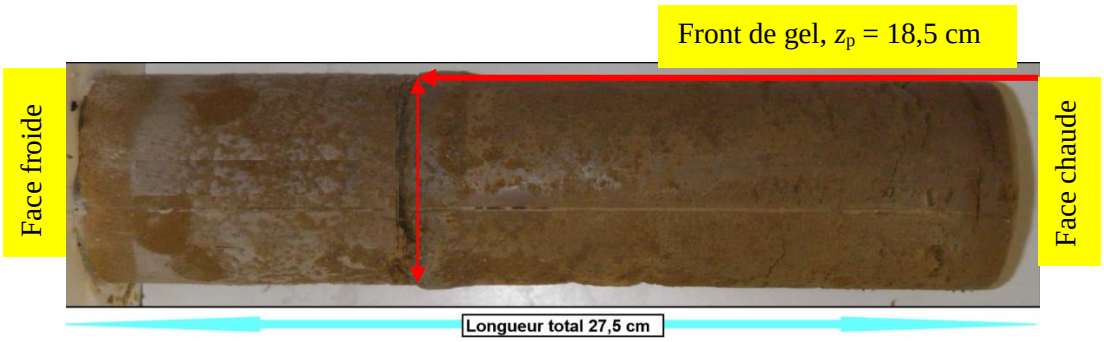

A1+1%CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 20,8%
Position des lentilles de glace
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

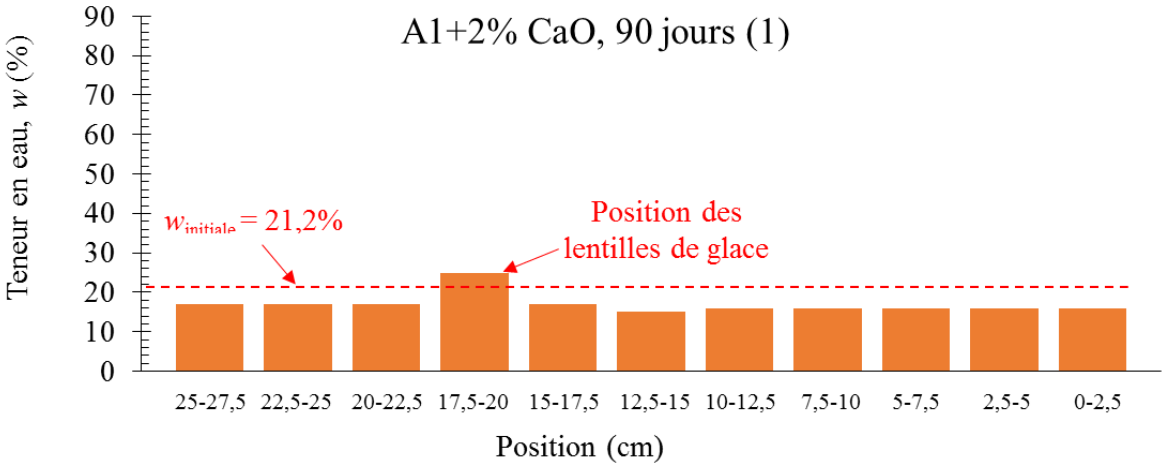

Front de gel, z_p = 14 cm
Face froide
Face chaude
Longueur total28 cm

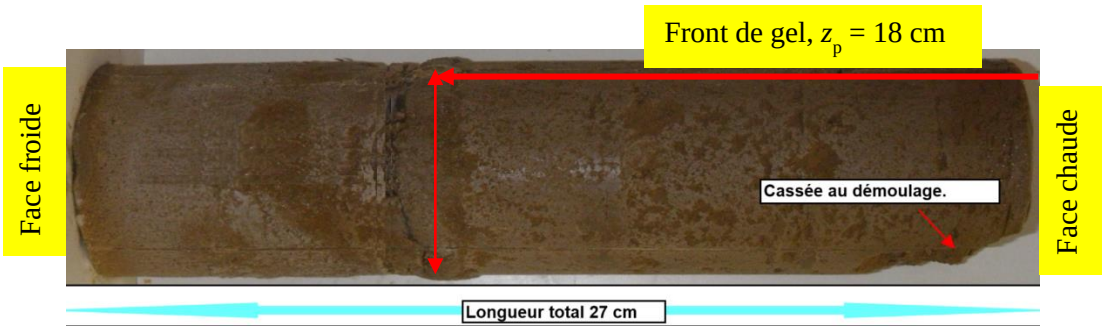

A1+1%CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 19%
Position des lentilles de glace
25,5-28
23-25,5
20,5-23
18-20,5
15,5-18
13-15,5
10,5-13
8-10,5
5, 5-8
3-5,5
0-3
Position (cm)

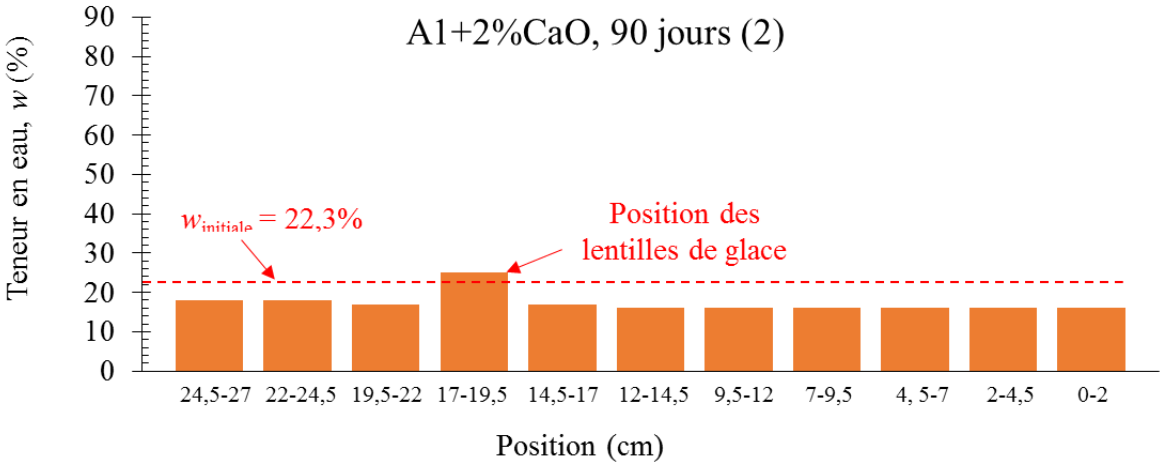

Front de gel, z_p = 14,5 cm
Face froide
Face chaude
Fissure
Cassée au démoulage.
Longueur total 28cm

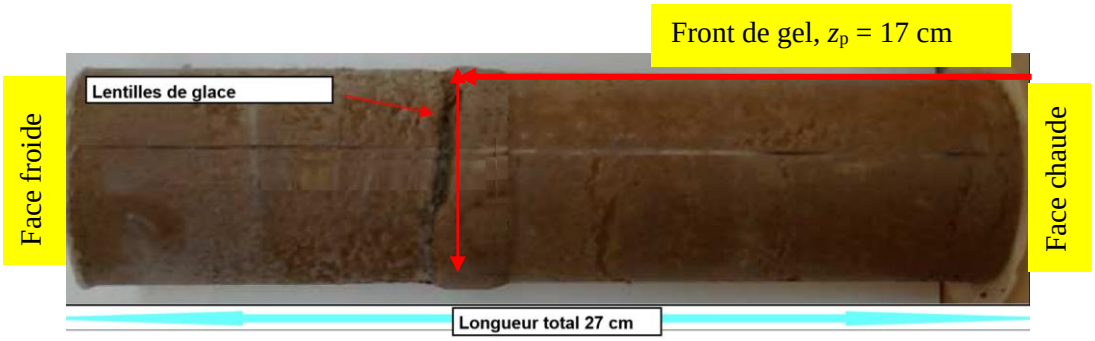

A1+2% CaO, 28 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 21,4%
Position des lentilles de glace
25,5-28
23-25,5
20,5-23
18-20,5
15,5-18
13-15,5
10,5-13
8-10,5
5,5-8
3-5,5
0-3
Position (cm)

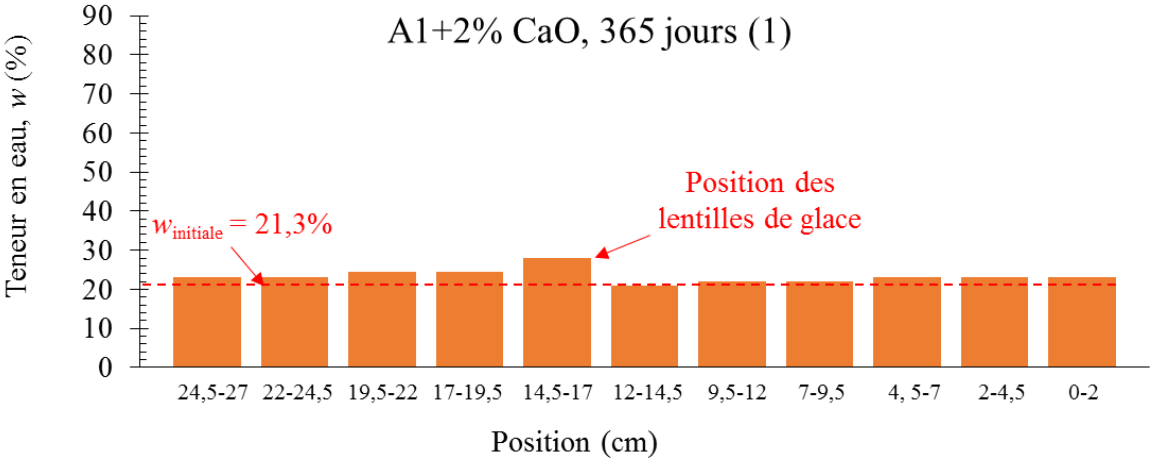

Front de gel, z_p = 18,5 cm
Face froide
Face chaude
Longueur total 27,5 cm

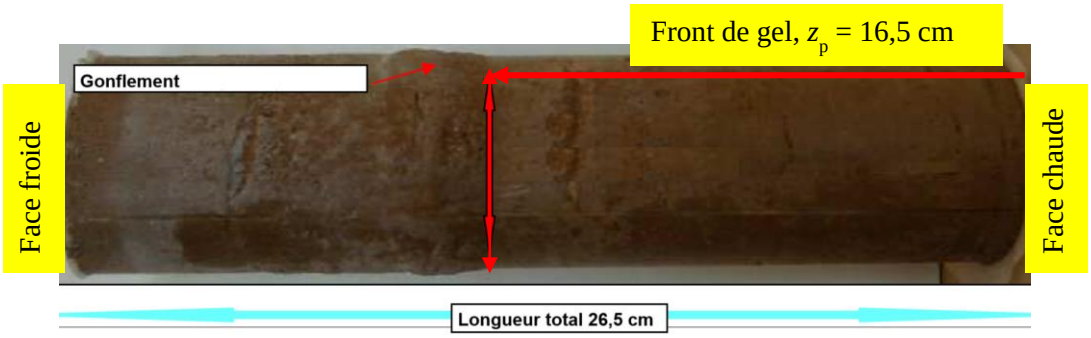

A1+2% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 21,2%
Position des lentilles de glace
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

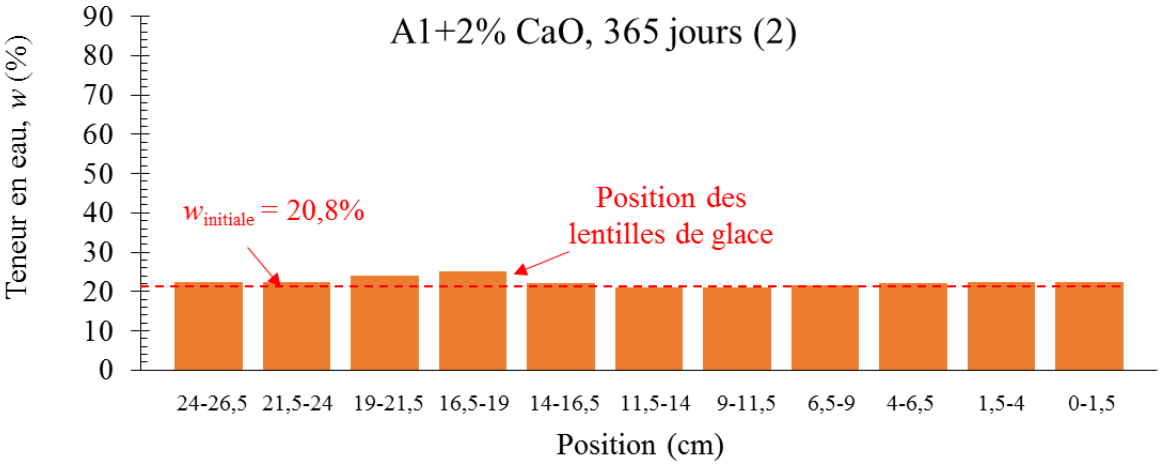

Front de gel, z_p = 18 cm
Face froide
Face chaude
Cassée au démoulage.
Longueur total 27 cm

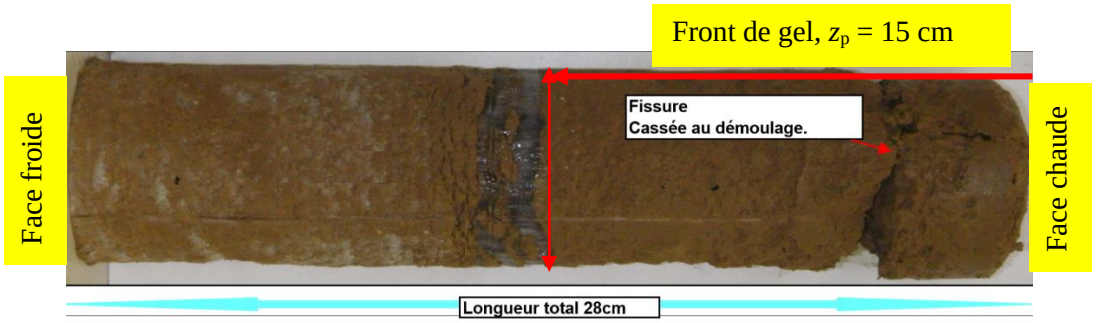

A1+2%CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 22,3%
Position des lentilles de glace
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

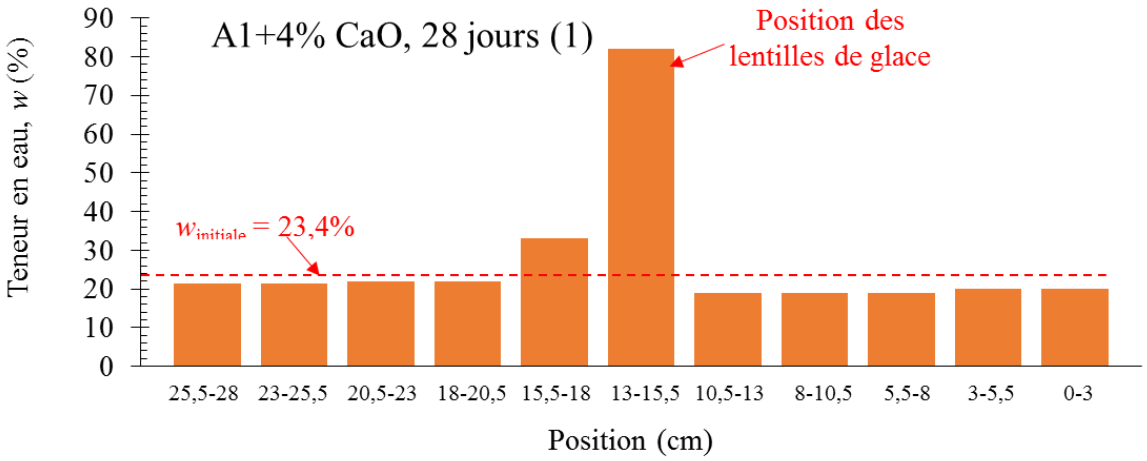

Front de gel, z_p = 17 cm
Face froide
Lentilles de glace
Face chaude
Longueur total 27 cm

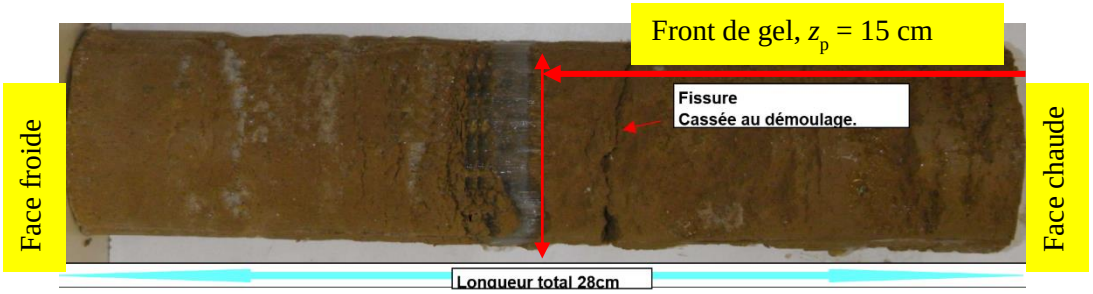

A1+2% CaO, 365 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 21,3%
Position des lentilles de glace
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

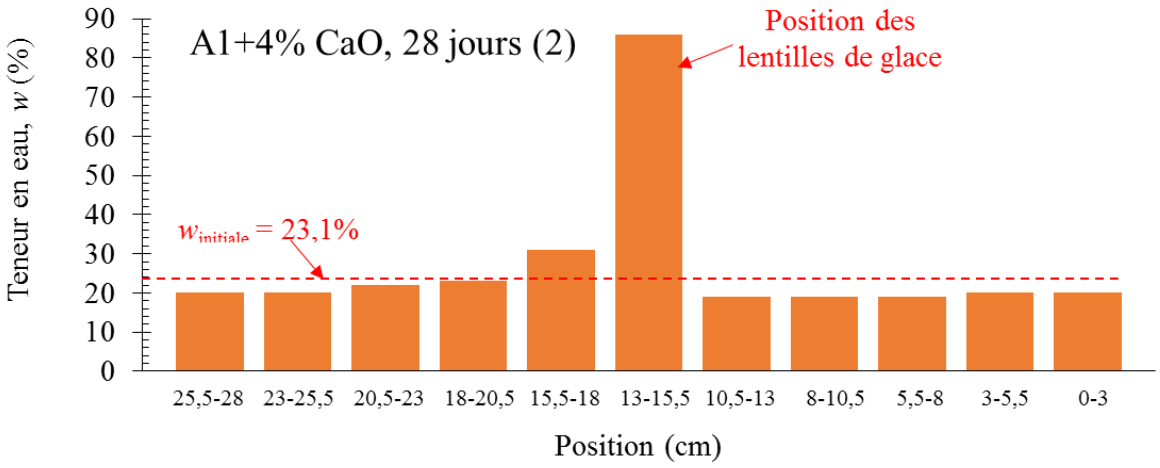

Front de gel, z_p = 16,5 cm
Face froide
Gonflement
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

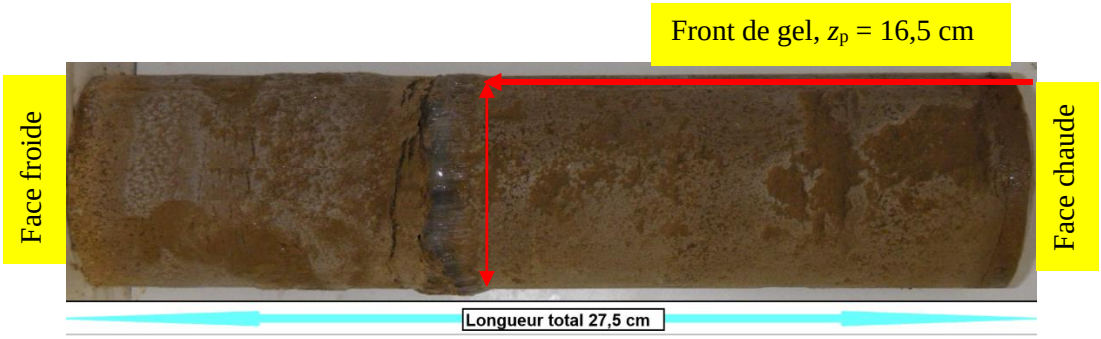

A1+2% CaO, 365 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
$w_{initiale}$ = 20,8%
Position des lentilles de glace
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

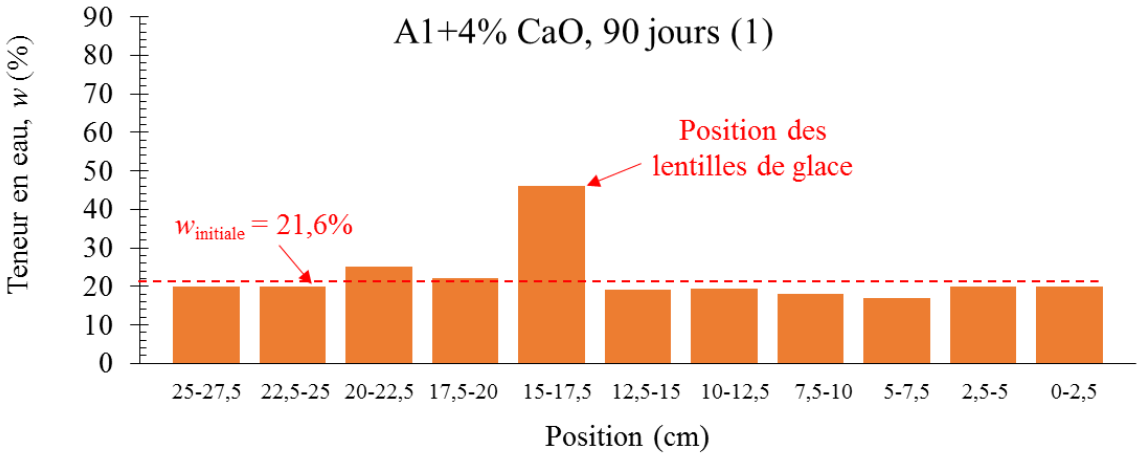

Front de gel, z_p = 15 cm
Face froide
Face chaude
Fissure
Cassée au démoulage.
Longueur total 28cm

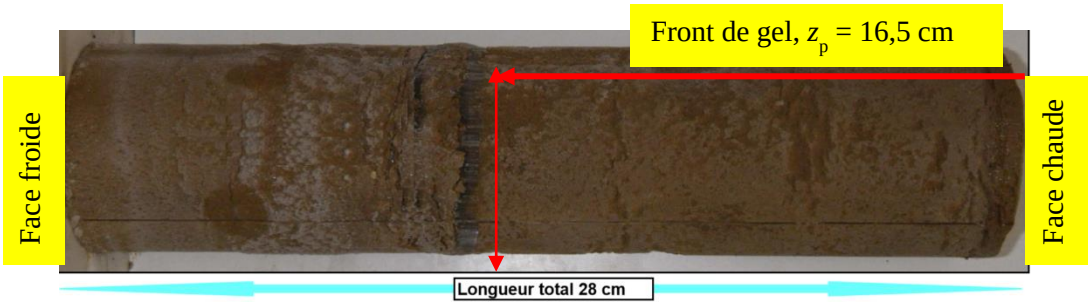

A1+4% CaO, 28 jours (1)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 23,4%
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
25,5-28
23-25,5
20,5-23
18-20,5
15,5-18
13-15,5
10,5-13
8-10,5
5,5-8
3-5,5
0-3
Position (cm)

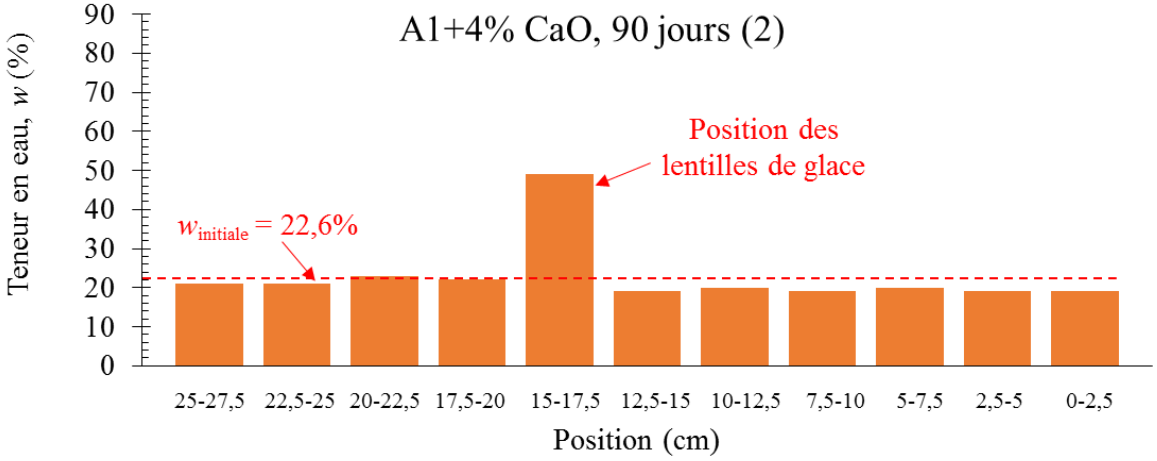

Front de gel, z_p = 15 cm
Face froide
Face chaude
Fissure
Cassée au démoulage.
Longueur total 28cm


A1+4% CaO, 28 jours (2)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 23,1%
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
25,5-28
23-25,5
20,5-23
18-20,5
15,5-18
13-15,5
10,5-13
8-10,5
5,5-8
3-5,5
0-3
Position (cm)


Front de gel, z_p = 16,5 cm
Face froide
Face chaude
Longueur total 27,5 cm


A1+4% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 21,6%
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)


Front de gel, z_p = 16,5 cm
Face froide
Face chaude
Longueur total 28 cm


A1+4% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 22,6%
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

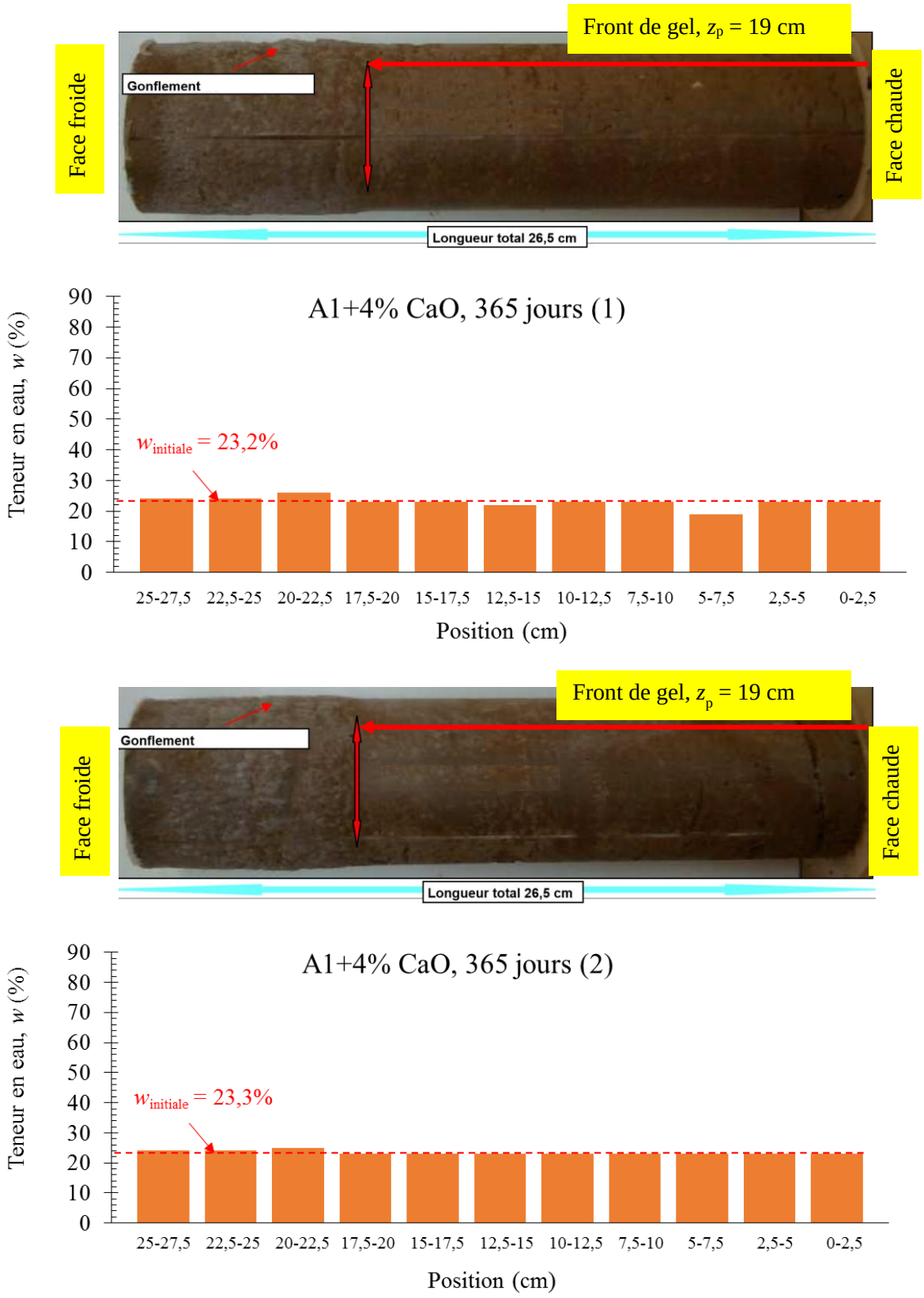


Figure VI. 5: Observation des éprouvettes du sol A1 traité après gel

La synthèse des résultats des pentes de gonflement et l'évaluation de la sensibilité au gel selon la norme NF P 98-234-2, la position des fronts de gel et l'observation des lentilles de glace sont présentées dans le Tableau VI.2 et sur la Figure VI.6. Le sol non-traité est classé sol non-gélif. Le sol devient très gélif après le traitement à 28 jours de cure. Pour le sol traité à 2% CaO et 4% CaO (objectifs de stabilisation), les pentes de gonflement diminuent nettement avec le temps de cure ; le sol devient peu gélifs après 90 jours de cure et le sol traité à 4% CaO est devenu non-gélif après un an de maturation. Quant à la position du front de gel, il est plus proche à la surface froide pour le sol traité que pour le sol non-traité. Plus le dosage en chaux est élevé et plus le temps de cure et long, plus le front de gel est proche de la surface froide.

Tableau VI. 2: Sensibilité au gel du sol A1 non-traité et traité

Dosage en chaux (%)	**Temps (jour)**	**Eprouvette**	**Pente de gonflement** $(mm/\sqrt{°C.h})$	**Sensibilité au gel**	**Position de front de gel, z_p (cm)**	**Lentilles de glace visuelles**
0	1	1	0,23	SGp	11,0	Oui
		2	0,23	SGp	11,0	Oui
1	28	1	Problème technique	Problème technique		
		2	0,67	SGt	13,0	Oui
	90	1	0,49	SGt	14,0	Oui
		2	0,51	SGt	14,0	Oui
2	28	1	0,68	SGt	14,5	Oui
		2	Problème technique	Problème technique		
	90	1	0,28	SGp	18,5	Oui
		2	0,26	SGp	18,0	Oui
	365	1	0,14	SGp	17,0	Oui
		2	0,07	SGp	16,5	Non
4	28	1	0,81	SGt	15,0	Oui
		2	0,73	SGt	15,0	Oui
	90	1	0,49	SGt	16,5	Oui
		2	0,51	SGt	16,5	Oui
	365	1	0,01	SGn	19,0	Non
		2	0,01	SGn	19,0	Non

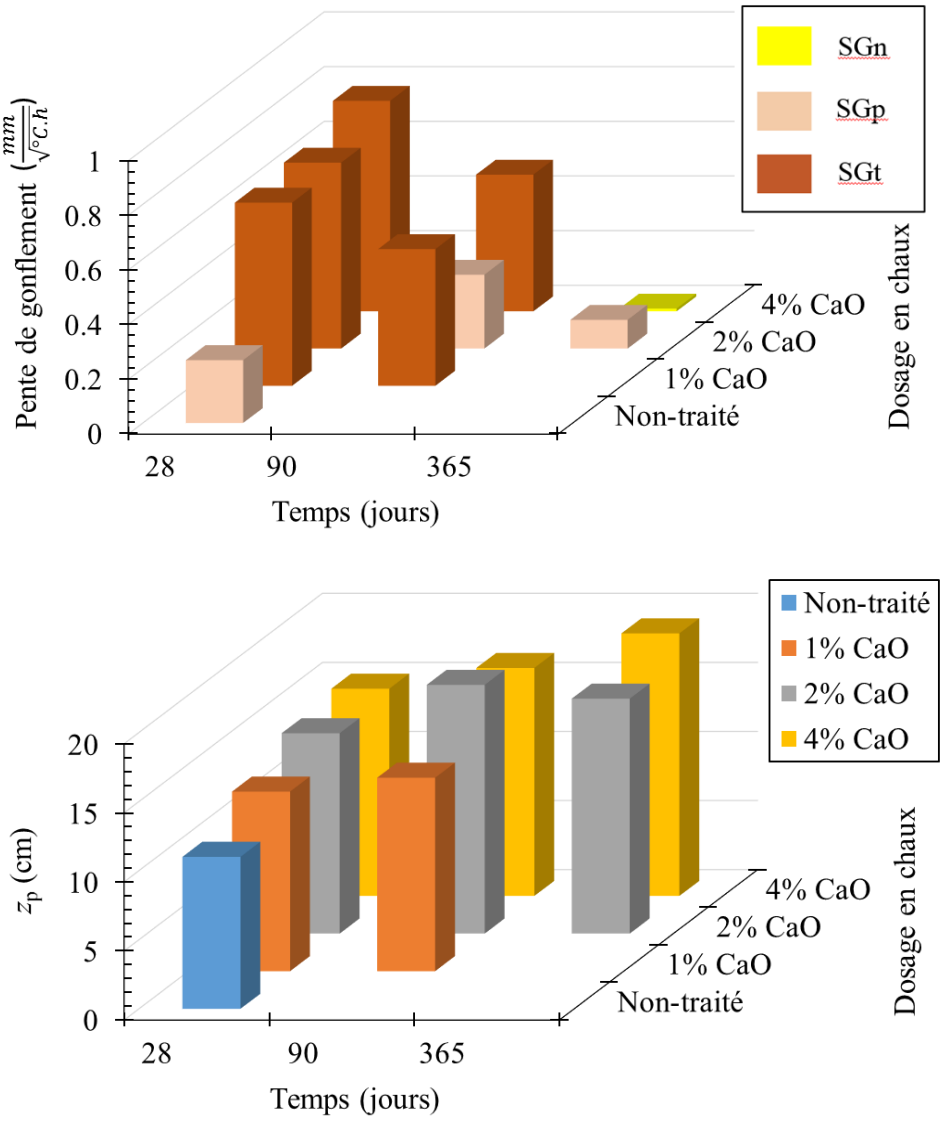


Figure VI. 6: Pentes de gonflement et positions des fronts de gel du sol A1 non-traité et traité

VI.1.2. Sol A2 - argile limoneuse

Les conditions initiales de compactage (ρ_d, w) des éprouvettes du sol A2 non-traité et traité sont présentées dans le Tableau VI.3:

Tableau VI. 3 : Conditions de fabrication des éprouvettes du sol A2 non-traité et traité pour les essais de géligonflement

Dosage en chaux (%)	**Temps (jour)**	**Echantillon**	$\rho_{d\ visée}$ **(Mg/m³)**	$w_{visée}$ **(%)**	ρ_d **(Mg/m³)**	w **(%)**	$\frac{\rho_d}{\rho_{d,OPN}} \times 100\%$
0	1	1	1,71	18,5	1,74	19,0	96,1
		2			1,74	19,0	96,1
1,5	90	1	1,56	24,5	1,56	23,3	95,1
		2			1,54	23,3	94,0
	365	1			1,55	24,3	94,5
		2			1,56	24,3	95,1
3	28	1	1,54	25,5	1,53	25,5	94,4
		2			1,52	25,5	93,8
	90	1			1,55	25,5	95,6
		2			1,55	25,5	95,6
	365	1			1,54	26,0	95,0
		2			1,54	26,0	95,0
5	28	1	1,48	27,0	1,49	26,8	95,5
		2			1,49	26,8	95,5
	90	1			1,48	27,2	94,8
		2			1,49	26,8	95,5
	365	1			1,49	27,9	95,5
		2			1,49	27,9	95,5

Les résultats des éprouvettes du sol A2 non-traité et traité sont présentés sur les Figures VI.7, VI.8, VI.9:

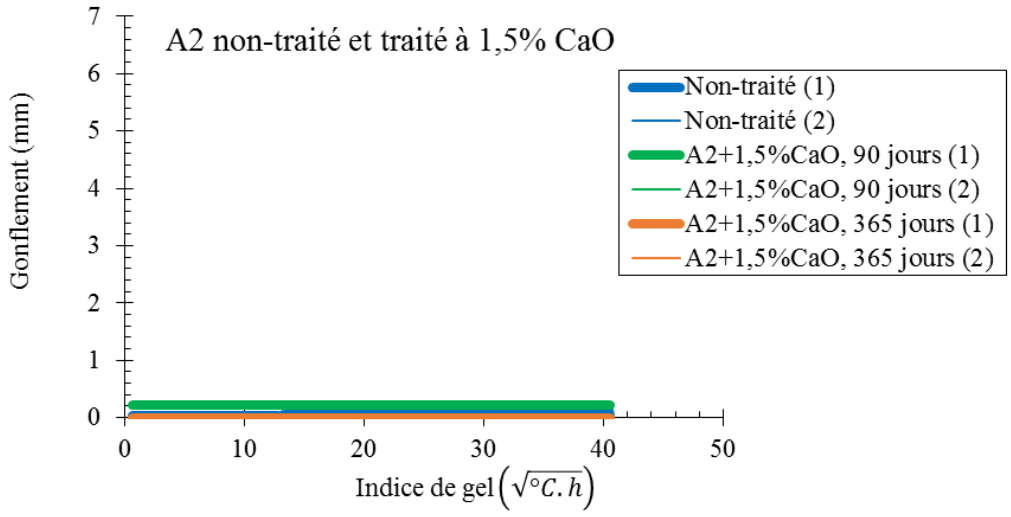


Figure VI. 7 : Résultats des essais de géligonflement sur le sol A2 non-traité et traité à 1,5% CaO

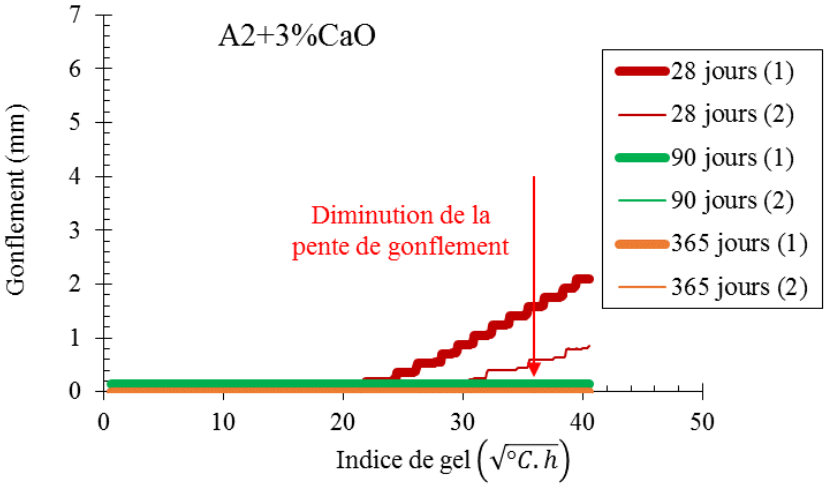


Figure VI. 8: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A2 traité à 3% CaO

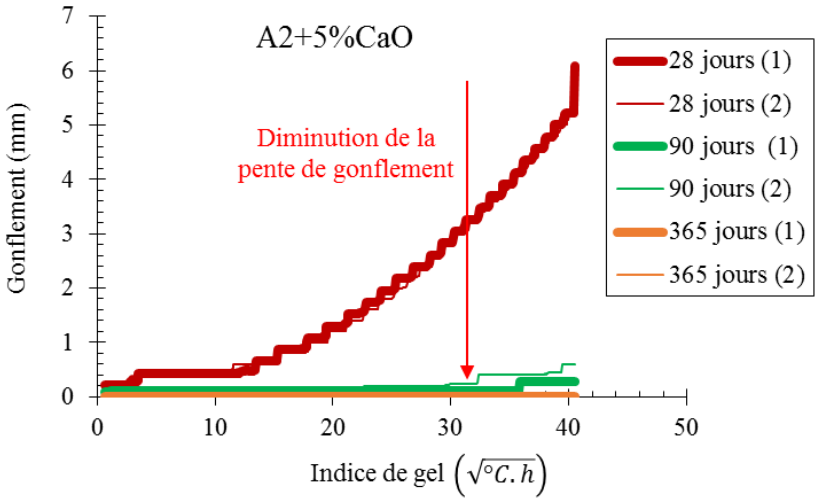


Figure VI. 9: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A2 traité à 5% CaO

Les gonflements du sol non-traité et traité à 1,5% CaO sont nuls. Les pentes de gonflement sont égales à zéro et le sol est donc non-gélif. Au dosage en chaux plus élevés (3% et 5% CaO), les pentes de gonflement augmentent pour le sol traité à 28 jours de cure (la pente de gonflement du sol traité à 5% CaO est plus forte que celle du sol traité à 3% CaO), puis elles diminuent avec le temps de cure. Les valeurs des pentes de gonflement et la sensibilité au gel du sol sont données dans le Tableau VI.4.

Les Figures VI.10, et VI.11 présentent des lentilles de glace et les teneurs en eau des éprouvettes après les essais. Les lentilles de glace n'apparaissent que sur les éprouvettes de sol traité à 3% CaO et 5% CaO à 28 jours de cure. La position des lentilles de glace correspond au pic de la teneur en eau, supérieure à la teneur en eau initiale. Dans les éprouvettes sans la présence de lentilles de glace, les teneurs en eau sont constantes le long de l'éprouvette et proches de la valeur initiale.

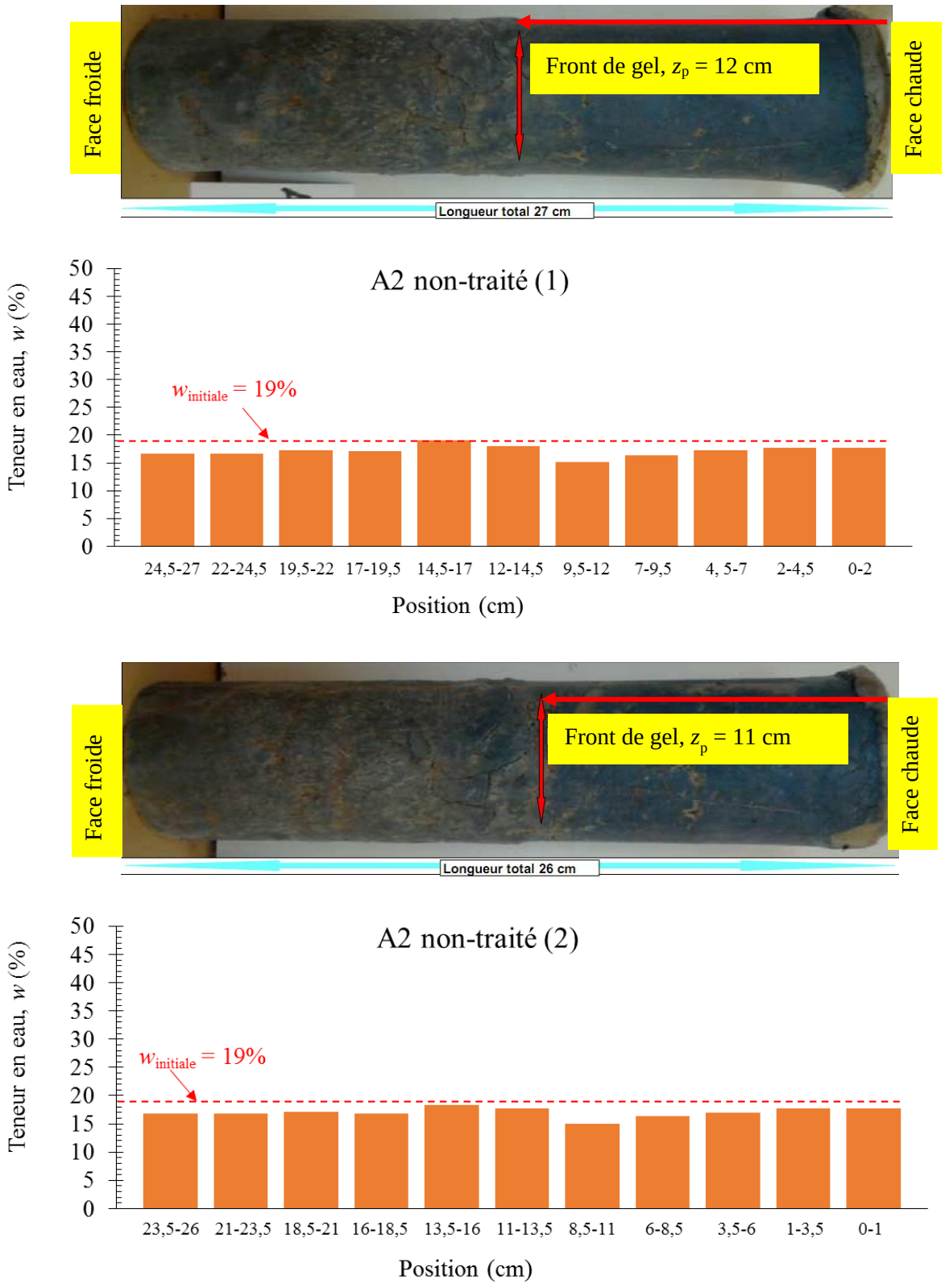
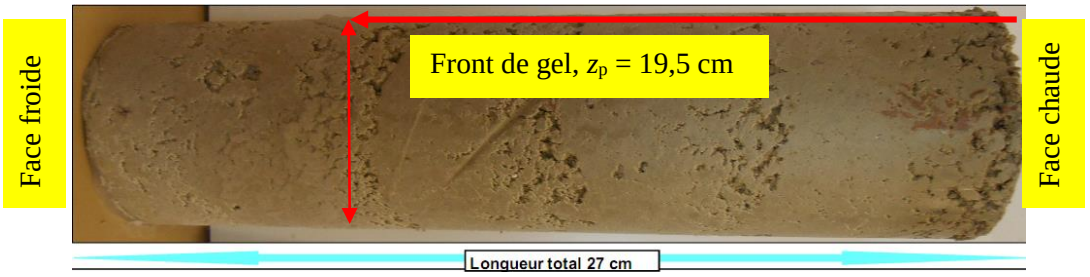
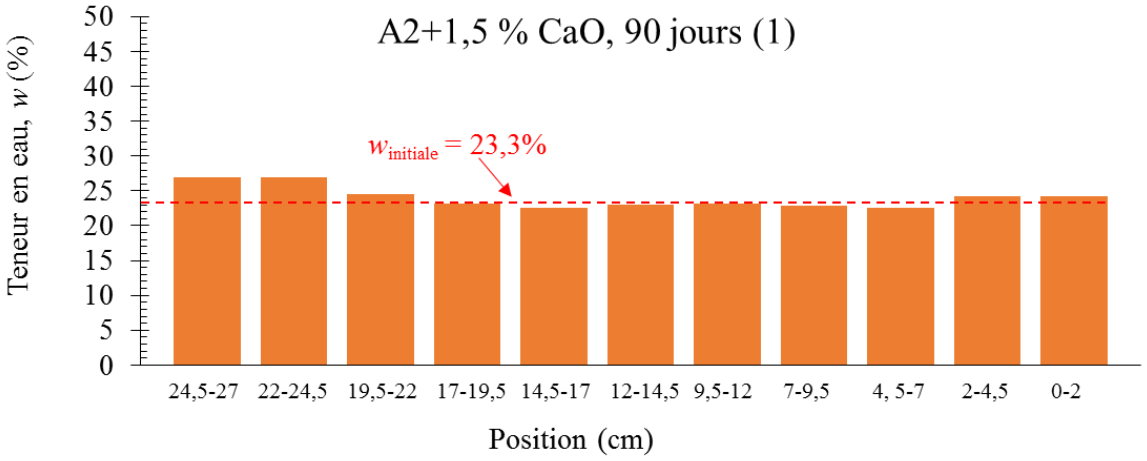
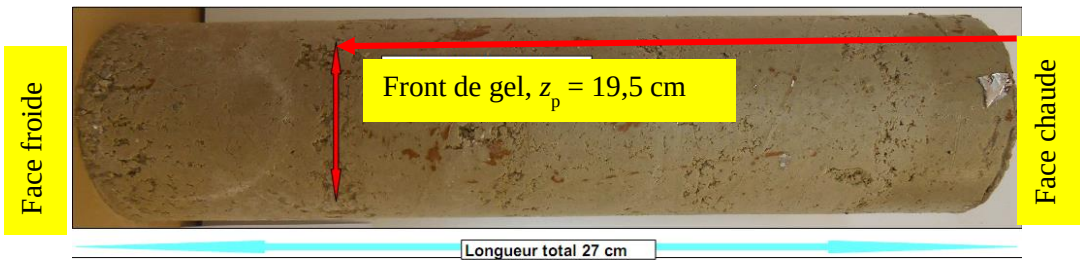
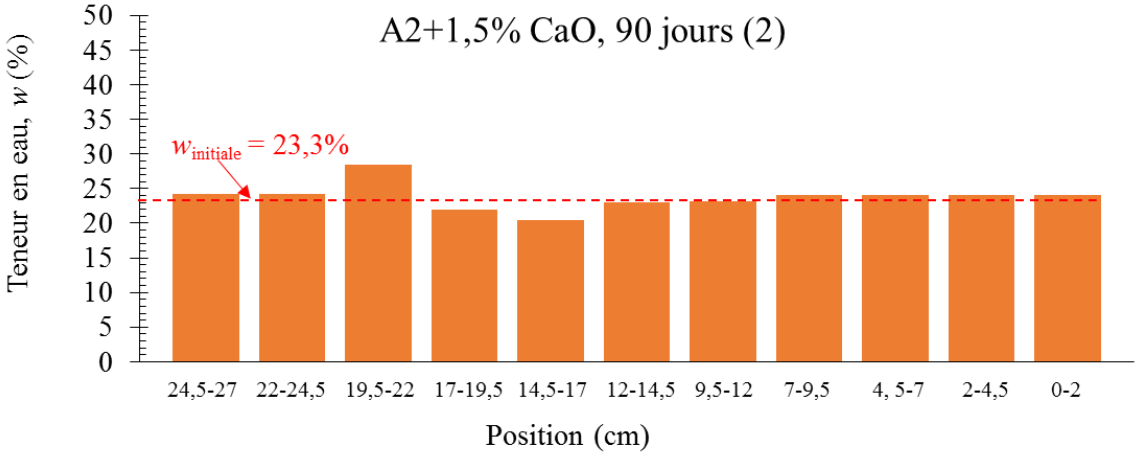


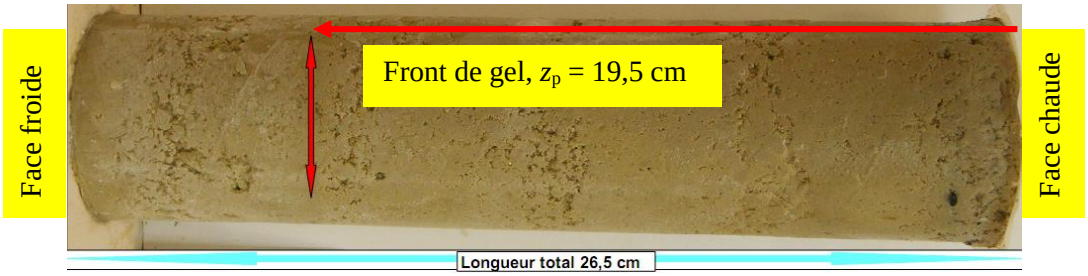
Figure VI. 10: Observation des éprouvettes du sol A2 non-traité après gel

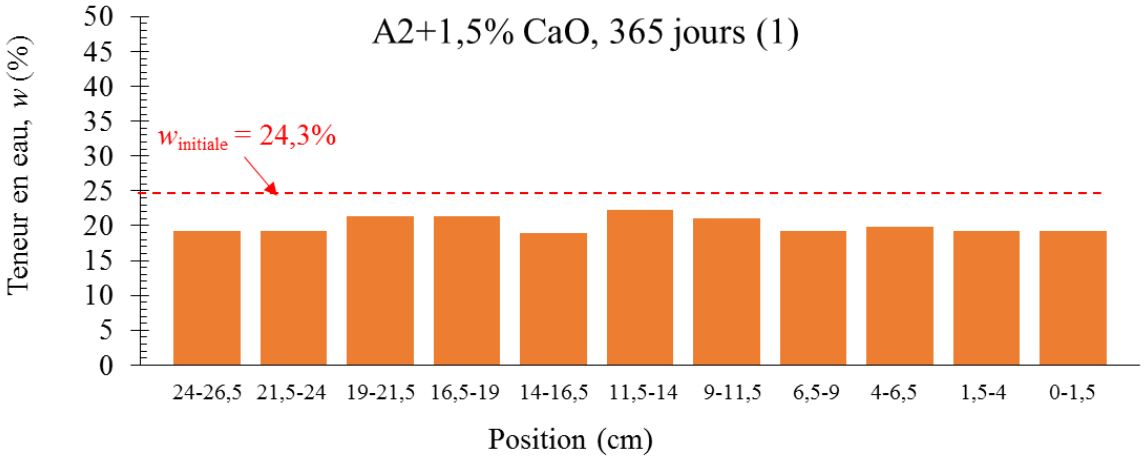

Face froide
Front de gel, z_p = 19,5 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

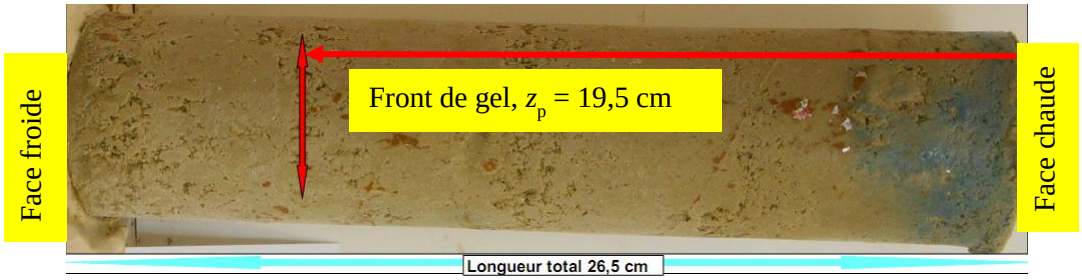

A2+1,5 % CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 23,3%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

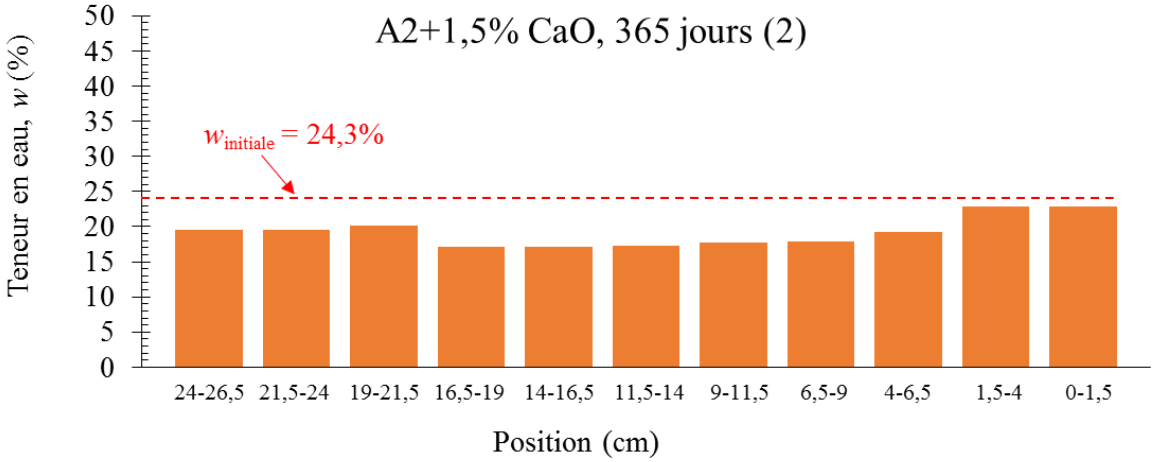

Face froide
Front de gel, z_p = 19,5 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

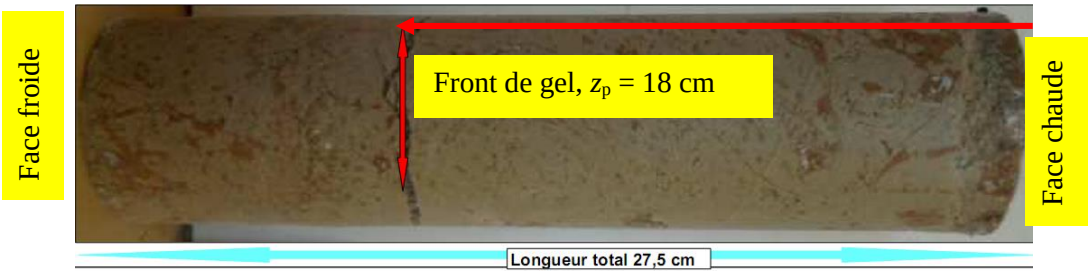

A2+1,5% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 23,3%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

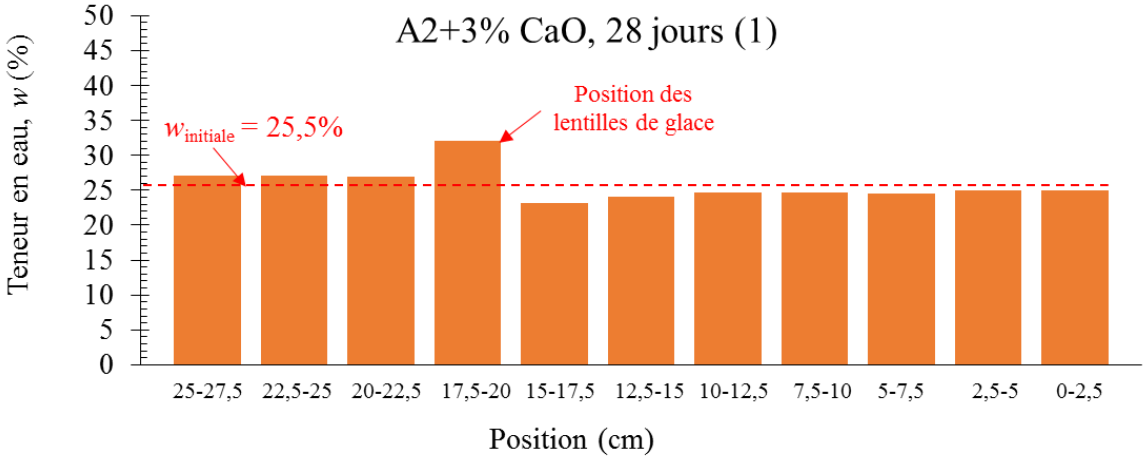

Face froide
Front de gel, z_p = 19,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

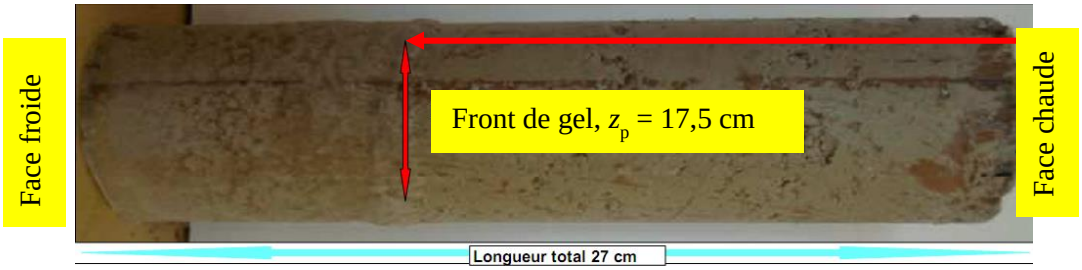

A2+1,5% CaO, 365 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 24,3%
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

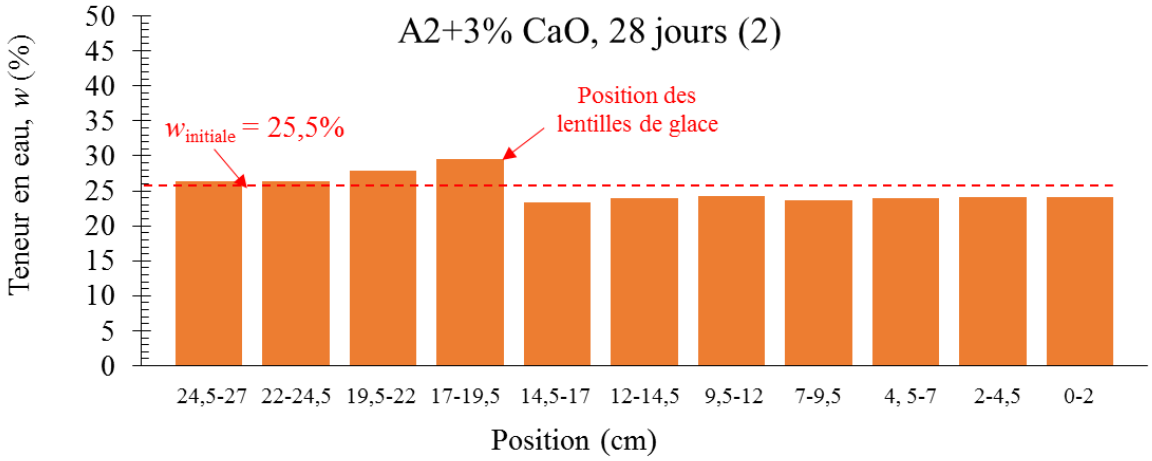

Face froide
Front de gel, z_p = 19,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

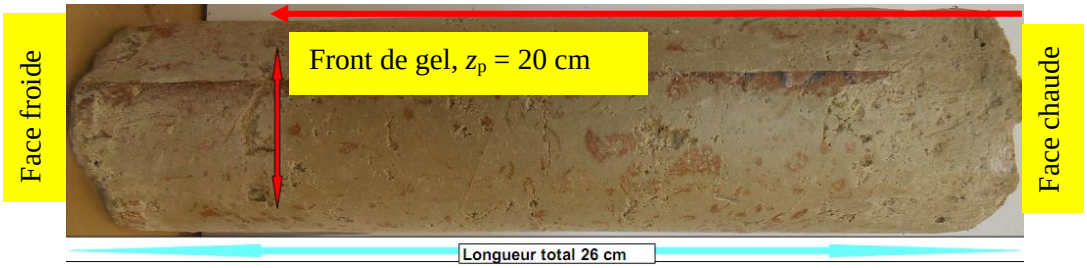

A2+1,5% CaO, 365 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 24,3%
0
5
10
15
20
25
30
35
40
45
50
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

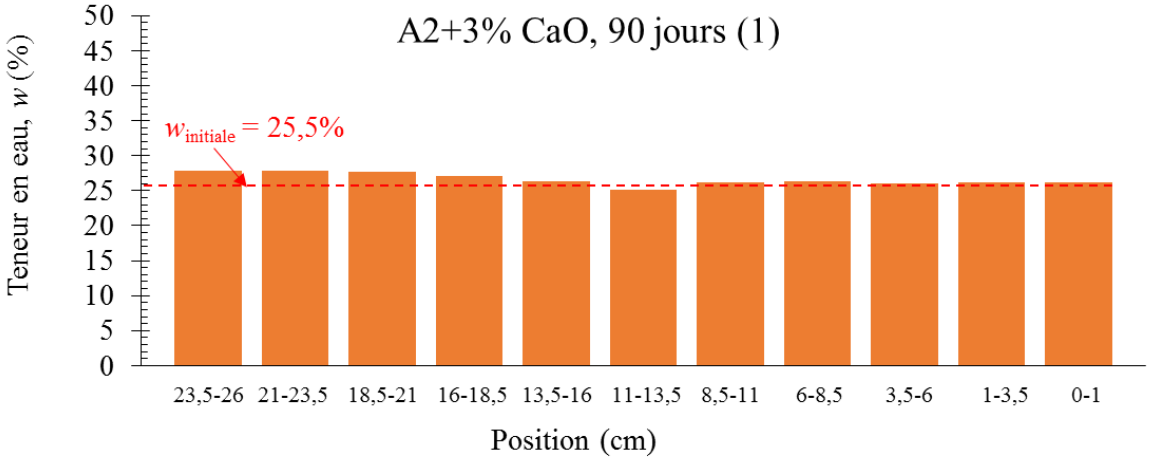

Face froide
Front de gel, z_p = 18 cm
Face chaude
Longueur total 27,5 cm

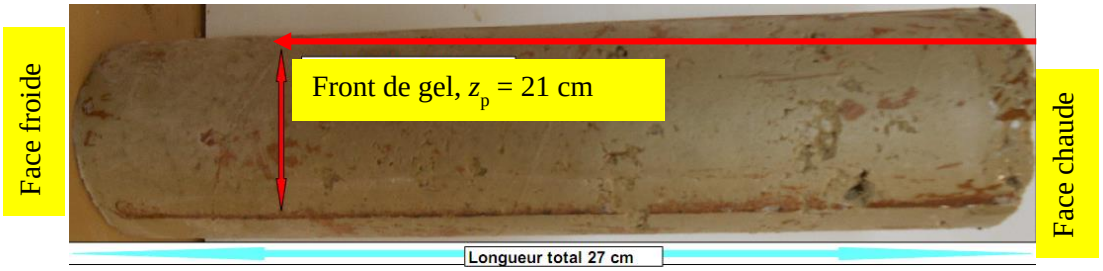

A2+3% CaO, 28 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 25,5%
Position des lentilles de glace
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

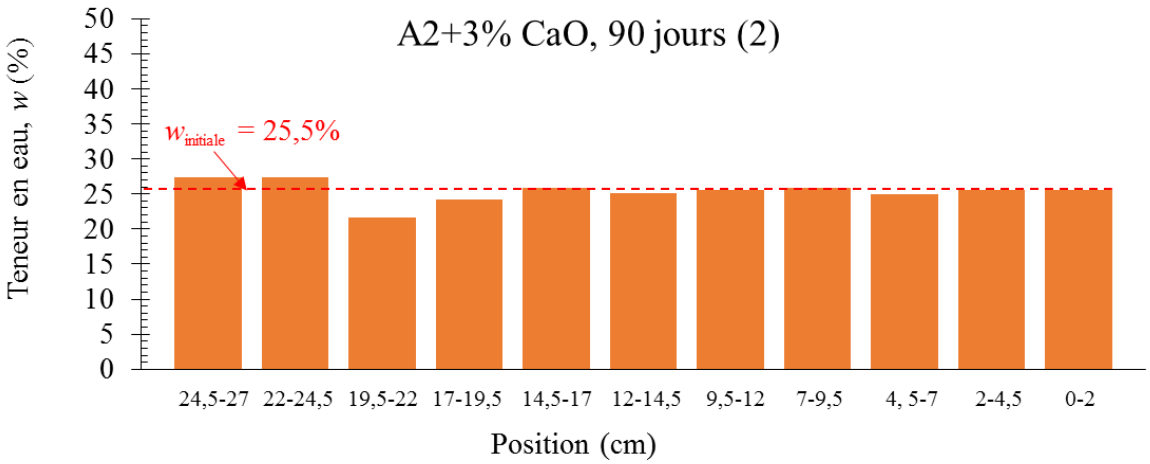

Face froide
Front de gel, z_p = 17,5 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

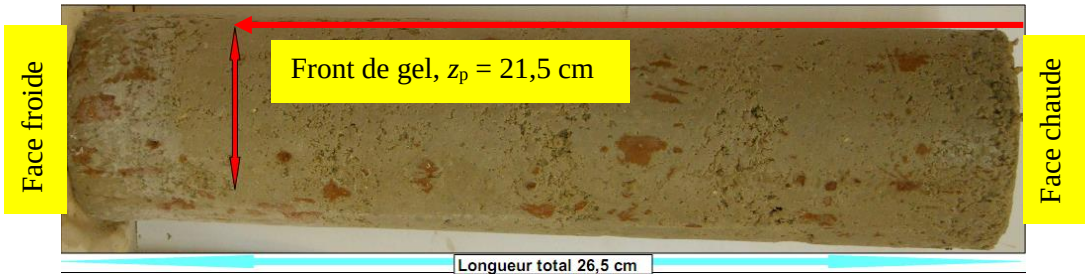

A2+3% CaO, 28 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 25,5%
Position des lentilles de glace
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

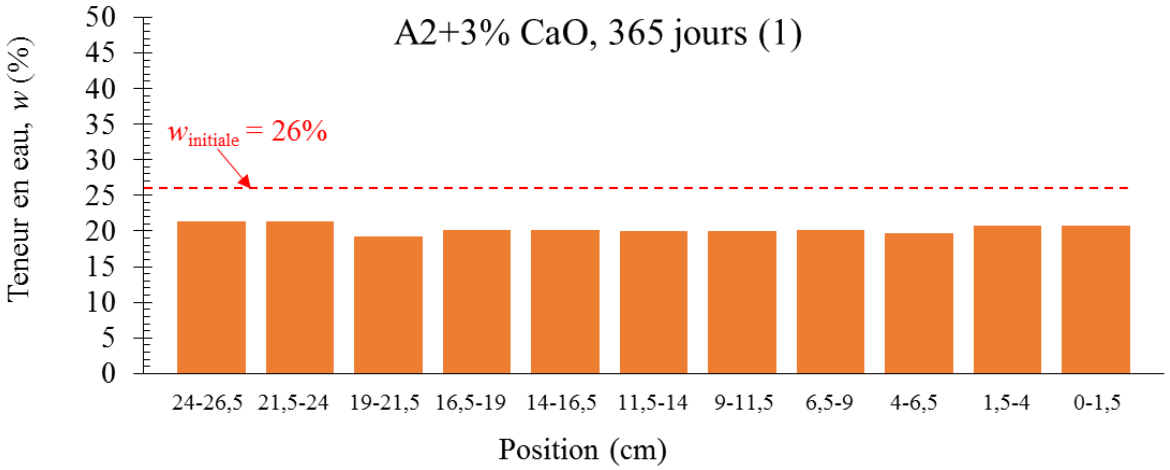

Face froide
Front de gel, z_p = 20 cm
Face chaude
Longueur total 26 cm

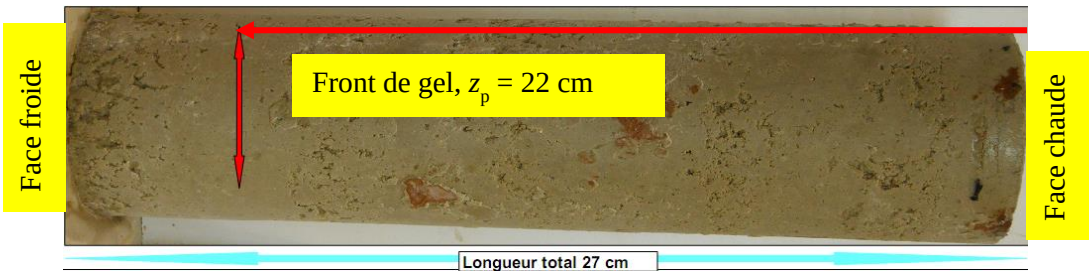

A2+3% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 25,5%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
23,5-26
21-23,5
18,5-21
16-18,5
13,5-16
11-13,5
8,5-11
6-8,5
3,5-6
1-3,5
0-1
Position (cm)

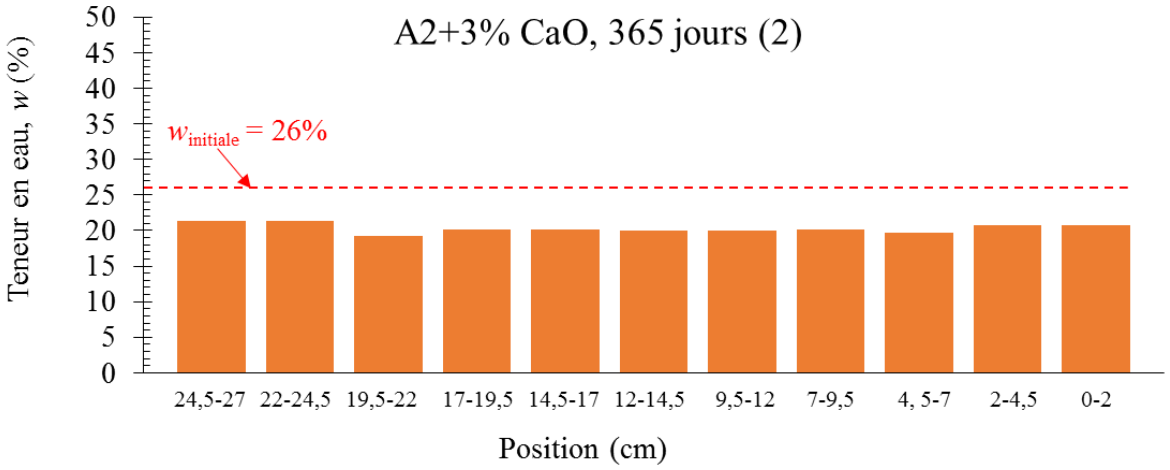

Face froide
Front de gel, z_p = 21 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

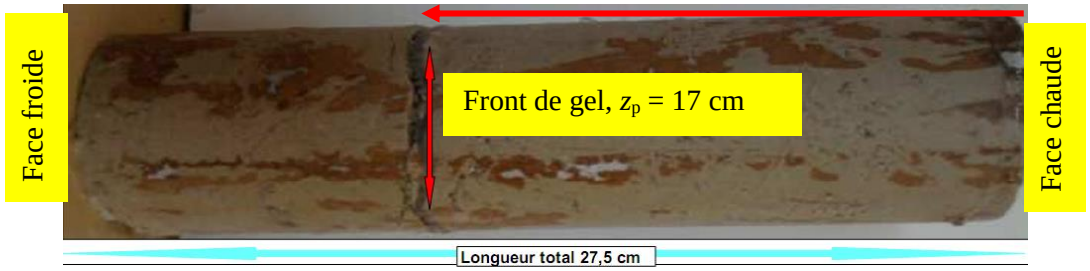

A2+3% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 25,5%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

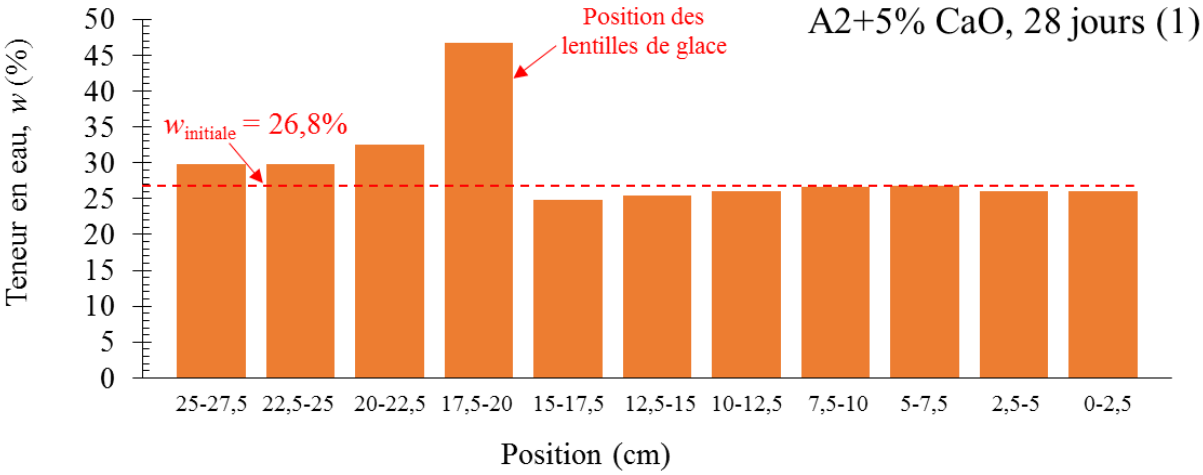

Face froide
Front de gel, z_p = 21,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

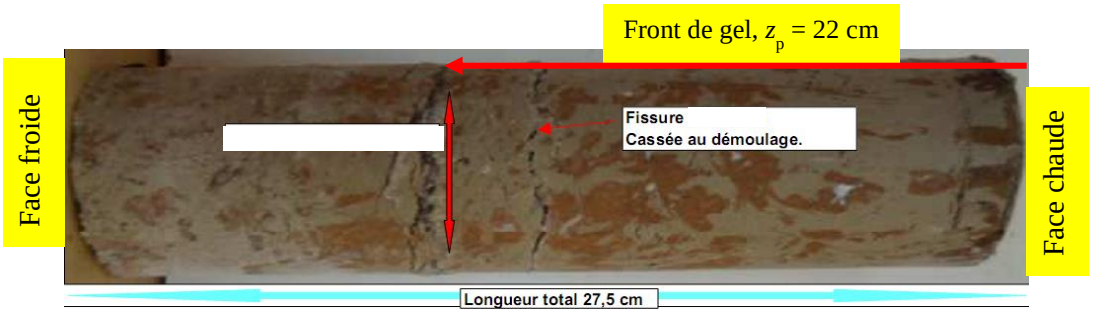

A2+3% CaO, 365 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 26%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

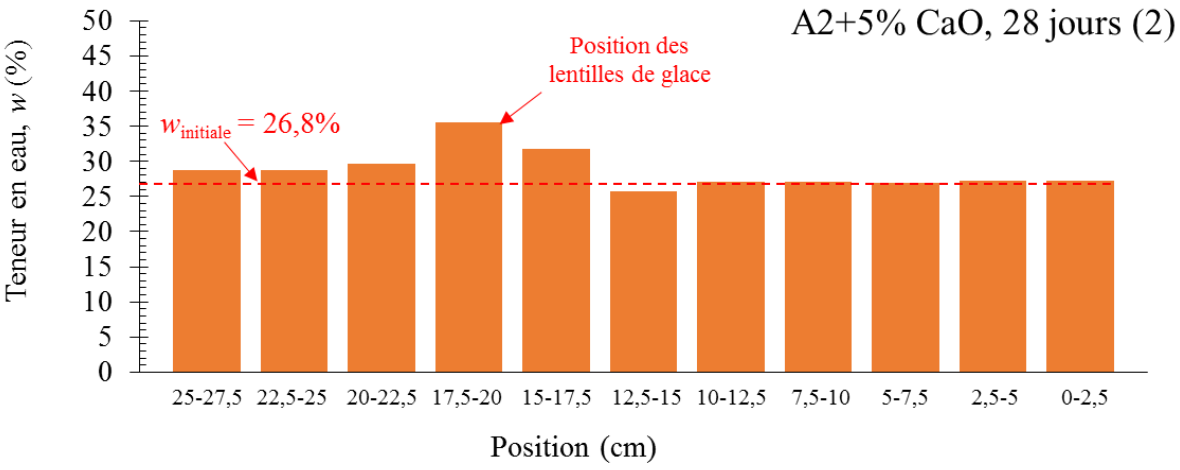

Face froide
Front de gel, z_p = 22 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

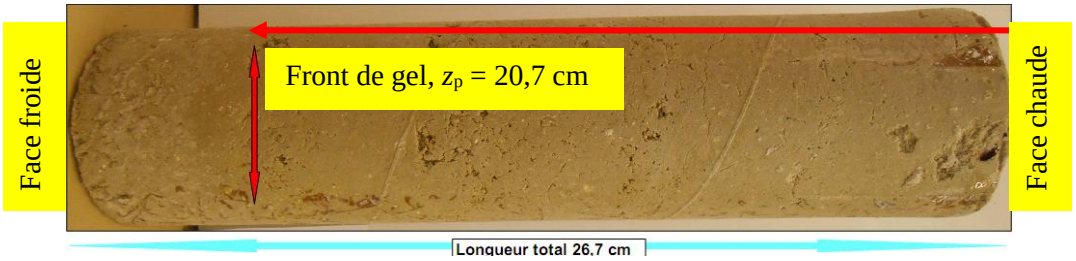

A2+3% CaO, 365 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 26%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

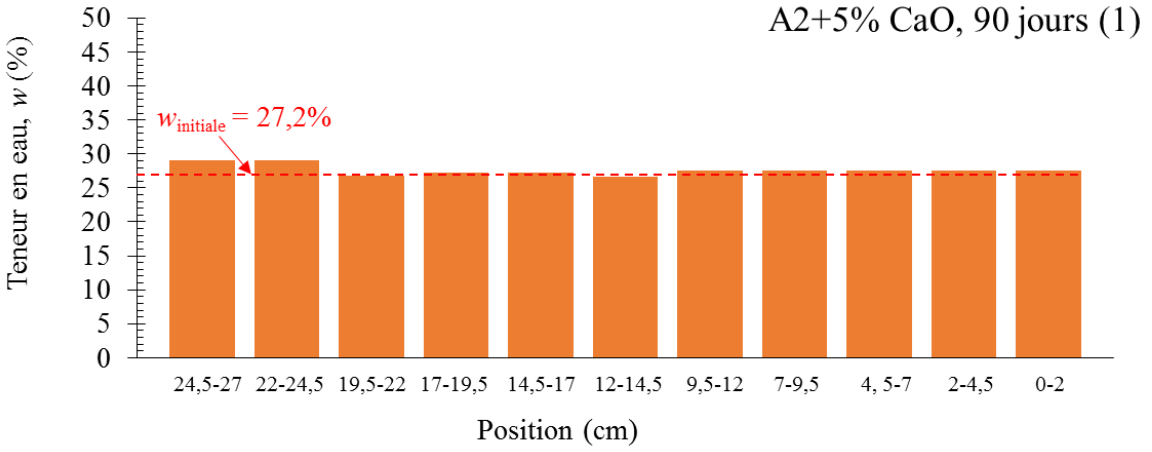

Face froide
Front de gel, z_p = 17 cm
Face chaude
Longueur total 27,5 cm

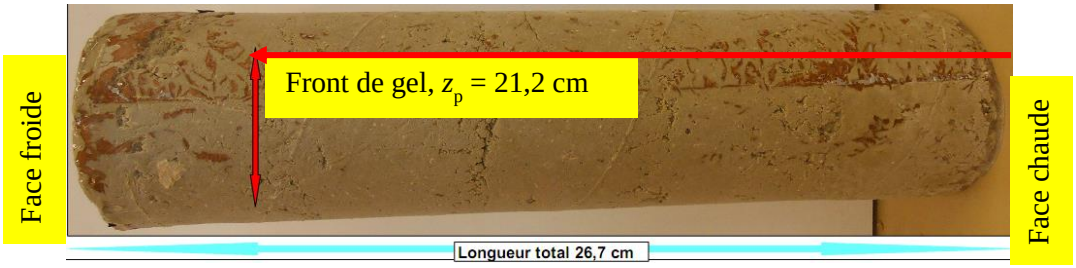

A2+5% CaO, 28 jours (1)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 26,8%
Teneur en eau, w (%)
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

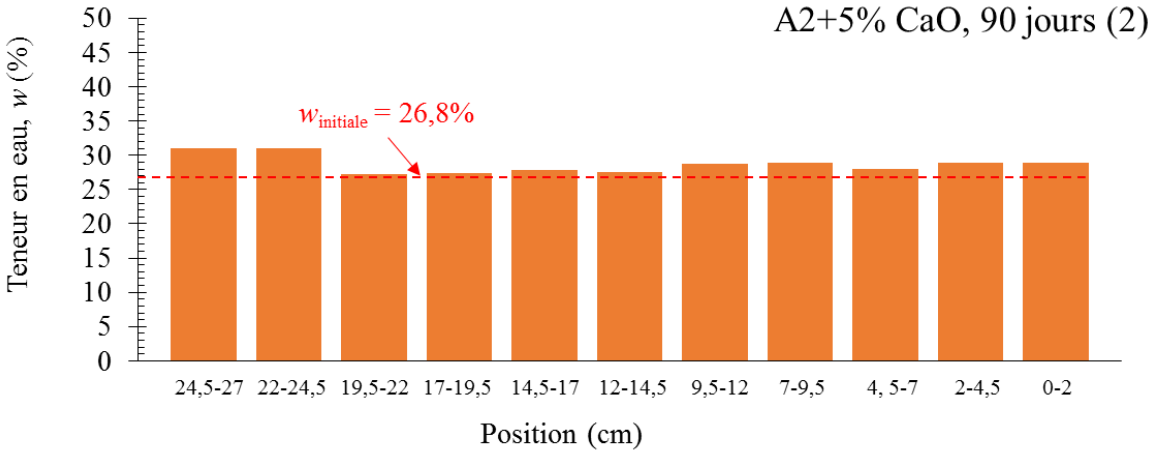

Front de gel, z_p = 22 cm
Face froide
Fissure
Cassée au démoulage.
Face chaude
Longueur total 27,5 cm


A2+5% CaO, 28 jours (2)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 26,8%
Teneur en eau, w (%)
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)


Face froide
Front de gel, z_p = 20,7 cm
Face chaude
Longueur total 26,7 cm


A2+5% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 27,2%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)


Face froide
Front de gel, z_p = 21,2 cm
Face chaude
Longueur total 26,7 cm


A2+5% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 26,8%
50
45
40
35
30
25
20
15
10
5
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

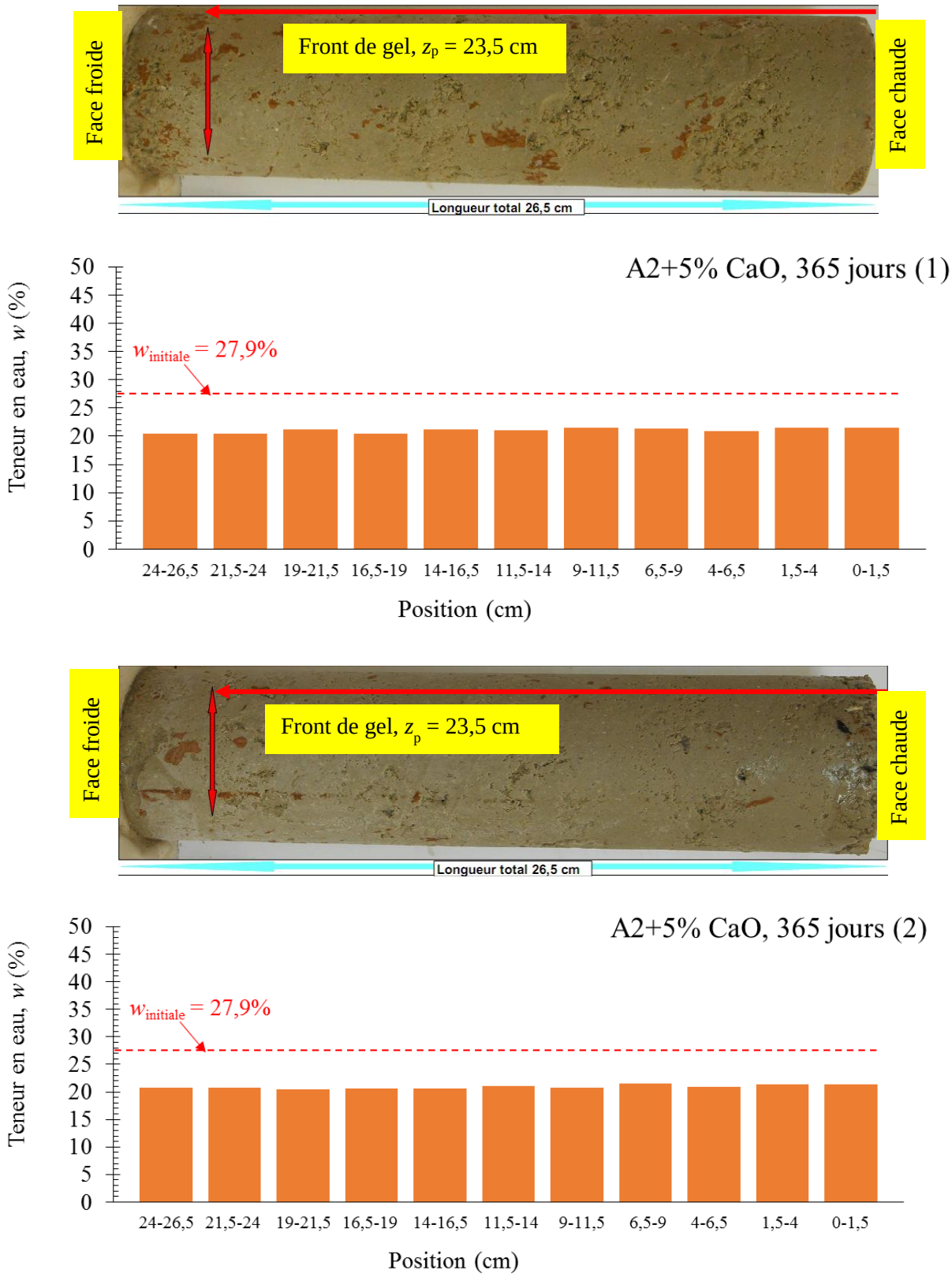


Figure VI. 11: Observation des éprouvettes du sol A2 traité après gel

Les résultats des pentes de gonflement et l'évaluation de la sensibilité au gel selon la norme NF P 98-234-2, la position des fronts de gel et l'observation des lentilles de glace sont présentés dans le Tableau VI.4 et sur la Figure VI.12. Le sol A2 non-traité est jugé non-gélif. Après le traitement à 3% CaO et 5% CaO, le sol devient peu-gélif à 28 jours de cure. Puis, la sensibilité au gel diminue avec le temps et à partir de 90 jours de cure le sol traité est devenu non-gélif. Les fronts de gel du sol traité sont plus proches de la surface froide de l'éprouvette par rapport au sol non-traité. Pour le sol traité à 1,5% CaO, la position du front de gel ne change pas avec le temps de cure, tandis que pour le sol traité à 3% et 5% CaO, les fronts de gel sont plus proches de la surface froide aux temps de cure plus longs.

Tableau VI. 4: Sensibilité au gel du sol A2 non-traité et traité

Dosage en chaux (%)	**Temps (jour)**	**Eprouvette**	**Pente de gonflement** $(mm/\sqrt{°C.h})$	**Sensibilité au gel**	**Position de front de gel (cm)**	**Lentilles de glace visuelles**
0	1	1	0,01	SGn	12,0	Non
		2	0,00	SGn	11,0	Non
1,5	90	1	0,00	SGn	19,5	Non
		2	0,00	SGn	19,5	Non
	365	1	0,00	SGn	19,5	Non
		2	0,00	SGn	19,5	Non
3	28	1	0,10	SGp	18,0	Oui
		2	0,10	SGp	17,5	Non
	90	1	0,00	SGn	20,0	Non
		2	0,00	SGn	21,0	Non
	365	1	0,00	SGn	21,5	Non
		2	0,00	SGn	22,0	Non
5	28	1	0,18	SGp	17,0	Oui
		2	0,18	SGp	17,0	Oui
	90	1	0,00	SGn	20,7	Non
		2	0,01	SGn	21,2	Non
	365	1	0,00	SGn	23,5	Non
		2	0,00	SGn	23,5	Non

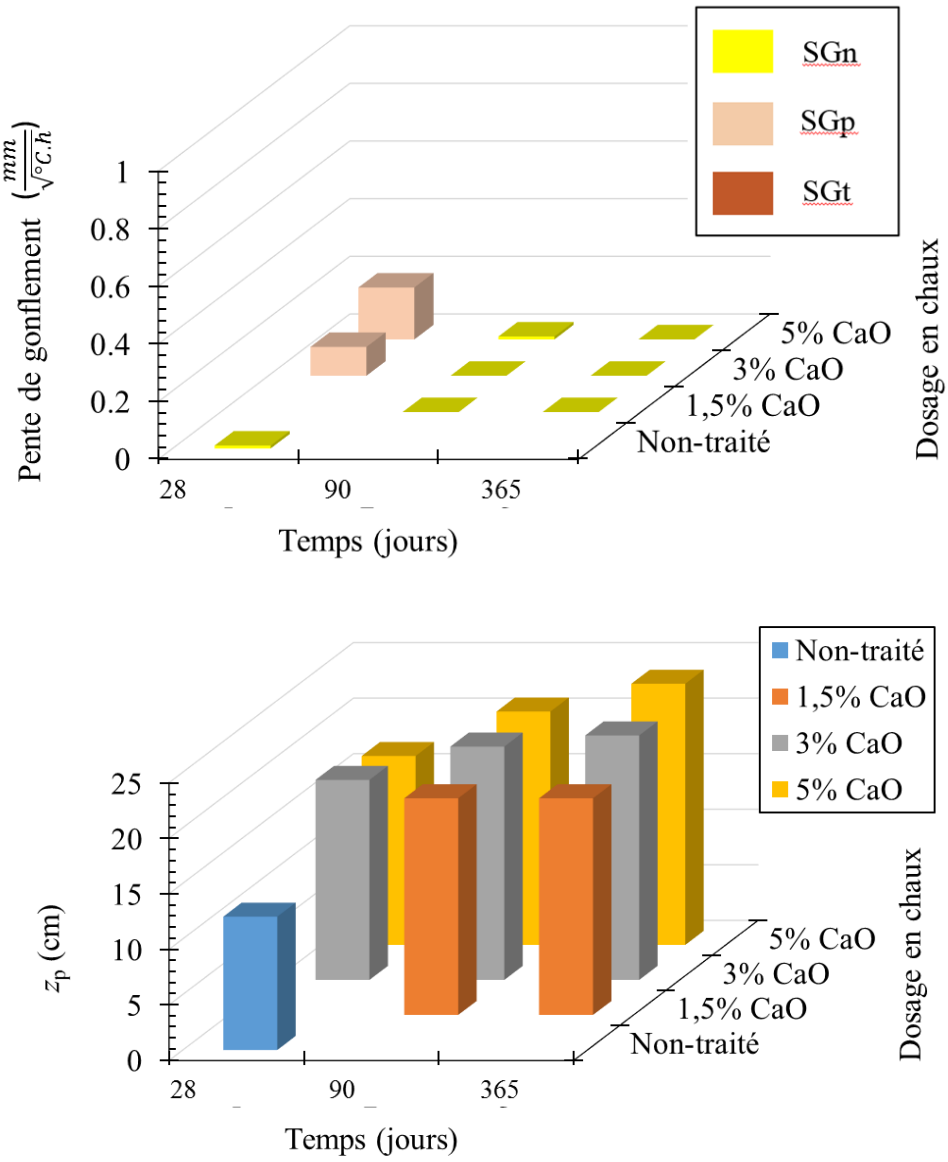


Figure VI. 12: Pentes de gonflement et positions de front de gel du sol A2 non-traité et traité

VI.1.3. Sol A3 - argile très plastique

Dans le Tableau VI.5, on présente les conditions initiales du compactage (ρ_d, w) des éprouvettes du sol:

Tableau VI. 5 : Conditions de la fabrication des éprouvettes du sol A3 non-traité et traité pour les essais de géligonflement

Dosage en chaux (%)	**Temps (jour)**	**Echantillon**	$\rho_{d\ visée}$ **(Mg/m³)**	$W_{visée}$ **(%)**	ρ_d **(Mg/m³)**	w **(%)**	$\frac{\rho_d}{\rho_{d,OPN}} \times 100\%$
0	1	1	1,48	29,5	1,48	29,5	94,8
		2			1,48	29,5	94,8
2	90	1	1,36	31,5	1,37	31,1	95,8
		2			1,38	31,2	96,5
	365	1			1,36	33,2	95,1
		2			1,37	32,4	95,8
4	28	1	1,31	35,1	1,32	37,1	95,6
		2			1,32	37,1	95,6
	90	1			1,31	35,1	95,6
		2			1,31	35,4	94,9
	365	1			1,30	36,3	94,2
		2			1,30	36,6	94,2
7	28	1	1,25	42,0	1,23	43,0	93,1
		2			1,23	43,0	93,1
	90	1			1,24	42,8	93,9
		2			1,24	42,6	93,9
	365	1			1,23	44,5	93,1

Les résultats de l'essai de géligonflement sur les éprouvettes du sol A3 non-traité et traité sont présentés sur les Figures VI.13, VI.14 et VI.15. Les valeurs des pentes de gonflement et la sensibilité au gel des sols sont récapitulés dans le Tableau VI.6. Le sol A3 non-traité est classifié peu-gélif. Après le traitement, la sensibilité au gel augmente : à 28 jours de cure, le sol traité à 4% CaO est peu gélif avec une pente de gonflement élevée ; le sol traité à 7% CaO est très gélif. Au cours du temps, la pente de gonflement diminue nettement, la sensibilité au gel des sols donc diminue : le sol traité devient non-gélif après 1 an de maturation.

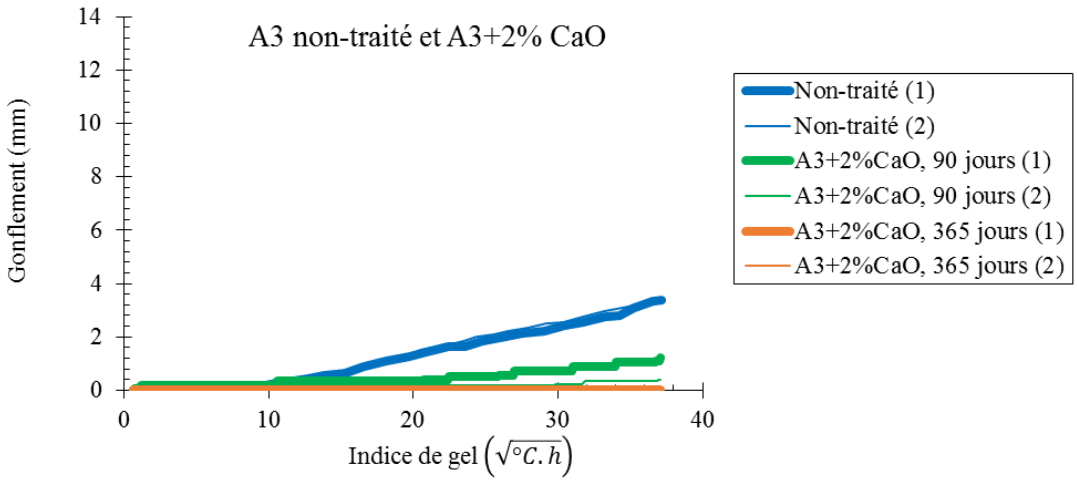


Figure VI. 13: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A3 non-traité et traité à 2% CaO

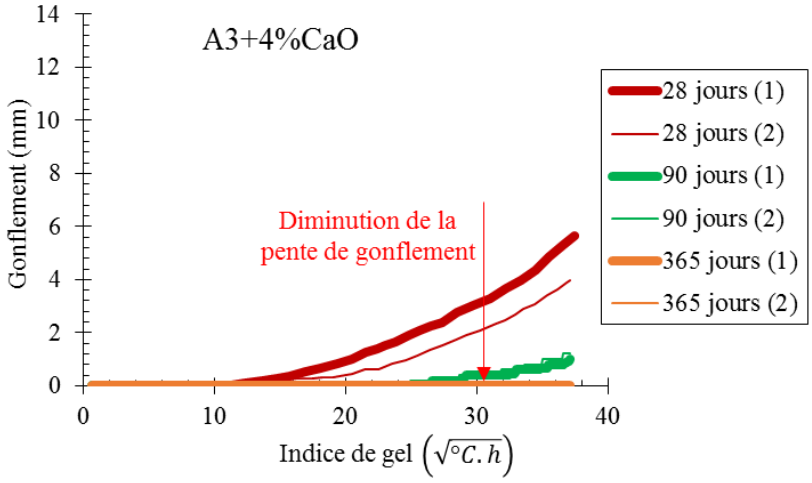


Figure VI. 14: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A3 traité à 4% CaO

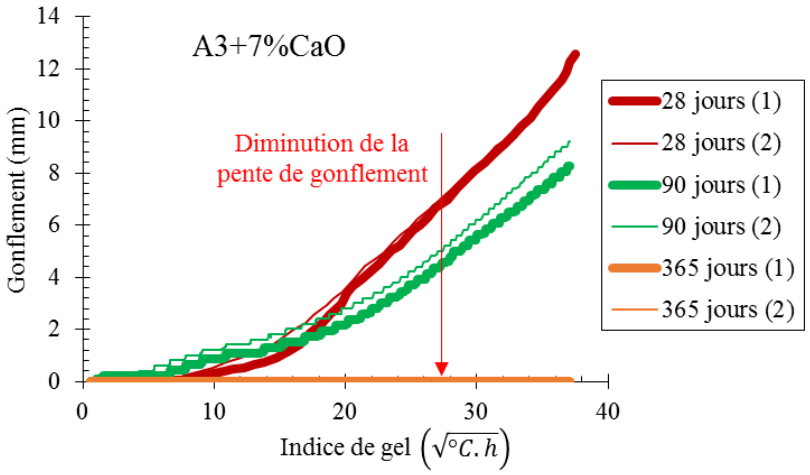
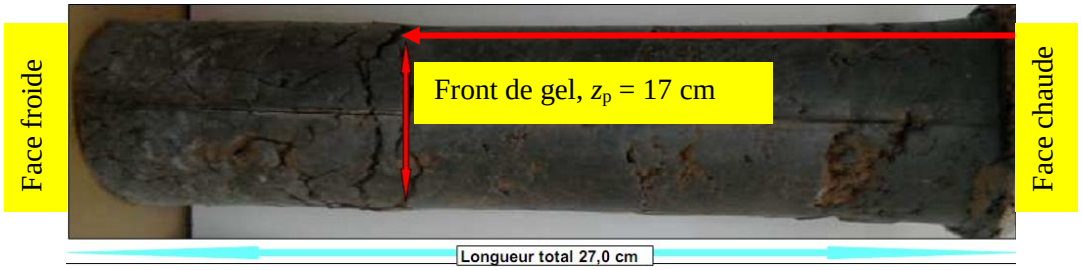
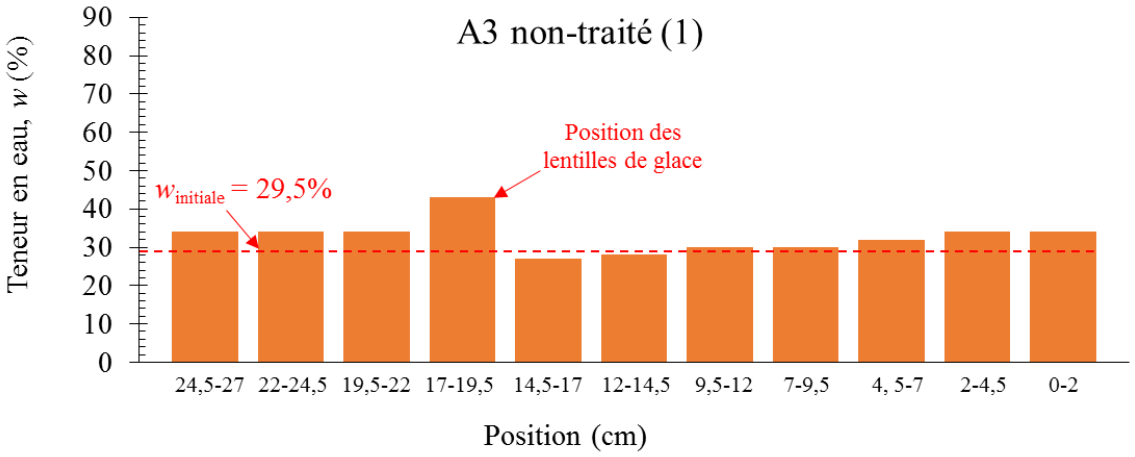
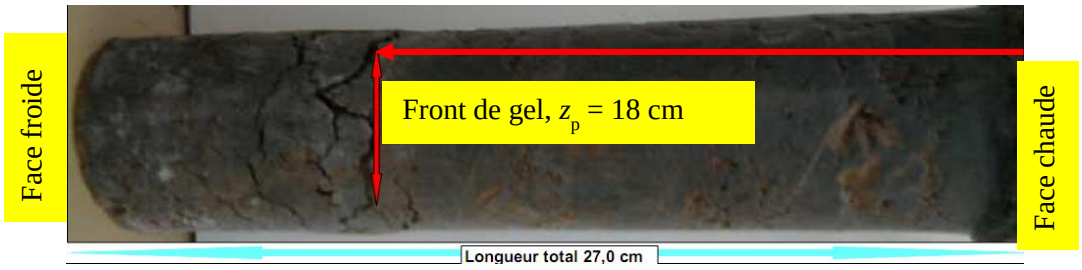


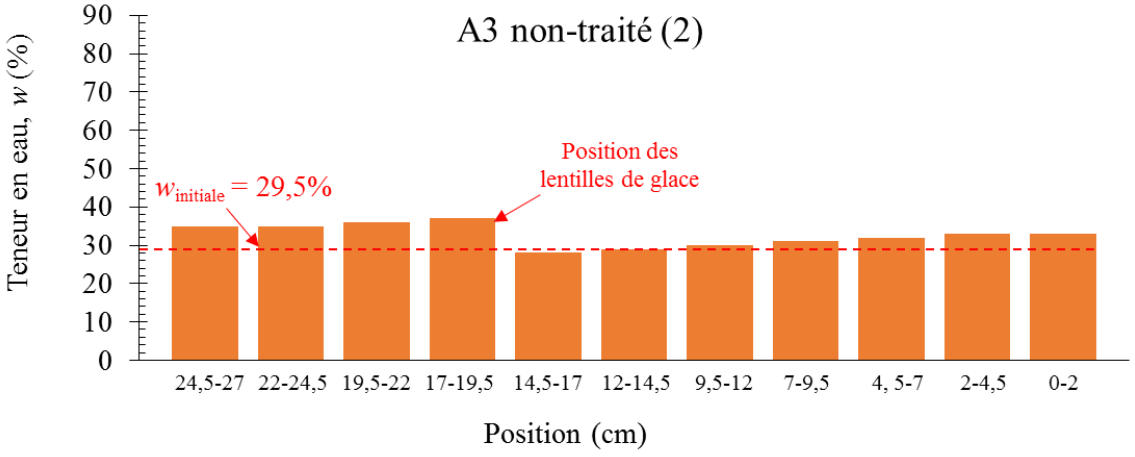
Figure VI. 15: Résultats des essais de géligonflement sur le sol A3 traité à 7% CaO

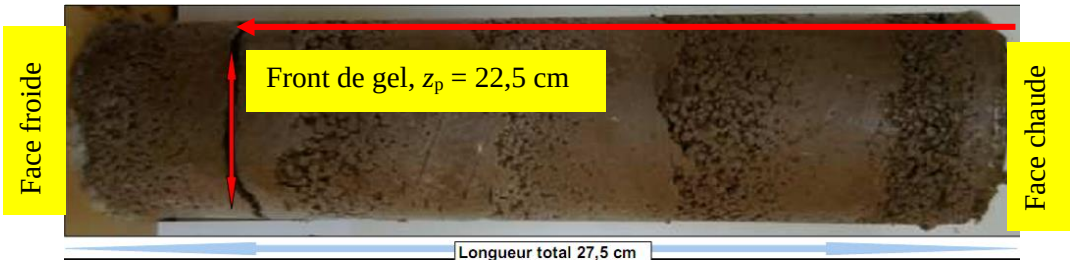
La Figure VI.16 présente les observations des lentilles de glace et les teneurs en eau des éprouvettes après les essais. Les lentilles de glace apparaissent dans les éprouvettes de sol peu-gélif et dans le sol traité à 2% CaO, 90 jours, non-gélif. La position des lentilles de glace se trouve à la position du pic de la teneur en eau. Les teneurs en eau des parties restantes de l'éprouvette sont similaires et proches de la teneur en eau initiale.

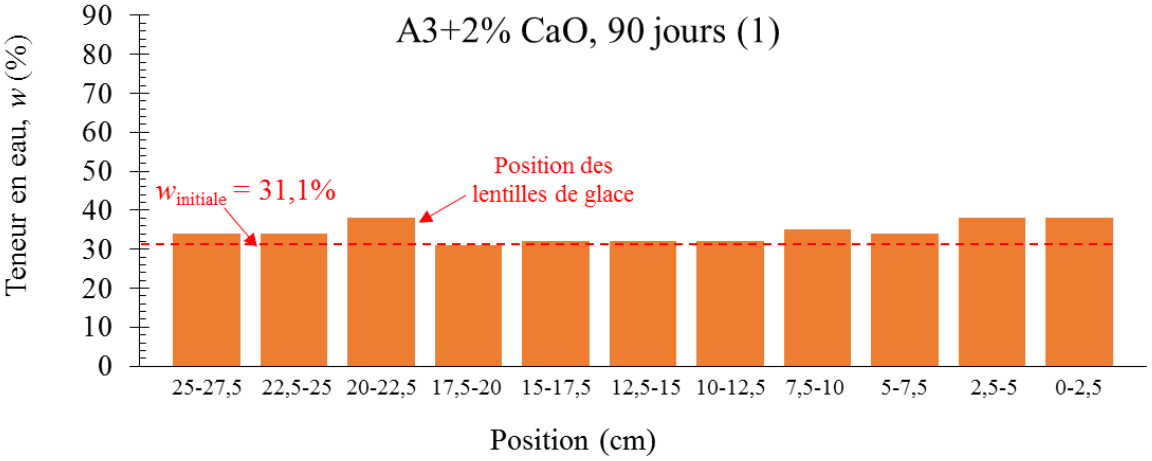

Face froide
Front de gel, z_p = 17 cm
Face chaude
Longueur total 27,0 cm

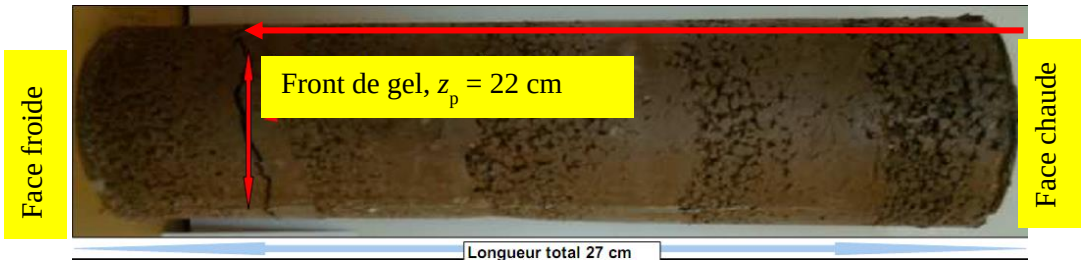

A3 non-traité (1)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 29,5%
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

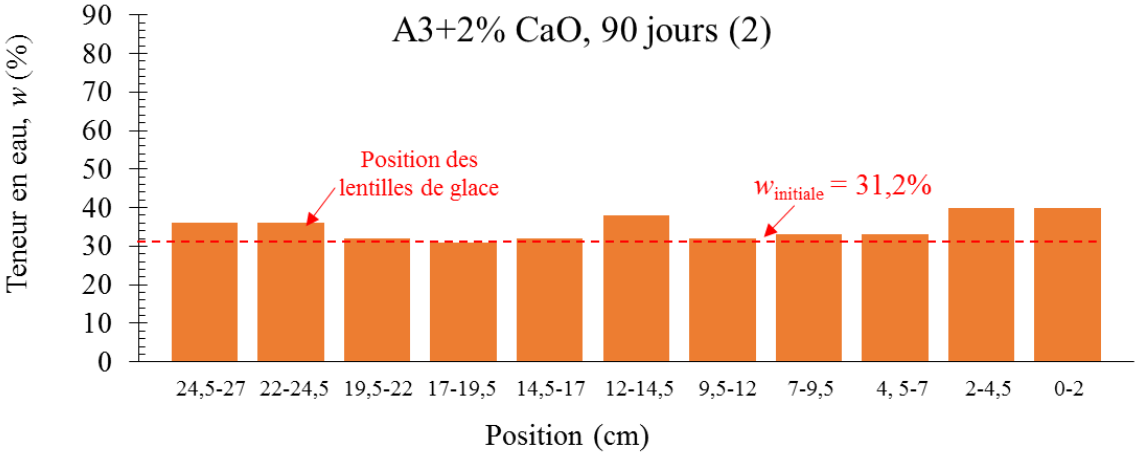

Face froide
Front de gel, z_p = 18 cm
Face chaude
Longueur total 27,0 cm

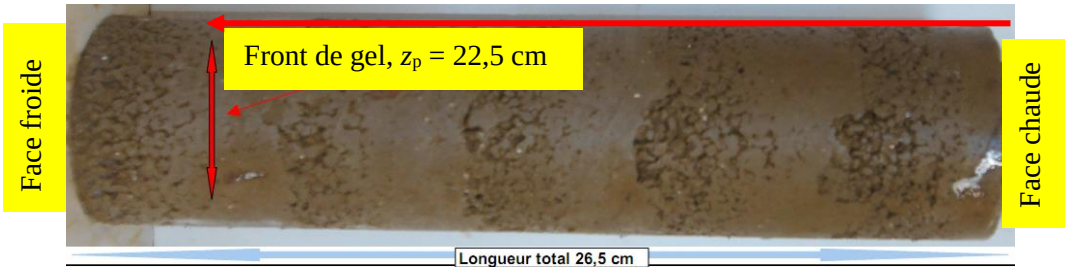

A3 non-traité (2)
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 29,5%
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

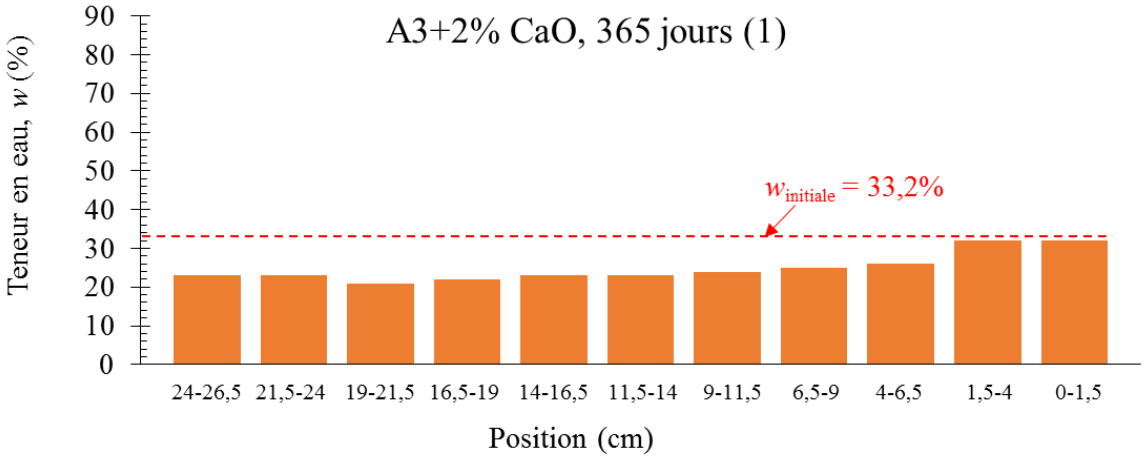

Face froide
Front de gel, z_p = 22,5 cm
Face chaude
Longueur total 27,5 cm

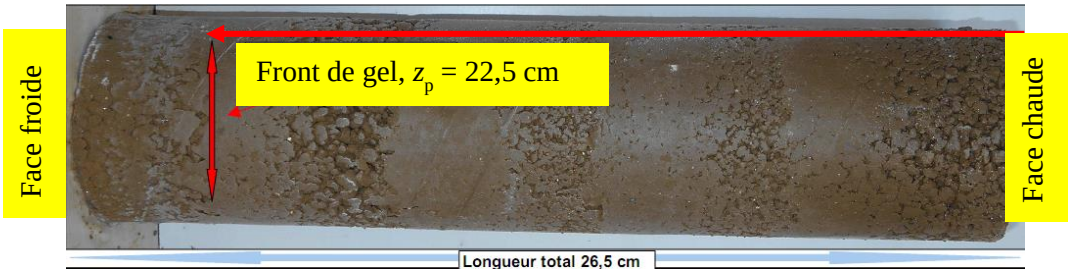

A3+2% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 31,1%
Position des lentilles de glace
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

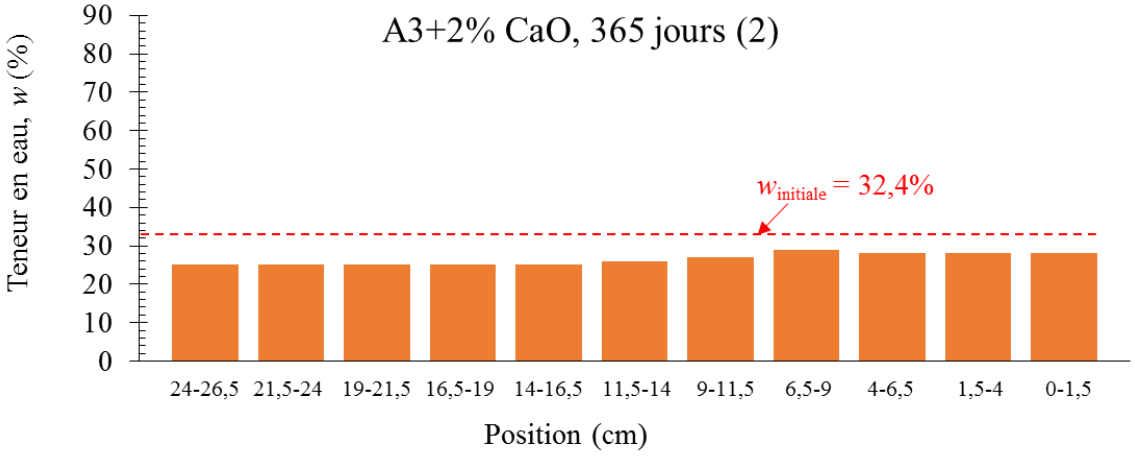

Face froide
Front de gel, z_p = 22 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

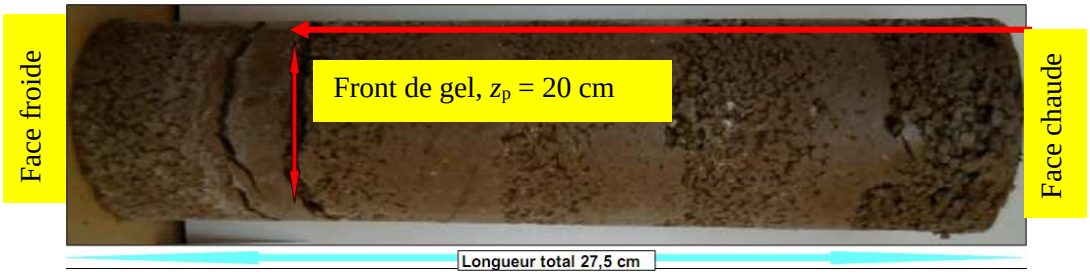

A3+2% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 31,2%
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

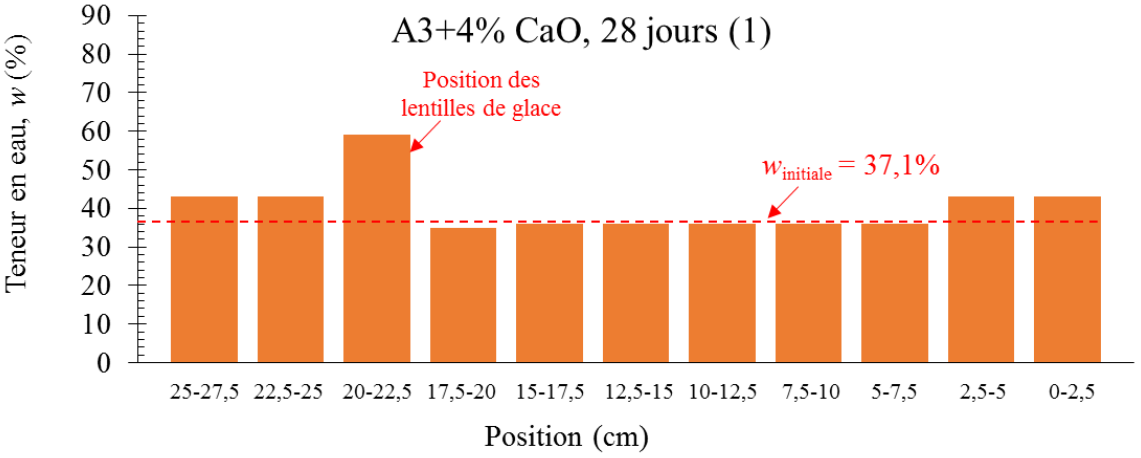

Face froide
Front de gel, z_p = 22,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

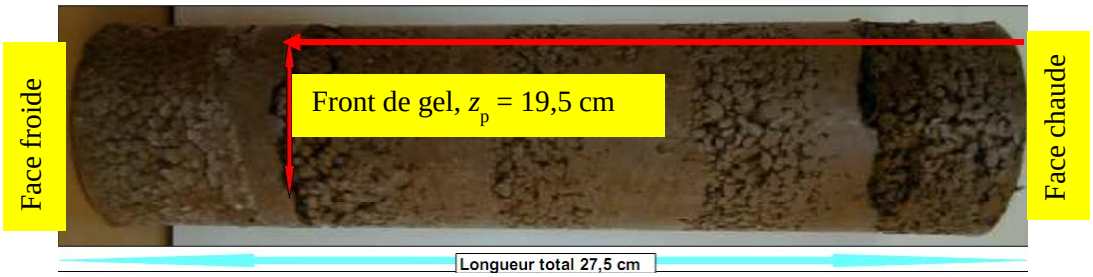

A3+2% CaO, 365 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 33,2%
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

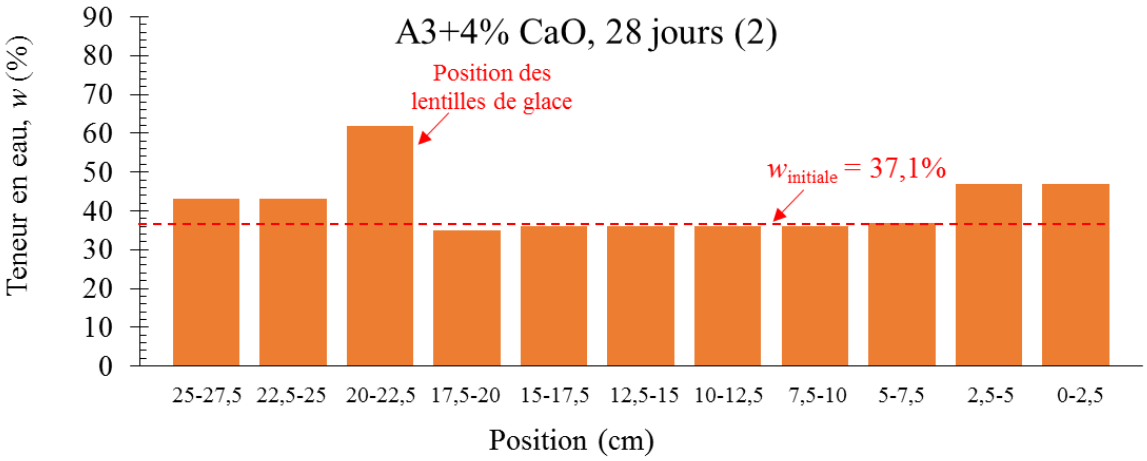

Face froide
Front de gel, z_p = 22,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

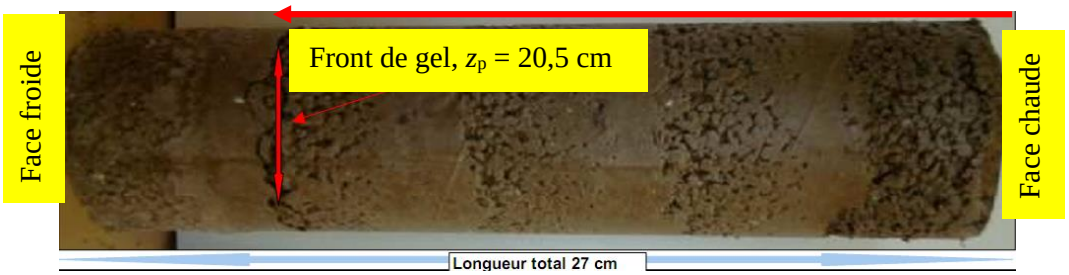

A3+2% CaO, 365 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 32,4%
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

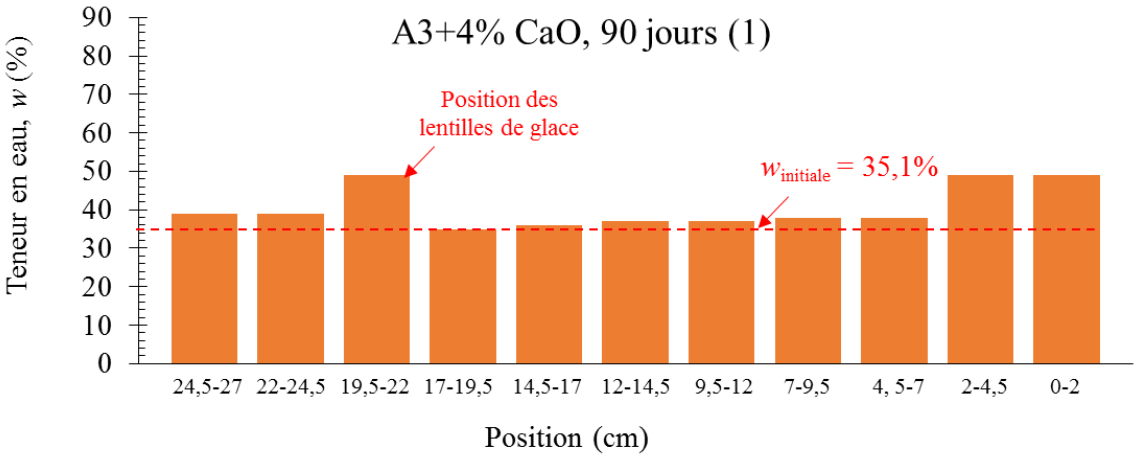

Face froide
Front de gel, z_p = 20 cm
Face chaude
Longueur total 27,5 cm

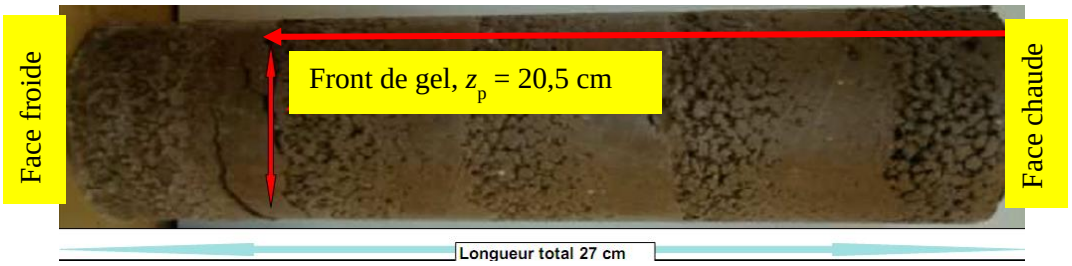

A3+4% CaO, 28 jours (1)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 37,1%
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

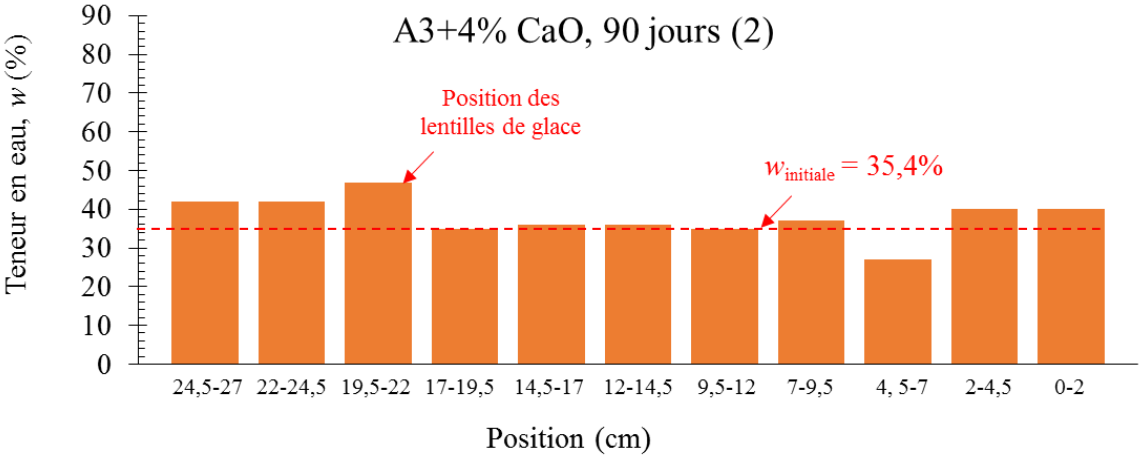

Face froide
Front de gel, z_p = 19,5 cm
Face chaude
Longueur total 27,5 cm

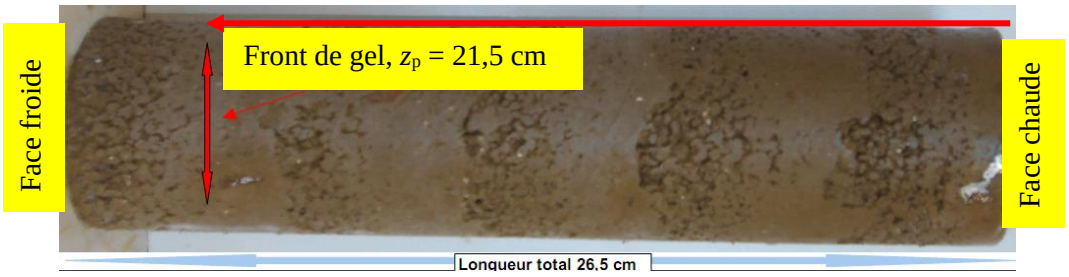

A3+4% CaO, 28 jours (2)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 37,1%
Teneur en eau, w (%)
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
25-27,5
22,5-25
20-22,5
17,5-20
15-17,5
12,5-15
10-12,5
7,5-10
5-7,5
2,5-5
0-2,5
Position (cm)

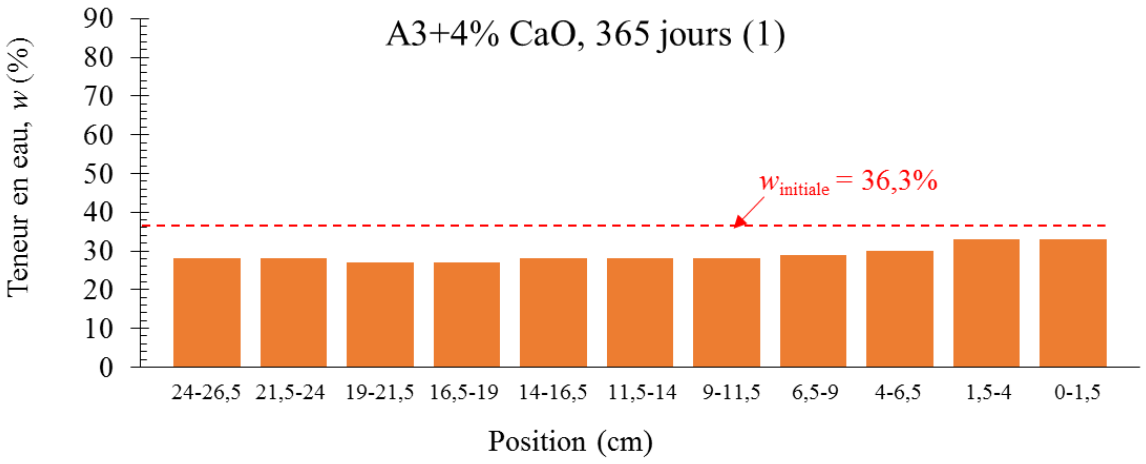

Face froide
Front de gel, z_p = 20,5 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

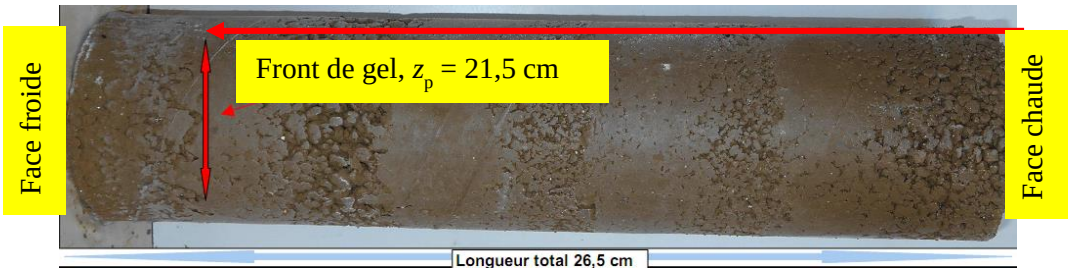

A3+4% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 35,1%
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

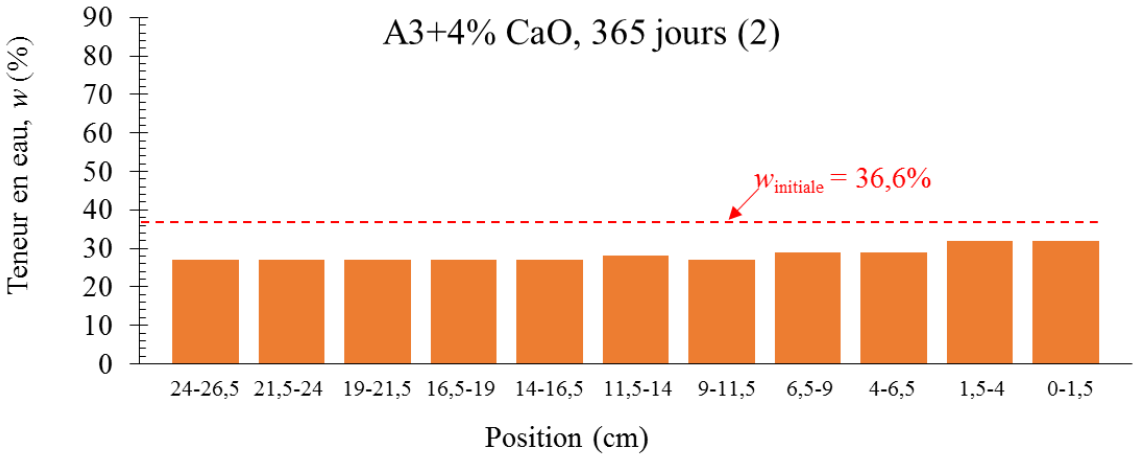

Face froide
Front de gel, z_p = 20,5 cm
Face chaude
Longueur total 27 cm

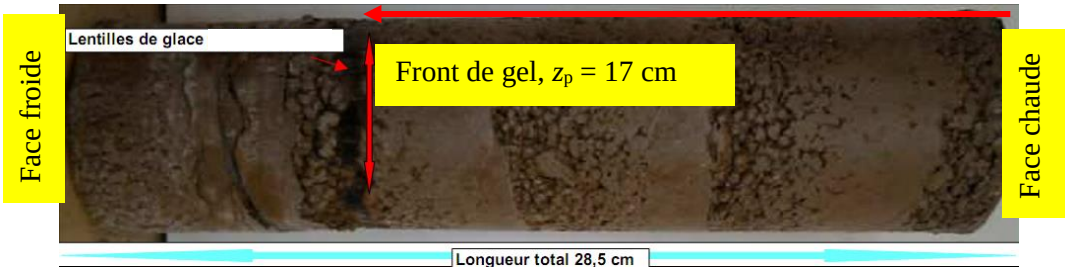

A3+4% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 35,4%
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
24,5-27
22-24,5
19,5-22
17-19,5
14,5-17
12-14,5
9,5-12
7-9,5
4, 5-7
2-4,5
0-2
Position (cm)

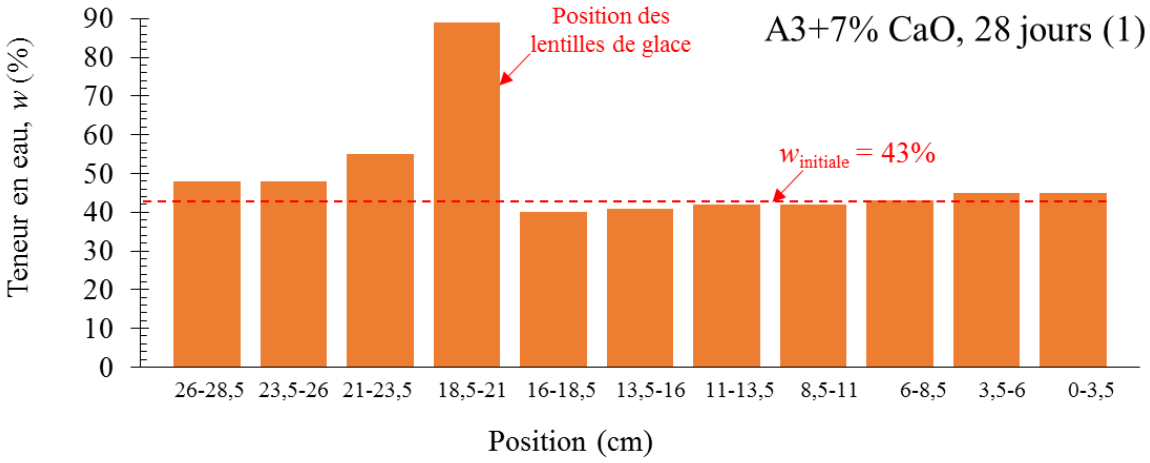

Face froide
Front de gel, z_p = 21,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

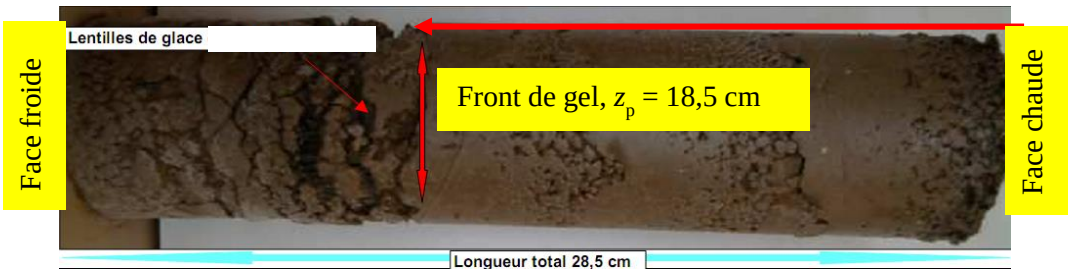

A3+4% CaO, 365 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 36,3%
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

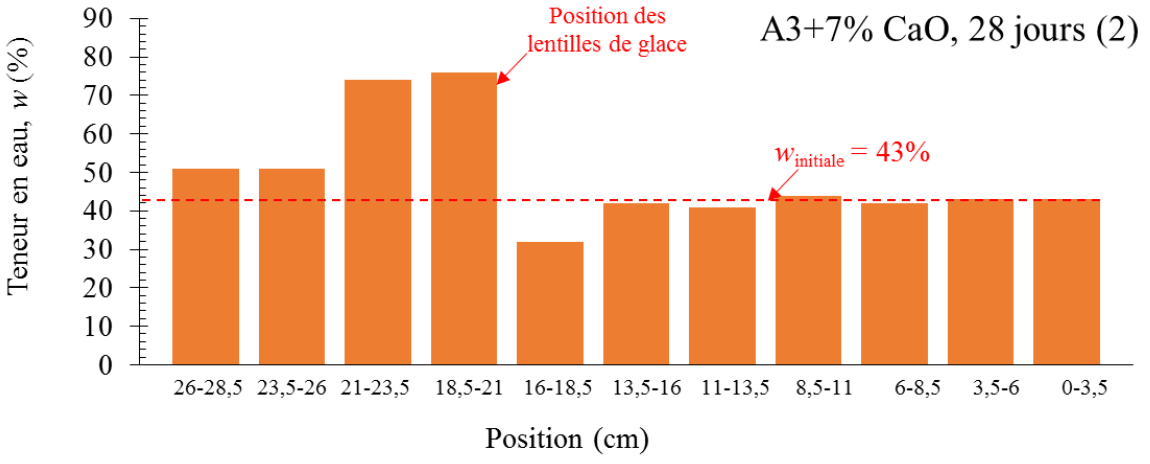

Face froide
Front de gel, z_p = 21,5 cm
Face chaude
Longueur total 26,5 cm

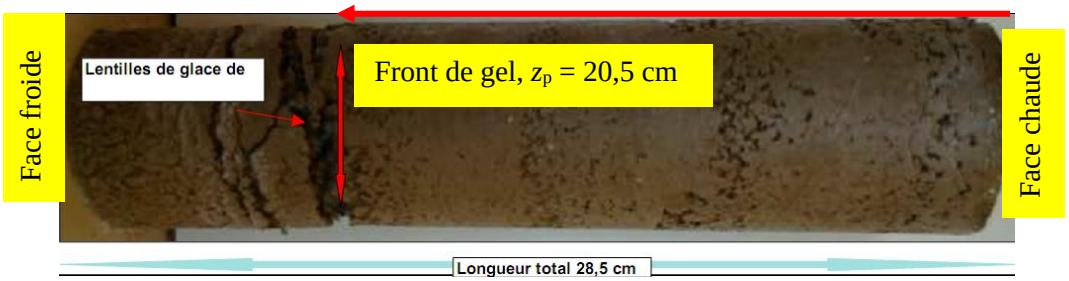

A3+4% CaO, 365 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
$w_{initiale}$ = 36,6%
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

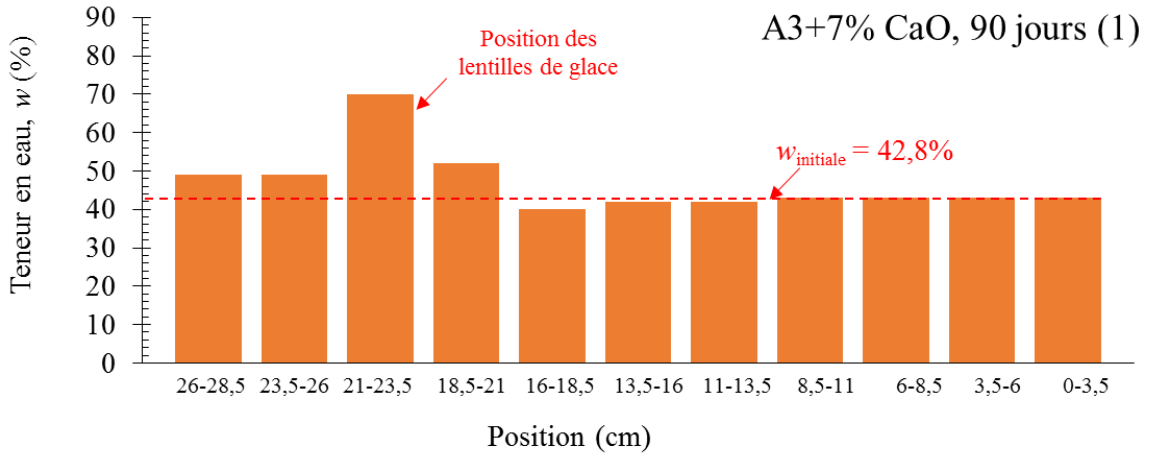

Face froide
Lentilles de glace
Front de gel, z_p = 17 cm
Face chaude
Longueur total 28,5 cm

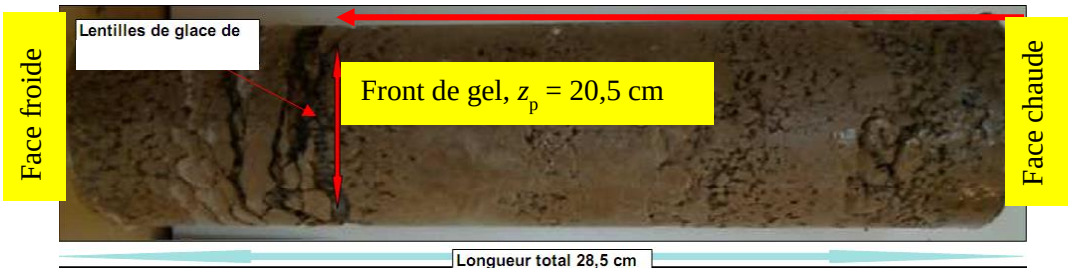

A3+7% CaO, 28 jours (1)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 43%
Teneur en eau, w (%)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
26-28,5
23,5-26
21-23,5
18,5-21
16-18,5
13,5-16
11-13,5
8,5-11
6-8,5
3,5-6
0-3,5
Position (cm)

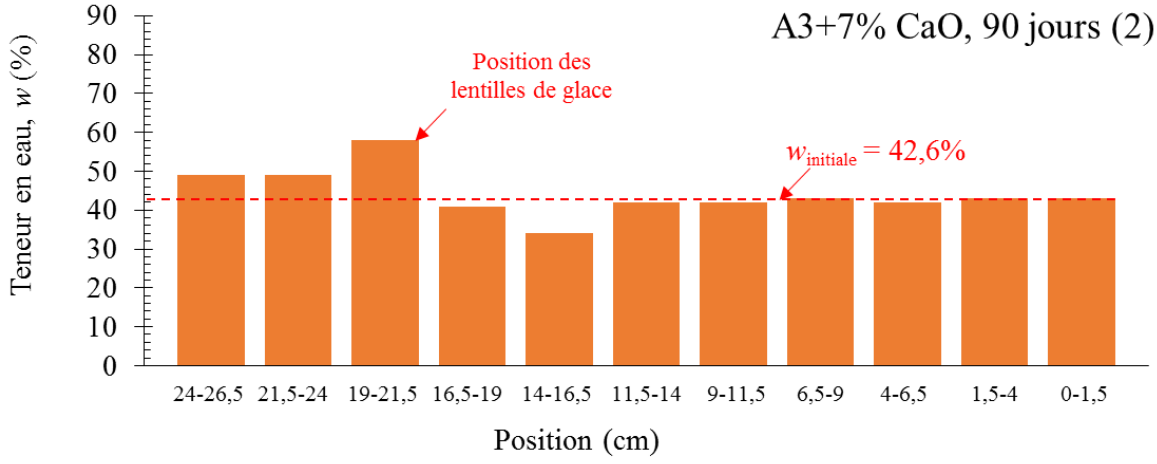

Face froide
Lentilles de glace
Front de gel, z_p = 18,5 cm
Face chaude
Longueur total 28,5 cm


A3+7% CaO, 28 jours (2)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 43%
Teneur en eau, w (%)
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
26-28,5
23,5-26
21-23,5
18,5-21
16-18,5
13,5-16
11-13,5
8,5-11
6-8,5
3,5-6
0-3,5
Position (cm)


Face froide
Lentilles de glace de
Front de gel, z_p = 20,5 cm
Face chaude
Longueur total 28,5 cm


A3+7% CaO, 90 jours (1)
Teneur en eau, w (%)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 42,8%
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
26-28,5
23,5-26
21-23,5
18,5-21
16-18,5
13,5-16
11-13,5
8,5-11
6-8,5
3,5-6
0-3,5
Position (cm)


Face froide
Lentilles de glace de
Front de gel, z_p = 20,5 cm
Face chaude
Longueur total 28,5 cm


A3+7% CaO, 90 jours (2)
Teneur en eau, w (%)
Position des lentilles de glace
$w_{initiale}$ = 42,6%
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
24-26,5
21,5-24
19-21,5
16,5-19
14-16,5
11,5-14
9-11,5
6,5-9
4-6,5
1,5-4
0-1,5
Position (cm)

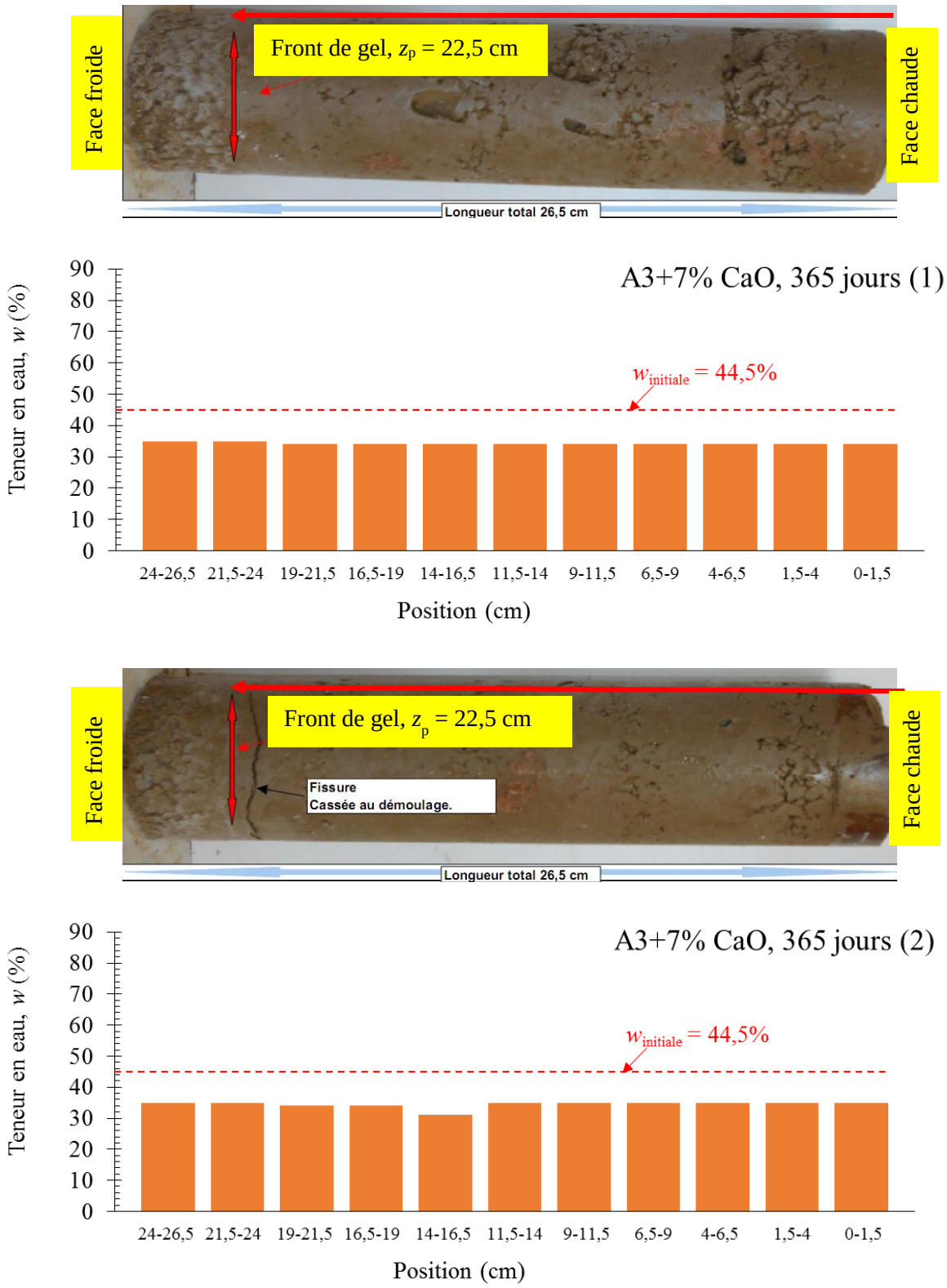


Figure VI. 16: Observation des éprouvettes du sol A3 non-traité et traité après gel

Les résultats des pentes de gonflement et l'évaluation de la sensibilité au gel selon la norme NF P 98-234-2, la position des fronts de gel (à partir de la surface froide de l'éprouvette) et l'observation des lentilles de glace sont présentés dans le Tableau VI.6 et sur la Figure VI.17. Le front de gel du sol traité est plus proche de la surface froide de l'éprouvette par rapport au sol non-traité. Plus le temps de cure est long, plus le front de gel s'approche de la face froide.

Tableau VI. 6: Sensibilité au gel du sol A3 non-traité et traité

Dosage en chaux (%)	Temps (jour)	Eprouvette	Pente de gonflement $(mm/\sqrt{°C.h})$	Sensibilité au gel	Position de front de gel (cm)	Lentilles de glace visuelles
0	1	1	0,10	SGp	17,0	Oui
		2	0,12	SGp	18,0	Oui
2	90	1	0,03	SGn	22,5	Oui
		2	0,01	SGn	22,0	Oui
	365	1	0,00	SGn	22,5	Non
		2	0,00	SGn	22,5	Non
4	28	1	0,21	SGp	20,0	Oui
		2	0,18	SGp	19,5	Oui
	90	1	0,06	SGp	20,5	Oui
		2	0,06	SGp	20,5	Oui
	365	1	0,00	SGn	21,5	Non
		2	0,00	SGn	21,5	Non
7	28	1	0,48	SGt	17,0	Oui
		2	0,47	SGt	18,5	Oui
	90	1	0,37	SGp	20,5	Oui
		2	0,40	SGp	20,5	Oui
	365	1	0,00	SGn	22,5	Non
		2	0,00	SGn	22,5	Non

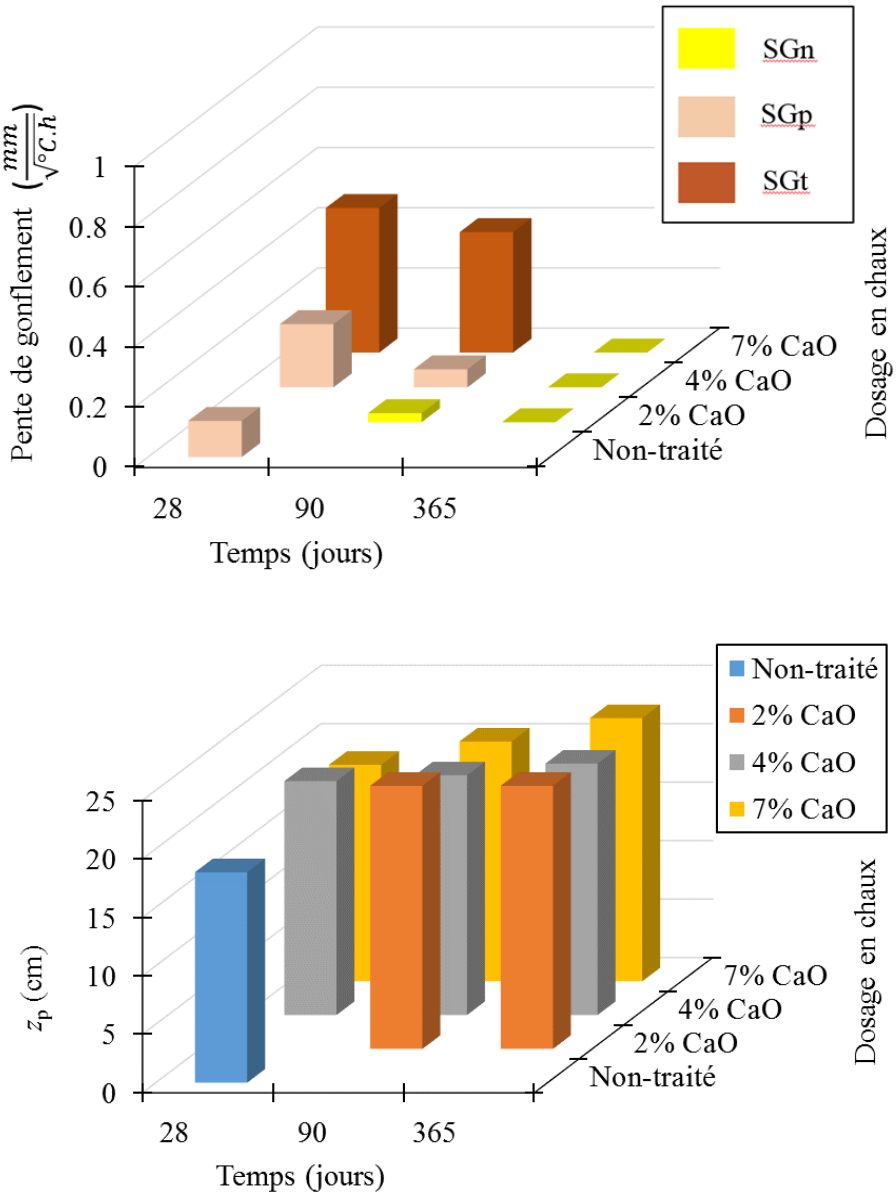


Figure VI. 17: Pentes de gonflement et positions du front de gel des éprouvettes du sol A3 non-traité et traité

VI.2. Discussion

Les remarques suivantes peuvent être faites sur les résultats des essais de géligonflement:

- Par rapport aux sols non-traités, les sols traités à 28 jours de maturation sont plus sensible au gel (la pente de gonflement plus grande). Pour les sols traités aux dosages en chaux correspondant à l'objectif d'amélioration (dosage inférieur au point de fixation de la chaux, *PFC*), la pente de gonflement ne change pas avec le temps de cure. Pour les sols traités aux dosages en chaux correspondant à l'objectif de stabilisation (supérieur à *PFC*), plus le temps de cure est long, plus la pente de

gonflement est petite et le sol devient moins sensible au gel : le sol A1 traité devient non-gélif après 1 an de cure à 4% CaO ; le sol A2 traité devient non-gélif après 90 jours de cure ; le sol A3 traité devient non-gélif après 1 an de cure (sauf le sol A3 traité à 2% CaO qui devient non-gélif après 90 jours de cure). Ces résultats montrent clairement l'effet des réactions pouzzolaniques sur la sensibilité au gel : pour les sols traités aux dosages supérieurs à *PFC*, à partir de 28 jours de maturation, les réactions pouzzolaniques change la microstructure des sols traités, diminuant ainsi leur sensibilité au gel.

- Les fronts de gel des sols traités sont plus proches de la surface froide de l'éprouvette par rapport aux sols non-traités. Pour les sols traités aux dosages en chaux minimaux (objectif d'amélioration), la position des fronts de gel ne change pas avec le temps. Pour les sols traités aux dosages en chaux correspondant à l'objectif de stabilisation, plus le temps de cure est long, plus le front de gel s'approche du côté froid de l'éprouvette.

- Les lentilles de glace apparaissent non seulement dans les éprouvettes des sols peu gélifs et très gélifs mais aussi dans les éprouvettes de sol non-gélif (le cas du sol A3 traité à 2% CaO à 90 jours de cure avec une pente de gonflement proche de la valeur limite entre le sol non-gélif et le sol peu-gélif). La position des lentilles de glace correspond bien à la position où la teneur en eau est supérieure à la valeur initiale. La lentille de glace principale correspond au pic de la teneur en eau. Dans les parties restantes de l'éprouvette, il n'y a pas de lentilles de glace, et les teneurs en eau sont constantes et proches de la teneur en eau initiale. Ce phénomène montre qu'il y avait une migration de l'eau de la partie non-gelée vers le front de gel où la succion est élevée (phénomène de cryosuccion) et puis la formation des lentilles de glace au-dessus du front de gel. Dans la partie gelée, l'eau interstitielle est gelée en totalité pendant l'essai, donc après l'essai la teneur en eau de cette partie est homogène et ne change pas par rapport à la teneur en eau initiale. Dans la partie non-gelée, il y a une migration continue de l'eau vers le front de gel. Comme l'eau ne s'accumule pas dans cette partie, la teneur en eau est aussi relativement constante. Théoriquement, la migration de l'eau dans cette partie respecte la loi de Darcy. L'eau absorbée va être solidifiée au-dessus du front de gel, conduisant à la formation des lentilles de glace. Ainsi, la teneur en eau de cette partie de l'éprouvette est supérieure à la teneur en eau initiale.

La relation entre la résistance à la compression simple et la pente de gonflement des sols est présentée sur la Figure VI.18.

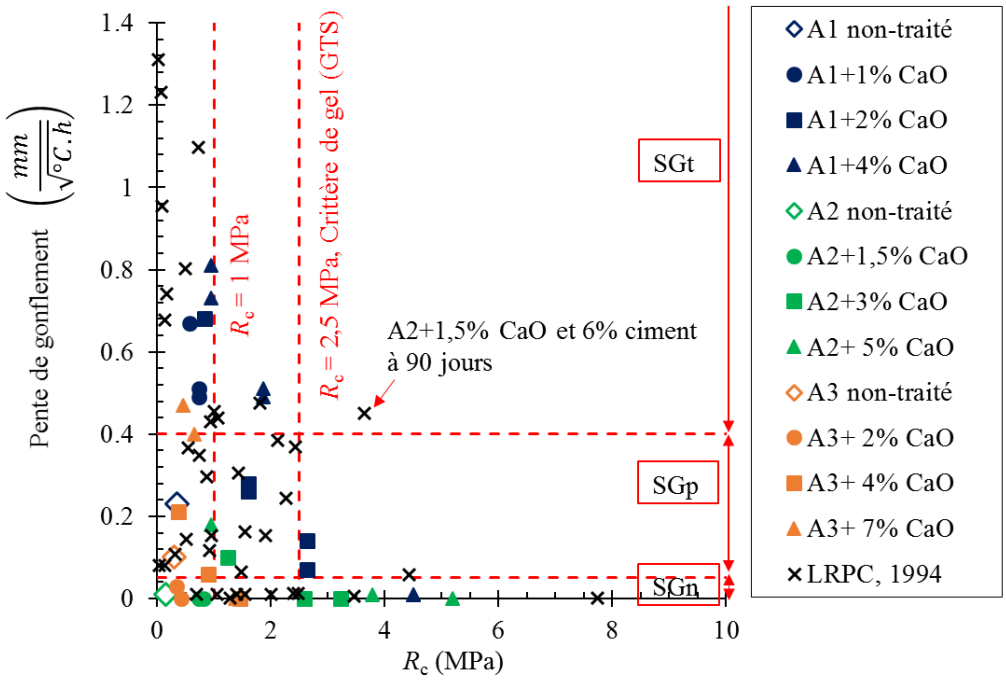


Figure VI. 18: Relation entre la résistance à la compression simple et la pente de gonflement des sols non-traité et traités

Sur la Figure VI.18, les résultats obtenus dans cette étude sont regroupés avec les résultats du LRPC (1994) sur les différents sols A1, A2, B5, B6 traités à la chaux et/ou au ciment at/ou à la cendre. Sauf un cas exceptionnel (le sol A2 traité à 1,5% CaO et 6% ciment à 90 jours ayant R_c > 2,5 MPa mais très gélif), les sols traités ayant R_c > 2,5 MPa sont non-gélifs. En vérifiant le critère de circulation sur la couche de forme (GTS), il y a des sols traités à la chaux (résultats de cette étude) et plusieurs sols traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques (LRPC, 1994) avec 1 MPa < R_c < 2,5 MPa qui sont non-gélifs ou peu gélifs. Ainsi, le critère de GTS avec R_c > 2,5 MPa est plutôt un critère sécuritaire.

Comme le critère de R_c n'est qu'un critère sécuritaire et ne reflète pas le vrai mécanisme du phénomène de géligonflement, une étude approfondie semble indispensable pour élaborer un critère plus pertinent.

VI.3. Mécanisme et modèle de géligonflement

VI.3.1. Mécanisme du phénomène de géligonflement

L'observation des éprouvettes des sols après l'essai de gel (Figures VI.4, VI.5, VI.10, VI.11, VI.16) montre des teneurs en eau similaires et proches de la teneur en eau initiale dans la partie gelée en haut des éprouvettes. Cela révèle que lors d'un essai, l'eau dans la partie en haut est gelée très rapidement et immobilisée. Ainsi, la formation des lentilles de glace est due seulement à la migration de l'eau dans la partie en bas non-gelée, de la source d'eau vers le front de gel. Depuis deux siècles en France et à l'étranger, nombreuses études ont visé à

clarifier le mécanisme du phénomène de gel avec différentes théories ; parmi elles on trouve les deux théories principales : la théorie capillaire (théorie primaire) et la théorie de la frange de gel (théorie secondaire) (Mac-Adam, 1816 ; Taber, 1929 ; Beskow, 1935 ; Everett, 1961 ; Penner, 1959 ; Loch, 1981 ; Chamberlain, 1981 ; Miller, 1977 ; Miller, 1978 ; Miller, 1980 ; Konrad et Morgenstern, 1980 ; Konrad et Duquennoi, 1993 ; Nixon, 1987 ; Fowler, 1989 ; Nixon, 1991 ; Michalowski, 1993 ; Rempel et al., 2004 et Rempel, 2007). Toutes ces études s'accordent sur le phénomène de la cryosuccion - la succion élevée au front de gel conduit à la migration de l'eau, et la diminution de la température de ségrégation de l'eau liquide en glace dans les sols gélifs est à l'origine de cette succion : $T_s < T_p = 0°C$, où T_s est la température de ségrégation et T_p est la température du front de gel. Dans cette étude, on élabore un modèle simple du gonflement du sol en régime permanent. On ne considère que le gonflement en régime permanent où la création des lentilles de glace discrètes est négligée et la quantité de l'eau absorbée vers le front de gel pour la formation de la lentille de glace est déterminée à partir de la succion au front de gel et la conductivité hydraulique à l'état non-saturée de la partie non-gelée. Le mécanisme du phénomène de géligonflement est décrit sur la Figure VI.19 :

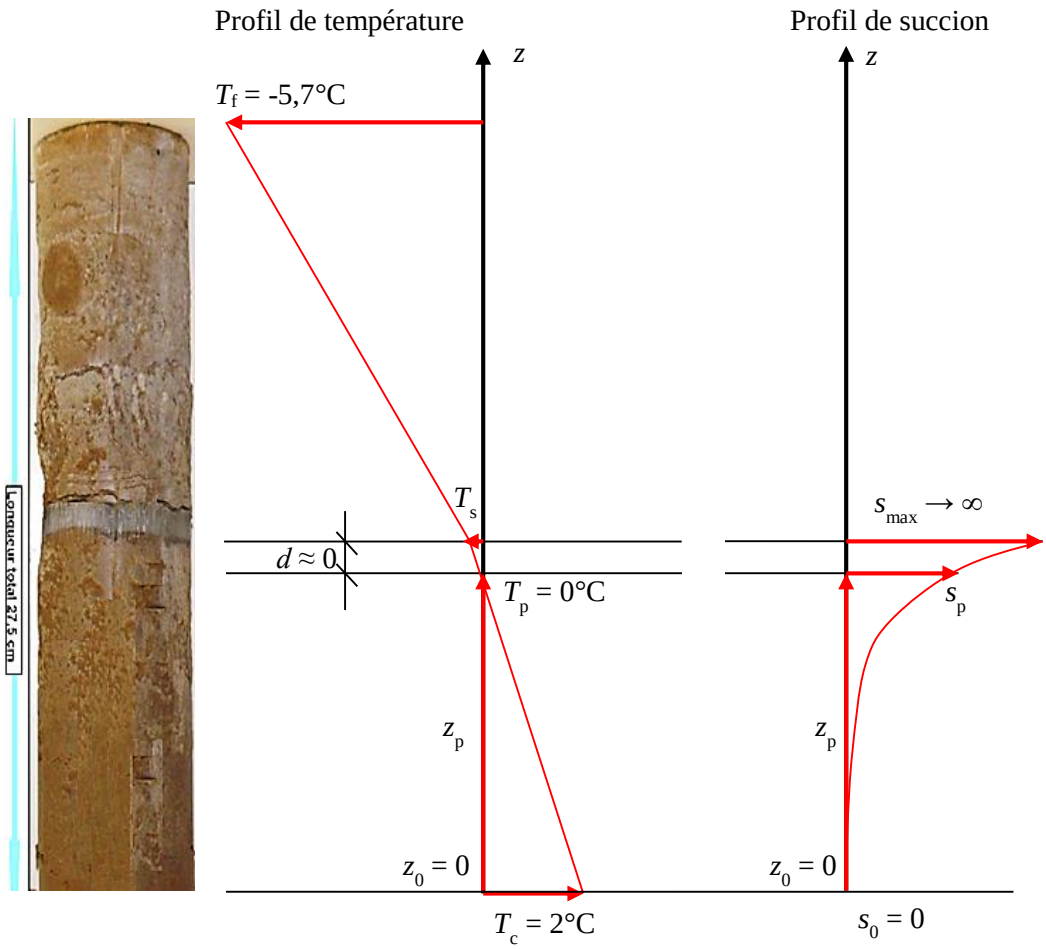


Figure VI. 19 : Mécanisme de la création des lentilles de glace

L'éprouvette de sol a initialement une température homogène, T_c, de 2°C. La base de l'éprouvette est en contact avec une source d'eau. Lorsqu'on applique une température négative, T_f = -5,7°C à la surface supérieure de l'éprouvette, un gradient de température s'établit et le front de gel progresse de haut en bas pour atteindre l'équilibre thermique. Dans les sols fins, toute eau interstitielle ne gèle pas à 0°C ; une partie de l'eau gèle à une température inférieure à 0°C, appelée température de ségrégation, T_s. Cela conduit à la formation d'un film actif dénommé aussi « frange de gel » délimité par le front de gel dont la température est T_p = 0°C, et le front de ségrégation dont la température est $T_s < T_p$ (Taber, 1929 ; Beskow, 1935 ; Corte, 1962 ; Konrad et Morgenstern, 1980 ; Dysli, 1991 ; Rempel, 2007). Dans la frange de gel la succion est fonction de la température. La migration de l'eau vers le front de gel est causée par la succion au front de gel, s_p. La succion maximale, s_{max} se situe à la base de la lentille de glace, correspondant à la température de ségrégation, T_s. Dans notre modèle, la détermination de s_{max} et de la conductivité hydraulique de la frange de gel n'est pas nécessaire. Le gonflement du sol au régime permanent est déterminé en considérant la quantité de l'eau absorbée vers le front de gel selon la loi de Darcy. La succion du sol au front de gel, s_p, et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé du sol de la partie non-gelée, k_{unsat}, sont donc les deux paramètres essentiels.

VI.3.2. Modèle de géligonflement

Le gonflement au gel du sol est déterminé à partir de la vitesse de l'eau absorbée vers le front de gel à l'état permanent selon l'équation VI.1 :

$$\boldsymbol{h = v \times t \times \frac{\rho_w}{\rho_i}} \qquad \textbf{(VI. 1)}$$

où :

h (m) : gonflement au gel de l'éprouvette de sol,

t (s) : temps de gel,

ρ_i (Mg/m^3) : masse volumique de la glace, ρ_i = 0,9 (Mg/m^3),

ρ_w (Mg/m^3) : masse volumique de l'eau, ρ_w = 1 (Mg/m^3),

v (m/s) : vitesse d'écoulement de l'eau absorbée vers le front de gel à l'état permanent, déterminée selon la loi de Darcy :

$$\boldsymbol{v = k_{unsat} \times i} \qquad \textbf{(VI. 2)}$$

où :

k_{unsat} (m/s) : conductivité hydraulique à l'état non-saturée du sol,

i (-) : gradient hydraulique.

Pour un temps donné *t*, *i* est calculé par l'équation VI.3 :

$$\boldsymbol{i = \frac{ds}{dz}} \qquad \textbf{(VI. 3)}$$

où *s* est la succion de l'éprouvette de sol correspondant à l'élévation *z*. Ici, *s* et *z* sont exprimés en m. A partir des équations VI.2 et VI.3, on obtient :

$$\boldsymbol{v \times dz = k_{unsat} \times ds} \qquad \textbf{(VI. 4)}$$

On effectue maintenant l'intégration de l'équation VI.4 entre les deux frontières : la base de l'éprouvette où $z = 0$ au front de gel $z = z_p$ en considérant qu'à la base de l'éprouvette le sol est saturé et la succion du sol $s = s_0 = 0$, et le front de gel où $s = s_p$ (Figure VI.19). On obtient ainsi :

$$\boldsymbol{\int_0^{z_p} v \times dz = \int_0^{s_p} k_{unsat} ds} \qquad \textbf{(VI. 5)}$$

où:

$$\boldsymbol{v \times z_p = \int_0^{s_p} k_{unsat} ds} \qquad \textbf{(VI. 6)}$$

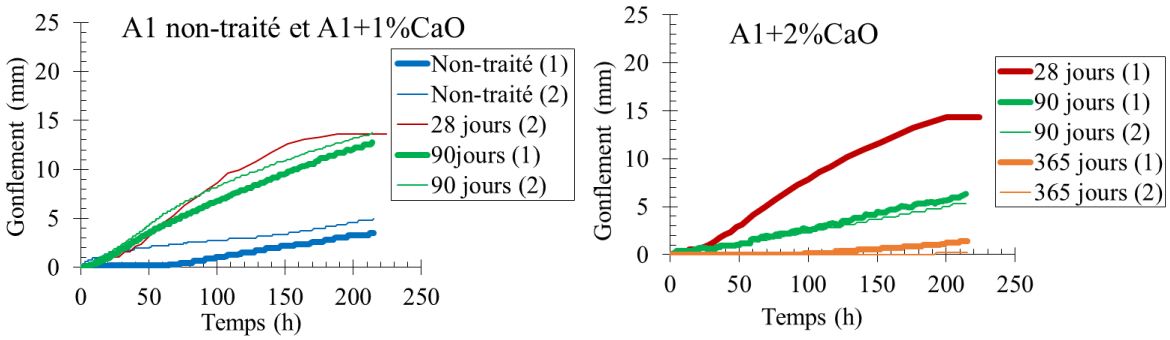
Donc :

$$\boldsymbol{v = \frac{1}{z_p} \times \int_0^{s_p} k_{unsat} ds} \qquad \textbf{(VI. 7)}$$

En conséquence, le gonflement au gel est calculé avec l'équation VI.8 :

$$\boldsymbol{h = \frac{1}{z_p} \times \frac{\rho_w}{\rho_i} \times t \times \int_0^{s_p} k_{unsat} ds} \qquad \textbf{(VI. 8)}$$

Si on admet cette approche, le gonflement au gel devrait évoluer de façon linéaire avec le temps de gel. Les résultats l'essai de géligonflement montrant des variations linéaires de gonflement en fonction du temps (Figure VI.20) justifie l'approche proposé..



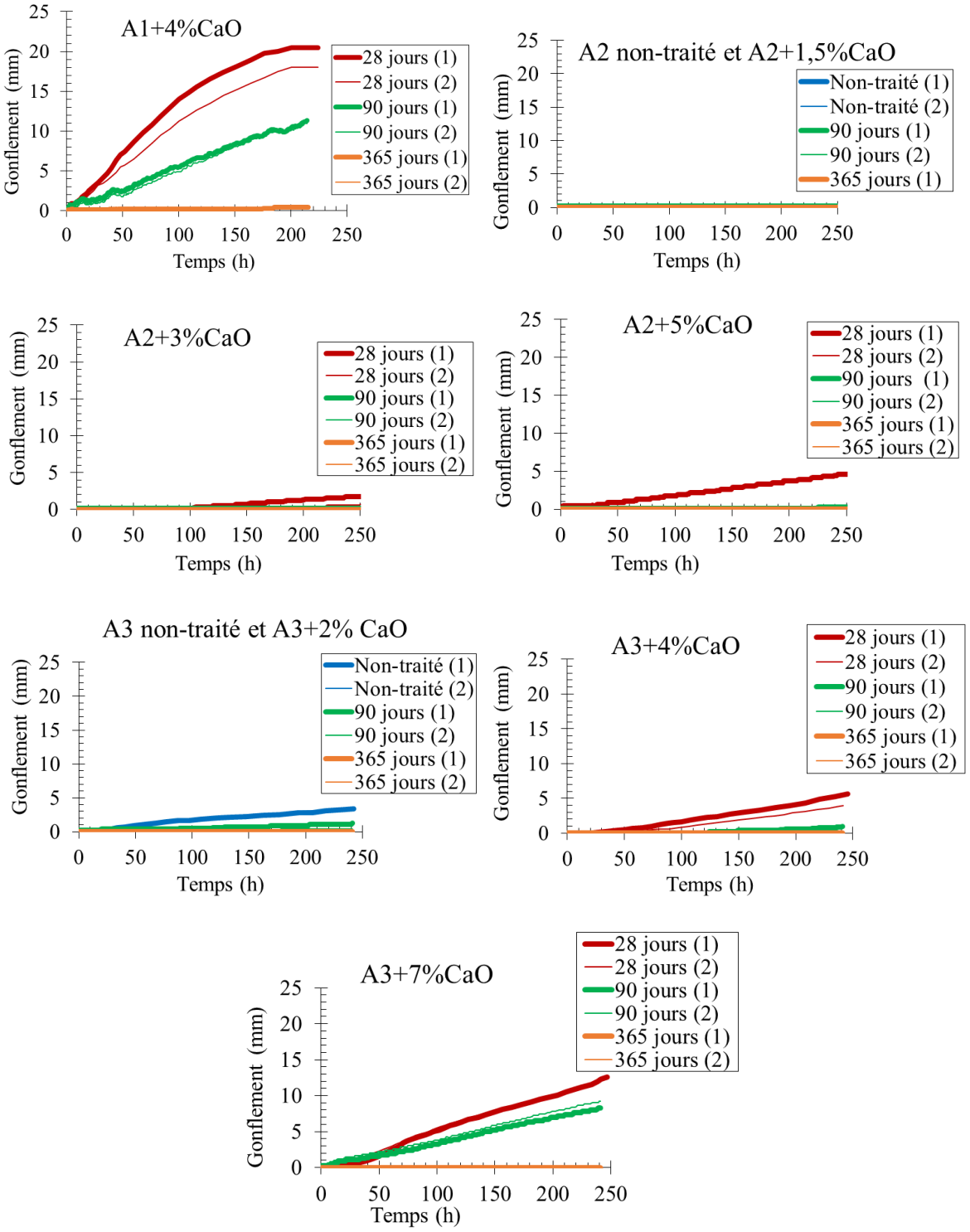


Figure VI. 20: Evolution du gonflement en fonction du temps de gel

Ainsi le gonflement au gel des sols est la conséquence du mécanisme hydraulique: l'évolution du gonflement en fonction du temps reflète le débit d'eau absorbée vers le front de gel en régime permanent. En déterminant les trois paramètres : z_p (la position du front de

gel), s_p (la succion du sol au front de gel), k_{unsat} (la conductivité hydraulique à l'état non saturé du sol), on peut calculer le gonflement au gel, *h.*

VI.3.2.1. Détermination du front de gel

Pour déterminer la position du front de gel, les équations d'équilibre thermique à l'état permanent sont établies. Sur la Figure VI.19, la colonne de sol est séparée en trois parties : la partie gelée, la frange de gel et la partie non-gelée. Ces parties sont délimitées par les deux frontières spécifiques : le front de ségrégation (z_s) et le front de gel (z_p). Donc, pour la partie gelée, $z \geq z_s$; pour la frange de gel, $z_s > z \geq z_p$; pour la partie non-gelée, $z_p > z \geq 0$.

L'équation de Fourier de l'écoulement thermique unidimensionnel s'écrit selon l'équation VI.9 :

$$\boldsymbol{\lambda \times \overrightarrow{gradT} = q} \qquad \textbf{\textit{(VI. 9)}}$$

où :

$\lambda \left(\frac{W}{mK}\right)$: conductivité thermique,

$q \left(\frac{W}{m}\right)$: flux de chaleur,

T (°C ou K) : température.

$\overrightarrow{gradT} \left(\frac{K}{m}\right)$: déterminé selon l'équation VI.10 :

$$\boldsymbol{\overrightarrow{gradT} = \frac{\Delta T}{l}} \qquad \textbf{\textit{(VI. 10)}}$$

avec l correspondant à la longueur de l'échantillon.

On applique l'équation de Fourier de l'écoulement dans notre problème en considérant que : le gradient de température et la conductivité thermique de chaque partie de l'éprouvette sont constants ; la conductivité thermique de la frange de gel est proche de celle de la partie non-gelée et l'épaisseur de la frange de gel est très mince donc négligeable. Ainsi, on a :

$$\boldsymbol{\lambda_g \overrightarrow{gradT_g} = \lambda_n \overrightarrow{gradT_n}} \qquad \textbf{\textit{(VI. 11)}}$$

où :

$\lambda_g \left(\frac{W}{mK}\right)$: conductivité thermique de la partie gelée,

$\lambda_n \left(\frac{W}{mK}\right)$: conductivité thermique de la partie non-gelée,

$$\overrightarrow{gradT_g} = \frac{|T_f|}{h - z_p} \qquad \textit{(VI. 12)}$$

$$\overrightarrow{gradT_n} = \frac{T_c}{z_p} \qquad \textit{(VI. 13)}$$

avec *h* (m) correspondant à la hauteur de l'éprouvette.

A partir des équations VI.11, VI.12 et VI.13, on détermine la position du front de gel, z_p, selon l'équation VI.14:

$$z_p = \frac{h}{1 + \frac{\lambda_g \times |T_f|}{\lambda_n \times T_c}} \qquad \textit{(VI. 14)}$$

avec :

$|T_f|$: valeur absolue de la température froide appliquée sur la surface supérieure de l'éprouvette, $|T_f| = 5{,}7+273=278{,}7$ (K),

T_c : température chaude appliquée sur la surface inférieure de l'éprouvette : $T_c = 2+273 = 275$ (K).

On applique maintenant l'équation VI.14 pour calculer la position du front de gel du sol A1 traité à 2% CaO, 28 jours de cure.

Pour le sol A1 traité à 2% CaO, 28 jours, la conductivité thermique du sol gelé, λ_g, et la conductivité thermique du sol non-gelé, λ_n, sont mesurées en utilisant la sonde thermique KD2 Decagon (régime transitoire). Les mesures ont été effectuées sur l'éprouvette de sol compacté de façon dynamique, selon la Norme NF P 94 - 093, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, à la teneur en eau correspondant à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal (la même condition initiale des éprouvettes des essais de géligonflement). La technique expérimentale est déjà présentée dans le chapitre II. Les résultats sont :

$\lambda_n = 1{,}6 \left(\frac{w}{mK}\right)$ et $\lambda_g = 1{,}75\left(\frac{w}{mK}\right)$

Donc

$$z_p = \frac{0{,}28}{1 + \frac{1{,}6 \times (5{,}7 + 273)}{1{,}75 \times (2 + 273)}} = 0{,}132\ (m)$$

Cette valeur de z_p calculée est très proche de la valeur mesurée (0,145 m).

Dans cette étude, on n'a pas mesuré la conductivité thermique pour tous les sols. Les valeurs z_p déterminées après l'essai de géligonflement (Tableaux VI.2, VI.4, VI.6) sont utilisées pour les calculs de géligonflement.

VI.3.2.2. Détermination de la succion au front de gel

La succion au front de gel, s_p pourrait être déterminée par le modèle de Dysli (1991). Le processus de gel est assimilé au processus de désaturation du sol : avec une diminution du degré de saturation, la succion du sol augmente et l'eau liquide dans le sol devient progressivement l'eau absorbée pour arriver à l'état solide finalement (Figure VI.21). Ainsi, on peut déterminer la succion au front de gel, $s_{p,}$ à partir de la courbe de rétention d'eau du sol, quand l'eau dans le sol se transforme du régime funiculaire (le mouvement de l'eau est continu) au régime lenticulaire (il n'y a plus de continuité de l'eau). Ainsi, la succion au front de gel, s_p correspond au degré de saturation de 25% sur la courbe de rétention d'eau.

Dans cette étude, les courbes de rétention d'eau sont déterminées expérimentalement soit par la méthode du papier filtre soit par le potentiomètre WP4. La description détaillée de ces méthodes est présentée dans le chapitre II. Notons que tous ces essais sont effectués sur l'éprouvette de sol compactée de façon dynamique, selon la Norme NF P 94 - 093, à ρ_d = 95% ρ_{dOPN} - à la teneur en eau correspondant à ρ_d = 95% ρ_{dOPN}, $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal. Le modèle de van-Genuchten (1980) est ensuite utilisé pour simuler les courbes expérimentales. Notons aussi que le modèle de van-Genuchten a été présenté dans le chapitre IV. Dans ce qui suit, on présente la détermination de la succion au front de gel à partir des courbes de rétention d'eau présentées sur les Figures VI.22 à VI.36. La succion au front de gel, $s_{p,}$ correspond à la succion à S_r égal à 25% sur la courbe de van-Genuchten. Les résultats montrent que la succion au front de gel dépend de la nature du sol: las valeurs de s_p des sols A2 et A3 non-traités et traités sont plus grandes que les valeurs du sol A1 non-traité et traité. Le traitement change un peu les courbes de rétention d'eau des sols traités par rapports à celles des sols non-traités, changeant un peu le paramètre $s_{p.}$ Une diminution de s_p avec le temps de cure est identifiée. La succion au front de gel représente la capacité du sol à retenir l'eau au front de gel. Les sols les plus sensibles au gel devraient avoir suffisamment des particules argileuses permettant d'attirer l'eau vers le front de gel (Rempel, 2010 ; Konrad, 2008).

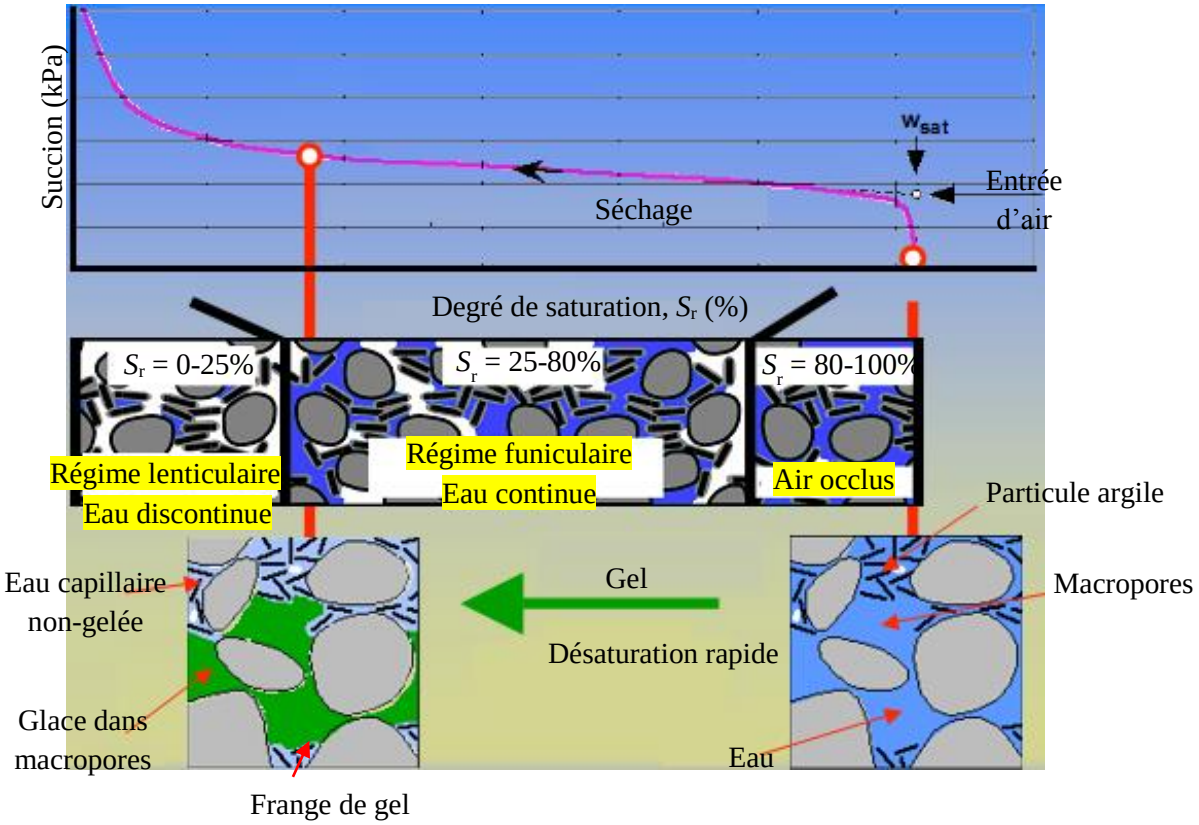


Figure VI. 21: Courbe de rétention d'eau et le changement de l'état de l'eau dans l'éprouvette de sol ayant subie l'essai de géligonflement (Dysli, 1991)

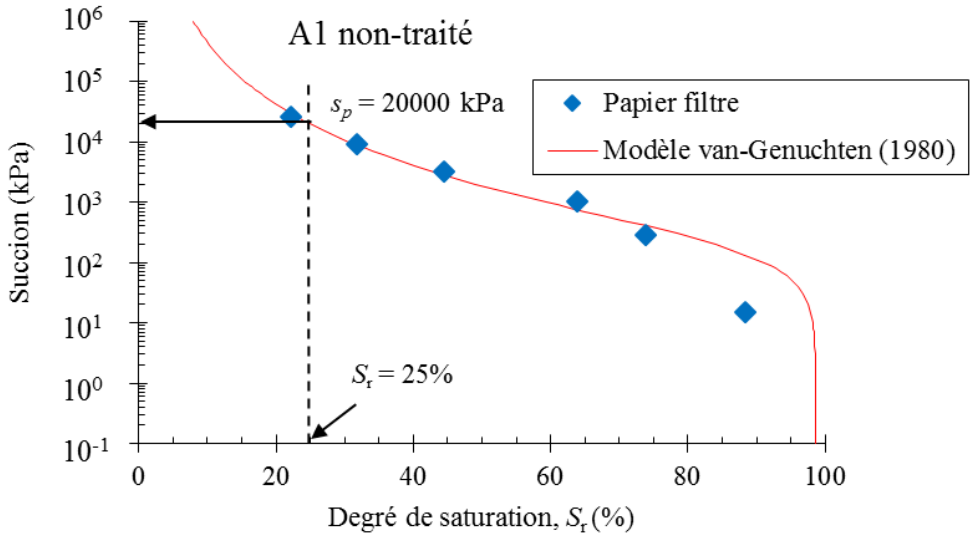


Figure VI. 22: Détermination de la succion au front de gel du sol A1 non-traité

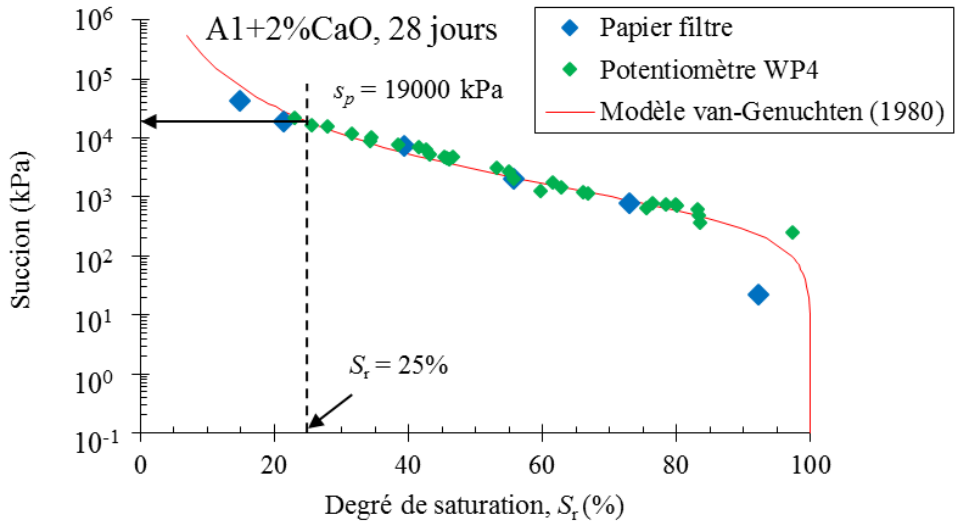


Figure VI. 23: Détermination de la succion au front de gel du sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours

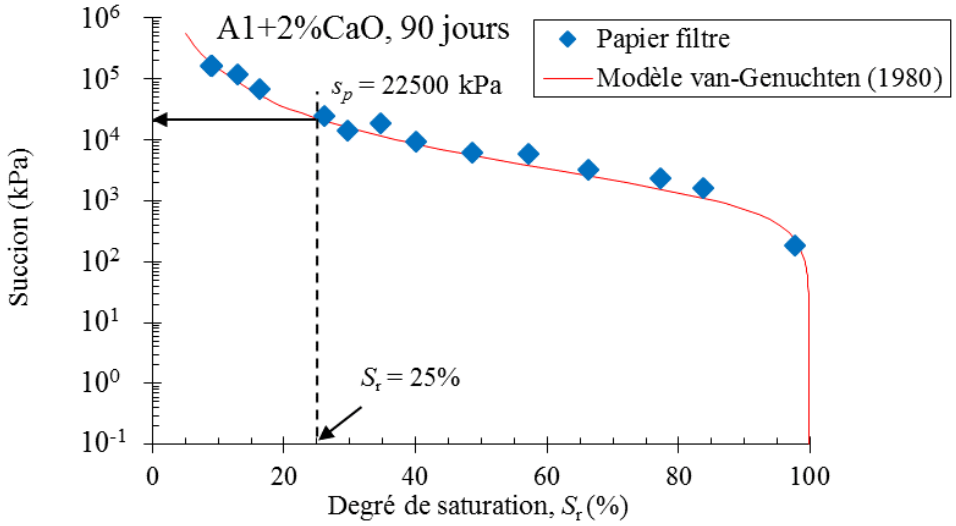


Figure VI. 24: Détermination de la succion au front de gel du sol A1 traité à 2%CaO à 90 jours

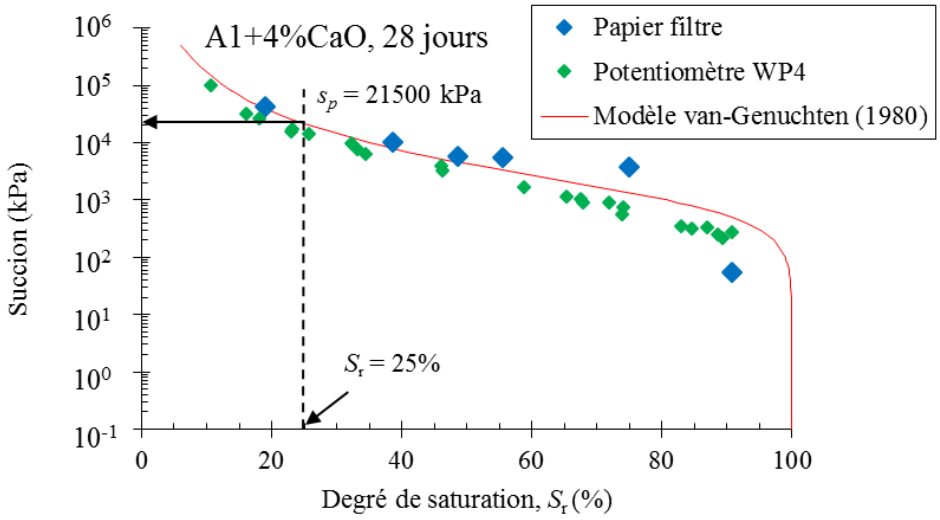


Figure VI. 25: Détermination de la succion au front de gel du sol A1 traité à 4% CaO à 28 jours

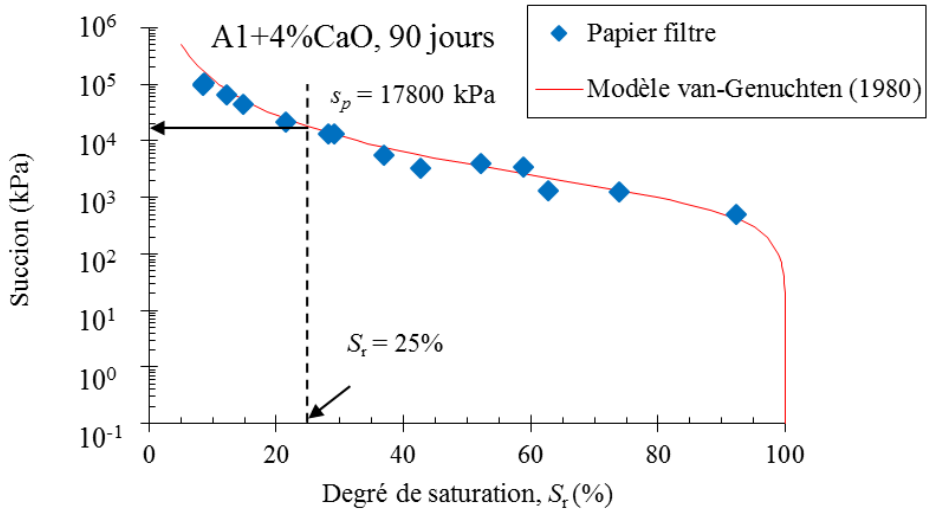


Figure VI. 26: Détermination de la succion au front de gel du sol A1 traité à 4% CaO à 90 jours

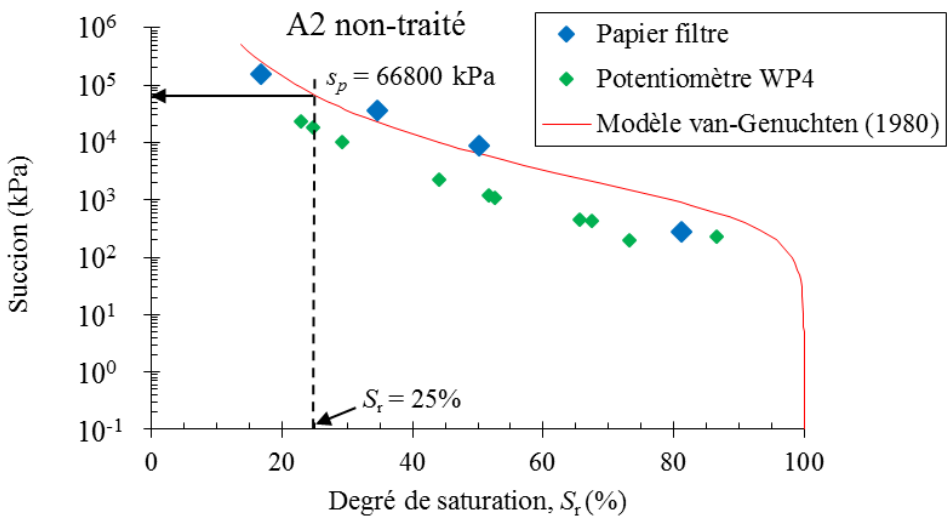


Figure VI. 27: Détermination de la succion au front de gel du sol A2 non-traité

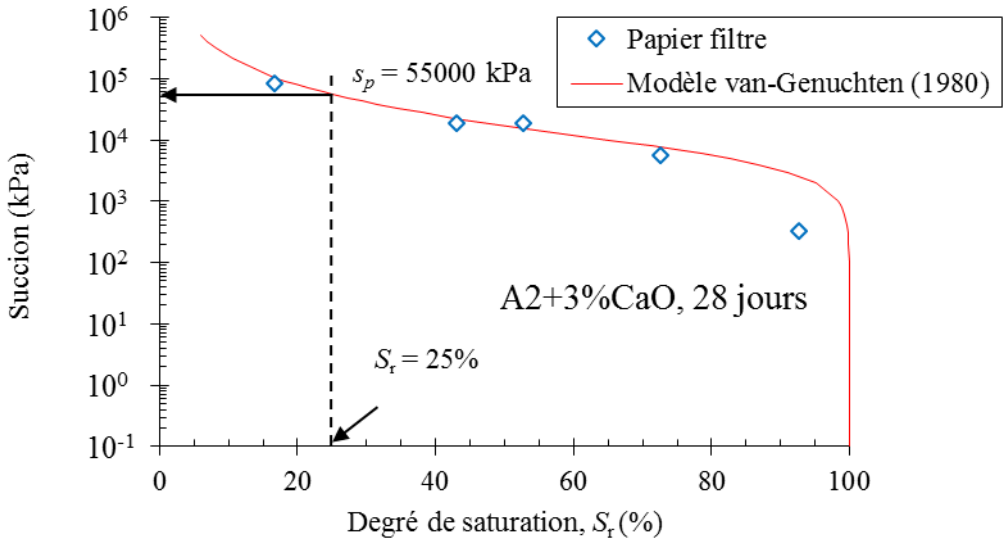


Figure VI. 28:Détermination de la succion au front de gel du sol A2 traité à 3%CaO à 28 jours

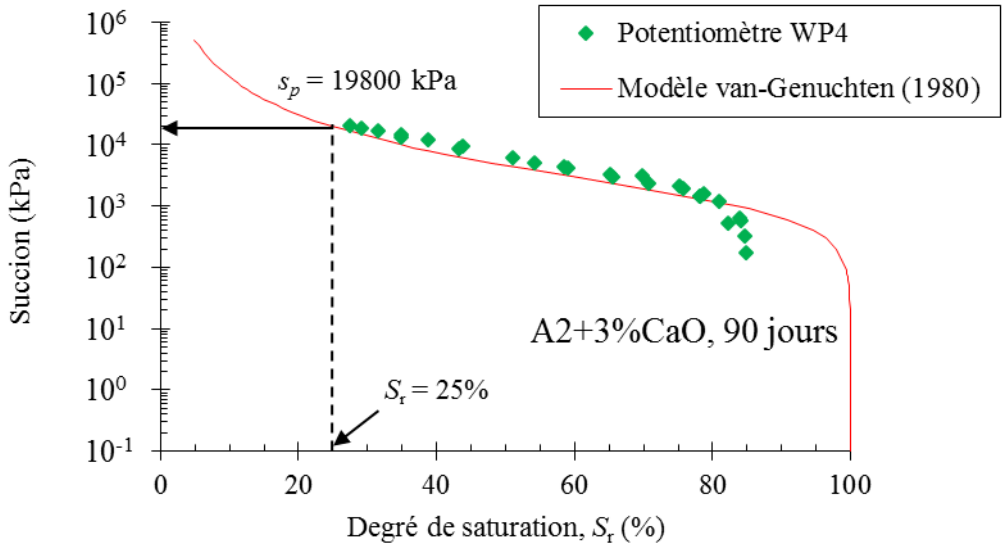


Figure VI. 29: Détermination de la succion au front de gel du sol A2 traité à 3% CaO à 90 jours

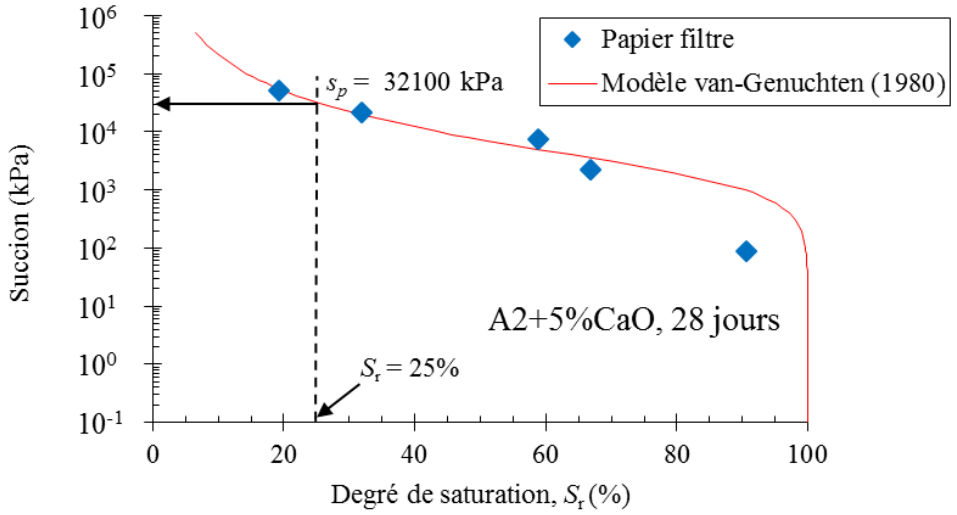


Figure VI. 30: Détermination de la succion au front de gel du sol A2 traité à 5% CaO à 28 jours

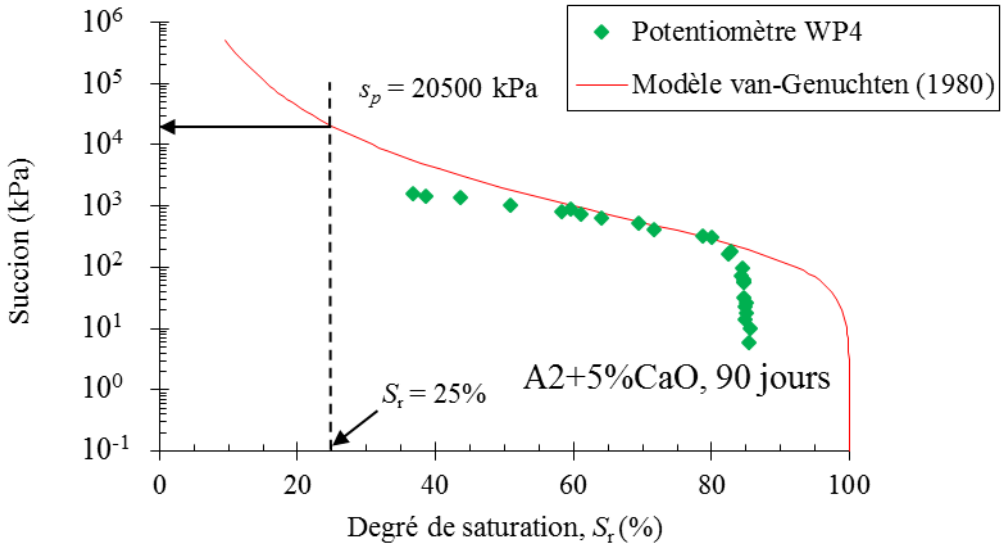


Figure VI. 31; Détermination de la succion au front de gel du sol A2 traité à 5% CaO à 90 jours

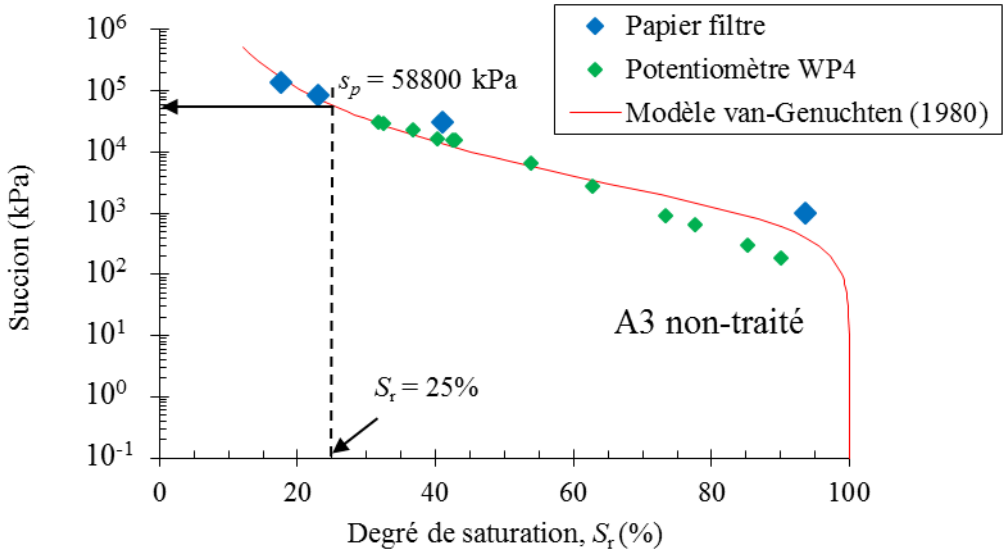


Figure VI. 32: Détermination de la succion au front de gel du sol A3 non-traité

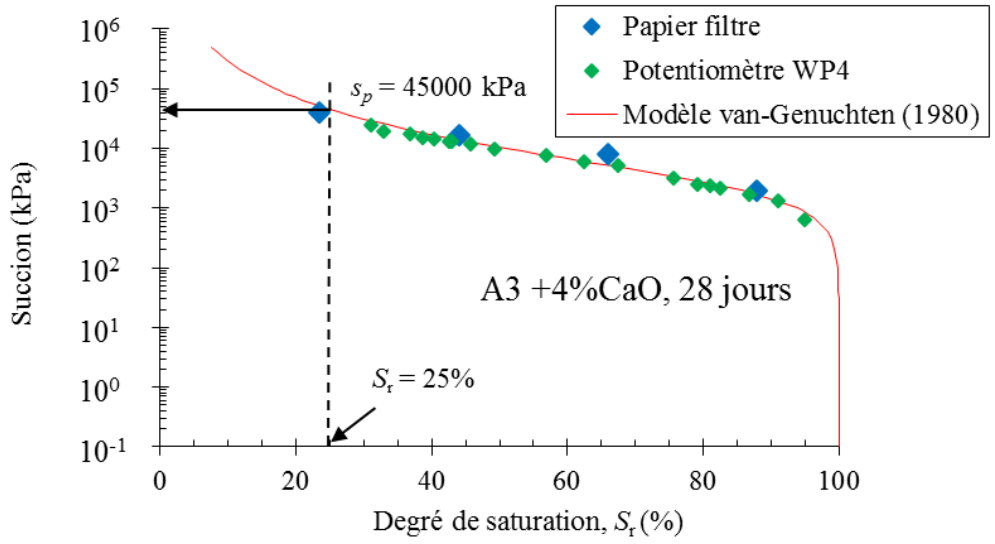


Figure VI. 33: Détermination de la succion au front de gel du sol A3 traité à 4% CaO à 28 jours

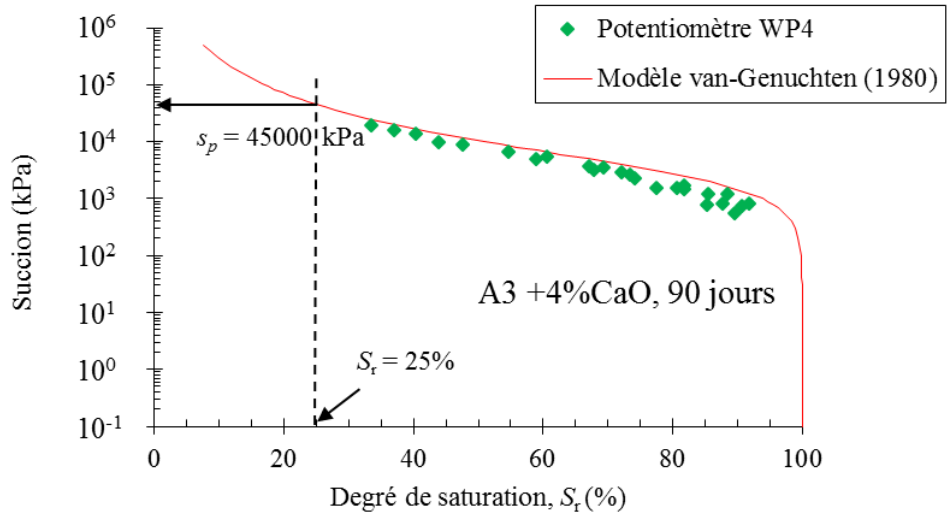


Figure VI. 34: Détermination de la succion au front de gel du sol A3 traité à 4% CaO à 90 jours

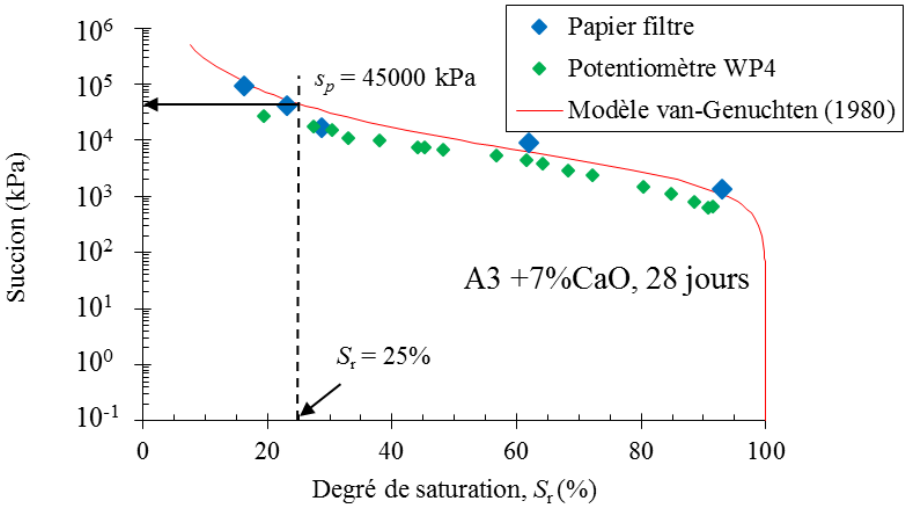


Figure VI. 35: Détermination de la succion au front de gel du sol A3 traité à 7% CaO à 28 jours

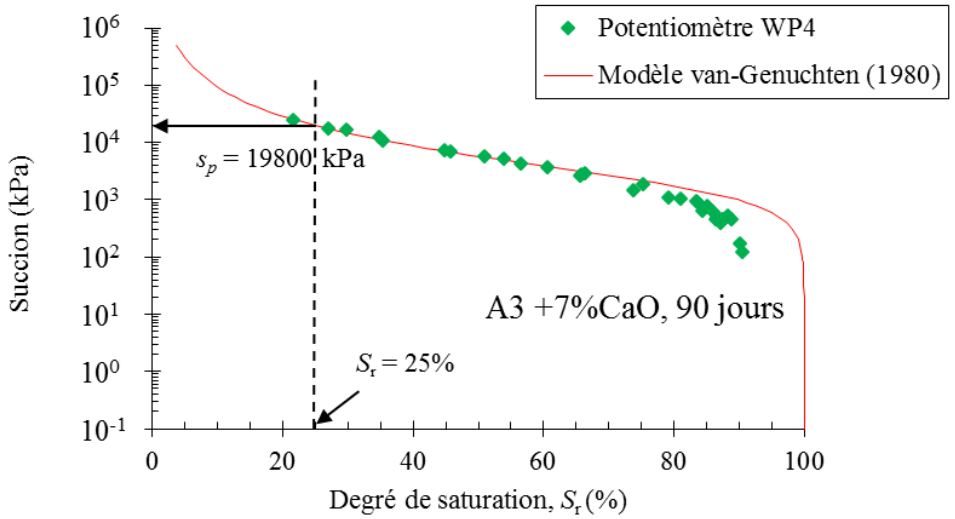


Figure VI. 36: Détermination de la succion au front de gel du sol A3 traité à 7% CaO à 90 jours

Notons que les modèles existants sur le géligonflement se basent sur l'équation Clausius-Clapeyron pour calculer la succion au front de gel (Konrad et Morgenstern, 1980 ; Black, 1995 ; Kay et Groenevelt, 1974 ; Sheng et al., 1995 ; Sheng et al., 2013). L'équilibre thermodynamique dans la frange de gel à la température T et contenant de la glace à la pression P_i et de l'eau à la pression P_w est décrit par l'équation Clausius-Clapeyron ci-dessous :

$$\boldsymbol{P_i - P_w = \frac{\rho_w L_f}{T_p} \times (T_p - T)} \qquad \textbf{(VI. 15)}$$

où L_f est la chaleur latente de fusion de l'eau à la température de congélation de l'eau porale T_p (T_p = 0°C), à la pression atmosphérique P_{atm} (L_f = 333 kJ/m^3). ρ_w est la densité de l'eau (ρ_w = 1000 kg/m^3). Le système est isotherme à la température $T < T_p$. En considérant l'isotropie du système, P_i est égale à la surcharge supérieure. Dans notre cas, la surcharge supérieure est

nulle, donc $P_i = 0$; la pression de l'eau pour atteindre l'équilibre est déterminée selon l'équation VI.16 :

$$\boldsymbol{P_w = -\frac{\rho_w L_f}{T_p} \times (T_p - T)} \qquad \textbf{\textit{(VI. 16)}}$$

Lorsque la température T diminue, P_w diminue (ou la succion, s augmente), l'eau s'écoule vers le front de gel. Puis, l'eau traverse la frange de gel et se congèle au front de ségrégation à T_s, ce qui conduit à la formation de lentilles de glace. La succion dans cette frange de gel est fonction de la température T. La succion maximale, s_{max} se situe à la base de la lentille de glace, correspondant à la température de ségrégation, T_s. T_s est environ -0,05 à -0,15°C pour le limon (Konrad et Morgenstern, 1980 ; Loch et Kay, 1978). T_s diminue pour les sols plus argileux et varie de -0,4°C à -0,8°C (Loch, 1979). Si on prend T_s variant de -0,05°C – 0,8°C pour calculer la succion au front de gel, s_p (ou P_w) en utilisant l'équation VI.16, la succion au front de gel obtenue varie de 120 kPa à 1200 kPa pour les sols limono-argileux. Cette gamme de succion correspond bien au point d'entrée d'air sur la courbe de rétention d'eau des sols (Figures VI.22 à VI.36) qui n'est apparemment pas applicable aux sols non-saturés. Pour cette raison, dans cette étude on applique le model de Dysli pour déterminer la succion au front de gel, s_p à partir de la courbe de rétention d'eau du sol.

VI.3.2.3. Détermination de la conductivité hydraulique des sols

Les techniques pour déterminer la conductivité hydraulique du sol à l'état saturé et à l'état non-saturé ont été décrites dans le chapitre II (les essais expérimentaux pour mesurer la conductivité hydraulique et la méthode de calcul de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé à partir de la courbe de porosimétrie à intrusion de mercure - PIM). Ces mesures ont été toujours effectuées sur les éprouvettes de sol compactées de façon dynamique, selon la Norme NF P 94 - 093, à $\rho_d = 95\%\ \rho_{dOPN}$ - à la teneur en eau correspondant à $\rho_d = 95\%\ \rho_{dOPN}$, $w_{95\%\rho dOPN}$ du côté humide de la courbe de compactage Proctor Normal. Les résultats des conductivités hydrauliques mesurées et calculées ont été présentés dans le chapitre IV. Dans la partie qui suit, on présente la détermination du gonflement au gel des sols à partir de ces résultats. Les résultats de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, k_{unsat} sont dans une gamme de succion inférieure à 1000 kPa. Cette gamme est trop faible par rapport à la succion au front de gel, qui est supérieure à 10000 kPa. Comme la courbe k_{unsat}-s déterminée à partir de la courbe PIM donne des valeurs de k_{unsat} dans une gamme de succion plus complète (jusqu'à 40000 kPa), les calculs sont basés sur cette courbe. Le modèle de van-Genuchten (1978) (équation IV.6) est utilisé pour simuler la variation de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé avec la succion. Les courbes de simulations ont été présentées dans IV.3.2.2 (Figures IV.59 à IV.64).

VI.3.2.4. Calcul du gonflement au gel

A partir des valeurs de z_p, s_p, k_{unsat} déterminées précédemment, le gonflement au gel des éprouvettes de sol peut être calculé par l'équation VI.8.

Les résultats calculés et expérimentaux pour six éprouvettes de sols traités sont présentés sur la Figure VI.37. Les courbes de simulation 1, 2, 3 du gonflement au gel correspondent aux courbes de simulation 1, 2, 3 de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé (Figures IV.59 à IV.64). Les deux courbes de simulation 1 et 3 définissent la limite supérieure et inférieure du gonflement au gel calculé. Une très bonne corrélation entre les courbes de simulations 2 et les courbes expérimentales est observée. Les résultats montrent aussi que le gonflement au gel est très sensible à la variation de sa conductivité hydraulique à l'état non-saturé.

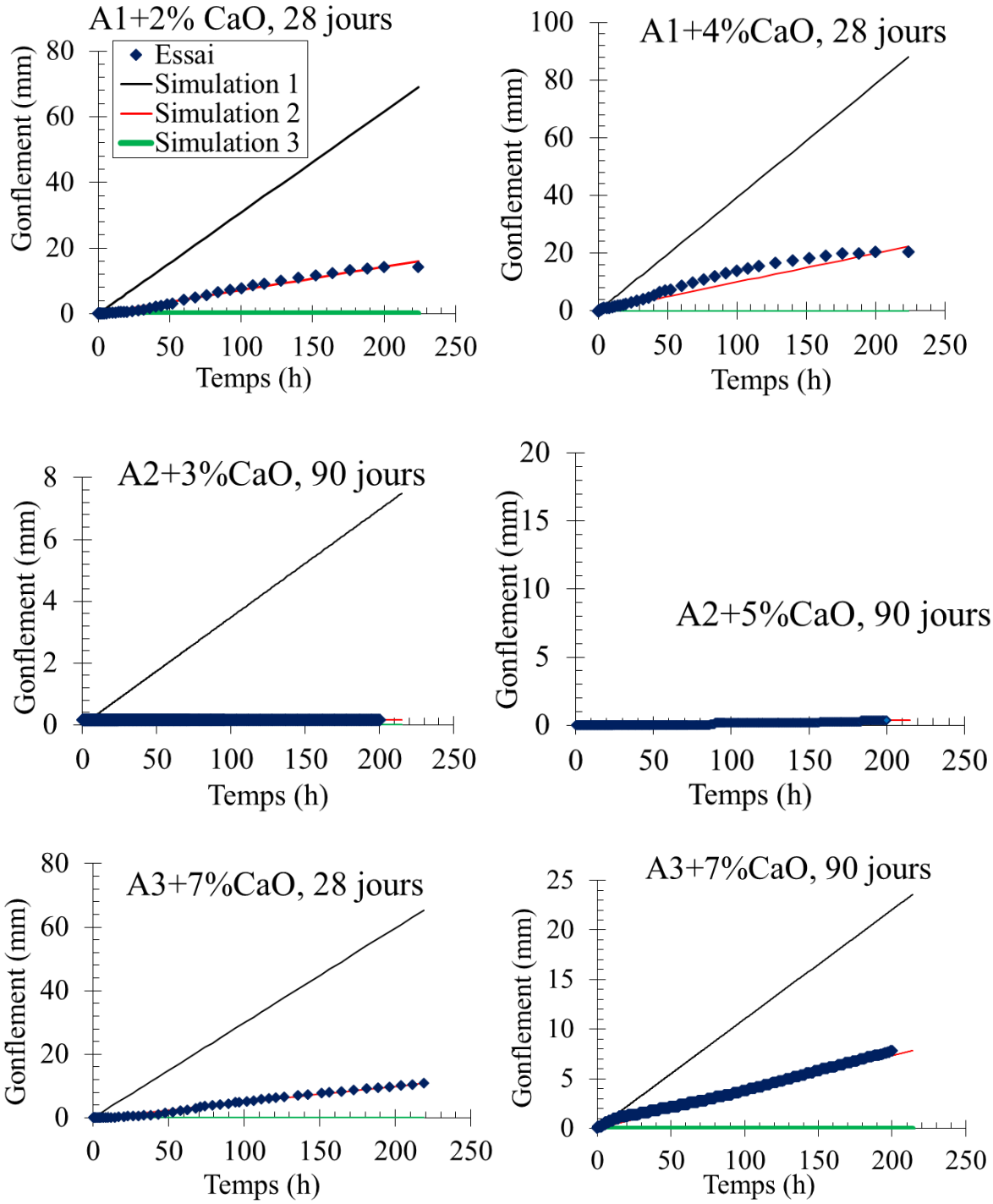


Figure VI. 37: Gonflement au gel des sols traités

VI.4. Discussion

La bonne corrélation obtenue entre le gonflement au gel calculé et celui mesuré expérimentalement démontre la pertinence du modèle. Elle confirme aussi que le gonflement au gel des sols traités est gouverné par les propriétés hydrauliques (la succion au front de gel

et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé). Le rôle déterminant des paramètres hydrauliques dans la détermination du gonflement au gel du sol a été mis en évidence et prouvé dans plusieurs études sur des sols non-traités (Taber, 1929 ; Beskow, 1935, Chamberlain, 1981 ; Konrad et Morgenstern, 1980 ; Sheng et al. 1995 ; Sheng et al. 2013). Dans cette étude, on a confirmé cette influence de la succion et de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé pour des sols traités.

Le traitement change la sensibilité au gel des sols en modifiant la microstructure et la minéralogie du sol :

- Par rapport aux sols non-traités, les sols traités à 28 jours sont plus sensibles au gel. A 28 jours de cure, la floculation domine, l'effet des réactions pouzzolaniques est encore faible. La dissolution des particules argileuses est modeste, donc les succions au front de gel des sols traités ne changent pas par rapport à celles des sols non-traités. En raison de la floculation, les sols deviennent plus granulaires avec une augmentation des grands pores. La conductivité hydraulique des sols augmente. En conséquence, la sensibilité au gel augmente.

- Au cours du temps de maturation, grâce aux réactions pouzzolaniques, la dissolution des particules argileuses se développe, les succions au front de gel diminuent ; d'autre part, les produits cimentaires remplissent les grands pores, conduisant à la diminution de la conductivité hydraulique. La sensibilité au gel donc diminue.

L'évaluation du gonflement au gel à l'état permanent par le calcul du débit d'eau absorbée vers le front de gel selon la loi de Darcy a été aussi appliquée dans les études de Radd et Oertle (1960), Biermans et al. (1978), Peppin et Style (2012). Cependant, les résultats calculés par ces auteurs sont beaucoup plus élevés que leurs résultats expérimentaux (environ deux ordres de magnitude) ; et ceci est expliqué par l'application incorrecte de l'équation Clapeyron pour calculer la succion au front de gel (Peppin et Style, 2012). De plus, l'utilisation de la conductivité hydraulique à l'état saturé dans leurs calculs, au lieu de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, est une autre raison pour la surestimation. Dans cette étude, la conductivité hydraulique à l'état non-saturé et la succion au front de gel sont toutes déterminées à partir des résultats expérimentaux.

Le modèle élaboré est un modèle simple, permettant de comprendre et d'évaluer le gonflement au gel du sol en régime permanent. Cet état correspond à la formation de la lentille de glace principale (la lentille de glace la plus épaisse). La création des lentilles de glace discrètes, très minces au-dessus de la lentille de glace principale n'est pas prise en compte. La théorie de la formation de la bande des lentilles de glace discrète (dénommée aussi l'initiation d'une nouvelle lentille de glace dans la frange de gel) est développée pour la première fois par Miller (1978), qui devient après la théorie de base des études de Konrad et Morgenstern

(1980), O'Neill et Miller (1985), Rempel (2004), Rempel (2010), Sheng et al. (1995), Sheng et al. (2013). Ces auteurs ont établi une équation permettant le calcul de la contrainte effective d'une particule de sol dans la frange de gel, σ', à partir de la contrainte totale (ou la surcharge supérieure), σ, la pression de la glace, P_i, la pression de l'eau, P_w (équation I.11, chapitre I). La pression de glace est corrélée avec la pression de l'eau et la température du système par l'équation Clapeyron (équation VI.1). La pression de l'eau dans la frange de gel est gouvernée par la teneur eau non-gelée dans la frange de gel. Dans la frange de gel, la teneur en eau non-gelée et la conductivité hydraulique de l'eau diminue selon une fonction exponentielle avec la diminution de la température (Johansen, 1977). Lorsque le front de gel avance dans la frange de gel, la température diminue jusqu'à la température de ségrégation où la teneur en eau non-gelée et la conductivité hydraulique de l'eau sont très petites, la succion atteint la valeur maximale (Konrad et Morgenstern, 1980), et la contrainte effective des particules des sols diminuent vers zéro. Cela conduit à la séparation des particules de sols dans la frange de gel et par conséquent la formation d'une nouvelle lentille de glace. Ce processus se répète périodiquement jusqu'à l'atteinte d'une condition stable (l'état permanant) correspondant à la formation de la dernière lentille de glace. Ce modèle a été récemment complété dans l'étude de Sheng et al. (2013). Les auteurs ont développé un programme de calcul PCHeave qui, à partir des paramètres initiaux du sol tels que la masse volumique sèche, la teneur en eau, la conductivité hydraulique à l'état non-saturé du sol non-gelée, le degré de saturation initial, la teneur en eau non-gelée qui varie avec la température de la frange de gel ($T_p < T < T_s$), permet de déterminer le gonflement au gel, la pénétration du front de gel et le profil des lentilles de glace discrètes. Ce modèle de formation des lentilles discrètes est aussi validé par des comparaisons entre des résultats calculés et des résultats expérimentaux pour plusieurs sols.

La différence entre la succion au front de gel déterminée à partir de l'équation Clausius-Clapeyron, variant de 120 kPs à 1200 kPa, et celle déterminée à partir de la courbe de rétention d'eau selon le modèle de Dysli (1991), variant de 17000 kPa à 70000 kPa, pourrait être expliquée par le fait que l'équation Clausius-Clapeyron ne permet que d'évaluer la pression d'équilibre de l'eau libre en fonction de la température d'équilibre au cours du changement d'état de l'eau liquide à la glace, et ne tient pas compte de la nature du sol, de la distribution de taille des pores dans le sol, du degré de saturation. Cette équation ne pourrait donc être appliquée qu'aux milieux saturés en eau. Dans ce cas-là, la succion calculée correspond bien à la succion au point d'entrée d'air sur la courbe de rétention d'eau (Peppin et Style, 2012 ; Style et Peppin, 2011). Les résultats expérimentaux des courbes de rétention d'eau (Figures VI.22 à VI.36) montrent clairement que les valeurs de succion variant de 120 kPa à 1200 kPa correspondent au point d'entrée d'air.

Tsuneto (1994), Worster et Wettlaufer (1999), Rempel (2008), Peppin et Style (2012), Style et Peppin (2011) ont proposé que pour calculer la succion au front de gel, l'équation Clausius-Clapeyron doit être raffinée en tenant compte de la nature du sol, de la taille des pores, du degré de saturation. Il est aussi important de considérer l'effet de la viscosité. Style

et Peppin (2011) ont démontré la validité de l'équation Clausius-Clapeyron adaptée (équation VI.17), qui tient compte de l'effet de la viscosité sur l'écoulement de l'eau dans la frange de gel, pour calculer la pression de l'eau :

$$\boldsymbol{P_w = P_i - \frac{\rho_w L_f}{T_p} \times \left(T_p - T\right) + Vf\left(T_p - T\right)} \qquad \textbf{(VI. 17)}$$

où P_i est la pression de la glace. En admettant que la pression de la glace correspond à une surcharge P_0, avec $P_0 = 0$, l'équation VI.17 est réduite à l'équation VI.18 :

$$\boldsymbol{P_w = -\frac{\rho_w L_f}{T_p} \times \left(T_p - T\right) + vf\left(T_p - T\right)} \qquad \textbf{(VI.18)}$$

v est la vitesse de développement de lentille de glace (ou la vitesse de l'écoulement de l'eau vers le front de gel), $f(T_p - T)$ est fonction de la température qui pourrait être calculée ou mesurée à partir de la géométrie des particules de sol. Le terme $f(T_p\text{-}T)$ est proportionnel au carré de la taille des particules. En conséquence, plus les particules sont petites, plus $f(T_p\text{-}T)$ est petit, plus la pression de l'eau est faible et plus la succion est élevée. $f(T_p\text{-}T)$ est calculé selon l'équation VI.19 :

$$\boldsymbol{f\left(T_p - T\right) = -\frac{3\Phi\mu_p R^2}{2d^3}} \qquad \textbf{(VI.19)}$$

où Φ est la proportion de l'interface de lentille de glace couverte par les particules de sol. Dans ses calculs, Style et Peppin (2011) ont pris $\Phi = 0{,}64$, en se basant sur les données obtenues sur un sol constitué de particules sphériques de silice de Watanabe (2002) et Watanabe et al. (2001). μ_p est la viscosité du film d'eau de la frange de gel, en tenant en compte la constitution du milieu poreux, $\mu_p = 41\mu$ avec $\mu = 1{,}7.10^{-3}$ kg/m.s, qui est la viscosité de l'eau à 0°C (Style et Peppin, 2011 ; Pittenger et al., 2001 ; Butt et al., 2000 ; Goertz et al., 2007). R est le diamètre de la particule de sol ; pour les sols fins $R = 0{,}8 - 1{,}5$ µm (Watanabe et Mizoguchi, 2000), d est l'épaisseur de film d'eau absorbée sur la surface des particules du sol. d varie entre 0,2 et 50 nm (Roseberg, 2005). Engemann et al., (2004) ont mesuré l'épaisseur du film d'eau absorbée sur la surface des particules de silice dans la frange de gel et ont proposé l'équation VI.20 pour déterminer d :

$$\boldsymbol{d = a_0\, ln\left(\frac{17}{T_p - T}\right)} \qquad \textbf{(VI.20)}$$

où $a_0 = 0{,}84$. La Figure VI.38 donne une représentation schématique de la géométrie d'une particule de sol dans la frange de gel :

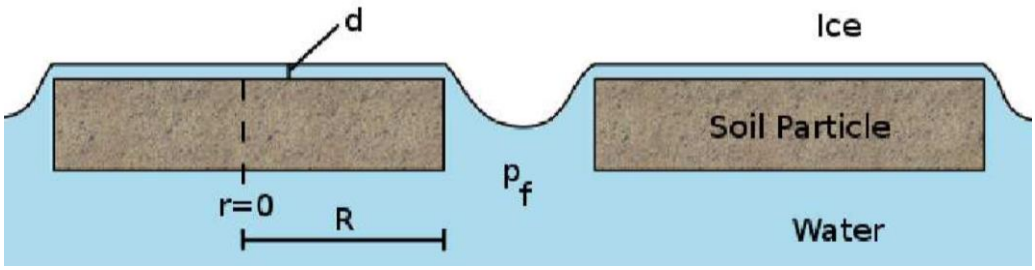


Figure VI. 38 : Géométrie d'une particule de sol dans la frange de gel (Style et Peppin, 2011)

On applique l'équation VI.18 pour déterminer la succion au front de gel, s_p des sols traités avec v comme la vitesse d'écoulement de l'eau absorbée vers le front de gel, calculée selon l'équation VI.7. On a:

$$\boldsymbol{s_p = -\frac{\rho_w L_f}{T_p} \times \left(T_p - T_s\right) - \frac{1}{z_p} \times \int_0^{s_p} k_{unsat} ds \times \frac{3\Phi\mu_p R^2}{2d^3}} \quad \textbf{(VI.21)}$$

La variation de k_{unsat} selon la succion est simulée à partir de la mesure expérimentale en utilisant le modèle de van Genuchten (1978) (équation IV.5). Les paramètres α, n, m du modèle sont choisis comme dans le Tableau IV.20 pour la courbe de simulation 2. Le Tableau VI.7 donne des paramètres choisis dans l'équation VI.21 et des résultats de s_p des sols traités calculés :

Tableau VI. 7: Détermination de la succion au front de gel par l'équation Clausius-Clapeyron raffinée

Sol	Paramètres choisis								Résultats calculés		s_p (kPa) (S_r = 25%)
	T_s (°C)	R (µm)	d (nm)	μ_p (kg/m.s)	Φ	α	n	m	v (10^{-8} m/s)	s_p (kPa)	
A1+2%CaO, 28 jours	-0,050	0,8	3,73	0,0697	0,64	0,0010	1,38	0,275	2,34	19333	19000
A1+4%CaO, 28 jours	-0,055	0,8	3,67	0,0697	0,64	0,0008	1,45	0,310	0,02	21583	21500
A2+3%CaO, 90 jours	-0,100	1,0	9,00	0,0697	0,64	0,0850	1,45	0,310	0,02	18100	19800
A2+5%CaO, 90 jours	-0,100	1,0	1,16	0,0697	0,64	1,0000	1,30	0,231	0,05	20909	20500
A3+7%CaO, 28 jours	-0,270	1,0	2,65	0,0697	0,64	0,0030	1,50	0,333	1,24	44804	45000
A3+7%CaO, 90 jours	-0,130	1,0	3,12	0,0697	0,64	0,0030	1,60	0,375	0,92	20333	19800

Les résultats de s_p calculés en utilisant l'équation Clausius-Clapeyron raffinée VI.21 se corrèlent bien avec les résultats de s_p déterminés à partir de la courbe de rétention d'eau. Cela montre que la succion au front de gel correspond bien à la succion sur la courbe de rétention d'eau dont le degré de saturation égale 25%.

VI.5. Proposition d'un critère de sensibilité au gel

En se basant sur des résultats expérimentaux obtenus dans cette étude sur des sols A1, A2, A3 traités à la chaux et sur des résultats obtenus sur des sols A1, A2, B5, B6 traités à la chaux, au ciment, aux liants hydrauliques, aux cendres volantes, ou avec le traitement mixte (chaux + liant) par le LRPC de Nancy et de Clermont-Ferrand (Figure VI.18), on peut proposer un premier critère mécanique semi-rationnel pour évaluer la sensibilité au gel:

- Le critère cité dans le GTS, à savoir une qualification du sol traité non-gélif si $R_c \geq$ 2,5 MPa, est globalement respecté (sauf un point de sol A1 traité à 2% de chaux et conservé pendant 1 an est peu gélif et un point de sol A2 traité à 1,5% CaO et 6% ciment, conservé pendant 90 jours est très gélif). Donc **SGn si $\boldsymbol{R_c \geq 2{,}5}$ MPa**

- En-dessous d'une valeur de résistance en compression de 2,5 MPa, le sol traité est considéré comme peu gélif au-delà de R_c = 1 MPa ; un coefficient de pente de 0,4 ($\frac{mm}{\sqrt{°C.h}}$) est attribué dans le calcul du dimensionnement. **SGp si 1 MPa $\leq \boldsymbol{R_c} <$ 2,5 MPa**

- En-deçà de R_c= 1 MPa, le cas est douteux, la sensibilité au gel est plus disparate et on ne peut pas trouver de tendance claire.

Le critère mécanique pourrait être utilisé pour une première évaluation de la sensibilité au gel des sols A1, A2, A3 traités à la chaux: **SGn si $\boldsymbol{R_c \geq 2{,}5}$ MPa, SGp si $\boldsymbol{R_c > 1}$ MPa**. Cependant, les résultats de cette étude montrent que la résistance mécanique ne gouverne pas le phénomène de géligonflement. La succion au front de gel, s_p, et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, k_{unsat}, se sont avérés d'être les paramètres gouvernant le phénomène de géligonflement. Plus précisément, c'est la minéralogie et la microstructure qui gouvernent le phénomène : la minéralogie détermine la succion au front de gel et les macro-pores déterminent la conductivité hydraulique du sol. Ainsi, un critère basé sur s_p et k_{unsat} apparaît plus pertinent pour évaluer la sensibilité au gel. Cependant, l'essai de détermination de k_{unsat} est un essai très délicat et demande des dispositifs spécifiques qui ne sont pas toujours disponibles dans des laboratoires non spécialisés. Comme k_{sat} est aussi gouverné par les macro-pores du sol, et en plus l'essai de détermination de k_{sat} est beaucoup plus facile à réaliser, on essaye ici d'établir un critère d'évaluation de la sensibilité au gel à partir de la conductivité hydraulique à l'état saturé, k_{sat}, ensemble avec s_p. Notons qu'un critère similaire a été utilisé par l'American Concrete Pavement Association (ACPA). Les résultats expérimentaux de k_{sat} et s_p sont présentés dans le Tableau VI.8. L'interprétation de k_{sat} et s_p pour évaluer la sensibilité au gel des sols et le critère d'ACPA sont présentés sur la Figure VI.39.

Tableau VI. 8: Résultats expérimentaux de k_{sat} et s_p des sols

Sol	k_{sat} x 10^{-11} (m/s)	s_p (kPa)	Sensibilité au gel
A1 non-traité	8,3	20000	SGp
A1+2%CaO à 28 jours	20,0	19000	SGt
A1+4%CaO à 28 jours	14,5	21500	SGt
A1+2%CaO à 90 jours	18,8	22500	SGp
A1+4%CaO à 90 jours	54,5	17800	SGt
A2 non-traité	4,0	66800	SGn
A2+3%CaO à 28 jours	9,0	55000	SGp
A2+5%CaO à 28 jours	16,5	32100	SGp
A2+3%CaO à 90 jours	16,0	19800	SGn
A3 non-traité	4,0	58800	SGp
A3+4%CaO à 90 jours	20,0	45000	SGp
A3+7%CaO à 28 jours	30,0	45000	SGt
A3+7%CaO à 90 jours	20,0	19800	SGp

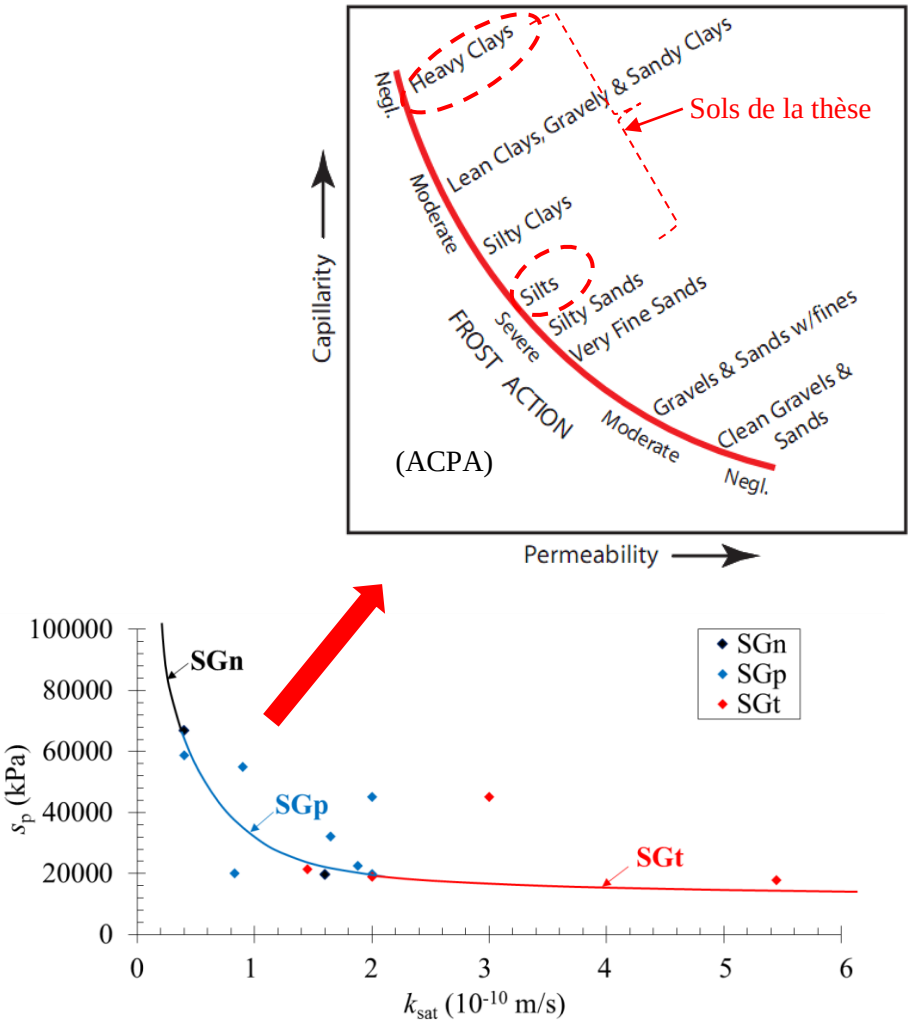


Figure VI. 39: Corrélation de s_p et k_{sat} avec la sensibilité au gel des sols

Sur la Figure VI.39, trois zones de sensibilité au gel sont définies. Notons que les gammes de s_p et de k_{sat} correspondent à la gamme de limon (silts) à l'argile très plastique sur la courbe de l'ACPA.

VI.6. Conclusion

Les essais de géligonflement ont été effectués selon la Norme NF P 98-234-2 sur les sols A1, A2, A3 non-traités et traités à la chaux à différentes maturations pour évaluer la sensibilité au gel des sols. On a observé qu'après le traitement, à 28 jours, la sensibilité au gel des sols traités augmente par rapport à celle des sols non-traités (la pente de gonflement au gel augmente). En revanche, la pente de gonflement diminue avec le temps de maturation, donc la sensibilité au gel des sols traités diminue. Une corrélation entre la résistance à la compression et la pente de gonflement a été établie. Le résultat montre que les sols sont non-gélifs avec une résistance à la compression, R_c, supérieure à 2,5 MPa. Cependant, plusieurs sols avec1 MPa < R_c < 2,5 MPa sont non gélifs ou peu gélifs. R_c > 2,5 MPa (GTS) est donc un critère plutôt sécuritaire pour les sols traités. Néanmoins, fondamentalement la performance mécanique n'a pas de lien direct avec le gonflement au gel des sols. Pour cette raison, on a approfondi l'étude du mécanisme du phénomène de géligonflement via la notion de cryosuccion. Lorsque le front de gel pénètre dans le sol gélif, une descente de la température de ségrégation entre l'eau liquide et la glace conduit à la formation d'une frange de gel entre le front de gel et le front de ségrégation. La forte succion dans cette frange de gel attire l'eau de la partie non-gelée vers le front de gel, formant des lentilles de glace au front de ségrégation et engendrant le gonflement du sol.

Un modèle de calcul simple a été proposé, permettant de déterminer le gonflement au gel en régime permanent (correspondant à la formation de la lentille de glace principale). Avec ce modèle, le gonflement au gel est calculé par le débit d'eau de la partie non-gelée absorbée vers le front de gel selon la loi de Darcy. La succion au front de gel, la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, la position du front de gel sont des paramètres utilisés. La position du front de gel, z_p, peut être déterminée soit à partir de l'équation de l'écoulement de la chaleur Fourier en utilisant les conductivités thermiques du sol non-gelé et du sol gelé, soit par l'observation de l'éprouvette après l'essai de géligonflement. Dans cette étude, on n'a pas déterminé les conductivités thermiques de tous les sols, donc la deuxième méthode a été utilisée. La succion au front de gel, s_p, est déterminée à partir de la courbe de rétention d'eau. s_p correspond à la succion à S_r = 25% sur la courbe de rétention d'eau. La conductivité hydraulique à l'état non-saturé est déterminée par l'essai d'infiltration.

Le modèle développé est appliqué sur six éprouvettes de sols traités. Les résultats calculés sont en bon accord avec les résultats expérimentaux, confirmant le rôle majeur joué par les propriétés hydrauliques (la succion et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé) dans le phénomène de géligonflement. Un critère basé sur la succion au front de gel, s_p, et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé à S_r = 25% est établi pour évaluer la sensibilité au

gel des sols. Bien que ce critère reflète bien le mécanisme du phénomène de géligonflement, la détermination de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé nécessite des équipements spéciaux, et ne sont donc pas pratiques courantes dans tous la plupart des laboratoires. Ainsi, on a proposé un critère qui utilise s_p et k_{sat} pour évaluer la sensibilité au gel.

CONCLUSION GENERALE

Le sujet central de cette thèse est l'étude du comportement des sols fins limono-argileux traités à la chaux seule, face aux phénomènes de gel rencontrés dans les infrastructures. L'étude bibliographique a permis de mettre en évidence l'importance et la nécessité de recherches sur les deux phénomènes de gel essentiels dans le sol: le phénomène de géligonflement et le phénomène de gélifraction. Si plusieurs études théoriques et expérimentales ont été réalisées depuis deux siècles sur les phénomènes de gel dans les sols, les investigations concernant les sols traités à la chaux sont peu nombreuses. L'analyse des données expérimentales des Laboratoires Régionaux des Ponts et Chaussées de Nancy et de Clermont-Ferrand, acquises dès les années 1970, ont permis dans un premier temps de qualifier la sensibilité au gel en terme de performance mécanique. Ainsi, le Guide de Traitement des sols à la chaux et aux liants hydrauliques (GTS, 2000) cite une valeur minimale de résistance à la compression de 2,5 MPa pour assurer la non-gélivité des sols traités à la chaux. Ce critère est perçu comme sécuritaire, mais n'est pas dans l'absolu représentatif de la sensibilité au gel du sol traité à la chaux. En effet, les recherches antérieures ont démontré que la cryosuccion est le moteur principal dans le phénomène de géligonflement, et que l'endommagement dû à la gélifraction (succession de cycles de gel/dégel) est gouverné à la fois par la dessiccation et par la migration d'eau. Ces études bibliographiques ont également permis d'identifier les techniques expérimentales qui ont servi à approcher les deux phénomènes de gel dans les sols traités à la chaux et d'interpréter les résultats obtenus.

Une méthodologie la plus exhaustive possible d'utilisation des techniques expérimentales a été établie pour étudier et comprendre le comportement des sols traités à la chaux au gel : essais d'identification et de caractérisation des sols, caractérisations mécaniques, hydrauliques et microstructurales permettant d'appréhender les phénomènes contribuant à la stabilisation à moyen et long termes, investigations spécifiques du comportement du sol au gel.

Trois sols limono-argileux de différentes minéralogies ont été utilisés pour l'étude : un limon peu plastique A1 (illite, kaolinite, chlorite, quartz, feldspath), une argile limoneuse A2 (illite, kaolinite, chlorite, quartz, montmorillonite), et un sol argileux très plastique A3 (illite, kaolinite, montmorillonite, quartz, chlorite). Les sols ont été traités avec une chaux vive CL 90-Q selon la norme EN 459-1, de marque Proviacal®ST et fournie par la société Lhoist. Les sols ont été traités avec trois dosages correspondant à trois objectifs différents : 1) amélioration (dosage en chaux minimal), 2) stabilisation et insensibilité à l'eau (dosage en chaux intermédiaire), 3) stabilisation et résistance au gel (dosage en chaux le plus élevé). La technique de préparation et de traitement à la chaux, et les objectifs d'humidité et de compacité fixés, sont respectés de manière stricte. A l'issue du compactage, les éprouvettes de sols traités sont conservées pendant quatre périodes de cure : 7 jours, 28 jours, 90 jours et 365 jours.

Les résultats expérimentaux obtenus des essais géotechniques sont concordants avec les résultats antérieurs et référencés dans la littérature : amélioration des caractéristiques à court terme des sols traités par rapport à celles des sols non-traités (augmentation de la teneur en

eau optimale de la courbe de compactage Proctor Normal, en même temps une diminution de la masse volumique sèche maximale, et une amélioration de l'Indice Portant Immédiat).

En ce qui concerne les performances mécaniques, les résultats montrent que le traitement des sols à un dosage en chaux plus élevé que le point de fixation de la chaux renforce les résistances mécaniques de ces matériaux : le critère de trafficabilité de la couche de forme ($R_c \geq 1$ MPa) est vérifié après 28 jours de cure pour tous les 3 sols traités ; le critère d'insensibilité au gel des sols traités à la chaux ($R_c \geq 2{,}5$ MPa) étant, quant à lui, vérifié respectivement après 365 jours et 90 jours de cure pour les sols A1 et A2 traités aux dosages en chaux les plus élevés. Trois phases de stabilisation ont été identifiées, et l'interprétation de leur succession a été proposée en lien avec les effets chimiques issus de l'ajout de la chaux dans le sol:

- Phase I - période initiale : le développement des performances mécaniques au cours du temps est très faible. Durant cette phase, la formation de portlandite est mise en évidence, simultanément à la la formation, en très faibles quantités, des produits cimentaires par les réactions pouzzolaniques et qui assurent les liaisons entre les particules et agrégats des sols.

- Phase II - développement important des performances mécaniques. Durant cette phase, une consommation de la portlandite est constatée, parallèlement à une formation abondante des produits cimentaires créés par des réactions pouzzolaniques.

- Phase III - réduction de la cinétique d'évolution des performances mécaniques, voire l'établissement d'un seuil de performances. Cette phase correspond à la fin des réactions pouzzolaniques.

Les résultats de l'étude mécanique mettent en évidence deux phases de stabilisation : la phase I (avant 28 jours) gouvernée par la floculation, et phase II (après 28 jours) gouvernée par les réactions pouzzolaniques. Le sol A3, dont la minéralogie est constituée principalement de montmorillonite et qui pouvait être considéré a priori comme le matériau le plus réactif à la chaux, montre cependant un développement très limité des performances mécaniques au cours du temps. Le critère d'insensibilité au gel n'est pas vérifié sur ce sol traité, même au dosage en chaux le plus élevé et après un an de cure. La faible réactivité de ce sol trouve son origine dans la difficulté d'adopter une procédure efficace de préparation des éprouvettes : après le compactage, l'éprouvette de sol traité comprend des agrégats de grande taille et des macropores entre ces agrégats, et les nodules de chaux ne sont pas en contact intime avec les agrégats de sol. Ce résultat montre que le mode de préparation des échantillons des sols traités a un impact très important sur la stabilisation. A la suite de ces constatations, un protocole de préparation spécifique est proposé pour ce type de sol.

La microstructure du sol est un paramètre important dans l'établissement des échanges hydrauliques, eux-mêmes susceptibles de conditionner le comportement du sol au gel. L'effet du traitement à la chaux sur la microstructure des sols a été donc analysé. Comme pour les performances mécaniques, deux phases d'évolution de la microstructure ont été observées à partir des courbes de distribution porale : avant 28 jours (à court terme) et après 28 jours (à long terme). A court terme, à l'issue du traitement, par rapport aux sols non-traités, les sols

traités présentent une augmentation des micropores et une augmentation des mésopores à cause de la floculation lors de l'incorporation de la chaux dans le sol. Entre le très jeune âge et 28 jours de conservation, l'évolution de la microstructure est peu perceptible. Ceci est expliqué par le développement très modeste des réactions pouzzolaniques. A long terme (> 28 jours), les résultats montrent une évolution des indices des vides des différentes familles porales, et ce particulièrement dans le cas des sols traités aux dosages en chaux supérieurs au point de fixation de la chaux: une augmentation des pores inaccessibles de très petite taille et des micropores, accompagnée par une diminution des mésopores, des macropores ne changeant pas beaucoup. L'augmentation des pores de très petite taille et des micropores est expliquée par la formation des produits cimentaires dont la structure de surface est en nid d'abeille. Ces produits cimentaires remplissent les mésopores et contribuent à la diminution de leur indice des vides. Dans le cas du sol A3 traité, l'analyse de la microstructure confirme la faible réactivité avec la chaux à cause des conditions de préparation d'échantillons adoptées : sa microstructure ne change pas significativement avec le temps de cure.

En ce qui concerne l'effet du traitement sur les propriétés hydrauliques, les résultats montrent une légère modification des courbes de rétention d'eau, une légère augmentation des niveaux de conductivité hydraulique. Le volume des macropores est un facteur déterminant de la conductivité hydraulique des sols. Un mode de compactage statique aboutit à une distribution porale marquée par une grande proportion de macropores, ce qui induit une conductivité hydraulique plus élevée que celle résultant de l'application d'un compactage dynamique.

Les essais de gélifraction, dont le principe réside dans la succession de cycles de gel/dégel avec une gamme de température entre 20±3 °C à -17,5±2,5 °C, ont montré que le coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, *RFT* (%) - « retained strength factor after freeze-thaw testing » des sols A1, A2, A3 traités varie de 0% à 90%. Lorsque le dosage en chaux appliqué correspond à l'objectif d'amélioration (dosage le plus faible), les éprouvettes de sol perdent totalement leur résistance à la compression simple et sont détruites totalement après 10 cycles de gel/dégel (*RFT* = 0%). A partir d'un niveau du coefficient de résistance après 10 cycles de gel/dégel, *RFT* = 60%, il n'y a plus de dégradation visuelle sur la surface des éprouvettes des sols traités. Ainsi, ce seuil *RFT* ≥ 60% est proposé comme critère d'acceptation des matériaux constitutifs d'une couche de forme subissant le gel avant son recouvrement. Une étude spécifique de l'effet du nombre de cycles de gel-dégel a été effectuée sur des éprouvettes du sol A1 traité à 2% CaO à 28 jours de cure. Les résultats montrent une diminution importante des performances mécaniques ($R_{c,N}$, RFT_N), en parallèle à une augmentation la plus élevée de l'indice de l'endommagement $\left(\frac{e_f}{e_0}\right)_N$, surtout durant les 3 premiers cycles de gel/dégel. Ces paramètres se stabilisent après 10 cycles de gel/dégel. L'endommagement dû à la gélifraction est expliqué par deux phénomènes : la dessiccation des particules argileuses conduisant aux fissures de retrait, et la formation de lentilles de glace due au gradient de cryosuccion. En utilisant la technique de µ Tomographie X, l'endommagement interne des éprouvettes de sol ayant subi des cycles de gel/dégel a été quantifié, ce qui a permis l'élaboration d'un modèle d'endommagement qui peut être utilisé

pour évaluer la dégradation des résistances mécaniques $R_{c,N}$, RFT_N avec l'augmentation de l'indice d'endommagement.

Les résultats des essais de géligonflement montrent qu'après le traitement (court terme), la sensibilité au gel des sols traités augmente par rapport à celle des sols non-traités (la pente de gonflement au gel augmente). En revanche, la sensibilité au gel des matériaux traités diminue avec le temps de maturation. Une corrélation entre la résistance à la compression simple et la pente de gonflement a été établie. Les résultats sont globalement en accord avec le critère cité dans le GTS. $R_c > 2{,}5$ MPa peut donc être considéré comme un critère sécuritaire garantissant l'insensibilité au gel des sols traités à la chaux. Néanmoins, ces résultats démontrent aussi que fondamentalement la performance mécanique n'a pas un lien direct avec le gonflement au gel des sols: des sols traités à la chaux non-gélifs ou peu-gélifs ont été recensés dans cette étude, malgré une valeur de R_c inférieure à 2,5 MPa. Pour cette raison, l'étude du mécanisme du phénomène de géligonflement via la cryosuccion a été approfondie. Fondamentalement, lorsque le front de gel pénètre dans un sol gélif, une descente de la température de ségrégation entre l'eau liquide et la glace conduit à la formation d'une frange de gel entre le front de gel et le front de ségrégation. La forte succion dans cette frange de gel attire l'eau de la partie non-gelée vers le front de gel, formant des lentilles de glace au front de ségrégation et engendrant le gonflement du sol. Un modèle de calcul simple a été développé, permettant de déterminer le gonflement au gel en régime permanent (correspondant à la formation de la lentille de glace principale). Avec ce modèle, le gonflement au gel est calculé par le débit d'eau de la partie non-gelée absorbée vers le front de gel selon la loi de Darcy généralisée. La succion au front de gel, la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, la position du front de gel sont des paramètres du modèle. Ce modèle est appliqué sur six éprouvettes de sols traités. Les résultats obtenus sont en bon accord avec les résultats expérimentaux, confirmant le rôle majeur joué par les propriétés hydriques et hydrauliques (la succion et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé) dans le phénomène de géligonflement. En considérant que la détermination de la conductivité hydraulique à l'état non-saturé nécessite des équipements spéciaux, et ne sont donc pas pratiques courantes dans la plupart des laboratoires, des critères basés sur la succion au front de gel, s_p, et la conductivité hydraulique à l'état saturé, k_{sat} sont établis pour évaluer la sensibilité au gel des sols.

PERSPECTIVES

La compréhension de deux processus de gel dans le sol (gélifraction et géligonflement) et les résultats de cette thèse est hautement susceptible d'influencer la pratique actuelle de la profession en regard de l'évaluation de la sensibilité au gel des sols traités à la chaux. Le critère de résistance mécanique (résistance à la compression simple, $R_c \geq 2{,}5$ MPa) établi dans le GTS garantissant l'insensibilité des sols au géligonflement, est un critère sécuritaire basé sur un examen parallèle des performances mécaniques et des pentes de géligonflement. Les travaux de thèse ont pu démontrer que ce sont en réalité les propriétés hydrauliques (la succion au front de gel, s_p et la conductivité hydraulique à l'état non-saturé, k_{unsat}) qui régissent le phénomène de géligonflement des sols, traités ou non. Notons que les essais expérimentaux pour déterminer s_p et k_{sat} sont aisés à réaliser, un critère de gel se basant sur des mesures scientifiquement fondées de ces deux paramètres pourrait à terme se substituer au critère de résistance à la compression simple pour la qualification des matériaux face au gel. Cependant, il est nécessaire d'acquérir une quantité de données plus conséquentes relatives à s_p et k_{sat}, afin de s'engager plus en avant vers l'établissement d'une recommandation ou de s'insérer dans la codification actuelle. Lorsque la recommandation du critère s_p, k_{sat} pourra être validée, elle devrait avoir un impact non négligeable au niveau économique et environnemental, de par le fait qu'il sera possible d'évaluer la sensibilité au gel d'un matériau à partir des paramètres facilement à mesurer (s_p, k_{sat}) à température ambiante, en s'exonérant d'un essai de géligonflement qui est, quant à lui, à température basse en dessous de zéro.

Les résultats de la thèse mettent en évidence la liaison directe entre la microstructure (la distribution porale) avec les propriétés hydrauliques (la courbe de rétention d'eau et la conductivité hydraulique) du sol. Les courbes de distribution porale sont bien utilisées dans le modèle de calcul de géligonflement. Un champ des données disponibles de distributions porales, s_p, k_{unsat}, k_{sat}, pentes de gonflement au gel, permet d'asseoir la robustesse du modèle de calcul, ouvrant ainsi la voie à la démarche d'évaluer la sensibilité au gel à partir des courbes de distribution porale.

On sait que la gélifraction est due à la dessiccation et au gradient de cryosuccion, tandis que le géligonflement trouve son origine dans la cryosuccion. Après ce travail de thèse, le lien entre ces deux phénomènes de gel reste à approfondir. Il a été montré que les macropores sont le facteur principal déterminant la conductivité hydraulique et donc le géligonflement. La technique de µ Tomographie X a été utilisée dans cette thèse pour qualifier les macropores des fissures d'endommagement de gélifraction, de taille supérieure à 77,5 µm. Une étude approfondie d'application de la µ Tomographie X dans la quantification des fissures d'endommagement de gélifraction (macropores > 6 µm), pourrait permettre d'étudier la possible corrélation entre la gélifraction et la géligonflement.

D'une manière pragmatique, les résultats de la thèse permettent d'élaborer une note d'information technique utile à la profession, et seront intégrés dans un document plus complet de recommandation technique à l'usage des entreprises de terrassement. D'autre part, lorsque la recommandation/codification d'un critère de gel est établie, elle permet d'élargir

le domaine d'emploi des sols traités à la chaux en garantissant son comportement face aux sollicitations du gel.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ACPA. (2007). *Subgrades and Subbases for Concrete Pavements, EB204P*. American Concrete Pavement Association.

Alkire, B. D., et Morrison, J. M. (1982). Change in soil structure due to freeze-thaw and repeated loading . *Transportion Research Report 918*, 15-22.

Al Mukhtar, M., Lasledj, A., Alcover, J.F. (2010). Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20°C. *Applied clay science 50* , 191-198.

Al-Mukhtar, M., Khattab, S., et Alcover, J. (2012). Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil. *Engineering Geology 139-140*, 17-27.

Arora, S., et Aydilek, A. (2005). Class F Fly Ash Amended Soils as Highway Base Materials. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, Vol. 17, No. 6*, 640-649.

ASTM (1992). *Test Methods for Modulus and Damping of Soil by the Resonant-Column method.* West Conshohocken, PA: Vol. 04.08, ASTM.

ASTM D 4015-87 (1992). Test Methods for Modulus and Damping of Soil by the Resonant-Column Method. *Vol. 04.08, ASTM, West Conshohocken, PA,*.

ASTM D 5298-03 (2003). *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper*. ASTM International, 100 Barr Harbor Drive, PO Box C700, West Conshohocken, PA 19428-2959, United States.

ASTM D560 (2003). *Standard Test Methods for Freezing and Thawing Compacted Soil-Cement Mixtures* . ASTM.

ASTM D6276-99a (1999). Standard Test Method for using pH to estimate the soil - lime proportion requirement for soil stabilisation. ASTM,West Conshohocken, United State.

ASTM E1875-08 (2009). *Standard Test Method for Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Sonic Resonance.* ASTM

Balasubramaniam, A. S., et Buensuceso, B. R. (1989). On the overconsolidated behaviour of lime-treated soft clay. *Actes de la 11ème Conférence Internationale sur la Mécanique des Sols et les Fondations, Rio de Janeiro, Brésil*, 30-35.

Balasubramaniam, A. S., Buensuceso, B. R., Oh, E. Y., Bolton, M., Bergado, D. T., et Lorenzo, G. A. (2005). Strength degradation and critical state seeking behaviour of lime treated soft clay. *Conférence Internationale Deep Mixing'05, Best Practice and Recent Advances 1, Stockholm, Suède*, 35-40.

Bell, F. G. (1996). Lime stabilization of clay minerals and soils . *Engineering Geology 42 (1996)*, 223-237.

Benson, C. H., et Othman, M. A. (1993). Hydraulic conductivity of compacted clay frozen and thawed in-situ. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119 (2)*, 276-294.

Beskow, G. (1935). *Soil frezzing and frost heaving with special applications to roads and railroads.* Stockholm: Swedish Road Institute.

Biermans, M., Dijkema, K., et De Vries, D. (1978). Water movement in porous media towards an ice front. *J. Hydrol. 37*, 137-148.

Bin, S., Zhibin, L., Yi, C., et Xiaoping, Z. (2007). Micropore structure of aggregates in treated soils. *Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, vol. 19*, 99-105.

Boardman, D. I., Glendinning, S., et Rogers, C. D. (2001). Development of stabilisation and solidification in lime-clay mixes. *Géotechnique, vol. 50, n°6, pp. ,* 533-543.

Boussafir, (2011). TerDOUEST - Présentation générale. *Séminaire d'inauguration*, (p. 12). Lure - Héricourt.

Boynton, S. S., et Daniel, D. E. (1985). Hydraulic conductivity tests on compacted clay. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering 111(4)*, 465-478.

Brandl, H. (1976). Mineral criterion for evaluating frost sus- ceptibility of gravel (in German). *Strasse und Autobahn, vol. 1, no. 9*, 348-349.

Brandl, H. (1979). Frost criteria from grain composition (in German). *Osterreichischen Ingenieur-und Architekten-Verein, no. 70*, 21-33.

Brandl, H. (1981). Alteration of soil parameters by stabilization with lime. *Actes de la 10ème Conférence Internationale sur la Mécanique des Sols et les Fondations, Stockholm, Suède*, 587-594.

Brignoli, G.M., Gotti, M., et Stokoe, K.H. (December 1996). Measurement of Shear Waves in Laboratory Specimens by Means of Piezoelectric Transducers. *Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 19, No. 4*, 384-397.

Bryhn, O. L., et Ass, G. (1984). Stabilization of sensitive clays with hydroxyaluminum compared with unslaked lime. *Norwegian Geotechnical Institute, Oslo, Publication 151*.

Buckingham, E. (1907). Study on the mouvement of soil moisture. *US Depart. of Agriculture, Bur. of soils. Bull. No 38*.

Butt, H. J., Doppenschmidt, A., Huttl, G., Muller, E. & Vinogradova, O. I. 2000. Analysis of plastic deformation in atomic force microscopy: Application to ice. J. Chem. Phys. 113, 1194.

Burdine, N. T. (1953). Relative permeability calculations from pore-size distribution data, Trans. Am. Inst. Min. Metall. Pet. Eng., 198, 71 – 77

Cabane, N. (2005). *Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation.* St-Etienne: Ecole des Mines d'Alès.

Cai, D. J. (2013). *Investigation of aggregates size effect on the stiffness of lime and/or cement treated soils: from laboratory to field conditions* . Paris: Université Paris-Est .

Casagrande, A. (1932). Discussion of frost heaving. *HRB Proc. Vol. 2(1)*.

CEN ISO/TS 17892-11. (October 2004). *Geotechnical investigation and testing - Laboratory testing of soil - Part 11: Determination of permeability by constant and falling head (ISO/TS 17892-11:2004).* Brussels: COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION.

Chamberlain, E. (1984). *A freeze thaw test to determine the frost susceptibility of soil.* Internal report US Army Cold Region Research and Eng. Labor. 1-21.

Chamberlain, E. J. (1981). *Frost susceptibility of soil.* HANOVER, NEW HAMPSHIRE, U.S.A: UNITED STATES ARMY CORPS OF ENGINEERS, COLD REGIONS RESEARCH AND ENGINEERING LABORATORY.

Chamberlain, E. J., et Gow, A. J. (1979). Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils . *Engineering Geology 13*, 73-92.

Chamberlain, E. J., Iskander, I., et Hunsiker, S. E. (1990). Effect of freeze-thaw on the permeability and macrostructure of soils. *Proceedings of the International Symposium on Frozen soil Impact on Agriculture, Range and Forest lands. Cold Region research and engineering Laboratory, Hanover, New Hampshire, USA Special report 90-1*, 145-155.

Chamberlain, E., et Gow, A. (1979). Effect of freezing and thawing on the permeability and structure of soils. *Engineering Geology, 13* , 73-92.

Chan, C.M. (2010). Bender Element Test in soil specimens: Identifying the shear wave arrival time. *Vol. 15, Bund. M.* .

Chen, W., Wolf, B., Yao, Z., Bruggemann, N., Butterbach-Bahl, K., Liu, C., . . . Zheng, X. (2010). Annual methane uptake by typical semiarid steppe in Inner Mongolia. *J. Geophys. Res., 115, D15108, doi:10.1029/2009JD013783, 2010.*

Choquette, M. (1988). *La stabilisation a la chaux des sols argileux du Quebec.* Québec: Ph.D. thesis, Department of Geology, Universite Laval.

Choquette, M., Berube, M.A., Locat J. (1987) Mineralogical and microtextural changes associated with lime stabilization of marine clays from eastern Canada. Applied Clay Science 2, 215-232.

Csathy, T. I., et Townsend, D. L. (1962). Pore size and field frost performance of soil . *HRB Bull., 331*, 67-80.

Corte, A. (1962). *The frost behavior of soil-laboratory and field data for new concept.* USA CRREL Report, No 85.

Curry, T., Dowdey, J., et Murry, R. (1990). Christensen's physics of diagnostic radiology, . *Lea and Febiger, London.*

Daniel, D. E. (1982). Measurement of hydraulic conductivity of unsaturated soils with thermocouple psychrometers. *J. of Soil Science Society of America, 20 (6)*, 1125–1129.

Delage, P., et Pellerin, M. (1984). Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Quebec. *Clay Miner 19*, 151–160.

Delage, P., Audiguier, M., Cui , Y., et Howat, M. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Can Geotech J. 33*, 150-158.

De Bel, R., Bollens, Q., Duvigneaud, P. H., et Verbruge, J. C. (2005). Influence of curing time, percolation and temperature on the compressive strength of a loam treated with lime. *Colloque International TREMTI, papier n°C022*, 10p.

Dempsey, B. J., et Thompson, M. R. (1968). Durability Properties of lime-soil mixtures. *Record No. 235, Highway Research Board*.

Dempsey, B., et Thompson, M. (1972). 'Effects of Freeze-Thaw Parameters on the Durability Of Stabilized Materials. *Highway Research Board 379, Washington, D.C*.

Dempsey, B., et Thompson, M. (1973). Vacuum Saturation Method for Predicting Freeze-Thaw Durability of Stabilized Materials. *University of Illinois, UrbanaChampaign, IL*.

Deneele , D., Cuisinier, O., et Auriol, J. C. (2009). *Etude microstructural du limon traité à la chaux.* Paris: LCPC.

Diamond, S., et Kinter, E. B. (1965). Mechanism of soil-lime stabilization. *An interpretative review, Presentation at the 44th Annual Meeting, Highway Research Board.* Washington.

Diamond, S., White, J. L., et Dolch, W. L. (1964). Transformation of clay minerals by calcium hydroxide attack. *Proceedings, 12th National Conference on Clays and Clay Minerals*, 359-379.

Diamond, S. (1970). Pore size distributions in clays. *Clays Clay Miner. 18, No. 1*, 7-23.

Dong, J. C. (2013). *Investigation of aggregates size effect on the stiffness of lime and/or cement treated soils: from laboratory to field conditions* . Thèse préparée à U.R. NAVIER / Equipe Géotechnique (CERMES).

Dysli, M. (1991). *Le gel et son action sur les sols et les fondations.* Lausanne: PPUR presses polytechniques, 250p.

Dysli, M., et Allenbach, T. (1988). *Normalisation de l'essai de gonflement au gel et révision de l'essai CBR3.* Départ. Féd. Intérieur, Office Féd. Route. Rapp. Rech. No 156.

Eades, J. L., et Grim, R. E. (1960). Reaction of hydrated lime with pure clay minerals in soil stabilization. *Highway Research Board, Bulletin 262*, 51-63.

Eades, J. L., et Grim, R. E. (1966). A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Board Bulletin , n°139*, 61-72.

Eigenbrod, K. D. (1996). Effect of cyclic freezing and thawing on volume changes and permeability of soft fine-grained soils. *Can. Geotech. J. 33*, 529-537.

Engemann, S., Reichert, H., Dosch, H., Bilgram, J., Honkimaki, V. & Snigirev, A. 2004 Interfacial melting of ice in contact with Si02. Phys. Rev. Lett. 92 (20), 205701.

Estéoule, J., et Perret, P. (1979). Le traitement des sols fins par la chaux. *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, No 69*, 99-118.

Everett, D. H. (1961). The thermodynamics of frost damage to porous solids. *Transactions of the Faraday Society, 57*, 1541–1551.

Fawcett, R. G., et Collis-George, V. (1967). A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil. *Autralian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry 7*, 162-167.

Ferber, V., Auriol , J., Magnan, J., et Cui, Y. (2009). Effet des variations d'état hydrique dans les sols fins compactés : quelles conséquences pour la conception des talus et des bases de remblais. *BLPC No 274 janvier/février/mars*.

Fetz, L. (1981). *Frost susceptibility of soil, criteria according to Swiss standards.* Frost i Jord, No. 22.

Flores, V., Di Emidio, G., et Van Impe, W. (2010). Small-strain shear modulus and strength increase of cement-treated clay. *Geotechnical Testing Journal 33(1), 62*.

Fowler, A. C. (1989). Secondary frost heave in freezing soils. *SIAM J. Sci. Comput., 49(4)*, 991–1008.

Gardner, R. (1937). A methode of measuring the capillary tension of soil moisture over a Wide Moisture Range. *Soil Sience 43 (4)*, 277-283.

Gardner, W. R. (1956). Calculation of capillary conductivity from pressure plate out-flow data. *Soil Science Society of America Proceedings 20*, 317–320.

Goertz, M. P., Houston, J. E. & Zhu, X. Y. 2007 Hydrophilicity and the viscosity of interfacial water. Langmuir 23, 5491–5497.

Green, R. E., et Corey, J. C. (1971). Calculation of hydraulic conductivity: a further evaluation of some predictive models. *Soil Science Society of America Proceedings, 35*, 3-8.

Graham, J., et Au, V. (1985). Effect of freeze-thaw and softening on a natural clay at low stresses . *Canadian Geotechnical J. 22*, 69-78.

GTR (1992). *Guide technique pour la réalisation des remblais et des couches de forme.* Paris: SETRA - LCPC.

GTS (2000). *Guide technique du Traitement des sols à la chaux et/ou aux liants hydrauliques.* Paris: Le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées .

Hamblin, A. P. (1981). Filter paper method for routine measurement of field water potential. *Journal of Hydrology 53 (3/4)*, 355-360.

Hashemi, M., Khaddour, G., François, B., Massart, T., et Salager, S. (2014). A tomographic imagery segmentation methodology for threephase geomaterials based on simultaneous region growing. *Acta Geotechnica (2014) 9*, 831–846.

Helinski, M., Fahey, M., et Fourie, A. (2007). Numerical Modeling of Cemented Mine Backfill Deposition. *J. Geotech. Geoenviron. Eng., Vol. 133, No. 10*, 1308–1319.

Herzog, A., et Michell, J. K. (1963). Reactions accompanying stabilization of clays with cement. *Highway Research Record, No. 36*, 146-171.

Hilt, G. H., et Davidson, D. T. (1960). Lime fixation on clayey soils. *Highway Research Board Bulletin 262*, 20-32.

Hillel, D. (1980). Fundamentals of Soil Physics. *Academic Press Inc.*

Hird, C., et Chan, C. (2005). Correlation of ShearWaveVelocity with Unconfined Compressive Strength of Cement- Stabilized Clay. *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing Best Practice and Recent Advances, Stockholm, Swedish Geotechnical Institute, Sweden*, 79-85.

Hoekstra, P., Chamberlain, E., et Frate, T. (1965). Frost-heaving pressures. *CRREl Research Report 176*, 12p.

Houston, S. L., Houston, W. N., et Wagner, A. M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal 17 (2)*, 185-194.

Ingles, O. G. (1970). Mechanisms of stabilization with inorganic acid and akalis. *Australian Journal Research, vol. 8*, 81-95.

Ingles, O. G., et Metcalf, J. B. (1973). Soil stabilization. *Wiley and Sons, New York*.

Isenhower, W.M., Stokoe, K.H., et Allen, J. C. (1987). Instrumentation for Torsional Shear/Resonant Column Measurements Under Anisotropic Stresses. *Geotechnical Testing Journal, Vol. 10, No 4*, 183-191.

Janoo, V. C., et Firicano, A. J. (1999). Field testing os stabilised soil . *Journal of Cold regions Engineering 13 (1)*, 37-53.

Jessberger, H. L. (1969). Ground frost: A listing and evaluation of more recent literature dealing with the effect of frost on the soil (in German). *Research Report V, vol. 44, Munich*, 429.

Jessberger, H. L. (1976). Comparative evaluation of conven- tional frost criteria for gravel-sand insulation, based on pub- lished literature (in German). *Strassenbau und Strassen-verkehrstechnik, vol. 208*, 104 p.

Johansen, O. (1977). Frost penetration and ice accumulation in soils. *Proceedings, International Symposium, University of Lulea, Sweden, Vol. 1*, 102-111.

Jones, R. H. (1980). Developpements and Applications of Frost susceptibility testing, Ground Freezing. *Dev. In Geot. Eng. No 28*.

Jones, R. H., et Hurt, K. G. (1978). An osmotic method for de- termining rock and aggregate suction characteristics with ap- plications to frost heave studies. *Quarterly Journal of Engi- neering and Geology, vol. 11*, 245-252.

Juang, C. H., et Holtz, R. D. (1986a). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. *J Geotech Eng ASCE 112(9)*, 855–868.

Juang, C. H., et Holtz, R. D. (1986b). A probabilistic permeability model and the pore size density function. *Int J Numer Anal Meth Geomech 10*, 543–553.

Kaplar, C. W. (1974). Freezing test for evaluating relative frost susceptibility of various soil . *US Army Cold Regions Research and Eng. Labo, Techn. report, 250*.

Ketcham, R., et Carlson, W. (2001). Acquisition, optimization and interpretation of X-ray computed tomographic imagery : applications to the geosciences. *Coputers etGeoscinecs Vol. 27*, pp 381-400.

Khastou, B. (1970). *Etude du gonflement des sols par le gel.* Paris: Thèse de la faculté des sciences de l'Université de Paris.

Khattab, S., Al Mukhtar, M., Fleureau, J. M., Alcover, J. F., et Bergaya, F. (2001). Microstructure d'une argile gonflante traitée à la chaux. *Actes de la 15ème Conférence Internationale sur la Mécanique des Sols et la Géotechnique, Istanbul, Turquie*, 1771-1774.

Khattab, S. (2002). *Etude multi-échelles d'un sol argileux plastique traité à la chaux, PhD, 249 p.* Orléans. France.

Kim, W. H., et Daniel , D. E. (1992). Effect of freezing on hydraulic conductivity of compacted clay . *ASCE Journal of Geotechnical Engineering 118(7)*, 1083-1097.

Knutsson, S. (1984). *Effect of cyclic freezing and thawing on the Atterberg limits of clay.* Lulea, Sweden: Lunea Technical University .

Koegler, A., Scheidig, H., et Leussink, H. (1936). Contribution to the question of frost problems in road construction (in Ger- man). *Schriftenreihe Strasse, no. 3*, 32-41.

Konrad, J. M. (1989). PHYSICAL PROCESSES DURING FREEZE-THAW CYCLES IN CLAYEY SILTS. *Cold Regions Science and Technology, 16* , 291-303.

Konrad, J. M., et Duquennoi, C. (1993). A Model for Water Transport and Ice Lensing in Freezing Soils . *WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 29, NO. 9*, 3109-3124.

Konrad, J. M., et Morgenstern, N. R. (1980). A mechanistic theory of ice lens formation in fine-grained soils. *Can. Geotech. J., 17,* 473-486.

Konrad, J. M., et Samson, M. (2000). Hydraulic conductivity of kaolinite–silt mixtures subjected to closed-system freezing and thaw consolidation. *Can. Geotech. J. 37*, 857–869.

Lasledj , A., et Al-Mukhtar, M. (2008). Effect of hydrated lime on the engineering behaviour and the microstructure of hightly expansive clay. *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG)*.

Lawrence, F. V. (1963). Propagation of ultrasonic waves through sand, Research report R63-8, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, March.

Le Roux, A. (1969). traitements des sols argileux par la chaux. *Bull. Liaison Labo. Routiers P. et Ch. no 40*, Ref 653.

Le Runigo, B. (2008). *Durabilité d'un limon traité à la chaux et soumise à différentes sollicitations hydrauliques: comportement physico-chimique, microstructurale, hydraulique et mécanique.* Bouguenais.

Lee, W., Bohra, N. C., Atlschaeffl, A. G., et White, T. D. (1995). Resilient Modulus of Cohesive Soils and the Effect of Freeze-Thaw. *Can. Geotech. J., 31*, 559-568.

Lenoir, N. (2006). *Comportement mécanique et rupture dans les roches argileuses études par Micro Tomographie à rayon X.* Grenoble: laboratoire Sols, Solides, Structures de Grenoble.

Leroueil, S., Tardif, J., Roy, M., La Rochelle, P., et Konrad, J. M. (1991). Effect of frost on the behaviour of Champlain sea clays. *Canadian Geotechnical Journal 28*, 690-697.

Little, D. N. (1987). Fundamentals of the stabilization of soil with lime. *Bulletin of National Lime Association, 1987, 322*, 17.

Little, D. N. (1995). Stabilization of pavement subgrades and base courses with lime. *National Lime Association, Arlington*, 219.

Livet, J. (1981). Experimental method for the classification of soils according to their frost susceptibility, France. *Frost I Jord, Frost action in Soils*.

Liu, M., Indraratna , B., Horpibulsuk , S., et Suebsuk , J. (2012). Variations in strength of lime-treated soft clays . *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 165 (4)*, 217-223.

Locat, J., Bérubé, M. A., et Choquette, M. (1990). Laboratory investigations on the lime stabilisation of sensitive clays: shear strength development. *Canadian Geotechnical Journal, vol. 27*, 294-304.

Locat, J., Trembley, H., et Lerouil , S. (1996). Mechanical and hydraulic behavior of a soft inorganic clay treated with lime. *Canadian Geotechnical Journal, 33 (4)*, 654-669.

Lohani, T., Tatsuoka, F., Tateyama, M., et Shibuya, S. (2006). Strengthening of Weakly Cemented Gravelly Soil with Curing Period. *Soil Stress-Strain Behavior: Measurement, Modeling and Analysis, Solid Mechanics and its Applications, Rome, Springer, The Netherlands, Vol. 146*, 455–462.

Loch, J. P. (1981). *Frost Action in Soils.* Engineering Geology, 18.

Loch,J . P. G., and Kay, B. D., 1978. Water redistribution in partially frozen, saturated silt under several temperature gradients and overburden loads. Soil Science Society of America, Journal, 42(3), pp. 400-406.

Loch, J . P. G., 1979. Influence of the heat extraction rate on the ice segregation rate of soils. Frost i Jord, No. 20, Mai, pp. 19-30

LRPC. (1994). *Analyse des fiches des essais de géligonflement des sols fins 0/5 et 0/20 mm, traités de 1978 à 1983.* LRPC.

Maag, G. (1976). Ein physikalisches Frost Kriterium. *Strasse und verkehr, Band 52, Nr. 8*, 431-434.

Mac Adam, J. (1816). *Remarks on the present system of road making with observations, deduce from practice and experience, with a view to an introduction of improvement in the method of making, repairing and preserving roads, and refending the roads funds from misapplication.*

Mantho, A. T. (2005). *Echanges sol-atmosphère application à la sécheresse.* Paris: Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Marrot, L. (2010). *Contribution à l'étude de la résistance des sols traités à la chaux face au gel pour une application en couche de forme.* Nivelles: Lhoist RetD, Nivelles, Belgique.

Mauduit, C. (2004). *Trente années de recherches françaises dans le domaine du comportement au gel des matériaux.*

Maubec, N. (2010). *Approche multi-échelle du traitement des sols à la chaux. Etude des intéractions avec les argiles.* Nantes: UNIVERSITÉ DE NANTES FACULTÉ DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES .

MEDDE. (2011). Retrait-gonflement des argiles. *Ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie (MEDDE).*

McCallister, L. D. (1990). *The effects of leaching on lime-treated expansive clays.* Texas, Arlington: Thèse de l'Université du Texas, Arlington, 417 p.

Michalowski, R. L. (1993). A constitutive model of saturated soils for frost heave simulations. *Cold Regions Science and Technology, 22 (1993),* 47-63.

Miller, R. D. (1977). Lens initiation in secondary heaving. *In Proceedings of the International Symposium on Frost Action in Soils, volume 2*, 68–74.

Miller, R. D. (1978). Frost heaving in non-colloidal soils. *In Proceedings of the 3rd International Conference on Permafrost, volume 1*, 708–713.

Miller, R. D. (1980). Freezing phenomena in soils. *In Hillel, D. (Ed.), Application of soil physic, Academic Press*, 254-299.

Moore, D., etet Reynolds, R. (1989). X-Ray diffraction and the identification and analysis of clay minerals. *Oxford: University Press*.

Mtallib, M., et Bankole, G. (2011). The Improvement of the Index Properties and Compaction Characteristics of Lime Stabilized Tropical Lateritic Clays with Rice Husk Ash (RHA) Admixtures. *EJGE Vol. 16 [2011], Bund. I*, 983-996.

Muñoz, J. J., De Gennaro, V., et Delaure, E. (2008). Experimental determination of unsaturated hydraulic conductivity in compacted silt. *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering – Toll et al. (eds) © 2008 Taylor et Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47692-8*, 123-128.

Murray, D. F., Wilson, G. W., et Delwyn, G. F. (2000). Use of Grain-Size Functions in Unsaturated Soil Mechanics. *Edited by D.S. Charles, L.H. Sandra et C. Nien-Yin. ASCE. 287,* 1-6.

Nalbantoglu, Z., et Tuncer, E. R. (2001). Compressibility and hydraulic conductivity of a chemically treated expensive clay. *Canadian Geotechnical Journal, vol. 38*, 154-160.

Nicolas, C. (2005). *Sols traités à la chaux et aux liants hydrauliques: Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation* . St-Etienne: Ecole des Mines d'Alès.

NF EN 13286-41 (July 2003). *Test method for the determination of the compressive strength of hydraulically bound mixtures.* European Standard - French Standard.

NF EN 13286-42 (September 2003). *Test method for the determination of the indirect tensile strength of hydraulically bound mixtures.* European Standard - French Standard.

NF P 98-234-2 (1996). *Essai de gonflement au gel des sols et matériaux granulaires traités ou non de D<20 mm.* Paris: Association Français de Normalisation (AFNOR).

NF EN 459-1 (2012). Chaux de construction - Partie 1 : définitions, spécifications et critères de conformité.

NF P 94-093 (1993). *Détermination des caractéristiques de compactage du sol.* Paris: AFNOR.

NF P 98-234-2 (1996). *Essai de gonflement au gel des sols et matériaux granulaires traités ou non de D < 20 mm.* Paris: AFNOR.

NF P94-056 (1996). *Sols : reconnaissance et essais - Analyse granulométrique - Méthode par tamisage à sec après lavage.* AFNOR.

NF P94-068 (1998). *Sols : reconnaissance et essais - Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache.* AFNOR.

NF P94-078 (1997). *Sols : reconnaissance et essais - Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR.* AFNOR.

NF P94-100 (1999). *Sols : reconnaissance et essais - Matériaux traités à la chaux et/ou aux liants hydrauliques - Essai d'évaluation de l'aptitude d'un sol au traitement. - Sols : Reconnaissance et essais.* AFNOR.

NF P98-230-2 (1993). Essais relatifs aux chaussées - Préparation des matériaux traités aux liants hydrauliques ou non traités - Partie 3 : fabrication en laboratoire de mélange de graves ou de sables pour la confection d'éprouvettes. AFNOR.

NF X 30-441 (2008). *Déchets - Détermination en laboratoire du coefficient de perméabilité à saturation d'un matériau - Essais de perméabilité au perméamètre à paroi rigide à gradient hydraulique constant/variable.* AFNOR.

NF P94-051 (1993). *Sols : reconnaissance et essais - Détermination des limites d'Atterberg - Limite de liquidité à la coupelle - Limite de plasticité au rouleau.* AFNOR.

Nixon, J. F. (1987). Thermally induced heave beneath chilled pipelines in frozen ground. *Can. Geotech. J., 24*, 260-266.

Nixon, J. F. (1991). Discrete ice lens theory for frost heave in soils. *Canadian Geotechnical Journal, 28*, 843–859.

Ogata, N., Kataoka, T., et Komiya, A. (1985). Effect of freezing-thawing on mechanical properties of soil . *Ground Freezing 85 A. A. Balkema, Rotterdam Vol1*, 201-207.

Onalp, A. (1970). The mechanisms of frost heave in soils with particular reference to chemical stabilization. Ph.D. thesis, University at Newcastle-upon-Tyne (unpubl.).

O'Neill, K., et Miller, R. (1985). Exploration of a rigid ice model of frost heave. *Water Resouces Research, 21*, 281–296.

Ono, T., et Mitachi, T. (1997). computer controlled triaxial freeze-thaw-shear apparatus. *Ground Freezing 97 A. A. Balkema Rotterdam. Vol 1*, 201-207.

Ormsby, W. C. (1973). Strength Development and reaction products in lime treated montmorillonite water system. *Public Road Research , vol. 37, n°4,* 136-148.

Osula, D. (1996). A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology, vol 42, n°1,* 71-81.

Othman, M. A., et Benson, C. H. (1993). Effect of freeze-thaw on the hydraulic conductivity and morphology of compacted clay. *Can. Geotech. J. 30(2),* 236-246.

Parcevaux, P. (1980). *Etude microscopique et macroscopique du gonflement de sols argileux.* Paris: Thèse doctorat, Université Paris VI, Ecole Nationale Supérieure des mines de Paris.

PCA. (1992). *Soil-Cement Laboratory Handbook.* Portland Cement Association, Handbook.

Penner, E. (1957). Soils moisture tension and ice segregation. *HRB Bull., 168,* 50-64.

Penner, E. (1959). The mechanism of frost heaving in soils. *Highway Research Board Bulletin, 225,* 1-13.

Penner, E., et C. B. Crawford (1983), Frost Action and Foundations, NRCC 21089, Division of Building Research, National Research Council of Canada, Ottawa, 1983Perret, P. (1977). *Contribution a l'etude de la stabilisation des sols fins par la chaux: etude globale du phenomkne et applications.* Rennes: Institut national des sciences appliquees.

Perret, P. (1979). Application pratique des nouvelles données expérimentales relatives à la stabilisation des sols fins par la chaux. *Bulletin de liaison des Laboratoires Ponts et Chaussées, n°99,* 110-118.

Peppin, S. S., et Style, R. W. (2012). The physics of frost heave and ice-lens growth. *OCCAM Preprint Number 12/35*.

Pittenger, B., Fain, S. C., Cochran, M. J., Donev, J. M. K., Robertson, B. E., Szuchmacher, A. & Overney, R. M. 2001 Premelting at ice-solid interfaces studied via velocitydependent indentation with force microscope tips. Phys. Rev. B 63, 134102.

prCEN TS 13286-54.(2010). Tests for unbound and hydraulically bound mixtures Determination of frost susceptibility: Resistance to freezing and thawing of hydraulically bound mixtures. Draft follows discussion at the TG3/4 meeting in Brussels on 2nd March 2010.

Puiatti, D. (2005). Tenu au gel des sols fins traités à la chaux. Analyses des résultats des essais de géligonflement de LRPC de Nancy et de Clermont-Ferrand.

Qi, J., Vermeer, P. A., et Cheng, G. (2006). A review of the influence of freeze-thaw cycles on soil geotechnical properties. *Permafrost and periglacial processes* , 245-252.

Radd, F., et Oertle, D. (1960). Experimental pressure studies of frost heave mechanisms and the growth-fusion behaviour of ice. *2nd International Conference on Permafrost, Yakutsk,* 122–129.

Rajasekaran, G., et Rao, S. (2002). Permability characteristics of lime treated marine clay. *Ocean Engineering, vol. 29,* 113-127.

Rajasekaran, G., et Narasimha Rao. (1997). The microstructure of lime-stabilization marine clay. *Ocean Engineering, 24(9),* 867-878.

Rao, S. M., et Shivananda, P. (2001). Swelling behaviour of lime-stabilized specimens after wetting and drying cycles. *Workshop in clay behaviour: chemico-mechanical coupling from nanostructures to engineering applications, vol.2, Italy*.

Rempel, A. W. (2007). Formation of ice lenses and frost heave. *J. Geophys. Res., 112(F2), F02S21. (10.1029/2006JF000525.)* .

Rempel, A. W. (2008). A theory for ice-till interactions and sediment entrainment beneath714 glaciers. J. Geophys. Res., 113:F01013, 2008.

Rempel, A. W. (2010). Frost heave. *Journal of Glaciology, Vol. 56, No. 200,* 1122-1128.

Rempel, A. W., Wettlaufer, J. S., et Worster, M. G. (2004). Premelting dynamics in a continuum model of frost heave. *J. Fluid Mech., 498,* 227–244.

Richart E., Hall J.R., et Woods R.D. (1970). Vibrations of Soils and Foundations. *Prentice Hall, Englewood Cliffs, N. J.*

Riddle, J. A. (1973). Susceptibility to frost heaving of soils at se- lected sites along the Liard River Valley, determined by pore pressure measurements. *Task Force on Northern Oil Development, Environmental-Social Committee Report 73-3*, 465-511.

Rogers, et Glendenning. (1996). Modification of clays soils using lime. *In Lime stabilization. homas Telford, London*, 99-112.

Rogers, C. D., et Glendinning, S. (2000). Lime requirements for stabilization. *Transportation Research Record, n°1721,* 9-18.

Romero, E., et Simms, P. (2008). Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy. *Geotech Geol Eng 26*, 705–727.

Rosa, M. (2006). *"Effect of freeze and thaw cycling on soils stabilized using fly ash.* MS Thesis, University of Wisconsin-Madison, Madison, WI.

Rossi, P., Ildefonse, P., De Nobrega, M., et Chauvel, A. (1983). Study of structural and mineralogical transformations caused by compaction with or without lime addition to lateritic clays from brazil. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology 28*, 153–159.

Roseberg, R. 2005 Why is ice slippery. Physics Today 58, 50–55.

Sauer, E. K., et Weimer, N. F. (1978). Deformation of lime modified clay after freeze-thaw . *Transport engineering journal*, 201-212.

Seker, E. (1983). Etude de la déformation d'un massif de sol non saturé. Lausanne, EPFL. PhD. Thesis.

Sheng, D., Axelsson, K., et Knutsson, S. (1995). Frost Heave due to Ice Lens Formation in Freezing Soils 1. Theory and Verification . *Nordic Hydrolgy, 26,* 125- 146 .

Sheng, D., Sheng, Z., Zhiwu, Y., et Jiasheng, Z. (2013). Assessing frost susceptibility of soils using PCHeave. *Cold Regions Science and Technology*, 27-38.

Shihata, S. A., et Baghdadi, Z. A. (2001). Simplified method to assess freeze-thaw durability of soil cement. *Journal of materials in civil engineering (13)*, 243-247.

Simonsen, E., Janoo, V., et Isacsson, U. (2002). Resilient Properties of Unbound Road Material during Seasonal Frost Conditions. *J. Cold Region Eng., 16*, 28-50.

Simms, P., et Yanful , E. (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique 52(4)*, 269-278.

SN 670 320 a. (1966). *Essai CBR en laboratoire. Norme de l'Union des Professionnels suisses de la route.* Zurich.

Solanki, P., ASCE, M., Zaman, M., ASCE, F., et Khalife, R. (2011). Effect of freeze-thaw cycles on performance of stabilized subgrade. *Sound geotechnical research to practice: honoring Robert D. Holtz II*, 567-581.

Stenberg, L., et Freden, S. (1980). Frost heave tests on tills with an apparatus for constant heat flow. *2nd Int. Symp. on Ground freezing, Trondheim*.

Stocker, P. (1975). Diffusion and diffuse cementation in lime and cement stabilized clayey soils-chemical aspects. *Australian Road Research, 5(9)*, 6-47.

Style & Peppin, 2011. The kinetics of ice-lens growth in porous media. Under consideration for publication in J. Fluid Mech.

Su, Z. (2012). *Durability performance of cementitiously stabilized layers.* UNIVERSITY OF WISCONSIN-MADISO.

Taber, S. (1929). Frost heaving. *Journal of Geology, Vol. 37*.

Taber, S. (1930). The mechanics of frost heaving. *Journal of Geology, 38*, 303–317.

Takeda, K., et Okamura, A. (1997). Microstructure of freezing front in freezing soils. *Ground Freezing 97. Balkema, Rotterdam*.

Tang A. M., Vu M. N., et Cui Y. J. (2011). Effects of the maximum soil aggregates size and cyclic wetting-drying on the stiffness of a lime-treated clayey soil. *Géotechnique 61. No 5*, 421-429.

Tatsuoka, F., Kohata, Y., Uchida, K., et Imai, K. (1996). Deformations and Strength Characteristics of Cement-Treated Soils in Trans-Tokyo Bay Highway Project. *Proceedings of Grouting and Deep Mixing, IS-Tokio 96, 2nd Int. Conference on Ground Improvement Geosystems, Balkema, Rotterdam, Vol. 1*, 453–459.

TerDouest (2011). *Réalisation d'un remblai expérimental de référence.* Rapport Module C du Projet TerDouest.

Thompson, M. R. (1968). *Lime stabilisation of soils for highway purposes.* Illinois: Illinois Highway Engineering Series, No. 25.

Thompson, M. (1966). Shear Strength and Elastic Properties of Lime-Soil Mixtures. *Transportation Research Record No. 139*.

Thompson, M. (1970). *Soil Stabilization for Pavement Systems-State of the Art.* Technical Report, Construction Engineering Research Laboratory, Champaign, Illinois.

Thompson, M., et Dempsey, B. (1969). Autogenous Healing of Lime Soil Mixture. *Highway Research Record No. 263*.

Tran, T. D. (2014). *Rôle de la microstructure des sols argileux dans les processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale* . Paris: Thèse École doctorale n° 398 : Géosciences, Ressources Naturelles et Environnement .

Tsuneto, T. (1994). Remarks on frost heave. Journal of the Physical Society of Japan, 63:2231–7092234, 1994.

XP CEN ISO/TS 17892-11. (2005). *Reconnaissance et essais géotechniques - Essais de laboratoire sur les sols - Partie 11 : détermination de perméabilité à charge constante et à charge variable décroissante.* AFNOR.

U.S. Army Co;ps of Engineers. (1965). *Soils and geology-Pave- ment design for frost c·onditions.* Department of the Army Technical Manual TM 5-818-2.

Vam Impe, W., Verástegui Flores, R., Mengé, P., et Van den Broeck, M. (2005). Considerations on Laboratory Test Results of Cement Stabilized Sludge. *Proceedings of the International Conference on Deep Mixing: Best Practice and Recent Advances Stockholm, Swedish Geotechnical Institute, Sweden*, 163-168.

van-Genuchten, M. (1978). Calculating the unsaturated hydraulic conductivity with a new close form analytical model. *Res. Rep. 78 – WR – 08. Water Res. Program, Civil Eng. Dep. Pronceton Univ*.

van-Genuchten, M. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Sci. Soc. Am. J. 44*, 892-898.

Viklander, P. (1998). Permeability and volume changes in till due to cyclic freeze-thaw. *Can. Geotech. J. 35(3)*, 471-477.

Vu, M. N. (2011). *Sol traité à la chaux* . Projet d'initiation de la recherche. Ecole des Ponts ParisTech, Champs-sur-Marne.

Wagner, L., Ambe, N., et Ding, D. (1994). Estimation a Proctor density curve from intrinsic soil properties. *ASAE, Vol. 37(4)*, 1121-1125.

Watanabe, K. & Mizoguchi, M. (2000) Ice configuration near a growing ice lens in a freezing porous medium consisting of micro glass particles. J. Cryst. Growth 213, 135–140.

Watanabe, K., Muto, Y. & Mizoguchi, M. (2001) Water and solute distributions near an ice lens in a glass-powder medium saturated with sodium chloride solution under unidirectional freezing. Cryst. Growth Des. 1, 207–211.Watanabe, K. (2002) Relationship between growth rate and supercooling in the formation of ice lenses in a glass powder. J. Cryst. Growth 237-239, 2194–2198.

Watanabe, K., Mizoguchi, M., Ishizaki, T., et Fukuda, M. (1997). Experimental study on microstructure near freezing front during soil freezing. *Ground Freezing 97. Balkema, Rotterdam*.

Wild, S., Arabi, M., et Rowlands, G. O. (1986). Relation between pore size distribution, permeability, and cementitious gel formation in cured clay-lime systems. *Material Science and Technology, vol. 3, n°12*, 1005-1011.

Williams, P. J. (1966). Pore pressure at a penetration frost line and their prediction. *Geotechnique Vol. 16, No. 3*, 187-208.

Willis, E. A. (1930). Discussion of relation of frost phenomena to the subgrade by Burton and Benkelman. *Proc HRB Vol 10*.

Wissa, A. E., Martin, R. T., et Koutsoftas, D. (1972). Equipment for measuring the water permeability as a function of degree of saturation for frost susceptible soils. *Massachusetts Institute of Technology, Department of Civil Engineering, Soils Publ.-316*, 101 p.

Wong, L. C., et Haug, M. D. (1991). Cyclical closed-system freeze-thaw permeability testing of soil liner and cover materials . *Canadian Geotechnical J. 28*, 784-793.

Worster, M. G. and Wettlaufer, J. S. (1999). The Fluid Mechanics of Premelted Liquid Films,711, pages 339–351. Fluid Dynamics at Interfaces. Cambridge University Press, Cambridge,712 UK, 1999.

Yildiz, M., et Soganci, A. S. (2012). Effect of freezing and thawing on strength and permeability of lime-stabilized clays. *Scientia Iranica Vol 19(4)*, 1013-1017.

Yong, R. N., Boonsinsuk, P., et Yin, C. (1985). Alteration of soil behaviour after cyclic freezing and thawing. *Ground Freezing 85, Balkema, Rotterdam, Vol 1*, 187-195.

Zhang, H. Y., et Feng, K. (1993). Mechanism of attenuation of strength for loess-cement under cyclical freezing and thawing . *Journalof Glaciology and Geocryology 1(15)*, 175-181.

Zoller , J. H. (1973). *Frost heave and rapide frost heave test* . Public Roads USA, Vol. 37, No. 6.