

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Hassiba Benbouali de Chlef

Faculté de **Génie Civil et d'Architecture**

Département de **Génie Civil**



THÈSE

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT 3^{ème} CYCLE (LMD)

Filière: **Génie Civil**

Spécialité: **Génie Parasismique et Géo-environnement**

Par

DRISS Aala Eddine Abdelmoumen

Thème :

***Etude des propriétés physico-mécaniques des sols fins argileux
améliorés par des ajouts minéraux***

Soutenue le 24 Février 2022 , devant le jury composé de :

HARICHANE Zamila	Professeur	Université de Chlef	Présidente
ARAB Ahmed	Professeur	Université de Chlef	Examineur
HEMSAS Miloud	Professeur	Université de Mascara	Examineur
BOURDIM Sidi Mohamed El-Amine	MCA	Université de Mostaganem	Examineur
GHRICI Mohamed	Professeur	Université de Chlef	Rapporteur

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicaces

﴿وما توفيقي إلا بالله عليه توكلت وإليه أنيب﴾

Afin d'être reconnaissant envers ceux qui m'ont soutenu et encouragé à réaliser ce travail de recherche, je dédie ce mémoire :

À mes très chers parents qui n'ont cessé de me combler par leur tendresse et leur amour, que Dieu les bénisse et leur accorde une longue vie.

A mon frère, mes sœurs et toute ma famille.

A tous mes collègues de la promotion de doctorat.

A tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la voie de la réussite.

Et à tous ceux qui tiennent à cœur ma réussite.



Remerciements

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات، وبفضله تنزل الخيرات والبركات وبتوفيقه تحقق المقاصد والغايات.

J'exploite cette occasion qui m'est offerte pour adresser mes plus vifs remerciements et exprimer ma profonde gratitude à mes directeurs de thèse, notre chère et regretté défunt **Dr HARICHANE Khelifa**, professeur à l'université de Chlef, que Dieu Tout-Puissant l'accueille dans son vaste paradis, et **Dr GHRICI Mohamed**, professeur et directeur du laboratoire de Géomatériaux de l'université de Chlef, pour m'avoir proposé un sujet ambitieux et motivant, de leurs appuis constants, leurs encouragements et leurs conseils, leur patience, leur générosité et disponibilité au cours de ma formation doctorale, de leur confiance en moi et mes capacités tout au long de ce projet de recherche, pour leur encadrement bienveillant, leurs critiques constructives et l'intérêt porté tout au long de l'élaboration de ce projet de thèse.

Je tiens à remercier et à exprimer toute ma gratitude au **Dr HARICHANE Zamila**, Professeur et Présidente du Comité de la Formation Doctorale de la spécialité : Génie Parasismique et Géo-environnement à l'université de Chlef, pour avoir accepté de présider le jury d'examen ainsi que son dévouement et ses précieux conseils.

Je voudrais remercier les membres du jury : **Dr ARAB Ahmed**, Professeur à l'université de Chlef, **Dr HEMSAS Miloud**, Professeur à l'université de Mascara et **Dr BOURDIM Sidi Mohamed El-Amine**, Maître de Conférences (A) à l'université de Mostaganem, pour avoir pris leur temps à évaluer mon travail et donner leurs remarques objectives.

Je remercie **Dr EZZIANE Karim**, Professeur et Vice doyen chargé de la post graduation de la faculté de Génie Civil et Architecture à l'Université de Chlef, pour son soutien et ces encouragements.

Il m'est particulièrement agréable de remercier sincèrement **Dr BEN SAAD Assia**, Directrice de l'institut de technologie de l'Université d'Ain-Temouchent pour m'avoir autorisé l'accès au laboratoire et avoir mis à ma disposition le matériel indispensable à la réalisation des essais. Un remerciement tout spécial est consacré à **M KEDDOU Adel**, **Mm EL OMARI Kawtar** et **Mm BEN TAOUZINA Nadjet**, l'équipe du laboratoire de Génie Civil de l'Université d'Ain-Temouchent pour leur soutien technique et moral.

Je tiens à remercier vivement **Dr. GADOURI Hamid** et **Dr. REBOUH Redouane**, Membres du Laboratoire de Géomatériaux, pour leurs encouragements et leurs conseils. Mes remerciements vont aussi à tous mes **collègues de la formation doctorale**, spécialement **M. BEN MILOUD Houssam Eddine** et **M. GOUFI Abd Elmalik** pour leur aide physique et psychique tout au long de cette formation.

Ma plus grande reconnaissance s'adresse à **mes parents** qui m'ont encouragé et soutenu sans relâche tout au long de mes études, **A mon frère, mes sœurs** et à **tous les membres de ma famille** sans aucune exception, qui m'ont encouragé à poursuivre mes études et mes travaux.

الملخص

نظرًا لجيولوجيا بلدنا، توجد مساحات شاسعة من التربة ذات خصائص جيوتقنية رديئة، مما يتسبب في أضرار جسيمة لمشاريع الهندسة المدنية. لذلك من الضروري تحسين هذه التربة لدعم مشاريع البناء المختلفة. تتميز الجزائر بوفرة الجير والبوزولان الطبيعي وبالتالي انه من الضروري دراسة تأثير هذه المواد على الخصائص الجيوتقنية للتربة الطينية. الهدف من هذا البحث هو دراسة تأثير الجير، البوزولان الطبيعي ودمجهما على الخصائص الفيزيائية والميكانيكية لتربة طينية مستخرجة من مدينة تلمسان بالجزائر. من أجل فهم أفضل للسلوك المعدني والبنوي للتربة المعالجة تم إجراء اختبارات الأشعة السينية (DRX) والمسح المجهر الإلكتروني (SEM). تضاف المواد المختارة إلى التربة الطينية على مرحلتين. في المرحلة الأولى يضاف 2، 4 و6% من الجير من أجل دراسة تأثيره على التربة المدروسة، والمرحلة الثانية تعتمد على إضافة البوزولان الطبيعي بنسب تتراوح من 0% إلى 20% إلى التربة بهدف مراقبة تأثيرها على التربة قبل وبعد معالجتها بالجير. من أجل دراسة تأثير زمن المعالجة، تمت معالجة العينات لمدة 1 و28 يومًا. أظهرت نتائج الاختبار أن الخصائص المدروسة للتربة الطينية يمكن تحسينها بشكل كبير عند معالجتها بالجير. أدت إضافة البوزولان الطبيعي إلى التربة الطينية المعالجة بالجير إلى تحسين خصائصها الفيزيائية والميكانيكية بشكل كبير. تم إنتاج نسيج تربة مفتوح يحتوي على المزيد من الجزيئات المتماصة وتشكيل إضافي للمواد الأسمنتية عند معالجة التربة الطينية بمزيج البوزولان والجير الطبيعي مقارنة باستخدام الجير وحده. من نتائج اختبارات الأشعة السينية والتحليلات المجهرية، حدث تغيير كبير في شكل التربة المعالجة وتشكيل منتجات البوزولانية الجديدة مثل هيدرات سيليكات الكالسيوم (CSH) وهيدرات ألومينات الكالسيوم (CAH) في كل من الخليط الطين-الجير وخليط طين-جير-بوزولان، مع ظهور منتج بوزولاني إضافي (هيدرات سيليكات ألومينات الكالسيوم (CASH)) عند إضافة البوزولان الطبيعي إلى التربة الطينية المعالجة بالجير. الجمع بين الجير والبوزولان الطبيعي يؤدي إلى تحسين قابلية العمل والخصائص الجيوتقنية للتربة الطينية بشكل فعال وتغييرها من ضعيفة إلى ممتازة.

كلمات المفاتيح: الجير، البوزولان الطبيعي، الطين، الخواص الميكانيكية، الخواص الفيزيائية.

RÉSUMÉ

En raison de la géologie de notre pays, nous rencontrons fréquemment des sols expansifs aux propriétés géotechniques médiocres causant de graves dommages aux projets de génie civil. Par conséquent, il est nécessaire d'améliorer ces sols pour soutenir les différents projets de construction. L'Algérie se caractérise par une abondance de chaux et de pouzzolane naturelle, il convient alors d'étudier l'effet de ces matériaux sur les propriétés géotechniques des sols argileux. A cet effet, le but de cette recherche est d'étudier l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur les propriétés physiques et mécaniques d'un sol argileux expansif sélectionné de la ville de Tlemcen en Algérie. Pour une meilleure compréhension du comportement minéralogique et microstructural des sols stabilisés, des tests de diffraction des rayons X (DRX) et de microscopie électronique à balayage (MEB) ont été réalisés. Les additifs sont ajoutés au sol argileux en deux phases, dans la première phase 2, 4 et 6% de chaux ont été ajoutés afin d'étudier l'effet de la chaux sur le sol étudié, et la deuxième phase est basée sur l'ajout de pouzzolane naturelle dans des gammes de 0% à 20% au combinaisons choisie dans le but d'observer son effet sur le sol avant et après le traitement à la chaux. Afin d'étudier l'influence du temps de durcissement, les échantillons traités ont été durcis durant 1 et 28 jours. Les résultats des tests montrent que les propriétés étudiées des sols argileux peuvent être considérablement améliorées lorsqu'elles sont traitées à la chaux. L'ajout de pouzzolane naturelle aux sols argileux traités à la chaux a grandement amélioré leurs propriétés physiques et mécaniques. Un tissu de sol ouvert avec plus de particules floculées et une formation supplémentaire de matériaux cimentaires a été produit lors du traitement du sol argileux avec un mélange chaux-pouzzolane naturelle par rapport à l'utilisation de la chaux seule. D'après les résultats des tests de diffraction des rayons X et d'analyses microscopiques, un changement significatif dans la morphologie du sol traité et la formation de nouveaux produits pouzzolaniques tels que le silicate de calcium hydraté (CSH) et l'aluminate de calcium hydraté (CAH) à la fois dans les argile-chaux et des mélanges argile-chaux-PN ont été observés, avec un produit pouzzolanique supplémentaire (hydrate de silicate d'aluminate de calcium (CASH)) lors de l'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux traité à la chaux. La combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle permet d'améliorer efficacement la maniabilité et les propriétés géotechniques du sol argileux et de les faire passer de médiocre à excellents.

Mots clés : chaux, pouzzolane naturelle, argile, propriétés mécaniques, propriétés physiques.

ABSTRACT

Due to the geology of our country, expansive soils with poor geotechnical properties are frequently encountered, thus causing serious damage to civil engineering projects. Therefore, it is necessary to improve these soils to support the various construction projects. Algeria is characterized by an abundance of lime and natural pozzolana, it is then suitable to study the effect of these materials on the geotechnical properties of clayey soils. For this purpose, the aim of this research is to study the effect of lime, natural pozzolana and their combination on the physical and mechanical properties of an expansive clay soil selected from Tlemcen city in Algeria. For a better understanding of the mineralogical and microstructural behavior of the stabilized soils, X-ray diffraction (XRD) and scanning electron microscopy (SEM) tests were carried out. The additives are added to the clay soil in two phases, in the first phase 2, 4 and 6% of lime has been added by weight in order to study the effect of lime on the studied soil, and the second phase is based on the addition of natural pozzolana in ranges of 0% to 20% to the selected combination for the purpose of observing its effect on the soil before and after the lime treatment. In order to study the influence of curing time, the treated samples were cured for 1 and 28 days. Test results show that the studied properties of clay soil can be considerably improved when treated with lime. Adding natural pozzolana to lime-treated clay soil greatly improved their physical and mechanical properties. An open soil fabric with more flocculated particles and additional formation of cementitious materials was produced when treated the clayey soil with lime-natural pozzolana mixture compared to using the lime alone. From the results of X-ray diffraction and microscopic analyses tests, a significant change in the morphology of the treated soil and formation of new pozzolanic products such as calcium silicate hydrate (CSH) and calcium aluminate hydrate (CAH) in both clay-lime and clay-lime-NP mixtures was observed, with an additional pozzolanic product (calcium aluminate silicate hydrate (CASH)) when adding natural pozzolana to the lime treated clay soil. The combination of lime and natural pozzolana can effectively improve the workability and the geotechnical properties of the clay soil and change them from poor to excellent.

Keywords: lime, natural pozzolana, clay, mechanical properties, physical properties.

TABLE DES MATIERES

Table des matières.....	I
Liste des figures.....	V
Liste des tableaux.....	X
Liste des Notations.....	XI

Introduction Générale

Généralités.....	1
Objectif du travail.....	4
Plan des chapitres.....	5

Chapitre 1

Les sols instables et leurs techniques d'amélioration

1.1. Introduction.....	7
1.2 Généralité sur les argiles et les minéraux argileux.....	7
1.2.1 Les argiles et les minéraux argileux.....	7
1.2.2 Structure et composition des minéraux d'argile et leurs propriétés physiques et chimiques.....	
1.3 Principales familles des minéraux argileux.....	11
1.3.1 Kaolin.....	11
1.3.2 Smectite.....	15
1.3.3 Illite.....	17
1.3.4 Chlorite.....	18
1.4 Les sols instables.....	20
1.4.1 Les sols expansives.....	21
1.4.2 Les sols effondrables.....	22
1.5 Techniques d'amélioration des sols.....	23
1.5.1 Amélioration des sols sans adjuvants.....	24
1.5.1.1 Remplacement du sol.....	24
1.5.1.2 Pré-compression ou préchargement.....	24
1.5.1.3 Drains verticaux.....	25
1.5.1.4 Compactage d'impact rapide.....	28
1.5.1.5 Compactage dynamique.....	29
1.5.1.6 Vibrocompactage ou vibroflottation.....	30
1.5.2 Amélioration des sols par adjuvants ou inclusions.....	31
1.5.2.1 Colonnes en pierre.....	31
1.5.2.2 Colonnes ballastées sèches.....	32

1.5.2.3 Les Colonnes Ballastées Injectées.....	33
1.5.2.4 Induction Hydraulique.....	34
1.5.2.5 Inclusions Rigides INSER.....	34
1.5.2.6 Colonnes à Module Mixte CMM.....	35
1.5.2.7 Les Micropieux.....	37
1.5.2.8 Pieux Eliterre.....	38
1.5.2.9 Pieux sécants.....	39
1.5.3 Amélioration des sols par stabilisation avec additifs et méthodes de jointoiment (Grouting Methods)	40
1.5.3.1 Stabilisation chimique.....	40
1.5.3.2 Malaxage du sol profond.....	42
1.5.3.3 Jet Grouting.....	43
1.5.3.4 Injections de compensation (Injections de claquage).....	44
1.5.4 Amélioration des sols par des méthodes thermiques.....	45
1.5.4.1 Chauffage du sol.....	45
1.5.4.2 La congélation du sol.....	46
1.6. Conclusion.	47

Chapitre 2

Synthèse bibliographique des travaux effectués sur l'effet de chaux, pouzzolane et leur combinaison sur les sols argileux

2.1 Introduction.....	49
2.2 Effets de la chaux.....	50
2.2.1 Effet de la chaux sur la plasticité.....	50
2.2.2 Effet de la chaux sur les caractéristiques du compactage.....	52
2.2.3 Effet de la chaux sur la conductivité hydraulique.....	53
2.2.4 Effet de la chaux sur la résistance.....	55
2.2.5 Effet de la chaux sur le changement de volume.....	57
2.2.6 Effet de la chaux sur la microstructure et la minéralogie.....	59
2.3 Effets de la pouzzolane.....	61
2.3.1 Effet de la pouzzolane sur la plasticité.....	61
2.3.2 Effet de la pouzzolane sur les caractéristiques du compactage.....	63
2.3.3 Effet de la pouzzolane sur la résistance.....	63
2.3.4 Effet de la pouzzolane sur le changement de volume.....	64
2.3.5 Effet de la pouzzolane sur la microstructure et la minéralogie.....	65
2.4 Effets de la combinaison chaux/pouzzolane.....	66
2.4.1 Effet de la combinaison sur la plasticité.....	66
2.4.2 Effet de la combinaison sur les caractéristiques du compactage.....	67
2.4.3 Effet de la combinaison sur la résistance.....	68
2.4.4 Effet de la combinaison sur la microstructure et la minéralogie.....	70
2.5 Conclusion.....	71

Chapitre 3

Etude expérimentale

3.1 Introduction.....	74
3.2 Matériaux utilisés.....	74
3.2.2 Sol.....	75
3.2.2 Chaux.....	79
3.2.3 Pouzzolane naturelle.....	80
3.3 Déroulement d'essais.....	81
3.3.1 Combinaison des échantillons.....	81
3.3.2 Propriétés étudiées.....	82
3.3.2.1 pH.....	82
3.3.2.2 Test de la Densité spécifique.....	84
3.3.2.3 Limites d'Atterberg.....	85
3.3.2.4 Compactage.....	88
3.3.2.5 Analyse granulométrique.....	89
3.3.2.6 Conductivité hydraulique.....	90
3.3.2.7 Essais triaxiaux non consolidés non drainés.....	92
3.3.2.8 Potentiel et pression de gonflement unidimensionnel.....	93
3.3.2.9 Consolidation unidimensionnelle.....	95
3.3.2.10 Diffraction aux rayons X.....	96
3.3.2.11 Microscopie électronique à balayage.....	97
3.4 Conclusion.....	98

Chapitre 4

Effet d'ajout de pouzzolane naturelle sur les propriétés physique et la classification d'un sol argileux traite à la chaux

4.1 Introduction.....	100
4.2 Variations de pH.....	100
4.3 Limites d'Atterberg.....	101
4.4. Compactage.....	105
4.5 Densité spécifique et l'indice des vides.....	110
4.6 Analyse granulométrique.....	111
4.7 Classification du sol.....	114
4.7.1 Système de classification du Département de l'agriculture des États-Unis (USDA).....	116
4.7.2 Système unifié de classification des sols (USCS).....	117
4.7.3 Système de classification de l'Association américaine des responsables des autoroutes et des transports (AASHTO).....	119
4.8 Conclusion.....	122

Chapitre 5

Effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur les propriétés mécaniques, la minéralogie et la microstructure d'un sol argileux traité à la chaux

5.1 Introduction.....	124
5.2 Variation de la conductivité hydraulique.....	124
5.3 Essais triaxiaux non consolidés non drainés.....	127
5.3.1 Relations contrainte-déformation.....	128
5.3.2 Modes de défaillance.....	130
5.3.3 Évaluation de la contrainte déviatorique maximale.....	133
5.3.4 Variation du paramètre de résistance au cisaillement.....	137
5.4 Le gonflement.....	139
5.5 La compressibilité.....	144
5.6 Analyse analytique.....	146
5.7 Conclusion.....	149

Conclusions générales, recommandations et perspectives

1 Conclusion générale.....	153
2 Recommandations.....	156
3 Perspectives.....	157

Référence bibliographique.....	159
---------------------------------------	------------

Annexes.....	168
---------------------	------------

Essais des limites d'Atterberg.....	169
Essais de compactage Proctor.....	172
Essais granulométrique.....	174
Essais triaxiaux non consolidés non drainés.....	176
Essais de gonflement.....	183
Essais de consolidation unidimensionnelle.....	185

LISTE DES FIGURES

Fig. 1.1	Croquis schématique de la feuille octaédrique.....	10
Fig. 1.2	Croquis schématique de la feuille tétraédrique.....	11
Fig. 1.3	Croquis schématique de la structure de la kaolinite.....	12
Fig. 1.4	Croquis schématique de la structure de l'halloysite hydratée.....	13
Fig. 1.5	Micrographie électronique à balayage de l'halloysite.....	13
Fig. 1.6	Micrographie électronique à balayage de kaolinite.....	14
Fig. 1.7	Croquis schématique de la structure de la kaolinite et de l'halloysite hydratée. (a) kaolinite ; (b) halloysite hydratée ; and (c) cas proposé pour la forme tubulaire de l'halloysite hydratée.....	14
Fig. 1.8	Croquis schématique de la structure des smectites.....	15
Fig. 1.9	Micrographie électronique à balayage de montmorillonite de sodium.....	16
Fig. 1.10	Croquis schématique de la structure de l'illite.....	17
Fig. 1.11	Micrographie électronique à balayage de Fithian, Illinois illite.....	18
Fig. 1.12	Croquis schématique de la structure du chlorite.....	19
Fig. 1.13	Micrographie électronique à balayage de chlorite.....	19
Fig. 1.14	Les dégradations causées par l'instabilité des sols. a) Glissement de terrain en Suisse, 2011 ; b) Maison endommagée d'un tassement en Haute-Savoie, 2001; c) Les résultats de liquéfaction lors du séisme du 22 février 2011 en Nouvelle-Zélande ; d) Affaissement de route à Ben Aknoun-Algérie ,2016.....	20
Fig. 1.15	Les deux grandes familles des sols instables. a) sols effondrables, b) sols expansives.....	21
Fig. 1.16	Répartition des sols expansifs.....	22
Fig. 1.17	Courbe oedométrique typique d'un sol effondrable d'après.....	23
Fig. 1.18	Amélioration des sols par préchargement.....	25
Fig. 1.19	Drains de sable.....	26
Fig. 1.20	Drains verticaux préfabriqués.....	26
Fig. 1.21	Drains verticaux - Entrepôt frigorifique au Port Autonome de Guadeloupe – 2007.....	27
Fig. 1.22	Principe de réalisation de la méthode des Drains.	27
Fig. 1.23	Extension de la plateforme Höhenhof de l'aéroport du Findel (Luxembourg) en 2009 Surface traitée 6.635 m ²	28
Fig. 1.24	Principe de réalisation de la méthode de compactage d'impact rapide.	28
Fig. 1.25	La méthode de compactage dynamique.....	29
Fig. 1.26	Exemple de grille pour la méthode de compactage dynamique.....	29
Fig. 1.27	Outils utilisés à la méthode de vibrocompactage.....	30
Fig. 1.28	Principe de réalisation de la méthode de vibrocompactage.....	30
Fig. 1.29	Processus d'installation de la colonne de pierre.....	31
Fig. 1.30	Outils utilisés à la méthode des colonnes ballastées.....	32
Fig. 1.31	Principe de réalisation de la méthode des colonnes ballastées.....	32
Fig. 1.32	Colonnes Ballastées Injectées, Centre de Valorisation Organique (Sequedin).....	33
Fig. 1.33	Principe de réalisation de la méthode des colonnes ballastées injectées..	33
Fig. 1.34	Principe de réalisation de la méthode d'Induction Hydraulique.....	34
Fig. 1.35	Fonctionnement schématique du renforcement par inclusions rigides.....	34
Fig. 1.36	Principe de réalisation de la méthode d'inclusions rigides.....	35
Fig. 1.37	Modélisation de principe de la méthode de Colonne à Module Mixte.....	35
Fig. 1.38	Outils utilisés à la méthode de Colonne à Module Mixte. (1) Pour la partie inférieure en béton (2) Pour la partie supérieure en gravier.....	36
Fig. 1.39	Outils utilisés à la méthode de Colonne à Module Mixte. (1) Pour la partie inférieure en béton (2) Pour la partie supérieure en gravier.....	36

Fig. 1.40	Micropieux, Construction d'un centre logistique de 4.000 m ² dans le Tirol en Autriche - Détail - 2003.....	37
Fig. 1.41	Principe de réalisation des Micropieux.....	38
Fig. 1.42	Pieu Eliterre, Fondations profondes de la station d'épuration de Bœseghem.....	38
Fig. 1.43	Principe de réalisation des pieux eliterre.....	39
Fig. 1.44	Pieux sécants, Soutènement de fouille.....	39
Fig. 1.45	Principe de réalisation des pieux sécants.....	40
Fig. 1.46	Stabilisation chimique.....	40
Fig. 1.47	Outils utiliser à la méthode de malaxage du sol profond.....	42
Fig. 1.48	Principe de réalisation de la méthode de malaxage du sol profond.....	43
Fig. 1.49	Renforcement du sol sous réservoirs GNL à ARZEW, en ALGÉRIE par la méthode Jet Grouting.....	43
Fig. 1.50	Principe de réalisation de la méthode de jet grouting.....	44
Fig. 1.51	Injections de compensation - City Tunnel - Leipzig (Allemagne) – 2007.....	44
Fig. 1.52	Principe de réalisation de la méthode Injections de compensation.....	45
Fig. 1.53	Principe de réalisation de la méthode de congélation du sol.....	46
Fig. 2.1	Variation de la limite de liquidité et de la limite de plastique en présence de différents pourcentages de chaux.....	51
Fig. 2.2	Courbes de compactage des limons traités avec différentes teneurs en chaux.....	53
Fig. 2.3	Coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de la teneur en chaux pour l'argile phyllite compacte selon la methode Proctor modifiée.....	54
Fig. 2.4	Effet du comportement de changement de volume sur la perméabilité du sol traité à la chaux à différentes périodes de cure (Remarque : 2, 4 et 6 dans les graphiques représentent le pourcentage de chaux).....	55
Fig. 2.5	Courbes contrainte-déformation d'argiles molles traitées à la chaux a 7 jours et 60 jours de durcissement.....	56
Fig. 2.6	Évolution avec le temps de cure de la résistance maximale au cisaillement.....	56
Fig. 2.7	Variation de valeur d'indice portant californien (CBR).....	57
Fig. 2.8	Effet de la chaux sur le comportement de changement de volume du sol. a) pourcentage de gonflement maximal ; b) La courbe d'indice des vides par rapport à la contrainte effective logarithmique ; c) variation de l'indice de compression.....	58
Fig. 2.9	Diagrammes de diffraction des rayons X de la bentonite brute et de kaolin non traités et traités à la chaux en fonction du temps de cure. a) kaolin, b) bentonite.....	59
Fig. 2.10	Microstructure des argiles traitées à la chaux. a) Kaolin et b) Bentonite ; c) et d) traité à 5% CaO durci pendant 24 h ; e) et f) traité à 5% de CaO durci pendant 270 jours.....	60
Fig. 2.11	Effet de la teneur en pouzzolane naturelle sur les caractéristiques de compactage des sols.....	62
Fig. 2.12	L'effet des cendres volcaniques sur la résistance à la compression non confinée.....	63
Fig. 2.13	Contrainte de cisaillement produite sous une contrainte normale des sols traités à 90 jours de cure. (a) terre rouge ; (b) sol gris.....	64
Fig. 2.14	Effet de l'ajout de pouzzolane artificielle (artificielle) sur le pourcentage de gonflement.....	65
Fig. 2.15	Microstructure des sols traités aux cendres volantes. (A) sol naturel, (B) sol stabilisé à 20 % CV à 28 jours de cure.....	65
Fig. 2.16	Diagramme de diffraction des rayons X d'argile de colon noir naturel stabilisé et non stabilisé..	66
Fig. 2.17	Variation des caractéristiques de compactage des sols stabilisés : sol gris en trait plein et sol rouge en trait pointillé.....	67
Fig. 2.18	Effet du temps de durcissement et de la teneur en additifs sur la variation des paramètres de résistance au cisaillement dans le sol rouge (a) cohésion et (b) angle de frottement.....	69
Fig. 2.19	Variation des valeurs du CBR des sols traités à la chaux avec des quantités variables de pouzzolane naturelle.....	69
Fig. 2.20	Micrographie SEM et spectres EDX des échantillons de pâte de sol argileux traité et durci pendant 7 jours. (a) 8% chaux ; (b) 20%PN+8% chaux.....	71

Fig. 3.1	Les matériaux utilisés. (a) Sol argileux, (b) Chaux hydratée, (c) Pouzzolane naturelle.....	74
Fig. 3.2	Localisation du site d'extraction du sol.....	75
Fig. 3.3	Dégradations causées par le glissement de terrain. (a) Surface de rupture du sol, (b) Fissures de cisaillement, (c) Soulèvement du carrelage dû au glissement du sol.....	75
Fig. 3.4	Préparation du sol naturelle. (a) extraction du sol, (b) séchage à l'air libre, (c) transféré à la briqueterie, (d) préparation du sol pour concassage, (e) concassage et broyage du sol, (f) tamisage à 1 mm de diamètre, (g) récupération du sol, (h) placement dans des sacs en plastique, (i) stockage du sol.....	76
Fig. 3.5	Distribution granulométrique du sol.....	77
Fig. 3.6	L'emplacement du sol étudié dans le diagramme de plasticité de Casagrande.....	78
Fig. 3.7	Diffraction des rayons X du sol argileux étudié.	78
Fig. 3.8	Préparation de la chaux. (a) emballage utilisé pour la chaux de Saida, (b) tamisage au tamis 0.4 mm.....	79
Fig. 3.9	Le gisement de Bou-hamidi de pouzzolane naturelle (Béni-Saf, Algérie).....	80
Fig. 3.10	Préparation de la pouzzolane naturelle. (a) sechage), (b) broyage par micro-deval, (c) forme finale de pouzzolane naturelle.	80
Fig. 3.11	Distribution granulométrique du pouzzolane naturelle.....	81
Fig. 3.12	Tests de détermination du pH. (a) Préparation des échantillons, (b) pH-mètre utilisé.....	83
Fig. 3.13	Essais de la densité spécifique. (a) l'équipement utilisé, (b) Toluène, (c) pesage de la masse d'échantillon.....	84
Fig. 3.14	Dispositif utilisé dans le test limite d'Atterberg selon ASTM D 4318-17.....	85
Fig. 3.15	Différentes étapes de la préparation des échantillons de limites d'Atterberg. a) Tamisage à 425 µm, b) préparation de la pâte du sol, c) stockage dans un récipient hermétique.....	86
Fig. 3.16	Détermination de la limite de liquidité du sol avant et après traitement. (a) étalement de la pâte et remplissage de la coupelle, (b) pratiqué la rainure et créer une serré de chocs jusqu'à la fermeture des lèvres à 13 mm, (c) prélèvement d'échantillon, (d) séchage à l'étuve 105°.....	86
Fig. 3.17	Détermination de la limite de liquidité de la pouzzolane naturelle. (a) pénétromètre à cône, (b) prélèvement d'échantillon, (c) séchage à l'étuve 105°.....	87
Fig. 3.18	Détermination de la limite de plasticité. (a) formation d'une boulette de pâte et la rouler à la main pour former un rouleau, (b) amincissement du rouleau jusqu'à ce qu'il se fissure à 3 mm de diamètre, (c) prélèvement d'échantillon, (d) séchage à l'étuve 105°.....	87
Fig. 3.19	Essais de compactage Proctor normal. (a) l'équipement utilisé, (b) mélangeur automatique, (c) pesage de la masse d'échantillon, (d) étuve.	88
Fig. 3.20	Temps de prise de la chaux hydratée (Vicat Needle)	89
Fig. 3.21	Les étapes d'analyse granulométrique.....	90
Fig. 3.22	Essais de perméabilité à charge variable. (a) support de Perméamètre type Proctor, (b) Perméamètre à moule de compactage dans lequel l'éprouvette ne peut pas gonfler.....	91
Fig. 3.23	Essais triaxiaux non consolidés non drainés. (a) moule de préparation d'échantillon, (b) échantillon 35mm × 70mm, (c) appareil triaxial.	92
Fig. 3.24	Étapes de rupture des sols.....	93
Fig. 3.25	Classification des modes de défaillance des éprouvettes chargées dans un appareil de compression triaxiale. (A) Colonne fragile ; (B) Plaque fragile ; (C) Défaillance fragile ; (D) Défaillance cataclastique ; (E) Faille de cisaillement ; (F) Défaillance ductile ; (G) Écoulement ductile.....	93
Fig. 3.26	Essais de gonflement libre. a) Dimension d'échantillon étudié, b) Appareil œdométrique.....	94
Fig. 3.27	Courbe de temps – gonflement.....	94
Fig. 3.28	Courbe de l'indice de vide - log pression selon la méthode "A".....	95
Fig. 3.29	Consolidation unidimensionnelle. a) Préparation des échantillons et mise en consolidomètre, b) Dispositif de chargement.	96
Fig. 3.30	Diffractomètre DRX MiniFlex 600.....	96
Fig. 3.31	Microscope électronique à balayage JEOL JSM-6060lv.....	97

Fig. 4.1	Influence des stabilisants sur la variation du pH.....	100
Fig. 4.2	Influence de la teneur en chaux sur les limites d'Atterberg.	102
Fig. 4.3	Effet des stabilisants sur les limites d'Atterberg.	104
Fig. 4.4	Courbes de compactage du sol argileux avant et après traitement avec 2, 4 et 6% de chaux.....	106
Fig. 4.5	Caractéristiques de compactage du sol argileux traité à la chaux.	106
Fig. 4.6	Courbes de compactage du sol argileux traité à la chaux, pouzzolane naturelle et leur combinaison. a) L0NP, b) L2NP, c) L4NP, d) L6NP.....	108
Fig. 4.7	Caractéristiques de compactage du sol traité avec les différentes combinaisons d'additifs. (a) MDD, (b) OMC.....	109
Fig. 4.8	Variation de l'indice de vide.....	111
Fig. 4.9	Courbes de distribution granulométrique pour sol stabilisé avec différentes combinaisons d'additifs. a) à 1 jour, b) à 28 jours de durcissement.	112
Fig. 4.10	Pourcentages de composants du sol argileux stabilisés à la chaux.	112
Fig. 4.11	Effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur la variation des composants du sol stabilisé à la chaux.	114
Fig. 4.12	Distribution granulométrique du sol et de la pouzzolane naturelle.	114
Fig. 4.13	Classification des sols stabilisés dans le triangle de texture du sol USDA.....	117
Fig. 4.14	Classification de plasticité des sols argileux traités et non traités (tableau de plasticité de Casagrande). a) à 1 jour, b) à 28 jours.	118
Fig. 4.15	Gamme de limite de liquidité et d'indice de plasticité pour les sols stabilisés des groupes A-2, A-4, A-5, A-6 et A-7.....	120
Fig. 5.1	Courbes de conductivité hydraulique du sol étudié avant et après traitement avec les différentes combinaisons d'additifs.	125
Fig. 5.2	Effets de la variation de la densité sèche et de l'indice de vide sur la conductivité hydraulique du sol traité.....	127
Fig. 5.3	Relations contrainte-déformation des essais triaxiaux UU pour la stabilisation du sol à la chaux-PN avec différentes pressions de confinement. (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, (c) 200 kPa à 1 jour de durcissement. (d) 50 kPa, (e) 100 kPa, (f) 200 kPa à 28 jours de durcissement.....	129
Fig. 5.4	La variation de Δq des échantillons étudiés. (a) à 1 jour de durcissement, (b) à 28 jours de durcissement.	130
Fig. 5.5	Variation de la contrainte déviatorique maximale des sols traités à différents temps de durcissement. (a) 1 jour, (b) 7 jours, (c) 28 jours.	134
Fig. 5.6	Effet du temps de durcissement sur la contrainte déviatorique maximale pour différentes pressions de confinement. (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, (c) 200 kPa.....	136
Fig. 5.7	Cercles de Mohr pour différentes combinaisons étudiées à 28 jours de durcissement.....	137
Fig. 5.8	La variation des paramètres de cisaillement des sols traités.....	138
Fig. 5.9	Gonflement libre en fonction du temps pour les sols argileux traités et non traités.....	140
Fig. 5.10	Variation de potentiel de gonflement en fonction d'ajout.....	141
Fig. 5.11	Variation de pression de gonflement.....	142
Fig. 5.12	Variations de l'indice de vides par rapport à la contrainte effective pour des échantillons d'argile expansive stabilisée avec différents additifs.....	144
Fig. 5.13	Variations de la déformation axiale en fonction de la contrainte appliquée.....	145
Fig. 5.14	Effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et du temps de durcissement sur l'indice de compression (Cc)	146
Fig. 5.15	Micrographies SEM des échantillons étudiés, (a) sol argileux, (b) L0P20%, (c) L6P0 à 1 jour, (d) L6P20 à 1 jour, (e) L6P0% à 28 jours, (f) L6P20 à 28 jours, (g) et (h) gel macro-hydraté pour sol traité avec L6P0 et L6P20 à 28 jours respectivement.....	147
Fig. 5.16	Diagrammes de diffraction des rayons X du sol traité et non traité avec de la chaux et de la pouzzolane naturelle à 1 jour et 28 jours de durcissement.....	149

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1	Répartition des charges de la couche de kaolinite.....	12
Tableau 1.2	Répartition des charges de la couche de smectite.....	15
Tableau 1.3	L'effet de l'augmentation de température sur les propriétés des sols argileux.....	45
Tableau 2.1	Limites d'Atterberg des sols de coton noir (BCS) non stabilisé et stabilisé à différents pourcentages de chaux.....	51
Tableau 2.2	Résultats de plasticité des échantillons traités avec la pouzzolane naturelle.....	61
Tableau 2.3	Effet de l'ajout de pouzzolane sur la variation de CBR du sol étudié.	64
Tableau 2.4	Limites d'Atterberg des échantillons.	67
Tableau 2.5	Variation de la résistance à la compression non confinée (MPa).....	68
Tableau 3.1	Propriétés de base du sol argileux étudié.....	77
Tableau 3.2	Propriétés physiques et chimiques de la chaux utilisée.....	79
Tableau 3.3	Propriétés physiques et chimiques de la pouzzolane naturelle.....	81
Tableau 3.4	Les combinaisons étudiées.....	82
Tableau 4.1	Variation de la densité et du taux de vide pour les différentes combinaisons étudiées.....	110
Tableau 4.2	Classifications granulometries.....	116
Tableau 4.3	Classification des sols avant et après stabilisation avec les différentes combinaisons selon le système unifié de classification des sols.....	119
Tableau 4.4	Classification des sols avant et après stabilisation avec les différentes combinaisons selon l'association américaine des responsables des autoroutes et des transports (AASHTO).....	121
Tableau 5.1	Schéma de défaillance du sol naturel et de la combinaison sol-PN.....	131
Tableau 5.2	Modes de défaillance des sols argileux traités avec la chaux et la combinaison chaux-PN.	132

LISTE DES NOTATIONS

AASHTO	Association américaine des responsables des autoroutes et des transports (American Association of State Highway and Transportation Officials)
ASTM	Société américaine pour les essais et les matériaux (American Society for Testing and Materials)
C	Cohésion
CPS	Coups par seconde (Counts per second)
CAH	Aluminates de Calcium Hydratés (Calcium Aluminates Hydrates)
CASH	Silico-aluminates de calcium hydratés (Calcium Aluminates Silicates Hydrates)
CBR	Indice portant californien (California Bearing Ratio)
Cc	L'indice de compression
CH	Conductivité hydraulique
CH	Sol argileux à haute plasticité (Clay with High plasticity)
CL	Sol argileux à faible plasticité (Clay with Low plasticity)
CSH	Silicates de Calcium Hydratés (Calcium Silicates Hydrates)
CV	Cendres volcaniques
d	Profondeur de pénétration du cône
DRX	Diffraction des rayons X
EDS	Spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie (Energy-Dispersive X-ray Spectroscopy)
ICL	Consommation initiale de chaux (Initial Consumption of Lime)
IG	Indice de groupe
IP	Indice de plasticité
k	Coefficient de conductivité hydraulique
L	Chaux (Lime)
L-PN	Combinaison de Chaux-Pouzzolane Naturelle
LL	Limite de liquidité
LMO	Valeur optimale de modification de la chaux (Lime Modification Optimum)
LP	Limite de plasticité
MDD	Densité sèche maximale (Maximum Dry Density)
MEB	Microscopie électronique à balayage
OMC	Teneur en eau optimale (Optimal Moisture Content)
PN	Pouzzolane naturelle
q_{max}	Contrainte déviatorique maximale
q_r	Contrainte déviatorique résiduelle
RCS	Résistance en compression simple
T	Température
UCS	Résistance à la compression non confinée (Unconfined compressive strength)
USCS	Système unifié de classification des sols (Unified Soil Classification System)
USDA	Département américain de l'Agriculture (United States Department of Agriculture)
UU	Non consolidés non drainés (unconsolidated undrained)
ϕ	Angle de frottement interne
Δq	Forme du pic ($\Delta q = q_{max} - q_r / q_r$)
η	Viscosité dynamique

INTRODUCTION GÉNÉRALE

- 1. Cadre général de l'étude***
- 2. Objectifs de recherche***
- 3. Plan de travail***

1. Cadre général de l'étude

Les minéraux argileux sont des particules très fines avec une activité électrochimique très élevée. Cette activité est produite par l'interaction entre les particules chargées électriquement (Davis 1955). La présence d'une faible teneur en minéraux argileux dans les sols naturels modifie considérablement leurs propriétés d'ingénierie (Holtz et Kovacs 1981). Les sols argileux ont une grande surface spécifique et une capacité d'échange d'ions élevée qui produisent une plasticité élevée, une capacité de changement de volume élevée telle que le gonflement et le retrait, une compressibilité élevée et une faible capacité portante (Davis 1955 ; Cernica 1995). En raison de ces mauvaises propriétés, les sols argileux sont considérés comme un gros problème pour les ingénieurs en génie civil.

Les ingénieurs ont constaté plusieurs problèmes dans le traitement des sols argileux en raison de leurs mauvaises propriétés géotechniques qui ne répondent pas aux exigences imposées pour la réalisation de projets de construction. Par conséquent, de nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens pour améliorer les caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des sols instables. Parmi ces techniques de stabilisation, il y a les méthodes mécaniques, hydromécaniques, thermiques et chimiques (Dembicki et al. 1980 ; Kirmani 2004 ; Bryson et Naggar 2013). Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme pieux de bois, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection et de congélation.

La méthode habituelle de stabilisation des sols argileux consiste à le remplacer par un matériau plus résistant répondant aux exigences du projet (Shérif, 2007). Le coût très élevé de l'exécution de cette méthode a conduit les chercheurs à rechercher des méthodes alternatives. Dans ce cadre, de nombreuses recherches et études expérimentales ont été menées sur la stabilisation chimique des sols qui repose sur l'utilisation d'additifs chimiques et/ou cimentaires pour améliorer certaines propriétés géotechniques des sols. Des études approfondies ont été menées sur la stabilisation des sols à l'aide de divers additifs tels que la chaux (Bell. 1989, Al-Mukhtar et al. 2012; Vitale et al. 2017), le ciment (Osula. 1996; Yong et al. 2007; Ouhadi et al. 2014), les cendres volantes (Okagbue et al. 2000, Sezer et al. 2006, Mir et al. 2014), la pouzzolane naturelle (Harichane et al., 2011 ; Gadouri et al. 2016 ; Gadouri et al. 2017) et de laitier (Indradatna 1996 ; Cokca et al. 2009 ; Mccarthy et al. 2014).

La stabilisation à la chaux des sols cohésifs est l'une des méthodes chimiques les plus utilisables en raison du faible coût de la chaux et de l'efficacité des traitements d'amélioration (Diamond et al., 1963; Bell, 1996; Al-Mukhtar et al., 2010; Jha et Sivapullaiah, 2015; Garzon et al., 2016). La stabilisation à la chaux des sols argileux entraîne généralement une diminution de la plasticité et de changement de volume, une augmentation de la taille des particules, de la perméabilité et de la résistance du sol (Lasledj et Muzahim, 2008). Selon la littérature, la combinaison de matériaux cimentaires à la chaux augmente considérablement l'efficacité de la stabilisation à la chaux, puisque les additifs cimentaires réagissent plus efficacement avec la chaux que seule (Harichane et al., 2011, 2018).

Généralement, la stabilisation à la chaux repose sur deux réactions principales provoquant des modifications immédiates et à long terme des sols argileux. L'ajout de chaux au sol argileux augmente immédiatement le pH du sol en raison de la dissociation des particules d'hydroxyde de calcium (Vitale et al., 2017). La réaction à court terme basée sur l'échange cationique, lorsque les ions monovalents échangeables dans les particules d'argile sont remplacés par les ions calcium qui conduisent à une réduction de l'épaisseur de la double couche diffusée (DDL). L'échange d'ions provoque la floculation des particules d'argile qui améliorent la maniabilité du sol par la formation d'un sol en tissu ouvert qui diminue sa plasticité et augmente sa conductivité hydraulique par la formation d'une structure de sol en tissu ouvert. Le pH relativement élevé de l'eau interstitielle facilite la formation des bases réactionnelles pouzzolaniques pour produire de nouveaux gels de cimentation qui durcissent avec le temps et conduisent à un gain de résistance considérable. Comme expliqué par Vitale et al. (2017) après la dissolution de la silice (SiO_2) et de l'alumine (Al_2O_3) du sol dans le milieu très alcalin (pH élevé) due à l'ajout de chaux, de nouveaux composants cimentaires tels que les silicates de calcium hydratés (CSH) et les aluminates de calcium hydratés (CAH) sont produits. Selon Hilt et Davidson (1960), le point de fixation de la chaux des sols argileux correspondant à la modification maximale du sol est compris entre 1 % et 3 %. Au-delà de ces pourcentages, la chaux disponible peut augmenter la résistance du sol. Eades et Grim (1966) ont noté que la teneur en chaux nécessaire à la stabilisation du sol peut être déterminée par le pH du mélange, ils ont constaté qu'une valeur de pH de 12.4 est requise à la fois pour la floculation du sol et la réaction pouzzolanique.

La pouzzolane naturelle (PN) est un matériau volcanique basaltique largement disponible dans le nord-ouest algérien précisément dans la région de Beni-Saf, ces matériaux conçus sous forme de granulés siliceux légers (granulés silico-alumineux) n'ont pas en eux-mêmes de propriétés liantes mais il réagit chimiquement avec le l'hydroxyde de calcium pour produire des composés aux propriétés liantes ([ASTM C125-07](#)). [Harichane et al. \(2010\)](#) ont trouvé qu'il est nécessaire d'étudier l'influence de la combinaison de chaux et de pouzzolane naturelle dans la stabilisation des sols expansifs, lorsque la forte teneur en silicate présente dans la pouzzolane naturelle peut améliorer considérablement les résultats de la stabilisation des sols à la chaux. Selon [Harichane et al \(2011, 2018\)](#) et [Gadouri et al \(2017a-b, 2019\)](#), les sols argileux peuvent être fortement stabilisés par le mélange chaux-pouzzolane naturelle avec une amélioration supplémentaire de leur maniabilité et de leur gain de résistance par rapport à l'utilisation de chaux seule.

2. Objectifs de recherche

L'objectif principal de ce travail est l'évaluation de l'influence de l'ajout de pouzzolane naturel sur le traitement à la chaux d'un sols argileux expansifs qui a été exposé à un glissement de terrain au niveau du pôle universitaire de Mansourah - Tlemcen.

Cette étude va nous permettre de :

- Analyser les résultats des tests effectués afin d'interpréter l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison.
- Etudier l'effet de durée de cure et de dosage de la chaux et la pouzzolane sur les propriétés physiques et mécaniques du sol étudié afin de sélectionner la combinaison optimale pour laquelle le sol est plus stable.
- Etudier l'influence de la combinaison de la pouzzolane naturelle avec la chaux et la comparer aux résultats obtenus à partir de l'utilisation de la chaux seule.
- Comprendre le comportement du sol traité avec les différentes teneurs en additifs et décrire les mécanismes de stabilisation.

3. Plan de travail

Après l'introduction générale exposant la problématique et définissant les objectifs et le plan de travail, ce travail de recherche est structuré en cinq chapitres.

Le premier chapitre présente dans une première partie des généralités sur les argiles et les minéraux argileux et mentionne les principales familles de minéraux argileux et dans une seconde partie un aperçu sur les sols instables et les techniques d'amélioration et de renforcement des sols en vue de mieux comprendre les principes, les applications et les procédures de conception pour les différentes méthodes d'amélioration.

Le deuxième chapitre est consacré à établir une synthèse bibliographique des travaux effectués sur l'effet de la chaux, de la pouzzolane et de leur combinaison sur les sols argileux.

Le troisième chapitre présente le programme expérimental suivi pour atteindre notre objectif, et décrit les normes et les procédures suivies pour la préparation et la caractérisation des matériaux utilisés. La détermination des propriétés physiques, mécaniques, chimiques et minéralogiques des matériaux étudiés.

Le quatrième chapitre est consacré à la discussion et à l'interprétation des résultats réalisés afin d'étudier l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur la variation du pH, les limites d'Atterberg, les paramètres de compactage, la densité et l'indice de vide, l'analyse granulométrique et la classification du sol étudié selon la période de cure.

Le cinquième chapitre est dédié à l'analyse et l'explication des différents résultats expérimentaux effectués pour étudier l'effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur les propriétés mécaniques, la minéralogie et la microstructure d'un sol argileux traité à la chaux.

Enfin, ce travail de thèse va se terminer par une conclusion générale en rappelant les principaux résultats obtenus ainsi que des recommandations pour de futurs travaux de recherche.

Chapitre 1

LES SOLS INSTABLES ET LEURS TECHNIQUES D'AMÉLIORATION

- 1.1 Introduction**
- 1.2 Généralité sur les argiles et les minéraux argileux**
- 1.3 Principales familles des minéraux argileux**
- 1.4 Les sols instables**
- 1.5 Techniques d'amélioration des sols**
- 1.6 Conclusion**

1.1 Introduction

Les sols, en général, et les sols fins particulièrement prennent une grande partie de la composition de notre environnement et ils jouent un rôle de support (base) aux différentes structures, Par conséquent, l'homme a cherché à comprendre le comportement de ces sols depuis les civilisations anciennes comme la civilisation égyptienne et la civilisation Maya jusqu'à nos jours.

Dans le but d'étudier et de comprendre le comportement des sols fins, plusieurs hypothèses ont été avancées et des problématiques ont été diffusées à travers les différents âges, Les chercheurs modernes ont développé des lois théoriques parallèles pour les expériences pratiques, mais malheureusement, la compréhension de ses sols est encore une cible très insaisissable.

En vue de mieux exploiter les sols, il existe plusieurs techniques destinées à améliorer leurs propriétés physiques et mécaniques on place ou rapportés (in situ ou au laboratoire).

Dans ce chapitre, et en premier lieu, une revue bibliographique sur les argiles, les minéraux argileux et les sols instables sera présentée. En deuxième lieu, les différentes techniques d'amélioration et de renforcement des sols instables seront aussi abordées.

1.2 Généralité sur les argiles et les minéraux argileux

1.2.1 Les argiles et les minéraux argileux

Premièrement, les termes de base concernant les argiles et les minéraux argileux doivent être définis. Un matériau d'argile est tout grain-fin, naturel, terreux, argileux (Grim, 1962). L'argile est un terme de roche et est également utilisé comme terme de taille de particule. Le terme argile n'a aucune signification génétique car il est utilisé pour les produits d'altération résiduels, les produits hydrothermiquement modifiés et les dépôts sédimentaires. En tant que terme de taille de particule, la fraction de taille composée des plus petites particules est appelée la fraction d'argile. L'échelle de Wentworth définit la taille en argile comme étant plus fine que 4 μm (Wentworth, 1922), qui est utilisée par de nombreux ingénieurs et pédologues alors que d'autres chercheurs considèrent généralement 2 μm comme la limite supérieure de la taille en argile.

Grim (1968) a résumé ce qu'il a appelé le concept de minéral argileux selon lequel les argiles sont essentiellement composées d'un petit groupe de particules cristallines extrêmement petites

d'un ou plusieurs membres d'un groupe de minéraux communément appelés minéraux argileux. Les minéraux argileux sont des silicates d'aluminium hydratés et dans certains de ces minéraux, le fer et le magnésium se substituent à l'aluminium et dans certains cas, des éléments alcalins et alcalino-terreux sont présents comme constituants essentiels. Les groupes minéraux argileux sont le kaolin, la smectite, l'illite, la chlorite et l'argile à couches mixtes. Les propriétés de ces argiles sont très différentes et sont liées à leur structure et composition (Murray, 2000a).

La composition minérale argileuse fait référence à l'abondance relative et à l'identité des minéraux argileux présents dans un matériau argileux. Dans certains cas, de très petites quantités de certains minéraux argileux ont un impact important sur les propriétés physiques. Un exemple est un kaolin qui a un petit pourcentage de smectite présent. Cela peut altérer la viscosité de cisaillement faible et élevée de manière préjudiciable (Murray, 2006). De plus, le degré de perfection cristalline de la kaolinite présente affecte les propriétés physiques du kaolin. Une kaolinite bien ordonnée aura des propriétés différentes d'une kaolinite mal ordonnée (Murray et Lyons, 1956). L'identité de tous les minéraux argileux présents dans un matériau argileux doit être déterminée afin d'évaluer les propriétés physiques (Murray, 2000a).

La composition minérale non argileuse est également importante car dans de nombreux cas, les minéraux non argileux peuvent affecter de manière significative les propriétés d'un matériau argileux. Un exemple est la présence de fines particules de quartz dans un kaolin qui affecte gravement l'abrasivité du kaolin (Murray, 2000b).

La matière organique dans une argile affecte la couleur et d'autres propriétés. Dans certains cas, la présence de matière organique est avantageuse comme dans les argiles à billes, et dans d'autres, elle est préjudiciable car elle affecte la brillance et la blancheur des argiles kaoliniques. Des argiles organiques spéciales telles que la montmorillonite de sodium sont traitées pour devenir organophiles et/ou hydrophobes pour des applications spéciales (Jordan, 1949).

Les ions échangeables et les sels solubles affectent les propriétés physiques d'un matériau argileux. Une montmorillonite de calcium a une viscosité et des caractéristiques de gélification très différentes de celles d'une montmorillonite de sodium (Hendricks, 1945). La présence de sels solubles peut flocculer une argile ce qui pose un problème dans le traitement de l'argile.

La texture d'un matériau argileux fait référence à la distribution granulométrique des constituants, à la forme des particules, à l'orientation des particules les unes par rapport aux

autres et aux forces qui lient les particules entre elles. La distribution granulométrique et la forme des particules sont des propriétés très importantes des kaolins (Murray, 2000b). L'orientation des particules et les forces qui les lient entre elles peuvent apporter beaucoup d'informations sur l'environnement de dépôt (Murray, 1976).

Comme le souligne Grim (1988), avant les années 1920, les géologues effectuant des analyses de sédiments classaient les particules les plus fines comme de l'argile sans identifier ce qu'était réellement ce matériau. Il n'y avait pas de technique analytique adéquate pour identifier les particules ultrafines constituant le matériau argileux. Le premier géologue américain à se spécialiser dans l'étude des argiles fut le professeur Heinrich Ries de l'Université Cornell. Il a étudié les ressources en argile de nombreux États de l'Est en décrivant leurs propriétés céramiques (Ries, 1908). Au milieu et à la fin des années 1920, la diffraction des rayons X a commencé à être utilisée pour identifier les minéraux argileux. Plusieurs scientifiques aux États-Unis et en Europe ont publié des études sur les argiles utilisant la diffraction des rayons X pour identifier positivement les matériaux argileux (Hadding, 1923; Rinne, 1924; Hendricks et Fry, 1930; Ross et Kerr, 1930 ; Ross et Kerr, 1931).

À l'heure actuelle, un équipement analytique beaucoup plus sophistiqué est disponible pour identifier et quantifier les minéraux argileux spécifiques présents dans un échantillon. Certaines des techniques analytiques les plus importantes utilisées comprennent la diffraction des rayons X, la microscopie électronique, la spectroscopie infrarouge et l'analyse thermique différentielle. Plusieurs articles ont été publiés décrivant ces techniques, dont quelques-uns sont Brindley et Brown (1980), Moore et Reynolds (1997), Mackenzie (1970, 1972), et Van der Marel et Beutelspacher (1976).

Les propriétés techniques des matériaux argileux dépendent largement d'un certain nombre de facteurs, les propriétés physiques et chimiques d'une argile qui sont liées à sa structure et sa composition et au type de traitement utilisé pour enrichir le produit argileux. La structure et la composition des kaolins, smectites et palygorskite-sépiolite sont très différentes même si les éléments de base fondamentaux, c'est-à-dire les feuilles tétraédriques et octaédriques, sont similaires. Cependant, la disposition et la composition de ces dernières représentent des différences majeures et mineures dans les propriétés physiques et chimiques qui contrôlent les applications d'un minéral argileux particulier. Le type et la quantité de minéraux non argileux

présents sont également importants. Les minéraux non argileux communément associés aux minéraux argileux comprennent le quartz, le feldspath, le mica, la calcite, la dolomite.

1.2.2 Structure et composition des minéraux d'argile

La structure atomique des minéraux argileux se compose de deux unités de base, une feuille octaédrique et une feuille tétraédrique. La feuille octaédrique est composée d'oxygène et d'hydroxyles étroitement emballés dans lesquels les atomes d'aluminium, de fer et de magnésium sont disposés en coordination octaédrique (Fig. 1.1). Lorsque l'aluminium avec une valence positive de trois est le cation présent dans la feuille octaédrique, seuls les deux tiers des positions possibles sont remplis afin d'équilibrer les charges. Lorsque seuls les deux tiers des postes sont pourvus, le minéral est appelé dioctaédrique. Lorsque du magnésium avec une charge positive de deux est présent, les trois positions sont remplies pour équilibrer la structure et le minéral est appelé trioctaédrique.

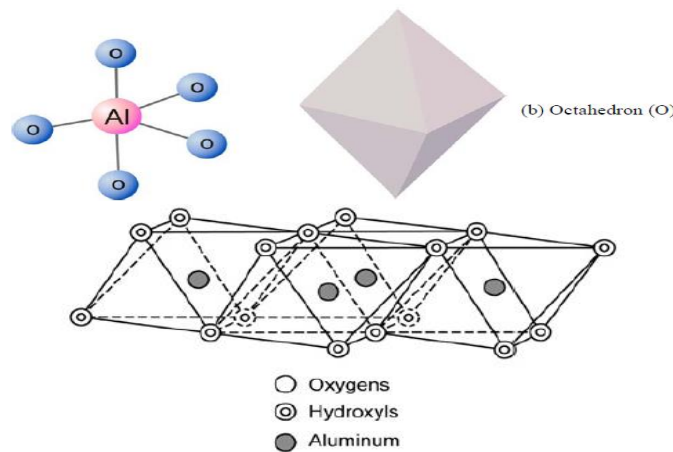


Fig. 1.1 — Croquis schématique de la feuille octaédrique.

Le deuxième motif structural est la couche tétraédrique de silice dans laquelle l'atome de silicium est équidistant de quatre oxygènes ou éventuellement des hydroxyles disposés en forme de tétraèdre avec l'atome de silicium au centre. Ces tétraèdres sont disposés pour former un réseau hexagonal répété à l'infini dans deux directions horizontales pour former ce qu'on appelle la feuille tétraédrique de silice (Fig. 1.2). La feuille tétraédrique de silice et la feuille octaédrique sont jointes en partageant les oxygènes ou hydroxyles apicaux pour former ce que l'on appelle la couche minérale d'argile 1:1 (par exemple la kaolinite) ou la couche minérale d'argile 2:1 (par exemple l'illite) comme décrit ci-dessous.

La structure et la composition des principales argiles industrielles, à savoir les kaolins, les smectites et la palygorskite-sépiolite, sont très différentes même si elles sont chacune composées de feuilles octaédriques et tétraédriques comme éléments de base. La disposition et la composition des feuilletés octaédriques et tétraédriques expliquent la plupart des différences dans leurs propriétés physiques et chimiques.

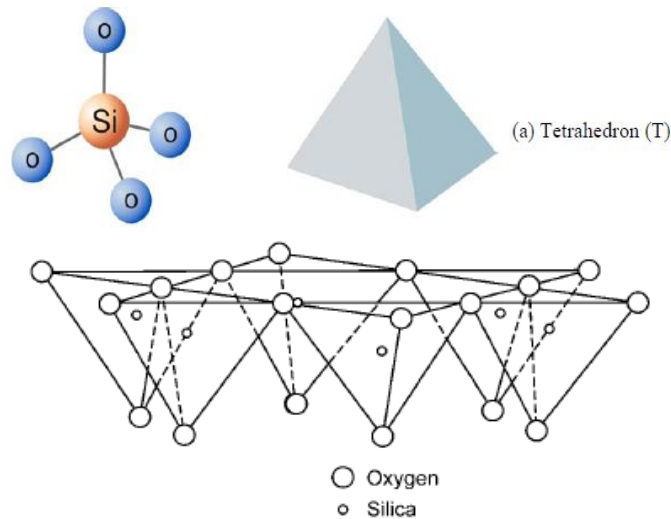


Fig. 1.2 — Croquis schématique de la feuille tétraédrique.

1.3 Principales familles des minéraux argileux

Tous les minéraux argileux sont constitués de deux feuilles de base qui sont empilées de manière caractéristique et qui incluent certains cations dans les feuilles en tétraèdre et octaèdre. Dans le domaine de l'ingénierie seuls les minéraux argileux les plus courants trouvés dans les sols dits argileux sont notés. Nous détaillerons donc, dans cette partie, les quatre familles les plus importantes et dominantes de minéraux argileux.

1.3.1 Kaolin

La structure minérale de base du kaolin comprenant les minéraux kaolinite, dickite, nacrite et halloysite est une couche d'une seule feuille tétraédrique et d'une seule feuille octaédrique. Ces deux feuilles sont combinées pour former une unité dans laquelle les pointes des tétraèdres de silice sont jointes à la feuille octaédrique. Tous les oxygènes apicaux des tétraèdres de silice pointent dans la même direction de sorte que ces oxygènes et/ou hydroxyles, qui peuvent être présents pour équilibrer les charges, sont partagés par les silicones dans la feuille tétraédrique et

l'aluminium dans la feuille octaédrique (Fig. 1.3). La formule développée de la kaolinite est $\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ et la composition chimique théorique est SiO_2 , 46.54% ; Al_2O_3 , 39.50% ; et H_2O , 13.96%.

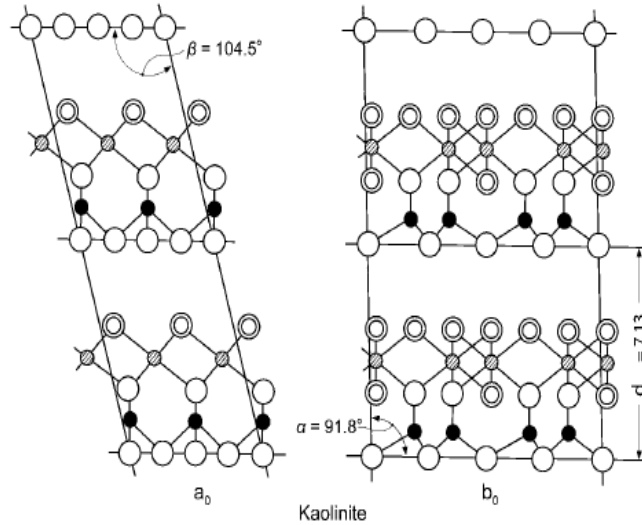


Fig. 1.3 — Croquis schématique de la structure de la kaolinite (Murray 2007).

Seuls les deux tiers des positions octaédriques sont remplis par un atome d'aluminium. Les atomes d'aluminium sont entourés de quatre oxygènes et de huit hydroxyles. La répartition des charges dans la couche de kaolinite est indiquée dans le tableau 1.1.

Tableau 1.1 — Répartition des charges de la couche de kaolinite (Murray 2007).

Ion	Charge totale
6O^{2-}	-12
4Si^{4+}	+16
$4\text{O}^{2-} + 2(\text{OH})^-$	-10 (couche partagée par les feuillets tétraédriques et octaédriques)
4Al^{3+}	+12
$6(\text{OH})^-$	-6

Les charges dans la structure de la kaolinite sont équilibrées. Les minéraux du groupe kaolin, kaolinite, dickite, nacrite et halloysite se composent des soi-disant couches 1:1 de feuilles combinées octaédriques et tétraédriques, qui sont continues dans les directions des axes a et b et sont empilées une au-dessus de la autre dans la direction de l'axe c (Fig. 1.4). Les différences dans les minéraux de kaolin sont la manière dont les couches unitaires sont empilées les unes sur les autres. L'épaisseur de la couche unitaire est de 7.13 Å.

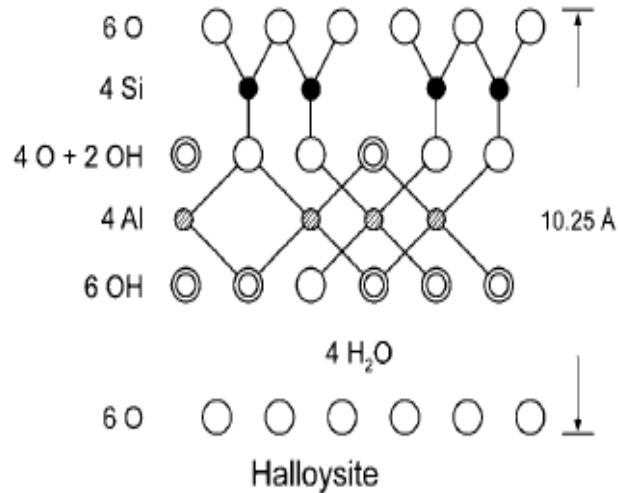


Fig. 1.4 — Croquis schématique de la structure de l'halloysite hydratée (Murray 2007).

Dans la dickite, la cellule élémentaire se compose de deux couches unitaires et dans la nacrite, de six couches unitaires. L'halloysite se présente sous deux formes : l'une hydratée, dans laquelle il y a une couche de molécules d'eau entre les couches, et l'autre déshydratée. La forme hydratée a un espacement basal de 10Å (Fig. 1.4) et la forme déshydratée de 7.2Å .

La forme de l'halloysite est constituée de tubes allongés (Fig. 1.5) tandis que la forme de la kaolinite est constituée de plaques et empilements pseudo-hexagonaux (Fig. 1.6). Le Comité international de la nomenclature a recommandé les termes halloysite 7A et halloysite 10A pour désigner les deux formes.

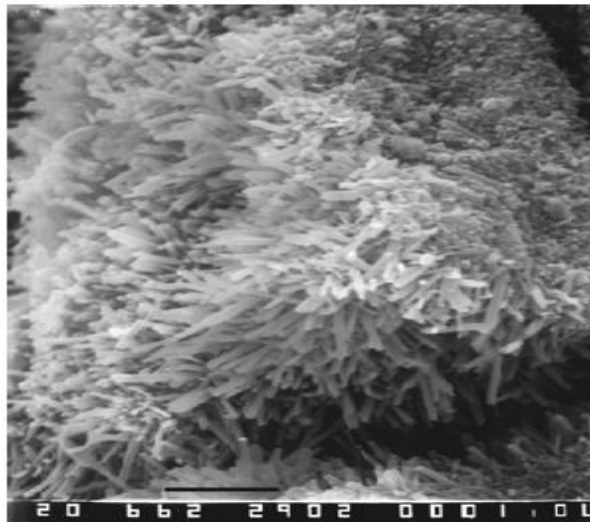


Fig. 1.5 — Micrographie électronique à balayage de l'halloysite (Murray 2007).

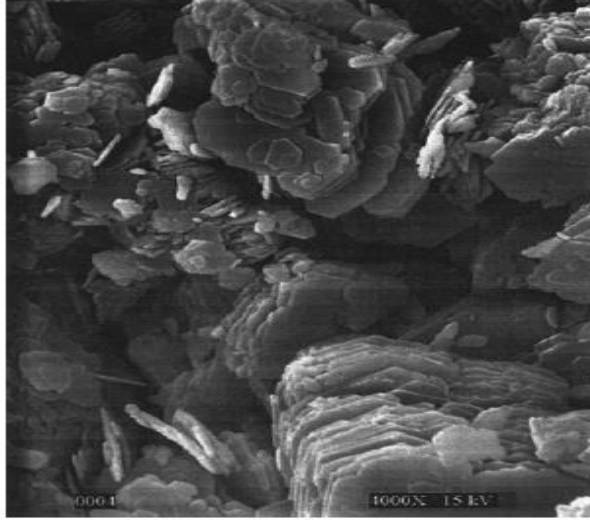


Fig. 1.6 — Micrographie électronique à balayage de kaolinite (Murray 2007).

Selon Bates et al. (1950) la forme tubulaire allongée est constituée de feuillets courbes chevauchantes de type kaolinite. La courbure se développe dans l'halloysite 10A ° en raison de l'empilement irrégulier des couches et de l'intercalaire de molécules d'eau, ce qui provoque une liaison faible entre les couches. La tendance à la courbure est causée par une légère différence de dimension de la feuille tétraédrique de silicium et de la feuille octaédrique d'alumine (Fig. 1.7).

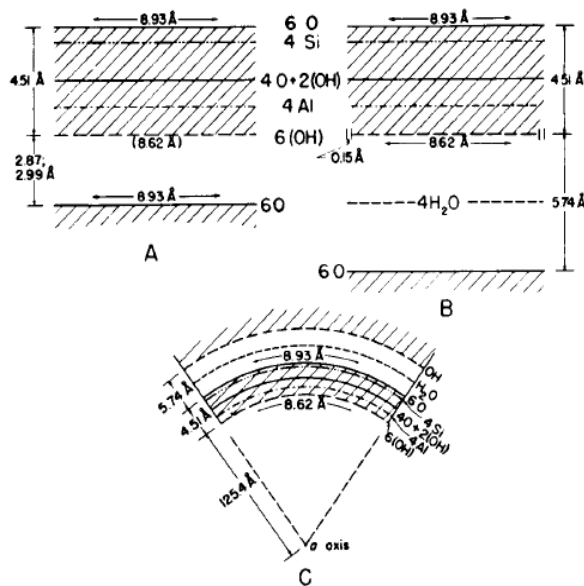


Fig. 1.7 — Croquis schématique de la structure de la kaolinite et de l'halloysite hydratée. (a) kaolinite ; (b) halloysite hydratée ; and (c) cas proposé pour la forme tubulaire de l'halloysite hydratée. (Bates et al., 1950)

1.3.2 Smectite

Les principaux minéraux de smectite sont la montmorillonite sodique, la montmorillonite de calcium, la saponite (montmorillonite de magnésium), la nontronite (montmorillonite de fer), l'hectorite (montmorillonite de lithium) et la beidellite (montmorillonite d'aluminium). Les minéraux de smectite sont composés de deux feuilles tétraédriques de silice avec une feuille octaédrique centrale et sont désignés comme un minéral de couche 2:1 (Fig. 1.8). Les molécules d'eau et les cations occupent l'espace entre les couches 2:1.

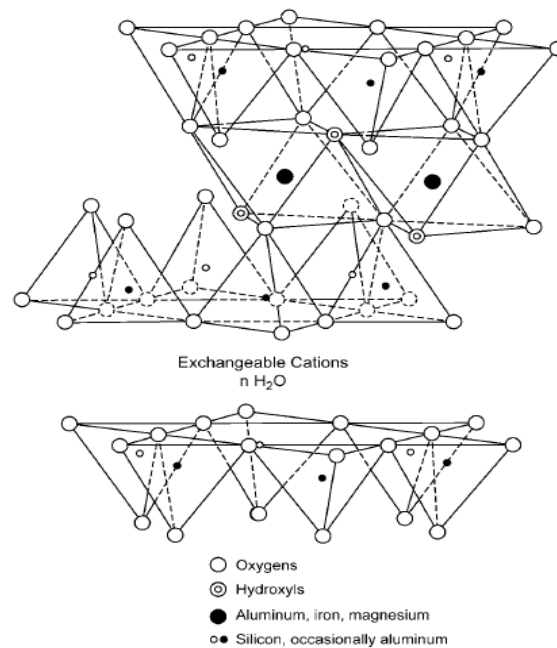


Fig. 1.8 — Croquis schématique de la structure des smectites (Murray, 2007).

La distribution de charge théorique dans la couche de smectite sans tenir compte des substitutions dans la structure est comme indiquée dans le tableau 1.2.

Tableau 1.2 — Répartition des charges de la couche de smectite (Murray 2007)

Ion	Charge totale
6O ²⁻	-12
4Si ⁴⁺	+16
4O ²⁻ + 2(OH) ⁻	-10 (Plan commun aux feuillets tétraédriques et octaédriques)
4Al ³⁺	+12
4O ²⁻ + 2(OH) ⁻	-10 (Plan commun aux feuillets tétraédriques et octaédriques)
4Si ⁴⁺	+16
6O ²⁻	-12

La formule théorique est $(\text{OH})_4\text{Si}_8\text{Al}_4\text{O}_{20} \cdot \text{NH}_2\text{O}$ (couche intermédiaire) et la composition théorique sans le matériau de la couche intermédiaire est SiO_2 , 66.7% ; Al_2O_3 , 28.3% ; and H_2O , 5%. Cependant, dans les smectites, il y a une substitution considérable dans la feuille octaédrique et une partie dans la feuille tétraédrique. Dans la feuille tétraédrique, il y a substitution de l'aluminium au silicium jusqu'à 15% (Grim, 1968) et dans la feuille octaédrique, du magnésium et du fer à l'aluminium. Si les positions octaédriques sont principalement remplies par de l'aluminium, le minéral smectite est la beidellite ; s'il est rempli de magnésium, le minéral est la saponite ; et si par le fer, le minéral est la nontronite. Le minéral smectite le plus courant est la montmorillonite calcique, ce qui signifie que le déficit de charge de la couche est équilibré par le cation intercouche calcium et eau. L'espacement basal de la montmorillonite calcique est de 14.2 \AA . La montmorillonite sodique se produit lorsque la carence de charge est équilibrée par les ions sodium et l'eau et que l'espacement basal est de 12.2 \AA . Les montmorillonites de calcium ont deux couches d'eau dans la position intercalaire et les montmorillonites de sodium ont une couche d'eau.

Les particules minérales de smectite sont très petites et de ce fait, les données de diffraction des rayons X sont parfois difficiles à analyser. Une micrographie électronique typique de la montmorillonite de sodium est représentée sur la figure 1.9. Les smectites, et en particulier les montmorillonites de sodium, ont une capacité d'échange de base élevée.

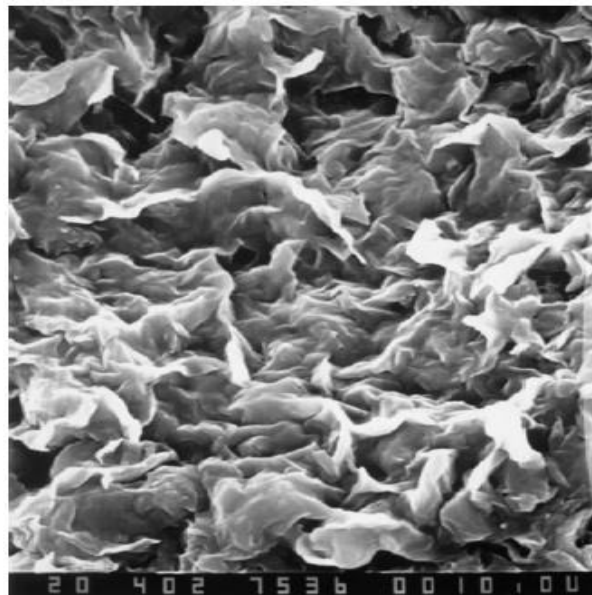


Fig. 1.9 — Micrographie électronique à balayage de montmorillonite de sodium (Murray 2007).

1.3.3 Illite

L'illite est un mica minéral argileux, qui a été nommé par [Grim et al. \(1937\)](#). La structure est une couche 2:1 dans laquelle le cation intercouche est le potassium (Fig. 1.10). La taille, la charge et le nombre de coordination du potassium sont tels qu'il s'adapte parfaitement dans l'anneau hexagonal des oxygènes des feuilles tétraédriques de silice adjacentes. Cela donne à la structure une forte liaison ionique imbriquée qui maintient les couches individuelles ensemble et empêche les molécules d'eau d'occuper la position intercalaire comme elle le fait dans les smectites. Une façon simple de penser à l'illite est qu'il s'agit d'une smectite de potassium.

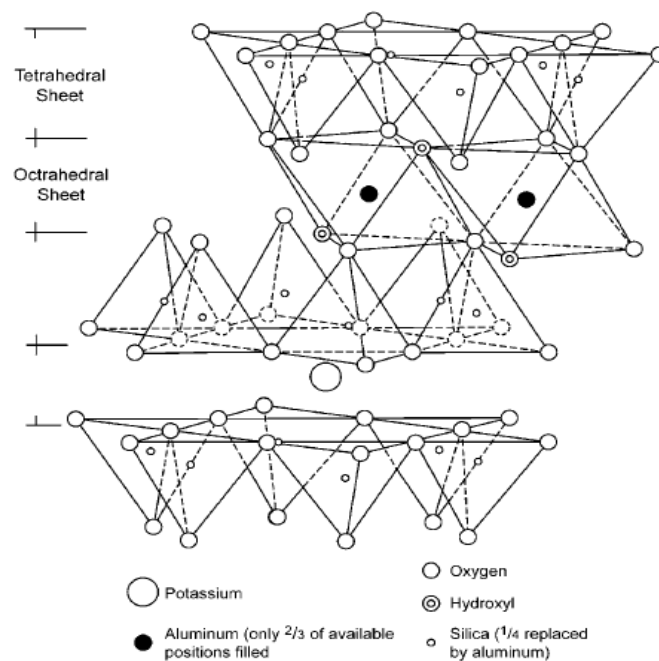


Fig. 1.10 — Croquis schématisé de la structure de l'illite ([Murray 2007](#)).

L'illite diffère de la muscovite bien cristallisée en ce qu'il y a moins de substitution de Al^{3+} pour Si^{4+} dans la feuille tétraédrique. Dans la muscovite, un quart du Si^{4+} est remplacé par Al^{3+} alors que dans l'illite seulement environ un sixième est remplacé. Aussi, dans la feuille octaédrique, il peut y avoir des remplacements de Al^{3+} par Mg^{2+} et Fe^{2+} . L'espacement basal $d(001)$ de l'illite est de 10 \AA . Une discussion plus détaillée de la structure de l'illite et de sa composition variable peut être trouvée dans [Moore et Reynolds \(1997\)](#). Le déficit de charge, en raison des substitutions par couche de cellules unitaires, est d'environ 1.30 à 1.50 pour l'illite, contre 0.65 pour la smectite. Le plus grand déficit de charge se trouve dans la feuille tétraédrique plutôt que dans la feuille octaédrique, qui est opposée à la smectite. Pour cette raison et en raison

de l'ajustement, le potassium lie les couches dans une position fixe de sorte que l'eau et d'autres composés polaires ne peuvent pas facilement entrer dans la position intercouche et également l'ion potassium n'est pas facilement échangeable. La figure 1.11 représente une micrographie électronique d'une illite fithien. Fithian, dans l'Illinois, est l'endroit où [Grim et al. \(1937\)](#) ont décrit et nommé le minéral argileux mica illite. L'illite est généralement associée à de nombreux kaolins et smectites.

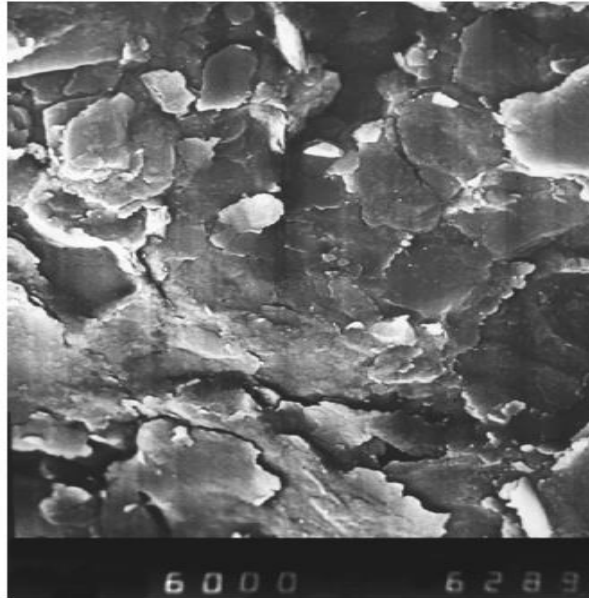


Fig. 1.11 — Micrographie électronique à balayage de Fithian, Illinois illite ([Murray 2007](#)).

1.3.4 Chlorite

Le chlorite est couramment présent dans les schistes et également dans les sous-argiles associées aux couches de charbon. Les chlorites minéraux argileux diffèrent des chlorites bien cristallisés en ce qu'il y a un empilement aléatoire des couches et également une certaine hydratation. Le chlorite est un minéral en couche 2:1 avec une feuille de brucite intercalaire ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) (Fig. 1.12). Il existe toute une gamme de substitutions de cations dans les chlorites, le plus souvent Mg^{2+} , Fe^{2+} , Al^{3+} , et Fe^{3+} . Les personnes intéressées par une discussion très détaillée de la structure du chlorite devraient consulter [Bailey \(1988\)](#).

La composition du chlorite est généralement représentée par $(\text{OH})_4(\text{SiAl})_8(\text{Mg-Fe})_6\text{O}_{20}$. La feuille de type brucite en position intercalaire a la composition générale $(\text{MgAl})_6(\text{OH})_{12}$. Comme mentionné dans le paragraphe précédent, il y a substitution considérable de Al^{3+} par Fe^{3+} , Mg^{2+} par Fe^{2+} , et de Si^{4+} par Al^{3+} . L'espacement basal $d(001)$ du chlorite est d'environ 14 \AA . Le chlorite a

été identifié dans de nombreux grès comme des revêtements sur des grains de quartz qui apparaissent sous forme de rosaces (Fig. 1.13). Le chlorite est généralement intimement mélangé avec d'autres minéraux argileux de sorte qu'il peut être identifié par l'espacement basal 14 \AA qui ne se dilate pas lorsqu'il est traité avec de l'éthylène glycol ni ne diminue à 10 \AA lors du chauffage.

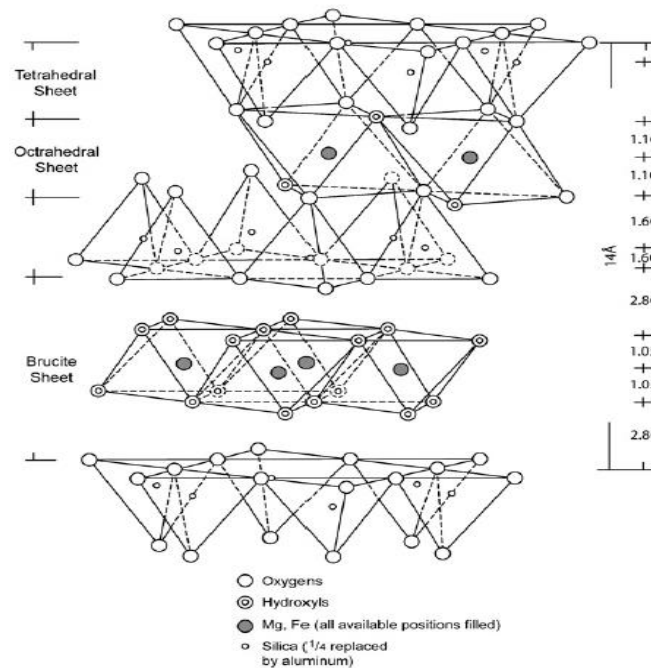


Fig. 1.12 — Croquis schématique de la structure du chlorite. (Murray 2007)

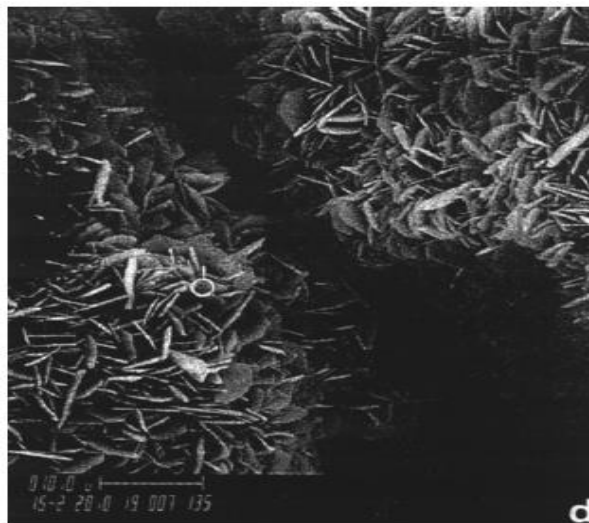


Fig. 1.13 — Micrographie électronique à balayage de chlorite. (Murray 2007)

1.4 Les sols instables

L'instabilité naturelle des sols décrit les conditions du terrain ayant une tendance aux mouvements ascendants, latéraux ou descendants du terrain. Certains mouvements associés à des risques particuliers peuvent être progressifs ou survenir soudainement et peuvent également varier d'une échelle allant des millimètres aux mètres ou aux dizaines de mètres (Fig. 1.14).

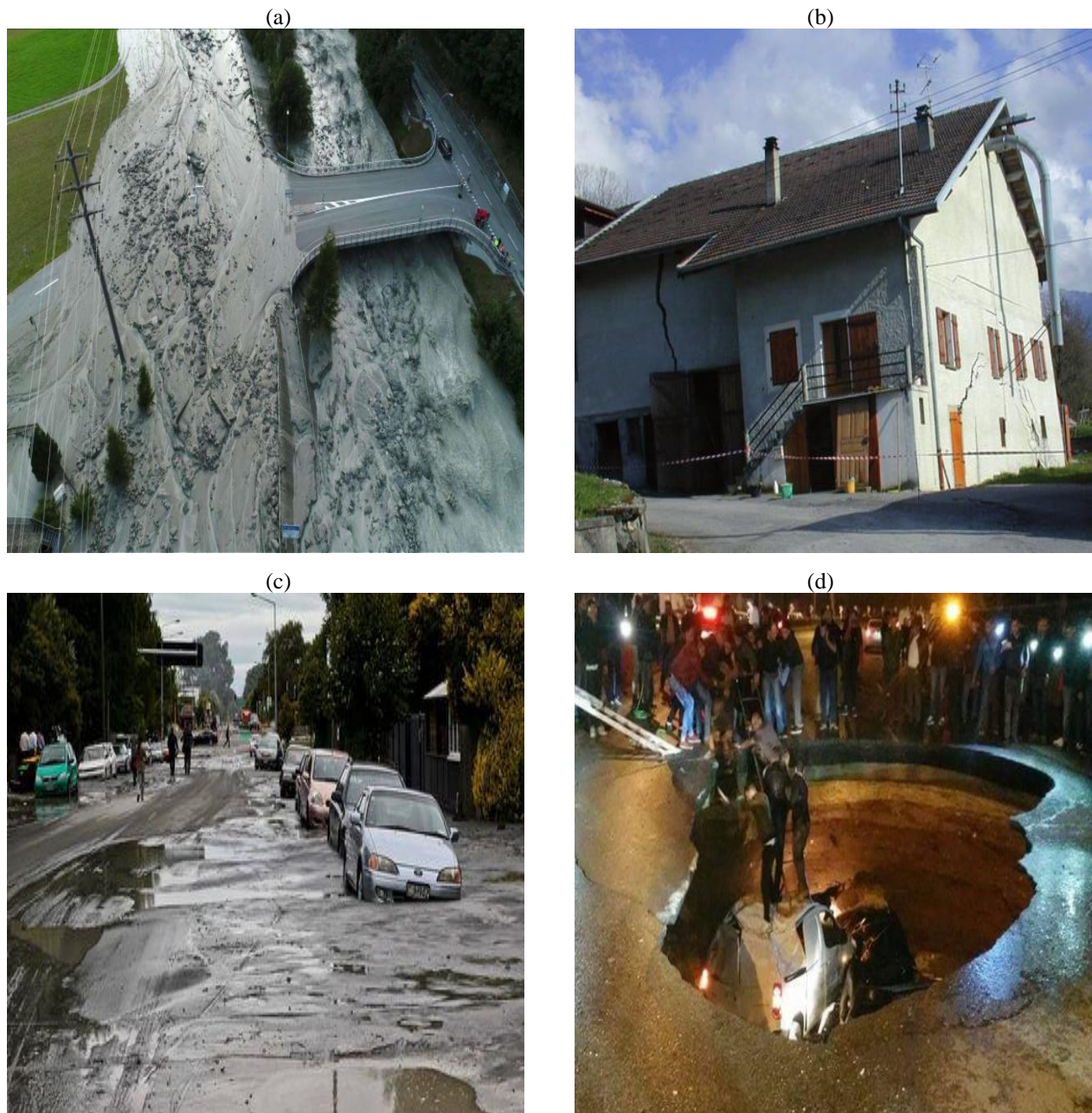


Fig. 1.14 — Les dégradations causées par l'instabilité des sols. a) Glissement de terrain en Suisse, 2011 ; b) Maison endommagée d'un tassement en Haute-Savoie, 2001 ; c) Les résultats de liquéfaction lors du séisme du 22 février 2011 en Nouvelle-Zélande ; d) Affaissement de route à Ben Aknoun-Algérie, 2016.

Les sols instables sont des sols médiocres à des propriétés indésirables qui les rendent impropres à l'utilisation, d'autre façon, ils ne sont pas capables de répondre aux exigences des projets d'ingénierie spécifique.

Les deux grandes familles des sols instables dans la géotechnique sont les sols expansifs et les sols effondrables (Fig. 1-15).

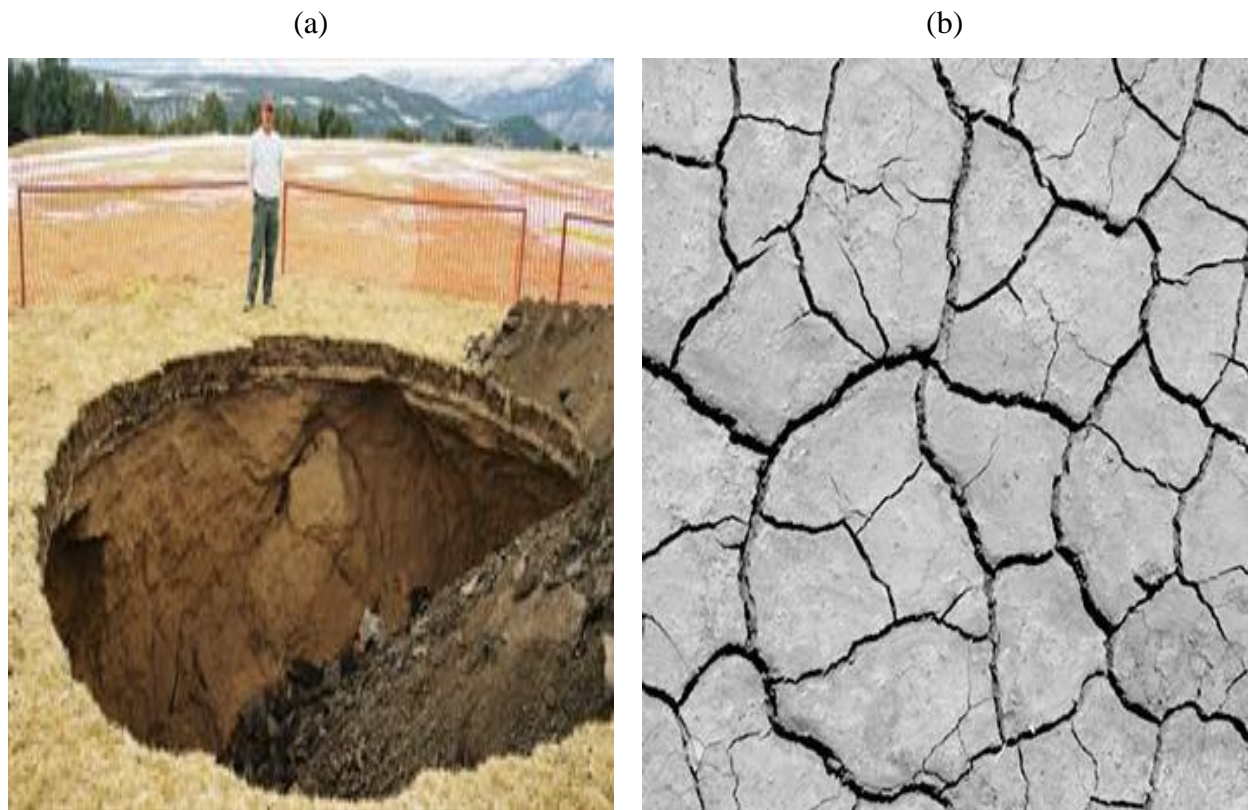


Fig. 1.15 — les deux grandes familles des sols instables. a) sols effondrables, b) sols expansifs

1.4.1 Les sols expansifs

Les sols expansifs (Fig. 1.16) sont des sols qui ont la capacité de rétrécir et/ou de gonfler, et donc de changer de volume, en fonction des changements de leur teneur en humidité. Ils contiennent généralement une forme de minéral argileux expansif, comme la smectite ou la vermiculite, qui sont capables d'absorber l'eau et de gonfler, augmentant de volume lorsqu'ils sont mouillés et rétrécissant lorsqu'ils sèchent. Plus, ils absorbent de l'eau, plus leur volume augmente. Pour les sols les plus vastes, des changements de volume de 10% ne sont pas rares (Chen 1988; Nelson et Miller 1992).

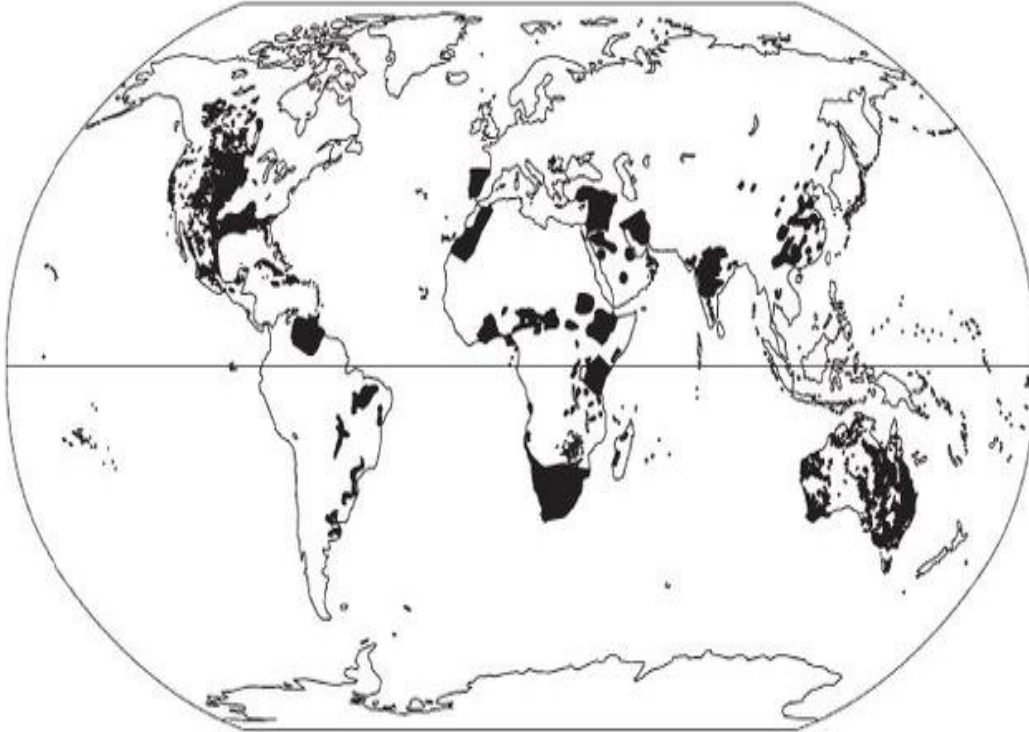


Fig. 1.16 — Répartition des sols expansifs (Nelson et al. 2015).

Le terme “sol expansif” est utilisé pour désigner des sols qui présentent des caractéristiques de plasticité moyenne à élevée, de résistance faible à moyenne, et de gonflement et de retrait élevés. Ils montrent des signes de changements de volume importants dans des conditions d'humidité variables en raison des changements saisonniers (Pillappa, 2007).

1.4.2 Les sols effondrables

Les sols effondrables consistent en des matériaux lâches qui également connus sous le nom de sols métastables. Ils sont des sols insaturés qui subissent un fort changement de volume lors de la saturation.

Les sols susceptibles de s'effondrer possèdent généralement des textures poreuses avec des taux de vide élevés et des densités relativement faibles. A leur teneur naturelle en humidité, ces sols possèdent une résistance apparente élevée, mais ils sont susceptibles de réduire considérablement le taux de vide lors du mouillage, en particulier sous charge (Fig. 1.17). En d'autres termes, la texture métastable s'effondre lorsque les liaisons entre les grains se décomposent lorsque le sol devient saturé (Culshaw et al., 2018).

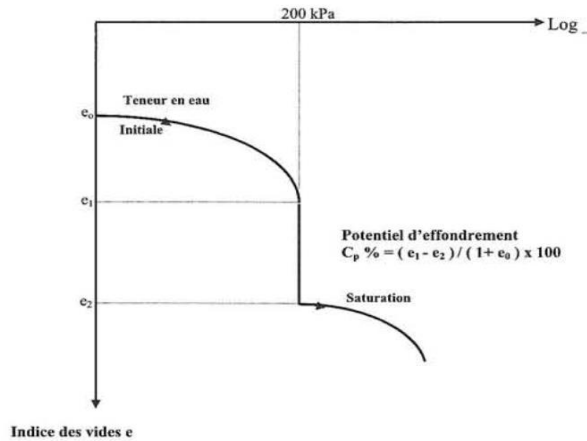


Fig. 1.17 — Courbe œnométrique typique d'un sol effondrable d'après [Knight et Jennings \(1975\)](#).

[Jefferson et Rogers \(2012\)](#) ont défini les sols collapsibles comme suit : « . . .les sols dans lesquels les principales unités structurales sont initialement disposées dans un garnissage métastable grâce à une série de différents mécanismes de liaison » Ces unités structurales comprennent à la fois des minéraux primaires individuels (non argileux) et des «peds» comprenant des minéraux primaires individuels avec des revêtements minéraux argileux et/ou des «ponts» d'argile vers d'autres particules.

1.5 Techniques d'amélioration des sols

Le sol d'un chantier de construction peut ne pas toujours convenir parfaitement aux structures de support dans son état naturel. Dans un tel cas, le sol doit être amélioré pour augmenter sa capacité portante et diminuer le tassement attendu. Ce chapitre donne un aperçu des techniques couramment utilisées pour améliorer les performances d'un sol instable.

[Chu et al. \(2009\)](#) ont déclaré que les techniques d'amélioration des sols peuvent être divisées en quatre catégories principales :

- Amélioration des sols sans adjuvants (remplacement du sol, préchargement, drains de sable, drains verticaux...)
- Amélioration des sols par adjuvants ou inclusions (colonnes de pierre, pieux de compactage de sable...)
- Amélioration des sols par stabilisation avec additifs et méthodes de jointoiement (stabilisation chimique, mélange profond, jet grouting ...)
- Amélioration des sols par des méthodes thermiques (Chauffage, Congélation)

1.5.1 Amélioration des sols sans adjuvants

Cette catégorie d'amélioration des sols est largement et couramment utilisée. Elle peut être exécutée en utilisant de nombreuses techniques, notamment l'enlèvement et le remplacement, la pré-compression, les drains verticaux et le renforcement du sol.

1.5.1.1 Remplacement du sol

Le remplacement du sol est l'une des méthodes les plus anciennes et les plus simples qui améliorent les conditions du sol porteur. L'état des fondations peut être amélioré en remplaçant les sols instables (par exemple, les sols organiques et l'argile moyenne ou molle) par des matériaux plus compétents tels que le sable, le gravier ou la pierre concassée, presque tous les sols peuvent être utilisés dans les remblais. Cependant, certains sols sont plus difficiles à compacter que d'autres lorsqu'ils sont utilisés comme couche de remplacement (Shérif, 2007).

L'utilisation d'un sol de remplacement sous des fondations peu profondes peut réduire le tassement de consolidation et augmenter la capacité portante du sol. Il présente certains avantages par rapport aux autres techniques et aux fondations profondes car il est plus économique et nécessite moins de délais de construction. Malgré les avantages du remplacement du sol, la détermination de l'épaisseur du sol de remplacement est basée sur une expérience qui dans de nombreux cas est discutable (Gabr, 2012). Varghese (2005) a déclaré que la région de forte contrainte dans une fondation peu profonde ne mesure que 1 à 1.5 de sa largeur et que cette partie peut être remplacée par un bon sol sélectionné.

1.5.1.2 Pré-compression ou préchargement

La technique de pré-compression ou de précharge consiste simplement à placer un remblai supplémentaire sur le dessus du sol (Fig. 1.18), ce qui nécessite un tassement important de consolidation avant la construction de la structure. Une fois qu'une consolidation suffisante s'est produite, le remblai peut être enlevé et le processus de construction peut avoir lieu. En général, cette technique est adéquate et la plus efficace dans les sols argileux. Étant donné que les sols argileux ont une faible perméabilité, la consolidation souhaitée prend très longtemps pour se produire, même avec une surcharge très élevée. Par conséquent, avec des calendriers de construction serrés, le préchargement peut ne pas être une solution réalisable. Par conséquent, des

drains de sable ou verticaux peuvent être utilisés pour accélérer le processus de consolidation en réduisant la longueur des chemins de drainage (Stapelfeldt, 2006; Radhakrishnan at al., 2010).

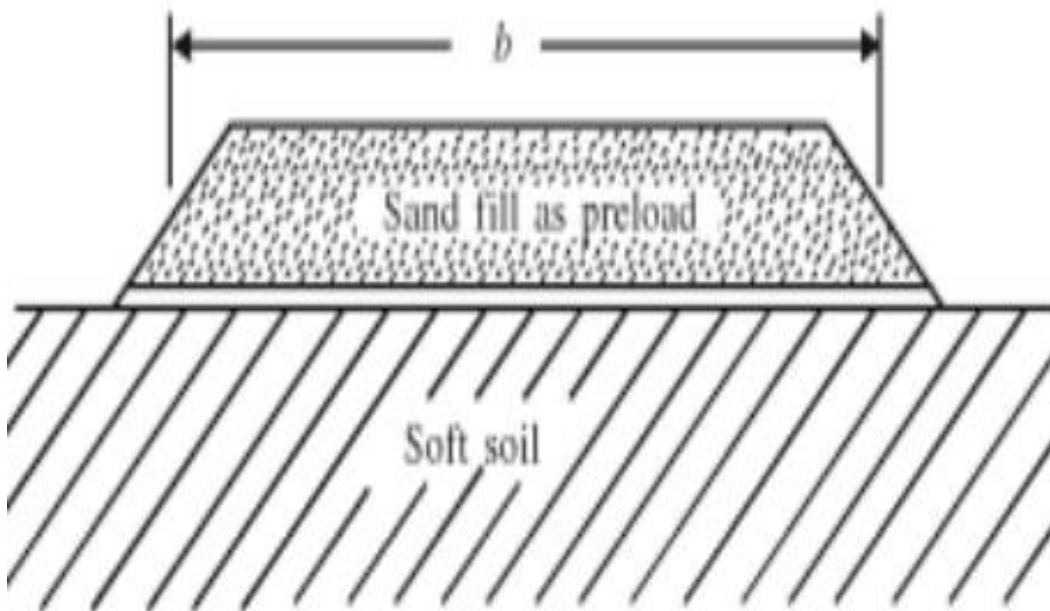


Fig. 1.18 — Amélioration des sols par préchargement (Varghese 2005)

1.5.1.3 Drains verticaux

Les drains verticaux sont une technique unique dans laquelle les drains sont installés sous une charge supplémentaire pour accélérer le drainage des sols relativement imperméables et ainsi accélérer la consolidation. Les drains permettent à l'eau de s'écouler plus rapidement pour s'éloigner du sol. Ainsi, le temps de drainage des couches d'argile peut être réduit de plusieurs années à quelques mois. Les types courants de drains verticaux sont les drains de sable et les drains verticaux préfabriqués.

a) Drains de sable

Les drains de sable sont construits en forant des trous à travers la couche d'argile en utilisant un forage rotatif, une tarière continue ou en enfonçant des mandrins creux dans le sol. Les trous sont ensuite remplis de sable (Fig. 1.19). Lorsqu'un supplément est appliqué à la surface du sol, la pression interstitielle de l'eau dans l'argile augmentera et sera dissipée par drainage dans les directions verticale et horizontale.

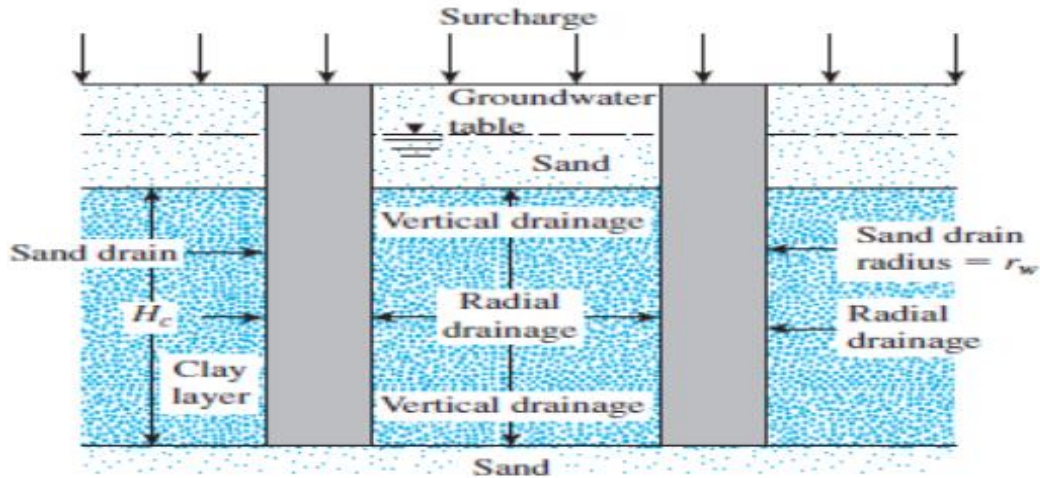


Fig. 1.19 — Drains de sable (Das 1983)

Les drains de sable peuvent fonctionner comme des tas de sable. Ils renforcent les sols meubles dans lesquels ils sont installés. Même si les drains de sable ne remplacent que 1 à 2% du volume du sol, l'amélioration globale de la capacité portante peut être supérieure à 10% (Varghese, 2005).

b) Drains verticaux préfabriqués

Les drains verticaux préfabriqués, également connus sous le nom de drains à mèche, sont constitués d'un noyau synthétique canalisé enveloppé dans un tissu géotextile, comme le montre la figure (1.20). Ils sont flexibles, durables, peu coûteux et ont un avantage par rapport aux drains de sable, c'est qu'ils n'ont pas besoin de forage.

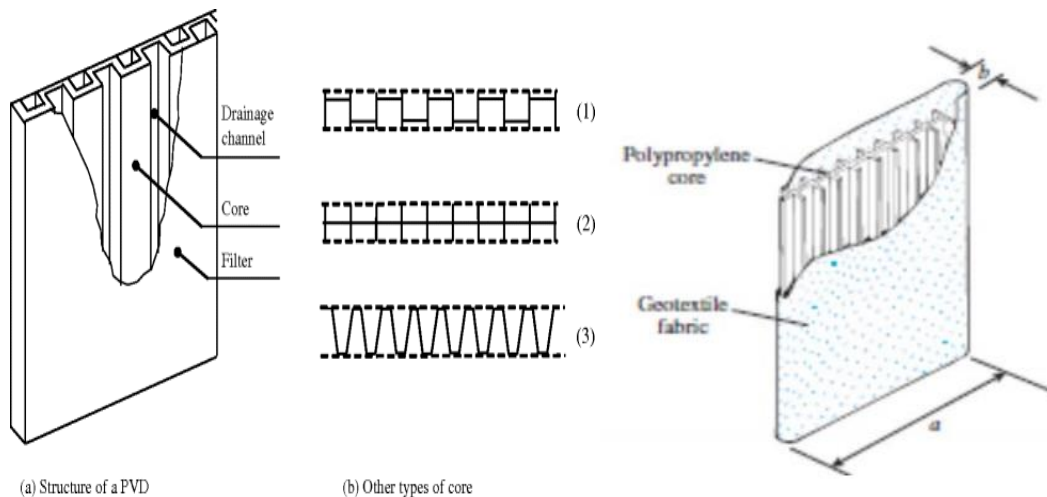


Fig. 1.20 — Drains verticaux préfabriqués (Das, 1983)

Ce procédé permet à améliorer les sols compressibles à partir d'accélération de temps de consolidation par l'implantation verticale des drains préfabriqués (plats ou cylindriques) dans le terrain suivant un maillage déterminé pour créer un passage de fuite d'eau situé à l'intérieur du sol vers des couches de sol drainantes, en surface et/ou plus profondes (Fig. 1.21).



Fig. 1.21 — Drains verticaux - Entrepôt frigorifique au Port Autonome de Guadeloupe – 2007

Généralement on utilise la méthode des drains associés à un préchargement temporaire soit par l'ajout d'un remblai ou d'autres méthode pour une totalité du tassement correspondant à la consolidation primaire et de garantir la consolidation secondaire (Fig. 1.22).

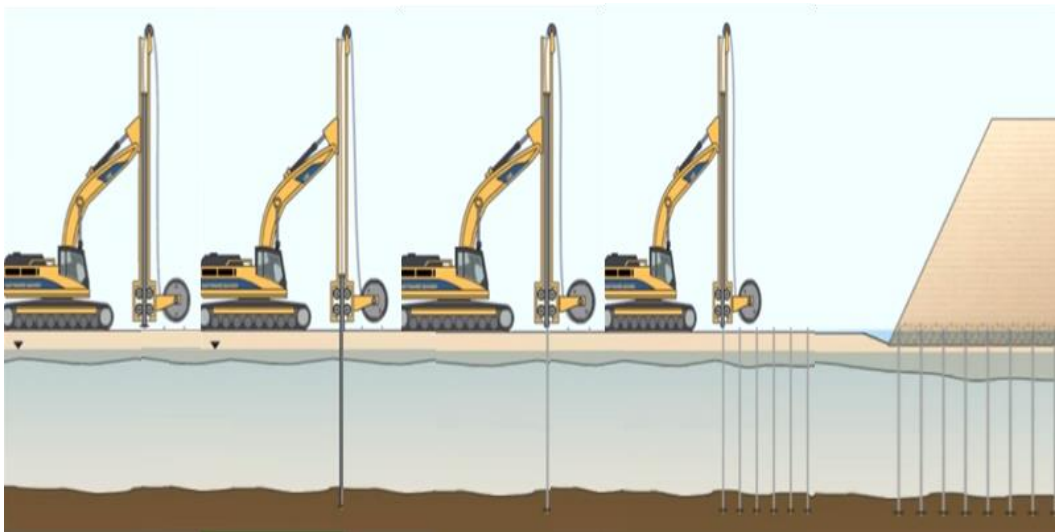


Fig. 1.22 — Principe de réalisation de la méthode des drains.

1.5.1.4 Compactage d'impact rapide

Le compactage d'impact rapide (Figs. 1.23 et 1.24) est une évolution du procédé de compactage dynamique qui a fait sa première apparition en 1951 dans le village de Robhupten (Allemagne) lors de la construction d'un barrage. Cette technique basée sur l'augmentation des caractéristiques de sol de 2 à 5 m de profondeur à partir de la chute d'une petite masse de 7 à 9 tonnes avec une fréquence élevée varié entre 40 à 60 coups par minute.



Fig. 1.23 — Extension de la plateforme Höhenhof de l'aéroport du Findel (Luxembourg) en 2009
Surface traitée 6.635 m²

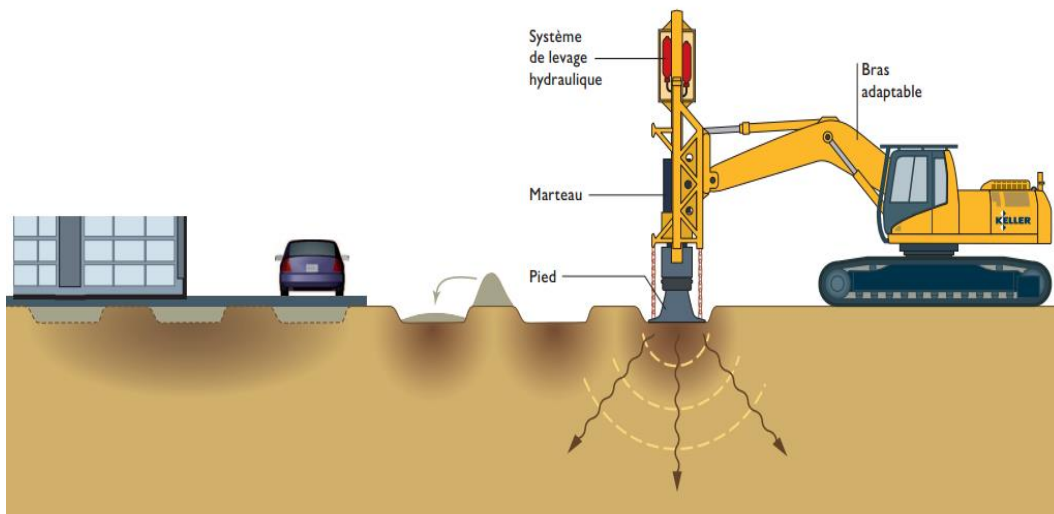


Fig. 1.24 — Principe de réalisation de la méthode de compactage d'impact rapide.

1.5.1.5 Compactage dynamique

Le compactage dynamique (DC), également connu sous le nom de compactage dynamique en profondeur, a été avancé au milieu des années 1960 par Louis Ménard. Le processus consiste à déposer un poids lourd généralement de 100 à 400 kN à plusieurs reprises d'une hauteur d'environ 5 à 30 m à la surface du sol à l'aide d'un quadrillage prédéterminé pour compacter les sols à des profondeurs pouvant atteindre 12.5 m (Figs. 1.25 et 1.26).

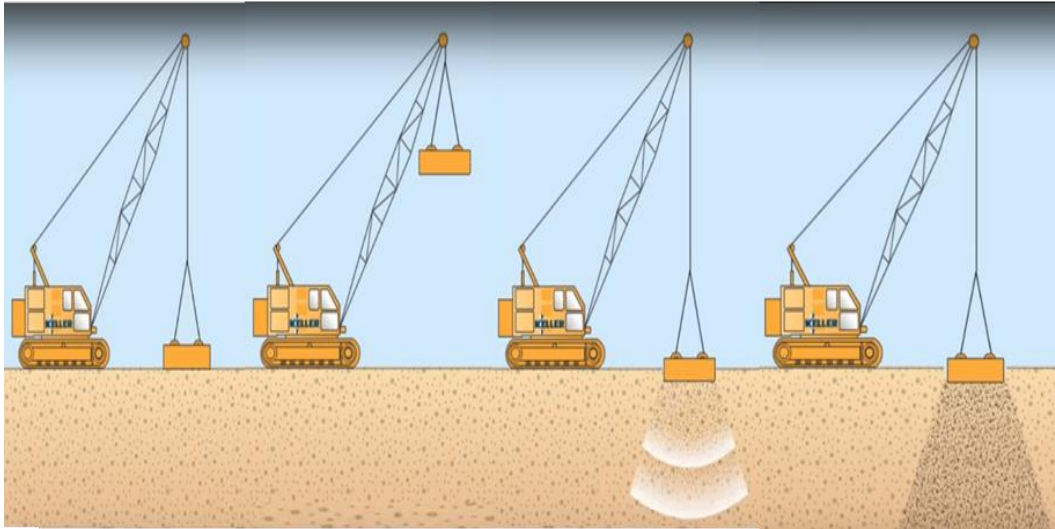


Fig. 1.25 — La méthode de compactage dynamique.

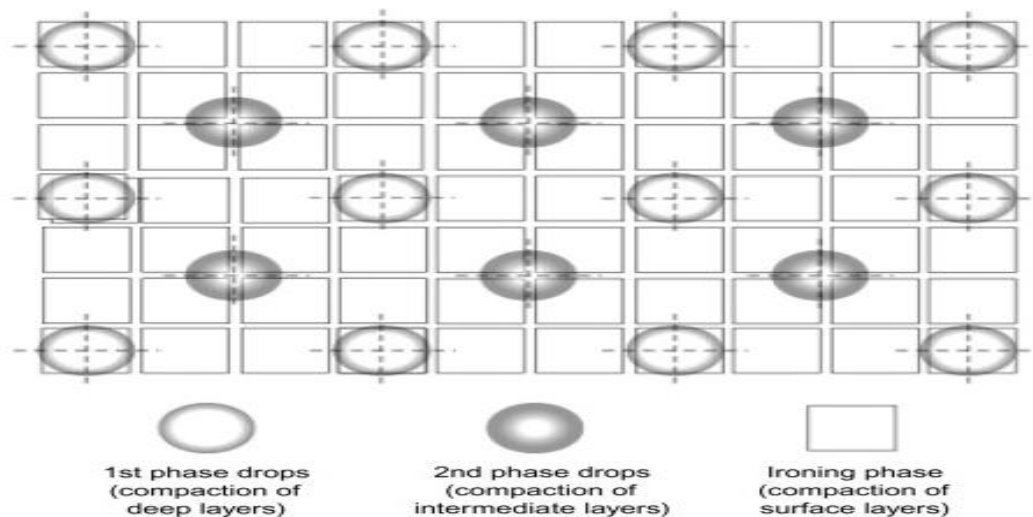


Fig. 1.26 — Exemple de grille pour la méthode de compactage dynamique (Nicholson, 2014).

Le but de cette méthode est de réduire les tassements des fondations, de réduire l'affaissement sismique et le potentiel de liquéfaction, de permettre la construction sur des remblais, de densifier les décharges d'ordures et de réduire les tassements dans les sols affaissés. Cette méthode est la plus efficace dans les sols granulaires perméables, car les sols cohésifs ont tendance à absorber l'énergie et à limiter l'efficacité de la technique.

1.5.1.6 Vibrocompactage ou vibroflottation

La technique de vibrocompactage est appelée aussi vibroflottation, cette méthode est très performante d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux et de les compacter in situ ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe, ce procédé est utilisé à des profondeurs de plus de 50 m (Figs. 1.27 et 1.28).



Fig. 1.27 — Outils utilisés à la méthode de vibrocompactage.

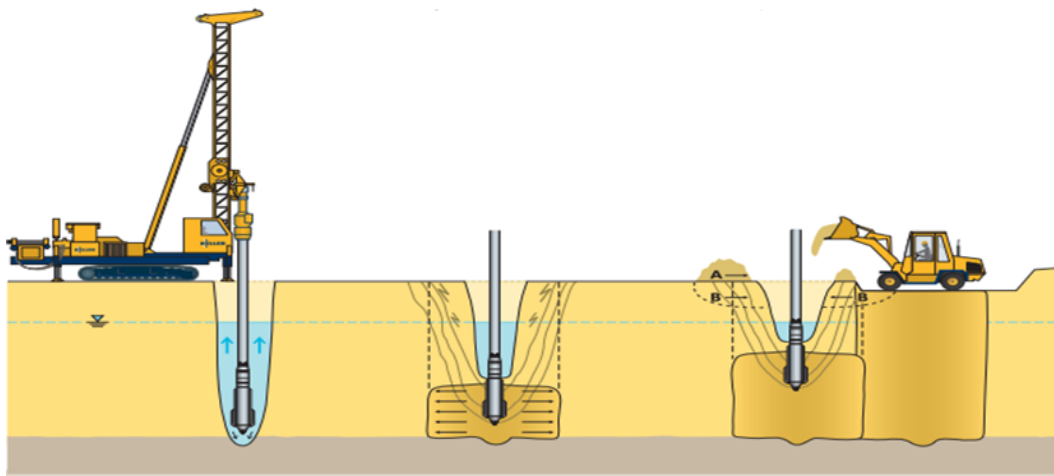


Fig. 1.28 — Principe de réalisation de la méthode de vibrocompactage.

L'effet de vibrations émises par l'outil provoque un réarrangement optimal du volume des sols et réduit les tassements et limiter le risque de liquéfaction par l'augmentation de la capacité portante des sols (la réduction de la porosité).

1.5.2 Amélioration des sols par adjuvants ou inclusions

Cette catégorie d'amélioration des sols peut également être appelée « densification in situ » car elle conduit à densifier le sol naturel existant sur le chantier. Les colonnes de pierre et les pieux de compactage de sable sont deux des techniques couramment utilisées de cette manière.

1.5.2.1 Colonnes en pierre

Les colonnes de pierre sont couramment utilisées dans les sols cohésifs pour améliorer la résistance au cisaillement, réduire le tassement excessif et accélérer la consolidation en raccourcissant les voies de drainage horizontales pour l'écoulement interstitiel (Wang, 2009).

Comme le montre la figure 1.29, les colonnes de pierre sont construites en forant des trous qui s'étendent à travers l'argile jusqu'à un sol plus ferme. Ensuite, le trou est rempli de gravier compacté (Das, 2015). Ils peuvent être installés sous forme de colonnes indépendantes ou de murs continus ou de panneaux de colonnes (Bryson and El Nagggar, 2013).

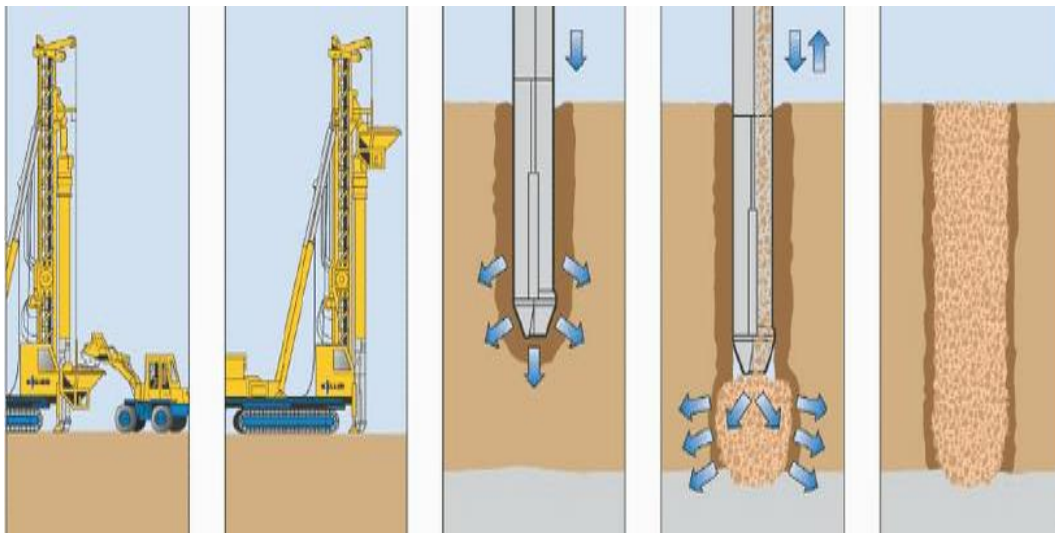


Fig. 1.29 — Processus d'installation de la colonne de pierre.

Les colonnes de pierre sont plus préférables que les drains de sable en raison de leur nature granulaire qui fournissent une résistance au cisaillement supplémentaire aux sols environnants. Ils réduisent les tassements en favorisant la voûte du sol qui transfère les charges du sol environnant aux colonnes plus rigides.

1.5.2.2 Colonnes ballastées sèches

Les colonnes ballastées sèches est une technique d'amélioration de sol généralement utilisée dans le cas des sols cohésifs, cette méthode permet de densifier le sol en profondeur créent des colonnes du ballast (gravier, matériaux naturels sans liant) afin d'augmenter la portance d'un sol et d'en réduire sa compressibilité (Fig. 1.30 et 1.31).

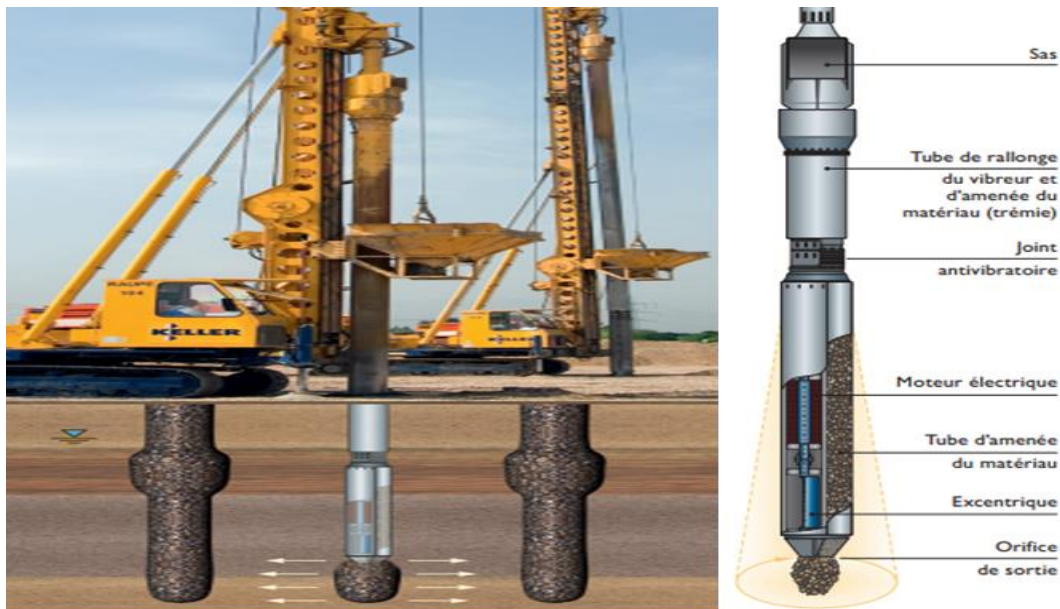


Fig. 1.30 — Outils utilisés dans la méthode des colonnes ballastées.

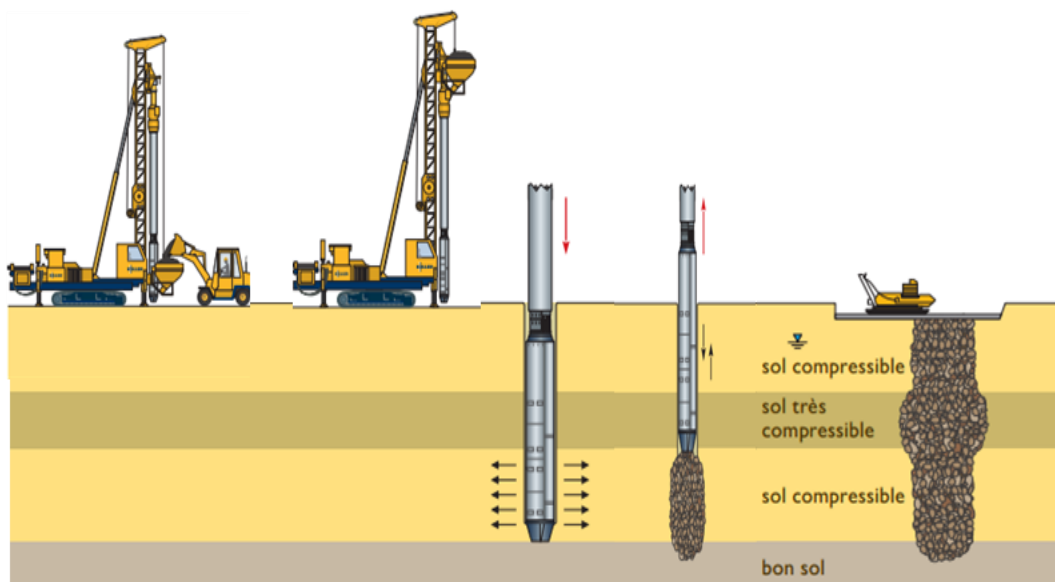


Fig. 1.31 — Principe de réalisation de la méthode des colonnes ballastées.

1.5.2.3 Les Colonnes Ballastées Injectées

La colonne ballastée injectée (CBI) peut être considérée comme une fondation profonde ou semi-profonde de diamètre inclus entre 0.5 et 0.9 m, Cette méthode a été appliquée pour la première fois en Allemagne en 1976, La CBI est constituée d'un mélange de matériaux granulaires plus de coulis de ciment (béton prêt à l'emploi) et c'est ce qui la différencie de la méthode des colonnes ballastées sèches (Figs. 1.32 et 1.33).



Fig. 1.32 — Colonnes Ballastées Injectées, Centre de Valorisation Organique (Sequedin).

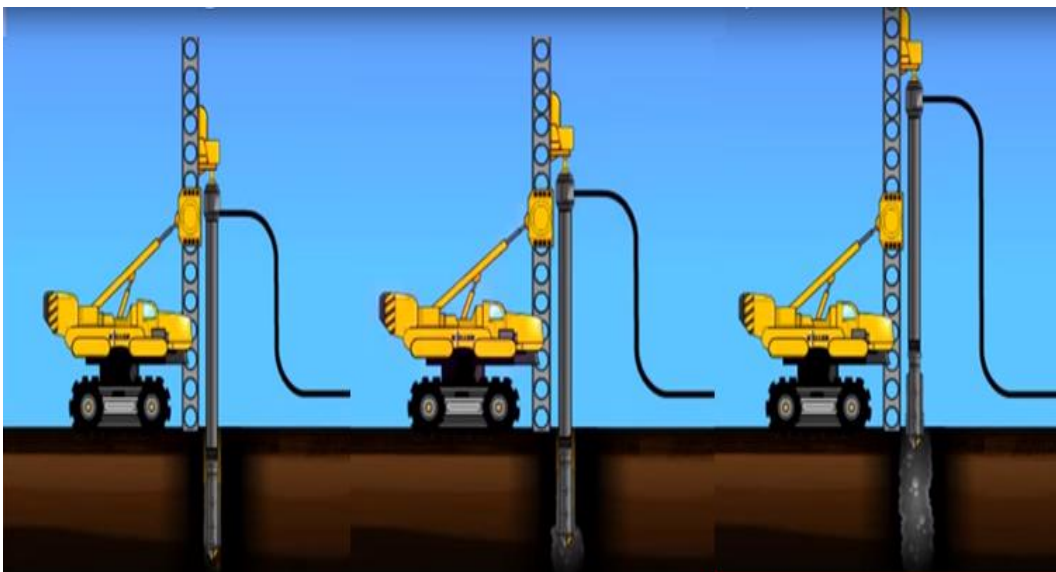


Fig. 1.33 — Principe de réalisation de la méthode des colonnes ballastées injectées.

1.5.2.4 Induction Hydraulique

L'Induction Hydraulique est une excellente méthode de compactage des sols pulvérulents (sablo-graveleux) généralement utilisée dans le cadre d'ouvrage lourds sensibles aux tassements spécialement les tassements différentiels (exemple les sites nucléaires). Cette technique est basée sur le principe de vibro-compactage mais avec l'utilisation d'un vibreur spécifique permet d'exercer en plus des vibrations horizontales (Fig. 1.34).

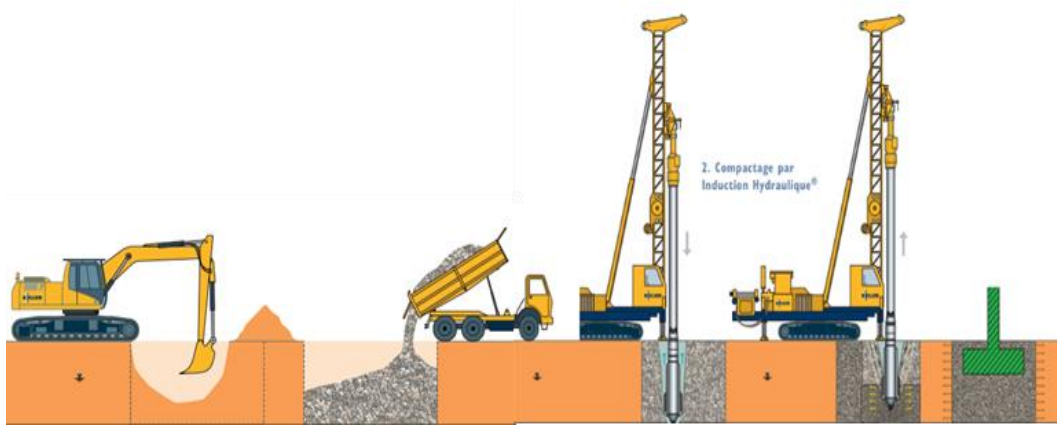


Fig. 1.34 — Principe de réalisation de la méthode d'Induction Hydraulique.

1.5.2.5 Inclusions Rigides INSER

L'origine des inclusions rigides et les pieux en bois flottant qui est apparue dans le néolithique en Angleterre pour construire des voies faites de planches. Cette méthode est basée sur l'insertion d'un réseau d'inclusions rigides verticales non armées, ce procédé est différent du système des pieux par l'absence de liaison structurelle entre les ouvrages et les inclusions. Le renforcement de sol par inclusions rigides diminue de manière très efficace les tassements sous charge (Fig. 1.35).

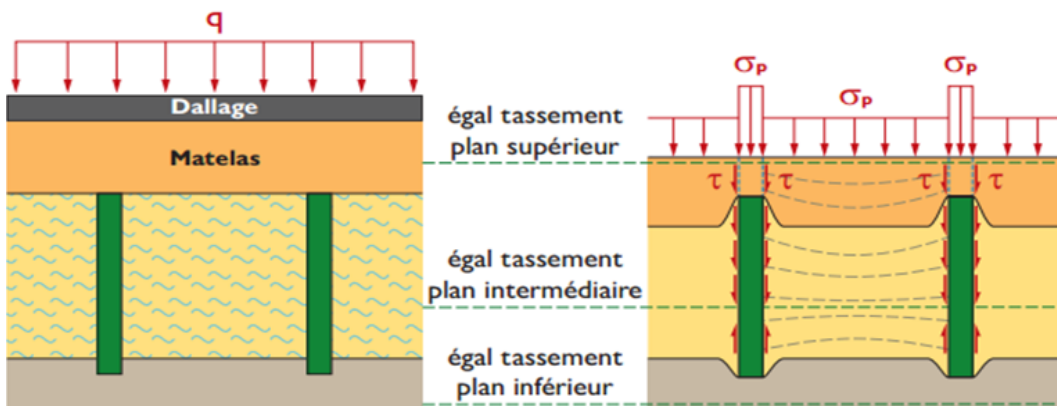


Fig. 1.35 — Fonctionnement schématique du renforcement par inclusions rigides.

Après avoir déterminé la profondeur théorique selon le cas étudié, le forage est effectué jusqu'à la profondeur finale à atteindre. Après forage jusqu'à la profondeur finale, un béton de consistance adaptée est pompé. Le béton occupe l'empreinte laissée par l'outil au fur et à mesure de la remontée (Fig. 1.36). Pendant toute la durée de réalisation d'une inclusion, les paramètres de fonçage et de bétonnage sont enregistrés et imprimés à partir d'un boîtier scellé.

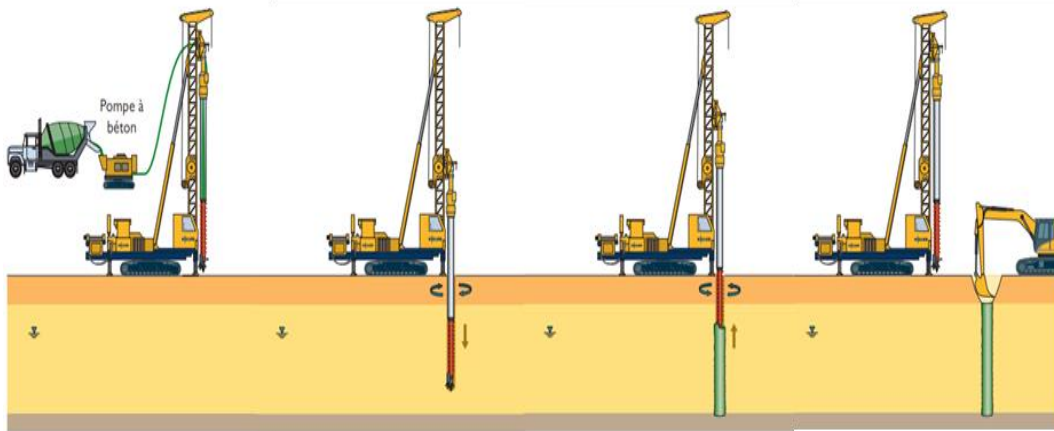


Fig. 1.36 — Principe de réalisation de la méthode d'inclusions rigides.

1.5.2.6 Colonnes à Module Mixte CMM

Cette méthode est basée sur la combinaison de la souplesse d'un renforcement de sol par colonnes ballastées et du frettage d'un renforcement de sol par inclusions rigides dans le but d'optimisation de tassement, augmentant ainsi la capacité portante du sol et en réduisant sa compressibilité, la Colonne à Module Mixte permet l'économie de pieux et de planchers portés et même de diminuer l'épaisseur de dallage (Fig. 1.37).

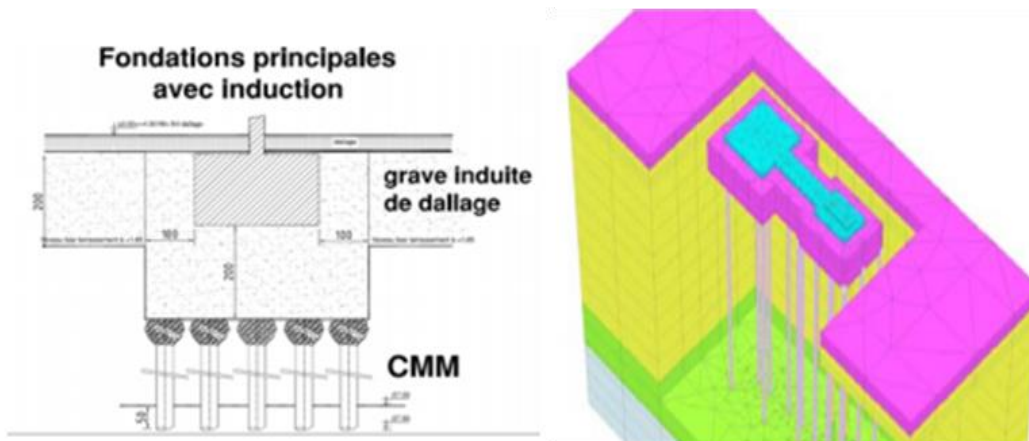


Fig. 1.37 — Modélisation de principe de la méthode de Colonne à Module Mixte.

Une Colonne à Module Mixte est constituée de deux parties principales (Figs. 1.38 et 1.39). Une inclusion rigide qui est généralement réalisée avec un outil du refoulement de petit diamètre, cet outil est descendu jusqu'à la profondeur choisie après les calculs, suivie par l'injection d'un béton ou de mortier pour occuper l'empreinte laissée par l'outil. Dans un deuxième temps, les opérateurs déposent un vibreur dans le béton frais pour réaliser une colonne ballastée qui est constituée de ballast incorporé au fur et à mesure des passes de compactages (montées et descentes successives de l'outil).



Fig. 1.38 — Outils utilisés dans la méthode de Colonne à Module Mixte. (1) Pour la partie inférieure en béton (2) Pour la partie supérieure en gravier.

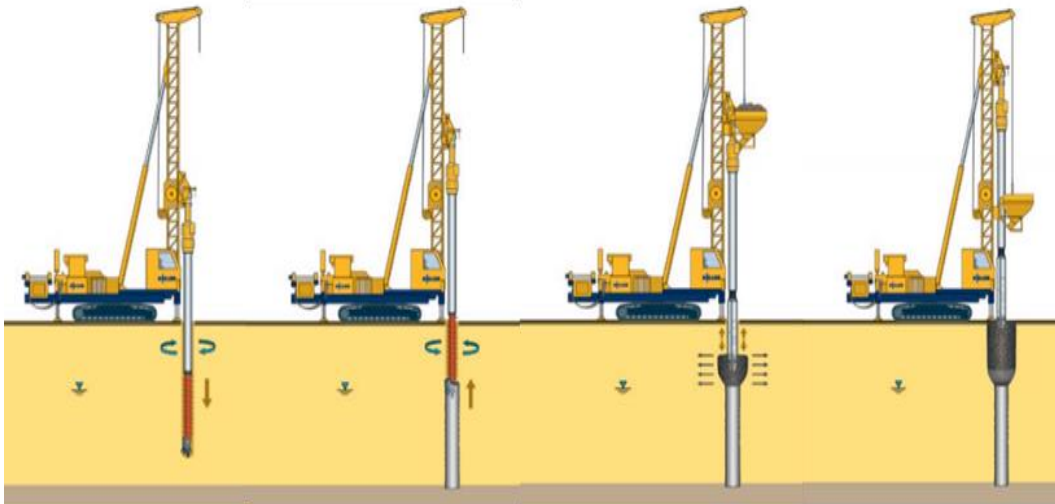


Fig. 1.39 — Principe de réalisation de la méthode de Colonne à Module Mixte.

1.5.2.7 Les Micropieux

Les micropieux sont des pieux de petit diamètre (inférieur à 250 mm) formés par le remplissage de forage par un mortier généralement équipé d'armatures, cette technique utilisée dans la reprise en sous œuvre de bâtiments ou d'ouvrages et même dans le domaine des fondations d'ouvrages neufs (Figs. 1.40 et 1.41).



Fig. 1.40 — Micropieux, Construction d'un centre logistique de 4.000 m² dans le Tirol en Autriche - Détail - 2003

Il existe quatre différents types des micropieux (I jusqu'à IV) variés en termes de la méthode de la mise en place du coulis (injection faible pression, injection globale unitaire, injection répétitive et sélective).

- Type I et II : La mise en place des armatures après le forage du sol, le mortier est coulé de manière gravitaire.
- Type III : Forage du sol, introduction des armatures, L'injection du coulis de ciment avec un tube à machettes (Injection globale unitaire).
- Type IV : Forage, mise en place des armatures, scellement par coulis de ciment (Injection répétitive et sélective).

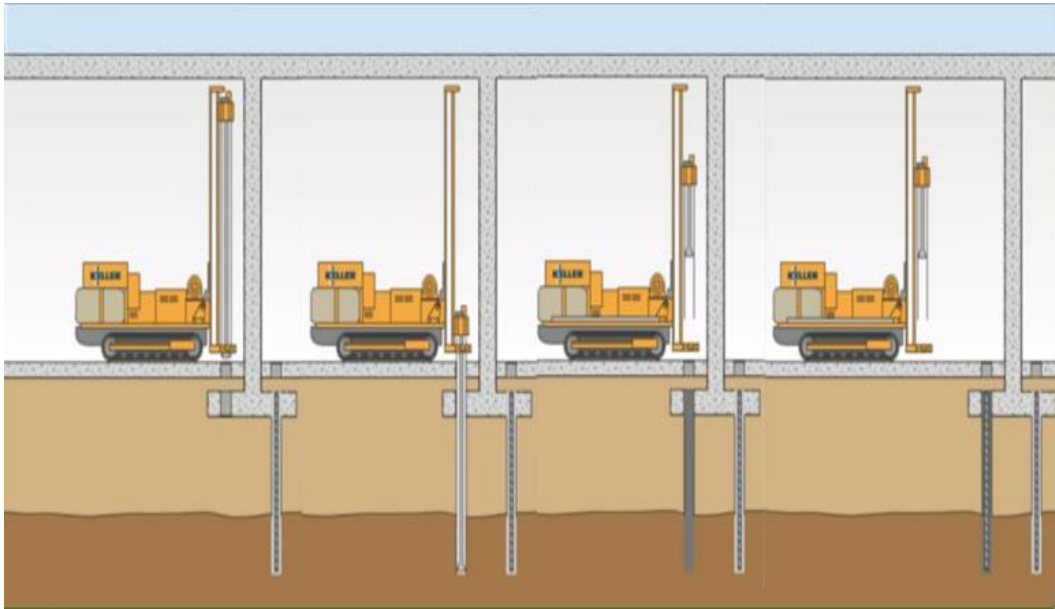


Fig. 1.41 — Principe de réalisation des Micropieux.

1.5.2.8 Pieux Eliterre

Les Pieux Eliterre sont des fondations profondes sous forme de colonnes en béton vibroforées vibrobétonées qui sont coulées in situ, Cette technique a les même procédés d'exécution des colonnes ballastées avec un possibilité d'ajouter des cages d'armatures ou des profilés métalliques dans le béton frais (Figs. 1.42 et 1.43).



Fig. 1.42 — Pieu Eliterre, Fondations profondes de la station d'épuration de Bœseghem

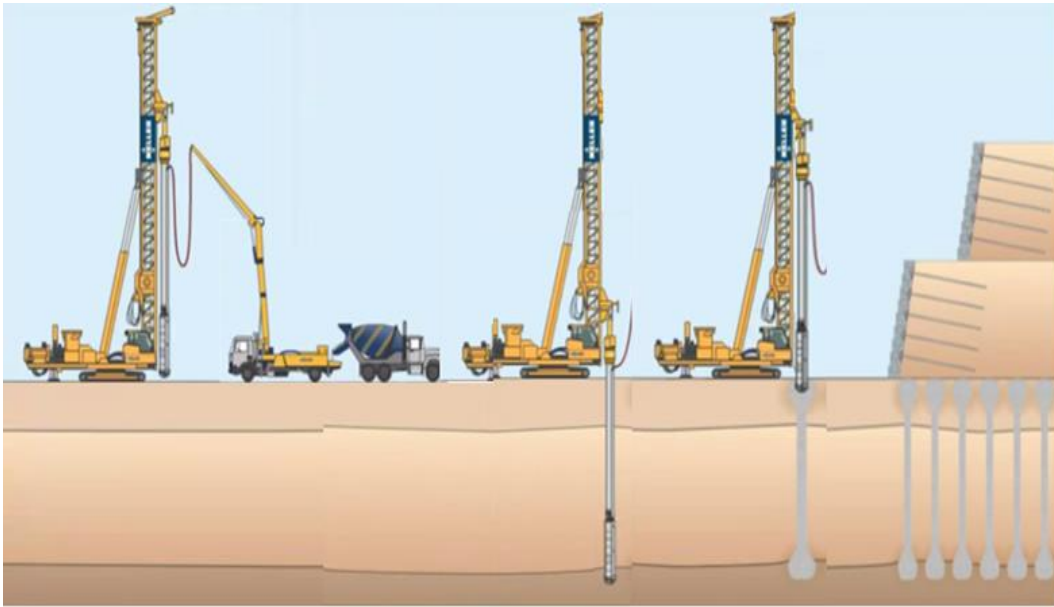


Fig. 1.43 — Principe de réalisation des pieux élite.

1.5.2.9 Pieux sécants

Les pieux sécants sont considérés comme un procédé très efficace de soutènement basé sur la construction en place des pieux en béton contigus (avec chevauchement), ce type de pieux est caractérisé par sa façon d'exécution qui dépend de deux phases, l'installation des pieux primaire (femelles) suivi par la construction des pieux secondaires (males) entre les pieux primaires. Le chevauchement des pieux est généralement de l'ordre de 8 cm (Figs. 1.44 et 1.45).

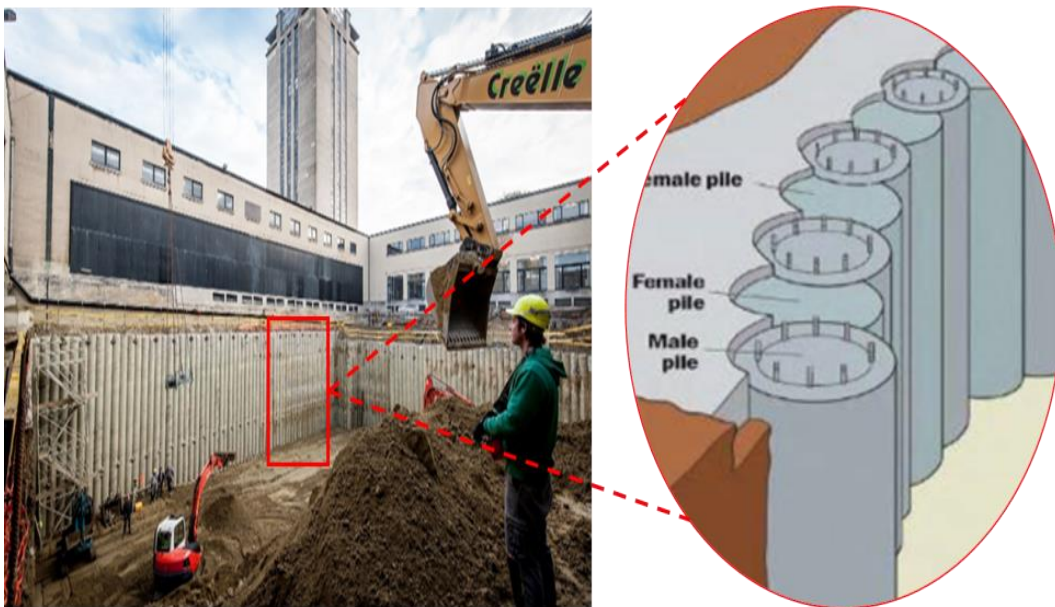


Fig. 1.44 — Pieux sécants, soutènement de fouille.

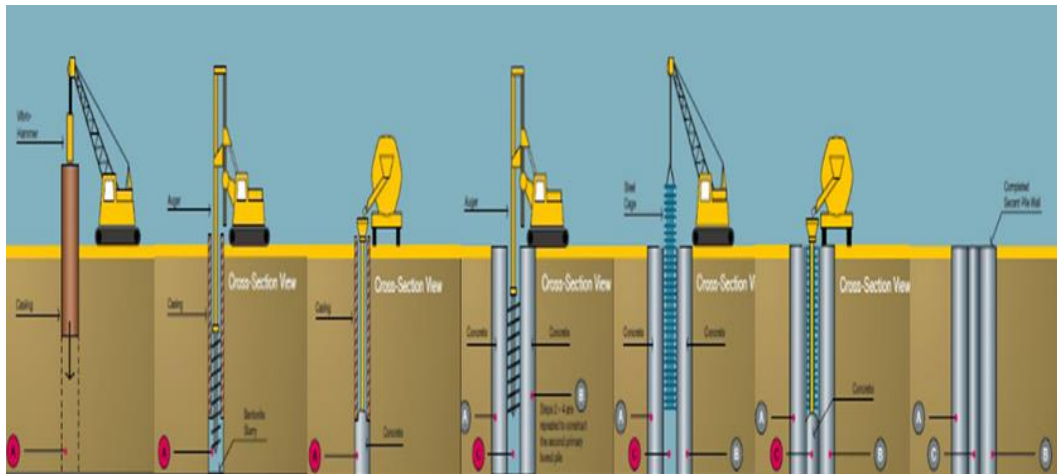


Fig. 1.45 — Principe de réalisation des pieux sécants.

1.5.3 Amélioration des sols par stabilisation avec additifs et méthodes de jointoiment (Grouting Methods)

La méthode de stabilisation du sol est largement utilisée pour améliorer la résistance du sol et réduire sa compressibilité en liant les particules de sol ensemble. Des additifs sont mélangés à la terre pour provoquer l'action de stabilisation requise.

1.5.3.1 Stabilisation chimique

La stabilisation du sol peut être obtenue en pulvérisant le sol naturel, en mélangeant un additif chimique et en compactant soigneusement le mélange (Fig. 1.46). Dans cette catégorie, la stabilisation du sol dépend principalement des réactions chimiques entre l'additif (tel que la chaux, le ciment, les cendres volantes ou leurs combinaisons) et le sol naturel pour obtenir l'effet souhaité (Makusa, 2012).



Fig. 1.46 — Stabilisation chimique.

Les principaux objectifs de la stabilisation du sol sont d'améliorer les performances du sol, d'accélérer le tassement, d'augmenter la résistance, la durabilité et de réduire la compressibilité du sol (Celaya et al., 2011).

a) *Ciment*

Le ciment est le liant le plus ancien depuis l'invention de la technologie de stabilisation des sols dans les années 60. Il est couramment utilisé pour stabiliser une large gamme de sols, à condition d'en ajouter une quantité suffisante. À mesure que la teneur en argile augmente, les sols deviennent plus difficiles à pulvériser et à travailler, et de plus grandes quantités de ciment doivent être ajoutées pour les durcir. La réaction du ciment ne dépend pas des minéraux du sol, et le rôle clé est sa réaction avec l'eau qui peut être disponible dans n'importe quel sol. Cela peut être la raison pour laquelle le ciment est utilisé pour stabiliser un large éventail de sols. (Makusa, 2012) Dans cette technique, le ciment est mélangé à l'eau et aux sols par un équipement spécial sur le site. Des réactions physiques et chimiques dans le ciment et le sol se produisent. La prise de ciment enfermera le sol sous forme de colle, mais ne changera pas la structure du sol. Le sol est durci sous forme de sol cimenté. Le processus de durcissement peut être affecté par les propriétés physiques et chimiques du sol, le rapport eau-ciment, la température de durcissement et le degré de compactage (Shao et al., 2008).

b) *Chaux*

La chaux constitue un moyen économique pour stabiliser les sols argileux. Le choix de la concentration de chaux appropriée pour la stabilisation de l'argile est basé sur l'obtention d'une valeur de pH cible. La stabilisation peut être inefficace si la concentration de l'adjuvant n'est pas adéquate pour assurer la résistance et la durabilité. Elle est généralement comprise entre 5 et 10% (Celaya et al., 2011 ; Bryson and El Nagggar, 2013). La chaux peut être mélangée au sol soit en usine, soit sur place, ou par l'injection dans le sol (Bryson and El Nagggar, 2013). Les améliorations des propriétés du sol sont attribuées aux réactions sol-chaux (échange cationique et floculation - agglomération). Dans ces réactions, les cations monovalents associés à l'argile sont généralement remplacés par des ions divalents. Floculation/l'agglomération produit des changements dans la texture de l'argile et les particules d'argile y deviennent plus grosses améliorant ainsi la résistance du sol (Rao et Rajasekaran, 1996).

c) Cendres volantes

La stabilisation des sols avec des cendres volantes de charbon est une alternative de plus en plus populaire de nos jours. Les cendres volantes sont un produit des installations de production d'électricité alimentées au charbon ; elles ont peu de propriétés cimentaires par rapport à la chaux et au ciment. La plupart des cendres volantes appartiennent à des liants secondaires ; ces liants ne peuvent pas produire seuls l'effet souhaité (Makusa, 2012). Par conséquent, l'utilisation de cendres volantes pour stabiliser l'argile doit généralement être de concert avec la chaux ou le ciment. Par exemple, les cendres volantes de "type F" sont inefficaces en tant que stabilisant sans l'addition de chaux comme source de calcium (Thomas et Dallas, 2002). Les cendres volantes et le ciment ont des impacts environnementaux importants liés à sa production en termes de consommation d'énergie élevée et d'émissions de CO₂ (Huybrechts et Denies, 2013).

1.5.3.2 Malaxage du sol profond

La méthode de mélange profond implique la stabilisation des sols à grande profondeur. Il s'agit d'une technologie de modification du sol in situ dans laquelle un liant humide ou sec (chaux ou ciment) est injecté dans le sol et mélangé avec des sols argileux in situ par un outil de mélange mécanique ou rotatif pour créer une colonne ou un panneau de colonnes (Fig. 1.47).



Fig. 1.47 — Outils utilisés à la méthode de malaxage du sol profond.

Les colonnes mixtes profondes sont similaires aux colonnes en pierre. Ils réduisent le tassement attendu en favorisant la voûte du sol qui transfère les charges sur des panneaux plus rigides plutôt que sur le sol in situ (Fig. 1.48). Mais la principale différence entre eux est que la résistance des colonnes de pierre dépend de l'angle de frottement de l'agrégat et du confinement

des sols environnants ; tandis que les colonnes mixtes profondes ont une résistance interne due à la cohésion. Les colonnes mélangées profondes sont construites de manière à ce qu'elles soient des panneaux continus et le débit des eaux souterraines sera réduit. (Bryson et El Naggar, 2013)

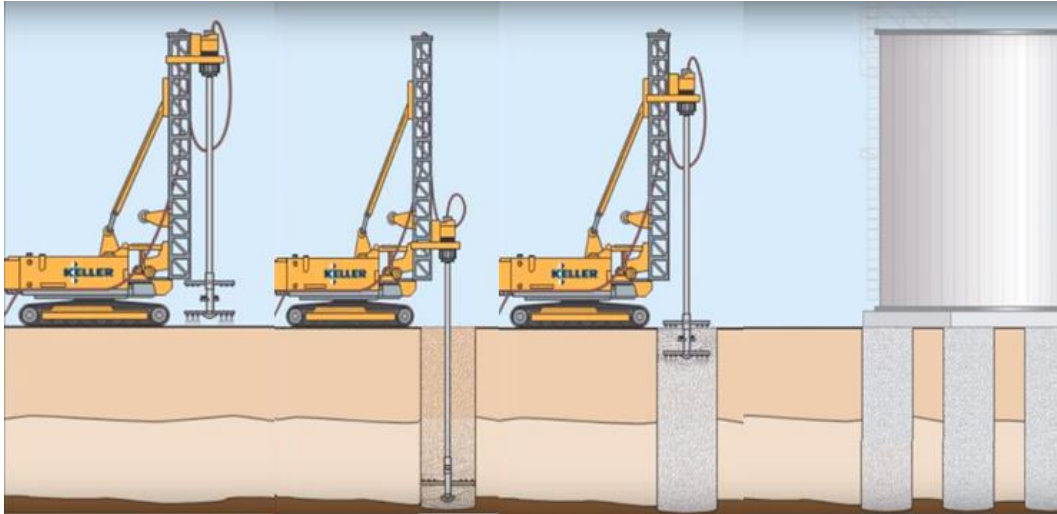


Fig. 1.48 — Principe de réalisation de la méthode de malaxage du sol profond.

1.5.3.3 Jet Grouting

Le jet grouting prouve son efficacité sur une large gamme de sols. C'est un système basé sur l'érosion. Les sols granulaires sont considérés comme les argiles les plus érodables et les moins plastiques. La technique mélange hydrauliquement le sol avec du coulis pour créer des géométries in situ du béton de sol (Fig. 1.49).



Fig. 1.49 — Renforcement du sol sous réservoirs GNL à ARZEW, en ALGÉRIE par la méthode Jet Grouting.

La perceuse rotative hydraulique est utilisée pour atteindre la profondeur de conception et à ce stade, le coulis et parfois l'eau et l'air sont pompés vers la foreuse (Fig. 1.50). Cela crée une matrice de sol à base de ciment (Burke, 2004).

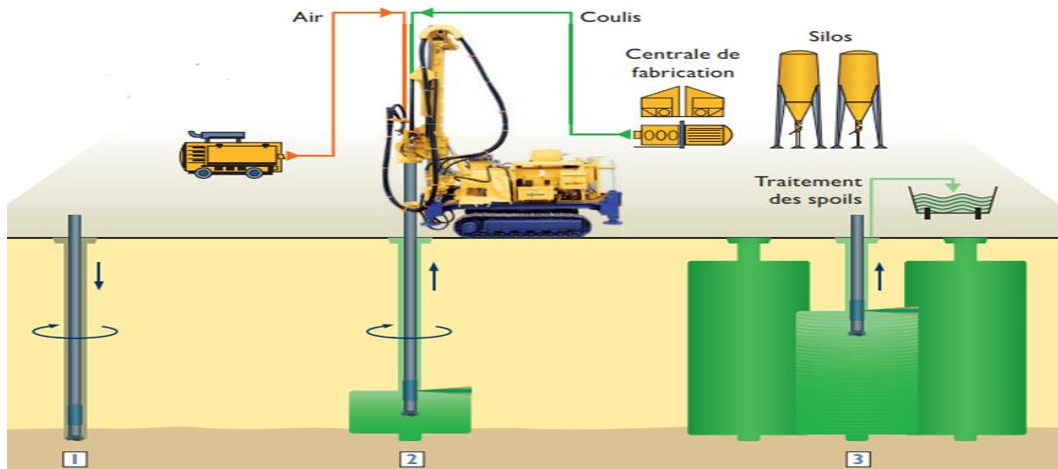


Fig. 1.50 — Principe de réalisation de la méthode de jet grouting.

1.5.3.4 Injections de compensation (Injections de claquage)

La méthode de claquage du sol (Solifracting) a été initialement utilisée dans l'industrie pétrolière et après plusieurs recherches les ingénieurs de Keller ont trouvé un moyen d'utiliser ce procédé dans le domaine de l'amélioration des sols et des fondations durant les années 60 (Fig. 1.51).



Fig. 1.51 — Injections de compensation - City Tunnel - Leipzig (Allemagne) – 2007

Ce procédé dépend de créer des petites fractures dans le sol et de les remplir par des coulis (Fig. 1.52), D'après l'injection répétitive des coulis dans les fractures fabriquées, n'importe quel

terrain peut s'améliorer surtout pour un problème de tassement, cette technique donne une grande capacité à maîtriser les tassements comme il peut provoquer des relevages des terrains.

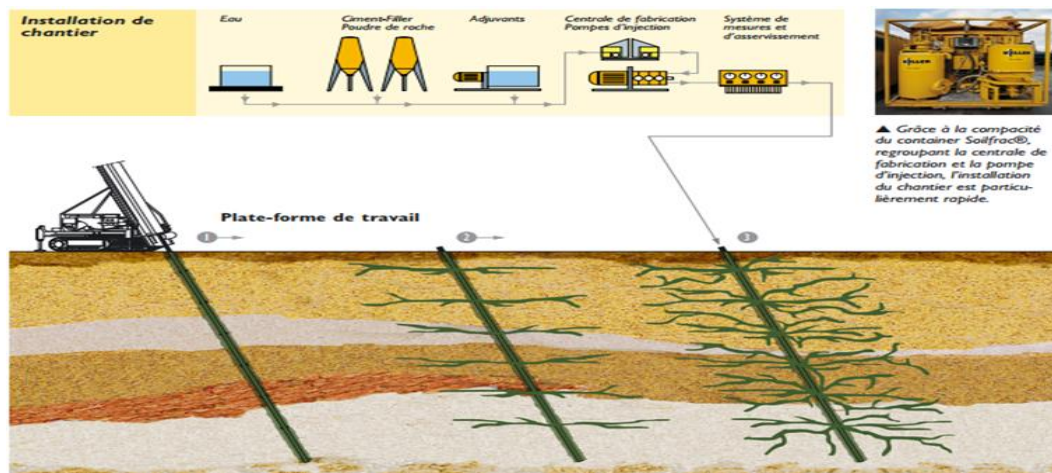


Fig. 1.52 — Principe de réalisation de la méthode Injections de compensation.

1.5.4 Amélioration des sols par des méthodes thermiques

Le chauffage ou la congélation d'un sol peut entraîner des modifications marquées de ses propriétés. Bien que les stabilisations thermiques semblent être très efficaces, l'utilisation de ces méthodes est limitée en raison de leur coût élevé.

1.5.4.1 Chauffage du sol

Raj (1999) a signalé que plus l'apport de chaleur par masse de sol à traiter est élevé, plus l'effet est important. Même une petite augmentation de la température peut entraîner une augmentation de la résistance des sols à grains fins en réduisant la répulsion électrique entre les particules, un écoulement d'eau interstitielle dû au gradient thermique et une réduction de la teneur en humidité en raison de l'augmentation du taux d'évaporation. Le tableau (1.3) montre l'effet de l'augmentation de la température sur la modification des propriétés du sol.

Tableau 1.3 — L'effet de l'augmentation de température sur les propriétés des sols argileux

Temperature	L'effet
1000 °C	Peut provoquer un séchage et une augmentation significative de la résistance de l'argile
5000 °C	Peut provoquer des changements permanents dans la structure des argiles, diminuant ainsi sa plasticité
10000 °C	Peut provoquer la fusion de particules d'argile en une substance solide

Le chauffage est appliqué au sol en brûlant des combustibles liquides ou gazeux dans des trous de forage ou en injectant de l'air chaud dans des trous de forage de 0.15 à 0.2 m de diamètre pouvant prédire une zone stabilisée de 1.3 à 2.5 m de diamètre après un traitement continu pendant environ 10 jours. Ces techniques peuvent être utilisées efficacement lorsqu'une source de chaleur importante et peu coûteuse est située à proximité du site (Raj, 1999).

1.5.4.2 La congélation du sol

La congélation du sol consiste à abaisser la température du sol jusqu'à ce que l'humidité dans les espaces poreux gèle. La congélation de l'eau interstitielle agit comme un agent de cimentation entre les particules du sol, provoquant une augmentation significative de la résistance au cisaillement et de la perméabilité (Hsai, 1991). Contrairement au chauffage du sol, la congélation du sol peut être applicable à un large éventail de types de sols, de tailles de grains et de conditions de sol. Fondamentalement, la seule exigence est que le sol soit suffisamment humide (eau interstitielle) (Nicholson, 2014). Le processus consiste généralement à installer des tuyaux à double paroi dans le sol (Fig. 1.53). Un liquide de refroidissement circule dans un circuit fermé. Une installation de réfrigération est utilisée pour maintenir la température du liquide de refroidissement.

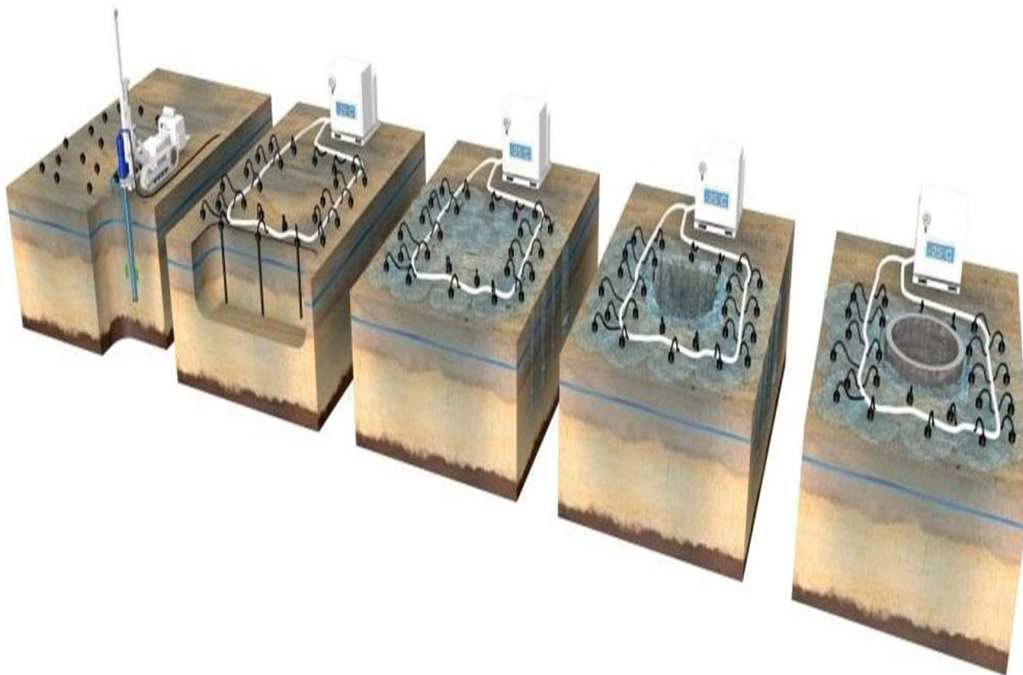


Fig. 1.53 — Principe de réalisation de la méthode de congélation du sol.

1.6 Conclusion

Il existe de nombreuses techniques d'amélioration des sols instables disponibles qui peuvent être utilisées dans le but d'augmenter la capacité portante, d'améliorer la résistance au cisaillement et à la compression et de réduire le changement de volume du sol tel que le gonflement et le tassement. Les facteurs intervenant dans le choix entre les différentes techniques d'amélioration sont assez divers tels que les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la destination de l'ouvrage à installer sur le sol étudié, la disponibilité des matériaux à utiliser ainsi que l'état de l'environnement.

Comme décrit dans ce chapitre, une large gamme de méthodes d'amélioration des sols est disponible comme solution pour la stabilisation des sols, mais ces méthodes sont coûteuses et nécessitent un haut niveau de connaissances, ce qui n'est pas toujours permis dans les pays en développement comme l'Algérie. En outre, la méthode d'amélioration chimique des sols par l'ajout de la chaux, de ciment ou d'autres ajouts cimentaires reste la plus utilisée et la moins coûteuse.

Notre pays l'Algérie, se caractérise par l'abondance à la fois de la chaux et de la pouzzolane naturelle, qui sont considérées comme des matériaux naturels qui ont une amélioration importante sur les sols instables, en même temps sont considérées comme des matériaux respectueux de l'environnement. Ainsi, une synthèse bibliographique détaillée sera développée dans le chapitre suivant afin de connaître l'état d'avancement des recherches basées sur l'étude de l'effet de la chaux, de la pouzzolane et de leur combinaison sur les sols argileux.

Chapitre 2

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE DES TRAVAUX EFFECTUÉS SUR L'EFFET DE CHAUX, POUZZOLANE ET LEUR COMBINAISON SUR LES SOLS ARGILEUX

2.1 Introduction

2.2 Effets de la chaux

2.3 Effets de la pouzzolane

2.4 Effets de la combinaison chaux/pouzzolane

2.5 Conclusion

2.1 Introduction

Les minéraux argileux sont des particules très fines avec une activité électrochimique très élevée. Cette activité est produite par l'interaction entre les particules chargées électriquement (Davis 1955). La présence d'une faible teneur en minéraux argileux dans les sols naturels modifie considérablement leurs propriétés géotechniques (Holtz and Kovacs 1981). Les sols argileux fins ont une grande surface spécifique et une grande capacité d'échange d'ions cationique qui produisent une plasticité élevée, une capacité de changement de volume élevée telle que le gonflement et le retrait, une compressibilité élevée et une faible capacité portante (Davis 1955 ; Cernica 1995). En raison de ces mauvaises propriétés, les sols argileux sont considérés comme un problème majeur pour les ingénieurs en génie civil. Il existe plusieurs techniques pour améliorer ces sols, telles que les méthodes mécaniques, hydromécaniques, thermiques et chimiques comme indiqué dans le chapitre précédent (Dembicki et al. 1980 ; Kirmani 2004 ; Bryson and Naggar 2013).

Le coût élevé du renforcement ou du remplacement des sols argileux fins par des matériaux résistants répondant aux exigences du projet a conduit les chercheurs à développer des méthodes alternatives moins coûteuses. Les techniques de stabilisation chimique des sols sont l'une de ces méthodes basées sur le mélange des sols avec différents additifs minéraux. Dans ce contexte, de nombreuses recherches et études expérimentales ont été menées concernant l'effet des additifs minéraux sur les propriétés géotechniques des sols argileux stabilisés tels que la chaux (Bell 1989 ; Da Rocha et al.2016 ; Vitale et al.2017), le ciment (Osula 1996 ; Long et al.2019 ; Senneca et al. 2020), les cendres volantes (Okagbue et Yakubu 2000; Sezer et al.2006; Jafer et al.2018), la pouzzolane naturelle (Harichane et al.2011a, b; Harichane et al.2018) et le laitier (Diamond et al. 1963; Cokca et al. 2009).

Selon la littérature, plusieurs facteurs peuvent affecter l'efficacité de la stabilisation chimique du sol. Ils peuvent être classés en quatre groupes: (1) les caractéristiques des sols (structure du sol, minéraux argileux, distribution granulométrique, indice de plasticité, capacité d'échange cationique, pH, teneur en sulfate et matière organique), (2) les caractéristiques des liants (types de liant, teneur en liant, réaction physico-chimique), (3) les procédures de mélange et de compactage (pulvérisation, uniformité de mélange, teneur en eau de moulage, densité sèche), (4) les

procédures de durcissement (temps de durcissement, conditions de stockage, température, humidité) .

L'objectif principal de ce chapitre est d'établir une synthèse bibliographique sur l'effet de la chaux, la pouzzolane et leur combinaison sur les sols argileux.

2.2 Effets de la chaux

La stabilisation à la chaux des sols cohésifs est l'une des méthodes chimiques les plus utilisables en raison du faible coût de la chaux et de l'efficacité des traitements d'amélioration (Diamond et al., 1963 ; Bell, 1996 ; Al-Mukhtar et al., 2010 ; Jha et Sivapullaiah, 2015 ; Garzon et al., 2016). La stabilisation à la chaux des sols argileux entraîne généralement une diminution de la plasticité, des changements de volume et une augmentation de la taille des particules, de la résistance mécanique.

2.2.1 Effet de la chaux sur la plasticité

La stabilisation à la chaux des sols argileux a un effet instantané sur leur consistance en diminuant leur plasticité avec le changement de la structure de sol dispersé à floculé ce qui provoque une réduction considérable de la surface spécifique des particules d'argile. En conséquence, le sol traité devient plus friable et plus facile à manipuler ou à compacter. Généralement, une petite quantité de chaux est suffisante pour modifier la consistance du sol. Selon Bell (1989), cette quantité varie de 1 à 3% de chaux (point de fixation de la chaux) en rapport avec la teneur et le type de minéraux argileux présents dans le sol. Le même résultat a été obtenu par Kinuthia et al. (1999) où il a constaté qu'une teneur en chaux variant entre 1 et 3% est suffisante pour modifier les propriétés du sol alors qu'une teneur variant de 2% à 8% en chaux est nécessaire pour la stabilisation du sol.

Selon la littérature, on peut noter qu'il existe deux comportements différents qui gouvernent la variation de la limite de liquidité lorsqu'on traite des sols cohésifs à la chaux. Islam et al. (2019) ont constaté que l'augmentation de la teneur en chaux de 0 à 12% diminuait la limite de liquidité de 6% par rapport à la valeur initiale (Fig. 2.1). Le même comportement de réduction de la limite de liquidité a été observé par Harichane et al. (2018) où il a traité un sol gris argileux très plastique (CH) avec l'utilisation de 4, 8 et 10% de chaux. De plus, Jha and Sivapullaiah (2015) ont traité une argile de forte compressibilité (CH) avec l'addition de 2, 4 et 6% de chaux. En

outre, [Cheng and Huang \(2018\)](#) ont noté que la limite de liquidité est passée de 64.3% à 68.1% après l'ajout de 3% de chaux au sol étudié, après cette teneur la limite de liquidité a diminué (Tableaux 2.1). Le même comportement a été observé par [Kinuthia et al. \(1999\)](#), [Sakr et al. \(2009\)](#) et [Harichane et al. \(2018\)](#).

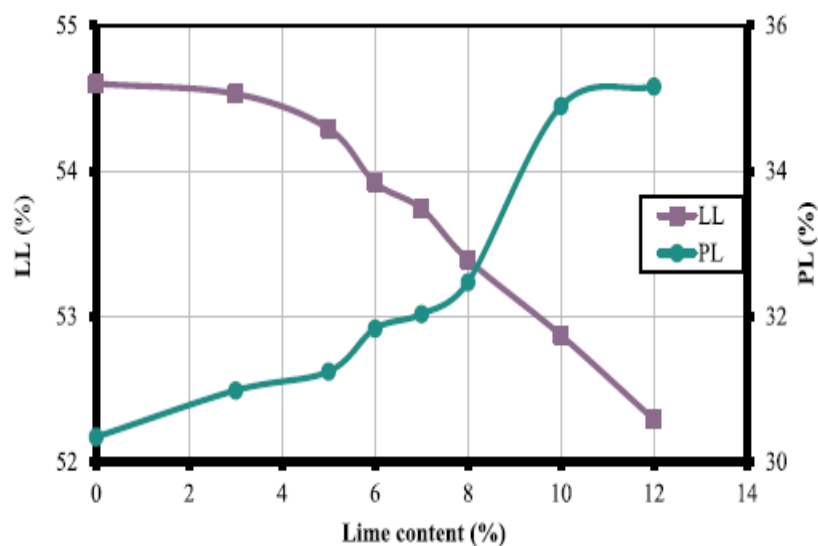


Fig. 2.1 — Variation de la limite de liquidité et de la limite de plasticité en présence de différents pourcentages de chaux. ([Islam et al. 2019](#)).

Tableau 2.1 — Limites d'Atterberg des sols de coton noir (BCS) non stabilisé et stabilisé à différents pourcentages de chaux ([Cheng and Huang 2018](#)).

Échantillons	Limite de liquidité (%)	Limite de plasticité (%)	Indice de plasticité (%)
Sol non traité	64.3	33.6	30.7
1% Chaux	65.6	35.7	29.9
3% Chaux	68.1	41.9	26.2
6% Chaux	63.4	45.8	17.6
9% Chaux	58.3	50.0	8.3

D'après [Jha and Sivapullaiah, \(2015\)](#), la variation de la limite de liquidité est basée sur deux facteurs principaux qui sont variation de l'épaisseur de la double couche électrique diffuse et la modification de la structure des particules du sol. En effet, l'addition de chaux à un sol expansif provoque une augmentation considérable du pH, qui libère des cations de calcium (Ca^{2+}) et des anions d'hydroxydes (OH^-), ces ions sont instantanément adsorbés et intercalés dans les minéraux argileux et remplacent une partie de leurs cations constitutifs, conduisant à une réduction de

l'épaisseur de la double couche électrique diffuse (DDL) et par conséquent, à une réduction de la limite de liquidité du sol traité. La structure du sol passe d'un agencement relativement dispersé à un agencement flocculé, ce qui augmente la résistance au cisaillement au niveau des particules. La réduction de la limite de liquidité du sol argileux de type montmorillonite est dû au changement de la DDL. [Jha and Sivapullaiah \(2015\)](#) et [Sridharan et al. \(1988\)](#) ont noté que pour les sols kaoliniques, la variation de la limite de liquidité ne dépend pas de l'épaisseur de la DDL, mais de la structure du sol (disposition des particules) qui est à l'origine de l'attraction inter-particulaire et les forces répulsives. Cependant, la limite de liquidité des sols riches en quartz augmente sensiblement après traitement avec un faible pourcentage de chaux. Ces deux facteurs provoquent une augmentation de la limite de plasticité pour les sols argileux stabilisés à la chaux.

La limite de plasticité est définie comme la teneur en eau correspondant à une certaine résistance au cisaillement du sol à sa position remodelée, après avoir ajouté de la chaux aux sols argileux, à la fois la viscosité du fluide interstitiel et la concentration de charge augmentent, ce qui augmente la résistance au cisaillement inter-particulaire, donc la limite de plasticité augmente ([Dash and Hussain, 2012](#)).

2.2.2 Effet de la chaux sur les caractéristiques du compactage

Le comportement mécanique des sols tels que la rigidité, la résistance, la perméabilité et le changement de volume est directement lié aux caractéristiques de compactage du sol étudié. Généralement, la densité du sol dépend de la teneur en eau, lorsque la densité sèche augmente avec l'augmentation de la teneur en eau jusqu'à une valeur maximale (densité sèche maximale) correspondant à une teneur en eau dite optimale. C'est pour cette raison que les échantillons de sol sont préparés selon le couple « la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale ».

[Liu et al. \(2019\)](#) ont trouvé qu'avec une augmentation de la teneur en chaux, la courbe de compactage se déplace vers le bas mais sur le côté droit, indiquant que la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale diminue à mesure que la teneur en chaux augmente et que la courbe de compactage des sols traités à la chaux est également plus plate que celle des sols naturels (Fig. 2.2). Le même comportement a été observé par [Garzón et al. \(2016\)](#), [Islam et al. \(2019\)](#) et [Bell \(1989\)](#) où ils ont constaté que la conception du sol stabilisé à la chaux est proportionnelle à la quantité de chaux ajoutée (plus de chaux entraîne une diminution de la densité sèche maximale et une teneur en eau optimale plus élevée).

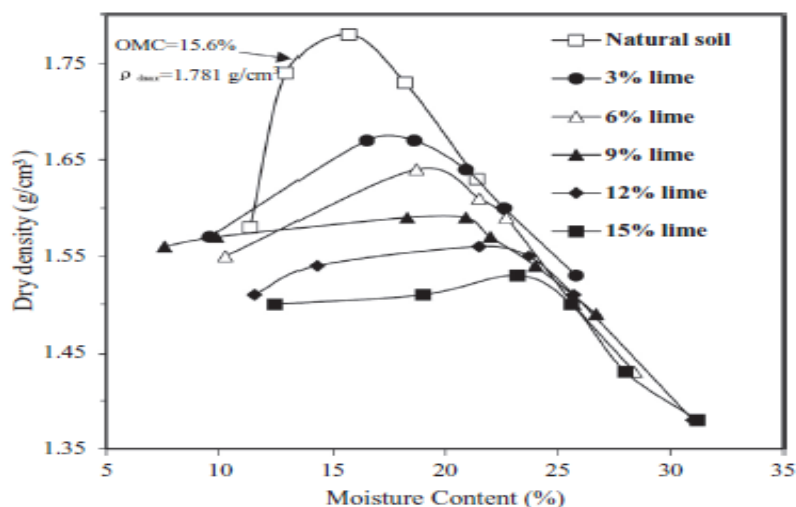


Fig. 2.2 — Courbes de compactage des limons traités avec différentes teneurs en chaux (Liu et al. 2019).

Ce comportement peut s'expliquer par la réaction entre la chaux et les particules d'argile lorsque le sol devient plus floclé, ce qui conduit le sol traité à la chaux à avoir de mauvaises performances de compactage qui diminuent la densité sèche maximale. D'autre part, la teneur en eau optimale a augmenté en raison de l'augmentation de l'eau nécessaire à la production des réactions pouzzolaniques entre les particules d'argile (alumine et silice) et le calcium (issu de l'addition de chaux).

2.2.3 Effet de la chaux sur la conductivité hydraulique

La stabilisation à la chaux a un effet important sur la conductivité hydraulique (CH) du sol, l'idée la plus courante est que la stabilisation des sols à la chaux entraîne une augmentation considérable de la conductivité hydraulique du sol traité par rapport au sol témoin.

Garzon et al. (2016) ont montré que la conductivité hydraulique des sols argileux à forte compressibilité augmentait avec l'augmentation de la teneur en chaux lorsque la conductivité hydraulique du sol étudié passait de 2×10^{-11} à 2×10^{-9} après l'ajout de 7% de chaux (Fig. 2.3), ces résultats peuvent s'expliquer par la réduction de la densité sèche maximale et l'augmentation de la taille des pores inter-flocs du sol traité. Le même comportement a été observé par Yıldız and Soğancı (2012) où ils ont traité à la fois l'argile d'Aksaray et l'argile de Doğanhisar dans deux cas comme avec et sans gel-dégel, le coefficient de perméabilité du sol étudié est passé de 7×10^{-7} et 5×10^{-9} à 1×10^{-5} et 1×10^{-6} après l'addition de 6 % de chaux, respectivement.

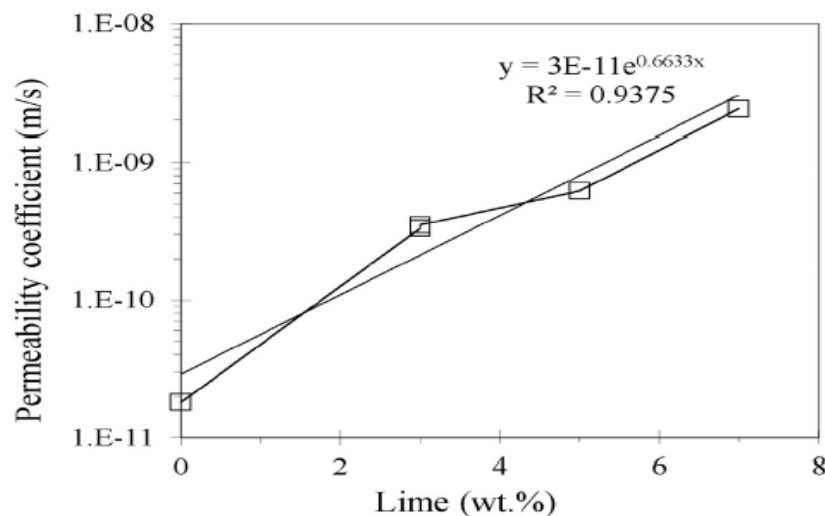


Fig. 2.3 — Coefficient de perméabilité à l'eau en fonction de la teneur en chaux pour l'argile phyllite compacte selon la méthode Proctor modifiée (Garzón et al. 2016).

D'autre part, [Jha and Sivapullaiah \(2015\)](#) ont noté que la conductivité hydraulique du sol traité à la chaux a un comportement complexe (Fig. 2.4), lorsque le coefficient de perméabilité du sol traité augmente avec l'ajout de 2 % et 4 % de chaux, cette augmentation de la perméabilité du sol attribue un tissu plus ouvert en raison de l'agrégation des particules du sol par des réactions à court terme (échange cationique et floculation/agglomération). Par contre, le coefficient de perméabilité a diminué avec l'ajout de chaux jusqu'à 6% à différentes périodes de durcissement. Cependant, l'occupation des vides avec formation de composés cimentaires conduit à la réduction du coefficient de perméabilité du sol même à des périodes de cure plus courtes avec l'ajout de 6% de chaux. En outre, une réduction de la perméabilité est observée avec les périodes de durcissement ; cela est dû à la réduction de la taille des pores en remplissant avec des composés cimentaires supplémentaires. Le même comportement a été observé par [Cuisinier et al \(2011\)](#) et [Locat et al \(1996\)](#).

Afin d'expliquer la variation de la conductivité hydraulique des sols stabilisés à la chaux, [Cuisinier et al \(2011\)](#) ont démontré que la conductivité hydraulique du sol traité est liée au plus grand volume de pores. Par conséquent, malgré la diminution de la densité sèche maximale du sol limoneux traité avec une teneur en chaux croissante, son effet sur la conductivité hydraulique est limité. En effet, selon [Locat et al \(1996\)](#), la variation de la conductivité hydraulique des sols argileux traités à la chaux est attribuée à la floculation et aux réactions pouzzolaniques où la conductivité hydraulique du sol augmente à la première réaction en raison de la formation d'une

structure de sol en structure ouverte. D'autre part, la formation de minéraux secondaires (résultat des réactions pouzzolaniques) crée une modification majeure du réseau microporeux qui diminue la conductivité hydraulique. Ainsi, la conductivité hydraulique est liée à la quantité de chaux, qui augmente avec l'ajout de la teneur en chaux jusqu'à la valeur optimale de modification de la chaux (LMO), au-dessus de laquelle elle diminuerait. Généralement, la valeur optimale de modification de la chaux varie entre 2 et 3% de la chaux (McCallister and Petry, 1992 ; Locat et al., 1996).

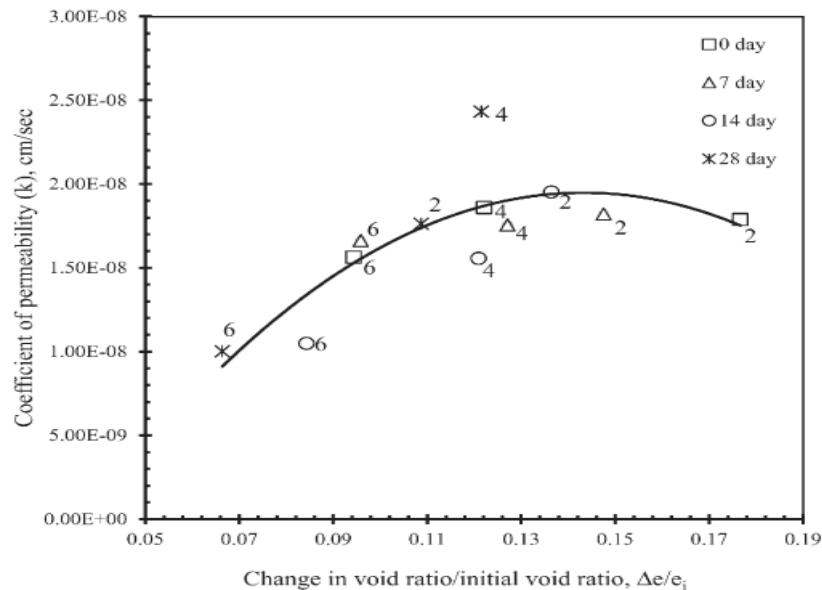


Fig. 2.4. — Effet du comportement de changement de volume sur la perméabilité du sol traité à la chaux à différentes périodes de cure (Remarque : 2, 4 et 6 dans les graphiques représentent le pourcentage de chaux) (Jha and Sivapullaiah 2015).

2.2.4 Effet de la chaux sur la résistance

Généralement, un gain considérable de la résistance du sol est observé après traitement du sol à la chaux (Fig. 2.8). L'augmentation de la teneur en chaux et de temps de cure développe la résistance à la compression non confinée (UCS) (Yildiz et Soganci 2012 ; Negawo et al. 2017 ; Islam et al. 2019), la résistance au cisaillement (Lin et al. 2007 ; Rosone et al 2018), l'indice portant californien (CBR) (Kavak and Baykal 2012 ; Garzon et al. 2016). Cette augmentation de résistance à court terme est basée principalement sur la floculation des particules, mais à long terme, le gain de résistance est basé sur les réactions pouzzolaniques qui se produisent entre la chaux et les minéraux argileux (Vitale et al. 2017).

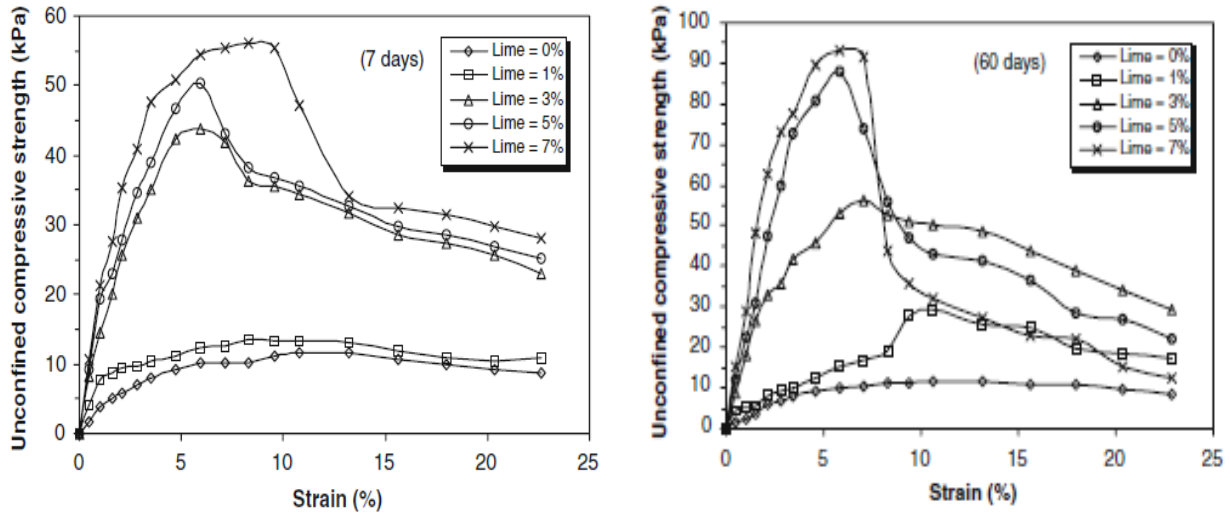


Fig. 2.5. — Courbes contrainte-déformation d'argiles molles traitées à la chaux a 7 jours et 60 jours de durcissement (Sakr et al. 2009).

Sakr et al. (2009) ont constaté que les courbes contrainte-déformation de la résistance à la compression non confinée des sols traités à la chaux présentent des pics progressifs prononcés, en fonction du pourcentage de chaux et du temps de cure, ce qui est attribué à la cimentation des particules de sol due aux réactions pouzzolaniques, lorsque le sol traité change de comportement de ductile à fragile avec une valeur de contrainte maximale plus élevée (Fig. 2.5). Les mêmes résultats ont été obtenus par plusieurs chercheurs (Sahoo and Pradhan 2010 ; Kavak and Baykal 2012 ; Yıldız and Soğancı 2012 ; Jha and Sivapullaiah 2015).

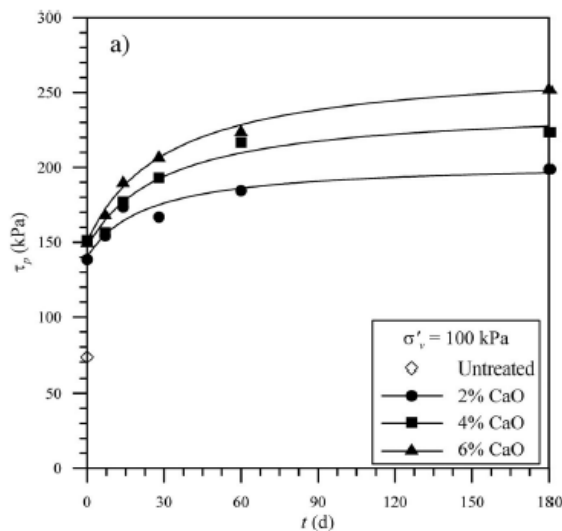


Fig. 2.6. — Évolution avec le temps de cure de la résistance maximale au cisaillement (Rosone et al. 2018).

Rosone et al. (2018) ont trouvé que la résistance au cisaillement de l'argile traitée est fortement augmentée jusqu'à une valeur de résistance élevée, qui augmente avec le temps et la teneur en chaux (Fig. 2.6). Le même comportement a été observé par plusieurs chercheurs (Cai et al. 2006 ; Lin et al. 2007 ; Maaitah 2012). De plus, Muntohar and Hantoro (2000) ont noté que l'angle de frottement interne et la cohésion du sol étudié ont augmenté de 1.7 et 1.3 fois par rapport au sol non traité en ajoutant 10% de chaux, respectivement. L'augmentation de l'angle de frottement interne est due à la floculation des particules de sol par la réaction de la chaux à court terme, tandis que celle de la cohésion est attribuée à la formation de nouveaux produits de cimentation (CSH et CAH) suite aux réactions pouzzolaniques qui se produisent à long terme.

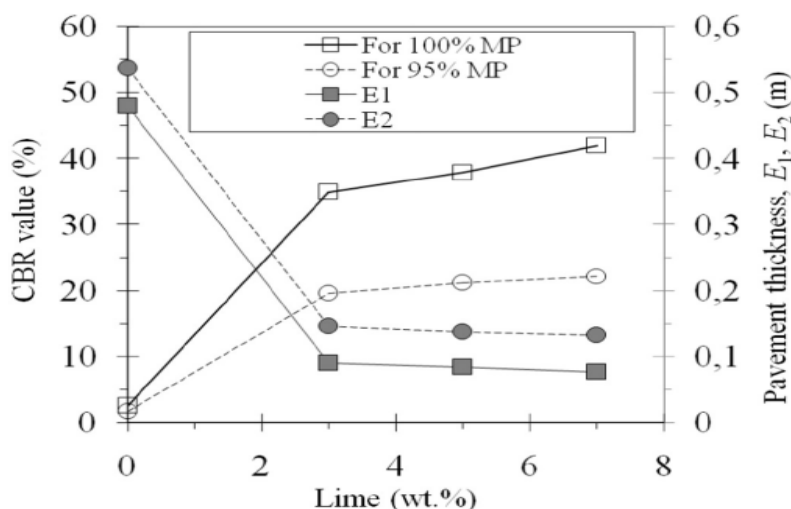


Fig. 2.7 — Variation de valeur d'indice portatif californien (CBR) (Garzon et al. 2016)

Garezon et al. (2016) ont étudié l'effet de l'ajout de chaux sur la variation du CBR du sol argileux (Fig. 2.7) où ils ont constaté que les valeurs du CBR ont augmenté d'environ 17 fois par rapport au sol naturel et que l'ajout de 3 % de chaux a produit la valeur la plus spectaculaire du CBR pour les échantillons compactés à la teneur en eau optimale. Les mêmes résultats ont été observés par plusieurs chercheurs (Bell 1989 ; Siddique and Hossain 2011 ; Kavak and Baykal 2012 ; Maaitah 2012)

2.2.5 Effet de la chaux sur le changement de volume

Il est rapporté que le comportement de changement de volume (gonflement et compressibilité) dépend principalement de l'interaction complexe entre le squelette solide, le fluide interstitiel et le niveau de contrainte, ce qui provoque une modification du rapport des vides (Di Maio et al.,

2004). Ouhadi et al. (2014) ont constaté que l'ajout de chaux à un sol argileux à faible plasticité peut réduire leur compressibilité, lorsque l'indice de compression diminue d'environ 40% après l'ajout de 2% de chaux, cette valeur continue de diminuer jusqu'à 88% après avoir augmenté la teneur en chaux à 6%.

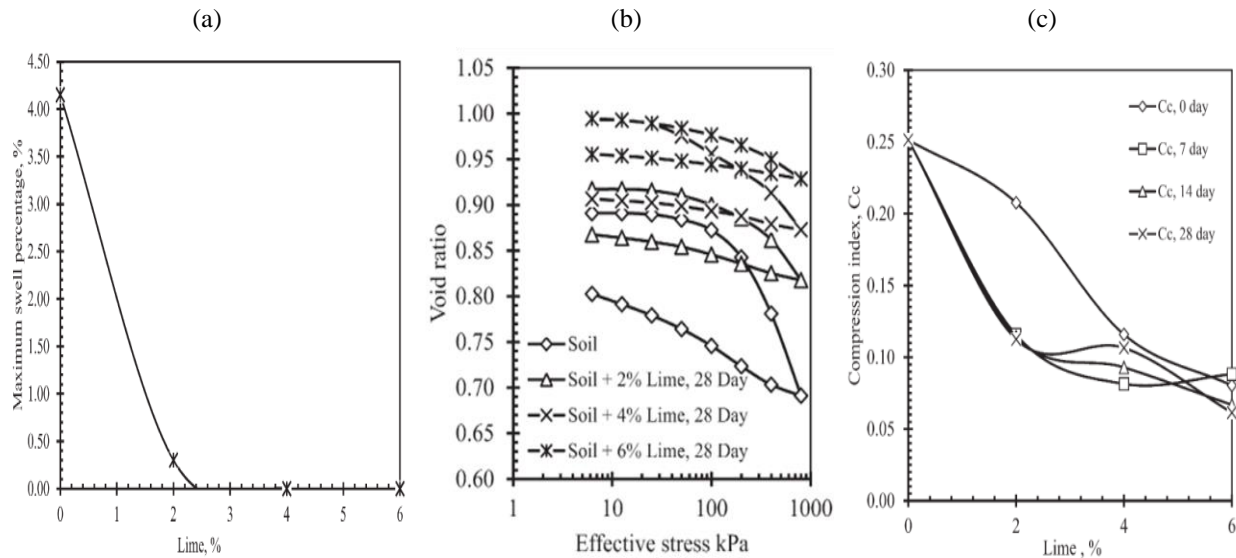


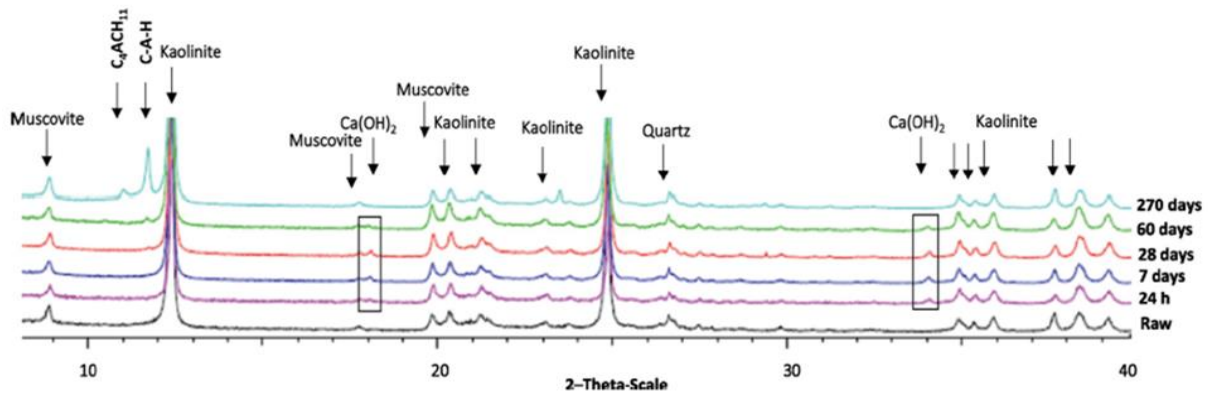
Fig. 2.8. — Effet de la chaux sur le comportement de changement de volume du sol. a) pourcentage de gonflement maximal ; b) La courbe d'indice des vides par rapport à la contrainte effective logarithmique ; c) variation de l'indice de compression (Jha and Sivapullaiah 2015).

Jha and Sivapullaiah (2015) ont trouvé que le pourcentage de gonflement maximum du sol est de 4.1%. Ce gonflement du sol est principalement dû à la présence du minéral de montmorillonite. Avec l'ajout de pourcentage variable de chaux, le gonflement du sol diminue progressivement et s'arrête complètement au-delà de l'ajout de 2% de chaux. La compressibilité du sol diminue de manière significative avec l'augmentation des teneurs en chaux (courbe plus plate a été observée) et devient presque négligeable avec le temps de cure (Fig. 2.8). Jha and Sivapullaiah (2015) ont expliqué que la réduction du gonflement et de la compressibilité de sol avec l'ajout de 2 % de chaux est due à l'agrégation des particules par échange de cations et de processus de floculation. Au-delà de 2 % de chaux, l'élimination complète du changement de volume est due à la disponibilité d'un calcium adéquat, non seulement pour les réactions d'échange de cations mais aussi pour la formation de composés réactionnels pouzzolaniques. La formation de composés cimentaires par réactions pouzzolaniques lie les particules de sol floculées et, par conséquent, la formation d'un tissu floculé plus résistant, conduisant à la réduction de gonflement du sol.

2.2.6 Effet de la chaux sur la microstructure et la minéralogie

La stabilisation à la chaux des sols argileux repose sur deux réactions principales provoquant des modifications immédiates et à long terme. L'ajout de chaux au sol argileux augmente immédiatement le pH du sol en raison de la dissociation des particules d'hydroxyde de calcium (Vitale et al. 2017 ; Rosone et al., 2018). La réaction à court terme basée sur l'échange cationique, lorsque les ions monovalents échangeables dans les particules d'argile sont remplacés par les ions calcium qui conduisent à une réduction de l'épaisseur de la double couche électrique diffuse (DDL). L'échange d'ions provoque la floculation des particules d'argile qui améliorent la maniabilité du sol par la formation d'un sol a une structure ouverte qui diminue sa plasticité et augmente sa conductivité hydraulique. Le pH relativement élevé de l'eau interstitielle facilite la formation des bases de réactions pouzzolaniques pour produire de nouveaux gels de cimentation qui durcissent avec le temps et conduisent à un gain de résistance considérable.

(a)



(b)

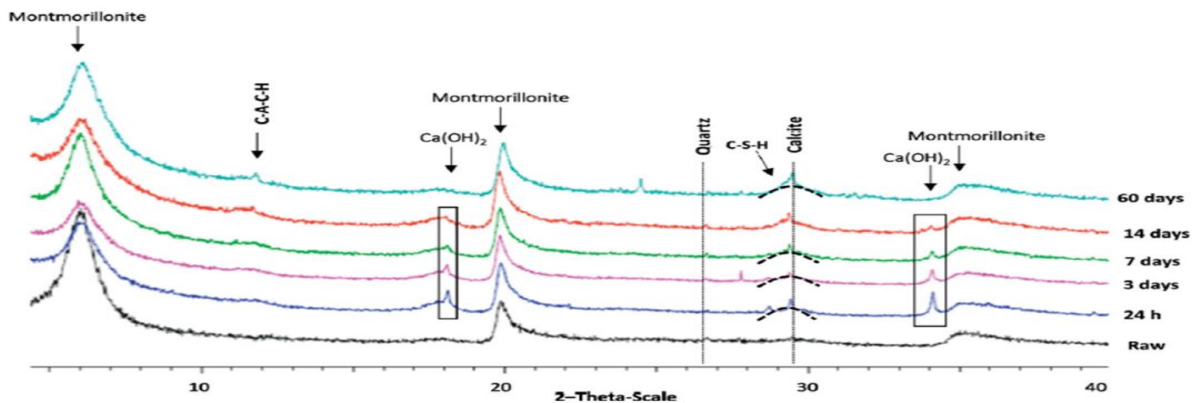


Fig. 2.9. — Diagrammes de diffraction des rayons X de la bentonite brute et de kaolin non traités et traités à la chaux en fonction du temps de cure. a) kaolin, b) bentonite (Vitale et al. 2017).

Comme il a été expliqué par [Vitale et al. \(2017\)](#), après la dissolution de la silice (SiO_2) et de l'alumine (Al_2O_3) du sol en milieu hautement alcalin (pH élevé) en raison de l'ajout de chaux, de nouveaux composants de cimentation tels que les calcium silicates hydratés (CSH) et les calcium aluminates hydratés (CAH) sont produits (Fig. 2.9). Selon l'étude détaillée de [vitale et al. \(2017\)](#), l'échelle de temps des réactions chimiques qui se produisent après l'ajout de chaux dépend fortement de la minéralogie de l'argile. A court terme, les phénomènes de floculation dus aux réactions d'échange cationique contrôlent les caractéristiques microstructurales du kaolin traité à la chaux.

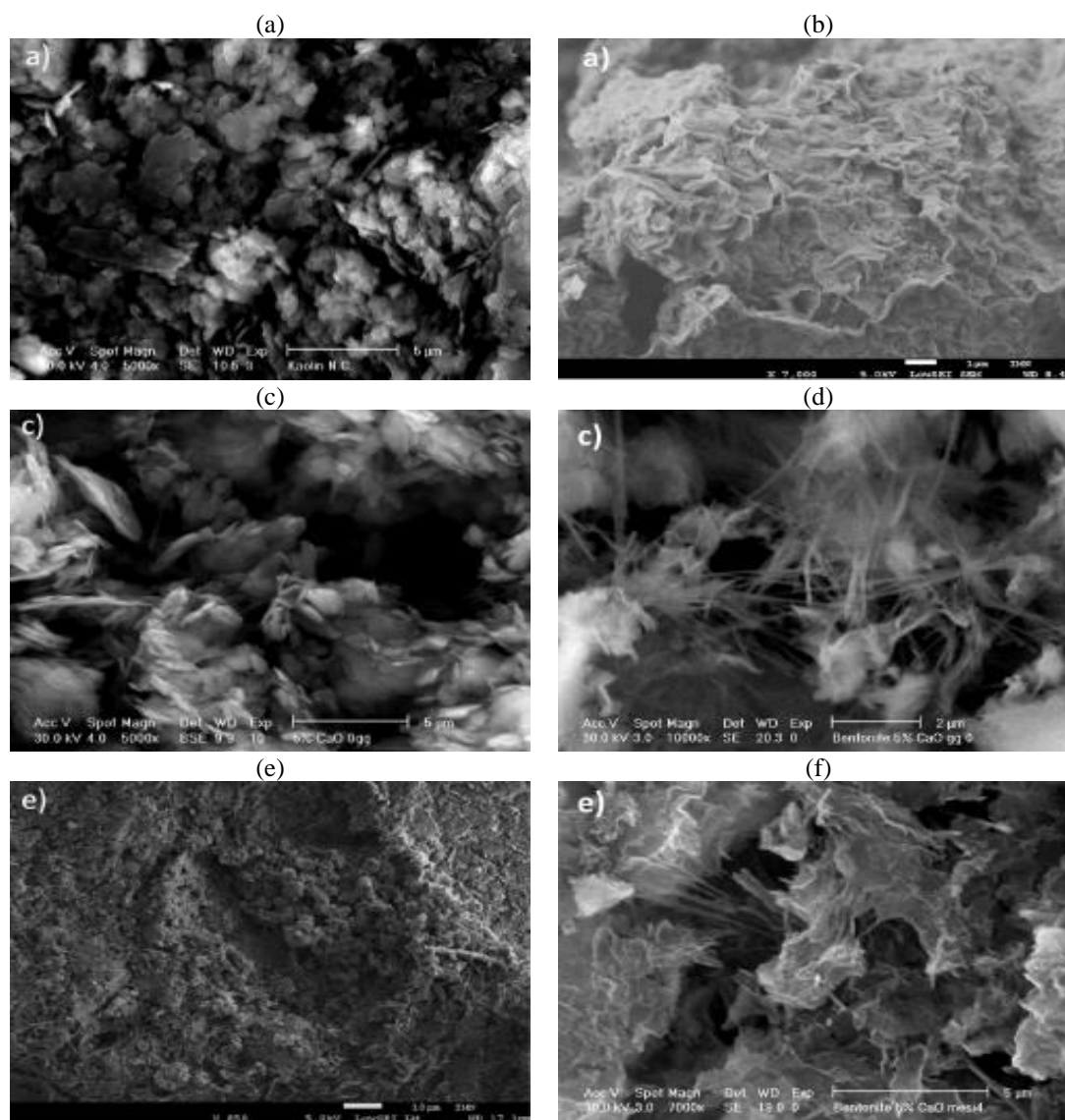


Fig. 2.10. — Microstructure des argiles traitées à la chaux. a) Kaolin et b) Bentonite ; c) et d) traité à 5% CaO durci pendant 24 h ; e) et f) traité à 5% de CaO durci pendant 270 jours. ([Vitale et al. 2017](#))

La faible réactivité des minéraux d'argile kaolinite aux réactions pouzzolaniques a été détectée comme un retard dans la précipitation de nouvelles phases hydratées (une formation retardée de composés de CAH à long terme) (Fig. 2.10). L'évolution chimico-physique de la bentonite traitée à la chaux dépend de l'effet combiné de l'échange cationique et des réactions pouzzolaniques qui se développent à une échelle de temps comparable, une consommation rapide de portlandite a été détectée pour des teneurs en chaux, la haute réactivité des minéraux argileux favorise la formation de composés de CSH à très court terme (Figs. 2.9 et 2.10).

2.3 Effets de la pouzzolane

2.3.1 Effet de la pouzzolane sur la plasticité

Harichane et al. (2018) ont étudié l'amélioration produite par l'utilisation de 10 et 20% de pouzzolane naturelle et leur degré d'influence sur les limites d'Atterberg de deux types de sols (Tableau 2.2). Les auteurs ont trouvé que l'ajout de pouzzolane naturelle toute seule aux sols étudiés a un effet marginal sur la limite de liquidité et la limite de plasticité du sol gris stabilisé (CH). Pour le sol rouge (CL), une diminution de la limite de liquidité et une augmentation de la limite de plasticité ont été observées. Cependant, pour les deux sols, l'indice de plasticité (IP) diminuait avec l'augmentation de la pouzzolane naturelle. Ces résultats peuvent s'expliquer par la faible teneur en chaux libre dans la pouzzolane naturelle et la faible limite de liquidité de pouzzolane naturelle par rapport au sol étudié.

Tableau 2.2 Résultats de plasticité des échantillons traités avec la pouzzolane naturelle. (Harichane et al. 2018)

Désignation	Propriétés Physiques								
	Mélange échantillon (%)			Sol gris (CH)			Sol rouge (CL)		
	Sol	PN	Chaux	WL	WP	IP	WL	WP	IP
LOP0	100	0	0	84.8	32.78	52.02	47.79	23.23	24.56
LOP5	95	5	0	86.05	35.44	50.61	45.40	26.56	18.84
LOP10	90	10	0	88.05	35.06	52.99	44.94	27.53	17.41
LOP15	85	15	0	83.86	33.95	49.91	45.89	27.40	18.49
LOP20	80	20	0	82.40	36.37	46.03	44.61	27.22	17.39

Le même comportement a été observé par Al-Swaidani et al (2016) où ils ont constaté que l'ajout de pouzzolane naturelle seule améliore la maniabilité suite à une diminution de la plasticité

du sol traité. Une réduction de l'indice de plasticité de 28.8 % à 22.8 % et 21.4 % a été observée pour des teneurs de 10 % et 20 % de pouzzolane naturelle, respectivement.

2.3.2 Effet de la pouzzolane sur les caractéristiques du compactage

Zain et al. (2019) ont constaté que l'ajout de pouzzolane naturelle augmente la densité sèche maximale, induisant un déplacement de la teneur en eau optimale vers la gauche, ce qui signifie sa réduction (Fig. 2.11). Ceci est principalement dû au remplissage des pores du sol par des particules de pouzzolane qui ont une densité relativement élevée par rapport à la densité du sol, ou à la forme complexe des particules de pouzzolane qui crée des hétérogénéités dans le matériau permettant à l'eau de s'évacuer rapidement, ce qui réduit la teneur en eau optimale et diminue l'affinité du sol à l'eau. Les mêmes résultats de variation des caractéristiques de compactage ont été obtenus par Harichan et al (2018) où ils ont étudié à la fois un sol argileux de forte plasticité (CH) et de faible plasticité (CL). D'autre part, un comportement inverse a été observé par Hossain et al (2006), Abbasi and Mahdih (2018) ils ont constaté que la teneur en eau optimale augmentait et que la densité maximale diminuait avec l'ajout du pourcentage de pouzzolane naturelle.

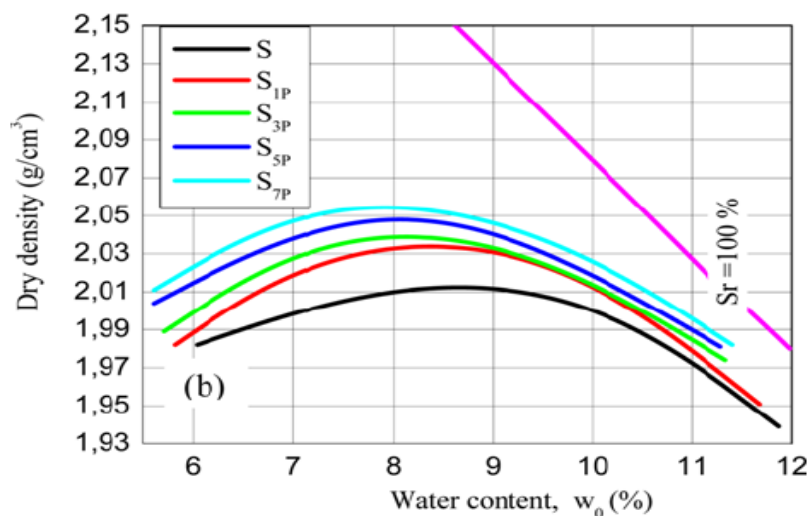


Fig. 2.11 — Effet de la teneur en pouzzolane naturelle sur les caractéristiques de compactage des sols. (Zain et al. 2019)

2.3.3 Effet de la pouzzolane sur la résistance

Cheng et Huang (2018) ont étudié l'effet de la pouzzolane naturelle (cendres volcaniques) sur le comportement d'un sol expansif où ils ont constaté que l'utilisation de cendres volcaniques

(CV) présente des résultats médiocres par rapport à la stabilisation du sol à la chaux. Même avec l'addition de 25% de CV, la résistance en compression simple est passée de 0.215 MPa à 0.81 MPa après 28 jours de cure (Fig. 2.12). Les auteurs ont expliqué ces résultats par le faible pH du mélange, lorsque quelques ions d'hydroxyles (OH⁻) fournissent par les mélanges de CV-sol conduisent à une progression lente des réactions pouzzolaniques, et une faible RCS a été observée dans le sol stabilisé avec l'addition de pouzzolane naturelle. Le même comportement a été observé par [Harichane et al. \(2011a\)](#) où ils ont observé que l'ajout de pouzzolane naturelle augmente légèrement la résistance des deux sols gris (CH) et rouge (CL). Avec l'ajout de 20% de pouzzolane, les deux sols gris et rouge montrent une augmentation marginale de 2 fois par rapport au sol non traité après 90 jours de cure.

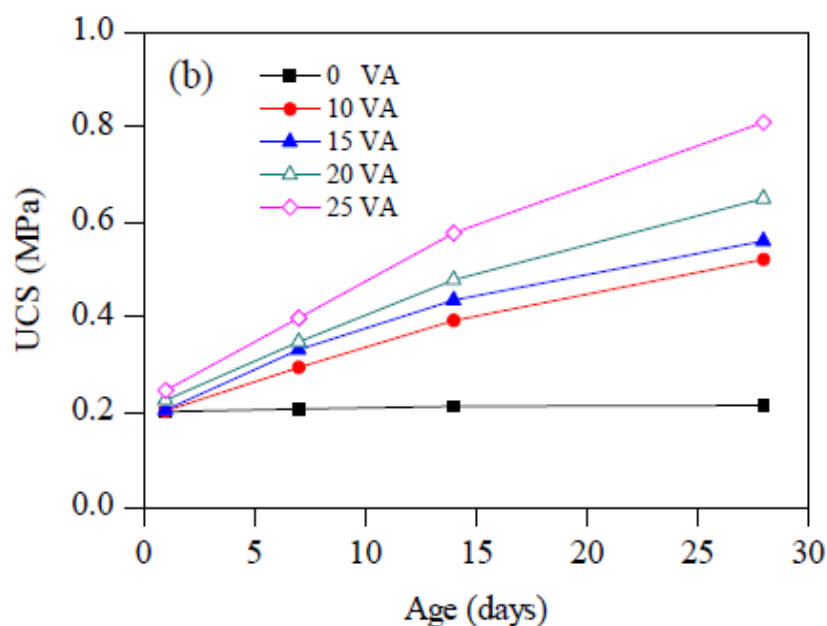


Fig. 2.12 — L'effet des cendres volcaniques sur la résistance à la compression non confinée. ([Cheng et Huang 2018](#))

[Harichane et al. \(2011b\)](#) ont étudié l'effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur la variation à la fois de la résistance au cisaillement et de la variation des paramètres de cisaillement de deux types de sols cohésifs (Fig. 2.13). Ils ont aussi constaté que l'ajout de pouzzolane naturelle seule a un effet négligeable sur la variation temporelle de la résistance aux cisaillements dans le sol gris (CH), mais conduit à une augmentation marginale de la contrainte au cisaillement à des stades ultérieurs (90 jours) dans le sol rouge (CL). Ainsi, un effet marginal sur la cohésion et l'angle de frottement interne s'est produit après ajout de la pouzzolane naturelle.

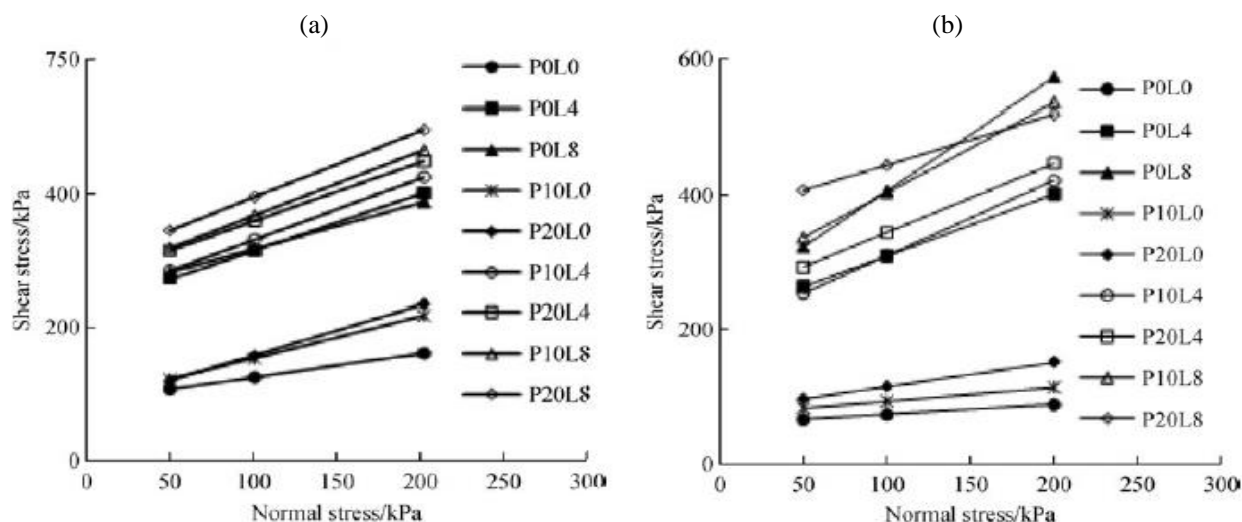


Fig. 2.13 — Contrainte de cisaillement produite sous une contrainte normale des sols traités à 90 jours de cure. (a) terre rouge ; (b) sol gris. (Harichane et al. 2011b)

Les mêmes résultats pour le gain marginal de la résistance ont été observés lorsque Cheng and Huang (2018) et Omer (2020) ont étudié l'effet de l'ajout de pouzzolane naturelle aux sols argileux. Comme indiqué dans le tableau 2.3, Omer (2020) ont constaté que la valeur de CBR du mélange pouzzolane-sol augmentait légèrement lorsque la teneur en pouzzolane augmentait. Cheng and Huang (2018) ont constaté que l'augmentation des CV de 0% à 25% développe le CBR du sol de coton noir de 1.6 % à 4.5%.

Tableau 2.3 — Effet de l'ajout de pouzzolane sur la variation de CBR du sol étudié. (Omer 2020)

Teneur en pouzzolane (%)	0	5	10	15	20	30
CBR (%)	1.1	1.5	1.4	19	2.5	1.9

2.3.4 Effet de la pouzzolane sur le changement de volume

Cheng and Huang (2018) ont étudié l'effet de l'addition de différents teneurs en cendres volcaniques (0, 10, 15, 20 et 25%) sur la variation du taux d'expansion du sol expansif. Les résultats obtenus montrent que l'ajout de 25% de cendres volcaniques réduit le taux d'expansion du sol étudié de 25% à 12%. Le même comportement a été observé par Al-Rawas et al. (2005) où ils ont étudié l'effet du Sarooj (pouzzolane artificielle) sur le comportement de gonflement d'un sol expansif. Ils ont aussi constaté que le pourcentage de gonflement diminuait de 9.39 % à 6 % après l'ajout de 12 % de Sarooj (Fig. 2.14).

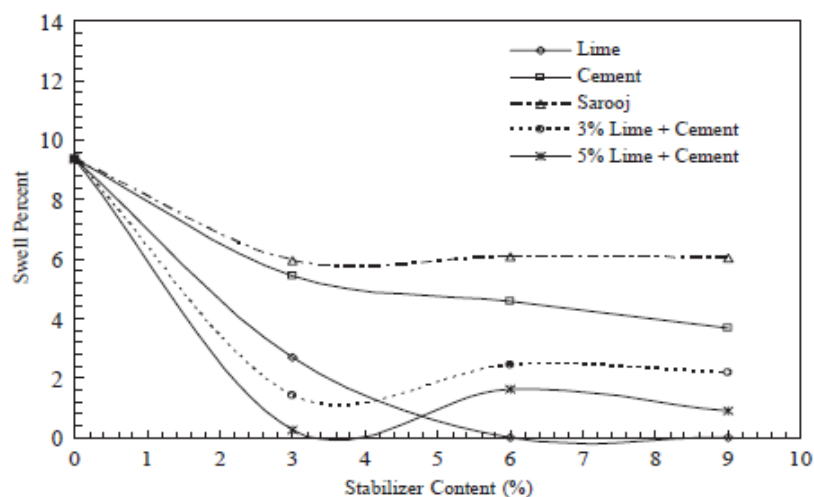


Fig. 2.14 — Effet de l'ajout de pouzzolane artificielle (artificielle) sur le pourcentage de gonflement. (Al-Rawas et al. 2005)

2.3.5 Effet de la pouzzolane sur la microstructure et la minéralogie

Généralement, l'ajout de pouzzolane naturelle aux sols argileux produit un changement dans leur microstructure basé sur leur distribution granulométrique, lorsqu'il n'y a pas de réactions chimiques importantes entre la pouzzolane ajoutée et le sol argileux étudié.

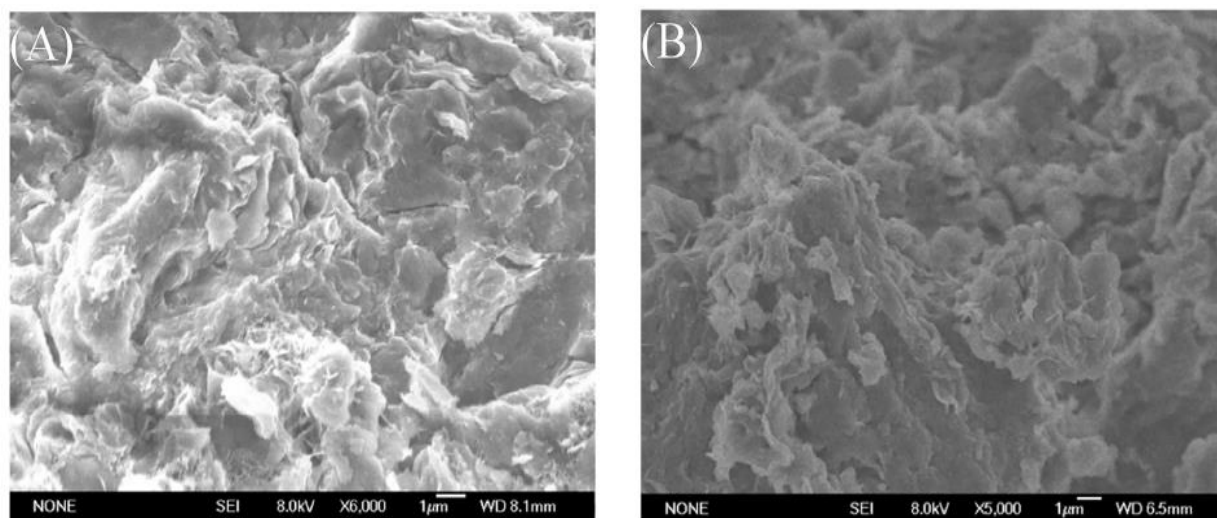


Fig. 2.15. — Microstructure des sols traités aux cendres volantes. (A) sol naturel, (B) sol stabilisé à 20 % CV à 28 jours de cure. (Cheng et Huang 2018)

Cheng and Huang (2018) ont noté qu'après l'addition de cendres volcaniques à un sol expansif, de nombreuses particules de forme irrégulière ont été observées (Fig. 2.15). Ces particules sont les cendres volcaniques qui ne sont pas impliquées dans les réactions pouzzolaniques. En même

temps, les auteurs ont constaté qu'il n'y avait pas de changements minéralogiques évidents dans un sol argileux stabilisé avec 20% de cendres volcaniques (Fig. 2.16). Seule une petite quantité d'augite, de wollastonite et de forstérite a été trouvée sauf les minéraux argileux qui étaient conformes au sol naturel lorsqu'ils ont étudié la composition minéralogique d'un sol argileux traité avec 20 % de cendres volcaniques. Ils expliquent ce comportement par la faible cristallinité des CV.

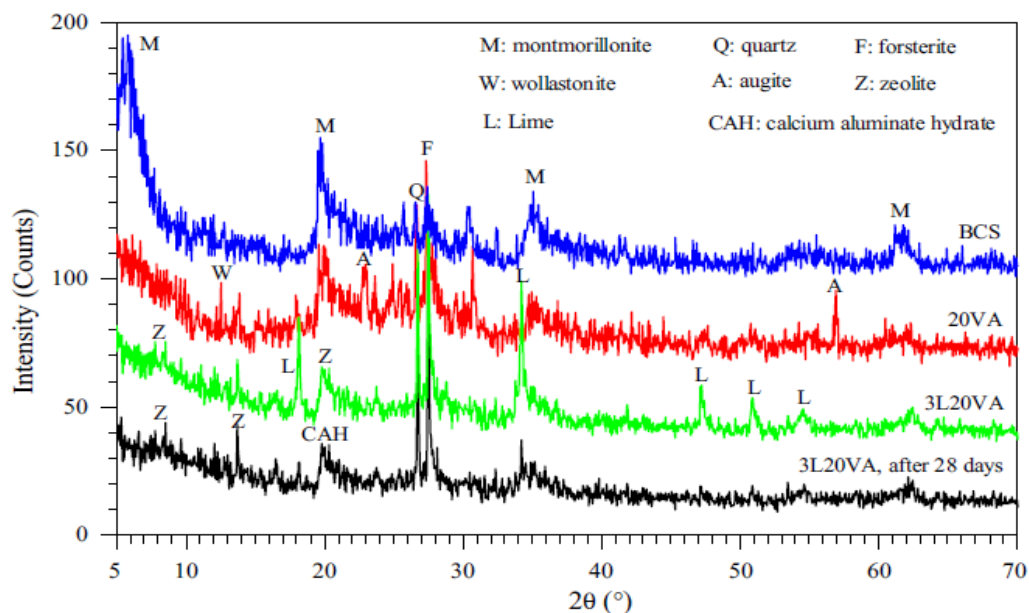


Fig. 2.16 —. Diagramme de diffraction des rayons X d'argile de colon noir naturel stabilisé et non stabilisé (Cheng et Huang 2018).

2.4 Effets de la combinaison chaux/pouzzolane

2.4.1 Effet de la combinaison sur la plasticité

Harichane et al. (2010) ont étudié l'effet de la combinaison de chaux et de pouzzolane naturelle sur deux sols argileux gris et rouge classés comme CH et CL, respectivement. Les résultats obtenus ont montré que la limite de liquidité et de plasticité augmente pour le sol rouge quel que soit le dosage de chaux/pouzzolane naturelle, tandis que la limite de liquidité du sol gris diminue alors que sa limite de plasticité augmente avec l'ajout du dosage en chaux/pouzzolane naturelle (Tableau 2.4). Les auteurs ont noté qu'une amélioration importante de la consistance du sol étudié était observée lors de l'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux traité à la chaux. Le même comportement a été observé par Al-Swaidani et al. (2016) et Gadouri et al. (2017).

Tableau 2.4 — Limites d'Atterberg des échantillons. (Harichane et al. 2010)

Échantillons	Mélange échantillon (%)			Limites d'Atterberg (%)					
	Sol	Pouzzolane naturelle	Chaux	Sol gris (CH)			Sol rouge (CL)		
				WL	WP	IP	WL	WP	IP
P0L0	100	0	0	84.8	32.78	52.02	47.79	23.23	24.56
P0L4	96	0	4	78.73	57.26	21.47	58.97	36.34	22.63
P0L8	92	0	8	78.16	58.24	19.92	57.03	37.35	19.68
P10L0	90	10	0	88.05	35.06	52.99	44.94	27.53	17.41
P20L0	80	20	0	82.40	36.37	46.03	44.61	27.22	17.39
P10L4	86	10	4	76.90	57.14	19.76	59.61	41.85	17.76
P20L4	76	20	4	72.98	52.83	20.15	57.03	39.00	18.03
P10L8	82	10	8	75.78	56.53	19.25	59.27	38.63	20.64
P20L8	72	20	8	72.67	52.44	20.23	57.76	37.45	20.31

2.4.2 Effet de la combinaison sur les caractéristiques du compactage

Harichane et al. (2011a) ont mené une série de tests de compactage afin de déterminer l'effet de la combinaison de chaux et de pouzzolane naturelle sur la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sols étudiés.

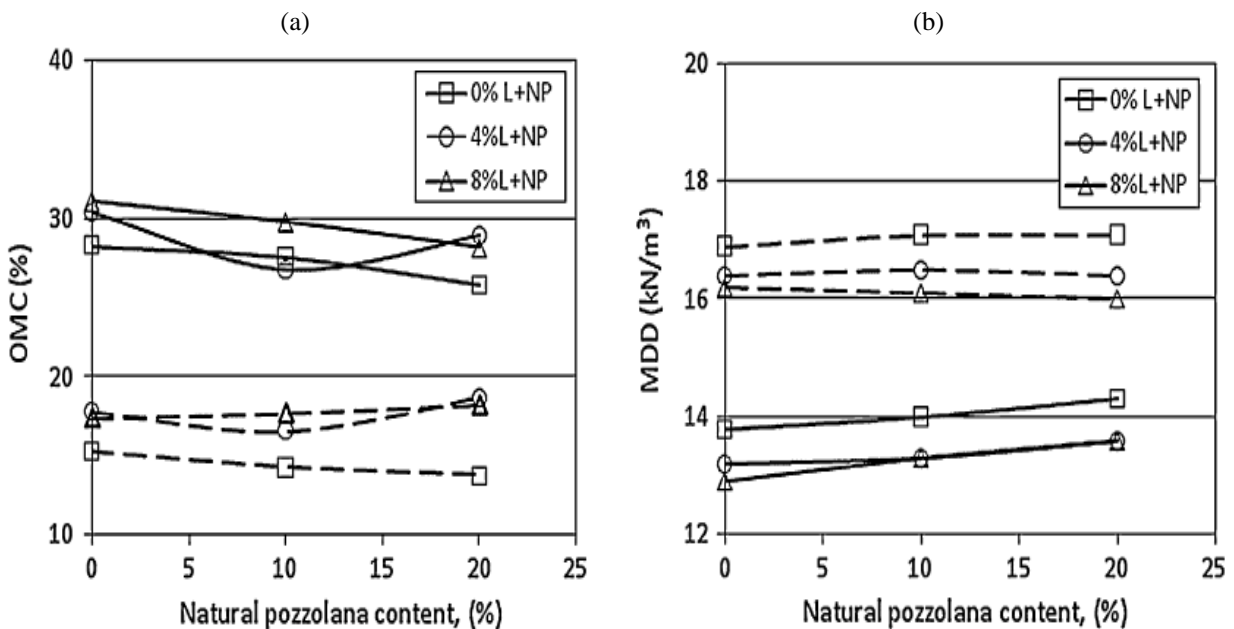


Fig. 2.17 — Variation des caractéristiques de compactage des sols stabilisés : sol gris en trait plein et sol rouge en trait pointillé (Harichane et al. 2011a).

Comme le montre la figure 2.17, l'ajout d'une combinaison de pouzzolane naturelle et de chaux au sol gris diminue la teneur en eau optimale et augmente la densité sèche maximale. Cependant, pour le sol rouge, La combinaison de pouzzolane naturelle et de chaux augmente la teneur en eau optimale et diminue la densité sèche maximale et notamment avec 20% de pouzzolane naturelle. Plusieurs chercheurs (Ola 1977 ; Rahman 1986 ; Basha et al. 2005) ont révélé que le changement de densité sèche se produit à la fois en raison de la taille des particules et de la densité du sol et du stabilisant utilisé. Les mêmes résultats ont été obtenus par Zoubir et al. (2013) et Gadouri et al. (2019).

2.4.3 Effet de la combinaison sur la résistance

Harichane et al. (2011a) ont étudié l'effet de combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur la résistance à la compression non confinée de deux sols argileux (Tableau 2.5). Les résultats obtenus ont montré que les résistances en compression simple étaient considérablement améliorées pour les deux sols argileux traités avec la combinaison de chaux et pouzzolane naturelle par rapport à l'utilisation de la chaux seule, la résistance en compression simple augmente avec le temps de cure et de la teneur en additifs ajoutés. Cette augmentation de la résistance à la compression non confinée est attribuée à la réaction de la chaux-argile et de la chaux-pouzzolane naturelle qui entraîne la formation d'agents de cimentation liant ainsi les particules de sol entre elles. Le même comportement a été observé par Gadouri et al. (2016a, 2017a) et Al-Swaidani et al. (2016).

Tableau 2.5 — Variation de la résistance à la compression non confinée (MPa).
(Harichane et al. 2011a)

Échantillon	Sol gris (jours)				Sol rouge (jours)			
	1	7	28	90	1	7	28	90
P0L0	0.06	0.06	0.06	0.09	0.22	0.22	0.22	0.28
P0L4	0.27	0.57	1.03	1.95	0.33	0.48	0.69	2.11
P0L8	0.28	0.52	1.05	3.04	0.40	0.46	0.72	1.80
P10L0	0.05	0.07	0.08	0.13	0.25	0.25	0.27	0.37
P10L4	0.43	1.00	1.88	3.18	0.66	1.16	2.05	3.90
P10L8	0.35	0.88	1.74	4.69	0.66	1.10	2.00	4.75
P20L0	0.07	0.10	0.10	0.19	0.25	0.26	0.28	0.48
P20L4	0.41	1.11	1.66	2.45	0.87	1.63	2.89	4.70
P20L8	0.46	1.42	2.62	5.38	0.83	1.68	2.78	5.97

Harichane et al. (2018) ont rapporté que la combinaison de la pouzzolane naturelle et de la chaux fait augmenter considérablement la cohésion et l'angle de frottement interne du sol étudié. Comme indiqué sur la figure 2.18, les paramètres de cisaillement augmentent avec l'augmentation à la fois de la teneur en stabilisants et du temps de cure. Les auteurs expliquent cette amélioration des valeurs de cohésion et d'angle de frottement interne par l'activité pouzzolanique et les caractéristiques de cimentation du mélange chaux-pouzzolane naturelle, et que ce comportement est plus prononcé au-delà de 28 jours.

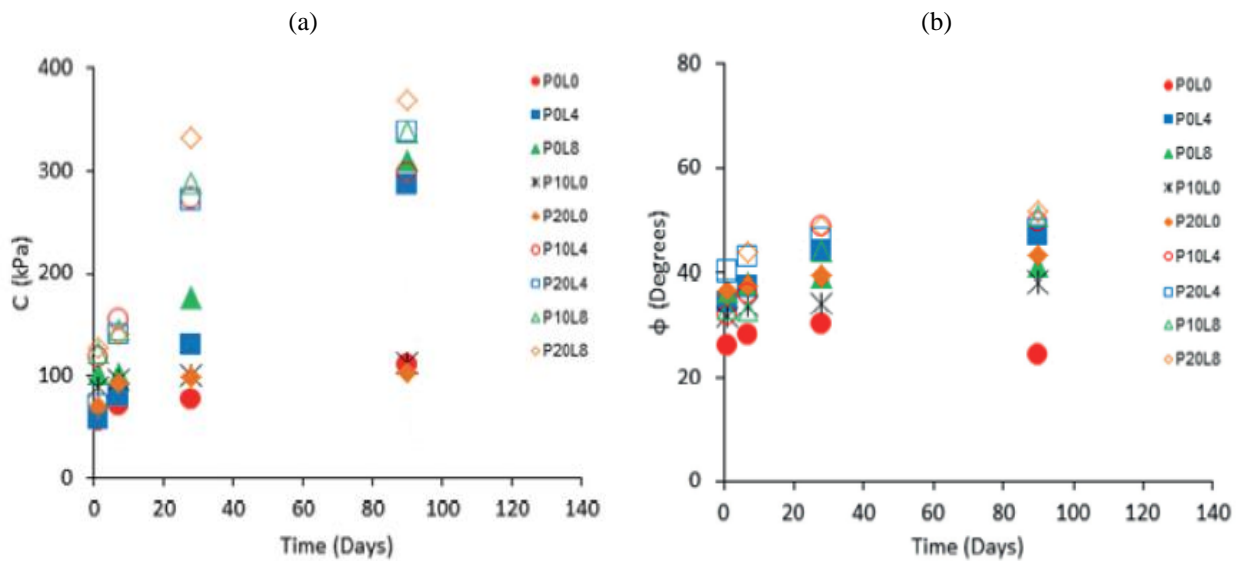


Fig. 2.18. — Effet du temps de durcissement et de la teneur en additifs sur la variation des paramètres de résistance au cisaillement dans le sol rouge (a) cohésion et (b) angle de frottement.

(Harichane et al. 2018)

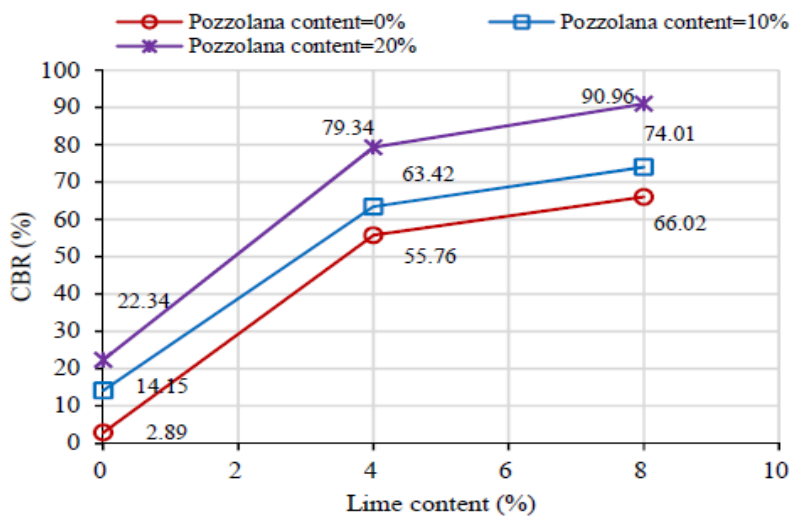


Fig. 2.19. — Variation des valeurs du CBR des sols traités à la chaux avec des quantités variables de pouzzolane naturelle. (Al-Swaidani et al. 2016)

Al-Swaidani et al. (2016) ont réalisé une étude pour mettre en évidence l'effet du traitement combiné de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur la résistance mécanique du sol où ils ont constaté que l'ajout de chaux ou de pouzzolane naturelle au sol étudié augmentait leur valeur du CBR (Fig. 2.19), mais la valeur du CBR la plus élevée de 90 % (une valeur qui caractérise normalement une excellente couche de fondation de chaussée compactée (Hossain et al., 2006)) a été atteinte en combinant 20% de pouzzolane naturelle à 8% de chaux. Selon Emesiobi (2000), la valeur améliorée du CBR durci jusqu'à 90% est un matériau très stable pour la couche de fondation. L'augmentation de la valeur du CBR à 20% de pouzzolane naturelle et 8% de chaux peut être attribuée aux propriétés pouzzolaniques de la pouzzolane naturelle utilisée et à la formation progressive de composés cimentaires entre la chaux, la pouzzolane naturelle et l'argile. Les mêmes résultats ont été observés par Cheng and Huang (2018) où ils ont constaté qu'un gain supplémentaire de la valeur du CBR du sol de coton noir traité à la chaux lors de l'ajout des cendres volcaniques.

2.4.4 Effet de la combinaison sur la microstructure et la minéralogie

Al-Swaidani et al. (2016) ont étudié l'effet de la chaux, la pouzzolane naturelle et leur combinaison sur la microstructure et la minéralogie du sol, lorsque les auteurs ont effectué des analyses de microscopie électronique à balayage (MEB) pour trois échantillons de pâte (sol argileux non traité, sol argileux traité à 8% de chaux et sol traité avec la combinaison de 20 % de pouzzolane naturelle et 8% de chaux). De plus, la spectroscopie à rayons X à dispersion d'énergie (EDS) a été utilisée pour surveiller les changements se produisant dans la composition chimique à des endroits sélectionnés dans le sol argileux étudié avant et après le traitement. Les auteurs ont noté des changements significatifs dans la microstructure du sol argileux lorsqu'il est mélangé avec de la chaux ou de la pouzzolane naturelle à la chaux et conservé pendant 7 jours. Il est très clair que la surface argileuse est recouverte de produits de réactions cimentaires tels que les CSH et CASH qui contiennent des pics distincts d'éléments Ca, Si et Al basés sur l'analyse EDX (Figure 2.20). Cette observation est cohérente avec celle rapportée par Chaunasli and Peethamparan (2010). Les rapports Ca/Si dans les phases CSH et CASH formées dans les sols argileux à 20% de pouzzolane naturelle et 8% de chaux étaient supérieurs à ceux obtenus lorsque la chaux a été uniquement ajoutée. Ils allaient de 0.9 à 3.1, ce qui donne une indication de la formation de nouvelles phases cimentaires lors de l'addition de pouzzolane naturelle. De plus, les pores des échantillons de sol argileux non traités ont été remplis de ces matériaux de cimentation.

Par conséquent, les propriétés améliorées présentées par le sol argileux traité pourraient être principalement attribuées aux matériaux de cimentation susmentionnés.

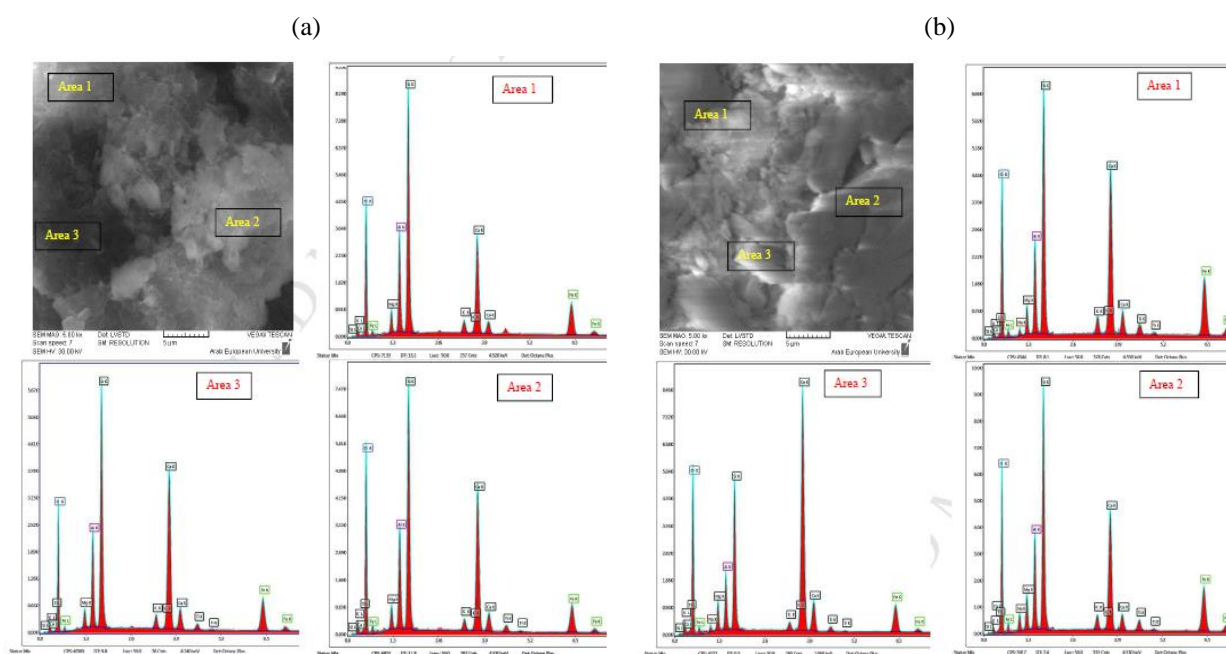


Fig. 2.20 — Micrographie MEB et spectres EDX des échantillons de pâte de sol argileux traité et durci pendant 7 jours. (a) 8% chaux ; (b) 20% PN+8% chaux. (Al-Swaidani et al. 2016)

2.5 Conclusion

En raison de tous les phénomènes d'instabilité (fissuration, gonflement, tassement, etc.) observés sur les ouvrages géotechniques construits, plusieurs chercheurs se sont intéressés à la stabilisation chimique des sols. A cet effet, un grand nombre d'études expérimentales ont été développées pour déterminer l'influence et l'efficacité des additifs minéraux utilisés dans la stabilisation des sols argileux.

A partir de la synthèse bibliographique réalisée, des travaux de recherche ont été entrepris afin d'étudier l'influence de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur certaines propriétés géotechniques des sols fins argileux. On peut conclure que la réussite d'un traitement du sol dépend de plusieurs facteurs, à savoir la nature du sol et leur composition minéralogique, la nature et le dosage du liant, la teneur en eau et la période de cure.

Comme décrit dans cette section. On peut noter la rareté des recherches liées à l'étude de l'effet de l'ajout de pouzzolane naturelle aux sols argileux stabilisés à la chaux, et que la plupart des recherches sont menées sur l'étude des propriétés mécaniques du sol seulement. Comme connu,

la pouzzolane naturelle et la chaux sont des ressources naturelles abondantes en Algérie. Par conséquent, il est nécessaire d'étendre l'étude des effets de ces matériaux dans le domaine de l'amélioration des sols, et d'aborder dans cette étude toutes les caractéristiques qui peuvent être étudiées, notamment après les résultats préliminaires positifs obtenus par certains chercheurs.

Dans les chapitres suivants, une étude expérimentale sera entreprise en vue d'étudier l'effet de la combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur le comportement physico-mécanique d'un sol argileux très plastique. En outre, une analyse microstructurale et minéralogique du sol étudié avant et après traitement sera menée afin de comprendre le comportement du sol et d'analyser les résultats expérimentaux à obtenir.

Chapitre 3

ETUDE EXPÉRIMENTALE

- 3.1 Introduction**
- 3.2 Matériaux utilisés**
- 3.3 Déroulement d'essais**
- 3.4 Conclusion**

3.1 Introduction

Selon les résultats positifs de l'amélioration du comportement physique et mécanique de la stabilisation des sols argileux à la chaux après l'ajout de pouzzolane naturelle par la production des nouvelles réactions pouzzolaniques et la formation d'une structure de sol plus granulaire et plus dense, il est nécessaire de faire une étude approfondie sur l'effet de pouzzolane naturelle sur le comportement physique, chimique, mécanique et microstructurale d'un sol argileux avant et après stabilisation à la chaux.

Afin de mieux comprendre l'effet de la chaux, la pouzzolane naturelle et leur combinaison sur le sol argileux, un ensemble de tests de laboratoire a été réalisé sur le sol étudié avant et après traitement comme le montre la suite. Dans ce chapitre, nous présenterons les différentes caractéristiques des matériaux choisis pour cette étude ainsi que les protocoles expérimentaux des expériences effectuées. Les essais expérimentaux ont été réalisés avec un sol argileux réduits en poudre de granulométrie inférieure à 1mm. Les protocoles expérimentaux utilisés sont basés sur des normes américaine (ASTM). La plupart des expériences ont été réalisées dans le laboratoire des matériaux (génie civil) d'université de Ain Temouchent Belhadj Bouchaib, concernant les essais triaxiaux et les analyse par microscopie électronique à balayage (MEB), elles ont été menées dans un laboratoire affilié à l'Université de Sakarya - Turquie.

3.2 Matériaux utilisés

La figure 3.1 représente les matériaux utilisés dans cette étude comme le sol argileux, la chaux hydratée et la pouzzolane naturelle. La chaux et la pouzzolane naturelle sont des matériaux largement disponibles en Algérie, connus pour leur approche économique et respectueuse de l'environnement.



Fig. 3.1 — Les matériaux utilisés. (a) Sol argileux, (b) Chaux hydratée, (c) Pouzzolane naturelle.

3.2.1 Sol

Dans la présente étude, un sol d'argile grise a été utilisé, il a été extrait à une profondeur variante entre 7 et 17 mètres, d'un projet de réparation d'un glissement de terrain au pôle université de Mansourah - Tlemcen (Fig. 3.2).



Fig. 3.2 — Localisation du site d'extraction du sol.

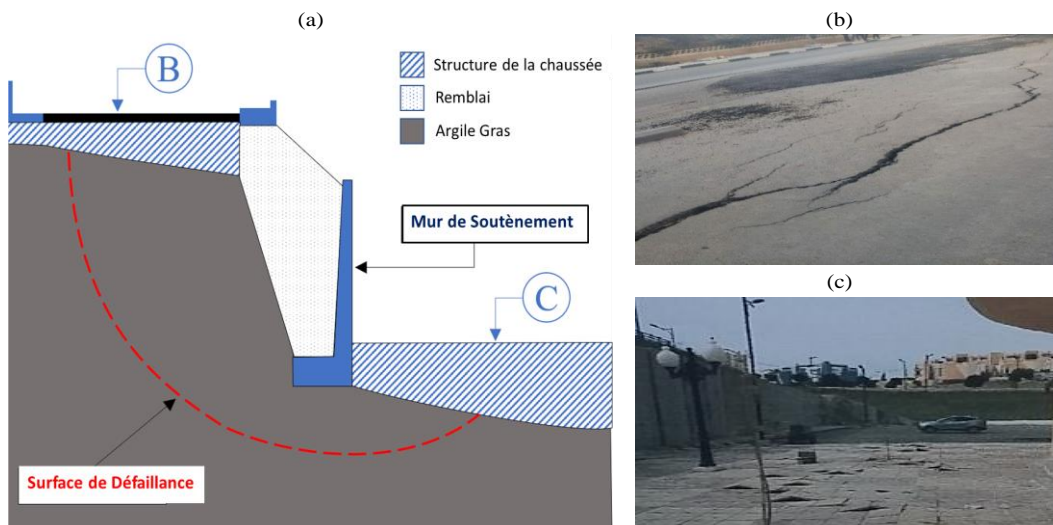


Fig. 3.3 — Dégradations causées par le glissement de terrain. (a) Surface de rupture du sol, (b) Fissures de cisaillement, (c) Soulèvement du carrelage dû au glissement du sol

La figure 3.3 représente les dégradations causées par le glissement de terrain. Après l'extraction du sol étudié sous forme humide, il a été séché à l'air libre, puis transféré à la briqueterie Tafna -

Remchi pour réaliser le processus de concassage et de broyage. Après s'être assuré que le concasseur est vidé pour éviter de mélanger le sol étudié avec un autre type de sol, le sol a été concassé, broyé et tamisé à 1 mm de diamètre. Ensuite, le sol a été placé dans des sacs en plastique pour éviter tout changement d'humidité du sol et transporté au laboratoire pour tests (Fig. 3.4).

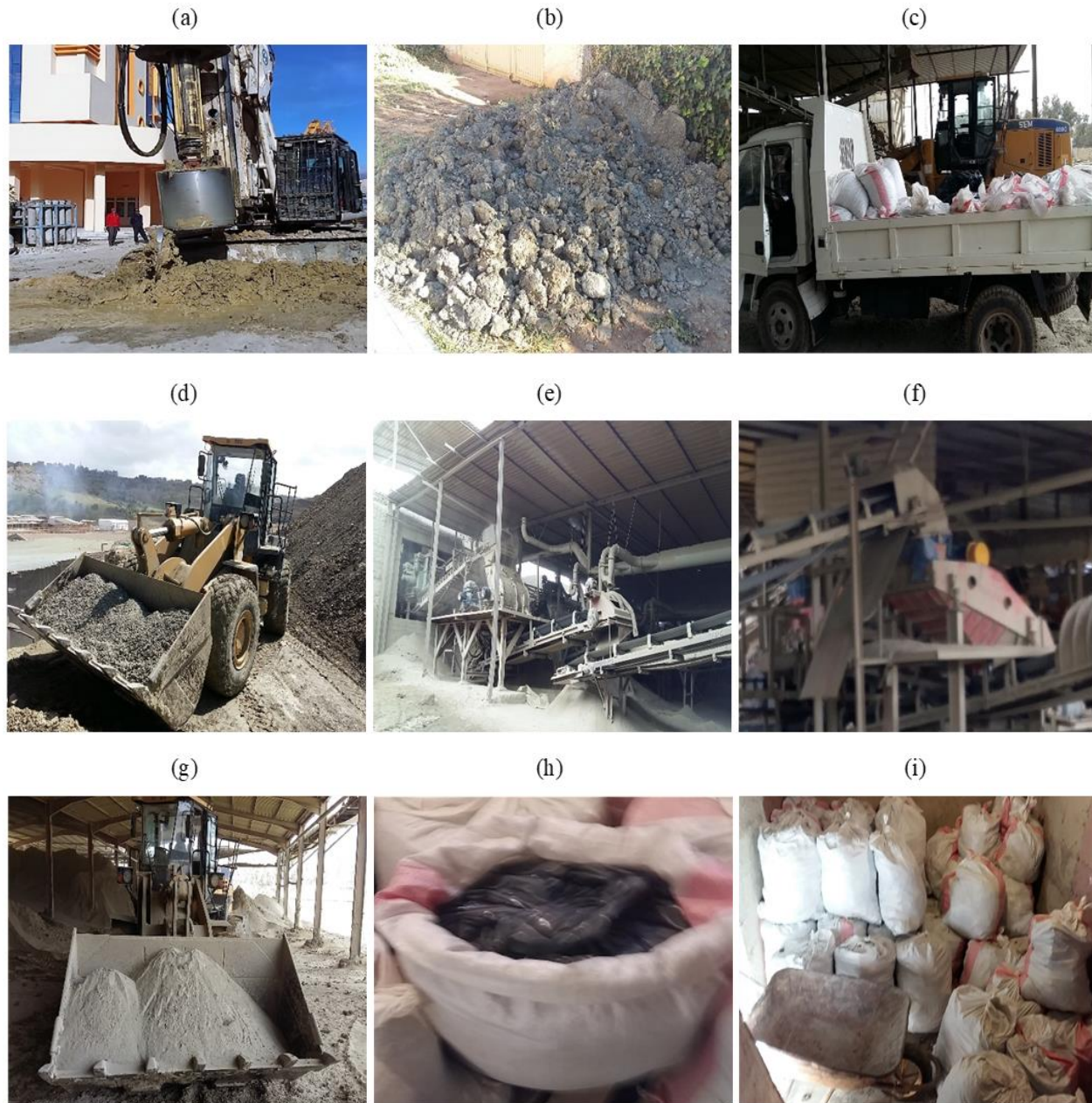
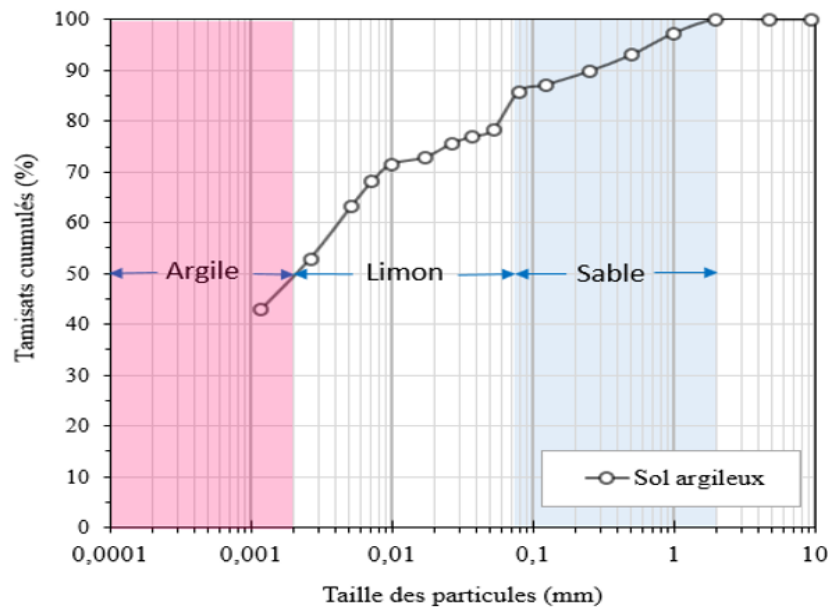


Fig. 3.4 — Préparation du sol naturelle. (a) extraction du sol, (b) séchage à l'air libre, (c) transféré à la briqueterie, (d) préparation du sol pour concassage, (e) concassage et broyage du sol, (f) tamisage à 1 mm de diamètre, (g) récupération du sol, (h) placement dans des sacs en plastique, (i) stockage du sol

Tableau 3.1 Propriétés de base du sol argileux étudié

Paramètres géotechniques		Variation
Couleur		Grise
Profondeur (m)		7 - 17
Teneur en eau naturelle (%)		12 - 14
Densité spécifique		2.67
Densité apparente (g/cm ³)		1.17
Passage d'un tamis de 80 µm (%)		86.68
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité (%)	52.64
	Limite de plasticité (%)	21.18
	Indice de plasticité (%)	31.47
Classification (USCS)		CH
Compactage	Teneur en eau optimale (%)	19.55
PROCTOR	Densité sèche maximale (kN/m ³)	16.57
Teneur en matière organique (%)		2.42
Teneur de carbonate de calcium (%)		24.33

Pour une meilleure compréhension du comportement du sol étudié, des tests d'identification ont été réalisés en laboratoire selon les normes américaines. Les propriétés physico-mécaniques du sol argileux sont présentées dans le tableau 3.1. Le sol est composé de 14% de sable, 36% de limon et 50% d'argile, comme indiqué dans la courbe de la distribution granulométrique illustrée à la figure 3.5.

**Fig. 3.5** — Distribution granulométrique du sol

La figure 3.6 représente l'emplacement du sol dans le diagramme de plasticité de Casagrande, il a été classé comme une argile grasse (CH) selon l'USCS (ASTM D2487-06). La composition minéralogique du sol a été déterminée par diffraction des rayons X (DRX) comme présenté dans la figure 3.7. L'analyse DRX a indiqué que la kaolinite, l'illite, la jadéite et les chlorites étaient les principaux minéraux argileux des sédiments du sol non traités (Fig. 3.7). D'autres minéraux non argileux ont également été détectés dans les échantillons de sol, notamment du quartz et de la calcite.

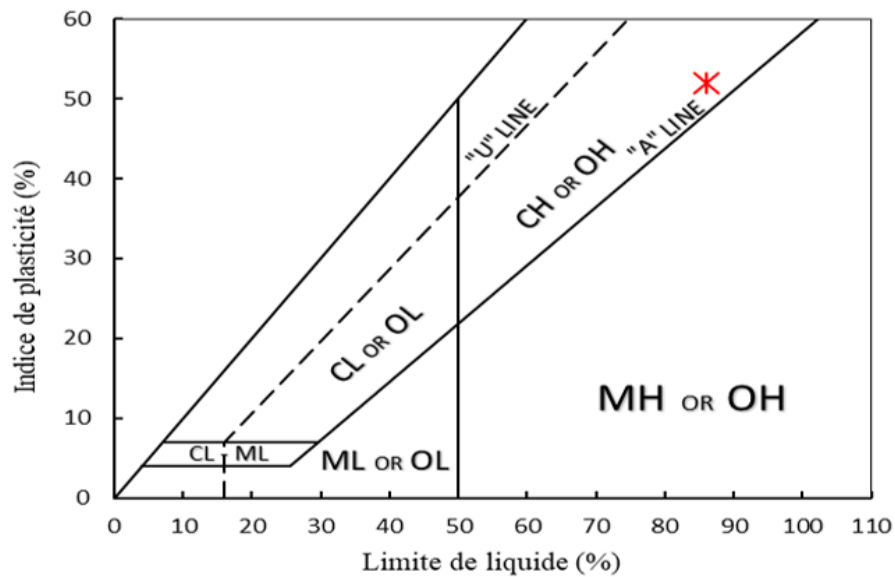


Fig. 3.6 — L'emplacement du sol étudié dans le diagramme de plasticité de Casagrande.

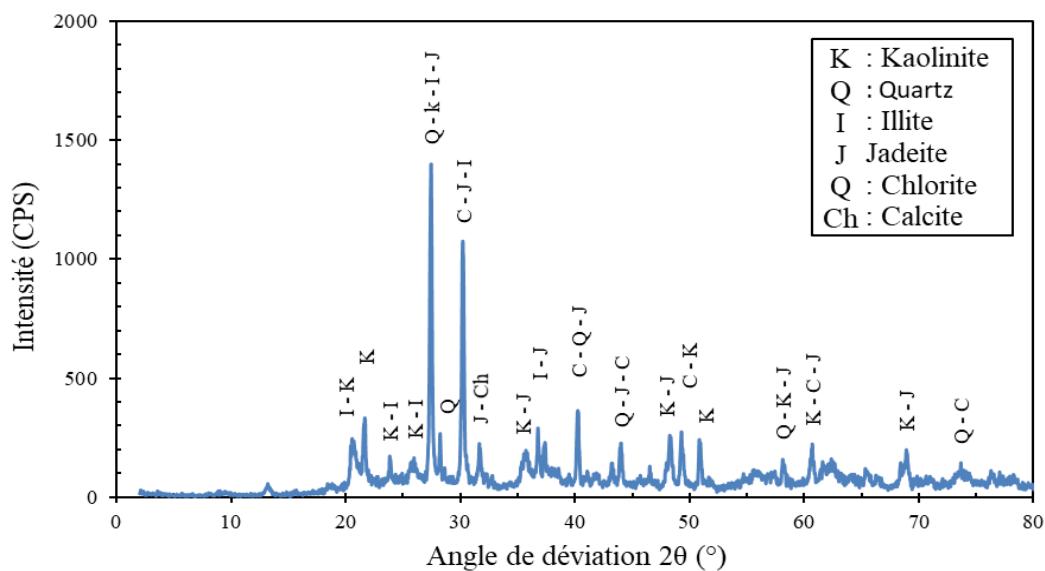


Fig. 3.7 — Diffraction des rayons X du sol argileux étudié.

3.2.2 Chaux

La chaux utilisée dans cette étude est une chaux hydratée ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) produite par la société SARL-BSM située dans la ville de Saïda (sud-ouest du territoire national algérien). Afin d'éliminer les grumeaux qui peuvent se former en présence d'une éventuelle humidité, la chaux utilisée a été tamisée à 0.4 mm. Le tableau 3.2 présente certaines propriétés physiques et la composition chimique de la chaux hydratée utilisée.

Tableau 3.2 Propriétés physiques et chimiques de la chaux utilisée

Paramètres géotechniques	Unités	Chaux
Couleur		Blanc
Densité spécifique		2.24
Densité apparente	(kN/m^3)	7.20
La surface spécifique -Blaine-	(cm^2/g)	11663
Finesse des particules inférieure à $45\mu\text{m}$	(%)	64.87
Consistance normale -vicat E / L	(%)	69.50
Temps de prise -vicat- (min)	Initiale	80
	Final	40
Oxyde de calcium [CaO]	(%)	> 83.3
L'oxyde de magnésium [MgO]	(%)	< 0.5
Oxyde de fer [Fe_2O_3]	(%)	< 2
Alumine [Al_2O_3]	(%)	< 1.5
Silice [SiO_2]	(%)	< 2.5
Sulfite [SO_3]	(%)	< 0.5
Oxyde de sodium [Na_2O]	(%)	0.4 - 0.5
Dioxyde de carbone [CO_2]	(%)	< 5
Calcite [CaCO_3]	(%)	< 10



Fig. 3.8 — Préparation de la chaux. (a) emballage utilisé pour la chaux de Saïda, (b) tamisage au tamis 0.4 mm

3.2.3 Pouzzolane naturelle

D'une manière générale, les matières pouzzolaniques qu'elles soient naturelles ou artificielles sont des matières siliceuses ou silico-aluminates qui peuvent réagir avec l'hydroxyde de calcium (réaction pouzzolanique) comme décrit dans [ASTM C125](#). La pouzzolane naturelle utilisée dans ces expériences est une roche d'origine volcanique qui a été collectée dans le gisement de Bou-Hamidi (Béni-Saf) à Ain-Temouchent, comme le montre la Figure 3.9. Après la collecte de la pouzzolane naturelle, elle a été séchée à l'étuve à une température de 105 °C pour éliminer toute humidité. La pouzzolane naturelle a été broyée à une surface spécifique de 873.7 m²/kg à l'aide d'un broyage micro-deval (Fig. 3.10). La figure 3.11 représente la courbe de la distribution granulométrique de la pouzzolane naturelle utilisée dans cette étude. Les propriétés physiques et chimiques de la pouzzolane naturelle sont présentées dans le tableau 3.3.



Fig. 3.9 — Le gisement de Bou-hamidi de pouzzolane naturelle (Béni-Saf, Algérie).

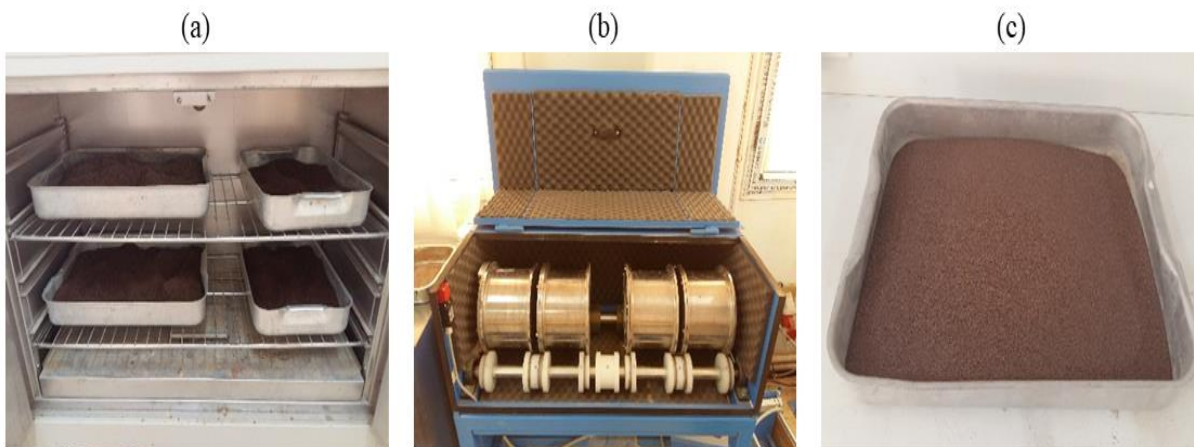
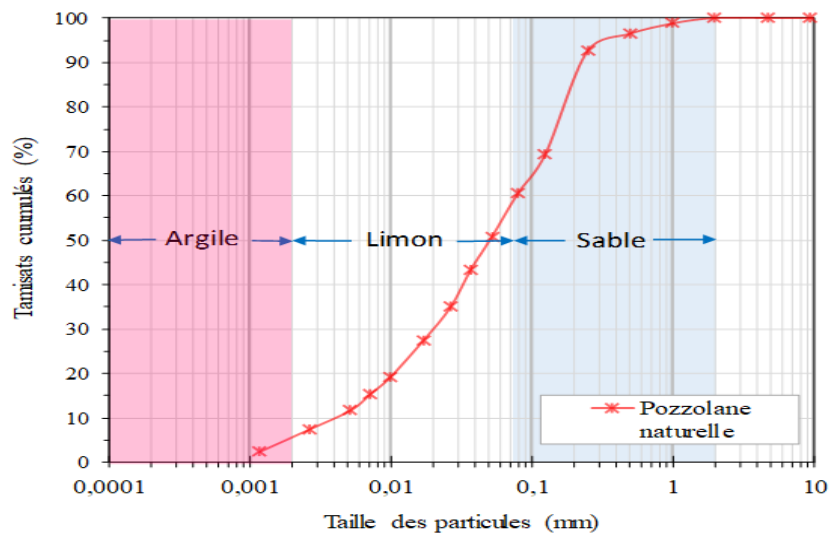


Fig. 3.10 — Préparation de la pouzzolane naturelle. (a) séchage), (b) broyage par micro-deval, (c) form finale de pozzolane naturelle.

Tableau 3.3 Propriétés physiques et chimiques de la pouzzolane naturelle

Paramètres géotechniques		PN
Couleur		Rouge
Gravité spécifique	(g/cm ³)	2.85
Masse volumique apparente	(g/cm ³)	1.02
La surface spécifique -Blaine-	(cm ² /g)	8737.2
Oxyde de calcium [CaO]	(%)	9.4
L'oxyde de magnésium [MgO]	(%)	3.88
Oxyde de fer [Fe ₂ O ₃]	(%)	8.36
Alumine [Al ₂ O ₃]	(%)	17.45
Silice [SiO ₂]	(%)	46.83
Sulfite [SO ₃]	(%)	0.36
Oxyde de sodium [Na ₂ O]	(%)	4.32
Oxyde de potassium [K ₂ O]	(%)	1.4

**Fig. 3.11** — Distribution granulométrique du pouzzolane naturelle.

3.3 Déroulement d'essais

3.3.1 Combinaison des échantillons

L'objectif principal de cette recherche est d'étudier l'effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur les propriétés géotechniques d'un sol argileux expansif traité à la chaux. Plusieurs tests de laboratoire ont été réalisés tels que pH, densité spécifique, limites d'Atterberg, analyse granulométrique, compactage, triaxial UU, conductivité hydraulique, gonflement, consolidation et à la fois de la diffraction des rayons X et de la microscopie électronique à balayage afin de justifier

et relier les résultats des expériences aux changements minéralogique et microstructurale résultant du traitement des sols. Plusieurs combinaisons de la pouzzolane naturelle et de la chaux ont été utilisées pour la stabilisation du sol. Les teneurs de la pouzzolane naturelle sont de 0, 5, 10, 15 et 20% tandis que celles de la chaux sont de 0, 2, 4, 6%. Le tableau 3.4 représente les combinaisons étudiées dans cette recherche.

Tableau 3.4 Les combinaisons étudiées

Symbole	Argile (%)	Chaux (%)	PN (%)
L0P0	100	0	0
L0P5	95	0	5
L0P10	90	0	10
L0P15	85	0	15
L0P20	80	0	20
L2P0	98	2	0
L2P5	93	2	5
L2P10	88	2	10
L2P15	83	2	15
L2P20	78	2	20
L4P0	96	4	0
L4P5	91	4	5
L4P10	86	4	10
L4P15	81	4	15
L4P20	76	4	20
L6P0	94	6	0
L6P5	89	6	5
L6P10	84	6	10
L6P15	79	6	20
L6P20	74	6	20

3.3.2 Propriétés étudiées

3.3.2.1 pH

Dans cette étude, un pH-mètre a été utilisé dans le but de déterminer l'acidité ou l'alcalinité des matériaux du sol en suspension dans l'eau, l'eau utilisée dans les tests est une eau distillée de type III. Deux procédures de détermination du pH ont été utilisées afin de déterminer la valeur du pH du sol argileux non traité et traité.

Pour le cas du sol argileux et de mélange argile-pouzzolane naturelle, la méthode d'essai standard pour le pH des sols a été utilisée comme décrit dans [ASTM D4972 \(2001\)](#). Le sol séché à l'air a été mélangé avec 0, 5, 10, 15 et 20% de pouzzolane naturelle à l'état sec. La combinaison sol et sol-PN étudiée a été tamisée sur un tamis N° 10 afin d'éliminer les fractions avec des particules

supérieures à 2 mm. Pour chaque combinaison, 10 g de matériau séché à l'air ont été pesés et placés dans un récipient en verre. Ainsi, environ 10 ml d'eau ont été ajoutés à chaque mélange et laissés reposer pendant 1 heure avant de tester (Fig. 3.12).



Fig. 3.12 — Tests de détermination du pH. (a) Préparation des échantillons, (b) pH-mètre utilisé.

Afin d'étudier la variation de la valeur du pH et l'estimation de la plus faible teneur en chaux nécessaire pour la stabilisation du sol et du sol-PN, la méthode d'essai standard pour utiliser le pH pour estimer l'exigence de proportion sol-chaux pour la stabilisation du sol a été utilisée en accord avec [ASTM D6276 \(1999\)](#). Cette méthode d'essai repose sur la détermination de la teneur en chaux favorisant l'augmentation du pH à une valeur minimale supérieure ou égale à 12.4. Selon [Eades et Grim \(1966\)](#), cette valeur de pH est nécessaire pour activer à la fois les réactions chaux-sol immédiates et les réactions pouzzolaniques à long terme. Toutes les combinaisons à l'état sec ont été tamisées à travers un tamis N° 40 (425 μm). Le sol-chaux-eau et le sol-chaux-PN-eau sont alcalins et réagissent avec le métal et le verre. Par conséquent, il est nécessaire d'utiliser des bouteilles ou des béchers en plastique. 2, 4 et 6% de chaux ont été ajoutés à une masse de 25g de sol (argile, argile-PN) mélangée à 100 ml d'eau. De l'autre côté, 2 g de chaux ont été mélangés avec 100 ml d'eau pour déterminer le pH de la solution saturée de chaux. Les lectures de pH sont prises après 1 h d'agitation des mélanges pendant 30 s à des intervalles de 10 min.

Le pH de chaque mélange sol-chaux-eau, sol-chaux-PN-eau et du mélange chaux-eau a été déterminé avec 0.01 unité de pH. Maintenir la température du mélange à 25 ± 1 ° C (le pH-mètre utilise une électrode de verre et d'autre de référence, son fonctionnement repose sur la relation

entre la concentration en ions H_3O^+ et la différence de potentiel électrochimique avec un compteur d'une précision de pH de 0.2 sur une plage de 0 à 14).

3.3.2.2 Test de la Densité spécifique

Généralement, la Densité spécifique des sols naturels est déterminée par le pycnomètre à eau comme décrit dans [ASTM D854 \(2002\)](#). La Densité spécifique est normalement définie comme le rapport entre le poids d'un volume donné de matière et le poids d'un volume équivalent d'eau. Dans le cas des liants hydrauliques, l'eau réagit avec le calcium présent dans le liant hydraulique. Donc, il devrait être remplacé par un autre liquide qui ne réagit pas avec lui. Par exemple, dans la méthode d'essai standard pour la Densité spécifique du ciment hydraulique ([ASTM C188-17](#)), l'eau a été remplacée par du kérosène, et dans les méthodes d'essai standard pour les essais physiques de la chaux vive, de la chaux hydratée et du calcaire ([ASTM C110-16](#)), l'eau a été remplacée par de l'alcool éthylique (absolu) afin de déterminer la masse volumique absolue des produits de chaux hydratée. Dans cette étude, l'eau a été remplacée par du toluène qui est un hydrocarbure aromatique, un liquide qui a la propriété de dissoudre, diluer ou extraire d'autres substances sans les modifier chimiquement et sans se modifier (non réactif avec la chaux). La densité spécifique du sol mesuré, avec une précision de 0.01 (Fig. 3.13).



Fig. 3.13 — Essais de la densité spécifique. (a) l'équipement utilisé, (b) Toluène, (c) pesage de la masse d'échantillon

3.3.2.3 Limites d'Atterberg

Les paramètres de consistance tels que la limite de plasticité (LP), la limite de liquidité (LL) et l'indice de plasticité (IP) pour le sol argileux traité et non traité ont été déterminés selon les essais limites d'Atterberg (ASTM D 4318-17) (Fig. 3.14). Ces méthodes ne s'exécutent que sur des particules de sol inférieures à 425 μm (tamis N° 40). Concernant la réalisation de ces tests, il existe deux modes opératoires de préparation des échantillons, humides et sèches. D'autre part, deux méthodes de détermination de la limite de liquidité sont proposées, la méthode multipoint (méthode A) et la méthode un point (méthode B).



Fig. 3.14 — Dispositif utilisé dans le test limite d'Atterberg selon ASTM D 4318-17.

Dans cette recherche, la méthode multipoint a été utilisée, le sol argileux a été séché à l'air libre et tamisé à travers un tamis de 425 μm de diamètre après broyage. Les mélanges étudiés ont été préparés comme représenté dans le tableau 3.4, chaque mélange a été préparé avec une teneur en eau distillée qui a nécessité environ 15 à 35 chocs de la coupelle du dispositif de détermination de la limite de liquidité (LL) pour que les lèvres de la rainure se rejoignent sur une longueur d'environ 13 mm. Après la préparation de l'échantillon, la pâte a été recouverte et laissée dans un récipient hermétique pour éviter la perte d'humidité (Fig. 3.15). Après 1 et 28 jours de cure et juste avant de commencer l'essais, les échantillons ont été soigneusement remélangés. Les éprouvettes prises en compte ne sont que celles répondant à un nombre de chocs compris entre 15 et 35. Pour la détermination de la teneur en eau des échantillons, une masse d'environ 5g de pâte a été prélevée

de la coupelle à l'aide d'une spatule de chaque côté des lèvres de la rainure pour la sécher en étuve à 105° (Fig. 3.16).

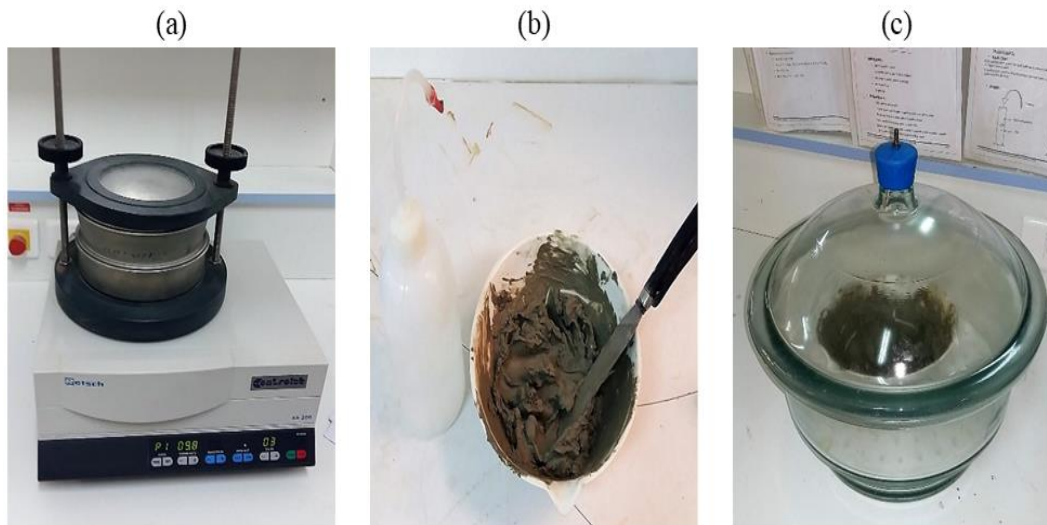


Fig. 3.15 — Différentes étapes de la préparation des échantillons de limites d'Atterberg. a) Tamisage à 425 μm , b) préparation de la pâte du sol, c) stockage dans un récipient hermétique.

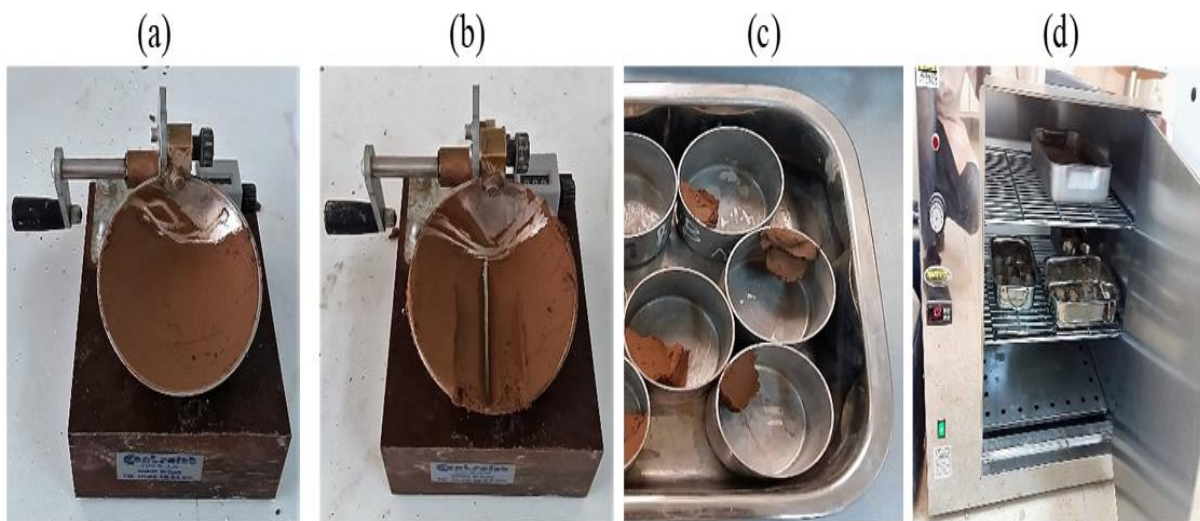


Fig. 3.16 — Détermination de la limite de liquidité du sol avant et après traitement. (a) étalement de la pâte et remplissage de la coupelle, (b) pratiqué la rainure et créer une serré de chocs jusqu'à la fermeture des lèvres à 13 mm, (c) prélèvement d'échantillon, (d) séchage à l'étuve 105°.

D'autre part, La limite de liquidité de la pozzolane naturelle a été déterminée par la méthode du pénétromètre à cône (NF P 94-052-1) comme le montre la figure 3.17. Dans cet essai, la LL est définie comme la teneur en eau à laquelle un cône standard avec un angle central de 30° et un poids

de 80 g va pénétrer sur une distance $d = 17$ mm en 5 secondes lorsqu'il chute a partir d'une position de point de contact avec la surface du sol.

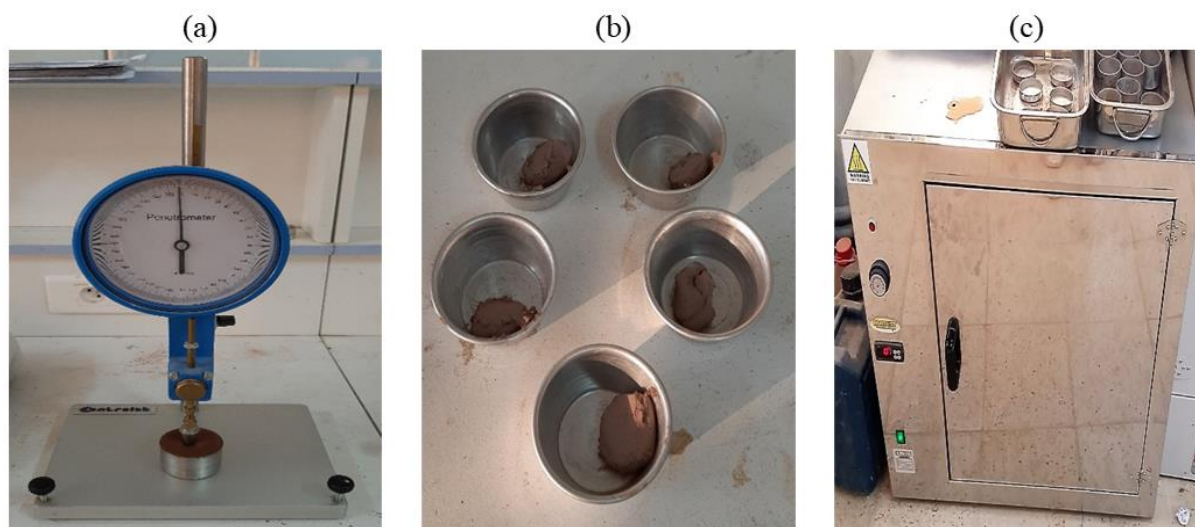


Fig. 3.17 — Détermination de la limite de liquidité de la pouzzolane naturelle. (a) pénétromètre à cône, (b) prélèvement d'échantillon, (c) séchage à l'étuve 105°.

La limite de liquidité (LL) est calculée à partir de l'équation de la droite moyenne ajustée sur les couples de valeurs expérimentales (nombre de coups et de la profondeur de pénétration du cône en fonction de leurs teneurs en eau) pour au moins quatre valeurs de test. La LL est la teneur en eaux correspondant a 25 coups et la pénétration du cône égal à 17mm. Elle est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche.

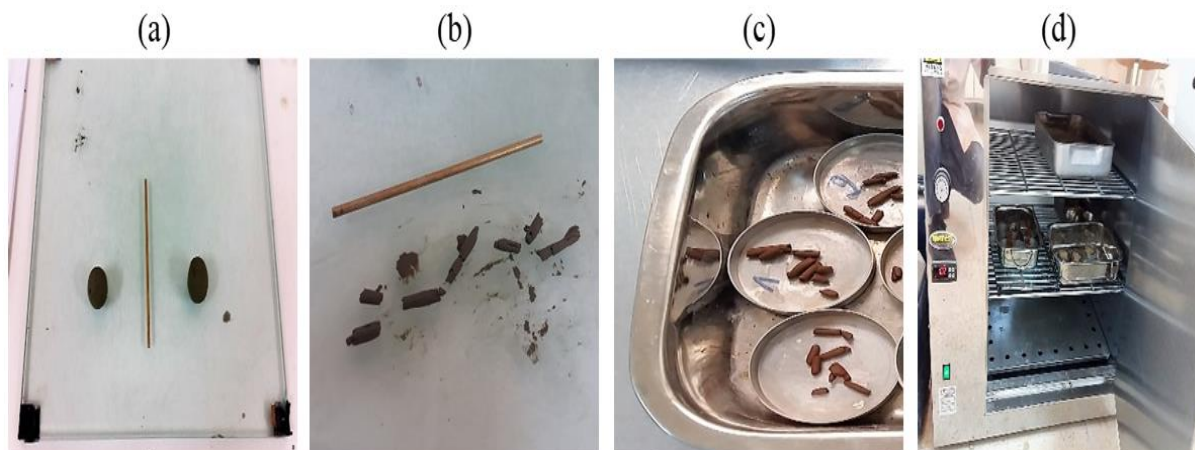


Fig. 3.18 — Détermination de la limite de plasticité. (a) formation d'une boulette de pâte et la rouler à la main pour former un rouleau, (b) amincissement du rouleau jusqu'à ce qu'il se fissure à 3 mm de diamètre, (c) prélèvement d'échantillon, (d) séchage à l'étuve 105°.

La limite de plasticité (LP) a été déterminée comme la moyenne des trois teneurs en eau conventionnelles d'un rouleau de terre qui se fissure lorsque son diamètre atteint 3.2 mm (Fig. 3.18), cette valeur est exprimée en pourcentage et arrondie au nombre entier le plus proche. Selon Atterberg (1911), l'indice de plasticité (IP) est la plage de teneurs en eau, dans laquelle le sol s'est comporté comme une matière plastique. L'indice de plasticité est donc égal à la différence entre les valeurs de la limite de liquidité et de la limite de plasticité.

$$IP = LL - LP \quad \text{Eq. (3.1)}$$

3.3.2.4 Compactage

Le test de compactage Proctor standard conforme à la norme ASTM D698 a été utilisé pour déterminer les paramètres de compactage tels que la teneur en eau optimale et la densité sèche maximale pour les différentes combinaisons étudiées.

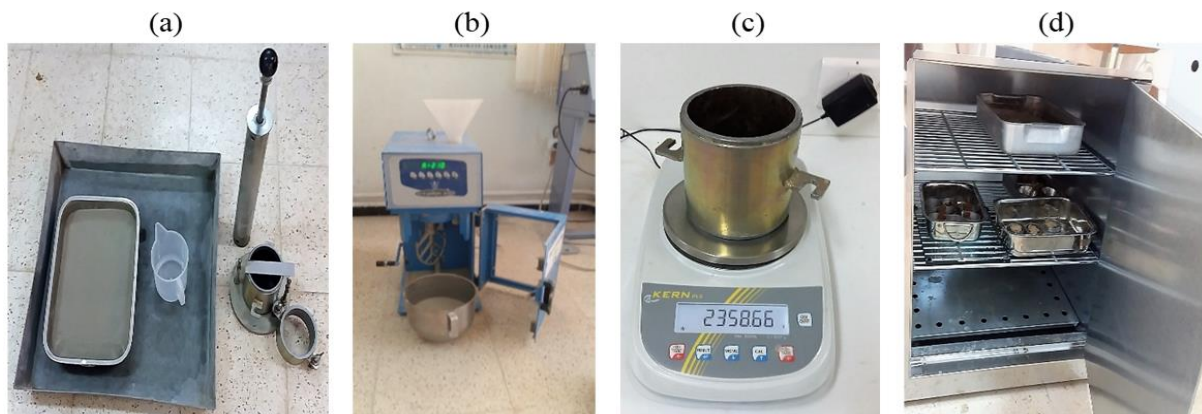


Fig. 3.19 — Essais de compactage Proctor normal. (a) l'équipement utilisé, (b) mélangeur automatique, (c) pesage de la masse d'échantillon, (d) étuve.

Tous les matériaux utilisés à des diamètres inférieurs à 4.75 mm (passant au tamis N° 4), donc la méthode « A » a été utilisée. Cette méthode basée sur le compactage du sol en trois couches avec 25 coups pour chaque couche (Fig. 3.19), en utilisant un moule normalisé d'un volume de 953 cm³, un pilon de 2.5 kg d'un diamètre de 50.8 mm et tombant d'une distance de 310 mm (l'effort de compactage total égal à 598 kN.m/m³ (Eq. 3.2). La réalisation de la courbe pour chaque combinaison nécessite au moins 4 essais à différentes teneurs en eau avec un pas de 2%.

$$E = \frac{N_b \times N_l \times W_h \times H}{V_m} \quad \text{Eq. (3.2)}$$

E: Effort de compactage

N_b: Nombre de coups par couche

N_l: Nombre de couches

W_h: Poids du Marteau (Dame)

H: Hauteur de chute du marteau

V_m: Volume de moule

Les mélanges étudiés ont été soigneusement mélangés à vitesse lente avec un mélangeur automatique pour assurer l'uniformité de l'échantillon. Après mélange, les échantillons ont reposé pendant 2 heures avant le compactage, cette durée est égale au temps de prise de la chaux hydratée, déterminé selon [ASTM C191](#) (temps dont la chaux a besoin pour réagir ou s'hydrater complètement avec l'eau (Fig. 3.20)).

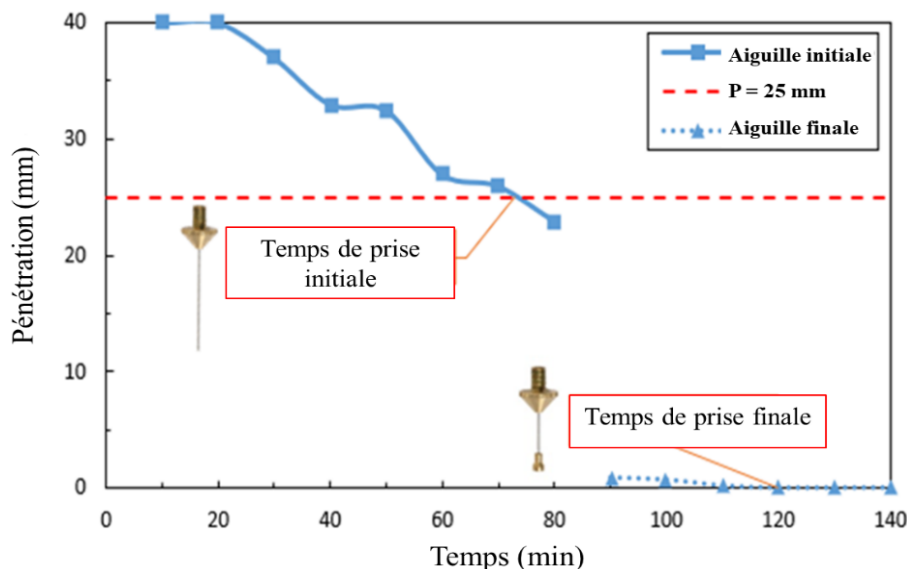


Fig. 3.20 — Temps de prise de la chaux hydratée (Vicat Needle)

3.3.2.5 Analyse granulométrique

Pour les sols non traités et traités, l'analyse granulométrique a été réalisée selon la norme [ASTM D422 \(2007\)](#), cette méthode d'essai est réalisée pour la détermination quantitative de la gamme granulométrique des particules présentes dans un sol, exprimée en pourcentage du poids sec total. La distribution granulométrique des particules supérieures à 75 μm (0.075 mm) est déterminée par tamisage (analyse par tamisage), tandis que la distribution granulométrique des particules inférieures à 75 μm est déterminée par un procédé de sédimentation à l'aide d'un hydromètre 151H (analyse par sédimentométrie) (Fig. 3.21).

Les échantillons du sol stabilisé à la chaux, la pouzzolane naturelle et leur combinaison sont préparés selon les paramètres de compactage optimaux obtenus à partir des tests de compactage Proctor normal (OMC et MDD), les échantillons ont été emballés et stockés au laboratoire sous une température ambiante et 100 % d'humidité relative jusqu'au moment du test (1 jour et 28 jours). Après durcissement, les échantillons sont immergés dans l'eau pendant 12 heures. Après cette

période, la suspension a été transférée sur un tamis de 75 μm et lavée jusqu'à ce que l'eau de lavage devienne limpide. Deux types de particules ont été récupérés ; le premier type de taille supérieure à 75 μm , a été séché à une température de $110\pm 5^\circ\text{C}$ avant tamisage (analyse au tamis), le second type de taille inférieure à 75 μm , a été séché à une température de $60\pm 5^\circ\text{C}$ et broyé avant la réalisation d'analyses granulométriques par sédimentométrie.



Fig. 3.21 — Les étapes d'analyse granulométrique

3.3.2.6 Conductivité hydraulique

Des tests de perméabilité à charge variable ont été utilisés afin de déterminer la conductivité hydraulique du sol étudié avant et après traitement à la chaux, la pouzzolane naturelle et leur combinaison selon la méthode d'essai standard ([ASTM D5856-15](#)). Les spécimens ont été préparés dans des moules Proctor de 102 mm de diamètre dans lesquels l'éprouvette ne peut pas gonfler (Fig. 3.22). Les échantillons ont été directement compactés selon le test de compactage normal à l'intérieur du moule afin de limiter les fuites le long des côtés. Deux disques poreux ont été insérés en haut et en bas de l'échantillon. De l'eau du robinet désaérée a été utilisée pour toutes les expériences. Le débit d'eau a été appliqué de la base inférieure à la face supérieure de l'échantillon afin d'éviter tout piégeage d'air. Pour déterminer la conductivité hydraulique, la circulation du

fluide a été interrompue. Il a ensuite été déterminé avec la procédure de la charge variable sur une base quotidienne. Comme on le sait, la température du liquide a un effet important sur sa viscosité et son mouvement à travers les pores des échantillons. Ainsi, la conductivité hydraulique est sensible à la température lors des essais. 20° C est défini comme température standard pour éviter l'influence des variations de température sur les résultats de conductivité hydraulique. Si la température réelle déviait les 20° C, la conductivité hydraulique est étalonnée par l'équation suivante :

$$K_{20} = K_T \eta_T / \eta_{20} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

Où K_{20} , K_T , η_{20} et η_T sont les conductivités hydrauliques et les coefficients de viscosité dynamique correspondant à 20° C et à la température réelle T° C. L'essai a été finalisé une fois que 4 mesures consécutives de conductivité hydraulique ont donné la même valeur ($\pm 5\%$). Selon les normes, la valeur de conductivité hydraulique à prendre en compte est celle lorsque les pertes de charge initiales et finales à travers l'éprouvette ne diffèrent pas beaucoup, une grande précision est nécessaire, le rapport de la perte de charge initiale et finale doit être déterminé avec une précision de $\pm 5\%$ au mieux.

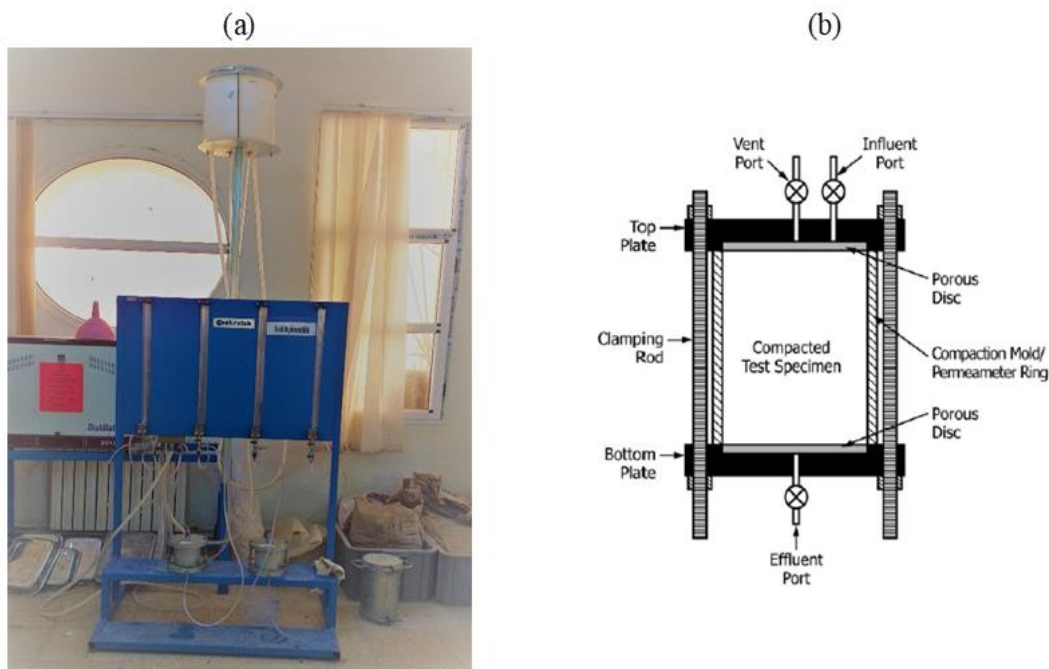


Fig. 3.22 — Essais de perméabilité à charge variable. (a) support de Perméamètre type Proctor, (b) Perméamètre à moule de compactage dans lequel l'éprouvette ne peut pas gonfler.

3.3.2.7 Essais triaxiaux non consolidés non drainés

Des tests triaxiaux UU ont été réalisés selon [ASTM D2850-03](#) afin de déterminer la résistance au cisaillement et les relations contrainte-déformation des éprouvettes cylindriques standard d'un diamètre de 35 mm et d'une hauteur de 70 mm (Fig. 3.23). Les échantillons traités et non traités sont préparés selon les résultats du test de compactage (à MDD et OMC). Pour éviter toute perte d'humidité, les échantillons ont été enveloppés dans des films plastiques après démoulage et laissés durcir pendant 1, 7 et 28 jours. Après durcissement, les éprouvettes sont écrasés sous trois pressions de confinement 50, 100 et 200 kPa.

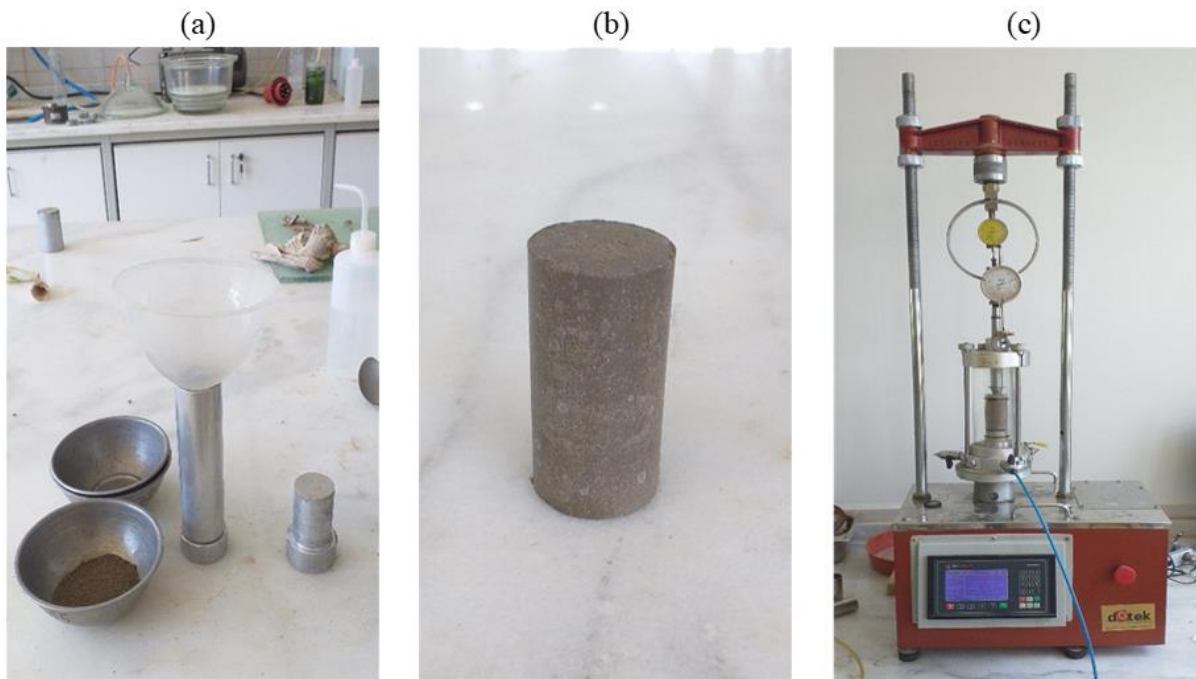


Fig. 3.23 — Essais triaxiaux non consolidés non drainés. (a) moule de préparation d'échantillon, (b) échantillon 35mm × 70mm, (c) appareil triaxial.

La contrainte déviatorique des échantillons étudiés est prise jusqu'à une déformation axiale maximale égale à 20% de la hauteur de l'échantillon. Pour une meilleure analyse de l'évolution de la forme des pics, le facteur Δq (la différence entre la contrainte déviatorique maximale (q_{max}) et la contrainte déviatorique résiduelle (q_r) divisé par la contrainte déviatorique résiduelle) a été calculé afin d'étudier leur relation avec le comportement de défaillance (Fig. 3.24). Les modes de défaillance des combinaisons étudiées ont été comparés à la classification des modes de défaillance proposée par [Hatibu et Hettiaratchi \(1993\)](#) comme le montre la figure 3.25.

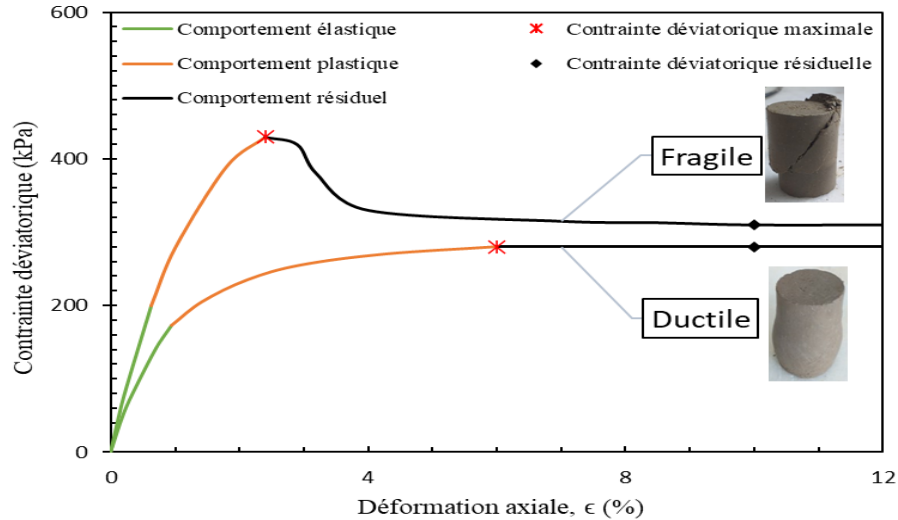


Fig. 3.24 — Étapes de rupture des sols

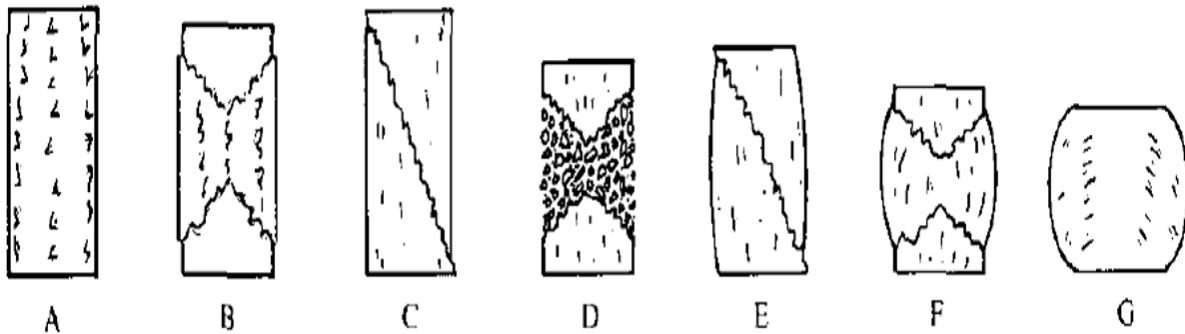


Fig. 3.25 — Classification des modes de défaillance des éprouvettes chargées dans un appareil de compression triaxiale. (A) Colonne fragile ; (B) Plaque fragile ; (C) Défaillance fragile ; (D) Défaillance cataclastique ; (E) Faille de cisaillement ; (F) Défaillance ductile ; (G) Écoulement ductile. (Hatibu et Hettiaratchi 1993)

3.3.2.8 Potentiel et pression de gonflement unidimensionnel

Des essais de gonflement libre unidimensionnel ont été réalisés sur des échantillons de sol naturel et stabilisés selon la méthode A mentionné dans la norme [ASTM D4546-03](#), et sous une surpression constante de 1 kPa au moyen d'une série d'appareils œdométriques classiques (Fig. 3.26-a). Dans un premier temps, on procède à la préparation de l'échantillon (hauteur $H = 20$ mm, diamètre $D = 50$ mm (Fig. 3.26-b.) à la teneur en eau optimale et à la densité sèche maximal déterminé suivant l'essai de compactage Proctor normal. Les échantillons ont été placés dans les oedomètres et ont été inondés d'eau. La déformation ou le gonflement axial a ensuite été enregistré au cours de diverses étapes de gonflement (0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 15.0 et 30.0 min et 1, 2,

4, 8, 24, 48 et 72 h) jusqu'à un point où le gonflement axial a atteint une valeur d'équilibre définie comme le potentiel de gonflement ou le pourcentage de gonflement libre (Fig. 3.27). Pour un temps de gonflement écoulé donné, le gonflement axial a été déterminé par les éléments suivants :

$$G(\%) = \frac{(H_f - H_i)}{H_i} \times 100 \quad \text{Eq. (3.3)}$$

H_i : hauteur initiale.

H_f : hauteur finale après stabilisation.

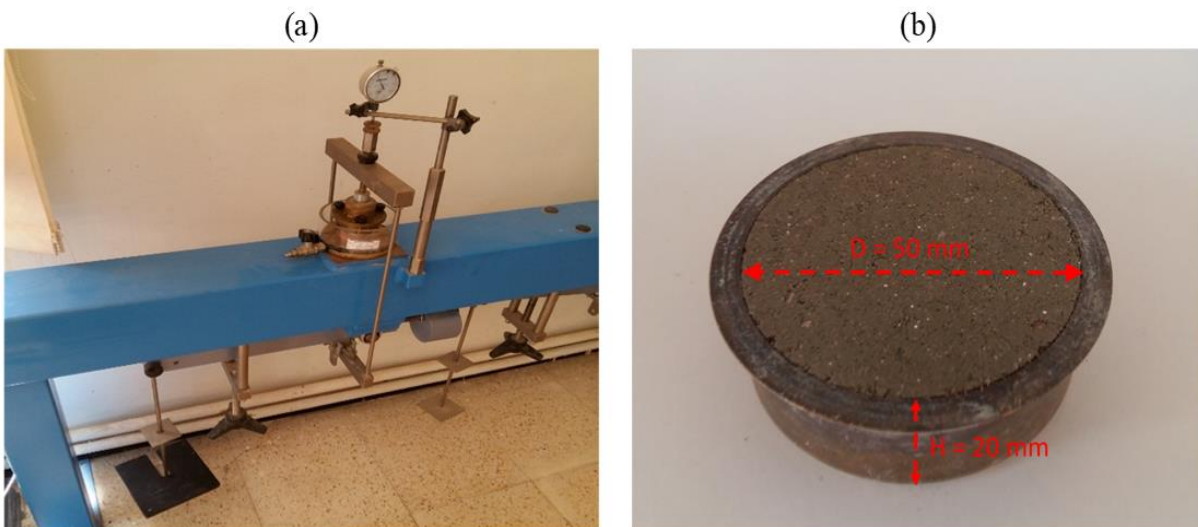


Fig. 3.26 — Essais de gonflement libre. a) Dimension d'échantillon étudié, b) Appareil œdométrique.

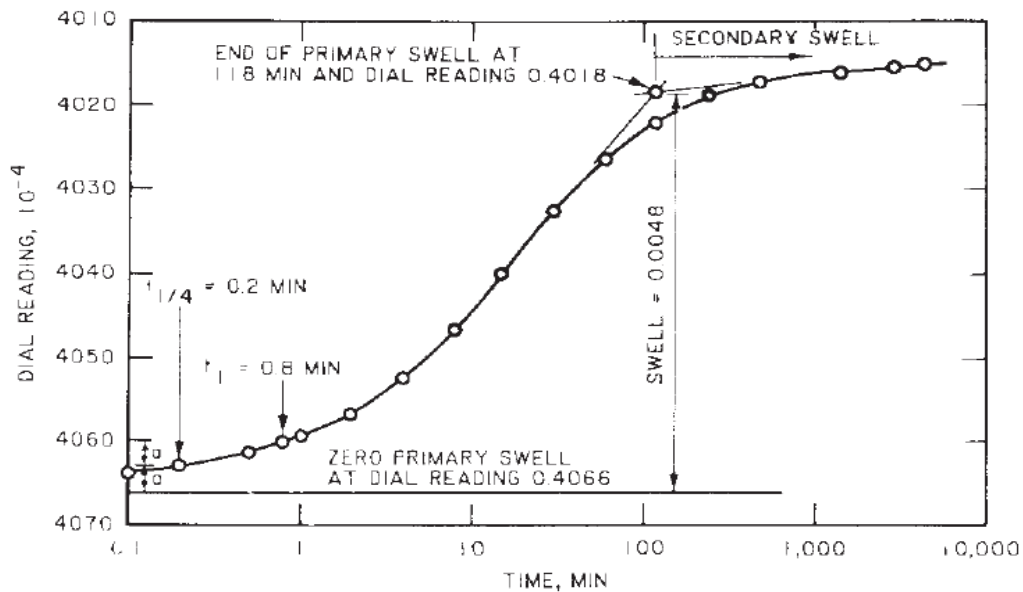


Fig. 3.27 — Courbe de temps - gonflement (ASTM D4546-03)

Lorsque l'expansion du sol atteint sa valeur maximale, la charge verticale appliquée est augmentée pour maintenir la position d'origine. Ce processus est poursuivi jusqu'à ce qu'il n'y ait plus de gonflement du sol (son volume revient à sa valeur initiale), La contrainte correspondante est la pression de gonflement (Fig. 3.28).

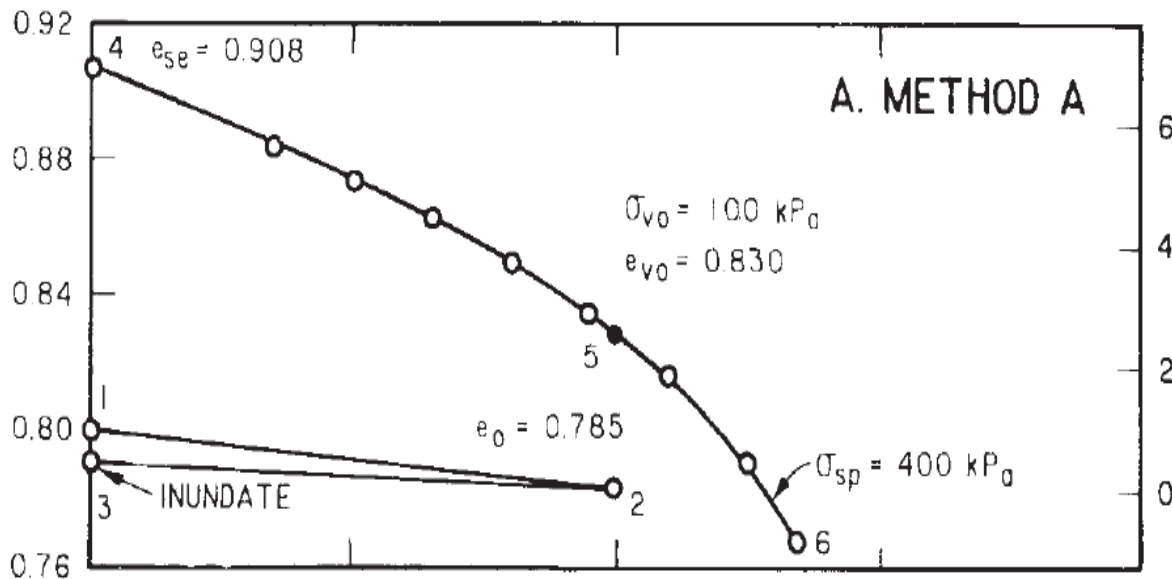


Fig. 3.28 — Courbe de l'indice de vide - log pression selon la méthode "A" (ASTM D4546-03)

3.3.2.9 Consolidation unidimensionnelle

Les caractéristiques de consolidation d'échantillons de sol avant et après traitement, compactés à leur teneur en eau optimale (OMC) et à leur densité sèche maximale (MDD) ont été déterminées suite aux tests de consolidation unidimensionnels (la méthode B définie dans la norme ASTM D 2435 (2011)). Le papier filtre et la pierre poreuse ont été séchés avant d'être assemblés dans le moule. Après que le consolidomètre placé dans le dispositif de chargement, une charge d'assise de 6 kPa a été appliquée. On augmente la valeur de la charge dès que le sol commence à gonfler et ramène la valeur de déformation du gonflement à sa position d'origine. Ce processus a été poursuivi jusqu'à ce que la pression de gonflement du sol expansif soit complètement contrôlée. Le modèle de chargement utilisé dans ce test était de 2.5, 51.5, 100.5, 198.5, 394.5, 786.5 et 982.5 kPa. Le changement de valeur de charge s'est produit après que 100 % de consolidation primaire soit atteints et que la valeur de déformation soit supérieure à 1.5 fois t_{100} (t_{100} est le temps requis pour 100 % de consolidation primaire), ce processus s'est poursuivi jusqu'à la fin du test (Fig. 3.29).

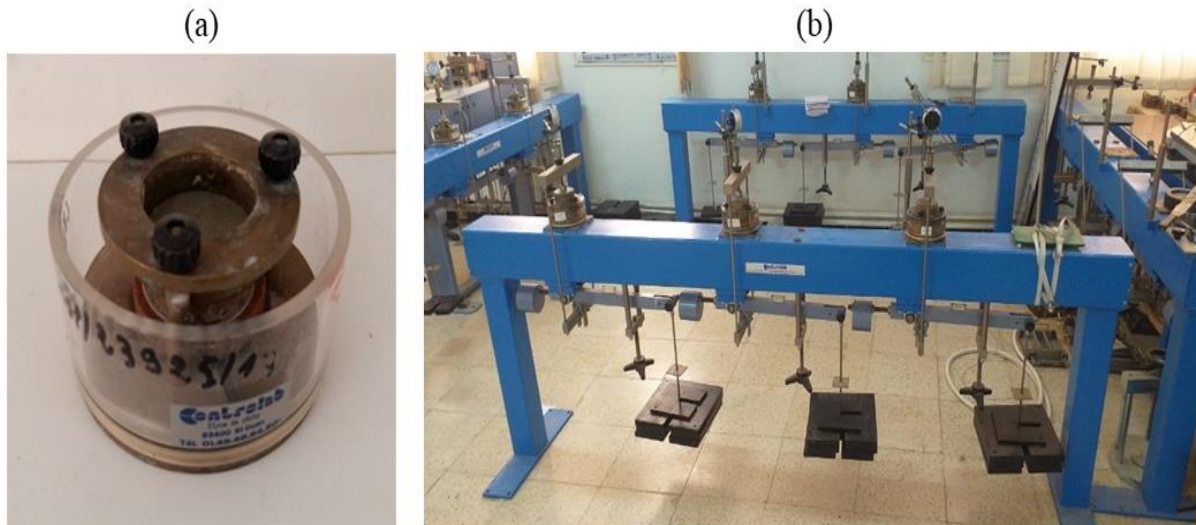


Fig. 3.29 — Consolidation unidimensionnelle. a) Préparation des échantillons et mise en consolidomètre, b) Dispositif de chargement.

3.3.2.10 Diffraction aux rayons X

Un diffractomètre DRX de type MiniFlex 600 (Fig. 3.30) a été utilisé pour l'analyse au DRX. Après les écrasements d'éprouvettes, les petits fragments issus des éprouvettes fracturées de tests triaxiaux UU ont été récupérés, puis séchés pendant 1 jour à 40 °C. Avant l'exécution de l'essai, les échantillons de sol prélevés ont été broyés en poudres fines, passées à travers un tamis de 400 μm et puis conservées dans des sacs en plastique hors humidité afin de les utiliser comme échantillons pour les tests de DRX.



Fig. 3.30 — Diffractomètre DRX MiniFlex 600

Les motifs de diffraction ont été effectués en utilisant un rayonnement (Cu-K α) avec un angle de Bragg (2θ de) de gamme variante entre 4° et 60° avec une vitesse d'exécution de $0.83 \cdot 10^{-2}/2$ sec. Après 1 et 28 jours de cure, l'examen de la formation éventuelle des composés de cimentation a été effectué sur des échantillons de sol argileux traités et non traités.

3.3.2.11 Microscopie électronique à balayage

Cependant, un microscope électronique à balayage JEOL JSM-6060lv (Fig. 3.31) a été utilisé pour les tests de MEB. La MEB consiste en un faisceau d'électrons balayant la surface de l'échantillon à analyser qui, en réponse, réémet certaines particules. Ces particules sont analysées par différents détecteurs qui permettent de reconstruire une image en trois dimensions de la surface.



Fig. 3.31 — Microscope électronique à balayage JEOL JSM-6060lv.

Les échantillons de sol ont été insérés par résine époxy, fixés et puis balayés par une faible résolution MEB. L'examen d'éventuels changements dans la macrostructure a été réalisé uniquement sur certains échantillons de sol afin d'expliquer les variations possibles dans les propriétés physiques et mécaniques du sol stabilisé.

3.4 Conclusion

Les matériaux sélectionnés dans ce travail de thèse ont été d'abord identifiés et caractérisés tout en déterminant leurs propriétés physico-mécaniques, chimiques et minéralogiques qui permettent de commenter, d'interpréter et de comparer les résultats issus du programme expérimental entrepris. Les échantillons sont préparés selon la nature et le type d'essai respectant les normes américaines (ASTM). Les résultats des différents essais réalisés seront présentés, analysés et discutés dans le Chapitre suivant à savoir : pH, densité spécifique, limites d'Atterberg, compactage, analyse granulométrique, conductivité hydraulique, triaxial UU, gonflement, consolidation, la minéralogie par les diagrammes de DRX et les changements de la microstructure à l'aide des images de MEB.

Chapitre 4

EFFET D'AJOUT DE POUZZOLANE NATURELLE SUR LES PROPRIÉTÉS PHYSIQUE ET LA CLASSIFICATION D'UN SOL ARGILEUX TRAITÉ À LA CHAUX

4.1 Introduction

4.2 Variations de pH

4.3 Limites d'Atterberg

4.4. Compactage

4.5 Densité spécifique et l'indice des vides

4.6 Analyse granulométrique

4.7 Classification du sol

4.8 Conclusion

4.1 Introduction

La nature et la proportion des minéraux, densité, masse volumique et teneur en eau, la distribution granulométrique ainsi que l'argilosité, sont les paramètres physiques fondamentaux qui influencent le comportement des sols.

Dans ce chapitre, nous analyserons, comparerons et interpréterons les résultats des effets de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leurs combinaisons sur la variation de pH, les limites d'Atterberg, les paramètre de compactage, la densité et l'indice des vides, analyse granulométrique et la classification des sols étudiés en fonction de la période de cure.

4.2 Variations de pH

La valeur du pH du sol représente l'acidité ou l'alcalinité du sol. Il est défini comme le logarithme négatif de la concentration efficace en ions hydrogène ou de l'activité des ions hydronium (H^+) dans une solution. La figure 4.1 montre la variation de la valeur du pH du sol argileux étudié avant et après traitement avec différents additifs.

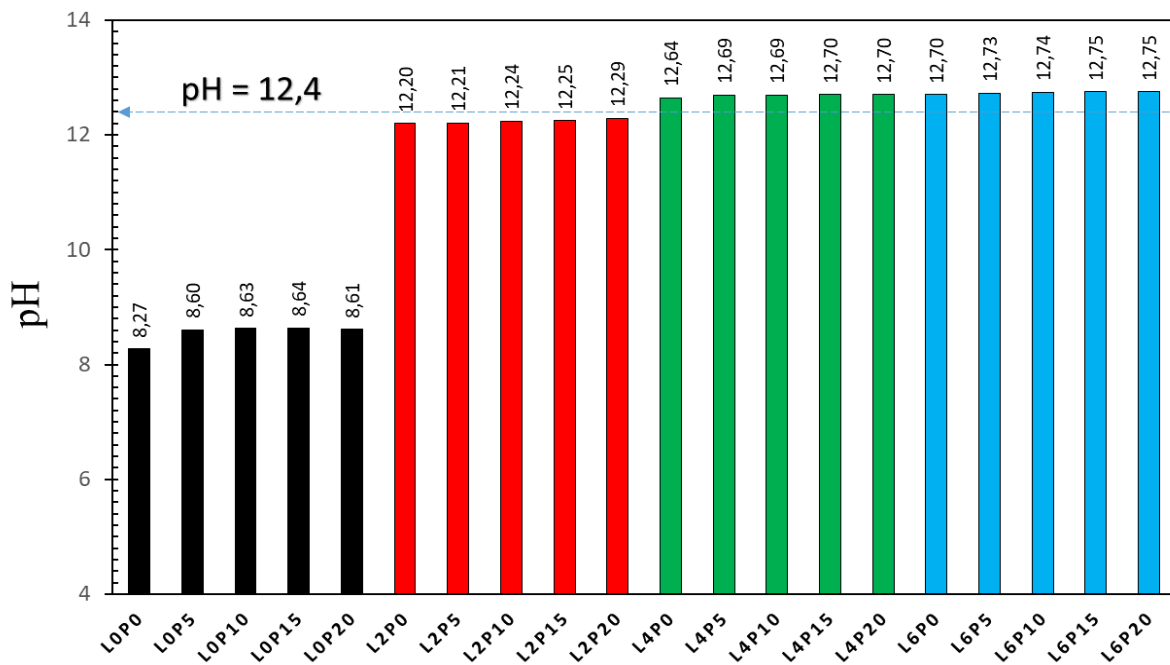


Fig. 4.1 — Influence des stabilisants sur la variation du pH.

Le sol argileux étudié est un sol moyennement alcalin avec un pH de 8.3. L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux a augmenté son pH. L'addition de 20% de pouzzolane naturelle au sol étudié à augmenter sa valeur de pH de 8.3 à 8.6, cette augmentation est due à la très forte alcalinité

de la pouzzolane naturelle ($pH_{PN} = 9$). Le même comportement a été observé par [Gadouri et al. \(2017a\)](#) lors de l'étude de la variation du pH du mélange argile-chaux-pouzzolane naturelle.

Le sol argileux étudié est très réactif à la chaux. Comme le montre la figure 4.1, une augmentation considérable du pH a été observée après le traitement du sol argileux et du mélange argile-pouzzolane avec de la chaux, l'ajout de 6% de chaux au sol argileux avec ou sans 20% pouzzolane naturelle relève son pH de 8.3 et 8.6 à 12.7 et 12.75, respectivement. Cette augmentation significative de la valeur du pH s'explique par la réaction à court terme du chaux-sol argileux. Comme on le sait, l'ajout de chaux aux sols argileux produit un environnement hautement alcalin, dû aux anions OH^- provenant de l'hydratation de la chaux, ce qui conduit à une dissolution lente de silice et d'alumine des particules d'argile ([Kinuthia et al., 1999](#)).

La consommation initiale de chaux (ICL) donne une indication de la teneur minimale en chaux pour la réalisation d'une réaction d'échange cationique et induit en conséquent un changement important dans les propriétés du sol à court terme (modification du sol). Comme le montre la figure 4.1, avec l'addition de 4% de chaux au sol argileux et à l'argile- pouzzolane naturelle, la valeur de pH des mélanges a augmenté à 12.6 et 12.7 respectivement. Selon les critères [Eades et Grim \(1966\)](#), pour sa stabilité le sol a besoin d'une teneur en chaux correspondant à un pH de 12.4. Ainsi, 4% est la teneur en chaux qui représente la consommation initiale de chaux du sol argileux et du mélange argile-pouzzolane.

4.3 Limites d'Atterberg

La figure 4.2 montre l'effet de la stabilisation à la chaux sur la variation des limites d'Atterberg d'un sol argileux. On peut observer que l'ajout de chaux augmente à la fois la limite de liquidité (LL) et la limite de plasticité (LP). Mais le taux d'augmentation de LL est inférieur à celui de LP, ce qui entraîne une diminution de l'indice de plasticité (IP).

La limite de liquidité de sol traité égale à 52.64%, cette valeur augmente jusqu'à 62% après l'addition de 2% de chaux, au-delà de cette teneur, la limite de liquidité est restée quasi constante à 4% de chaux (62.37%) avant de baisser légèrement à 6%. La limite de plasticité est passé de 21.18% à 39.41% avec l'addition de 4% de chaux, après ce pourcentage, la limite de plasticité reste presque constante. Le même comportement a été observé par [Kinuthia et al. \(1999\)](#) pour limite de liquidité et la limite de plasticité, il a été constaté que la LL de kaolinite pure augmente

considérablement après l'ajout de 3% de chaux. Au-dessus de cette teneur, la LL est restée constante même à des pourcentages élevés de chaux avant de diminuer légèrement à 20%. La limite de plasticité a également augmenté de manière significative avec l'ajout de chaux et reste constant à une teneur en chaux variant entre 3% et 14%. La figure 4.2 montre clairement que LL et LP augmentent avec le temps de cure, ce qui entraîne une réduction de IP. Après 28 jours de durcissement, la LL et la LP du sol traité à 6% de chaux sont passées de 59.14% à 72.41% et respectivement de 39.76% à 55.22%. Par conséquent, l'indice de plasticité a diminué de 19.37% à 17.19%.

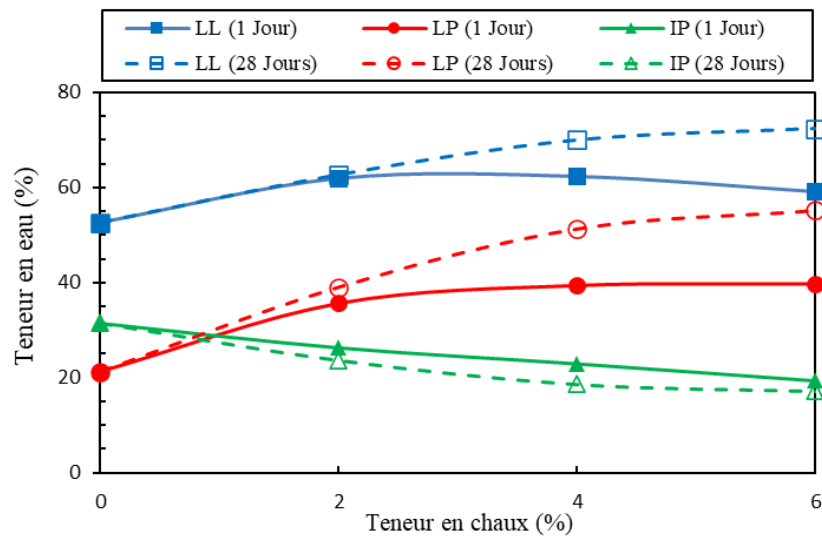


Fig. 4.2 — Influence de la teneur en chaux sur les limites d'Atterberg.

L'augmentation de LL et LP à 1 jour de cure peut être expliquée par les réactions à court terme (échange cationique et agglomération), qui rendent le sol plus granuleux et friable. Les changements dans la structure des particules de sol relativement dispersées à floculées provoquant un développement de la résistance au cisaillement au niveau des particules qui augmente LL et LP. Goswami et Singh (2005) ont indiqué que la LL des sols kaoliniques est généralement basée sur la disposition des particules et la présence de cations divalents qui favorisent la floculation et augmentent la LL. L'ajout de chaux au sol amplifie la concentration de charge et la viscosité du fluide interstitiel, développant ainsi la résistance au cisaillement interparticulaire, conduisant à une augmentation de LP (Dash et Hussain, 2012).

La réaction à long terme connue sous le nom de réaction pouzzolanique a conduit à la formation de composés cimentaire CSH et CAH, ces produits ont amélioré la capacité de rétention d'eau et la

résistance au cisaillement au niveau des particules, entraînant une augmentation de LL et LP. [Goswami et Singh \(2005\)](#) ont constaté que, la LL augmentait également avec le temps de cure, en raison d'une plus grande affinité des mélanges avec l'eau due à la formation des composés cimentaires. La LP augmente avec le temps de cure à cause du développement de résistance au cisaillement au niveau des particules en proportion de la cristallisation des produits d'hydratation ([Goswami et Singh, 2005](#)). On observe à partir de ces résultats que la variation des limites d'Atterberg du sol argileux traité à la chaux est marginale au-delà de l'addition de 4% de chaux. Ainsi, 4% de chaux peut être appelé le point de fixation de la chaux, auquel une augmentation considérable de l'ouvrabilité du sol peut être obtenue.

La figure 4.3 illustre les changements de limite de liquidité, limite plasticité et d'indice de plasticité d'un sol argileux stabilisé par la chaux, la pouzzolane naturelle et leur combinaison à 1 jour et 28 jours de durcissement. D'après la figure 4.3 (a), l'ajout de la pouzzolane naturelle au sol argileux réduit sa limite de liquidité. La limite de liquidité diminue de 52.64% à 46.13% avec l'ajout de 20% de pouzzolane naturelle. Le même comportement a été observé par [Harichane et al. \(2011a\)](#), lors du mélange d'un sol argileux CL avec le même type de pouzzolane naturelle. La figure 4.3 (b) montre que la limite de plasticité du sol augmente avec l'addition de la teneur en pouzzolane naturelle. La valeur de la limite de plasticité est passée de 21.18% à 23% lors de l'ajout de 20% pouzzolane. Le même comportement a été observé par [Gadouri et al. \(2017a\)](#) et [Harichane et al. \(2018\)](#). La variation des limites d'Atterberg peut s'expliquer par deux effets principaux. Premièrement, l'ajout de la pouzzolane naturelle au sol argileux produit une structure de sol plus résistante par le remplacement des particules de sol argileux fines par des particules de pouzzolane plus grosses. Ce changement de structure du sol développe la résistance au cisaillement entre les particules, ce qui entraîne une augmentation de la limite de liquidité et la limite de plasticité. Deuxièmement, la pouzzolane naturelle utilisée à une limite de liquidité de 26.65%, ce qui est bien inférieur à celle du sol étudié (52.64%), ce qui entraîne une réduction de la limite de liquidité du mélange. [Goswami et Singh \(2005\)](#) ont constaté que l'ajout de cendres volantes au sol étudié a deux effets ; il augmente la résistance au cisaillement entre les particules du sol, ce qui augmente à la fois LL et LP. Comme il ne produit pas de double couche électrique diffuse, il diminue l'affinité globale du mélange à l'eau, ce qui réduit la LL. [Sivapullaiah et al. \(1996\)](#) ont noté que les cendres volantes à faible teneur en calcium augmentaient la LP du coton noir indien en raison du remplacement des particules de sol fines par des particules de cendres volantes.

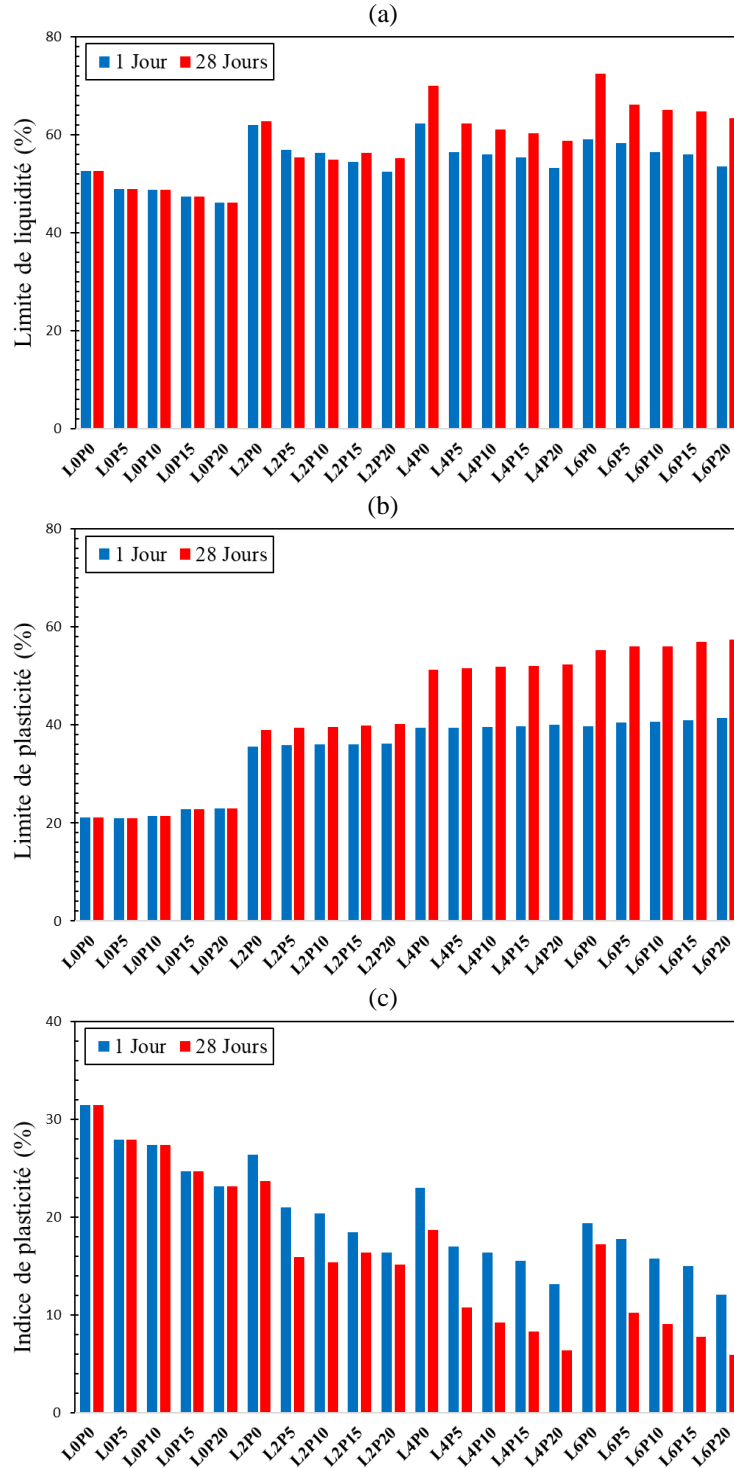


Fig. 4.3 — Effet des stabilisants sur les limites d'Atterberg.

Aucun changement n'a été observé pour les limites d'Atterberg du mélange sol-pouzzolane en fonction du temps de cure. La limite de liquidité, la limite de plasticité et l'indice de plasticité du mélange sol-pouzzolane naturelle sont restés constants avec le temps de cure car il n'y a pas de

réaction chimique entre le sol argileux et la pouzzolane naturelle, le même comportement a été observé par [Harichane et al. \(2011a\)](#) et [Gadouri et al. \(2017a\)](#) lorsqu'ils utilisaient le même type de pouzzolane naturelle.

Selon la figure 4.3, on peut observer que la limite de liquidité des échantillons stabilisés avec une combinaison chaux-pouzzolane augmente avec l'ajout de la teneur en chaux. Dans le même temps, la limite de liquidité diminue avec l'augmentation de pourcentage en pouzzolane naturelle. L'ajout de 10% et 20% de pouzzolane au sol stabilisé avec 6% de chaux a réduit leur limite de liquidité de 59.14% à 56.46% et 53.56%. La limite de plasticité pour toutes les combinaisons chaux-pouzzolane augmente légèrement avec l'addition de pouzzolane naturelle, l'ajout de 20% de pouzzolane au sol argileux traité à 6% de chaux a augmenté la limite de plasticité de 39.76% à 41.50%. Une diminution supplémentaire de l'indice de plasticité a été observée pour les échantillons stabilisés avec la combinaison de la chaux-pouzzolane, ce qui rend le sol plus friable et facilite leur utilisation (notamment pour le compactage). Pour expliquer comment les limites d'Atterberg varient pour un sol stabilisé avec une combinaison chaux-pouzzolane, il y a deux facteurs qui ont principalement influencé cette variation. Premièrement, la floculation des particules d'argile produites par la réaction sol-chaux-pouzzolane, provoque une augmentation de la résistance au cisaillement au niveau des particules, conduisant à une augmentation à la fois de la limite de liquidité et la limite de plasticité. Deuxièmement, la limite de liquidité de la pouzzolane naturelle est inférieure à celui du sol argileux ce qui diminue la limite de liquidité du mélange.

L'évolution du temps de cure augmente la limite de liquidité et de plasticité du sol stabilisé avec de la chaux et du pouzzolane naturelle en raison des réactions pouzzolaniques entre les particules d'argile et la chaux et entre la chaux et la pouzzolane naturelle. Une diminution considérable de l'indice de plasticité a été observée lors de l'ajout de 6% de chaux et 20% de pouzzolane naturelle avec l'augmentation du temps de durcissement (de 12.06% en 1 jour à 5.89% en 28 jours).

4.4. Compactage

Les tests de compactage ont été menés pour déterminer l'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur les paramètres de compactage (teneur en eau optimal et la densité sèche maximale) du sol traité.

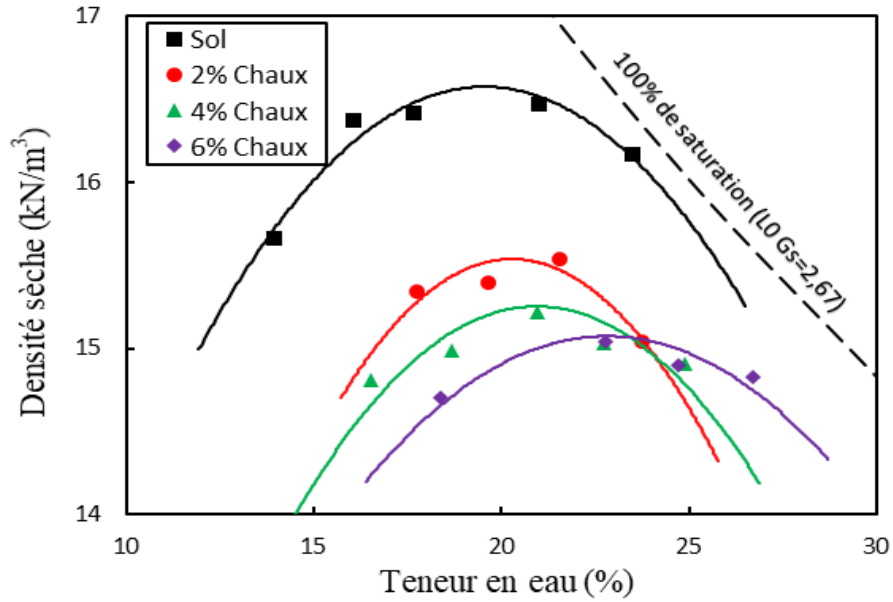


Fig. 4.4 — Courbes de compactage du sol argileux avant et après traitement avec 2, 4 et 6% de chaux.

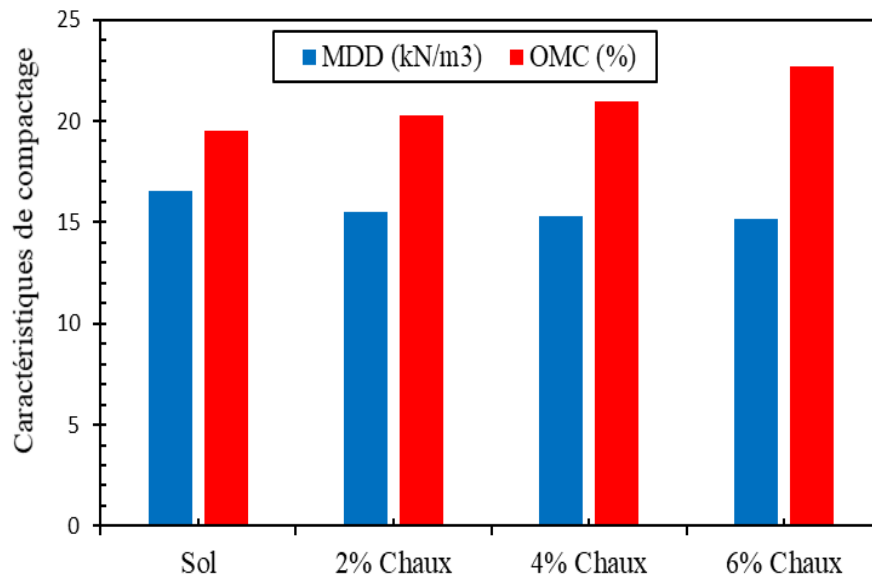


Fig. 4.5 — Caractéristiques de compactage du sol argileux traité à la chaux.

Les courbes de compactage du sol avant et après traitement avec 2, 4 et 6% de chaux ont été présentées sur la figure 4.4. Le sol argileux étudié a une courbe de compactage à pic unique avec une densité sèche maximale (MDD) de 16.57 kN/m³ et une teneur en eau optimal (OMC) de 19.55% proche de sa limite de plasticité (21%), ces résultats sont cohérents avec le modèle proposé par Gurtug et Sridharan (2004), lorsque les auteurs rapportent qu'il existe une bonne corrélation

entre OMC et la limite de plasticité des sols cohésifs (la teneur en eau optimal presque égal à 92% de la limite de plasticité avec un coefficient de corrélation de 0.95). Les courbes de compactage du sol argileux traité à la chaux conservent leurs forme (pic unique) avec un pull-down vers la droite, ce qui signifie que le MDD a diminué et la OMC a augmenté. La figure 4.5 montre clairement que l'ajout de la teneur en chaux a légèrement diminué le MDD et augmenté la OMC. Lorsque la teneur en chaux est passée de 0 à 6%, le MDD a diminué de 8.6% et la OMC a augmenté de 16%. Tel que rapporté par Bell (1989), la conception du sol stabilisé à la chaux est proportionnelle à la quantité de chaux ajoutée (plus de chaux, un MDD plus faible et une OMC plus élevée). Selon la littérature, la diminution de la densité sèche peut être expliquée par la faible valeur de la densité de la chaux et la floculation des particules de sol avec formation immédiate de composés gélatineux (Vitale et al., 2017 ; Kinuthia et al., 1999). Garzon et al. (2016) ont trouvé le même comportement lorsqu'ils ont utilisé le test de compactage Proctor modifié. L'augmentation de la OMC peut être due à l'augmentation de la capacité de rétention d'eau pour fournir la quantité d'eau nécessaire aux réactions pouzzolaniques se produisant entre les minéraux argileux et la chaux ajoutée. Il est à noter que les ions OH^- de la chaux hydratée augmentent le pH ce qui favorise les réactions pouzzolaniques entre les ions calcium de la chaux et la silice et l'alumine du sol argileux (Garzon et al., 2016 ; Vitale et al., 2017).

La figure 4.6 montre la variation de la densité sèche en fonction de la teneur en eau des mélanges sol-pouzzolane et sol-chaux-pouzzolane. Il est possible d'observer que l'ajout de pouzzolane naturelle aux sols argileux et aux sols traités à la chaux a augmenté leur MDD qui produit une structure de sol plus dense. La figure 4.7 représente l'effet de l'ajout de la pouzzolane naturelle sur la densité sèche maximal du sol traité à la chaux. Comme le montre la figure 4.7 (a), L'addition de la pouzzolane naturelle augmente légèrement la MDD, d'autre part, la figure 4.7 (b) montre que la OMC du sol-pouzzolane est presque constante malgré l'augmentation de la teneur en pouzzolane, ce qui signifie que la pouzzolane naturelle n'a pas d'influence sur elle. Plusieurs chercheurs ont étudié le comportement des paramètres de compactage en fonction de l'ajout de pouzzolane, mais ils ont trouvé des résultats différents. Harichane et al., (2018) et Al-Swaidani et al., (2016) ont constaté que l'ajout de pouzzolane naturelle augmente le MDD et diminue la OMC. Harichane et al., (2011a) ont constaté que la MDD pour les sols gris et rouges augmente de $13.8 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $16 \text{ kN} / \text{m}^3$ à $14.3 \text{ kN} / \text{m}^3$ et $17.1 \text{ kN} / \text{m}^3$, respectivement, et la OMC diminue de 8.8% et 9.8% pour les deux sols après l'ajout de 20% de pouzzolane. Al-Swaidani et al. (2016) ont constaté que l'ajout

de 20 % pouzzolane naturelle diminue la OMC de 27% à 22.88% et augmente la MDD de 14.8 kN / m³ à 15.1 kN / m³. La diminution observée de la OMC peut être attribuée à la faible affinité de la pouzzolane pour l'eau et la croissance du MDD est due à la densité élevée de la pouzzolane naturelle (Harichane et al., 2011a). D'autre part, Hossain et Mol (2011) et Abbasi et Mahdih (2018) ont trouvé que l'addition de la pouzzolane naturelle diminue la MDD de 16.7% et 1.99% et augmente la OMC de 45.5% et 12%. Hossain et Mol (2011) ont noté que la floculation des particules de sol produisait de gros agrégats qui occupent de grands espaces, ce qui tend à diminuer le MDD et à augmenter la OMC en raison de la réaction pouzzolanique entre les cendres volcaniques et le sol.

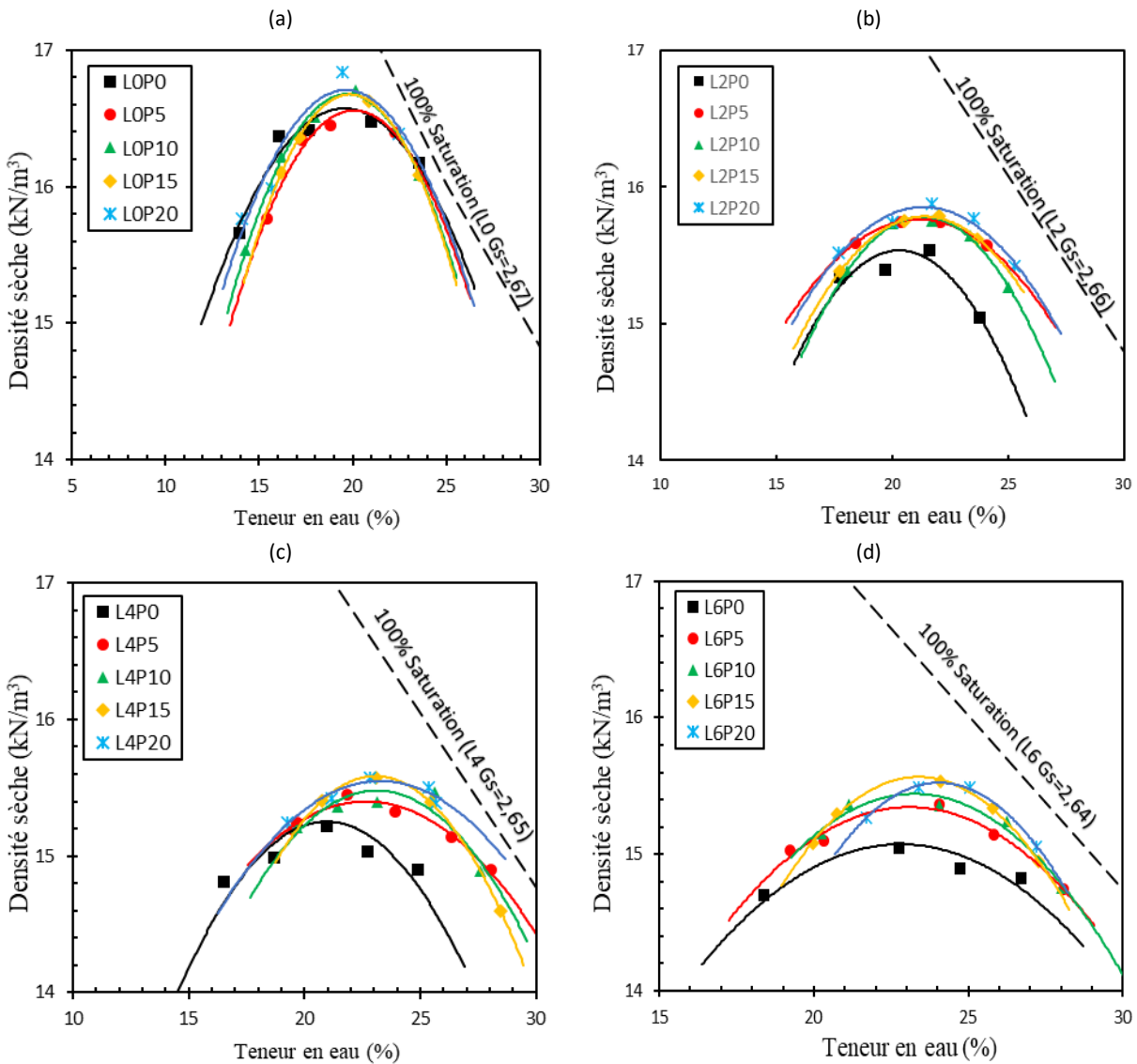


Fig. 4.6 — Courbes de compactage du sol argileux traité à la chaux, pouzzolane naturelle et leur combinaison. a) L0NP, b) L2NP, c) L4NP, d) L6NP.

En ce qui concerne les résultats obtenus dans notre étude, l'augmentation de MDD est due à l'augmentation de la densité du sol étudié après l'ajout de la teneur en pouzzolane naturelle. L'OMC était presque constante en fonction de l'augmentation de la pouzzolane avec approximativement le même taux de vide pour toutes les combinaisons sol- pouzzolane naturelle ($e_0 \approx 0.85$ pour les échantillons stabilisés par 0, 5, 10, 15 et 20% de pouzzolane).

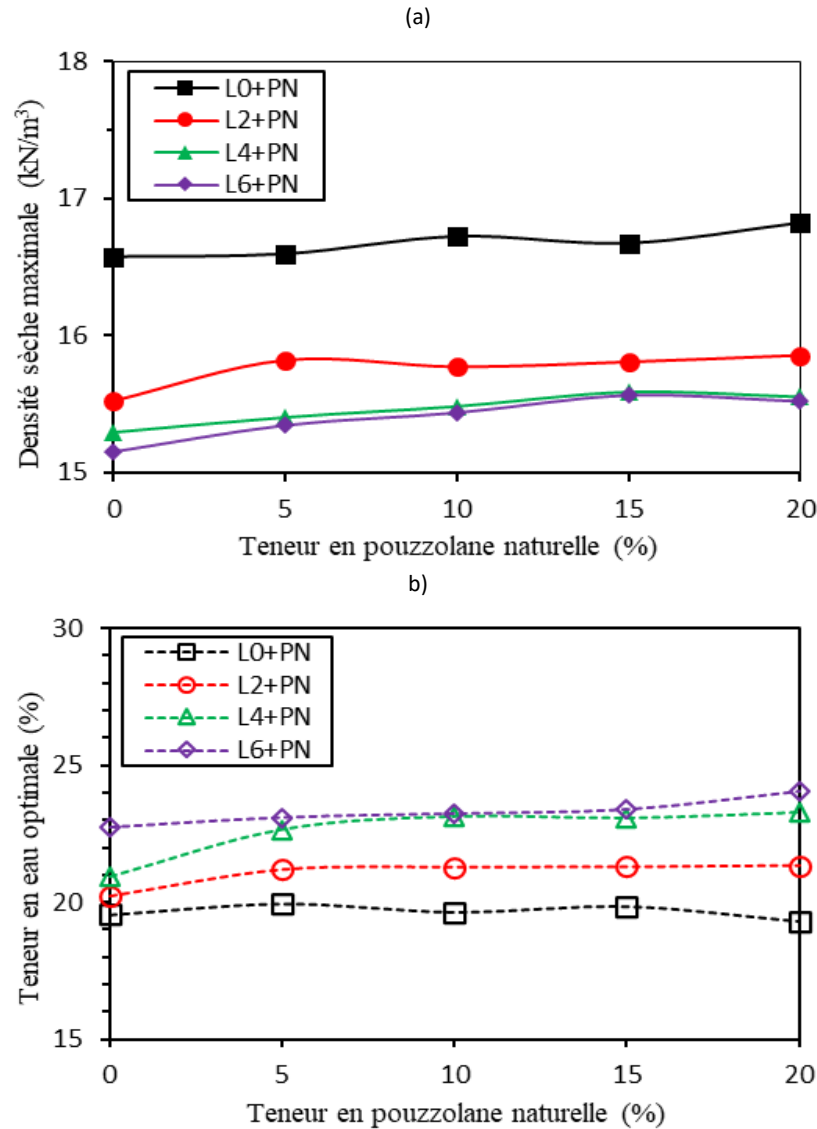


Fig. 4.7 — Caractéristiques de compactage du sol traité avec les différentes combinaisons d'additifs. (a) MDD, (b) OMC.

On peut voir que le MDD du sol traité à 2, 4 et 6% de chaux augmente lorsqu'il est combiné avec 5, 10, 15 et 20% de pouzzolane naturelle, mais leur valeur reste inférieure à celle du sol non traité. En parallèle, la OMC du sol traité à la chaux augmente avec l'ajout de la pouzzolane.

Le sol argileux stabilisé à la chaux- pouzzolane naturelle donne un MDD plus élevé que les échantillons contenant la même teneur en chaux sans pouzzolane. L'ajout de 20% de pouzzolane au sol traité à 6% de chaux augmente la valeur MDD de 15.15 kN/m³ à 15.52 kN/m³. Le MDD pour les échantillons traités avec la même teneur en pouzzolane naturelle diminue avec l'augmentation de la teneur en chaux. Par exemple, la DDM d'un sol traité à 20% de pouzzolane combiné à 2% et 6% de chaux diminue de 15.85 kN/m³ à 15.52 kN/m³. La variation MDD des sols argileux stabilisés à la chaux-pouzzolane peut être expliquée par la variation de densité spécifique (Harichane et al., 2011a ; Al-Swaidani et al., 2016).

L'OMC a augmenté de 4.6% et 5.8% lorsque la teneur en pouzzolane naturelle passe de 0% à 20% dans les sols traités avec 4% et 6% de chaux. L'augmentation de la OMC peut s'expliquer par l'augmentation de la capacité de rétention d'eau jusqu'à l'obtention de la quantité d'eau nécessaire pour répondre au besoin de réaction chimiques entre la chaux, le Si et l'Al existant dans le sol et la pouzzolane naturelle. Hossain et al. (2006) ont observé une augmentation de la OMC lorsque la teneur en cendres volcaniques (VA) augmentait de 0 à 20% et justifiait cette augmentation par la réaction pouzzolanique du VA et de la chaux avec les constituants du sol.

4.5 Densité spécifique et l'indice des vides

Le tableau 4.1 représente la variation de la densité spécifique et de l'indice de vide du sol argileux avant et après stabilisation avec de la chaux, de pouzzolane naturelle et leur combinaison.

La densité du sol traité augmente avec l'addition de la pouzzolane naturelle et diminue avec l'ajout de la teneur en chaux, cette variation dépend de la différence entre les Gs des matériaux ($G_{SPN}=2.85 > G_{S_{soil}}= 2.67 > G_{SL}=2.24$).

Tableau 4.1 — Variation de la densité et du taux de vide pour les différentes combinaisons étudiées

Combinaison	L0P0	L0P5	L0P10	L0P15	L0P20	L2P0	L2P5	L2P10	L2P15	L2P20
Gs	2.669	2.678	2.687	2.696	2.705	2.660	2.670	2.679	2.688	2.697
eo	0.580	0.583	0.577	0.587	0.578	0.681	0.658	0.666	0.668	0.669
Combinaison	L4P0	L4P5	L4P10	L4P15	L4P20	L6P0	L6P5	L6P10	L6P15	L6P20
Gs	2.652	2.661	2.670	2.679	2.688	2.643	2.652	2.661	2.671	2.680
eo	0.701	0.685	0.682	0.686	0.696	0.713	0.696	0.691	0.683	0.693

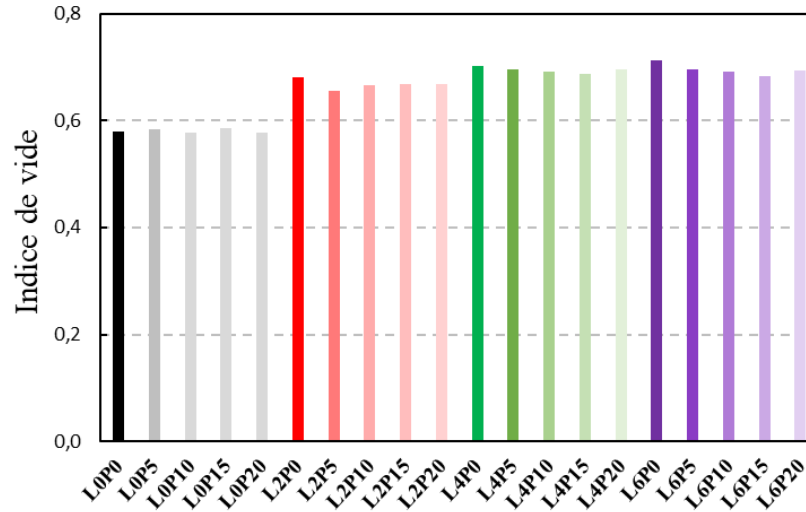


Fig. 4.8 — Variation de l'indice de vide.

La figure 4.8 représente la variation de l'indice de vide du sol argileux avant et après traitement. L'indice de vide du sol traité à la chaux augmente avec l'ajout de chaux, il augmente de 0.58 à 0.71 après le traitement du sol avec 6% de chaux, ce comportement a été observé par plusieurs chercheurs (Jha and Sivapullaiah, 2015 ; Hossain and Mol, 2011). Ces résultats peuvent être justifié par la diminution de MDD causée par la réduction de Gs et la réaction immédiate entre la chaux et les additifs, qui produit une structure de sol flocculée avec plus de macropores et de micropores. Gao et al., (2018) ont constaté que quatre catégories de pores étaient produites après stabilisation du sol à la chaux, ces pores sont identifiés selon la variation de leur diamètre ; micropores ($D < 2 \mu\text{m}$), minipores ($2 \mu\text{m} < D < 8 \mu\text{m}$), mésopores ($8 \mu\text{m} < D < 32 \mu\text{m}$) et macropores ($D > 32 \mu\text{m}$). L'ajout de pouzzolane naturelle au sol traité à la chaux diminue leur indice de vide. Une réduction de 4.2% de l'indice de vide du sol traité à 6% de chaux a été constaté après l'ajout de 15% de pouzzolane naturelle, cette diminution est causée par l'augmentation de la densité des échantillons après l'ajout de la pouzzolane (Harichane et al., 2011a ; Al-Swaidani et al., 2016).

4.6 Analyse granulométrique

La figure 4.9 représente les courbes de distribution granulométrique du sol stabilisé avec les différentes combinaisons à 1 et 28 jours de cure. Une modification considérable a été observée dans les courbes de la distribution granulométrique après l'ajout de chaux, de pouzzolane naturelle et de leur combinaison. Pour une analyse plus détaillée de la modification de la gamme des

particules après la stabilisation du sol, les résultats expérimentaux ont été redessinés dans un format plus clair et plus visible basé sur la variation des particules d'argile, de limon et de sable.

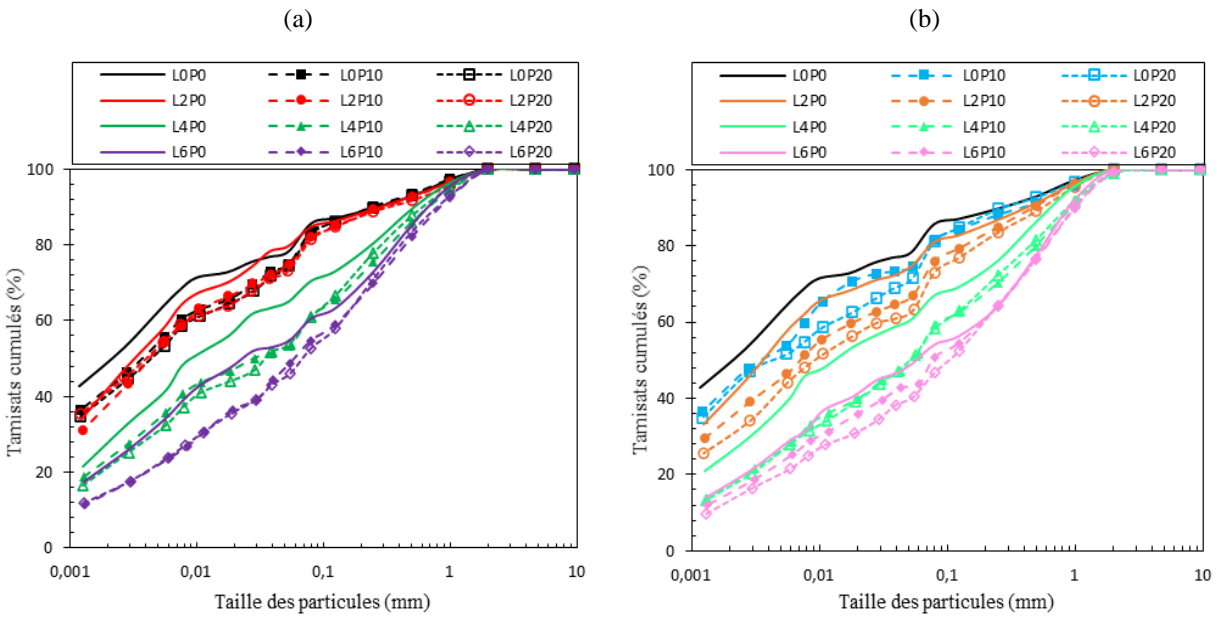


Fig. 4.9 — Courbes de distribution granulométrique pour sol stabilisé avec différentes combinaisons d'additifs. a) à 1 jour, b) à 28 jours de durcissement.

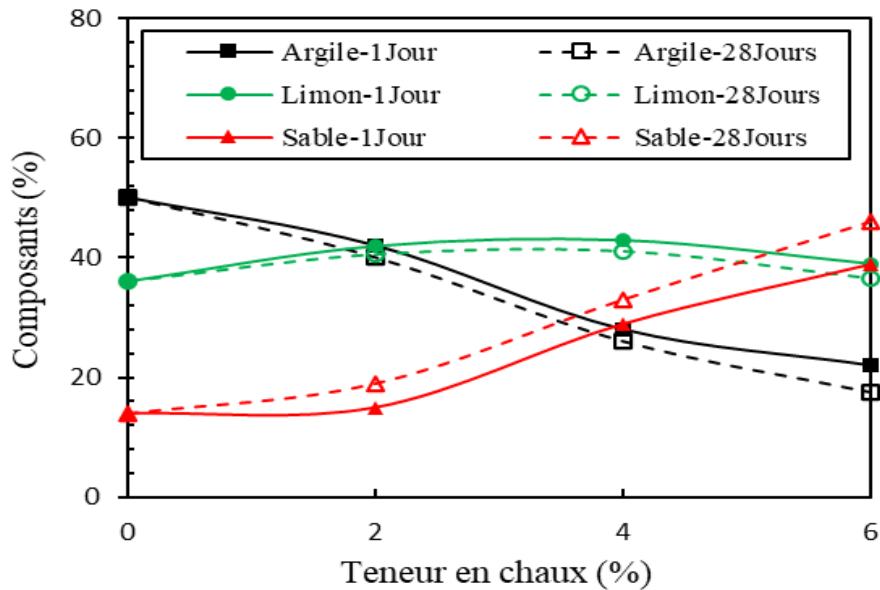
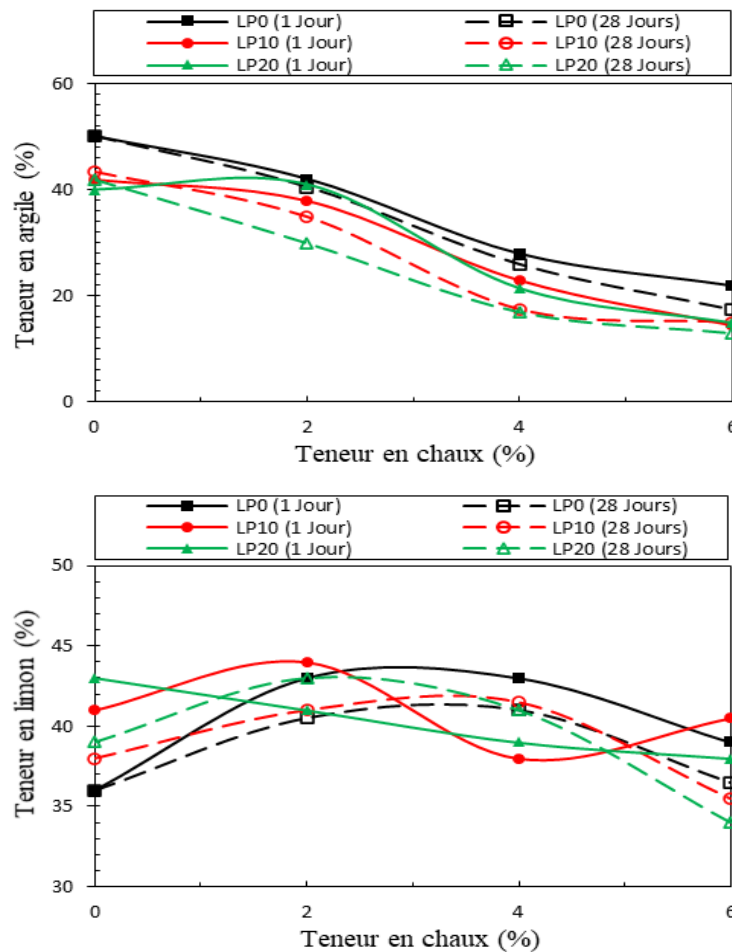


Fig. 4.10 — Pourcentages de composants du sol argileux stabilisés à la chaux.

La figure 4.10 montre les pourcentages des composants du sol (sable, limon et argile) avant et après stabilisation avec de la chaux. L'ajout de 2, 4 et 6% de chaux au sol étudié diminue respectivement la teneur en argile de 50% à 42%, 28% et 22%. La teneur en limon est passée de

36% à 42% avec 2% d'addition de chaux, cette valeur est restée constante jusqu'à 4%, à 6% une réduction est constatée. D'autre part, la teneur en sable reste quasiment constante avec l'ajout de 2% de chaux. Le pourcentage de sable passe de 14% à 29% et 39% en fonction de l'ajout de 4% et 6% de chaux. D'après ces résultats, on peut observer qu'il existe une relation directe entre la teneur en chaux et la variation de la distribution granulométrique. De 0% à 2%, la chaux réagit avec les particules d'argile pour produire plus de limon, il n'y a pas d'augmentation de la teneur en sable. De 2% à 4%, la chaux réagit avec les particules d'argile pour produire du limon et de sable. Au-delà de 4% (point de fixation de la chaux) la teneur en chaux supplémentaire réagit avec les particules du sol pour produire plus de sable. Après 28 jours de cure, le pourcentage d'argile et de limon a diminué, et la teneur en sable a augmenté par rapport à celle d'un jour de durcissement, cette variation est causée par la cristallisation des particules de sol due aux réactions pouzzolaniques.



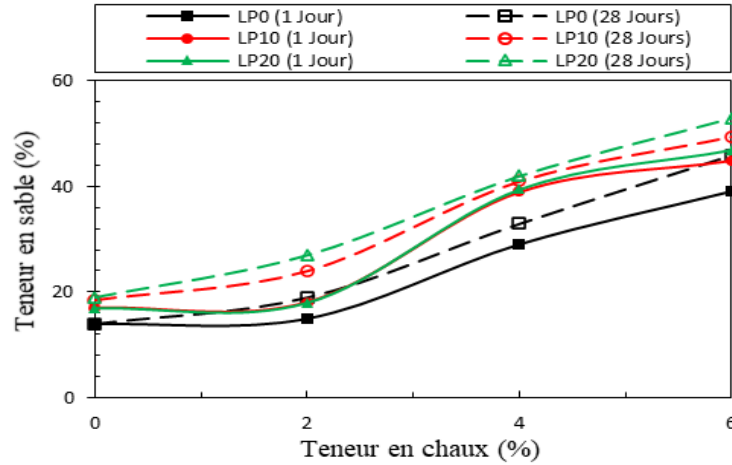


Fig. 4.11 — Effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur la variation des composants du sol stabilisé à la chaux.

La figure 4.11 représente l'effet de la chaux, la pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur les composants du sol stabilisé. L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux a diminué la teneur en argile et augmenté la teneur en limon et en sable. L'ajout de 20% de pouzzolane au sol étudié a réduit la teneur en argile de 50% à 40% et augmenté le limon et le sable de 36% et 14% à 43% et 17%. Cette variation des composants du sol avec l'ajout de pouzzolane naturelle est due à la distribution granulométrique de la pouzzolane naturelle contenant plus de particules classées comme limon et sable (Fig. 4.12).

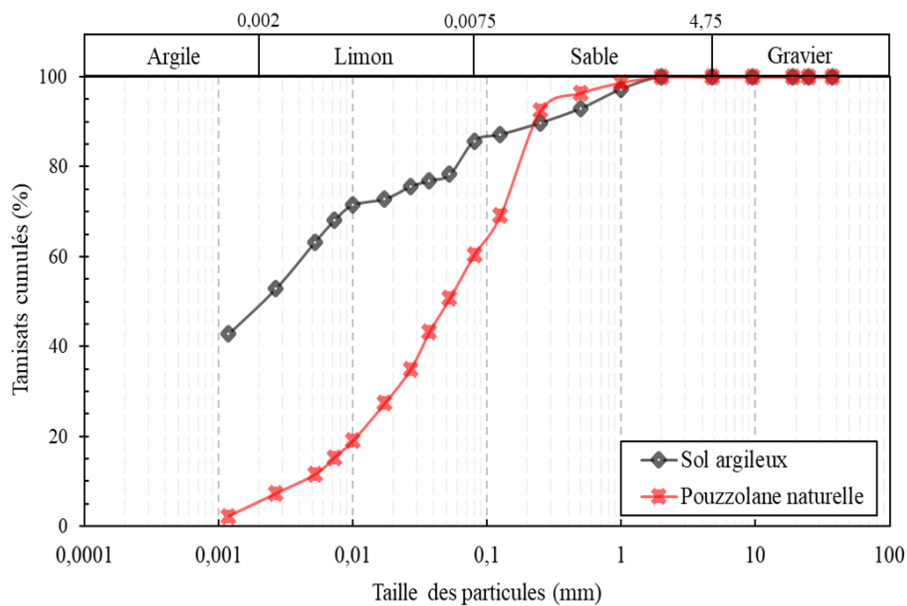


Fig. 4.12 — Distribution granulométrique du sol et de la pouzzolane naturelle.

On peut voir sur la figure 4.11 que l'ajout de pouzzolane naturelle à un sol argileux stabilisé à la chaux aide à diminuer la teneur en argile et à produire plus de particules de sable. Par exemple, la teneur en argile a diminué de 22% à 15% et la teneur en sable a augmenté de 39% à 47% après avoir ajouté 20% de pouzzolane au sol stabilisé à 6% de chaux à 1 jour de durcissement. Ce comportement s'explique par le remplacement d'une partie des particules d'argile par la pouzzolane naturelle, ce qui entraîne une diminution de la teneur en chaux nécessaire à la réaction avec les particules d'argile. Ainsi, un supplément de chaux entraîne une réaction avec les particules du sol et de pouzzolane pour produire plus des particules granulaires (structure du sol plus floculée).

Lors d'une réaction à long terme, la structure du sol stabilisé avec la combinaison pouzzolane-chaux était plus floculée et plus cristallisée par rapport au sol stabilisé avec de la chaux seule. Ce comportement est dû aux réactions pouzzolaniques supplémentaires qui se produisent entre la chaux et la pouzzolane, ainsi qu'aux réactions entre le sol et la chaux.

4.7 Classification du sol

Généralement, les sols sont appelés gravier, sable, limon ou argile, selon la taille prédominante des particules dans le sol, ces catégories peuvent être classées en groupes et sous-groupes en fonction de leurs propriétés. Il existe deux grandes catégories de systèmes de classification des sols tels que la classification texturale et la classification par comportement technique.

Dans le système de classification texturale, la texture du sol est influencée par la taille des particules individuelles qui y sont présentes (gravier, sable, limon et argile), de sorte que les sols sont classés en argile sableuse, argile limoneuse, etc. Le système de classification des textures développé par le département américain de l'Agriculture (USDA) est l'un des systèmes de classification des textures les plus largement utilisés.

Les types de minéraux argileux présents dans les sols fins et leur teneur ont un effet considérable sur la modification de leur comportement technique. Ainsi, la plasticité du sol doit être prise en compte pour une meilleure interprétation des caractéristiques du sol. Par conséquent, les systèmes de classification des sols qui ont été développés à des fins d'ingénierie sont basés sur la distribution granulométrique et la plasticité. Actuellement, les ingénieurs géotechniciens se basent sur deux systèmes de classification des sols qui sont le système de classification de l'association américaine des responsables des autoroutes et des transports (AASHTO) et le système unifié de classification

des sols (USCS). AASTO est principalement utilisé par les services routiers des États et des comtés. En revanche, les ingénieurs géotechniciens préfèrent généralement le système unifié.

Dans cet partie, les résultats de sols stabilisés par différentes combinaisons ont été classés selon les trois méthodes de classification USDA, AASHTO et USCS. Le tableau 4.2 représente la variation de la taille des grains du sol dans chaque méthode de classifications.

Tableau 4.2 – Classifications granulometries

Système de classification	Taille d'un grain (mm)			
	Gravier	Sable	Limon	Argile
USDA	>2	2-0.05	0.05-0.002	> 0.002
AASHTO	75-2	2-0.075	0.075-0.002	> 0.002
USCS	75-4.75	4.75-0.075	0.075-0.002	> 0.002

4.7.1 Système de classification du Département de l'agriculture des États-Unis (USDA)

La figure 4.13 montre la classification du sol étudié avant et après stabilisation dans la classification texturale du département de l'agriculture des États-Unis (USDA). Le sol étudié a été classé comme sol argileux avec 50% de particules d'argile, 28% de limon et 22% de sable. La pouzzolane naturelle utilisé a été classé comme un sol limono sableux avec 7% de particules d'argile, 43% de limon et 50% de sable. L'ajout de la pouzzolane au sol argileux diminue la teneur en argile et augmente la teneur en limon et en sable, ce qui entraîne une transformation de la classe du sol de l'argileux à limono argileux.

La stabilisation à la chaux du sol argileux provoque une floculation des particules, ce qui produit une modification de la distribution granulométrique du sol traité comme indiqué dans la section 4.6. Ce changement de distribution granulométrique produit une transformation de la classe du sol d'argileux à limoneux (Fig. 4.13). L'ajout de pouzzolane naturelle à un sol argileux stabilisé à la chaux lui donne une texture plus granulaire (plus de particules floculées). Par exemple, l'ajout de 10% et 20% de pouzzolane au sol argileux traité à 6% de chaux entraîne une modification de la classe du sol limoneux au limoneux sableux. Après 28 jours de durcissement, pour le sol stabilisé à la chaux et chaux-pouzzolane, la réaction pouzzolanique qui s'est produite a provoqué une

crystallisation des particules (production plus de particules de sable). Par conséquent, une modification de la classification des sols a été mise en évidence.

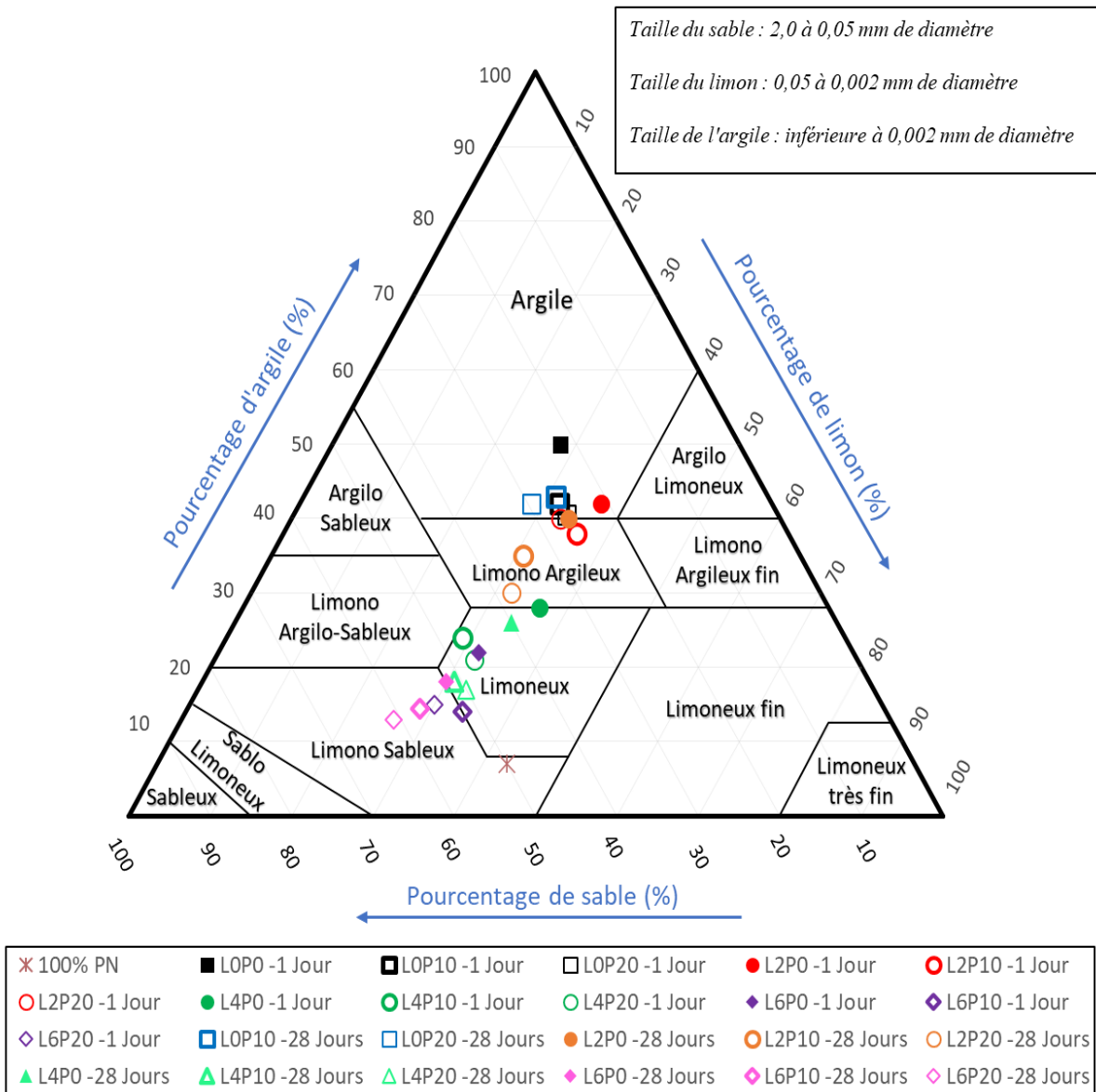


Fig. 4.13 — Classification des sols stabilisés dans le triangle de texture du sol USDA

4.7.2 Système unifié de classification des sols (USCS)

La figure 4.14 représente les résultats des tests de limite de consistance du sol stabilisé sur la carte de plasticité de Casagrande afin de déterminer la classification du sol après stabilisation selon l'USCS (Tableau 4.3).

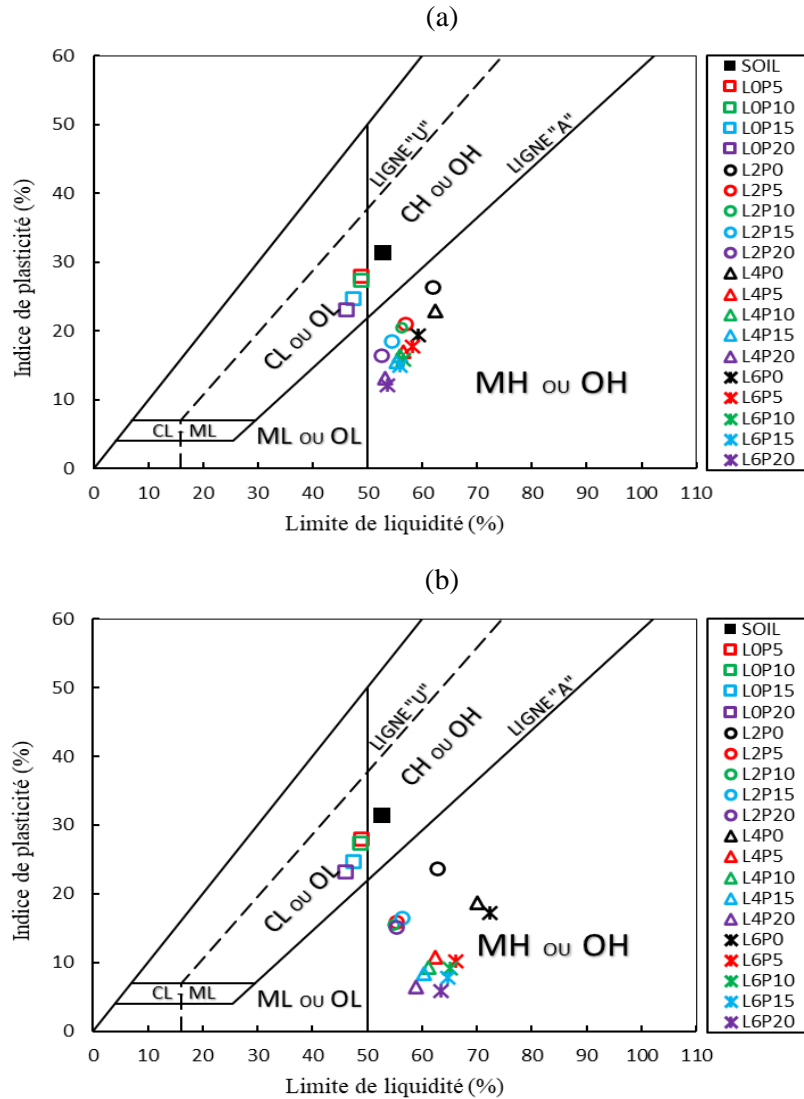


Fig. 4.14 — Classification de plasticité des sols argileux traités et non traités (L'abaque de plasticité de Casagrande). a) à 1 jour, b) à 28 jours.

On voit clairement sur la figure 4.14 que le sol étudié a été classé comme un sol argileux à haute plasticité (CH) dans la carte de Casagrande, avec 85.76% de particules plus fines que 75 μm et moins de 15% de particules de sable. Ainsi, le sol a été classé comme argile grasse selon l'USCS. Après avoir ajouté de la pouzzolane naturelle au sol argileux, la plasticité du sol a diminué de CH à CL. De l'autre côté, le pourcentage de particules de taille supérieure à 75 μm a augmenté, ce qui a provoqué une transformation de la classe de sol d'argile grasse en argile maigre avec du sable.

Comme le montre la figure 4.14, la classe de plasticité du sol stabilisé avec différents teneurs en chaux c'est transformé de CH en MH. En ajoutant de la pouzzolane naturelle au sol stabilisé à

la chaux, la classification de plasticité reste MH mais elle se déplace vers ML. Dans le même temps, l'augmentation des teneurs en chaux et en pouzzolane naturelle produit une structure de sol plus floclée. Tableau 4.3 représente la classification du sol traité selon le système unifié. Comme l'indique le tableau 4.3, la teneur en chaux a un effet important sur la classification du sol stabilisé, à 2% de chaux, celui-ci est transformé de sol argileux gras à limon élastique avec sable, et à 4% et 6% de chaux le sol est transformé en limon élastique sableux.

Tableau 4.3 — Classification des sols avant et après stabilisation avec les différentes combinaisons selon le système unifié de classification des sols.

Comb	Classification			
	1 Jour		28 Jours	
L0P0	CH	Argile grasse	-	-
L0P10	CL	Argile maigre avec du sable	CL	Argile maigre avec du sable
L0P20	CL	Argile maigre avec du sable	CL	Argile maigre avec du sable
L2P0	MH	Limon élastique avec du sable	MH	Limon élastique avec du sable
L2P10	MH	Limon élastique avec du sable	MH	Limon élastique avec du sable
L2P20	MH	Limon élastique avec du sable	MH	Limon élastique avec du sable
L4P0	MH	Limon élastique sableux	MH	Limon élastique sableux
L4P10	MH	Limon élastique sableux	MH	Limon élastique sableux
L4P20	MH	Limon élastique sableux	MH	Limon élastique sableux
L6P0	MH	Limon élastique sableux	MH	Limon élastique sableux
L6P10	MH	Limon élastique sableux	MH	Limon élastique sableux
L6P20	MH	Limon élastique sableux	MH	Sable limoneux

4.7.3 Système de classification de l'Association américaine des responsables des autoroutes et des transports (AASHTO)

La figure 4.15 illustre les gammes limite de liquidité et l'indice de plasticité pour les matériaux argilo-limoneux utilisés dans le système de classification AASHTO. Les résultats du sol stabilisé avec les diverses combinaisons d'ajouts peuvent être classés en 2 groupes définis par ASTM D3282 (2015) comme suit : Groupe A-7, Le matériau typique de ce groupe est un sol d'argile plastique ayant généralement 75% ou plus passant par un tamis de 75 µm, présentant un changement de volume important entre l'état humide et sec. Ce groupe se compose de deux sous-groupes ; A-7-6 sujet à des changements de volume extrêmement importants et A-7-5 qui peut être très élastique

sujet à un changement de volume considérable. Groupe A-5, le matériau typique de ce groupe est un sol limoneux non plastique ou modérément plastique, ce groupe comprend également des mélanges de sols limoneux fins et jusqu'à 64% de sable et de gravier retenus sur un tamis de 75 µm, il est généralement de caractère diatomée ou micacé et peut être très élastique comme l'indique la limite de liquidité élevée.

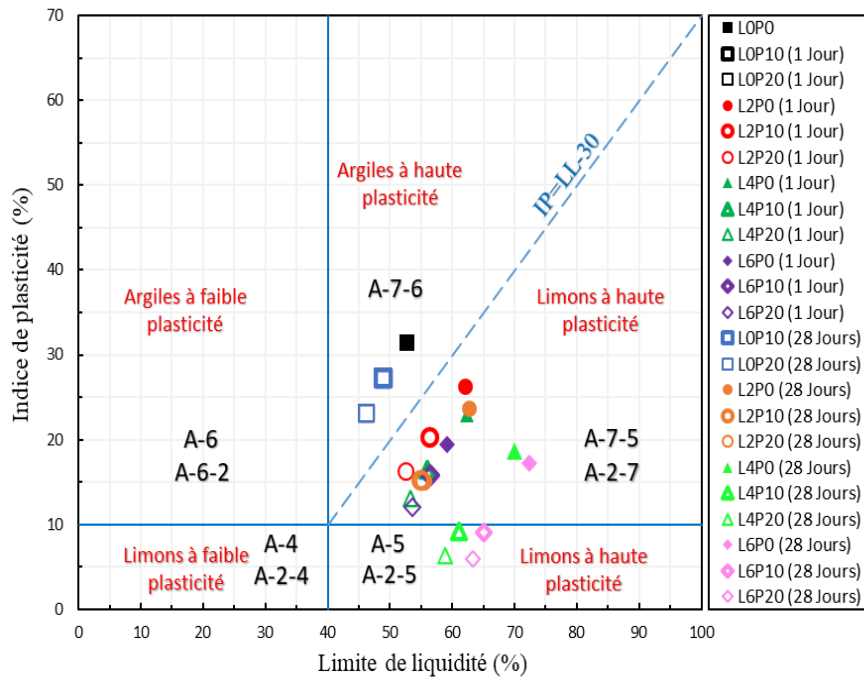


Fig. 4.15 — Gamme de limite de liquidité et d'indice de plasticité pour les sols stabilisés des groupes A-2, A-4, A-5, A-6 et A-7

Le tableau 4.4 montre la classification des sols stabilisés avec les différentes combinaisons selon AASHTO. Le sol étudié a été classé comme sol argileux à haute plasticité avec un indice de groupe (IG) égal à 29 (A-7-6 (29)). L'ajout de la pouzzolane naturelle au sol étudié diminue IG. L'augmentation de la teneur en pouzzolane de 0% à 10% et 20% diminue IG de 29 à 24 et 20, cette diminution de IG en raison de la diminution à la fois de limite de liquidité et l'indice de plasticité du mélanges sol-pouzzolane naturelle. La classification des sols argileux stabilisés à la chaux a été transformée de A-7-6 en A-7-5, cette transformation est basée sur la réduction de plasticité et la floculation des particules. L'augmentation de la teneur en chaux dans les mélanges a diminué IG (plus de chaux équivaut à un sol plus stabilisé).

Tableau 4.4 — Classification des sols avant et après stabilisation avec les différentes combinaisons selon l'association américaine des responsables des autoroutes et des transports (AASHTO)

	COM	Percent passing No			IG	Class
		#10 (2mm)	#40 (0.0425mm)	#200 (0.0075mm)		
1 Jour de cure	L0P0	100	92.98	85.76	29	A-7-6 (29)
	L0P10	100	93.39	83.62	24	A-7-6 (24)
	L0P20	100	93.01	83.00	20	A-7-6 (20)
	L2P0	100	92.90	84.89	27	A-7-5 (27)
	L2P10	100	92.67	82.16	20	A-7-5 (20)
	L2P20	100	91.76	81.54	16	A-7-5 (16)
	L4P0	100	89.64	70.51	18	A-7-5 (18)
	L4P10	100	86.01	61.19	10	A-7-5 (10)
	L4P20	100	87.73	60.93	8	A-7-5 (8)
	L6P0	100	85.38	60.60	12	A-7-5 (12)
	L6P10	100	82.22	54.81	8	A-7-5 (8)
	L6P20	100	83.57	52.74	6	A-7-5 (6)
28 Jours de cure	L0P10	100	91.20	81.66	23	A-7-6 (23)
	L0P20	100	92.76	81.30	19	A-7-6 (19)
	L2P0	100	91.10	80.96	23	A-7-5 (23)
	L2P10	100	90.43	76.03	15	A-7-5 (15)
	L2P20	100	89.04	73.10	14	A-7-5 (14)
	L4P0	100	86.30	67.00	16	A-7-5 (16)
	L4P10	98.80	80.05	59.28	7	A-5 (7)
	L4P20	99.22	81.65	58.31	5	A-5 (5)
	L6P0	100	77.47	54.03	10	A-7-5 (10)
	L6P10	99.17	76.28	50.67	5	A-5 (5)
L6P20	99.50	76.64	46.67	2	A-5 (2)	

L'ajout de la pouzzolane naturelle à un sol stabilisé à la chaux produit une structure plus floclée et diminue sa plasticité. Cependant, l'indice de groupe diminue avec l'augmentation de la teneur en pouzzolane combinée à la chaux. Après 28 jours de durcissement, l'ajout de 10% et 20% pouzzolane naturelle au sol traité à 4% et 6% de chaux a transformé sa classification de A-7-5 à A-5, ce comportement est dû à la réaction pouzzolanique supplémentaire qui s'est produite entre la chaux et la pouzzolane naturelle.

4.8 Conclusion

Une enquête expérimentale a été menée pour étudier l'effet de la pouzzolane naturelle sur la variation de pH, les limites d'Atterberg, les paramètres de compactage, la densité et la variation d'indice de vide, analyse granulométrique et la classification d'un sol argileux traité à la chaux.

À la lumière des résultats des tests, les conclusions suivantes ont été tirées :

- L'augmentation de la teneur en chaux pour le sol argileux stabilisé par celle-ci avec et sans ajout de pouzzolane naturelle change son pH modérément alcalin en une valeur de pH alcalin élevée, cette augmentation du pH est un signe du début des réactions chimiques entre le sol, la pouzzolane naturelle et la chaux.
- L'ajout de chaux au sol argileux a augmenté à la fois LL et LP, provoquant une diminution considérable de IP en raison du changement dans la structure des particules du sol, qui transforme le comportement du sol de dispersé à flocculé. La réaction pouzzolanique survenue entre la chaux et le sol avec le temps de cure a entraîné une augmentation à la fois de LL et de LP du sol traité, mais IP est resté presque constant.
- L'ajout de PN au sol argileux a modifié sa structure et a augmenté sa résistance au cisaillement entre les particules, ce qui a provoqué une augmentation du LP. La LL du PN est bien inférieur à celui du sol étudié. Ainsi, la LL du sol traité a diminué avec l'augmentation de la teneur en PN. Cette augmentation de LP et cette diminution de LL conduisent à diminuer IP du sol traité.
- Une diminution supplémentaire de IP a été observée pour le sol argileux traité avec la combinaison de chaux et de PN. Ce comportement peut s'expliquer par deux facteurs principaux, (1) la réaction chimique entre sol-chaux-PN qui a augmenté la LP, (2) la diminution de LL causée par la faible LL de la pouzzolane naturelle.
- La conception du sol stabilisé à la chaux correspond à la teneur en chaux ajoutée ; plus de chaux a entraîné une diminution du MDD et une augmentation de la OMC. En revanche, une légère augmentation de MDD s'est produite lorsque la pouzzolane naturelle a été ajoutée. La MDD du sol traité à la chaux augmente lorsqu'il est combiné avec différentes teneurs en PN, mais cette augmentation est inférieure à celle du sol non traité. En revanche, la OMC de la combinaison chaux-PN augmente avec l'ajout de la teneur en PN.
- Il existe une grande différence dans la distribution granulométrique de la pouzzolane naturelle et du sol argileux. Ainsi, l'ajout de pouzzolane naturelle au sol étudié modifie sa distribution

granulométrique en diminuant sa teneur en argile et en augmentant à la fois la teneur en limon et en sable.

- Une modification considérable de la structure du sol a été observée après stabilisation du sol avec la chaux et la combinaison de chaux-PN, ce comportement étant dû aux réactions chimiques à court et long terme entre chaux-sol et chaux-sol-PN. Une structure de sol plus granulaire a été observée pour le sol stabilisé avec la combinaison de chaux et de pouzzolane par rapport à celui stabilisé avec de la chaux seule.
- Un effet considérable de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison a été observé sur la modification de la classification des sols quelle que soit la méthode utilisée (USDA, USCS, AASHTO). L'ajout de pouzzolane naturelle au sol expansif traité et non traité avec de la chaux produit un sol plus stabilisé (structure du sol plus granulaire avec une plasticité moindre).

Chapitre 5

EFFET DE L'AJOUT DE POUZZOLANE NATURELLE SUR LES PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES, LA MINÉRALOGIE ET LA MICROSTRUCTURE D'UN SOL ARGILEUX TRAITÉ À LA CHAUX

5.1 Introduction

5.2 Variation de la conductivité hydraulique

5.3 Essais triaxiaux non consolidés non drainés

5.4 Le gonflement

5.5 La compressibilité

5.6 Analyse analytique

5.7 Conclusion

5.1 Introduction

L'utilisation des sols naturels comme fondations dans le domaine de la construction (routes, construction de plates-formes, barrages...) nécessite un traitement chimique (avec additifs minéraux) pour améliorer leur résistance mécanique et éliminer les changements de volume indésirables (gonflement, tassement).

Dans ce chapitre, nous allons analyser, comparer et interpréter les résultats des effets de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur la variation de la conductivité hydraulique, de la résistance au cisaillement (essais triaxiaux), du gonflement et de la compressibilité d'un sol argileux très plastique. Pour une meilleure compréhension du comportement minéralogique et microstructural des sols stabilisés, des tests de diffraction des rayons X (DRX) et de microscopie électronique à balayage (MEB) ont été réalisés.

5.2 Variation de la conductivité hydraulique

La figure 5.1 représente la variation de la valeur du coefficient de conductivité hydraulique (k) du sol argileux compacté avant et après traitement avec de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leur combinaison. Comme le montre la figure 5.1, La conductivité hydraulique du sol étudié augmente avec l'ajout de la teneur en pouzzolane naturelle, la conductivité hydraulique passe de 1×10^{-9} cm/s pour un sol non traité à 7.6×10^{-9} cm/s pour un sol traité avec 20% de pouzzolane naturelle. Cette augmentation est due au remplacement d'une partie des fines particules d'argile très actives ayant une forte épaisseur de couche absorbante par des particules grossières de pouzzolane naturelle connues par leur faible affinité pour l'eau. Le même comportement a été observé par [Deng et al. \(2017\)](#) lorsqu'ils ont étudié le comportement hydromécanique du mélange de sable argileux (bentonite, kaolin), les auteurs ont constaté que la fraction de sable influence significativement la conductivité hydraulique du sol, qui évolue avec l'augmentation de la fraction de sable à un rapport massique donné de la bentonite ou du kaolin.

L'évolution de la conductivité hydraulique avec le pourcentage de chaux pour les mélanges d'argile et d'argile-pouzzolane indique une augmentation importante pour 2% de chaux, avec un petit changement à 4% suivi d'une légère diminution à 6% de chaux. Après le traitement de l'argile et de l'argile-pouzzolane naturelle avec 4% de chaux, leur conductivité hydraulique est passée de 1×10^{-9} cm/s et 7.6×10^{-9} cm/s à 4.2×10^{-6} cm/s et 7.8×10^{-6} , respectivement. Le même

comportement a été rapporté par [Locat et al. \(1996\)](#) et [Gao et al. \(2018\)](#), lorsqu'ils ont constaté qu'au même degré de compactage, la conductivité hydraulique augmentait lorsque la teneur en chaux était inférieure à 3%, puis diminuait avec l'ajout de chaux. Cette variation de la conductivité hydraulique peut être expliquée à la fois par la floculation et la réaction pouzzolanique, la conductivité hydraulique du sol augmente à la première réaction en raison de la couche absorbante plus mince causée par les réactions d'échange cationique entre les particules d'argile et le Ca^{2+} et la formation d'une structure de sol ouvert avec plus de particules floculées. Cependant, l'augmentation de la concentration de Ca^{2+} et OH^- accélère la réaction pouzzolanique (formation de minéraux secondaires), ce qui se traduit par la réduction de la taille des pores et l'augmentation de la tortuosité des pores et conduit à une diminution de la conductivité hydraulique du sol traité. La conductivité hydraulique est liée à la quantité de chaux, elle augmente avec la teneur en chaux jusqu'à une valeur optimale de modification de la chaux (LMO), au-dessus de laquelle elle commence à diminuer. Généralement, cette valeur optimale varie entre 2 et 3% de chaux ([McCallister and Petry, 1992](#) ; [Locat et al., 1996](#)). D'après les résultats de nos recherches, on constate que l'optimum de modification de la chaux (LMO) est le même que la consommation initiale de chaux (ICL) déterminée selon la méthode Eades et Grim (4% de chaux).

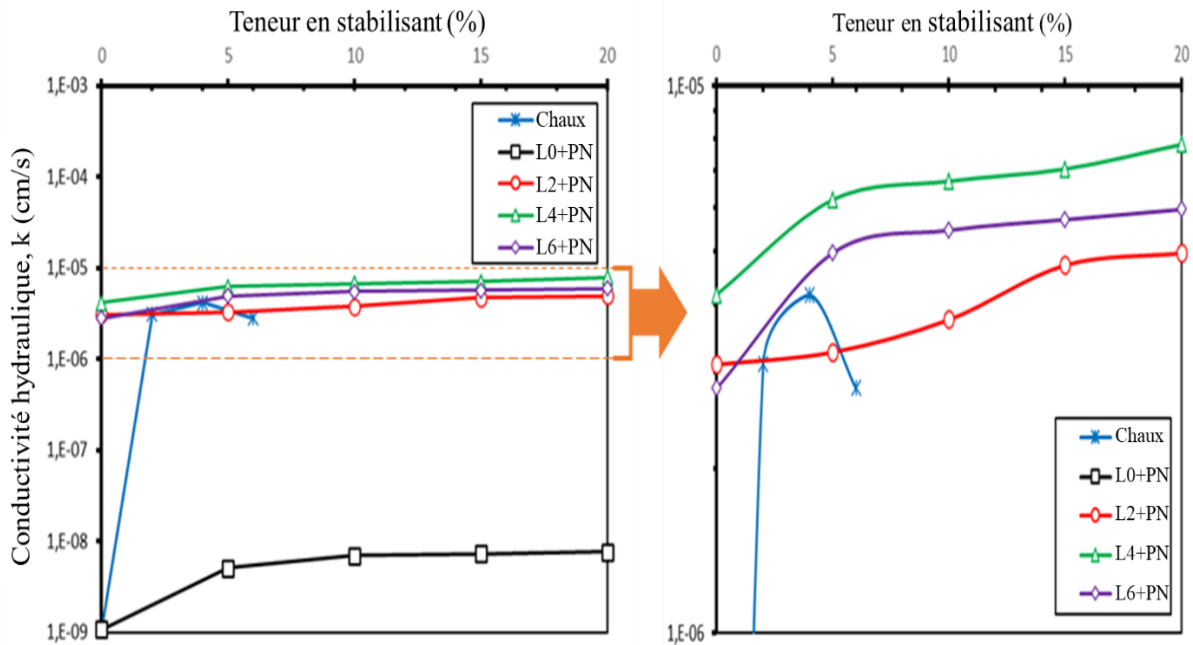


Fig. 5.1 — Courbes de conductivité hydraulique du sol étudié avant et après traitement avec les différentes combinaisons d'additifs.

La figure 5.2 représente la relation entre la densité sèche et le rapport des vides avec la conductivité hydraulique du sol traité. La densité sèche a une relation négative avec la conductivité hydraulique du sol argileux compacté. L'indice de vide du sol argileux traité à la chaux et du mélange argile-pouzzolane naturelle augmente avec la réduction de la densité sèche. Ainsi, la conductivité hydraulique du sol traité a une corrélation positive avec le taux de vides. Par conséquent, si la conductivité hydraulique de l'argile traitée à la chaux et du mélange d'argile-pouzzolane sous un degré donné de compactage est liée à la densité sèche ou au à l'indice de vide, elle devrait augmenter avec l'évolution de la teneur en chaux. Cependant, les résultats obtenus à partir des figures 5.1 et 5.2 indiquent que seule l'addition d'un pourcentage de chaux inférieur à 4% a augmenté la conductivité hydraulique, L'ajout de chaux avec des teneurs au-dessus de cette valeur a diminué la conductivité hydraulique. Les mêmes résultats ont été trouvés par [Cuisinier et al. \(2011\)](#) lorsqu'ils ont étudié l'effet de la stabilisation à la chaux sur la microstructure et la conductivité hydraulique d'un sol limoneux, ils ont constaté que la conductivité hydraulique du sol traité est liée au plus grand volume de pores. Par conséquent, malgré la diminution de la densité sèche maximale du sol limoneux traité avec une teneur en chaux croissante, son effet sur la conductivité hydraulique est limité. [Gao et al. \(2018\)](#) concluent que la densité sèche du sol traité est l'un des facteurs importants qui conduisent à l'augmentation de la conductivité hydraulique uniquement lorsque le pourcentage de chaux est inférieur à 3%, mais que d'autres facteurs peuvent fortement influencer la conductivité hydraulique pour une teneur plus élevée en chaux.

À partir de ces résultats, on peut conclure que la conductivité hydraulique du sol n'est généralement pas liée à la teneur en vides (tous types de pores), mais qu'elle tient compte à des types de pores spécifiques. [Gao et al. \(2018\)](#) ont observé que l'indice de vide du sol traité à la chaux augmentait avec l'évolution de la teneur en chaux en raison de la diminution de la densité sèche maximale, et qu'il existe quatre familles de pores produites après traitement à la chaux qui sont caractérisées par leur dimension. Étant donné que le transfert d'eau se produit généralement à travers des pores de plus de 8 μm , cela signifie que la conductivité hydraulique du sol traité est liée à la variation à la fois des macro- et des mésopores. Cette conclusion justifiait la variation de la conductivité hydraulique après l'ajout de la pouzzolane naturelle au sol argileux avant et après traitement, bien que l'ajout de pouzzolane produit des structures de sol plus denses et diminue l'indice de vide des combinaisons étudiées, mais la conductivité hydraulique augmente avec

l'ajout de la pouzzolane naturelle. Ce comportement est dû à la grande taille des pores produits lors de l'ajout de pouzzolane par rapport au sol argileux avant et après traitement sans ajout de pouzzolane.

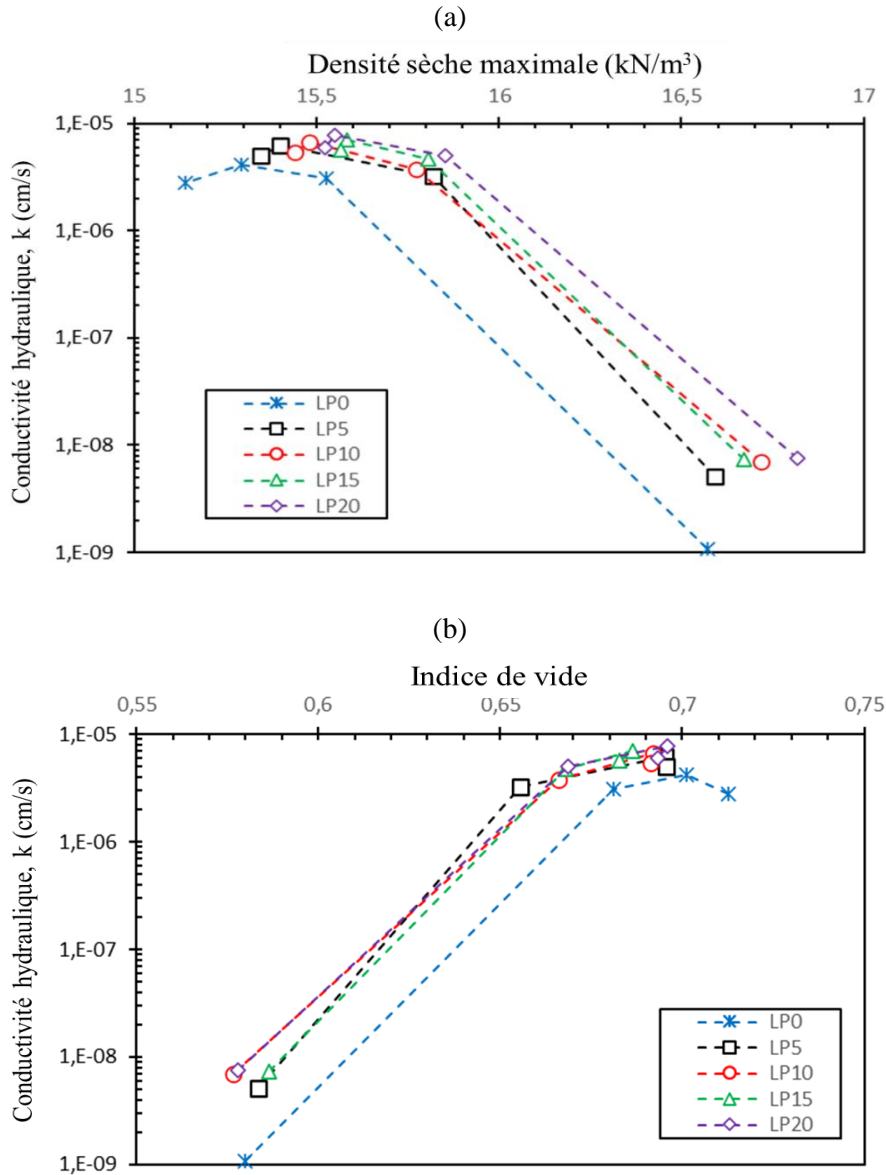


Fig. 5.2 — Effets de la variation de la densité sèche et de l'indice de vide sur la conductivité hydraulique du sol traité

5.3 Essais triaxiaux non consolidés non drainés

L'effet de la chaux, du pouzzolane naturelle et de leur combinaison sur les résultats des tests triaxiaux UU des sols argileux traités sous différentes pressions de confinement à divers jours de

durcissement sont représentés sur les figures 5.3 à 5.8. Ces figures permettent d'étudier partiellement le comportement du sol avant et après traitement avec différents additifs.

5.3.1 Relations contrainte-déformation

La figure 5.3 montre l'effet d'addition de la pouzzolane naturelle, de la chaux et de leur combinaison sur les relations contrainte -déformation du sol traité. Le premier type de courbes, qui a une apparence asymptotique sans pic, représente les courbes du sol argileux seul et du sol avec des teneurs différentes en pouzzolane naturelle. Le second type représente les courbes de sol traité avec la chaux et la combinaison chaux-pouzzolane, contenant des pics exprimant la contrainte déviatorique maximale suivie d'une réduction de contrainte (contrainte déviatorique résiduelle) jusqu'à la rupture de l'échantillon.

Les courbes en couleur noire représentant les résultats du sol naturel et celle avec la pouzzolane naturelle sont hyperboliques. Dans la première phase, la contrainte augmente rapidement, puis ralentit progressivement et s'approche d'une valeur asymptotique représentant la contrainte déviatorique maximale. Après avoir ajouté de la pouzzolane naturelle au sol, les courbes sont presque identiques à la courbe du sol argileux mais il y a une légère augmentation de la contrainte maximale, cette augmentation de la résistance au cisaillement due à l'augmentation de la densité des échantillons.

Lorsque le sol est traité avec de la chaux ou d'une combinaison chaux- pouzzolane naturelle, des pics dans les courbes contrainte-déformation sont observés. Les courbes de contrainte-déformation du sol traité avec chaux et de chaux- pouzzolane naturelle sont linéaires presque jusqu'à 85% de la contrainte maximale. Cette linéarité augmente avec l'ajout de la chaux et la période de cure où elles deviennent plus pointues (Fig. 5.3). L'augmentation de la teneur en chaux et chaux- pouzzolane augmente Δq représentant la forme du pic, ce qui signifie la transformation du comportement du sol de ductile à fragile. En conséquence, la déformation axiale à la rupture diminue (déformation axiale correspondant au pic). Par exemple, l'ajout de 20% de pouzzolane naturelle au sol traité avec 4% et 6% de chaux à 1 jour de durcissement sous une pression de confinement de 50 kPa, conduit à augmenter Δq de 9.4% et 28.8% à 17.1% et 114.2%, respectivement. Une augmentation considérable de Δq suivie d'une réduction de la déformation axiale à la rupture a été observée avec le temps de cure. Après 28 jours de durcissement, Δq de

sol stabilisé par 4% et 6% de chaux a augmenté respectivement 14 et 7 fois par rapport à 1 jour de cure (Fig. 5.3).

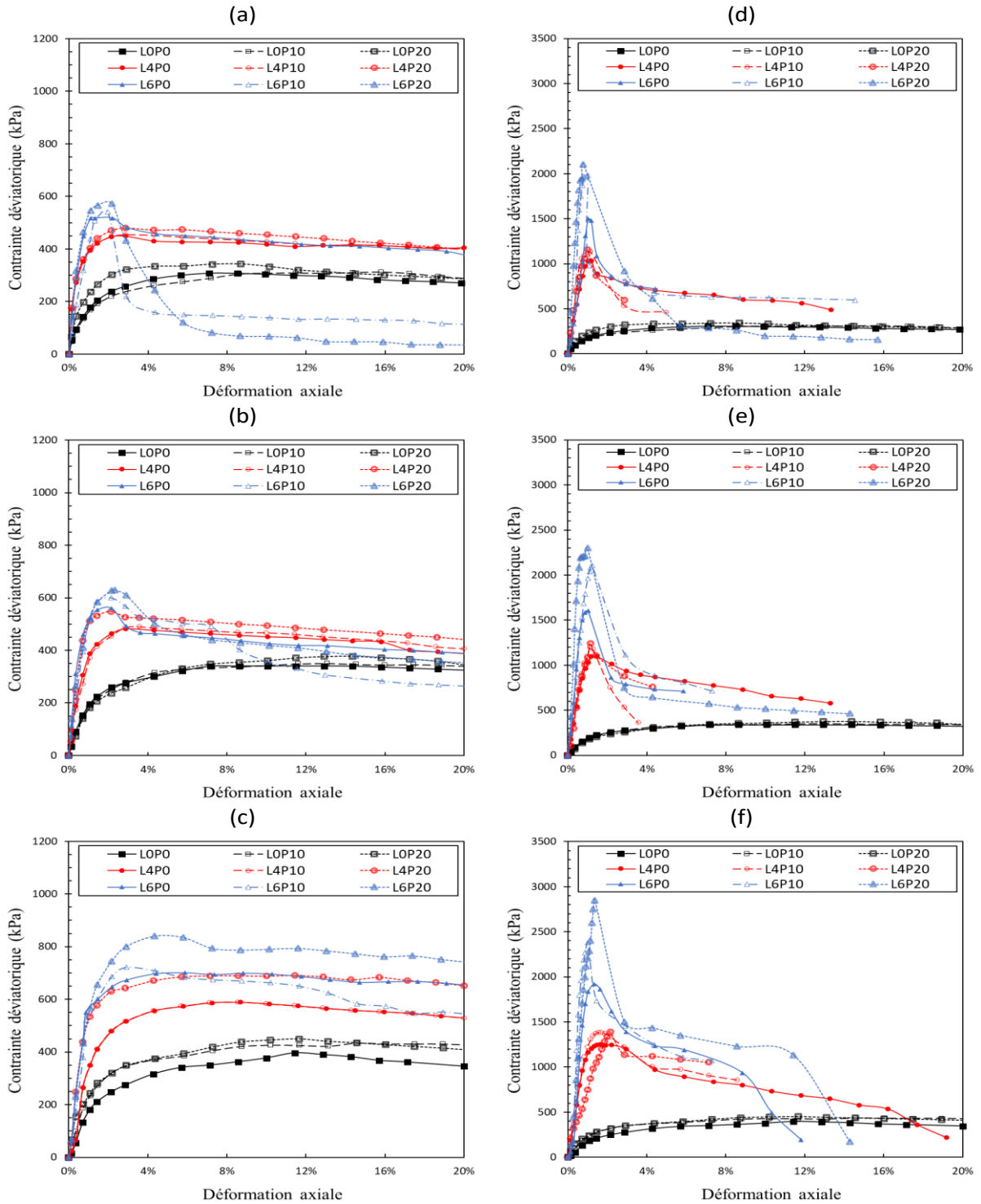


Fig. 5.3 — Relations contrainte-déformation des essais triaxiaux UU pour la stabilisation du sol à la chaux-pouzzolane naturelle avec différentes pressions de confinement. (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, (c) 200 kPa à 1 jour de durcissement. (d) 50 kPa, (e) 100 kPa, (f) 200 kPa à 28 jours de durcissement.

Figures. 5.3 et 5.4 montrent clairement l'effet de la pression de confinement sur la forme de la courbe contrainte-déformation, l'augmentation de la pression de confinement diminue Δq et augmente la déformation axiale à la rupture. A 1 jour de durcissement et avec une pression de confinement croissante de 50 kPa à 200 kPa les pics disparaissent presque (Transition du comportement fragile au comportement ductile), pendant 28 jours de durcissement Δq a diminué mais reste avec des valeurs importantes, le même comportement a été observé par plusieurs chercheurs (Hatibu and Hettiaratchi 1993 ; Walton et al. 2017).

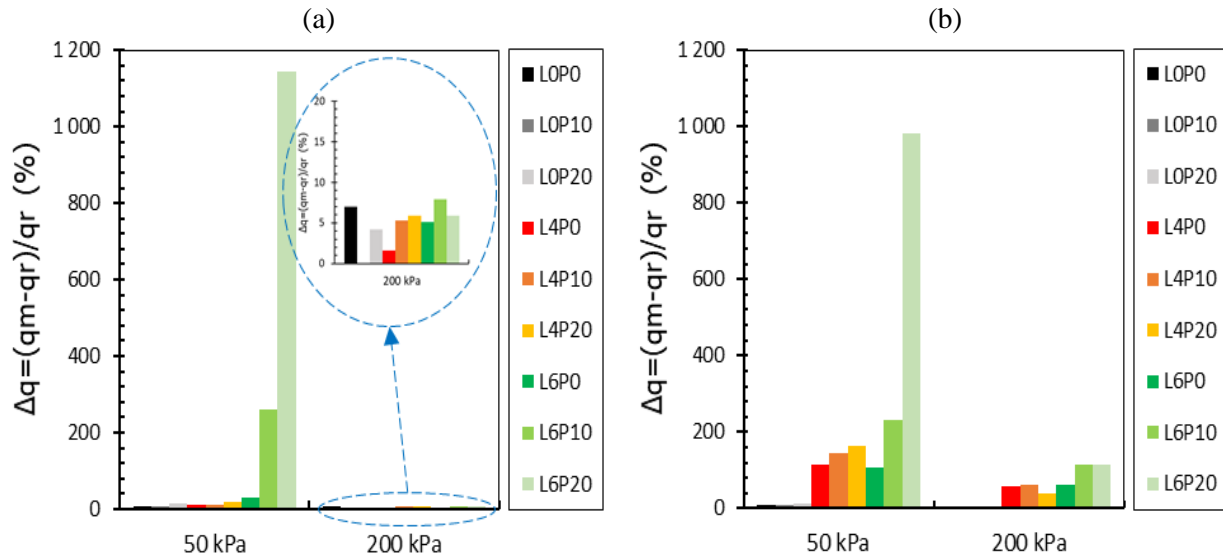


Fig. 5.4 — La variation de Δq des échantillons étudiés. (a) à 1 jour de durcissement, (b) à 28 jours de durcissement.

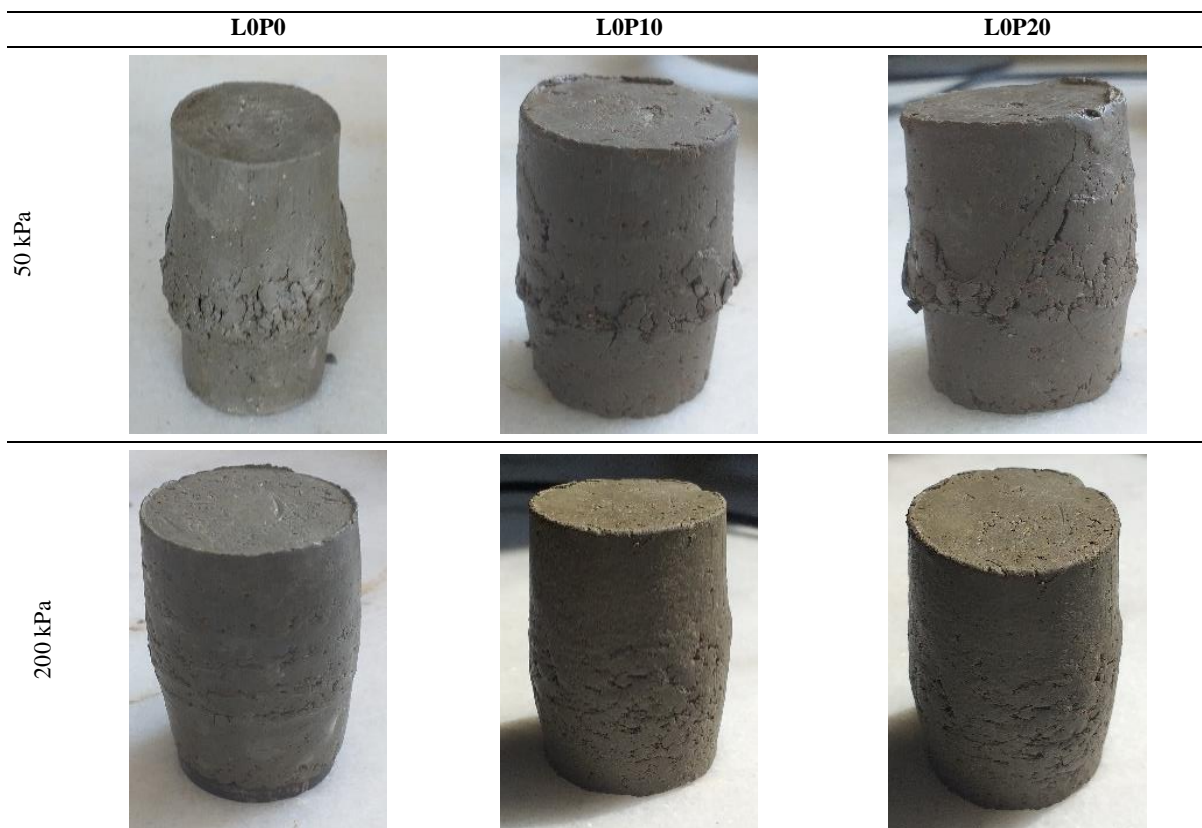
5.3.2 Modes de défaillance

Les tableaux 5.1 et 5.2 représentent des photographies typiques des modes de rupture du sol avant et après stabilisation sous deux pressions de confinement différentes : condition de confinement bas (50 kPa) et condition de confinement élevé (200 kPa).

Lors de la déformation d'échantillons de sol naturel et de combinaison sol-pouzzolane, un comportement ductile a été observé. Les échantillons étudiés ont conservé leur forme cylindrique et la déformation de l'échantillon était fondamentalement uniforme jusqu'à ce qu'un pourcentage de déformation axiale varie entre 9% et 16% pour obtenir leur contrainte déviatorique maximale, pendant cet intervalle les échantillons prennent un mode de rupture plastique, lorsque la déformation augmente plus de 16%, des petites lignes de cisaillement au niveau moyen des













échantillons sont apparues (Tableau 5.1). Pour une pression de confinement de 50 kPa, les échantillons adoptent un comportement de défaillance ductile, en augmentant la pression de confinement de 50 à 200 kPa, les échantillons présentent un comportement plus ductile que pour la condition de confinement bas (écoulement ductile), aucune fissure n'a été observée. Plusieurs chercheurs ont retrouvé le même comportement lors de l'étude des modes de défaillance des sols argileux (Wong et al. 2017 ; Wang et al.2019). Le tableau 5.1 montre clairement que l'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux provoque plus de fissures que le sol seul, il peut justifier l'apparition des nouvelles fissures à angle incliné en combinaison sol-pouzzolane par la diminution de la plasticité des échantillons en fonction d'ajout de pouzzolane naturelle et par l'augmentation de la densité sèche maximale qui entraîne une diminution du taux de vide, ce qui limite la possibilité de compactage des échantillons. L'augmentation de la pression de confinement transforme le mode de rupture de défaillance ductile en écoulement ductile (pas de fissuration) en modifiant la nature des microfissures existantes dans la matrice du sol, la pression de confinement élevée de 200 kPa ferme les microfissures dans la structure des échantillons de sol argileux et de sol-pouzzolane naturelle.

Tableau 5.1 — Schéma de défaillance du sol naturel et de la combinaison sol-pouzzolane naturelle



D'après les tableaux 5.2, les modes de rupture des échantillons de sol stabilisés par la combinaison chaux et chaux-pouzzolane naturelle dépendent principalement du temps de durcissement et de la pression de confinement. Pour 1 jour de durcissement sous une pression de confinement de 50 kPa, les échantillons ont montré un comportement de défaillance fragile lorsqu'ils étaient cisailés avec un plan de rupture incliné supérieur à 45°, ce comportement est le résultat de réactions de courte durée de sol stabilisé à la chaux lorsque la réaction chimique provoque la floculation des particules qui augmente l'angle de frottement et diminue la plasticité du sol. Lorsque la pression de confinement augmentait à 200 kPa, les échantillons se déformaient de manière ductile avec de petites fissures, indiquant que la pression de confinement élevée (200 kPa) ne pouvait pas fermer toutes les microfissures de la structure de l'échantillon.

Tableau 5.2 — Modes de défaillance des sols argileux traités avec la chaux et la combinaison chaux-pouzzolane naturelle

		Soil + L		Soil + L + PN	
		1 Jour	28 Jours	1 Jour	28 Jours
50 kPa					
					
200 kPa					

Après des réactions à court terme de chaux-sol et de chaux-sol-pouzzolane basées sur l'échange de cations et la floculation des particules, des réactions à long terme sont réalisées. Des composés cimentaires se forment à la base de réactions entre le calcium, l'alumine et la silice

dans le sol et la pouzzolane naturelle (formation aluminates de calcium hydratés, silicates de calcium hydratés et silico-aluminates de calcium hydratés) qui transforment le sol d'un état ductile avec un comportement de déformation plastique à un état fragile avec un mode de défaillance fragile. Vitale et al. (2017) ont noté que des nouvelles phases minéralogiques se forment avec le temps de durcissement, les nouveaux composés cimentaire produits et la réorganisation microstructurale du sol traité affectent le comportement microstructural des échantillons.

Les échantillons stabilisés par la chaux et la combinaison chaux-pouzzolane naturelle se déforment en mode de défaillance fragile même en augmentant la pression de confinement à 200 kPa. Ce résultat peut s'expliquer par les produits de la réaction pouzzolanique et la cimentation des particules de sol qui provoquent un comportement dur et résistant. En fait, une concentration élevée de microfissures est produite lors de la défaillance de l'échantillon, ce qui nécessite une pression de confinement plus élevée pour fermer toutes les microfissures dans les échantillons et transforme le comportement du sol de fragile à ductile. Selon Hatibu and Hettiaratchi (1993), un sol avec une concentration élevée de microfissures serait très fragile et nécessite une application d'une pression de confinement élevée afin de fermer complètement les microfissures et de supprimer le comportement fragile.

5.3.3 Évaluation de la contrainte déviatorique maximale

L'effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et de leurs combinaisons sur les variations de contraintes déviatoriques maximales du sol stabilisé est illustré sur la figure 5.5. Concernant l'utilisation de la pouzzolane naturelle comme additif seul, une augmentation marginale de la contrainte déviatorique maximale a été observée pour les échantillons traités avec 10 et 20% de pouzzolane naturelle, cette augmentation est causée par la modification de la texture du sol et l'augmentation de leur densité sèche maximale. Selon Harichane et al. (2011b), ce type de matériau volcanique a besoin d'un activateur chimique pour pouvoir réagir et développer des réactions pouzzolaniques.

L'utilisation de la chaux comme stabilisant a produit un développement important de la contrainte déviatorique maximale avec l'augmentation à la fois de la teneur en chaux ajoutée et de la période de cure. Des observations similaires ont été rapportées par Cai et al. (2006) et Sivapullaiah et al. (2006). Les réactions pouzzolaniques entre la chaux, SiO_2 et Al_2O_3 disponibles

dans les sols argileux provoquent la formation d'agents de cimentation qui développent un gain de résistance important.

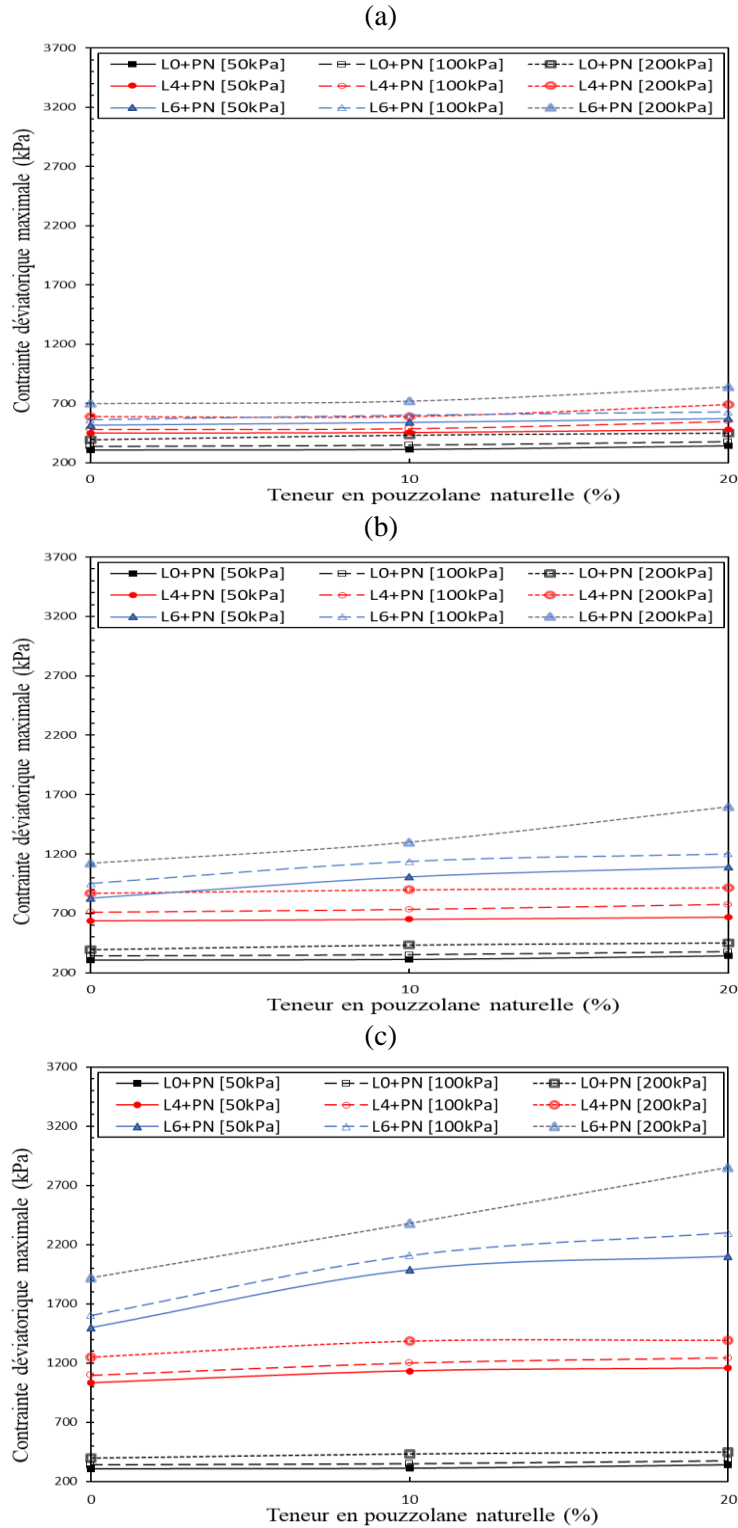


Fig. 5.5 — Variation de la contrainte déviatorique maximale des sols traités à différents temps de durcissement.
(a) 1 jour, (b) 7 jours, (c) 28 jours

Une augmentation considérable de la résistance au cisaillement des sols argileux stabilisés à la chaux combinée à différentes teneurs en pouzzolane naturelle a été obtenue parallèlement à l'augmentation de la pression de confinement et du temps de durcissement. En effet, l'ajout de pouzzolane naturelle au sol traité à la chaux fournit un meilleur résultat pour la contrainte déviatorique maximale du sol traité par rapport à l'utilisation de la chaux ou de pouzzolane seule. Comme le montre la Figure 5.5, avec une pression de confinement de 200 kPa après 28 jours de durcissement, la contrainte déviatorique maximale d'un échantillon traité avec 6% de chaux combinant 10% et 20% de pouzzolane naturelle a augmenté respectivement de 23.8% et 48.4% par rapport au sol traité avec 6% de chaux uniquement. L'augmentation significative de la contrainte déviatorique maximale pour les sols traités avec la combinaison de la chaux et de la pouzzolane par rapport à celle traitée avec de la chaux seule est probablement due à l'augmentation de la densité sèche maximale des échantillons lorsque la pouzzolane naturelle est ajoutée, et à l'augmentation du teneur en Si et en Al dans les échantillons qui augmente la réaction pouzzolanique avec l'ajout de la teneur en chaux en fonction du temps de cure.

La figure 5.6 représente les résultats de l'effet du temps de durcissement à la contrainte déviatorique maximale pour différentes pressions de confinement pour des sols non stabilisés et stabilisés avec de la chaux, de la pouzzolane naturelle et leur combinaison. Il est évident d'observer que : La contrainte déviatorique maximale pour les sols argileux et traités avec pouzzolane naturelle est restée constante avec le temps de durcissement car il n'y a pas de réaction chimique entre le sol argileux et la pouzzolane naturelle, le même comportement a été observé par [Harichane et al. \(2011a\)](#). L'ajout de chaux au sol argileux a produit une augmentation considérable de la contrainte déviatorique maximale avec la période de cure. Pour le même échantillon traité avec 6% de chaux sous une pression de confinement de 200 kPa, la contrainte déviatorique maximale est passée de 701 kPa à 1 jour à 1920 kPa à 28 jours.

La combinaison de la chaux et de pouzzolane naturelle a donné des meilleurs résultats pour la contrainte déviatorique maximale du sol qui augmentait avec le temps de cure, sous une pression de confinement de 200 kPa pendant 7 et 28 jours de durcissement, la contrainte déviatorique maximale d'un sol traité à 6% de chaux et 20% de pouzzolane naturelle augmente respectivement de 90% et 239% par rapport à celle du sol traité après 1 jour de durcissement.

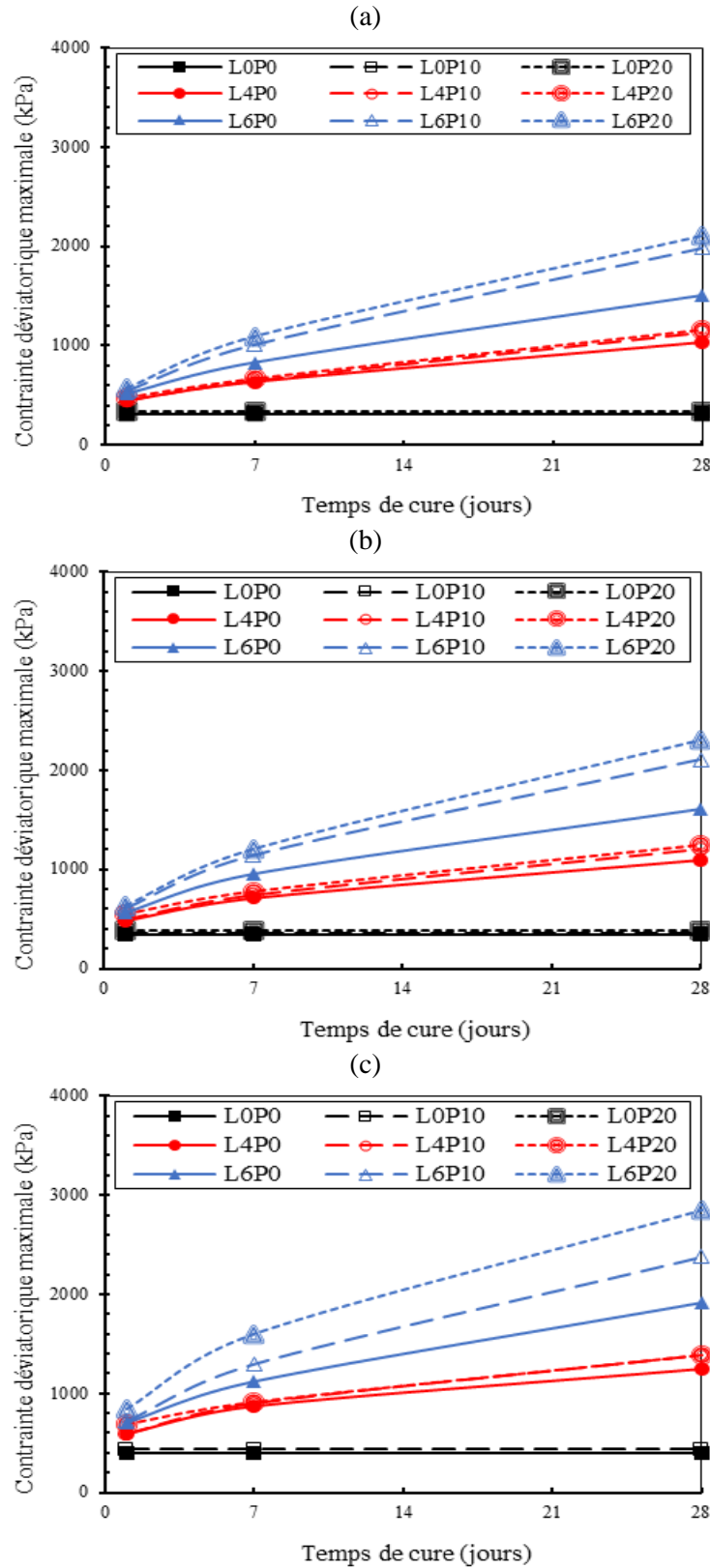


Fig. 5.6 — Effet du temps de durcissement sur la contrainte déviatorique maximale pour différentes pressions de confinement. (a) 50 kPa, (b) 100 kPa, (c) 200 kPa

5.3.4 Variation du paramètre de résistance au cisaillement

La figure 5.7 montre l'aspect qualitatif de la variation des cercles de Mohr pour différents temps de cure 1, 7 et 28 jours. Cependant, la figure 5.8 montre les résultats des paramètres de cisaillement extraits du cercle de Mohr (Fig. 5.7).

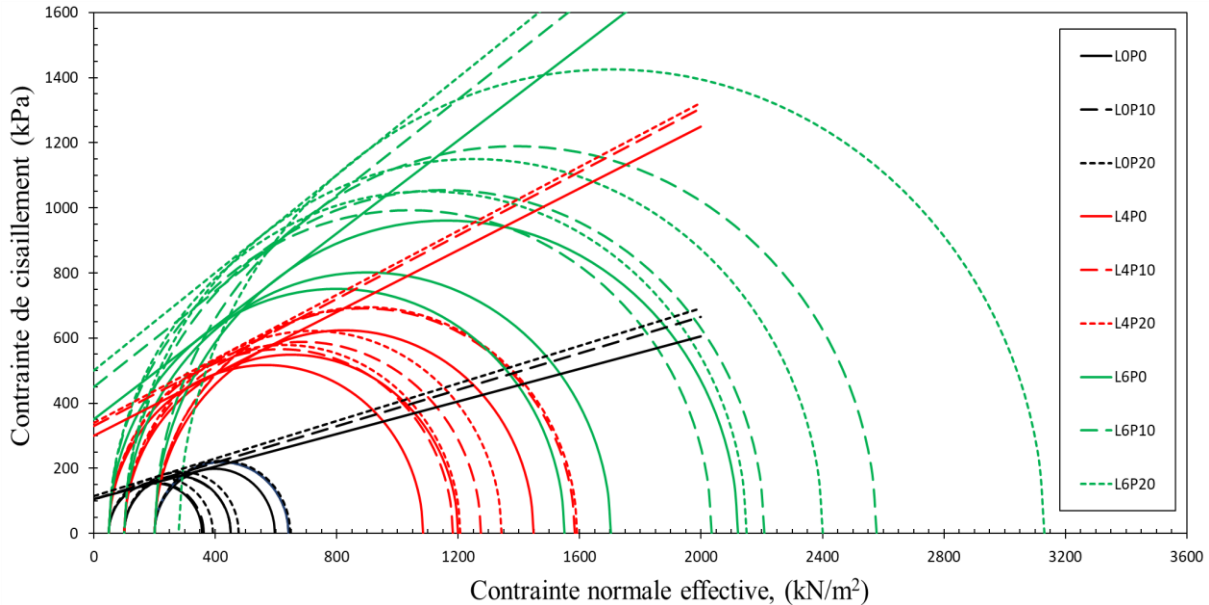


Fig. 5.7 — Cercles de Mohr pour différentes combinaisons étudiées à 28 jours de durcissement.

La cohésion du sol était quasi constante lorsque la pouzzolane naturelle a été ajoutée, la cohésion du sol naturel et du sol avec 10% de pouzzolane est égale à 105 kPa, cette valeur a légèrement augmenté avec l'ajout de 20% de pouzzolane pour obtenir une cohésion de 114 kPa. L'ajout d'une teneur en pouzzolane naturelle avec un pourcentage inférieur à 20% n'a pratiquement aucun effet sur la variation de cohésion, si la teneur en pouzzolane naturelle est supérieure ou égale à 20%, la cohésion a légèrement augmenté, cette évolution peut s'expliquer par l'augmentation de la densité sèche maximale et par la modification de la structure du sol. Une augmentation de l'angle de frottement a été observée en concordance avec la teneur en pouzzolane. L'ajout de 10% et 20% de pouzzolane a augmenté l'angle de frottement de 14° à 15.7° et 16.12° respectivement, cette augmentation peut être expliquée par la modification de la structure du sol (particule plus grosse) due à la grande différence entre la distribution granulométrique du sol et de la pouzzolane naturelle. En revanche, l'angle de frottement interne de la pouzzolane naturelle est supérieur à celui du sol. Aucune augmentation des paramètres de cisaillement n'a été observée lors du prolongement du temps de durcissement des sols combinés

au pouzzolane, ceci est dû au type de pouzzolane naturelle inactif utilisé (il ne peut pas réagir chimiquement sans ajout de ciment ou d'un liant hydraulique). Harichane et al. (2018) ont observé le même comportement lorsqu'ils ont étudié l'effet du même type de pouzzolane sur deux types de sols différents stabilisés à la chaux.

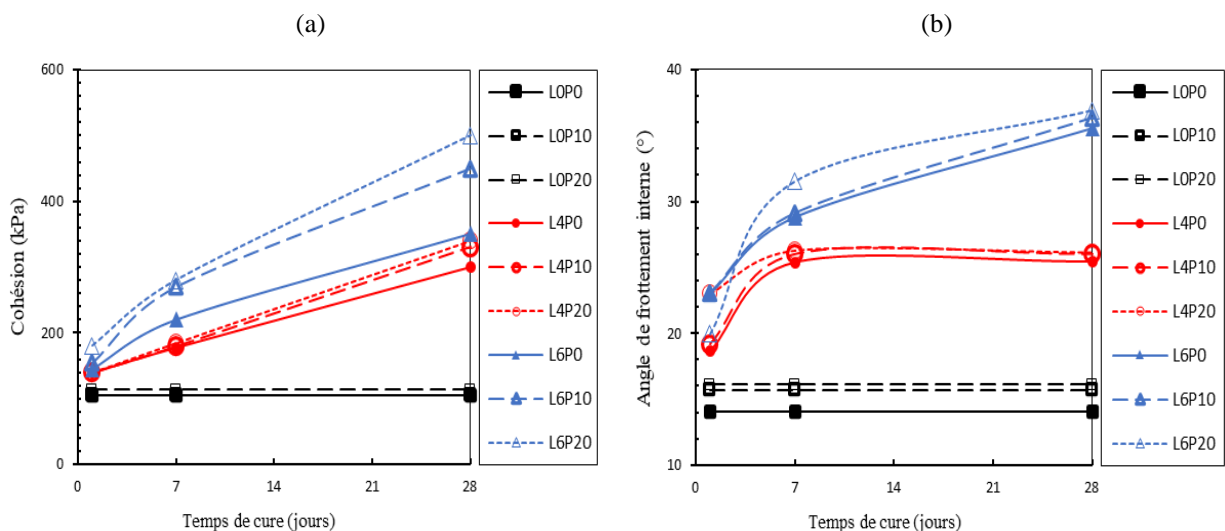


Fig. 5.8 — La variation des paramètres de cisaillement des sols traités.
 a) Cohésion, b) Angle de frottement interne.

La figure 5.8 montre clairement qu'il existe trois facteurs qui ont une influence considérable sur la variation des paramètres de cisaillement d'un sol argileux stabilisé à la chaux et à la combinaison de chaux- pouzzolane naturelle. Ces facteurs sont la teneur en chaux, la teneur en pouzzolane combinée à la chaux et le temps de durcissement. L'augmentation de la teneur en chaux a entraîné une évolution considérable des paramètres de cisaillement ; pour un sol stabilisé à 6% de chaux à 1 jour de durcissement, la cohésion et l'angle de frottement sont passés respectivement de 105 kPa et 14° à 145 kPa et 23°. Ces paramètres croient considérablement avec l'augmentation du temps de cure, Après 28 jours de durcissement, la cohésion et l'angle de frottement ont augmenté à 350 kPa et 35.53 °, respectivement. L'augmentation du pourcentage de pouzzolane combiné à la chaux a entraîné une évolution de la cohésion des échantillons, l'ajout de 10% et 20% de pouzzolane naturelle a augmenté la cohésion du sol stabilisé à 6% de chaux après 28 jours de durcissement de 350 kPa à 450 kPa et 500 kPa, respectivement. De l'autre côté, la variation de l'angle de frottement du sol stabilisé par la chaux combinée à diverses teneurs en pouzzolane avait des valeurs variantes entre 31.5° et 36.9°, où la valeur maximale était pour le sol stabilisé avec 6% de chaux et 20% de pouzzolane naturelle.

Afin d'expliquer la variation des paramètres de cisaillement et la réaction chimique responsable de cette variation, [Sivapullaiah et al. \(2000\)](#) ont suggéré que la floculation des particules augmente la valeur de l'angle de frottement, alors que la cimentation des particules augmente la valeur de la cohésion. [Furlan et al. \(2018\)](#) ont expliqué les valeurs de cohésion plus élevées après 28 jours de durcissement par la réaction pouzzolanique produite avec le temps. [Ola \(1978\)](#) a expliqué la relation entre l'augmentation de la cohésion avec la teneur en chaux par la formation de floes lorsque les particules de sol deviennent fortement liées (agrégation / floculation) et le sol traité se comporte comme un sol à gros grains.

Concernant la variation des paramètres de cisaillement avec l'augmentation des teneurs en chaux et en pouzzolane naturelle en fonction du temps de cure. Premièrement, des réactions à court terme telles que l'échange de cations et la floculation des particules se produisent lorsque le sol stabilisé avec de la chaux ou avec une combinaison chaux-pouzzolane, l'échange de cations provoque la production de nouvelles liaisons chimiques entre les particules pour former des agrégats plus gros, cette liaison chimique augmente la cohésion du sol traité. En raison de la floculation et de la fabrication de micro-ports, l'angle de frottement du sol stabilisé a augmenté. En deuxième lieu, avec l'augmentation du temps de durcissement, des réactions pouzzolaniques se produisent (CSH, CAH, CASH). La cimentation des particules est l'un des résultats de réactions à long terme qui est la cause de la forte augmentation de la cohésion aux stades ultérieurs du temps de durcissement, elle rend le sol dur et fragile avec des surfaces rugueuses ce qui augmente l'angle de frottement. Afin d'expliquer l'augmentation des paramètres de cisaillement avec l'ajout de la pouzzolane naturelle, il existe deux types d'influence. D'une part, l'effet sur les propriétés physiques du sol, ce dernier devient plus dense avec une structure plus résistante. De plus, sous l'effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés chimiques du sol stabilisé à la chaux, une réaction pouzzolanique supplémentaire s'est produite entre la chaux, Al et le Si existants dans la pouzzolane naturelle.

5.4 Le gonflement

Les courbes de gonflement-temps pour les sols naturels et les échantillons stabilisés avec divers pourcentages de chaux, pouzzolane naturelle et leur combinaison, durcis pendant 1 et 28 jours, sont respectivement présentées dans la figure [5.9](#). De plus, la figure [5.10](#) illustre les

variations du potentiel de gonflement par rapport au pourcentage de chaux et de pouzzolane naturelle pour des temps de cure de 1 et 28 jours.

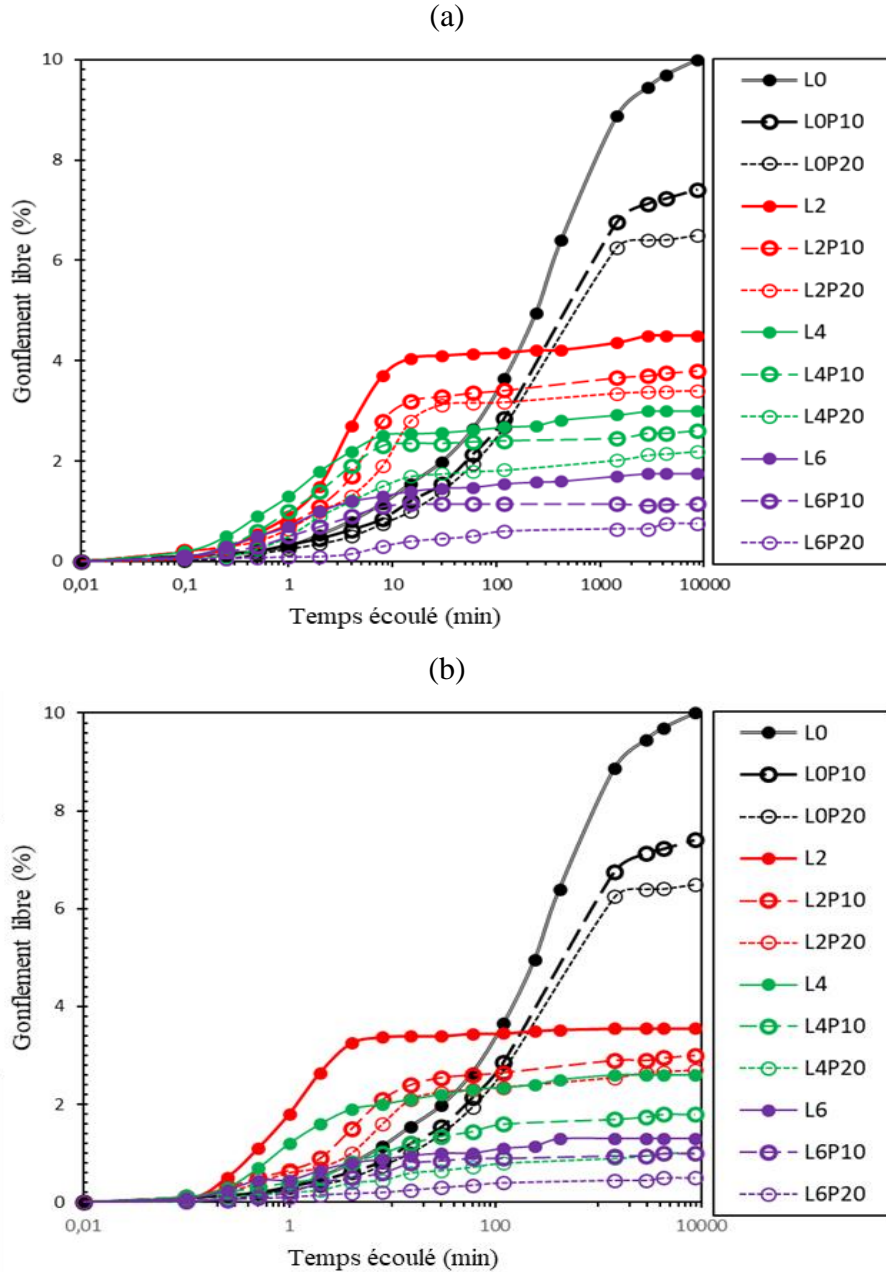


Fig. 5.9 — Gonflement libre en fonction du temps pour les sols argileux traités et non traités

Une analyse de la courbe gonflement-temps pour diverses combinaisons de chaux et pouzzolane illustrés à la figure 5.9 suggère clairement que l'ajout de chaux au sol accélère l'apparition du gonflement, en particulier pendant les premiers stades de ce phénomène. Au cours des premiers stades de gonflement (jusqu'à environ 120 min), la quantité de gonflement axial

pour tous les échantillons traités avec du chaux (sol-chaux et sol-chaux-pouzzolane) s'est avérée significativement plus élevée par rapport au sol naturel ou sol-pouzzolane. Au contraire, après cette période, le taux d'augmentation du gonflement axial (par rapport au temps écoulé) a significativement diminué et la courbe de gonflement-temps s'est modifiée pour devenir une courbe à pente douce ; tandis que dans le cas du sol naturel et de sol-pouzzolane, une courbe à forte pente peut être observée avec une diminution du potentiel de gonflement avec l'augmentation de la teneur en pouzzolane naturelle par rapport au sol naturel. Finalement, un potentiel de gonflement inférieur a été enregistré pour presque tous les échantillons stabilisés à la chaux par rapport au sol naturel ou sol-pouzzolane et aux cas similaires stabilisés à la combinaison de la chaux et la pouzzolane naturelle. En termes simples, on peut conclure qu'il faut moins de temps aux échantillons traités au chaux et chaux-pouzzolane pour approcher leur potentiel de gonflement maximal. Sur la base de la relation gonflement-temps pour divers échantillons stabilisés à la chaux ou chaux-pouzzolane, on peut conclure que pour un temps de gonflement spécifique écoulé, l'augmentation du pourcentage d'ajout ou du temps de durcissement entraîne une réduction considérable du gonflement axial.

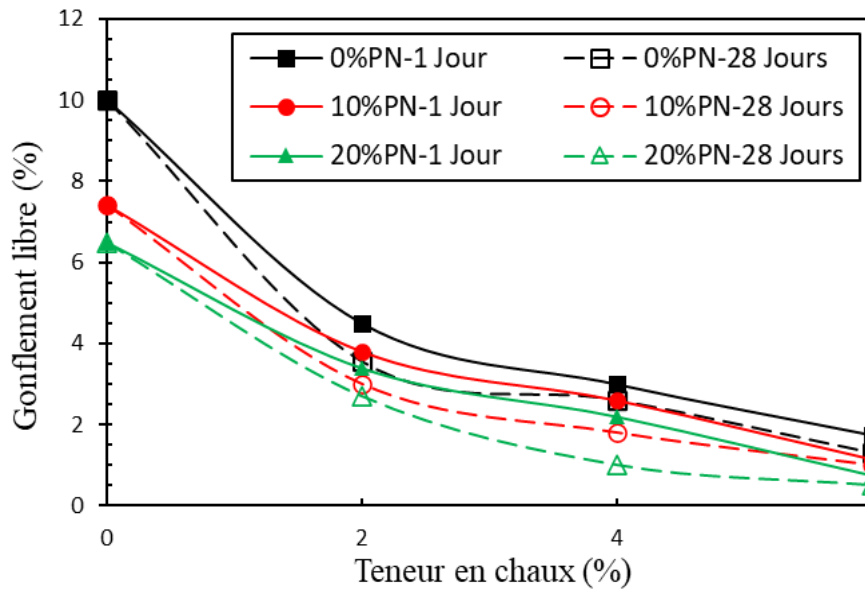


Fig. 5.10 — Variation de potentiel de gonflement en fonction d'ajout.

La figure 5.10 montre la variation de potentiel de gonflement des échantillons de sol mélangés avec des quantités variables (0 à 6 %) de chaux et des fractions de pouzzolane naturelle de 0 à 20 %. On constate que l'échantillon d'argile non traité atteint le potentiel de gonflement maximum (10%). L'augmentation de la teneur en pouzzolane naturelle a diminué le pourcentage de

gonflement lorsque le potentiel de gonflement est passé de 10 % à 7.4 % et 6.5 % après l'ajout de 10 % et 20 % de pouzzolane naturelle. L'utilisation de 2 % de chaux dans l'argile très expansive conduit à une diminution significative du pourcentage de gonflement. Il y a une réduction supplémentaire du potentiel de gonflement en augmentant la teneur en chaux. Pour l'argile, ce potentiel diminue de 10 % à 4.5 % et à 1.75 % lorsque l'on utilise seulement 2% et 6% de chaux, respectivement. L'utilisation de la combinaison de chaux et de pouzzolane naturelle dans la stabilisation du sol argileux conduit à des réductions supplémentaires du potentiel de gonflement, lorsqu'après l'ajout de 20 % de pouzzolane naturelle au sol traité à 6 % de la chaux, le potentiel de gonflement est passé de 1.75 % à 0.75 %. Le même comportement a été observé par [Schanz and Elsayw \(2017\)](#) lorsqu'ils ont étudié la stabilisation d'argiles fortement gonflantes à l'aide de mélanges chaux-sable. Selon la figure 5.10, l'augmentation du temps de durcissement de 1 à 28 jours favorise une réduction marginale du potentiel de gonflement. Dans le cas d'échantillons traités avec 6% de chaux et 6% de chaux avec 20% de pouzzolane, le potentiel de gonflement est passé de 1.75 % et 0.75 (1 jours) à 1.3% et 0.5% (28 jours). Les résultats des tests justifient évidemment que le temps de durcissement n'a pas d'effet important sur le contrôle du gonflement. Cependant, le pourcentage d'ajout semble être le facteur le plus dominant.

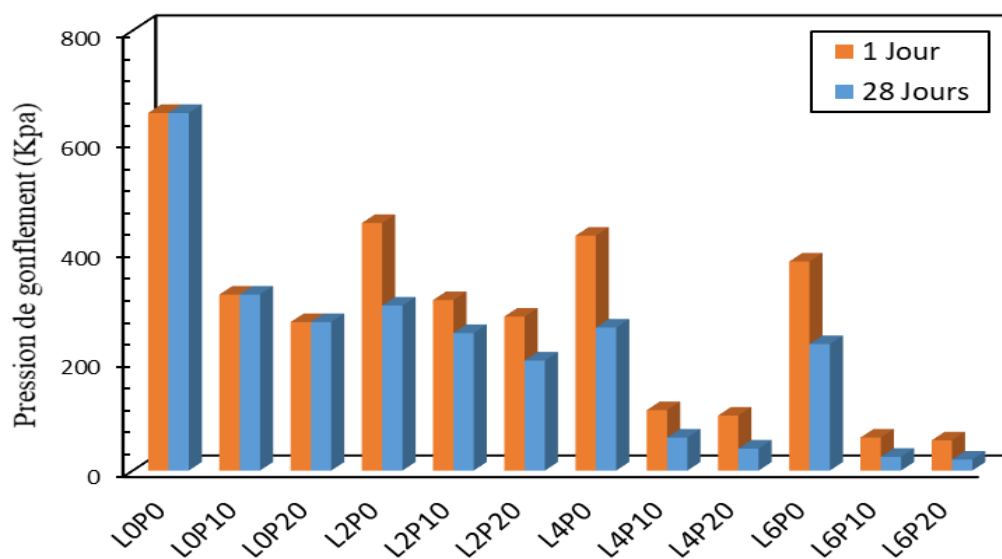


Fig. 5.11 — Variation de pression de gonflement.

La figure 5.11 représente l'effet de la chaux, la pouzzolane naturelle et leur combinaison sur la variation de la pression de gonflement. On voit clairement que la valeur maximale de la pression de gonflement a été observée pour le sol argileux non traité. Une diminution importante de la

pression de gonflement a été observée pour les éprouvettes traitées avec de la pouzzolane naturelle, lorsque la pression de gonflement a diminué de 650 kPa à 320 kPa et 270 kPa après l'ajout de 10 % et 20 % de pouzzolane. Comme le montre la figure 5.11, l'augmentation de la teneur en chaux réduit la pression de gonflement à la fois pour le sol argileux et le mélange sol-pouzzolane, tandis que l'ajout de 6 % de chaux au sol argileux mélangé à 0 % et 20 % de pouzzolane naturelle a réduit leur pression de gonflement de 650 kPa et 270kPa à 380kPa et 55 kPa, respectivement. D'autre part, l'augmentation du temps de durcissement de 1 jour à 28 jours a produit une diminution importante de la pression de gonflement.

L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux a diminué à la fois le potentiel et la pression de gonflement, cette réduction des caractéristiques de gonflement due au remplacement d'une grande partie des particules d'argile dans le sol par des particules non expansives de pouzzolane naturelle qui produisent des modifications importantes sur la structure du sol lorsque les particules de sol deviennent plus granuleuses avec des pores plus larges, de sorte que le potentiel et la pression de gonflement diminuent.

Le rôle de la chaux et chaux-pouzzolane dans la réduction de l'effet de gonflement peut s'expliquer par une série de réactions chimiques qui ont lieu en présence d'eau entre la chaux et les minéraux argileux. Ces réactions chimiques peuvent être divisées en trois grandes catégories, à savoir les réactions d'échange cationique, de floculation-agglomération et réaction pouzzolanique. Le résultat de telles réactions est connu pour favoriser la floculation et la formation d'un tissu grossier qui empêche le gonflement (Sherwood 1993 ; Al-Rawas et al. 2005 ; Estabragh et al. 2014). Au cours du processus d'échange de cations, les cations communs à la surface de l'argile, notamment le sodium (Na^+) et le potassium (K^+) sont remplacés par des cations plus chargés, en particulier le calcium (Ca^{2+}) et dans certains cas le magnésium (Mg^{2+}). Ce processus conduit à la formation d'une force d'attraction nette entre les particules d'argile qui favorise la floculation des particules et la formation d'agrégats grossiers. Alors la teneur en argile est réduite ce qui a diminué le potentiel de gonflement. Après l'achèvement des processus d'échange de cations et d'agglomération par floculation, un processus appelé réactions pouzzolaniques se produit. Ce processus est fortement dépendant du temps, c'est-à-dire que son évolution nécessite un certain temps de durcissement. Au cours du processus des réactions pouzzolaniques, les cations calcium réagissent progressivement avec les unités d'alumine et de silice, ce qui donne des matériaux de cimentation (CSH, CAH et CASH) qui favorise

solidification et donc un potentiel et une pression de gonflement réduit (Hausmann 1990, Soltani et al. 2017). L'utilisation de chaux combinée avec la pouzzolane naturelle est plus efficace pour réduire le potentiel et la pression de gonflement de l'argile que d'utiliser uniquement de la chaux, comme indiqué dans les figures 5.10 et 5.11. En effet, l'échange d'ions calcium est plus efficace dans les mélanges de la chaux-sol-pouzzolane que dans les mélanges chaux-sol. Ceci est attribué au fait que la teneur en argile diminue avec l'augmentation de la teneur en pouzzolane naturelle en tant que sol non gonflant, et que des produits pouzzolaniques supplémentaires ont été produits en raison de la réaction pouzzolanique entre la chaux et la pouzzolane naturelle plutôt que la réaction entre la chaux et le sol (Al-Swaidani et al. 2016 ; Harichane et al. 2018).

5.5 La compressibilité

Il est rapporté que le comportement de changement de volume dépend principalement de l'interaction complexe entre la structure de sol, le fluide interstitiel et le niveau de contrainte, ce qui provoque une modification du rapport des vides (Di Maio et al., 2004). Le réarrangement des particules, et donc les changements dans le tissu qui se produisent par traitement avec différents additifs avec durcissement, sont en fin de compte liés au changement de l'indice de vide du sol (Sachan and Penumadu, 2007). De ce fait, l'étendue du changement de tissu peut également être mesurée mécaniquement en termes de changement de taux de vide.

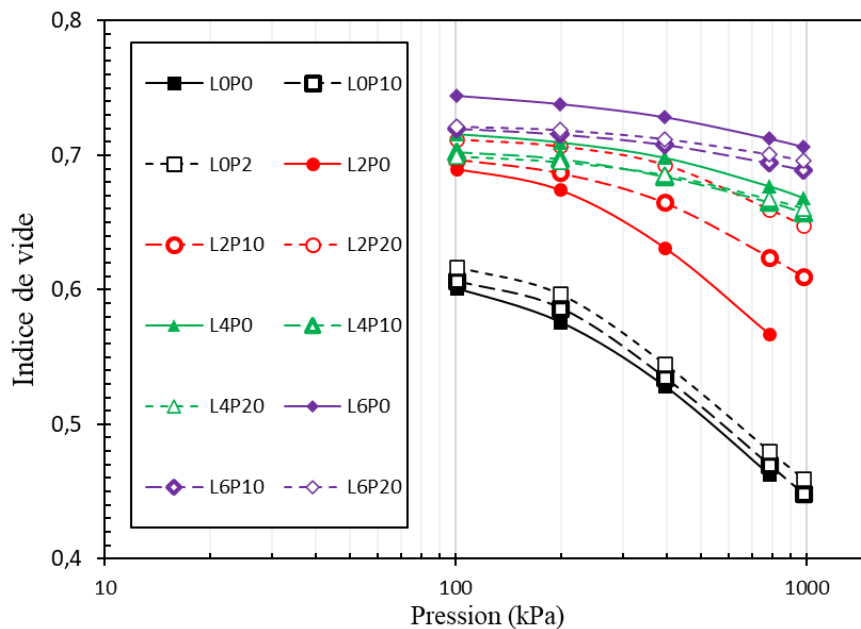


Fig. 5.12 — Variations de l'indice de vides par rapport à la contrainte effective pour des échantillons d'argile expansive stabilisée avec différents additifs

Le comportement de compressibilité des sols traités à la chaux, à la pouzzolane naturelle et leur combinaison à différentes périodes de cure (1 jour et 28 jours) a été représenté par la courbe de pente de l'indice de vides en fonction de la pression logarithmique ($e-\log_{10}P$) (Fig. 5.12). On peut clairement voir que la compressibilité du sol diminue considérablement avec l'augmentation des teneurs en chaux et en pouzzolane naturelle (lorsque des courbes plus plates ont été observées par rapport aux courbes du sol naturel) et devient presque négligeable lors de leur combinaison. Le même comportement a été observé par [Jha and Sivapullaiah \(2015\)](#), lorsque les auteurs ont étudié le mécanisme d'amélioration du comportement de changement de résistance et de volume d'un sol stabilisé à la chaux. Ce comportement est dû à l'augmentation de la résistance à la compression produite après le traitement du sol. Comme on le voit sur la figure 5.13 qui représente la variation de la déformation axiale en fonction de la pression appliquée, le sol devient plus résistant à la compression lorsque la déformation axiale du sol traité produite après l'application de la pression diminue avec l'augmentation de la teneur en chaux, pouzzolane naturelle et temps de cure.

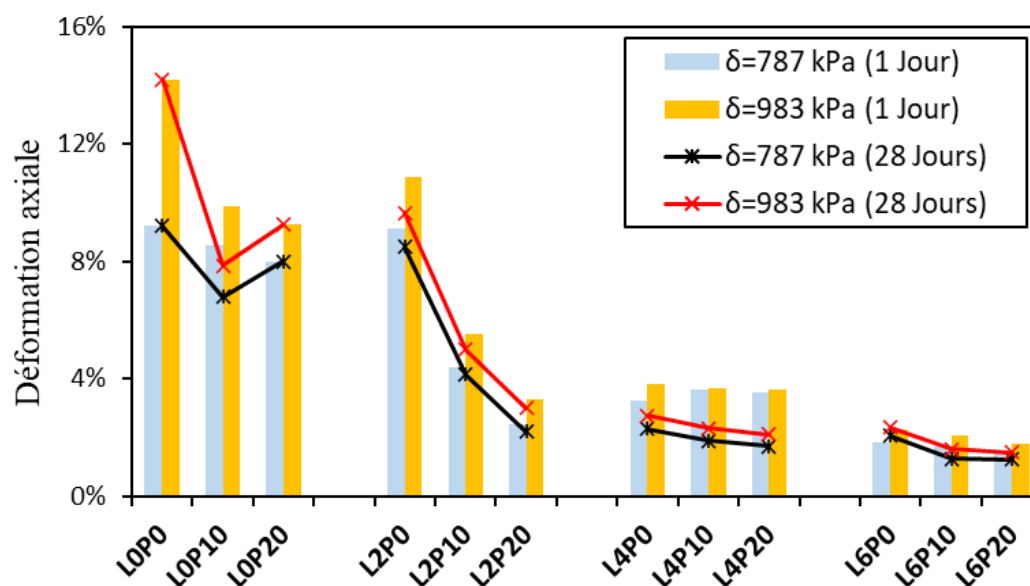


Fig. 5.13 — Variations de la déformation axiale en fonction de la contrainte appliquée.

La figure 5.14 représente la variation l'indice de compression (C_c) du sol traité à différentes périodes de durcissement. L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux produit une diminution marginale de leur indice de compression, lorsque l'indice de compression a diminué de 0.220 à 0.215 après avoir augmenté la teneur en pouzzolane naturelle de 0% à 20%. Cette réduction marginale est due à l'augmentation de la densité du sol après l'ajout de la pouzzolane naturelle.

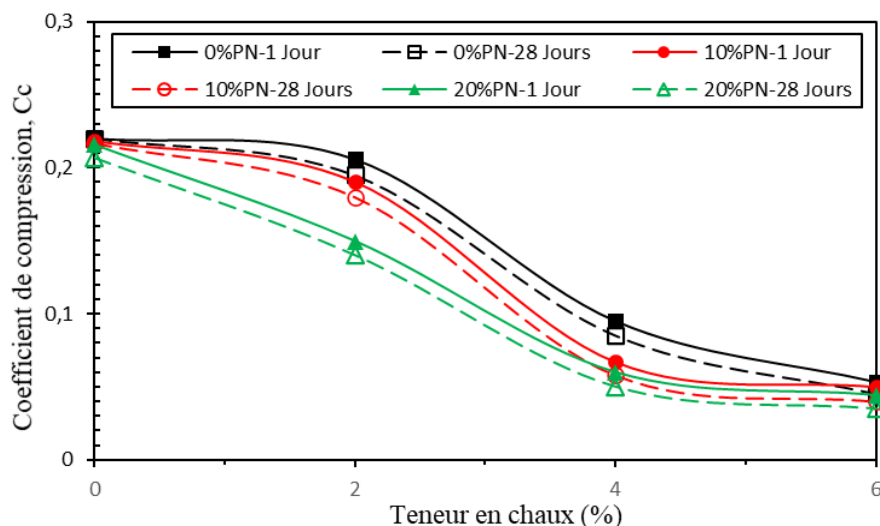


Fig. 5.14 — Effet de la chaux, de la pouzzolane naturelle et du temps de durcissement sur l'indice de compression (Cc)

On observe que l'indice de compression du sol diminue significativement avec l'ajout de 4% de chaux. Cependant, la réduction maximale est observée avec l'ajout de 6% de chaux. A une période de durcissement de 1 jour, l'indice de compression est passé de 0.220 à 0.053 après l'ajout de 6% de chaux. Une réduction supplémentaire de l'indice de compression a été notée lors de l'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux stabilisé à la chaux, lorsque l'indice de compression a diminué de 15 % après l'ajout de 20 % de pouzzolane naturelle au sol traité à 6% de chaux. La réduction de l'indice de compression implique que la résistance à la compression augmente avec la liaison permanente développée entre les particules de sol. Après 28 jours de durcissement, l'indice de compression a continué à diminuer en raison de la formation de nouveaux produits de cimentation, l'augmentation du temps de durcissement de 1 jour à 28 jours a réduit l'indice de compression de 6 % de chaux et de 6 % de chaux combinées à 20 % de pouzzolane naturelle de 20 % et 15 %, respectivement.

5.6 Analyse analytique

Afin de comprendre les aspects minéralogiques et microstructuraux du sol traité avec de la chaux, de la pouzzolane naturelle et du mélange chaux-pouzzolane, une série de tests diffraction des rayons X (DRX) et microscopie électronique à balayage (MEB) ont été réalisés. L'objectif principal de ces analyses est d'observer la variation minéralogique et le changement microstructural produit par les réactions chimiques entre sol-chaux et sol-chaux-pouzzolane naturelle.

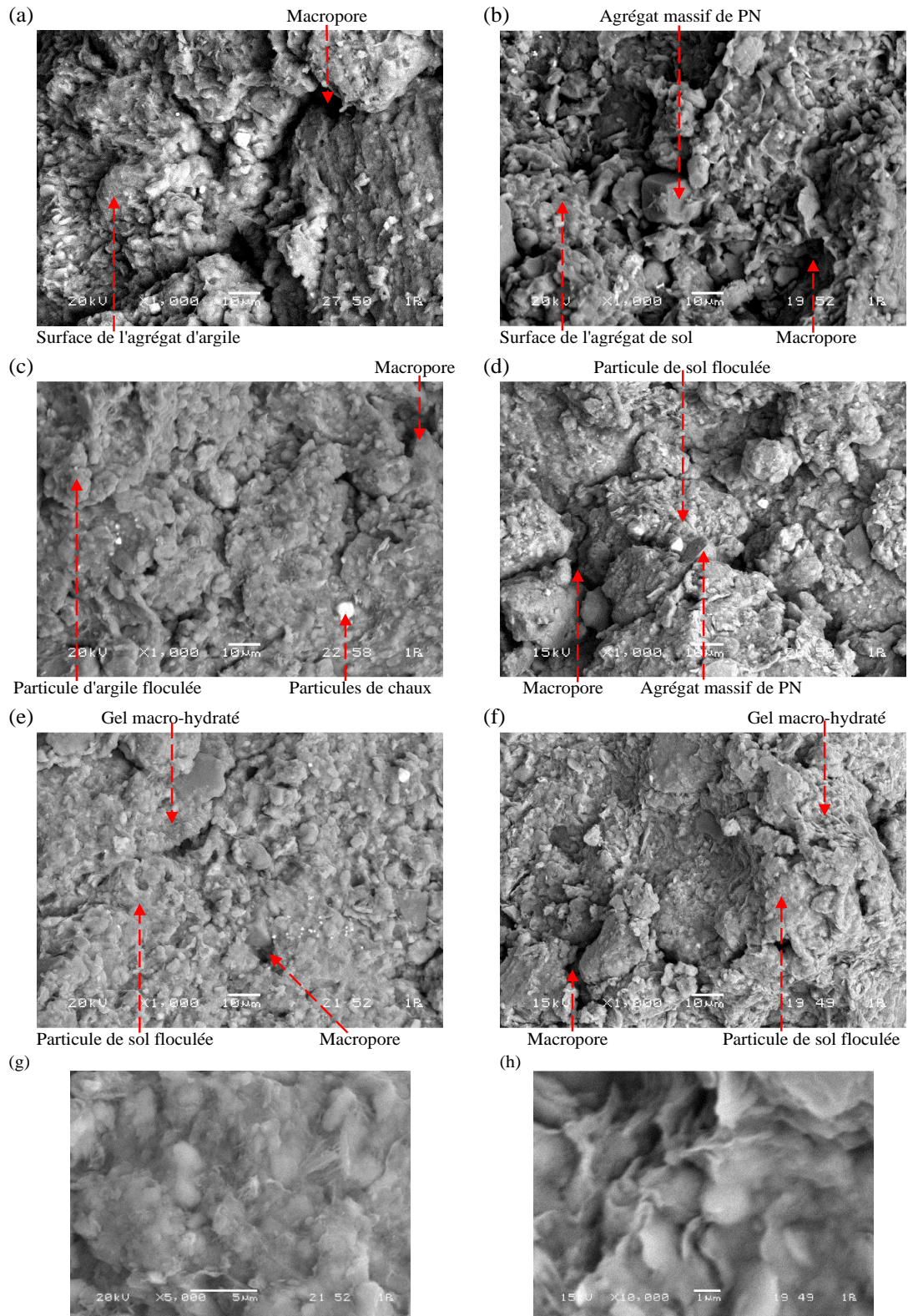


Fig. 5.15 — Micrographies SEM des échantillons étudiés, (a) sol argileux, (b) L0P20%, (c) L6P0 à 1 jour, (d) L6P20 à 1 jour, (e) L6P0% à 28 jours, (f) L6P20 à 28 jours, (g) et (h) gel macro-hydraté pour sol traité avec L6P0 et L6P20 à 28 jours respectivement.

Les figures 5.15 et 5.16 représentent la micrographie MEB et les modèles DRX de sol argileux et d'argile combinés avec 20% de pouzzolane naturelle avant et après traitement avec 6% de chaux à 1 jour et 28 jours de durcissement. On peut noter que les réactions chimiques produites après l'addition de chaux au sol argileux et au mélange argile- pouzzolane naturelle sont divisées en deux étapes principales en fonction du temps de durcissement.

À court terme, un changement considérable dans la disposition des particules d'argile a été noté après le traitement du sol à la chaux, lorsque les particules de sol étudié se flocculent pour former une structure de sol ouvert (formation de gros agrégats avec une diminution considérable de la plasticité de sol) (Fig. 5.15 (c)). Ce comportement est dû à l'échange cationique et à la réaction de floculation ; l'ajout de chaux au sol argileux en présence d'eau augmente le pH du mélange en libérant des cations calcium Ca^{2+} et des cations hydroxydes OH^- , ces cations sont adsorbés par les minéraux argileux qui ont modifié la densité de charge électrique de surface des particules d'argile. Par conséquent, on observe une réduction considérable des forces de répulsion et de l'épaisseur de la couche d'eau diffusée. Le même comportement a été observé lors du traitement à la chaux à court terme du mélange argile- pouzzolane naturelle, avec une structure de sol plus flocculée, par rapport au sol traité à la chaux sans ajout de pouzzolane (Fig. 5.15(d)). L'analyse minéralogique du mélange argile-chaux et argile-chaux-pouzzolane a révélé qu'aucun pic significatif de composés cimentaire n'a été produit après 1 jour de durcissement (Fig. 5.16). Ces résultats concordent avec ceux obtenus par les analyses MEB (stabilisation à court terme à la chaux basée sur l'amélioration du comportement physique du sol).

Selon la figure 5.15 (e) et (f), les réactions à long terme de la chaux avec l'argile et argile-pouzzolane ont conduit à la formation de nouveaux gels de silicates de calcium hydratés, aluminates de calcium hydratés et silico-aluminates de calcium hydratés qui recouvrent la surface argileuse.



Comme le montre la figure 5.16 (a) pour un sol argileux traité à la chaux, après 28 jours de durcissement, de nouveaux composés de cimentation sont produits tels que silicates de calcium hydratés (CSH) et aluminates de calcium hydratés (CAH). D'après les figures 5.15 (f) et 5.16 (b),

on peut noter que les composés cimentaires produits après l'addition de pouzzolane naturelle au sol étudié traité à la chaux sont supérieurs à ceux traités à la chaux seule et qu'un nouveau pic correspondant à silico-aluminates de calcium hydratés (CASH) s'est produit. Ces résultats sont cohérents avec ceux conclus par [Al swaidani et al. \(2016\)](#) et [Harichane et al. \(2018\)](#), lors de l'ajout de la pouzzolane naturelle à un sol argileux stabilisé à la chaux, des phases de cimentation supplémentaires sont produites.

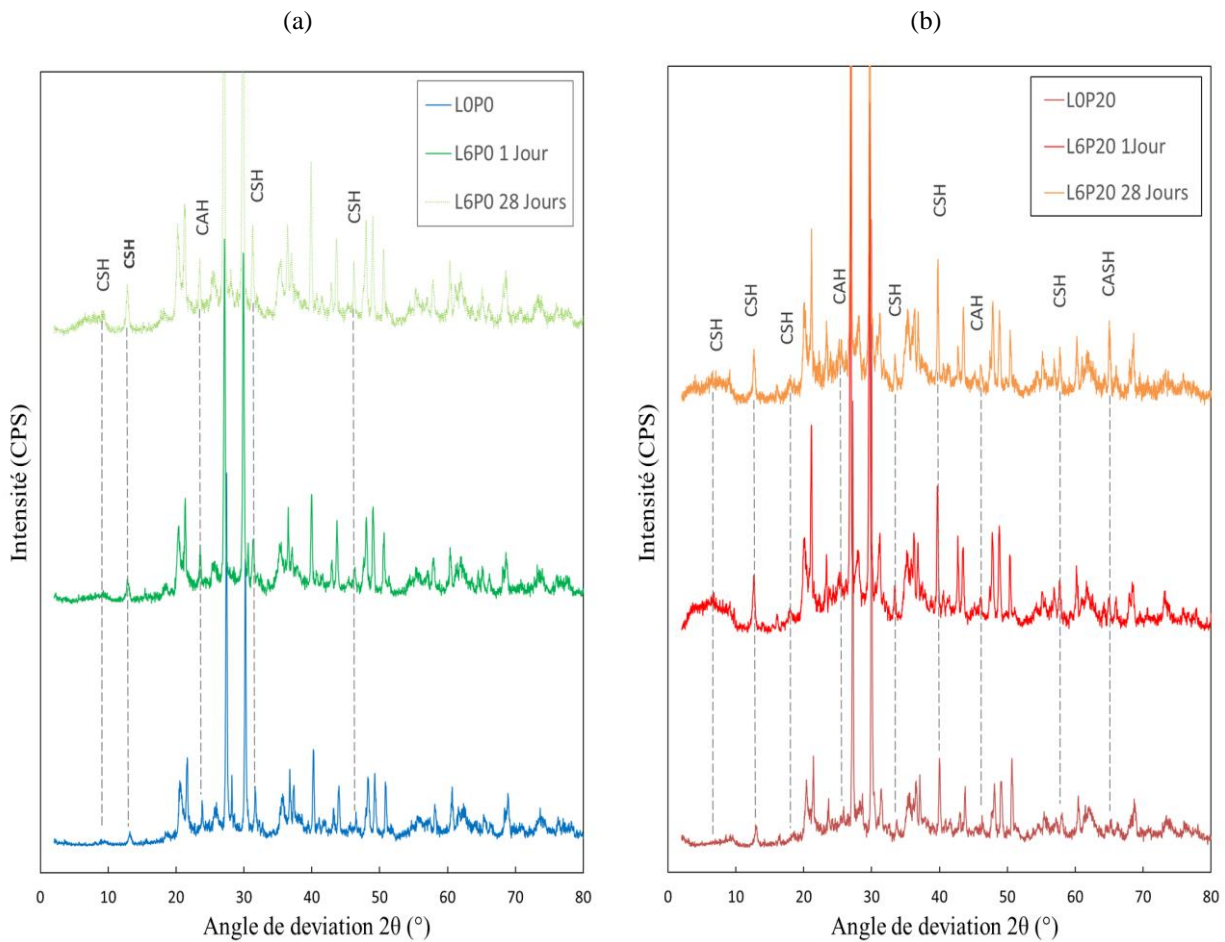


Fig. 5.16 — Diagrammes de diffraction des rayons X du sol traité et non traité avec de la chaux et de la pouzzolane naturelle à 1 jour et 28 jours de durcissement.

5.7 Conclusion

Ce chapitre présente l'effet de la pouzzolane naturelle sur la conductivité hydraulique, la résistance au cisaillement (essais triaxiaux), le gonflement et la compressibilité d'un sol argileux stabilisé à la chaux. Sur la base des résultats des tests effectués, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La teneur en chaux a un effet considérable sur la taille des pores et la variation de conductivité hydraulique. Dans l'étude précédente, l'optimum de modification de la chaux (LOM) est presque égal à la consommation initiale de chaux (ICL) déterminée selon la méthode Eades et Grim, cette teneur en chaux donne une conductivité hydraulique élevée pour le sol argileux et le mélange argile-pouzzolane naturelle.
- La conductivité hydraulique des sols repose principalement sur les macro- et mésopores (pores de plus de 8 μm). L'ajout de chaux au sol argileux produit une forte augmentation de la variation de conductivité hydraulique, lorsque sa valeur est multipliée par 1000. L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux avant et après le traitement à la chaux produit une structure de sol plus floclée avec une grande taille de pores. Ainsi, la conductivité hydraulique du sol argileux non traité et traité augmente avec l'ajout de la teneur en pouzzolane naturelle.
- Les courbes contrainte-déformation du sol argileux et la combinaison du sol avec la pouzzolane naturelle ont une forme hyperbolique (sans pic). Des pics dans les courbes contrainte-déformation ont été observés lorsque le sol est stabilisé à la chaux ou à la combinaison de de chaux-pouzzolane naturelle. la forme du pic représentée par Δq augmente avec l'ajout de la teneur en chaux ou chaux-pouzzolane naturelle et la période de durcissement et diminue avec l'augmentation de la pression de confinement.
- Le mode de rupture ductile a été observé pour les échantillons de sol naturel et de combinaison sol-pouzzolane, ce mode de rupture se transforme en rupture fragile lorsque le sol se stabilise avec de la chaux ou de la chaux combinée avec de la pouzzolane naturelle. Un effet significatif a été observé sur la variation des modes de rupture des sols stabilisés en fonction de l'augmentation des conditions de confinement.
- Une augmentation marginale de la contrainte déviatorique maximale a été observée pour les échantillons de combinaison sol-pouzzolane naturelle. L'utilisation de la chaux comme stabilisant a produit une augmentation importante de la contrainte déviatorique maximale avec l'ajout à la fois de la teneur en chaux et de la période de durcissement. L'ajout de pouzzolane naturelle au sol traité à la chaux fournit un meilleur résultat pour la contrainte déviatorique maximale du sol traité par rapport à l'utilisation de la chaux seule.
- Les paramètres de résistance au cisaillement du sol argileux ont légèrement augmenté lorsque la pouzzolane naturelle est ajoutée, aucune augmentation des paramètres de cisaillement n'a

été observée pendant l'augmentation du temps de durcissement. Une augmentation significative a été observée de la cohésion et de l'angle de frottement des sols stabilisés par la chaux et la chaux combinée avec de la pouzzolane, cette augmentation est basée sur la teneur en chaux, la teneur en pouzzolane naturelle combinée à la chaux et le temps de durcissement.

- L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux diminue son potentiel et sa pression de gonflement. Une réduction significative des paramètres de gonflement a été notée pour les échantillons traités à la chaux avec une amélioration supplémentaire lors de combinaison de la chaux avec de la pouzzolane naturelle.
- La compressibilité du sol argileux diminue en fonction de l'augmentation de la teneur en chaux et pouzzolane naturelle et du temps de cure. L'ajout de pouzzolane naturelle à un sol stabilisé à la chaux produit une structure de sol plus stable par rapport à l'utilisation de chaux seule.
- La diffraction des rayons X et l'analyse microscopique ont confirmé que l'ajout de chaux ou d'un mélange de chaux et de pouzzolane naturelle au sol argileux a produit un changement remarquable de sa morphologie. Les résultats DRX et MEB ont montré la présence de CSH et CAH dans les mélanges d'argile-chaux et d'argile-chaux-pouzzolane naturelle, avec un produit pouzzolanique supplémentaire CASH lors de l'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux traité à la chaux. Ces phases cimentaires conduisent à des améliorations significatives des propriétés techniques du sol argileux étudié.

CONCLUSIONS GÉNÉRALES, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

- 1 Conclusion générale***
- 2 Recommandations***
- 3. Perspectives***

1 Conclusion générale

L'objectif principal de cette recherche est d'étudier l'effet de l'ajout de pouzzolane naturelle sur les propriétés géotechniques d'un sol argileux expansif traité à la chaux. Cette recherche traite les résultats expérimentaux de l'utilisation de la chaux (L), de pouzzolane naturelle (PN) et de leur combinaison sur la variation du pH, les limites d'Atterberg, les paramètres de compactage, la densité et l'indice de vide, l'analyse granulométrique, la conductivité hydraulique, la résistance au cisaillement (essais triaxiaux), le gonflement et la compressibilité. De plus, des tests de diffraction des rayons X (DRX) et de microscopie électronique à balayage (MEB) ont été réalisés afin de suivre l'évolution et les changements de la minéralogie et de la macro ou microstructure des sols argileux traités.

A la lumière des résultats des tests effectués, les conclusions et les recommandations suivantes peuvent être dégagées :

Cas du sol argileux traité à la pouzzolane naturelle

- L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux moyennement alcalin a augmenté son pH et en a produit un sol fortement alcalin.
- L'ajout de la pouzzolane naturelle au sol argileux a modifié sa structure et augmente la résistance au cisaillement entre les particules, ce qui produit une augmentation de la limite plastique. La limite de liquidité de la pouzzolane naturelle est inférieure à celle du sol argileux, donc la limite de liquidité du sol diminue avec l'augmentation de la teneur en pouzzolane.
- L'augmentation de la pouzzolane naturelle diminue la teneur en eaux optimale à cause de la faible affinité de la pouzzolane naturelle pour l'eau. La densité élevée du PN par rapport au sol argileux augmente la densité sèche maximale avec l'ajout de pouzzolane naturelle.
- La grande différence dans la distribution granulométrique entre la pouzzolane naturelle et le sol étudié produit une grande modification dans la distribution granulométrique du sol traité et diminue les particules d'argile dans le sol après avoir remplacé une grande partie du sol par de la pouzzolane.
- L'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux produit une structure plus floclée avec des pores plus gros qui augmente leur conductivité hydraulique.

- Une augmentation marginale de la résistance et des paramètres de cisaillement a été observée avec l'ajout de la teneur en pouzzolane naturelle. Le mélange argile-PN se comporte comme un matériau ductile avec des courbes contrainte-déformation hyperboliques.
- L'ajout de pouzzolane naturelle aux sols argileux diminue leur capacité à changer de volume. Une réduction considérable de la compressibilité, du potentiel de pression et de gonflement a été observée.
- D'après l'analyse microstructurale et minéralogique, l'effet de la pouzzolane naturelle sur les sols argileux est basé sur ses propriétés physiques telles que la densité, la faible plasticité et la répartition des particules car il n'y a pas de réaction chimique qui se développe à court et long terme.

Cas du sol argileux traité à la chaux

- L'ajout de chaux au sol argileux augmente leur valeur de pH, cette augmentation de pH est un signe du début des réactions chimiques entre la chaux et les particules argileuses.
- L'ajout de la teneur en chaux augmente à la fois la limite de liquidité et la limite de plasticité, entraînant une diminution considérable de l'indice de plasticité. Avec le temps de cure, la limite de liquidité et la limite de plasticité continuent à augmenter mais l'indice de plasticité reste presque constant.
- L'augmentation de la teneur en chaux entraîne une croissance de la teneur en eau optimale et une diminution de la densité sèche maximale.
- Un changement significatif dans la structure et la distribution des particules du sol a été observé après stabilisation à la chaux, le sol devenant plus floclé avec une diminution des particules d'argile.
- La teneur en chaux a un effet considérable sur la taille des pores et la variation de la conductivité hydraulique. Cette dernière évolue avec l'augmentation de la teneur en chaux jusqu'à une teneur correspondant à la valeur optimale de modification de la chaux, puis elle diminue puisque la conductivité hydraulique est principalement liée aux macros et mesopores.
- Le sol argileux traité à la chaux se comporte comme un matériau fragile à haute résistance au cisaillement, lorsque cette résistance et les paramètres de cisaillement augmentent avec l'ajout de chaux.

- Des pics dans les courbes contrainte-déformation ont été observés lors de l'ajout de chaux au sol argileux, la forme des pics a augmenté avec l'ajout de la chaux.
- Une réduction significative des paramètres de gonflement et de compressibilité du sol a été notée lors du traitement du sol argileux à la chaux.
- D'après l'analyse microstructurale et minéralogique, l'effet de la chaux sur le sol argileux repose principalement sur trois réactions chimiques quels que soient l'échange cationique et la floculation à court terme et les réactions pouzzolaniques à long terme lors de la fabrication du produit de cimentation (silicates de calcium hydratés (CSH) et aluminates de calcium hydratés (CAH)).

Cas du sol argileux traité à la combinaison de la chaux et la pouzzolane naturelle

- Le pH du sol-pouzzolane naturelle augmente considérablement avec l'ajout de la chaux, les valeurs de pH du sol-chaux et sol-chaux-PN restent presque les mêmes.
- Une diminution supplémentaire de l'indice de plasticité a été observée pour le sol traité avec la combinaison de la chaux et la pouzzolane naturelle, cette diminution provoquée par la limite de liquidité de la pouzzolane qui est inférieure à celle du sol ce qui diminue la limite de liquidité du sol traité et par la réaction chimique du chaux-sol-PN qui augmente la limite de plasticité du sol traité.
- L'ajout de pouzzolane naturelle au sol traité à la chaux augmente leur densité sèche maximale et leur teneur en eau optimale par rapport à l'utilisation du sol seul.
- Une structure de sol plus granulaire a été observée pour les échantillons du sol stabilisé par la combinaison de chaux et de pouzzolane.
- Le traitement du sol avec la combinaison de la chaux et de pouzzolane naturelle produit une structure plus floccule avec plus de macro et mesopores ce qui augmente leur conductivité hydraulique.
- Des pics dans la courbe de contrainte-déformation ont été observés, ces pics augmentent avec l'addition de la chaux et de pouzzolane.
- Le sol argileux traité à la chaux se comporte comme un matériau fragile à haute résistance au cisaillement.
- L'ajout de pouzzolane naturelle au sol traité à la chaux produit les meilleurs résultats en termes de résistance au cisaillement.

- Une augmentation supplémentaire des paramètres de cisaillement a été produite avec l'ajout de la pouzzolane au sol traité à la chaux.
- Une réduction supplémentaire des paramètres de gonflement et de compressibilité du sol a été enregistrée lors du traitement du sol argileux avec de la combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle par rapport à l'utilisation de la chaux seule.
- Les composés cimentaires produits après l'addition de PN au sol argileux traité à la chaux sont supérieurs à ceux traités à la chaux seule et qu'un nouveau pic correspondant à silico-aluminates de calcium hydratés (CASH) est produit plus que silicates de calcium hydratés (CSH) et aluminates de calcium hydratés (CAH).

D'après les conclusions précédentes, il semblerait que l'ajout de pouzzolane naturelle au sol argileux traité à la chaux puisse effectivement améliorer la maniabilité et les propriétés géotechniques des sols argileux. L'utilisation de pouzzolane naturelle dans les projets de génie civil est considérée comme une pratique économique et écologique en raison de son faible coût et des faibles émissions de CO₂ par rapport à l'utilisation d'autres matériaux. Il y a un manque d'informations sur la stabilisation des sols avec la pouzzolane naturelle. Par conséquent, il est nécessaire de poursuivre les études sur le traitement des sols avec cet ajout sur différents sols afin d'identifier les critères de sélection pour l'utilisation de l'association de la chaux et de la pouzzolane naturelle dans les projets de stabilisation des sols.

2 Recommandations

- L'ajout de pouzzolane naturelle à la chaux dans le but de stabiliser les sols argileux hautement plastiques est fortement recommandé car il permet d'améliorer considérablement les propriétés physiques et mécaniques du sol étudié et il peut développer des résistances mécaniques élevées proches de celles produites par l'utilisation du ciment seul ou la combinaison ciment-chaux.
- En raison de la disponibilité de la pouzzolane et de la chaux naturelles en quantités considérables en Algérie et en termes de développement durable, il est conseillé d'utiliser leur combinaison pour la stabilisation des sols médiocres en améliorant leurs propriétés physiques et mécaniques et de minimiser les émissions de CO₂ à effet de serre dégagés par les usines de la fabrication des ciments et par conséquent la préservation de l'environnement.

3. Perspectives

- Pour les études futures, il sera important d'approfondir les recherches sur l'effet de la combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle sur plusieurs types de sols et pour différentes conditions d'exécution notamment l'effet de la température et de l'humidité.
- Il est nécessaire d'étudier l'effet des éléments perturbateurs (les chlorures, les phosphates, les nitrates, les matières organiques...etc.) sur l'efficacité de l'amélioration des sols traités par combinaison de la chaux et de la pouzzolane naturelle.
- Après avoir élargi le champ des recherches pratiques sur l'effet de combinaison chaux et pouzzolane naturelle sur les sols instables et la constitution d'une base de données qui contient les résultats sur les différentes propriétés du sol traité. Il est recommandé de passer à une étape basée sur l'étude numérique de ces propriétés et essayer de les lier à des équations numériques dans le but de créer des programmes ou des modèles numériques pour estimer la valeur approximative des propriétés du sol.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbasi N, Mahdieh M (2018) Improvement of geotechnical properties of silty sand soils using natural pozzolan and lime. *International Journal of Geo-Engineering* 9(1).
- 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(2), 191–198.
- Al-Rawas, A. A., Hago, A. W., & Al-Sarmi, H. (2005). Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman. *Building and Environment*, 40(5), 681-687.
- Al-Swaidani A, Hammoud I, Meziab A (2016) Effect of adding natural pozzolana on geotechnical properties of lime-stabilized clayey soil. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8(5):714–725.
- ASTM C110-16e1 (2016) Standard test methods for physical testing of quicklime, hydrated lime, and limestone”, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM C125-07 (2007) Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM C188-95 (1995) Standard test method for density of hydraulic cement. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM C191-01 (2001) Standard test method for time of setting of hydraulic cement by vicat needle. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D2435 / D2435M-11 (2011), Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D2487 (2017), Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D2850-03 (2003) Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D3282 (2015) Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D422 (2007) Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D4221-99 (1999), Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D4318-17 (2017) Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D4546-03 (2003), Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils, ASTM International, West Conshohocken.
- ASTM D4972-01 (2001) Standard Test Method for pH of Soils, *ASTM International*, West Conshohocken.
- ASTM D5856-15 (2015) Standard Test Method for Measurement of Hydraulic Conductivity of Porous

Material Using a Rigid-Wall, Compaction-Mold Permeameter, ASTM International, West Conshohocken.

ASTM D6276-19 (2019) Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization. ASTM International, West Conshohocken.

ASTM D6528 (2000). Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of cohesive soils. Annual book of ASTM Standards, American Society of Testing and Materials, Philadelphia, USA.

ASTM D6572-13 (2013), Standard Test Methods for Determining Dispersive Characteristics of Clayey Soils by the Crumb Test, ASTM International, West Conshohocken.

ASTM D698. (2000). Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12,400 ft lbf/ft³ (600 kN-m/m³

ASTM D854-02 (2002) Standard test methods for specific gravity of soil solids by water pycnometer. ASTM International, West Conshohocken.

Atterberg, A. (1911). Die plastizität der Tone. *Intern mitt. boden.*, 4-37.

Bailey, S.W. (1988) Chlorites: structures and crystal chemistry. Chapter 10 in *Hydrous Phyllosilicates*. Bailey, S.W., ed. *Reviews in Mineralogy* Vol. 19, pp. 347–403.

Basha EA, Hashim R, Mahmud HB, Muntohar AS (2005) Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. *Construct Build Mater* 19:448–453

Bates, T.F., Hildebrand, F.A., and Swineford, A. (1950) Morphology and structure of endellite and halloysite. *Am. Mineral.*, 35, 463–484.

Bell FG (1989) Lime stabilization of clay soils. *Bulletin of the International Association of Engineering Geology* 39:67-74.

Bell FG (1996) Lime stabilization of clay minerals and soils. *Engineering Geology* 42(4):223–237.

Bryson, S., & El Naggar, H. (2013). Evaluation of the efficiency of different ground improvement techniques. In *proceeding of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*.

Burke, G. K. (2004). Jet grouting systems: advantages and disadvantages. In *GeoSupport 2004: Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems* (pp. 875-886).

Cai Y, Shi B, Ng CWW, Tang CS (2006) Effect of polypropylene fibre and lime admixture on engineering properties of clayey soil. *Engineering Geology*, 87(3-4): 230–240.

Celaya, M., Veisi, M., Nazarian, S., & Puppala, A. (2011). Accelerated design process of lime-stabilized clays. In *Geo-Frontiers 2011: Advances in Geotechnical Engineering* (pp. 4468-4478).

Chen FH (1988) *Foundations on expansive soils*. Elsevier, Amsterdam Clayton CRI, Xu M, Whiter JT, Ham A, Rust M (2010) Stresses in castiron pipes due to seasonal shrink–swell of clay soils. *Proc Inst Civ Eng: Water Manage* 163(WM3):157–162

- Cernica JN (1995) Geotechnical engineering: soil mechanics. ed. Wiley, Californie.
- Cokca E, Yazici V, Ozaydin V (2009) Stabilization of expansive clays using granulated blast furnace slag (GBFS) and GBFS-Cement. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(4): 489–499.
- Cuisinier, O., Auriol, J.-C., Le Borgne, T., & Deneele, D. (2011). Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil. *Engineering Geology*, 123(3), 187–193.
- Culshaw MG, Northmore KJ, Jefferson I, Assadi A, Bell FG (2018) Collapsible soils in the UK. In: Giles DA (ed) *Geological Hazards in the UK: their occurrence, monitoring and mitigation*. Engineering geology special publication, vol 29. Geological Society, London, p xxx (in press)
- Chaunasli P, Peethamparan S. Microstructural and mineralogical characterization of cement kiln dust activated fly ash binder. *Transportation Research Board* 2010; (2164): 36-45.
- Cheng, Y., Wang, S., Li, J., Huang, X., Li, C., & Wu, J. (2018). Engineering and mineralogical properties of stabilized expansive soil compositing lime and natural pozzolans. *Construction and Building Materials*, 187, 1031-1038.
- Cheng, Y., & Huang, X. (2018). Effect of mineral additives on the behavior of an expansive soil for use in highway subgrade soils. *Applied Sciences*, 9(1), 30.
- Chu, J., Varaskin, S., Klotz, U. and Mengé, P. (2009) "Construction processes," in 17th International Conference on Soil mechanics and geotechnical engineering, Amsterdam, pp. 3006-3135.
- Da Rocha CG, Passuello A, Consoli NC, Quiñónez Samaniego RA, Kanazawa NM (2016) Life cycle assessment for soil stabilization dosages: A study for the Paraguayan Chaco. *Journal of Cleaner Production*, 139: 309–318.
- Dash, S. K., & Hussain, M. (2012). Lime Stabilization of Soils: Reappraisal. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(6), 707–714.
- Das, B.M. (1983). Principles of foundation engineering. Thomson.
- Das, B. M. (2015). Principles of foundation engineering. Cengage learning.
- Davis LE (1955) Electrochemical Properties of Clays. *Clays and Clay Minerals*, 1(1): 47–53.
- Dembicki E, Kisielowa N, Nowakowski H, Osiecimski R (1980) Compactage des fonds marins sableux à l'explosif, Colloque sur le compactage, Paris, 1 : 295-299.
- Deng, Y., Wu, Z., Cui, Y., Liu, S., & Wang, Q. (2017). Sand fraction effect on hydro-mechanical behavior of sand-clay mixture. *Applied Clay Science*, 135, 355–361.
- Di Maio, C., Santoli, L., Schiavone, P., 2004. Volume change behavior of clays: the influence of mineral composition, pore fluid composition and stress state. *Mech. Mater.* 36 (5), 435–451.
- Diamond S, White J, Dolch W (1963) Transformation of Clay Minerals by Calcium Hydroxide Attack: Technical Paper.
- Eades JL, Grim RE (1966) A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Record* n°139.

- Emesiobi FC. Testing and quality control of materials in civil and highway engineering. Port Harcourt, Nigeria: Blue Print Limited, 2000.
- Estabragh AR, Rafatjo H and Javadi AA (2014) Treatment of an expansive soil by mechanical and chemical techniques. *Geosynthetics International* 21(3): 233–243.
- Furlan AP, Razakamanantsoa A, Ranaivomanana H, Levacher D, Katsumi T (2018) Shear strength performance of marine sediments stabilized using cement, lime and fly ash. *Construction and Building Materials*, 184: 454–463.
- Gabr, A.K. (2012) "The Uncertainties of Using Replacement Soil in Controlling Settlement," *Journal of American Science* ; , vol. 8, no. 12, pp. 662-665.
- Gadouri, H., Harichane, K., & Ghrici, M. (2017a). Effect of calcium sulphate on the geotechnical properties of stabilized clayey soils. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 61(2), 256-271.
- Gadouri, H., Harichane, K., & Ghrici, M. (2017b). Effect of sodium sulphate on the shear strength of clayey soils stabilised with additives. *Arabian Journal of Geosciences*, 10(10), 218.
- Gadouri, H., Harichane, K., & Ghrici, M. (2019). Effect of sulphates and curing period on stress–strain curves and failure modes of soil–lime–natural pozzolana mixtures. *Marine Georesources & Geotechnology*, 37(9), 1130-1148.
- Gao, Y., Qian, H., Li, X., Chen, J., & Jia, H. (2018). Effects of lime treatment on the hydraulic conductivity and microstructure of loess. *Environmental Earth Sciences*, 77(14), 529.
- Garzón E, Cano M, O`Kelly BC, Sánchez-Soto PJ (2016) Effect of lime on stabilization of phyllite clays. *Applied Clay Science* 123:329–334.
- Goswami, R. K., & Singh, B. (2005). Influence of fly ash and lime on plasticity characteristics of residual lateritic soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 9(4), 175–182.
- Grim, R.E. (1968) *Clay Mineralogy*, 2nd Edition. McGraw-Hill, New York, 596pp.
- Grim, R.E., Bray, R.H., and Bradley, W.F. (1937) The mica and argillaceous sediments. *Am. Mineral.*, 22, 813–829.
- Gurtug, Y., & Sridharan, A. (2004). Compaction Behaviour and Prediction of its Characteristics of Fine Grained Soils with Particular Reference to Compaction Energy. *Soils and Foundations*, 44(5), 27–36.
- Harichane, K., Ghrici, M., Khebizi, W., & Missoum, H. (2010). Effect of the combination of lime and natural pozzolana on the durability of clayey soils. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 15, 1194-1210.
- Harichane, K., Ghrici, M., Kenai, S., & Grine, K. (2011a). Use of natural pozzolana and lime for stabilization of cohesive soils. *Geotechnical and geological engineering*, 29(5), 759-769.
- Harichane, K., Ghrici, M., & Missoum, H. (2011b). Influence of natural pozzolana and lime additives on the temporal variation of soil compaction and shear strength. *Frontiers of Earth Science*, 5(2), 162-169.
- Harichane, K., Ghrici, M., & Kenai, S. (2018). Stabilization of Algerian clayey soils with natural pozzolana and lime. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 62(1), 1-10.

- Hatibu N, Hettiaratchi DRP (1993) The transition from ductile flow to brittle failure in unsaturated soils. *Journal of agricultural engineering research*, 54(4): 319–328.
- Hausmann MR (1990) *Engineering principles of ground modification*. McGraw-Hill, New York. doi:10.5860/choice.28- 0311
- Hilt, G.H. and Davidson, D.T. (1960). Lime fixation of clayey soils. *High. Res. Board, Bull.* 262, Washington, DC, 20-32.
- Holtz RD, Kovacs WD, Sheahan TC (1981) *An introduction to geotechnical engineering (Vol. 733)*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Hossain KM, Lachemi M, Easa S (2006) Characteristics of volcanic ash and natural lime based stabilized clayey soils. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(11): 1455-1458.
- Hossain KMA, Mol L (2011) Some Construction and Building Materials engineering properties of stabilized clayey soils incorporating natural pozzolans and industrial wastes. 25:3495–3501.
- Hsai-Yang Fang (1991). "Foundation Engineering Handbook". ISBN: 978-1-4613-6752-9.
- Huybrechts, N., & Denies, N. (2013). General report of tc 211 ground improvement. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (pp. 2417-2424).
- Islam, S., Hoque, N. M. R., Haque, M. A., Mishra, P. N., Mamun, M. M. H., & Dey, S. (2019). “Strength development in fine-grained paddy field soil by lime addition”. *Journal of Building Engineering*, 26, 100857.
- Jafer HM, Atherton W, Sadique M, Ruddock F, Loffill E (2018) Development of a new ternary blended cementitious binder produced from waste materials for use in soft soil stabilisation. *Journal of Cleaner Production*, 172: 516–528.
- Jefferson I, Rogers CDF (2012) Collapsible soils. In: Burland J, Chapman T, Skinner H, Brown M (eds) *ICE manual of geotechnical engineering, volume 1: geotechnical engineering principles, problematic soils and site investigation*. ICE Publishing, London, pp 391–411
- Jha AK, Sivapullaiah PV (2015) Mechanism of improvement in the strength and volume change behavior of lime stabilized soil. *Engineering Geology* 198:53–64.
- Kavak, A., & Baykal, G. (2012). Long-term behavior of lime-stabilized kaolinite clay. *Environmental earth sciences*, 66(7), 1943-1955.
- Kirmani SMH (2004) Consolidation of soil for Foundation using sand drains. *IEP-SAC Journal*, 49-55.
- Kinuthia JM, Wild S, Jones G (1999) Effects of monovalent and divalent metal sulphates on consistency and compaction of lime-stabilised kaolinite. *Applied Clay Science*, 14(1-3), 27–45.
- Knight K., Jennings J-P., *A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure*, *Proceeding 6th RCSMFE for Africa*, pp. 99-105, 1975
- Lasledj, A., & Al-Mukhtar, M. (2008). Effect of hydrated lime on the engineering behaviour and the microstructure of highly expansive clay. In *The 12th International Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics*.

- Liu, Y., Wang, Q., Liu, S., ShangGuan, Y., Fu, H., Ma, B., ... Yuan, X. (2019). Experimental investigation of the geotechnical properties and microstructure of lime-stabilized saline soils under freeze-thaw cycling. *Cold Regions Science and Technology*, 161, 32–42.
- Locat, J., Trembaly, H., & Leroueil, S. (1996). Mechanical and hydraulic behaviour of a soft inorganic clay treated with lime. *Canadian Geotechnical Journal*, 33(4), 654–669.
- Long G, Li L, Li W, Ma K, Dong W, Bai C, & Zhou JL (2019) Enhanced mechanical properties and durability of coal gangue reinforced cement-soil mixture for foundation treatments. *Journal of Cleaner Production*, 231: 468–482.
- Maaaitah ON (2012) Soil stabilization by chemical agent. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(6): 1345–1356.
- Makusa, G. P. (2012). Soil stabilization methods and materials. Lulea University of Technology.
- McCallister, L.D. (1990). The effects of leaching on lime-stabilized expansive clays. PhD thesis, The University of Texas at Arlington, 417 p.
- McCallister, L., & Petry, T. (1992). Leach Tests on Lime-Treated Clays. *Geotechnical Testing Journal*, 15(2), 106-114.
- McCarthy MJ, Csetenyi LJ, Sachdeva A, Dhir RK (2014) Engineering and durability properties of fly ash treated lime-stabilised sulphate-bearing soils. *Engineering Geology*, 174: 139–148. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2014.03.001>
- Moore, D.M. and Reynolds, R.C. Jr. (1997) X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals, 2nd Edition. Oxford University Press, Oxford and New York, 378pp.
- Muntohar, A.S. and Hantoro, G. (2000). Influence of rice husk ash and lime on engineering properties of a clayey subgrade. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 5, pp. 1–9.
- Murray, H. H. (2007). *Applied Clay Mineralogy, Occurrences, Processing and Application of Kaolins, Bentonites, Palygorskite-Sepiolite, and Common Clays*. Netherlands.
- Negawo, W. J., Di Emidio, G., Bezuijen, A., Verastegui Flores, R. D., & François, B. (2017). Lime-stabilisation of high plasticity swelling clay from Ethiopia. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 23(4), 504-514.
- Nelson JD, Miller DJ (1992) *Expansive soils: problems and practice in foundation and pavement engineering*. Wiley, New York
- Nelson, John D., Chao, Kuo Chieh, Overton, Daniel D. and Nelson, Erik J., (2015), —*Foundation engineering for expansive soils*l. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, ISBN 978-1-118-41799-7 (pdf), USA
- NF, P. 94-052-1, 1995. Détermination des limites d’Atterberg, méthode du cône de pénétration. 167.
- Polidori, E. (2007). Relationship between the Atterberg limits and clay content. *Soils and foundations*, 47(5), 887-896.
- Nicholson, P. G. (2014). *Ground Improvement Techniques and Applications*. Soil Improvement and Ground

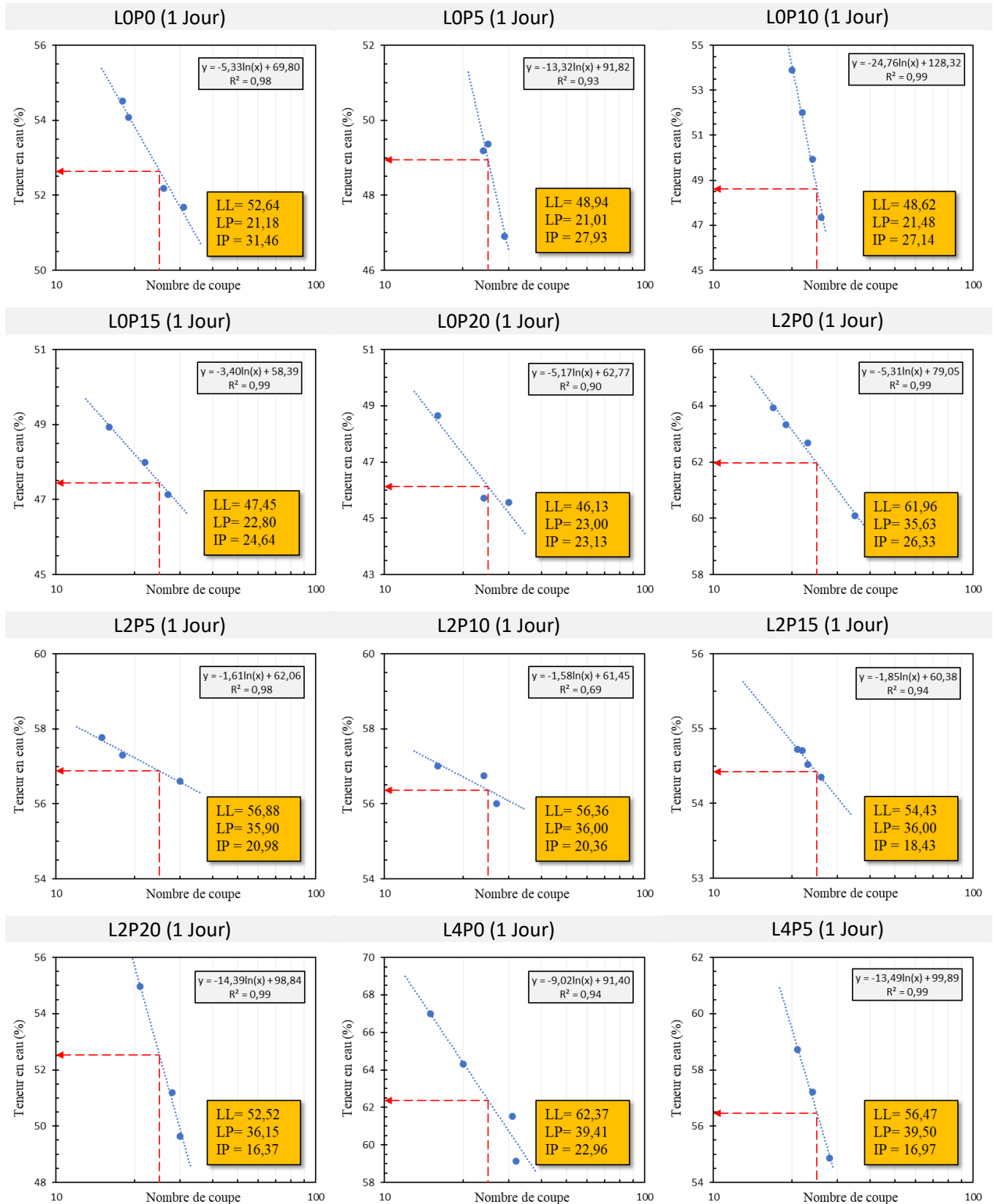
Modification Methods, 9–17.

- Okagbue CO, & Yakubu JA (2000) Limestone ash waste as a substitute for lime in soil improvement for engineering construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 58(2): 107–113.
- Ola SA (1977) The potentials of lime stabilization of lateritic soils. *Eng Geol* 11:305–317
- Ola SA (1978) Geotechnical properties and behaviour of some stabilized Nigerian lateritic soils. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 11(2): 145–160.
- Omer, S. M. H. (2020). "Characterization and Treatment of Expansive Subgrade Soils in Sudan". Omdurman Islamic University.
- Osula DOA (1996) A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology*, 42(1): 71–81.
- Pillappa, G. S. (2007). Field and experimental studies to assess the performance of stabilized expansive clay.
- Okagbue, C.O. and Yakubu, J.A., (2000). Limestone ash waste as a substitute for lime in soil improvement for engineering construction. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Vol. 58, pp. 107–113.
- Osula DOA (1996) A comparative evaluation of cement and lime modification of laterite. *Engineering Geology*, 42(1): 71–81.
- Ouhadi, V.R., Yong, R.N., Amiri, M. and Ouhadi, M.H. (2014). Pozzolanic consolidation of stabilized soft clays. *Applied Clay Science*, Vol. 95, pp. 111–118.
- Radhakrishnan, G., Kumar, M., Raju, G. V. R., Prasad, D. S. V., & Venkateswarlu, D. (2010, December). Study of consolidation accelerated by sand drains. In *Indian Geotechnical Conference* (pp. 16-18).
- Rahman MDA (1986) The potentials of some stabilizers for the use of lateritic soil in construction. *Build Environ* 21:57–61
- Raj, P. P. (1999). *Ground improvement techniques (HB)*. Firewall Media.
- Rao, S. N., & Rajasekaran, G. (1996). Reaction products formed in lime-stabilized marine clays. *Journal of geotechnical engineering*, 122(5), 329-336.
- Rosone, M., Celauro, C., & Ferrari, A. (2018). Microstructure and shear strength evolution of a lime-treated clay for use in road construction. *International Journal of Pavement Engineering*, 21(9), 1147–1158.
- Sakr, M. A., Shahin, M. A., & Metwally, Y. M. (2009). Utilization of lime for stabilizing soft clay soil of high organic content. *Geotechnical and Geological Engineering*, 27(1), 105-113.
- Sahoo, J. P., & Pradhan, P. K. (2010). Effect of lime stabilized soil cushion on strength behaviour of expansive soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(6), 889-897.
- Sachan, Ajanta, Penumadu, Dayakar, 2007. Effect of microfabric on shear behavior of kaolin clay. *J. Geotech. Geoenviron.* 133 (3), 306–318.

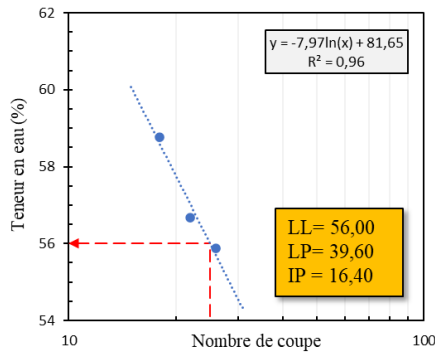
- Schanz, T., & Elsawy, M. B. (2015). Swelling characteristics and shear strength of highly expansive clay–lime mixtures: A comparative study. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(10), 7919-7927.
- Schanz, T., & Elsawy, M. B. (2017). Stabilisation of highly swelling clay using lime–sand mixtures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Ground Improvement*, 170(4), 218-230.
- Senneca O, Cortese L, Di Martino R, Fabbicino M, Ferraro A, Race M, Scopino A (2020) Mechanisms affecting the delayed efficiency of cement based stabilization/solidification processes. *Journal of Cleaner Production*, 261: 121230.
- Sezer A, İnan G, Yılmaz H R, Ramyar K (2006) Utilization of a very high lime fly ash for improvement of Izmir clay. *Building and Environment*, 41(2): 150–155.
- Shao, L., Liu, S., Du, Y., Jing, F., & Fang, L. (2008). Experimental study on the stabilization of organic clay with fly ash and cement mixed method. In *GeoCongress 2008: Characterization, Monitoring, and Modeling of GeoSystems* (pp. 20-27).
- Sherard, J. L and Decker, R. S., & . (Eds.). (1977). Dispersive clays, related pipings and erosion in geotechnical projects (Vol. 623). ASTM International.
- Sherif Abdel Salam, (2007) "the effect of replacement soil on reducing settlement of footing on deep soft clay using numerical approach," cairo university, Giza, egypt, thesis.
- Sherwood PT. Soil stabilization with cement and lime: state-of-the- art review. Transport Research Laboratory, London: Her Majesty's Stationery Office; 1993.
- Siddique, A., & Hossain, M. A. (2011). Effects of lime stabilisation on engineering properties of an expansive soil for use in road construction. *J Soc Transp Traffic Stud*, 1(4), 1-9.
- Sivapullaiah PV, Sridharan A, Ramesh HN (2000) Strength behaviour of lime-treated soils in the presence of sulphate. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(6): 1358–1367.
- Sivapullaiah PV, Sridharan A, Ramesh HN (2006) Effect of sulphate on the shear strength of lime-treated kaolinitic soil. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 10(1): 23–30.
- Sivapullaiah, P. V., Prashanth, J. P., & Sridharan, A. (1996). Effect of Fly Ash on the Index Properties of Black Cotton Soil. *Soils and Foundations*, 36(1), 97–103.
- Soltani, A., Taheri, A., Khatibi, M., & Estabragh, A. R. (2017). Swelling potential of a stabilized expansive soil: A comparative experimental study. *Geotechnical and Geological Engineering*, 35(4), 1717-1744.
- Sridharan, A., Rao, S. M., & Murthy, N. S. (1988). Liquid limit of kaolinitic soils. *Géotechnique*, 38(2), 191–198.
- Stapelfeldt, T. (2006) "Preloading and vertical drains," Helsinki
- Thomas, M. and N. Dallas (2002) "Review of Stabilization of Clays and Expansive Soils," *Journal of Materials in Civil Engineering -ASCE*, pp. 447-460.
- Turan, C., Javadi, A., Consoli, N. C., Turan, C., Vinai, R., Cuisinier, O., & Russo, G. (2019, June). Mechanical Properties of Calcareous Fly Ash Stabilized Soil. In *Eurocoalash 2019* (Vol. 1, pp. 184-194).

- Varghese, P.C. (2005) foundation engineering. new Delhi: PHI learning private limited.
- Vitale E, Deneele D, Paris M, Russo G (2017). Multi-scale analysis and time evolution of pozzolanic activity of lime treated clays. *Applied Clay Science*, 141: 36–45.
- Walton G, Hedayat A, Kim E, & Labrie D (2017) Post-yield strength and dilatancy evolution across the brittle–ductile transition in indiana limestone. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(7): 1691–1710.
- Wang, G. (2009). Consolidation of soft clay foundations reinforced by stone columns under time-dependent loadings. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 135(12), 1922-1931.
- Wang Y, Guo P, Li, X, Lin H, Liu Y, & Yuan H (2019) Behavior of fiber-reinforced and lime-stabilized clayey soil in triaxial tests. *Applied Sciences*, 9(5): 900.
- Wong CK, Wan RG, & Wong RCK (2017) Tensile and shear failure behaviour of compacted clay – hybrid failure mode. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(3): 231–241.
- Yıldız, M., & Soğancı, A. S. (2012). Effect of freezing and thawing on strength and permeability of lime-stabilized clays. *Scientia Iranica*, 19(4), 1013-1017
- Ziani, H., Abbèche, K., Messaoudene, I., & Pais, L. A. (2019). Treatment of collapsible soils by additions of granulated slag and natural pozzolan. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23(3), 1028-1042.
- Zoubir, W., Harichane, K., & Ghrici, M. (2013). Effect of lime and natural pozzolana on dredged sludge engineering properties. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 18(c), 589-600.

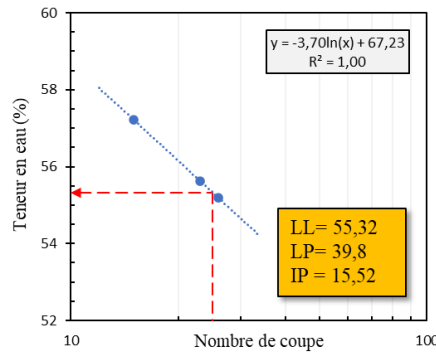
ANNEXE



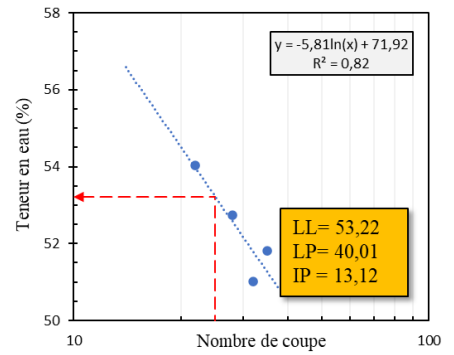
L4P10 (1 Jour)



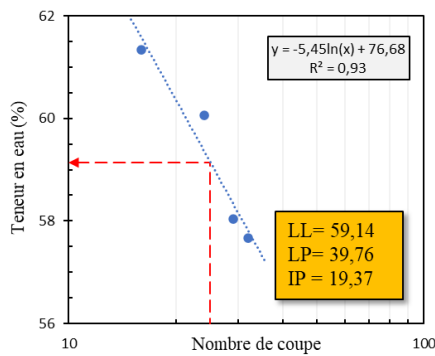
L4P15 (1 Jour)



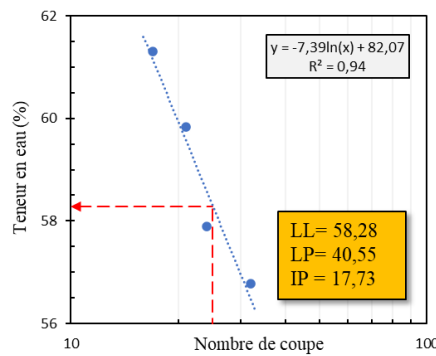
L4P20 (1 Jour)



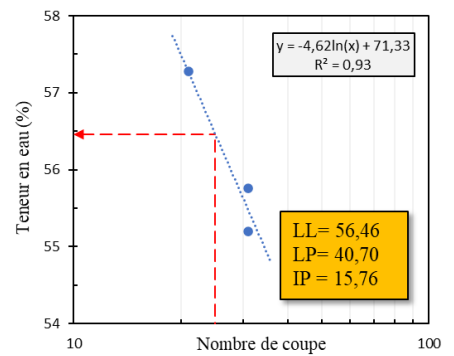
L6P0 (1 Jour)



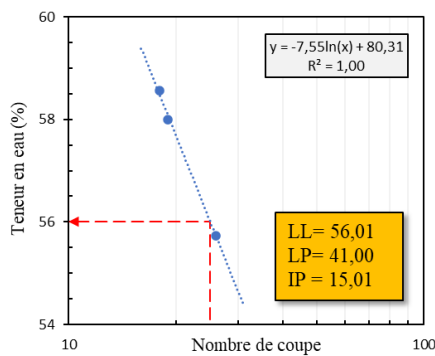
L6P5 (1 Jour)



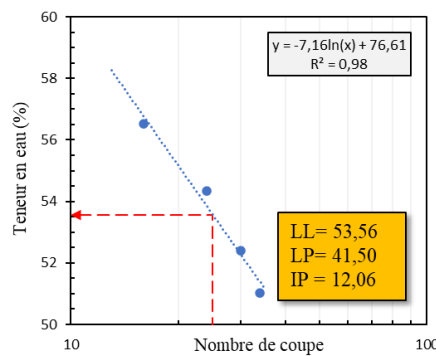
L6P10 (1 Jour)



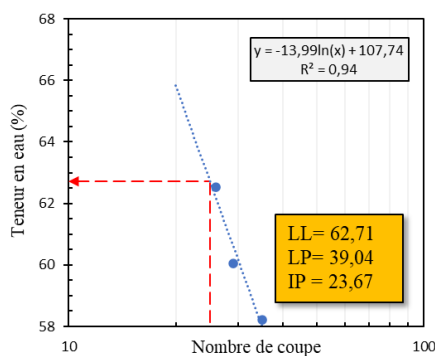
L6P15 (1 Jour)



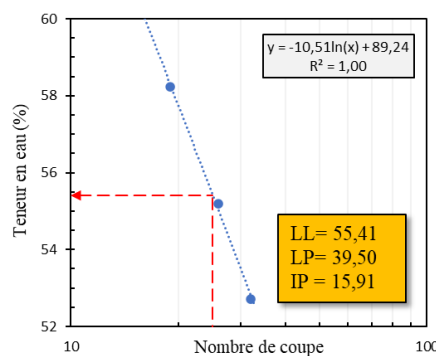
L6P20 (1 Jour)



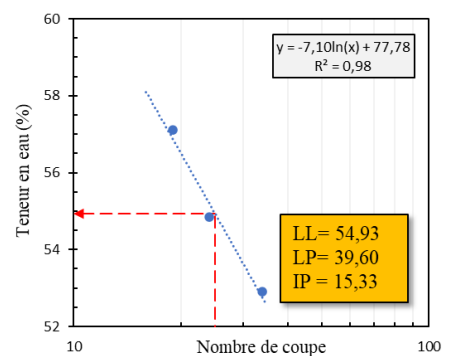
L2P0 (28 Jours)



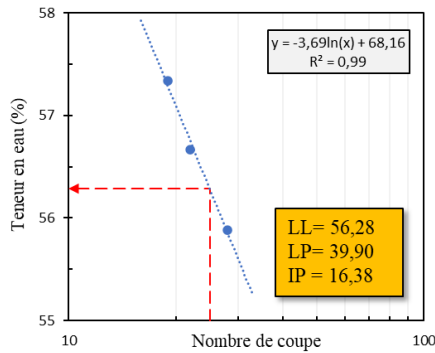
L2P5 (28 Jours)



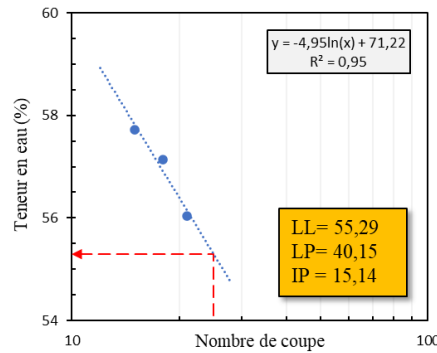
L2P10 (28 Jours)



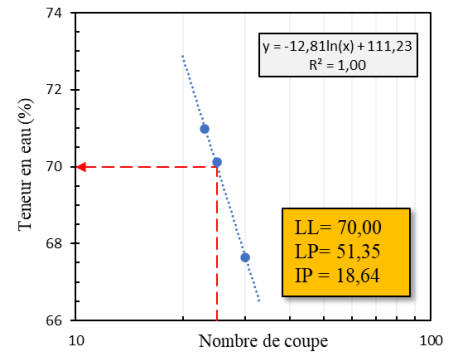
L2P15 (28 Jours)



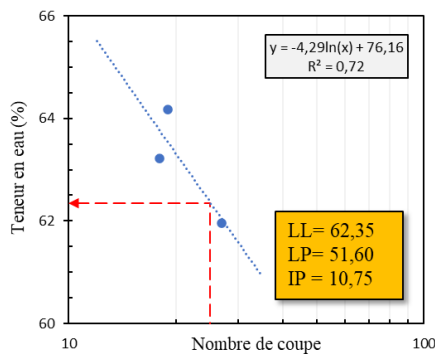
L2P20 (28 Jours)



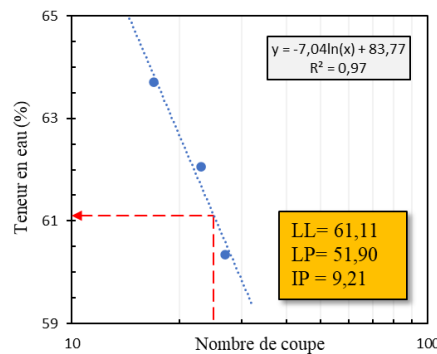
L4P0 (28 Jours)



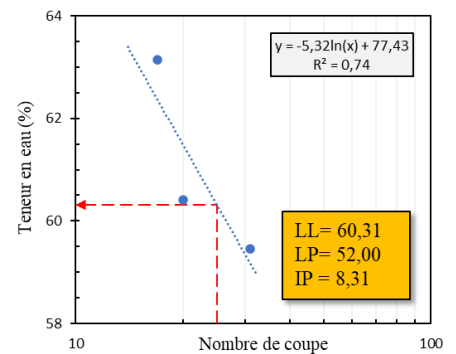
L4P5 (28 Jours)



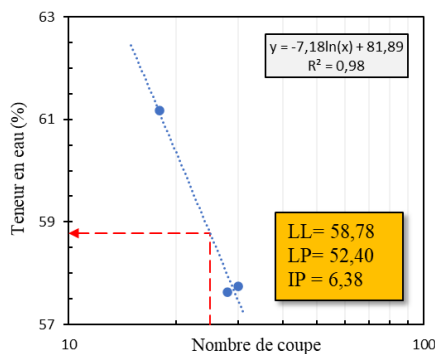
L4P10 (28 Jours)



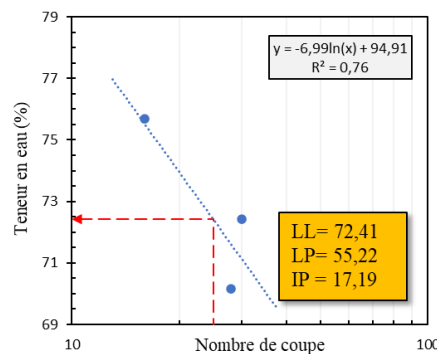
L4P15 (28 Jours)



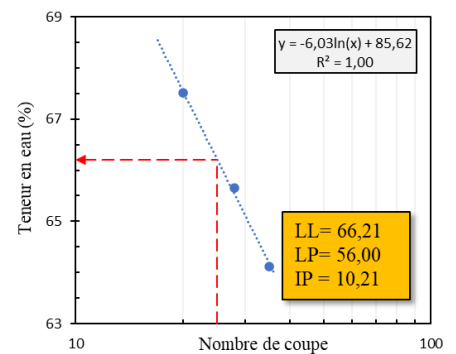
L4P20 (28 Jours)



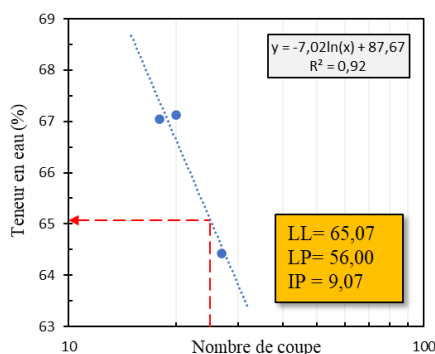
L6P0 (28 Jours)



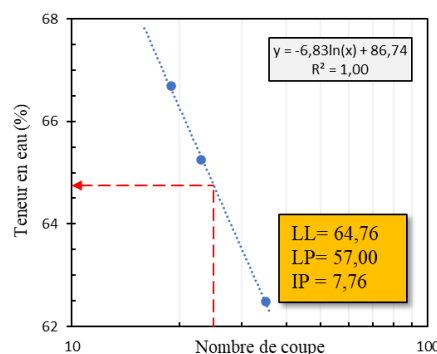
L6P5 (28 Jours)



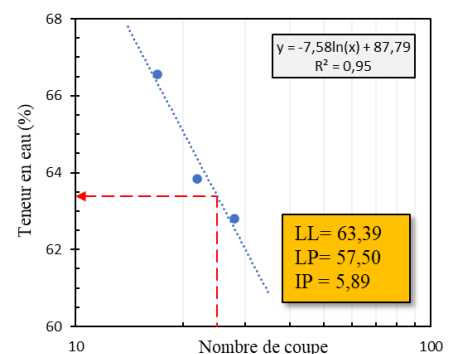
L6P10 (28 Jours)

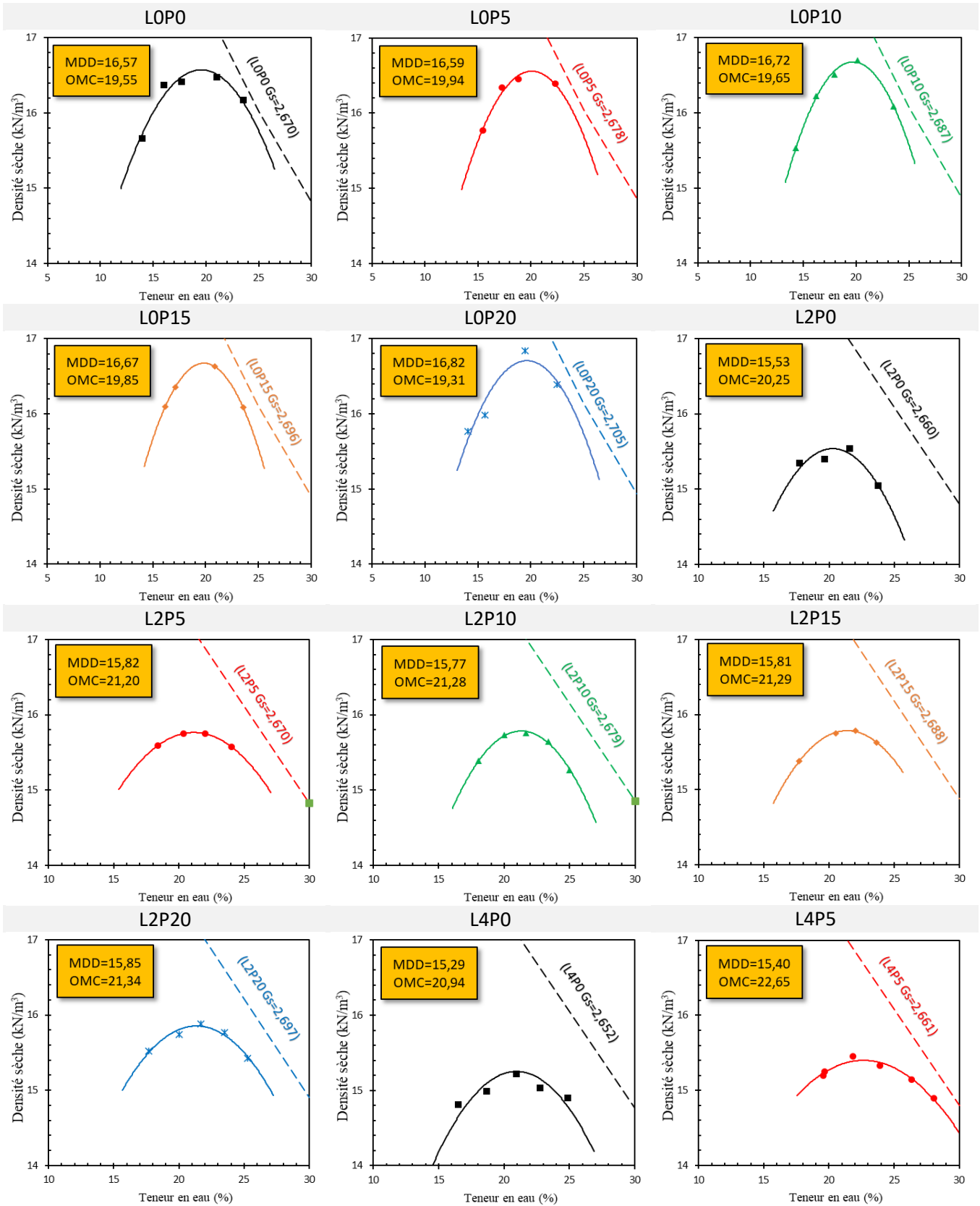


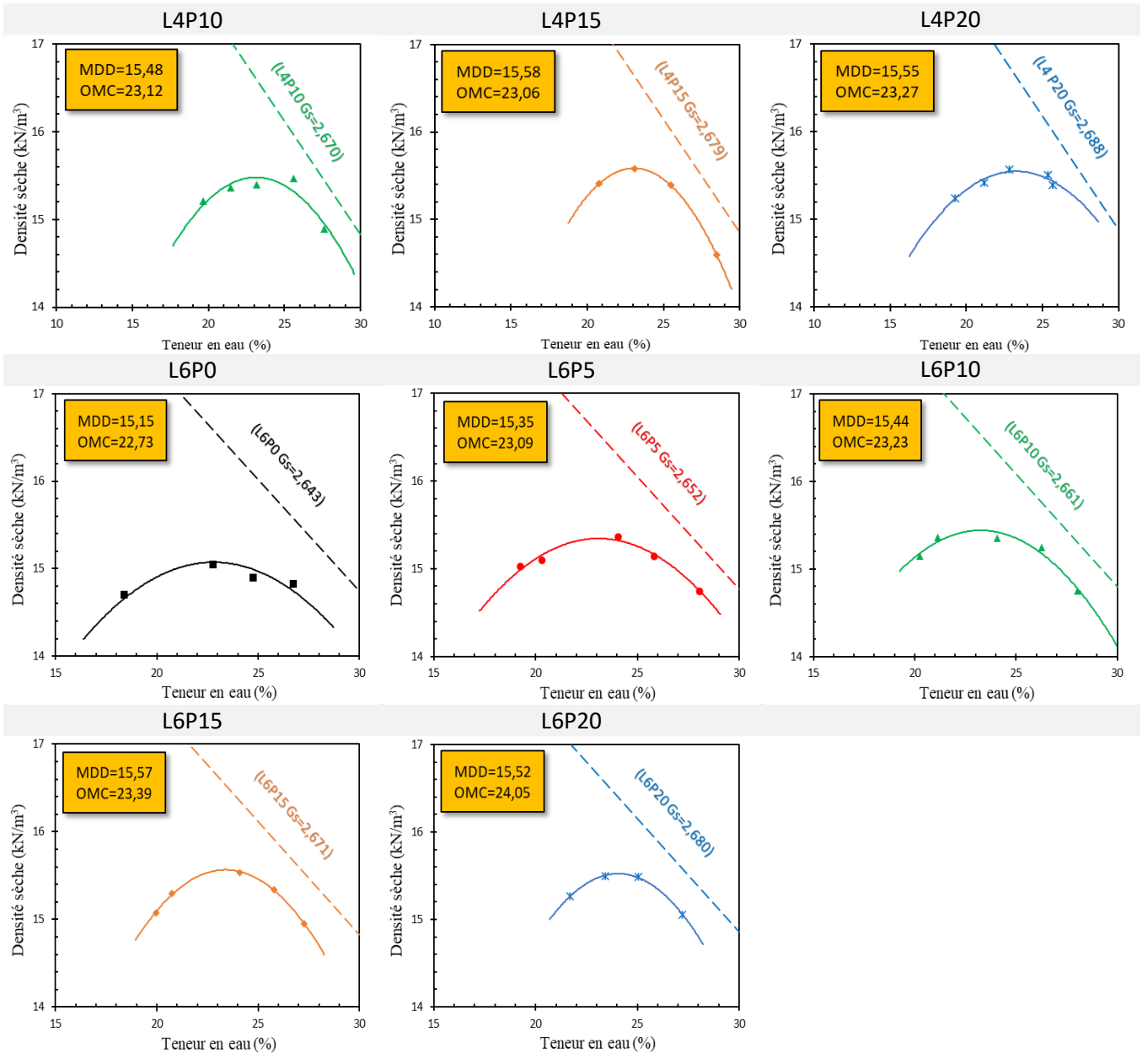
L6P15 (28 Jours)

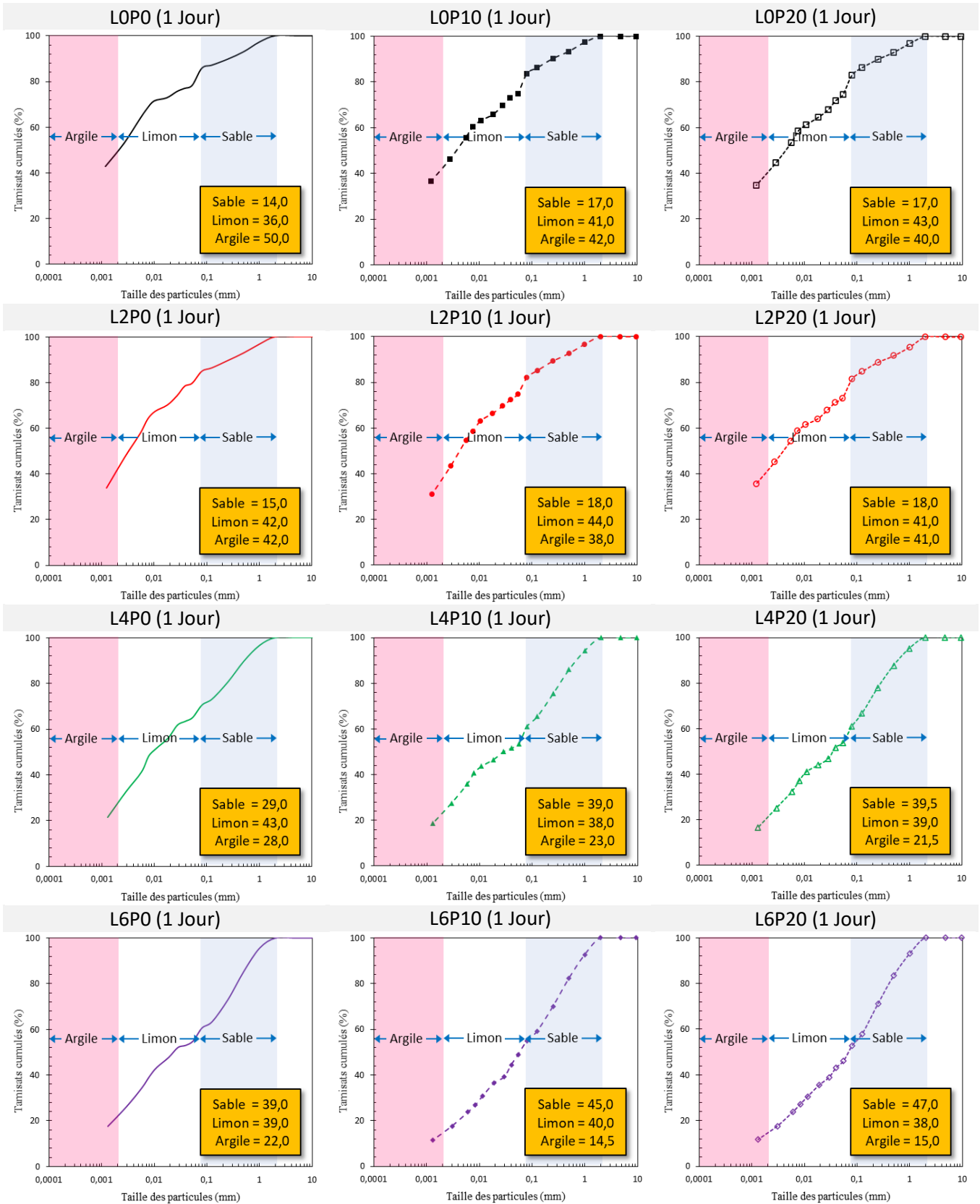


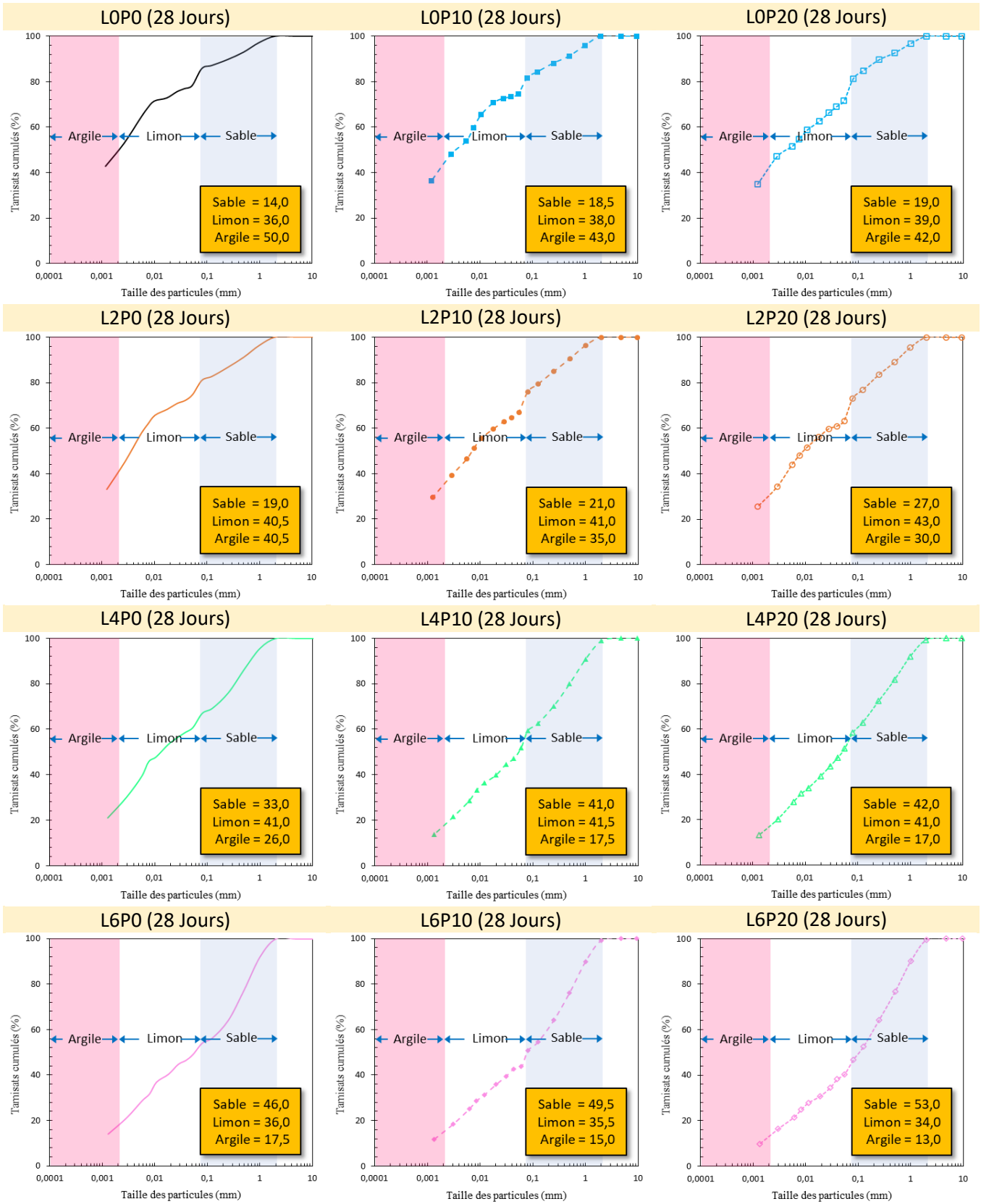
L6P20 (28 Jours)

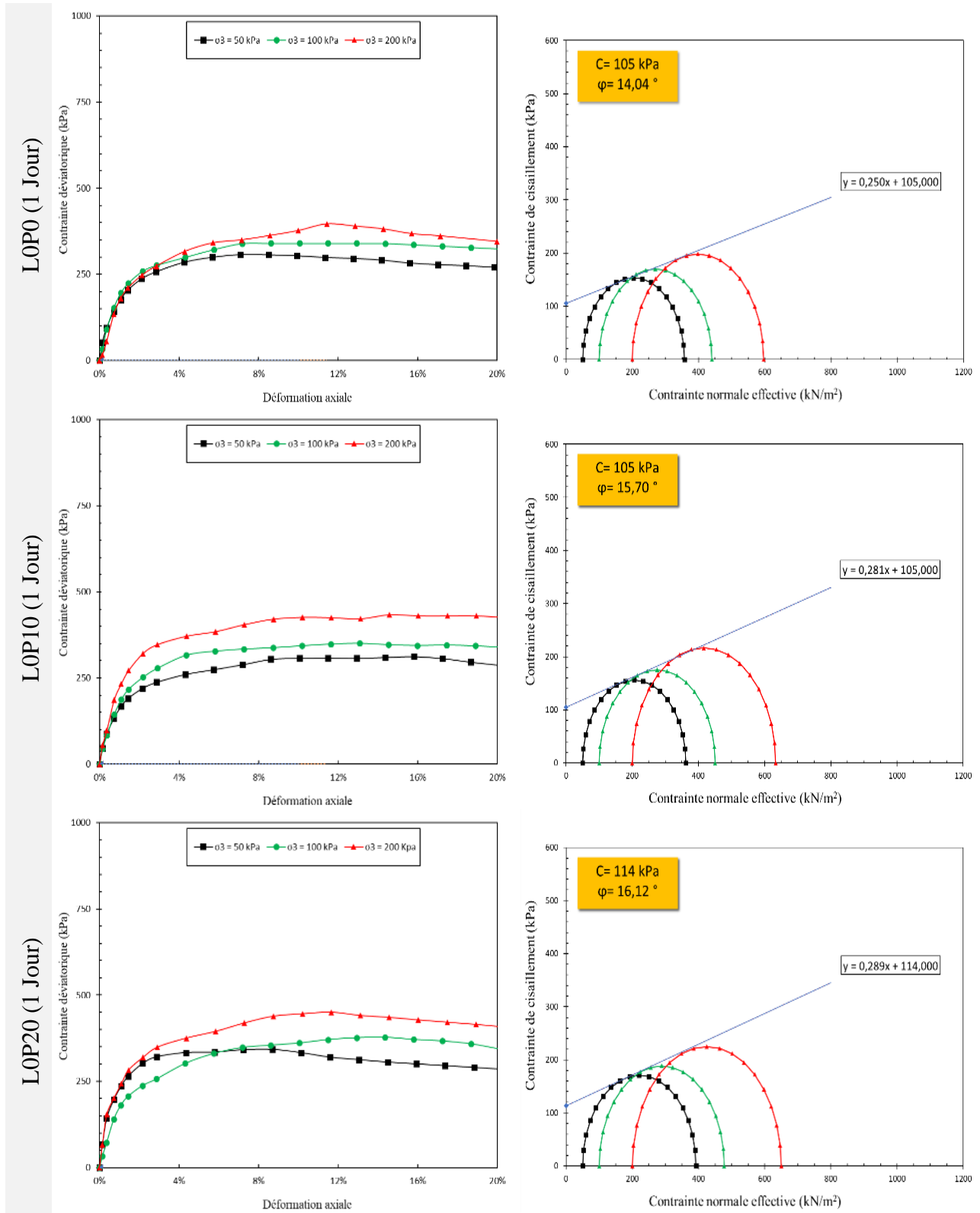


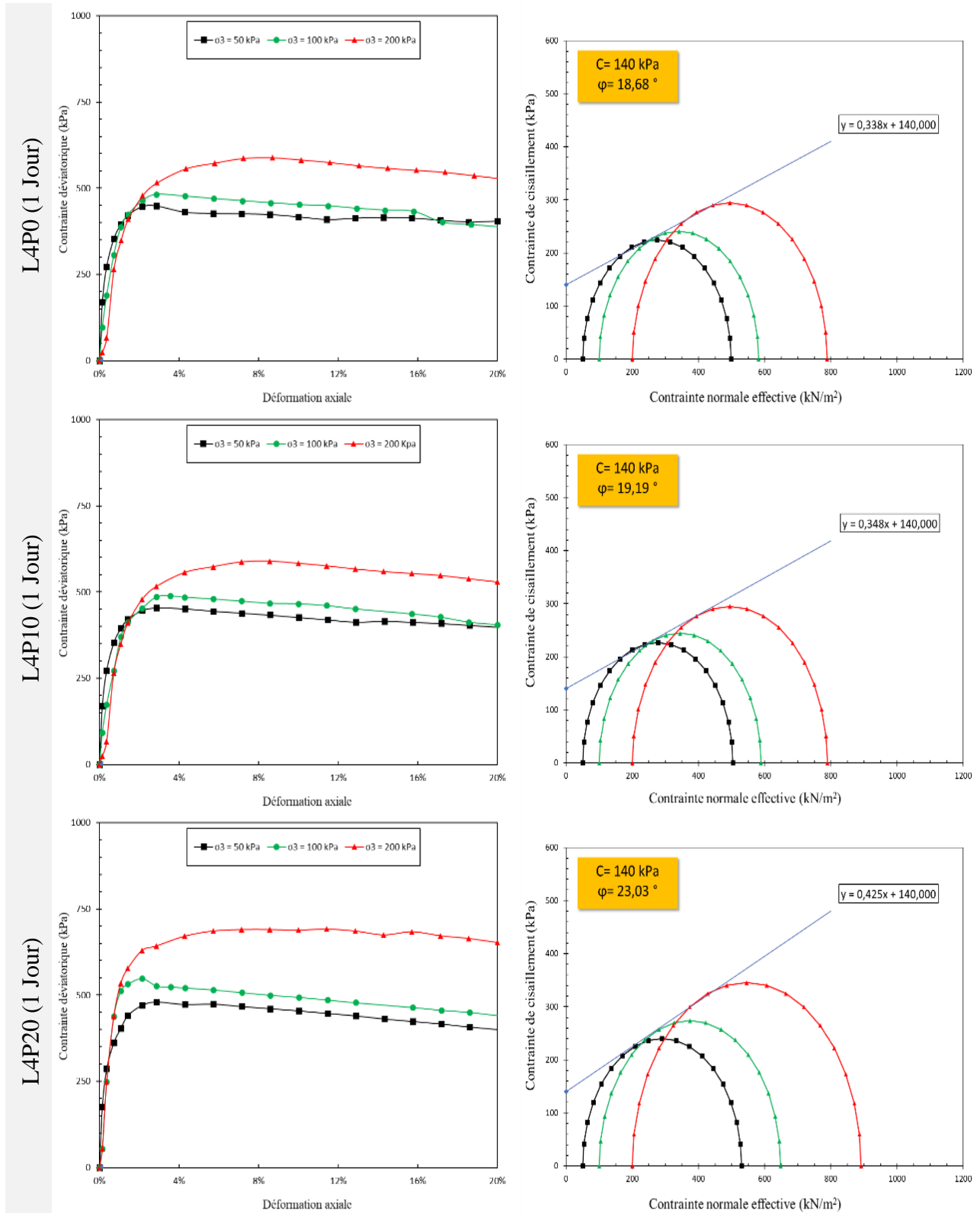


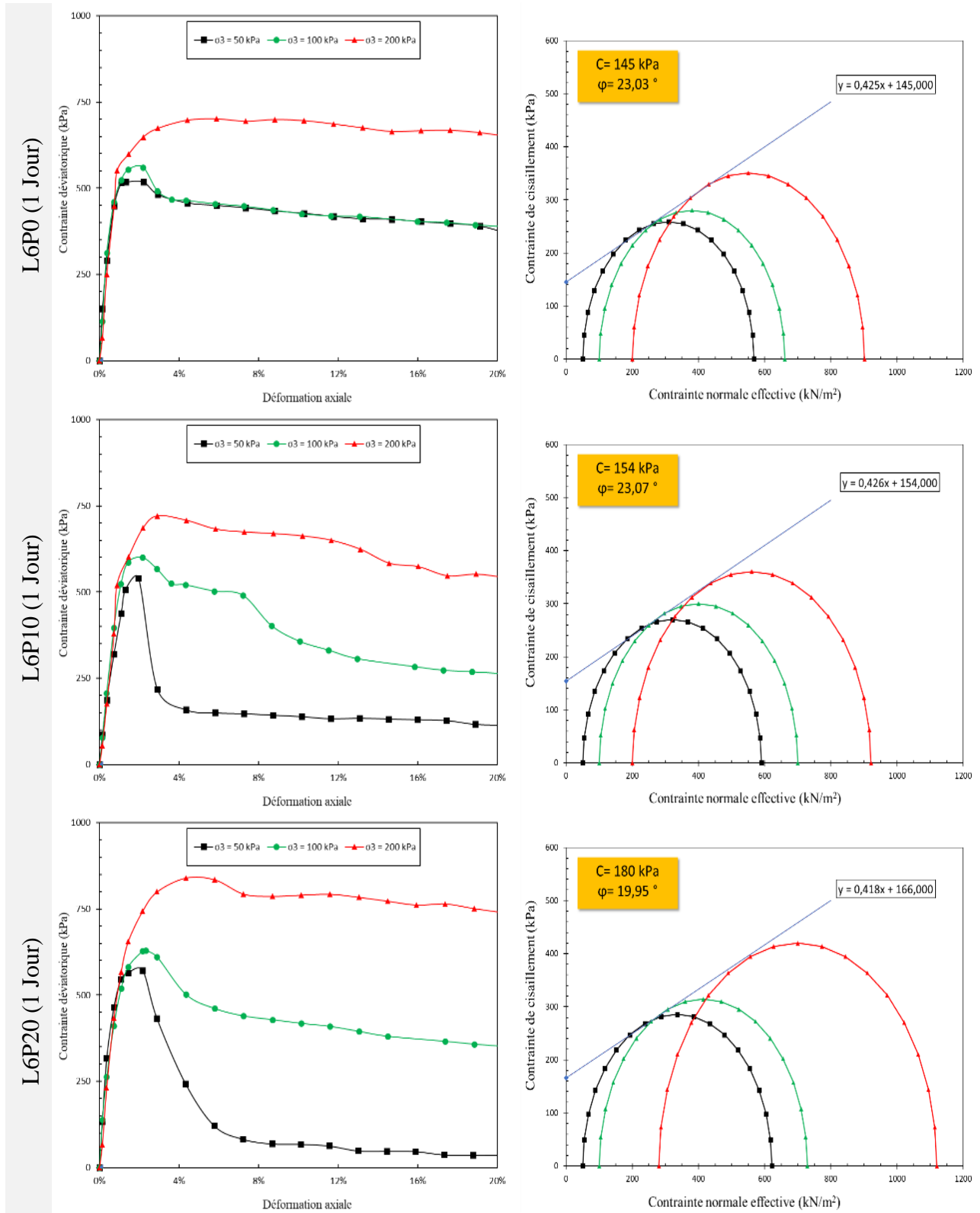


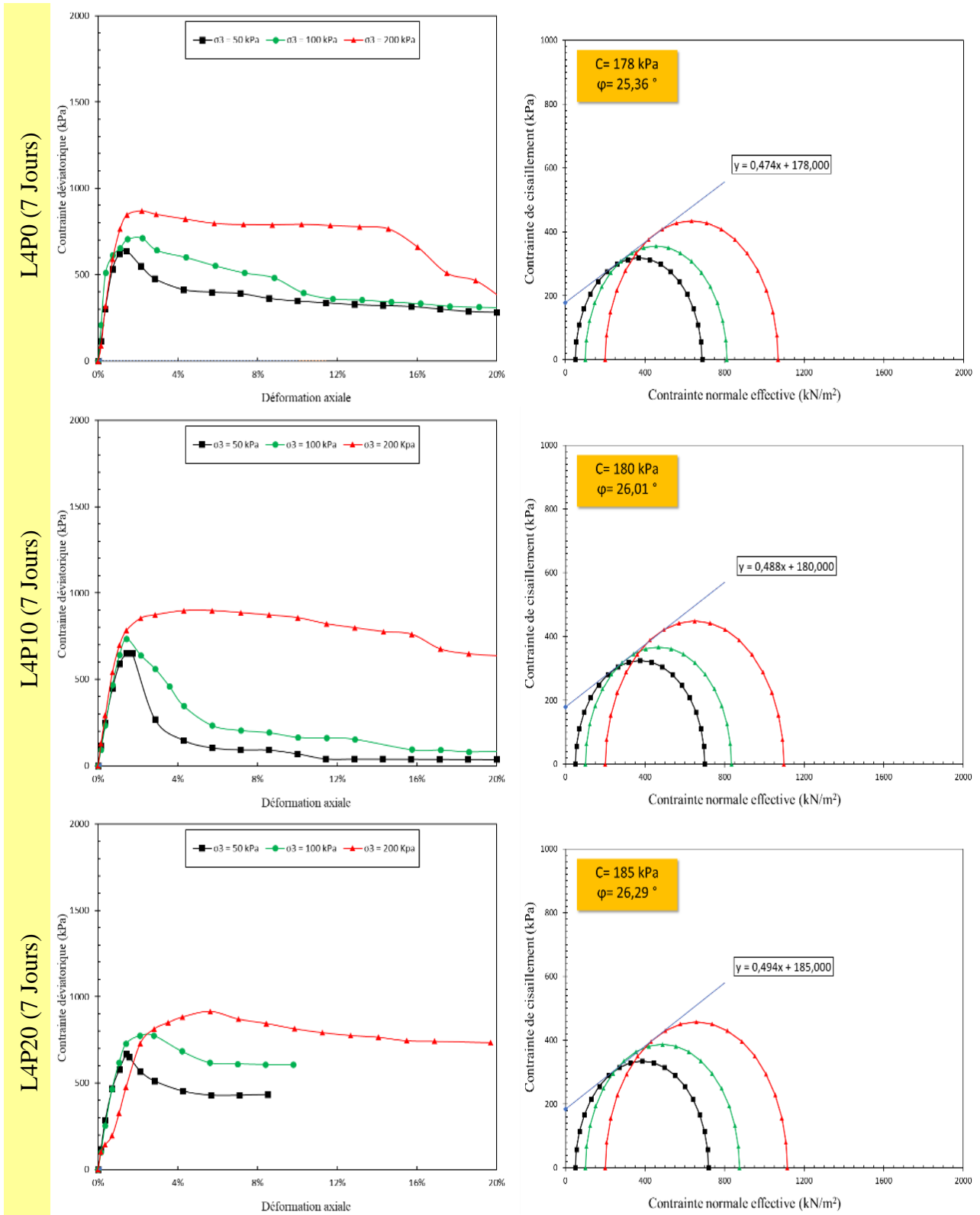


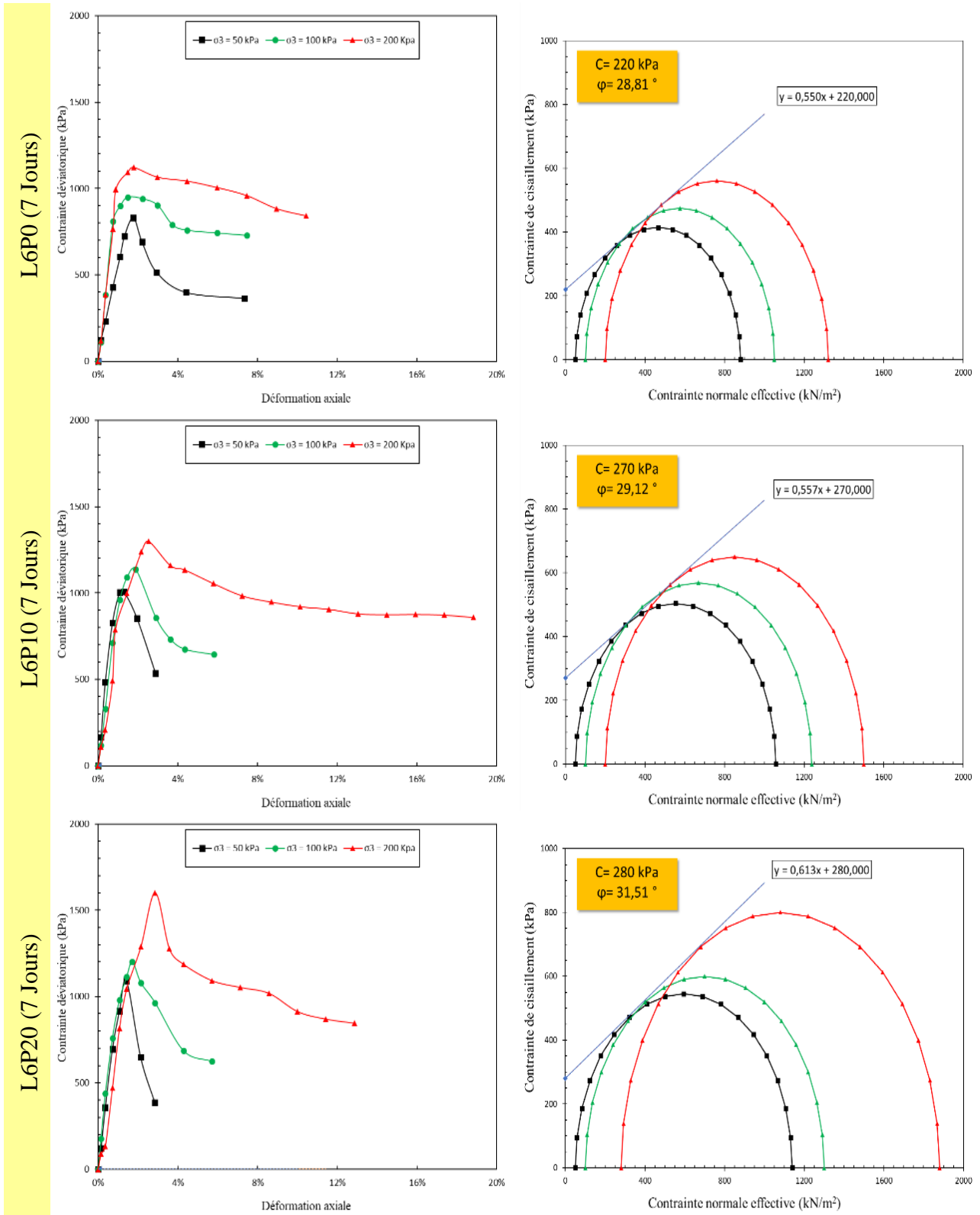


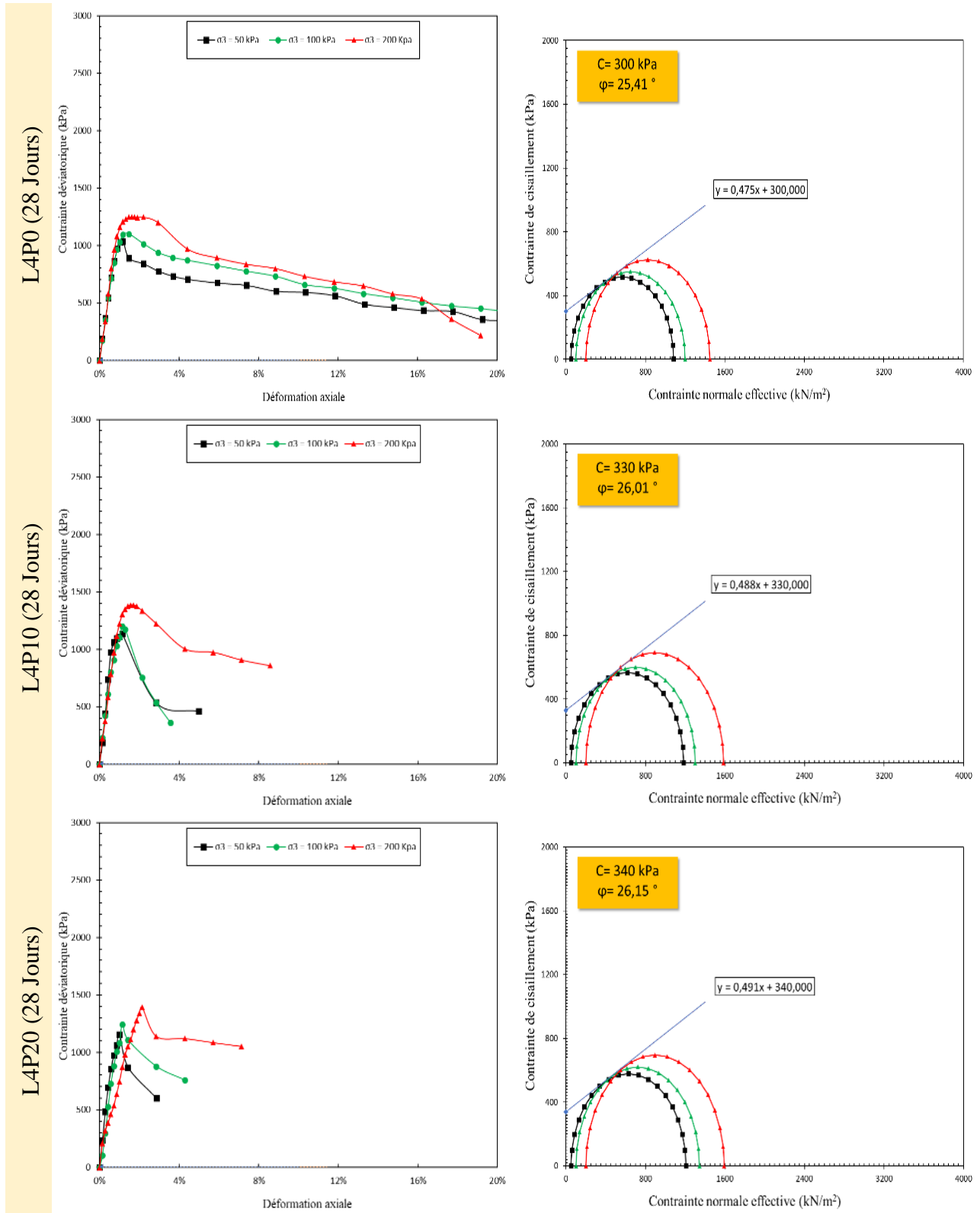


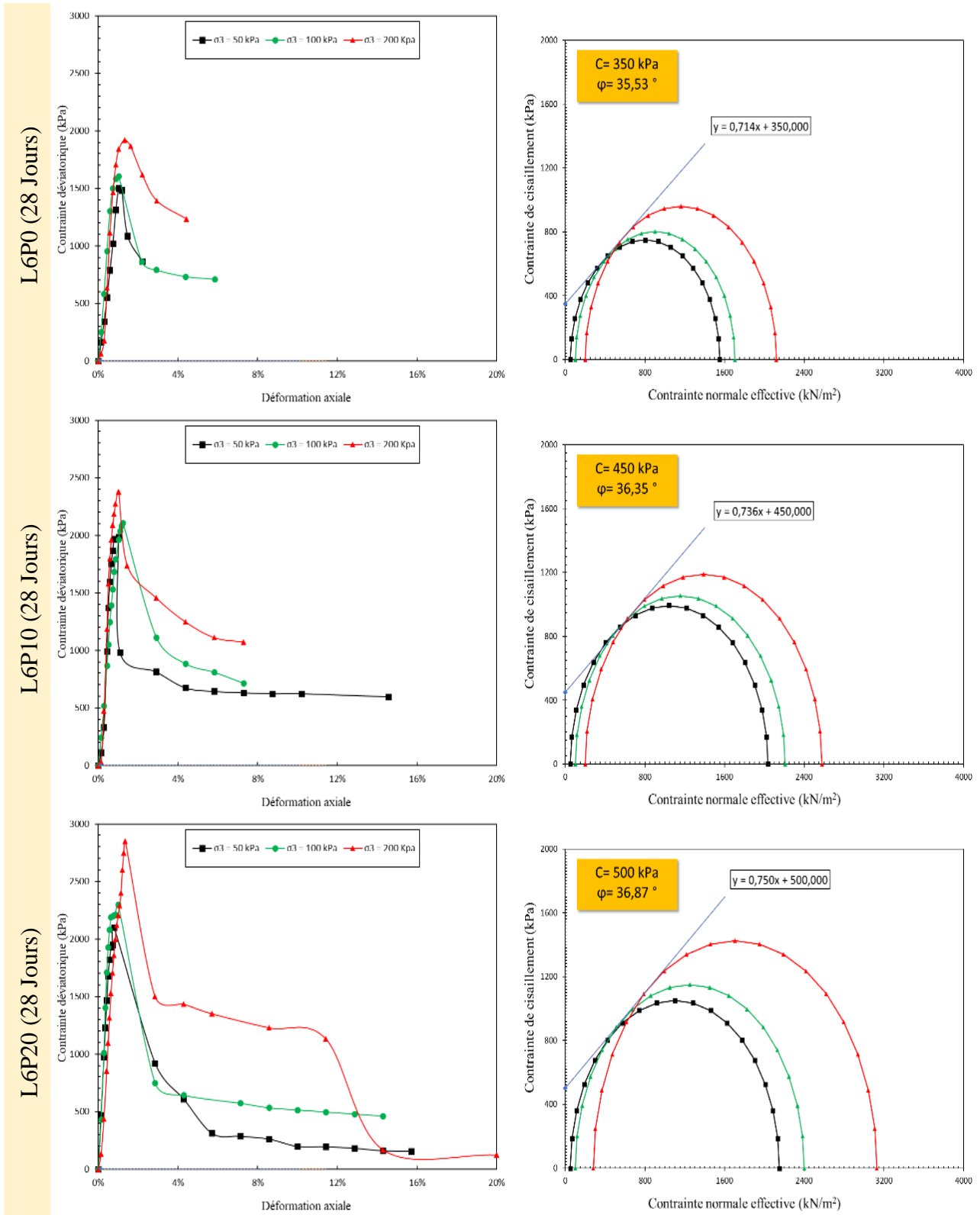


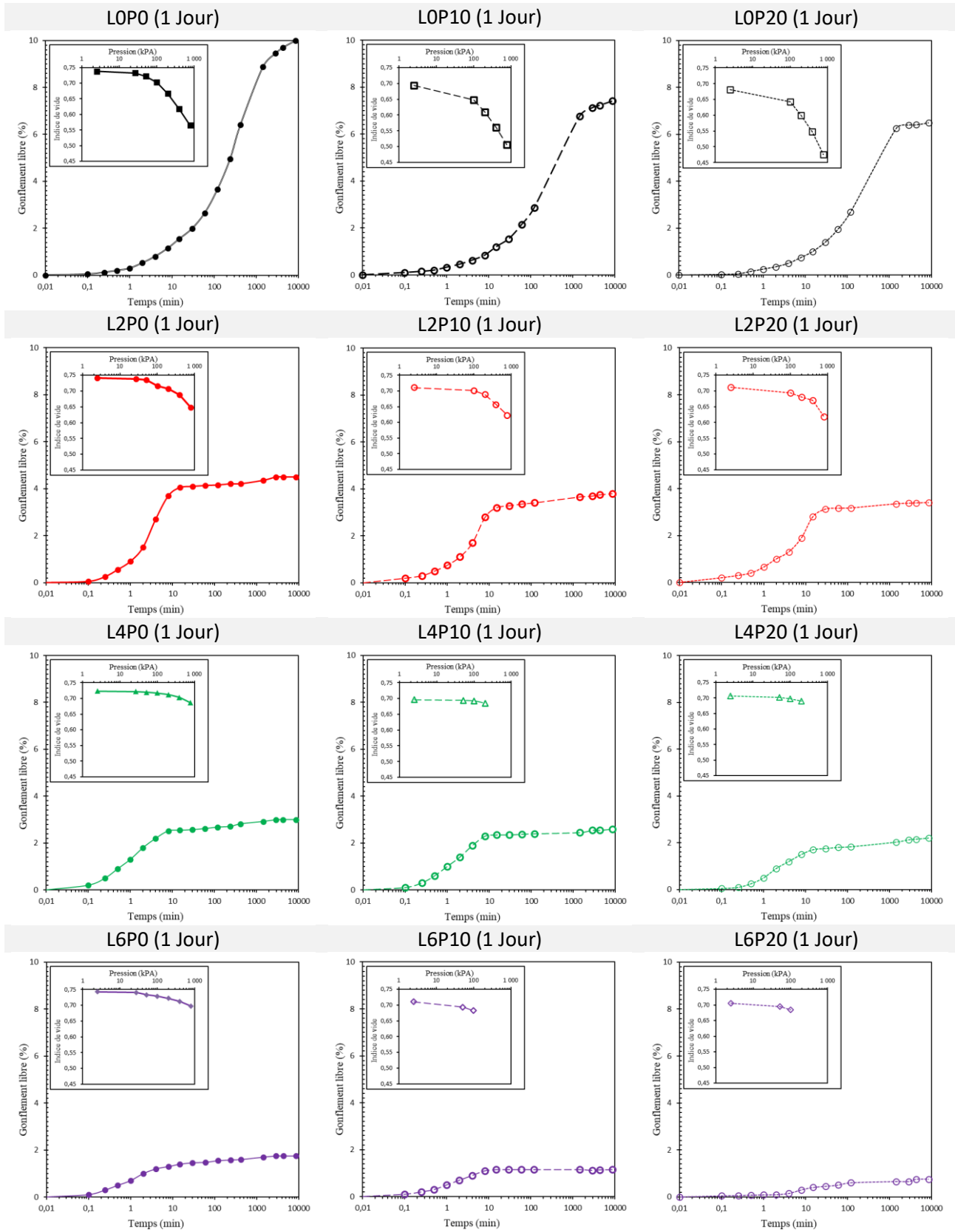




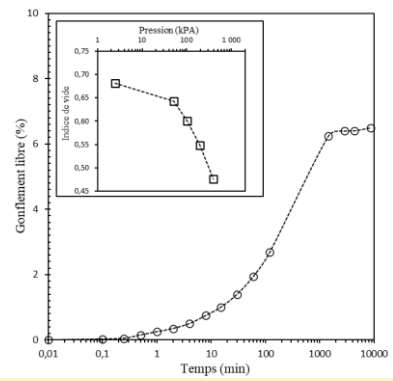
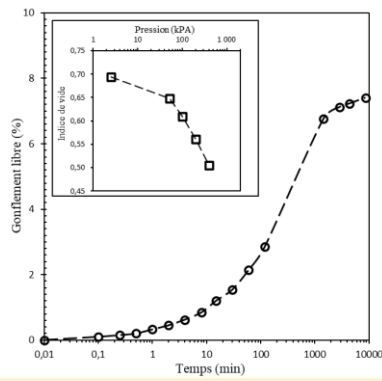
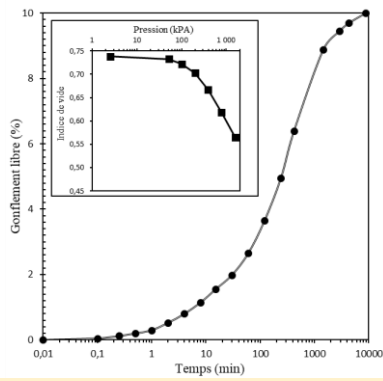




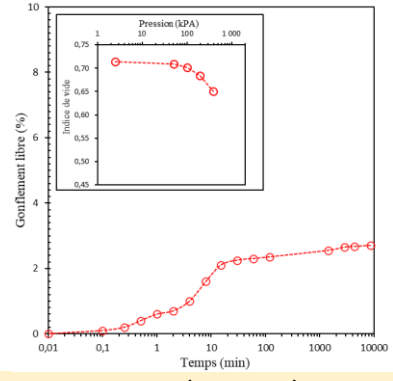
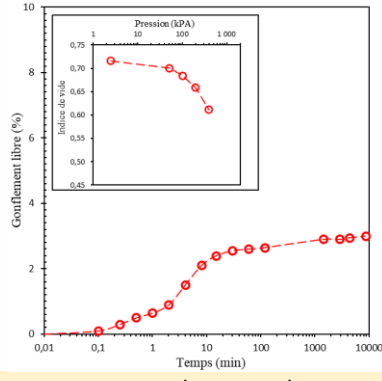
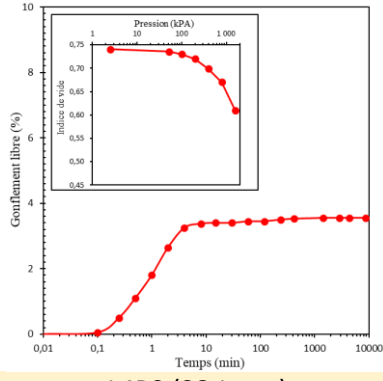




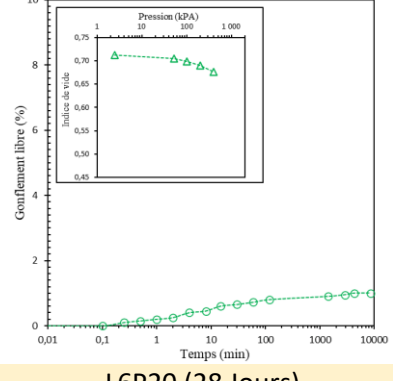
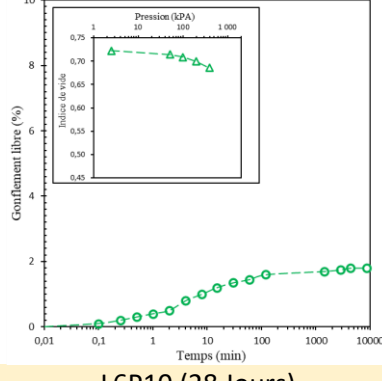
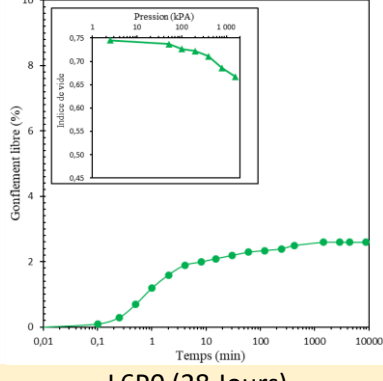
LOP0 (28 Jours) LOP10 (28 Jours) LOP20 (28 Jours)



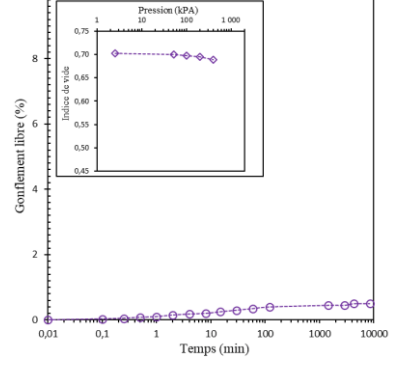
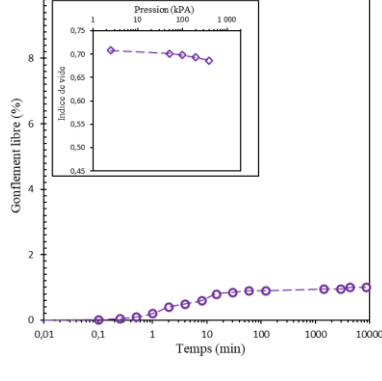
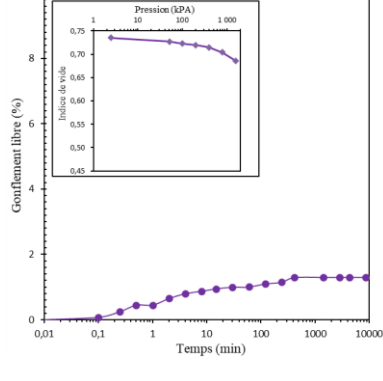
L2P0 (28 Jours) L2P10 (28 Jours) L2P20 (28 Jours)



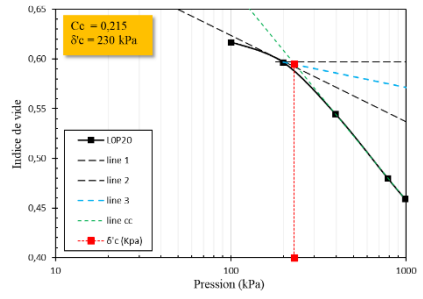
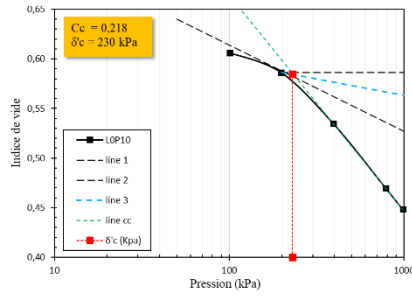
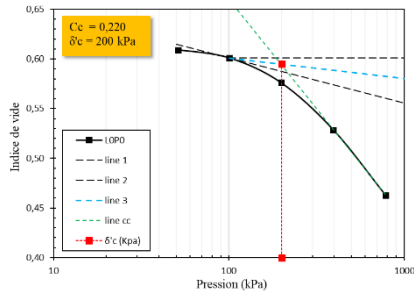
L4P0 (28 Jours) L4P10 (28 Jours) L4P20 (28 Jours)



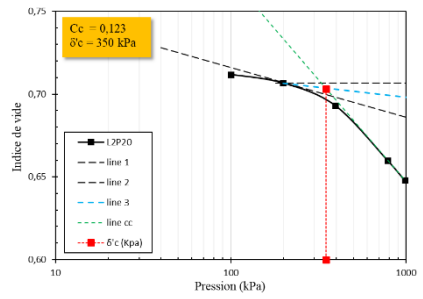
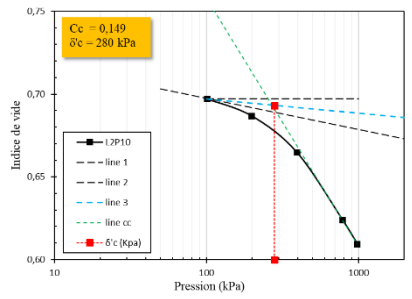
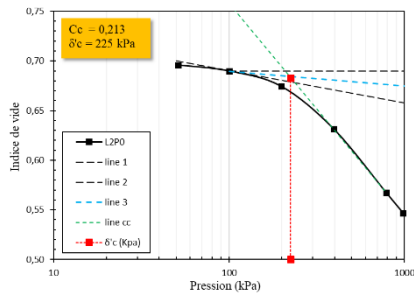
L6P0 (28 Jours) L6P10 (28 Jours) L6P20 (28 Jours)



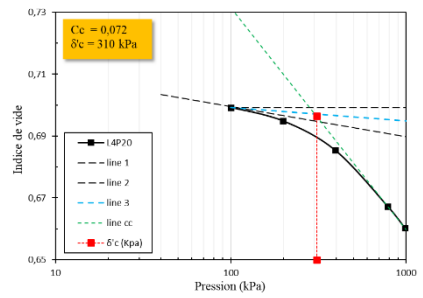
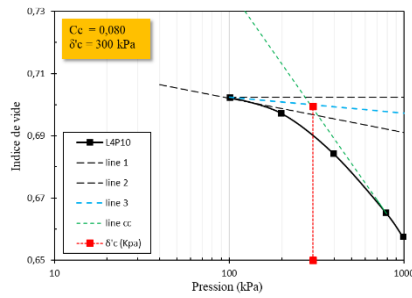
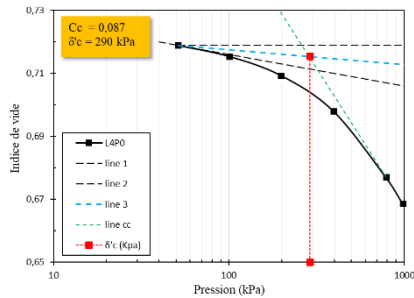
LOP0 (1 Jour) LOP10 (1 Jour) LOP20 (1 Jour)



L2P0 (1 Jour) L2P10 (1 Jour) L2P20 (1 Jour)



L4P0 (1 Jour) L4P10 (1 Jour) L4P20 (1 Jour)



L6P0 (1 Jour) L6P10 (1 Jour) L6P20 (1 Jour)

