

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Hadj Lakhdar BATNA



Institut de Génie Civil, d'Hydraulique et d'Architecture

Département de Génie Civil

*Thèse*

En vue de l'obtention du diplôme de

**DOCTORAT EN SCIENCES**

Option : **Géotechnique**

*Présentée par :*

**Bahloul Ouassila**

Thème

***ETUDE DE L'INFLUENCE DES SELS SUR LE TAUX ET  
L'AMPLITUDE DE L'AFFAISSEMENT D'UN SOL A  
EFFONDREMENT BRUSQUE PAR DIFFERENTES  
CONTRAINTES VERTICALES***

Soutenue publiquement à Batna, le 19 / 03 / 2015

**Devant le jury**

Mr BOUMKIK Ahmed	Président	Professeur, Université Constantine
Mr ABBECHHE Khelifa	Rapporteur	Professeur, Université Batna
Mr BENMEBAREK Sadok	Examineur	Professeur, Université Biskra
Mr KHEMISSA Mohamed	Examineur	Professeur, Université M'sila
Mr KARECH Toufik	Examineur	Professeur, Université Batna
Mr MESSAST Salah	Examineur	Professeur, Université Skikda

# REMERCIEMENTS

En premier lieu, je remercie Dieu de m'avoir donné la capacité d'achever ce travail de thèse, et qui m'a aidé à dépasser toutes les difficultés que j'ai rencontrées.

J'exprime ma profonde reconnaissance et mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, K. Abbeche, Professeur à l'université de Batna.

Je remercie également Monsieur A. Boumekik, Professeur à l'université de Constantine, pour avoir présidé ma soutenance de thèse et avoir lu mon rapport avec attention.

Je tiens à remercier particulièrement monsieur S. Benmebarek, Professeur à l'université de Biskra pour avoir accepté d'être examinateur de mon travail de thèse.

Monsieur M. Khemissa, Professeur à l'université de M'sila d'avoir accepté de rapporter ma thèse. Qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur T. Kerach, Professeur à l'université de Batna et Monsieur S. Messast, Professeur à l'université Skikda, qui a bien voulu examiner ce travail.

Mes remerciement s'adressent aussi à Monsieur A. Halitim, Professeur à l'université de Batna, pour son aide à la lecture de document, et qui m'a fait profiter de son expérience, je lui en suis très reconnaissante.

Je tiens à remercier Monsieur J.M Fleureau, Professeur à l'école centrale de Paris, et aux techniciens de l'école centrale de Paris. Ces remerciements s'adressent également à Y. Abou Saleha de l'université de Jordanie.

Je n'oublie pas de remercier les responsables et le personnel du laboratoire LNHC de Batna de m'avoir accueillie et permis d'effectuer mon programme expérimental.

Je n'oublierai pas d'exprimer mes remerciements aux enseignants, à mes camarades chercheurs, ingénieurs et techniciens qui m'ont apporté leur aide et leur soutien ; je pense particulièrement à Messieurs, R. Demagh, L. Houichi, Nacer

Je remercie toute ma famille élargie pour son soutien et ses encouragements de tous les instants et en particulier mon frère Azeddine.

Enfin que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail, trouvent ici, l'expression de ma profonde reconnaissance.

# DEDICACES

Je dédie ce travail :

- **A** la mémoire de mon père
- **A** ma mère pour tous ses sacrifices, que Dieu la protège
- **A** mes frères et sœurs
- **A** tous mes proches

# Sommaire

RESUMES	5
LISTE DES FIGURES	8
LISTE DES TABLEAUX	13
LISTE DES ABREVIATIONS	14
INTRODUCTION GENERALE	15
<b>Chapitre I : Notions sur les sols non saturés</b>	
I.1 Introduction	20
I.2 Les argiles	20
I.3 Minéralogie des argiles	21
I.4 Distribution des ions dans la phase liquide : Théorie de la double couche	26
I.5 Echange d'ions	28
I.6 Sol non saturé	29
I.7 Succion	29
I.8 Microstructure des sols non saturés	31
I.9 Variation de volume des sols en mélanges	36
I.10 Effet du compactage sur la structure du sol compacté	39
I.11 Notion de pH et l'acidité des sols	41
I.12 Conductivité électrique	44
I.13 Conclusions	44
<b>Chapitre II : Comportement des sols affaissables</b>	
II.1 Introduction	47
II.2 Phénomènes d'effondrement	47
II.3 Paramètres influant sur l'effondrement des sols	50
II.4 Méthodes expérimentales de caractérisation	50
II.5. Méthodes empiriques d'identification des sols effondrables	50
II.6 Stabilisation des sols	56
II.7 Evaluation des méthodes de traitement	61
II.8 Solution chimique idéale	63
II.9 Conclusion	64
<b>Chapitre III : Programme expérimental et procédures d'essais</b>	
III.1 Introduction	66
III.2 Méthode de caractérisation de la structure des sols	66
III.3 Outils pour la description de la microstructure	67
III.4 Microscope électronique à balayage	68
III.5 Les microstructures des sols	69
III.6 Préparation des échantillons	70
III.7 Caractéristiques des matériaux	72
III.8 Programme des essais	76
III.9 Essais œdométriques	78
III.10 Caractéristiques des sels utilisés	81
III.11 Essai du bleu de méthylène	83
III.12 Essai au carbonate ( $\text{CaCO}_3$ )	84
III.13 Essai au sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ )	85
III.14 Mesure de la turbidité	85
III.15 Essai de lixiviation	87
III.16 Conclusion	90

<b>Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais</b>	
IV.1 Introduction	93
IV.2 Résultats d'essais	93
IV.2.10 Influence des différents sels sur les limites d'atterberg (cas de kaolin)	80
IV.3 Mise en évidence de l'effondrement des sols	103
IV.4 D'après les essais de compressibilités	103
IV.5 Discussion sur les sols traités par différents sels	112
IV.6 Observation au microscope électronique à balayage (M.E.B)	126
IV.7 Conclusion	142
CONCLUSION GENERALE	144
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	148
ANNEXES	157

# RESUME

L'effondrement des sols est à l'origine de plusieurs problèmes d'ingénierie, tels que le tassement important des ouvrages de construction civil et routière dans plusieurs régions du monde. Le phénomène d'effondrement peut se produire aussi bien dans le cas d'un sol naturel (dépôts éolien, dépôts alluvionnaire ou sols résiduels) que dans un sol compacté (remblais artificiels compactés dans le versant sec de l'optimum Proctor). Généralement, les sols affaissables sont définis comme des sols métastables qui contiennent des pores à l'intérieur de leurs structures ; formés souvent de grains allant du limon (silt) au sable fin. A l'état sec, ces sols sont caractérisés généralement par une résistance mécanique importante mais en présence d'une inondation à l'eau, ils s'effondrent en produisant des déformations importantes ce qui provoque la ruine des constructions. Le sud-est Algérien constitue une grande partie des sols affaissables. Cette région est connue par la construction des pipe-lines et des différentes réalisations dans le domaine des hydrocarbures. Suite aux désordres importants qui ont touchés récemment ces zones, ces sols nécessitent une attention particulière et une maîtrise, pour mieux comprendre les mécanismes d'affaissement et la recherche de méthodes de prédictions du taux et la valeur de l'affaissement ainsi que les meilleures techniques de stabilisation de ces sols.

Construire sur ce genre de formation géologique consiste soit à concevoir un ouvrage dont l'infrastructure résiste aux mouvements du sol ou traiter le sol pour que ce dernier soit moins sensible à la variation de la teneur en eau. Dans la pratique, de nombreux procédés de stabilisation sont disponibles (la stabilisation mécanique, thermique, par ajout de matériaux...) mais la technique de stabilisation chimique par des sels a été récemment utilisée. Le choix de l'un de ces procédés dépend de plusieurs paramètres tels que ; les considérations économiques, la nature du sol à traiter, la disponibilité des matériaux à ajouter ainsi que les conditions d'environnement.

La présente recherche a pour but d'illustrer qu'il est possible de diminuer le potentiel d'affaissement d'un sol reconstitué au laboratoire à un niveau acceptable. Aussi, d'étudier l'effet des solutions salines (chlorure de sodium NaCl, chlorure de calcium CaCl<sub>2</sub>, sulfates d'ammonium (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> et chlorure de potassium KCl) à différentes concentrations ainsi que l'effet de énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du même sol, tout en variant la contrainte verticale. Nous avons complété cette recherche par des observations au microscope électronique à balayage (MEB) de la structure du sol afin d'avoir une meilleure compréhension de l'effet des traitements par les sels.

Les résultats obtenus montrent clairement la réduction du potentiel d'affaissement qui est influencé par la concentration saline et par la nature des sels.

**Mots clés :** sol affaissable, teneur en eau, étude expérimentale, traitement chimique.

# ABSTRACT

The collapse of soils is at the origin of several engineering problems, such as excessive settlement of large civil construction and public works projects works in many regions of the world. The collapse can occur in the case of a natural soil (aeolian deposits, alluvial deposits or residual soils) or compacted soils (embankments compacted on the dry side of the Proctor optimum curve). Generally, collapsible soils are defined as metastable soils that contain voids within their structures composed often grains ranging from silt to fine sand. When dry, these soils are generally characterized by a significant mechanical strength but in the presence of wetting, they collapse causing collapse to structures. The southeastern part of Algeria is largely composed of collapsible soils. That region is known for the construction of pipelines and various structures related to oil industry. Following the significant distress that have recently affected these areas, justify the need to better understand the mechanisms of collapse, prediction of collapse magnitude, rates, and location as well as the search for the best remediation techniques.

To build on this type of soil will consist of either designing the structure to be less sensitive to soil movement or treat the problematic soils to be less sensitive variation of the water content. In practice, many stabilization processes are available (mechanical, thermal and stabilization by addition of materials...); however, chemical stabilization by salts was recently used. The choice of one of these processes depends on several parameters such as; economic considerations, the nature of the soil to be treated, the availability of additive materials to be used and the environmental conditions.

The present research work has for goal to illustrate that it is possible to decrease the collapse potential of a reconstituted soil sample to an acceptable level. Also, to study the effect of saline solutions (sodium chloride NaCl, calcium chloride CaCl<sub>2</sub>, sulfate ammonium (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> and potassium chloride KCl) at different concentrations as well as the effect of the compaction energy on the collapse potential of the same soil by varying the vertical stress.

We completed this research by observations under Scanning Electron Microscopy (SEM) of the structure of the soil sample in order to have a better understanding of the effect of the treatments by salts.

The results clearly show the reduction of the collapse potential of the reconstituted sample which is influenced by the salt concentration and the nature of the salts.

**Keyword (s):** collapsible soil, wetting, experimental study, chemical treatment.

## ملخص

تعد الإنهيارات الأرضية مصدر كثير من المشكلات الهندسية كتصدع المنشآت والطرق في كثير من مناطق العالم. كما أن هذه الظاهرة ممكنة الحدوث في حالات التربة الطبيعية ( رسوبيات الرياح ، رسوبيات الغضار، و بقايا الأتربة) وفي حالات التربة المرصوفة اصطناعيا ( ركام إصطناعي مرصوص في الأحواض الجافة لدى أمثلية Proctor).

غالبا ما تعرف التربة القابلة للهبوط على أنها تربة شبه مستقرة تحوي جيوبا داخل بنيتها و تتشكل أحيانا من حبيبات تمتد من السيلنت إلى الرمل الدقيق. تمتاز هذه التربة عموما وفي الحالة الجافة بمقاومة ميكانيكية معتبرة وحين الغمر تنهار مبدية تشوهات كبيرة غالبا ما تكون سببا في زوال المنشآت. يمثل الجنوب الجزائري قسما كبيرا من التربة المعرضة للهبوط حيث تعرف مناطقه بتمديد القنوات ومختلف الإنجازات في مجال المحروقات مما تسبب في اختلال مس تلك الجهات. ولذا احتاجت التربة هناك إلى اهتمام خاص و تحكم بغية الفهم الجيد لميكانيزمات هبوط التربة وإيجاد أفضل التقنيات لتثبيتها.

إن البناء على مثل هذه التكوينات الجيولوجية يقتضي إما تصميمًا إنشائيًا تقاوم بناء التحتية حركة التربة أو معالجة هذه التربة ذاتها لتصير أقل حساسية لتغيرات المحتوى المائي. كثيرة هي الطرائق العملية لتثبيت التربة ( تثبيت ميكانيكي، حراري و إضافة مواد...) لكن تقنية التثبيت الكيميائي بالأملاح لم تستعمل إلا حديثا. و المفاضلة بين هذه الأساليب يخضع لكثير من العوامل كالإعتبارات الإقتصادية وطبيعة التربة المعالجة ووفرة المواد المستعملة و كذا الظروف البيئية.

تهدف هذه الدراسة إلى إيضاح القدرة على تخفيض إمكان الهبوط لدى تربة مكونة مخبريا إلى مستويات مقبولة و دراسة تأثير المحاليل الملحية (كلوريد الصوديوم NaCl، كلوريد الكالسيوم CaCl<sub>2</sub> ، سلفات الأمونيوم (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> و كلوريد البوتاسيوم KCl ) بتركيز مغايرة و طاقة رص مختلفة على إمكان الهبوط C<sub>p</sub> للتربة ذاتها مع تغير الإجهاد العمودي. أكملنا هذا البحث بملاحظات من خلال المسح المجهرى (MEB) للحصول على فهم جيد للمعالجات بالأملاح.

المتأثر بطبيعة و تركيز الأملاح C<sub>p</sub> تبين النتائج المحصلة و بوضوح تخفيض إمكان الهبوط

# Liste des figures

## Chapitre I : Notions sur les sols non saturés

Figure I.1 : Élément tétraédrique (Holtz et Covacs, 1996)	21
Figure I.2 : Couche octaédrique (Holtz et Covacs, 1996)	22
Figure I.3 : Élément octaédrique (Holtz et Covacs, 1996)	22
Figure I.4 : Couche octaédrique (Holtz et Covacs, 1996)	22
Figure I.5 : Charge électrique dans les couches élémentaires des minéraux argileux	23
Figure I.6 : Particule de kaolinite	24
Figure I.7 : Particule d'illite	25
Figure I.8 : Particule de smectite	25
Figure I.9 : Double couche diffuse du système eau-argile et concentration des ions	26
Figure I.10 : Phénomène d'ascension capillaire	29
Figure I.11 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991 cité par Xiang, 1999)	33
Figure I.12 : Configurations d'arrangements de particules élémentaires (Collins et Mcgown, 1974)	35
Figure I.13 : Représentations schématiques des assemblages des particules (Collins, 1974)	35
Figure I.14 : Différents types de microstructures de sols fins (Alonso et al. 1990)	36
Figure I.15 : Observation au MEB de la structure d'un limon compacté : a) du côté sec de l'optimum ; b) du côté humide (Delage et al, 1996)	39
Figure I.16 : Structure d'un échantillon de loess du nord de la France (José, 2011)	39
Figure I.17 : Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958)	40
Figure I.18 : Distribution bimodale des pores pour un mélange de 70% de sable d'Ottawa et de 30% de kaolin compacté par pétrissage en deux énergies de compactage à gauche de l'optimum (Juang et Holtz 1986)	41
Figure I.19 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores	41
Figure I.20 : Acidité effective et l'acidité titrable	42
Figure I.21 : Mesures du pH terre + eau distillée	42
Figure I.22 : Mesures du pH terre + solution KCl	43
Figure I.23 : Appareil pH-mètre	44
Figure I.23 : Appareil conductimètre	44

## Chapitre II : Comportement des sols affaissables

Figure II.1 : Quelques effondrements à travers le monde	48
Figure II.2 : Courbe œdométriques simple (Jennings et Knight, 1957)	51
Figure II.3 : Double œdomètre (Jennings et Knight (1975)	52
Figure II.4 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol final	57

## Chapitre III : Programme expérimental et procédure d'essais

Figure III.1 : Préparation des échantillons par lyophilisateur	71
Figure III.2 : Les échantillons après lyophilisation	71
Figure III.3 : Préparation des échantillons pour l'analyse microstructurale	71
Figure III.4 : Vue d'ensemble du microscope électronique à balayage	72
Figure III.5 : Aspect du kaolin à l'état naturel	72
Figure III.6 : Kaolin après tamisage	73
Figure III.7 : Analyse par EDAX du kaolin	74
Figure III.8 : Echantillon du kaolin au MEB (cristallites en bâtonnets)	74
Figure III.9 : Analyse au MEB et EDAX du sable	75
Figure III.10 : Analyse au MEB et EDAX du sol reconstitué	75
Figure III.11 : Analyse aux rayons X du matériau avec présence de la montmorillonite	76
Figure III.12 : Analyse par EDAX du matériau (sable + kaolin)	76
Figure III.13 : Moule œdométrique et dame de compactage	78
Figure III.14 : Schéma d'ensemble de l'œdomètre	79
Figure III.15 : Appareillage spécifique pour compactage du matériau	79
Figure III.16 : Cristallographie du chlorure de sodium	81
Figure III.17 : Cristallographie du chlorure de potassium	82
Figure III.18 : Cristallographie du chlorure de calcium	82
Figure III.19 : Cristallographie du sulfate d'ammonium	83
Figure III.20 : Appareillage de l'essai VBS	84

Figure III.21 : Appareil calcimètre	84
Figure III.22 : Phases de l'essai aux sulfates ( $\text{SO}_4^{2-}$ )	85
Figure III.23 : Appareil turbidimètre	86
Figure III.24 : Résultats de la turbidité des échantillons par différents sels à (0,5 et 2 mole/litre)	86
Figure III.25 : Essais de sédimentation (1:Témoin, 2:CaCl <sub>2</sub> , 3:NaCl, 4:KCl, 5:(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ) à 0,5 mole/litre	86
Figure III.26 : Essais de sédimentation (1:CaCl <sub>2</sub> , 2:NaCl, 3:KCl, 4:(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> ) à 2 mole/litre	87
Figure III.27 : Essai de lixiviation en colonne	88
Figure III.28 : Etats des échantillons après séchage (après lixiviation)	89
Figure III.29 : Observation au MEB des différents échantillons (après lixiviation)	90

#### **Chapitre IV : Présentation et analyse des résultats d'essais**

Figure IV.1 : Courbe granulométrique du sable	93
Figure IV.2 : Courbe granulométrique du sol reconstitué	94
Figure IV.3 : Appareillage spécifique pour les limites de liquidités	95
Figure IV.4 : Position du sol testé dans l'abaque de Casagrande	95
Figure IV.5 : Essai de l'équivalent de sable	96
Figure IV.6 : Appareillage de l'essai de Proctor	97
Figure IV.7 : Courbe Proctor du sol reconstitué	97
Figure IV.8 : Effet de concentration du KCl sur la CE	98
Figure IV.9 : Effet de concentration du KCl sur le pH	98
Figure IV.10 : Effet de concentration du (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> sur la CE	98
Figure IV.11 : Effet de concentration du (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> sur le pH	99
Figure IV.12 : Effet de concentration du NaCl sur le pH	99
Figure IV.13 : Effet de concentration du NaCl sur la CE	99
Figure IV.14 : Effet de concentration du CaCl <sub>2</sub> sur la CE	100
Figure IV.15 : Effet de concentration du CaCl <sub>2</sub> sur le pH	100
Figure IV.16 : Limites de liquidité par différentes concentrations salines (cas de kaolin)	102
Figure IV.17 : Indice de plasticité par différentes concentrations salines (cas de kaolin)	103
Figure IV.18 : Variation de $C_p$ en fonction de l'énergie de compactage pour le sol non traité à une contrainte verticale de 400 KPa	106
Figure IV.19 : Variation de $C_p$ en fonction de la teneur en eau pour le sol non traité à une contrainte verticale de 400 KPa	106
Figure IV.20 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=2\%$ , $E_c=20$ coups)	114
Figure IV.21 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=2\%$ , $E_c=40$ coups)	114
Figure IV.22 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=2\%$ , $E_c=60$ coups)	114
Figure IV.23 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=4\%$ , $E_c=20$ coups)	115
Figure IV.24 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=4\%$ , $E_c=40$ coups)	115
Figure IV.25 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=4\%$ , $E_c=60$ coups)	115
Figure IV.26 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=6\%$ , $E_c=20$ coups)	116
Figure IV.27 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=6\%$ , $E_c=40$ coups)	116
Figure IV.28 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl <sub>2</sub> ( $W_0=6\%$ , $E_c=60$ coups)	116
Figure IV.29 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=2\%$ , $E_c=20$ coups)	117
Figure IV.30 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=2\%$ , $E_c=40$ coups)	117
Figure IV.31 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=2\%$ , $E_c=60$ coups)	117
Figure IV.32 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=4\%$ , $E_c=20$ coups)	118
Figure IV.33 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	118

pour le sel NaCl ( $W_0=4\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.34 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	118
pour le sel NaCl ( $W_0=4\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.35 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	119
pour le sel NaCl ( $W_0=6\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.36 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	119
pour le sel NaCl ( $W_0=6\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.37 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	119
pour le sel NaCl ( $W_0=6\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.38 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	120
pour le sel KCl ( $W_0=2\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.39 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	120
pour le sel KCl ( $W_0=2\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.40 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	120
pour le sel KCl ( $W_0=2\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.41 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	121
pour le sel KCl ( $W_0=4\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.42 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	121
pour le sel KCl ( $W_0=4\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.43 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	121
pour le sel KCl ( $W_0=4\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.44 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	122
pour le sel KCl ( $W_0=6\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.45 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	122
pour le sel KCl ( $W_0=6\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.46 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	122
pour le sel KCl ( $W_0=6\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.47 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	123
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=2\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.48 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	123
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=2\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.49 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	123
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=2\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.50 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	124
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=4\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.51 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	124
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=4\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.52 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	124
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=4\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.53 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	125
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=6\%$ , $E_c=20$ coups)	
Figure IV.54 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	125
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=6\%$ , $E_c=40$ coups)	
Figure IV.55 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale	125
pour le sel $(NH_4)_2SO_4$ ( $W_0=6\%$ , $E_c=60$ coups)	
Figure IV.56 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité (20 coups)	126
Figure IV.57 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité (40 coups)	126
Figure IV.58 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité (60 coups)	127
Figure IV.59 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec présence de la montmorillonite (30000X)	127
Figure IV.60 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec matrice argileuse (6000X)	128
Figure IV.61 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec empilement aléatoire de cristaux de quartz (60000X)	128
Figure IV.62 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec une structure fibreuse (38404X)	129
Figure IV.63 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec une structure lâche (38019X)	129
Figure IV.64 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec une structure lâche et une faible porosité (20000X)	130

Figure IV.65 : Analyse par EDAX du sol reconstitué non traité (20000X)	130
Figure IV.66 : Observation au MEB du sol traité par CaCl <sub>2</sub> avec fissuration apparente (20000X)	131
Figure IV.67 : Observation au MEB du sol traité par CaCl <sub>2</sub> avec une structure dense (20000X)	131
Figure IV.68 : Observation au MEB du sol traité par CaCl <sub>2</sub> avec des cavités (20000X)	132
Figure IV.69 : Observation au MEB du sol traité par CaCl <sub>2</sub> avec des cavités et des zones compactes (20000X)	132
Figure IV.70 : Analyse par EDAX du sol traité par CaCl <sub>2</sub> avec une structure dense	133
Figure IV.71 : Analyse par EDAX du sol reconstitué traité par CaCl <sub>2</sub> avec restructuration (5000X)	133
Figure IV.72 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure dense (28313X)	134
Figure IV.73 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure colmatée (28000X)	134
Figure IV.74 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure dense (80000X)	135
Figure IV.75 : Observation au MEB du sol traité par NaCl (précipitation cubique)	135
Figure IV.76 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure dense	136
Figure IV.77 : Analyse par EDAX du sol traité par NaCl avec inclusion	136
Figure IV.78 : Analyse par EDAX du sol traité par NaCl avec une structure très compacte	137
Figure IV.79 : Analyse par EDAX du sol traité par NaCl avec amorphisation	137
Figure IV.80 : Observation au MEB du sol traité par KCl (précipitation cubique)	138
Figure IV.81 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec apparence des cubes (42000X)	138
Figure IV.82 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec apparence des cubes (40000X)	139
Figure IV.83 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec structure dense (40000X)	139
Figure IV.84 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec faible porosité (20000X)	139
Figure IV.85 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec cavités (20000X)	140
Figure IV.86 : Analyse par EDAX du sol traité par KCl avec une structure colmatée	140
Figure IV.87 : Observation au MEB du sol traité par (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> avec une structure aérée (40000X)	141
Figure IV.89 : Observation au MEB du sol traité par (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> avec des macles (4000X)	141
Figure IV.90 : Analyse par EDAX du sol traité par (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	142

# Liste des tableaux

Tableau I.1 : Rayon ionique sec, rayon ionique hydraté, potentiel ionique et masse molaire des principaux ions constitutifs des minéraux argileux (Millot, 1964 ; Mitchell, 1993 ; Gerschel, 1995)	24
Tableau I.2 : Caractéristiques des argiles	26
Tableau II.1 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)	52
Tableau II.2 : Critères d'évaluation du risque d'effondrement	54
Tableau II.3 : Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de traitements (Rollins et Rogers, 1994)	62
Tableau II.4 : Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1994)	63
Tableau III.1 : Energies de compactage	80
Tableau III.2 : Caractéristiques des sels utilisés	83
Tableau III.3 : Qualificatif de l'activité de la fraction argileuse selon le coefficient VBS	84
Tableau III.4 : Résultats du pH des matériaux salinisés avant et après lessivage	88
Tableau III.9 : Programme des essais œdométriques	90
Tableau IV.1 : Poids spécifique des grains solides des matériaux	94
Tableau IV.2 : Résultats de l'essai de consistance des différents matériaux	95
Tableau IV.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux	97
Tableau IV.4 : Caractéristiques physico-chimique du sol reconstitué	102
Tableau IV.5 : Caractéristiques de consistance du sol	103
Tableau IV.6 : Caractéristiques du sol	104
Tableau IV.7 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ du sol sans traitement en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les différents teneurs en eau et énergies de compactage	104
Tableau IV.8 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les sels NaCl et CaCl <sub>2</sub> à différentes concentrations pour $W_0=2\%$	107
Tableau IV.9 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les sels NaCl et CaCl <sub>2</sub> à différentes concentrations pour $W_0=4\%$	107
Tableau IV.10 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les sels NaCl et CaCl <sub>2</sub> à différentes concentrations pour $W_0=6\%$	108
Tableau IV.11 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les sels KCl et (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> à différentes concentrations pour $W_0=2\%$	108
Tableau IV.12 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les sels KCl et (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> à différentes concentrations pour $W_0=4\%$	109
Tableau IV.13 : Variation du potentiel d'affaissement $C_p$ en fonction de la contrainte verticale $\sigma$ pour les sels KCl et (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> à différentes concentrations pour $W_0=6\%$	109

## Liste des abréviations

Notation	Définition
Ac	Activité des sols
C <sub>p</sub>	Potentiel d'affaissement
C <sub>u</sub>	Coefficient d'uniformité
C <sub>c</sub>	Coefficient de courbure
C <sub>pn</sub>	Potentiel d'affaissement du sol non traité
C <sub>pt</sub>	Potentiel d'affaissement du sol traité
D <sub>r</sub>	Densité relative
D <sub>x</sub>	Diamètre à travers lequel passe x% du sol
e	Indice des vides
e'	Charge d'un électron ( $1.6 \cdot 10^{-19}$ C)
e <sub>0</sub>	Indice des vides initial
e <sub>1</sub>	Indice des vides au début de saturation
e <sub>2</sub>	Indice des vides à fin de saturation
e <sub>L</sub>	Indice des vides à la limite de liquidité
E <sub>c</sub>	Nombre de coups
Δe <sub>c</sub>	Variation de l'indice des vides à l'état inondé
ES	Equivalent de sable
g	Accélération de la pesanteur
G <sub>s</sub>	Densité spécifique
h	Hauteur de chute
h <sub>c</sub>	Hauteur d'ascension capillaire
hr	Humidité relative
H <sub>c</sub>	Variation de la hauteur après mouillage
H <sub>0</sub>	Hauteur initiale de l'échantillon
I <sub>c</sub>	Indice de consistance
I <sub>D</sub>	Indice de densité
I <sub>l</sub>	Indice de liquidité
I <sub>p</sub>	Indice de plasticité
I <sub>w</sub>	Indice de maniabilité
K	Coefficient d'affaissement
K <sub>b</sub>	Constante de Boltzmann
m	Masse du mouton
M	Masse molaire de l'eau
M <sub>0</sub>	Masse de pycnomètre
M <sub>1</sub>	Masse de pycnomètre + grains solides
M <sub>2</sub>	Masse de pycnomètre + grains solides + eau
M <sub>3</sub>	Masse de pycnomètre + eau
n	Nombre de coups
n <sub>i</sub>	Nombre d'ion/m <sup>3</sup>
P	Pression partielle de vapeur
P <sub>0</sub>	Pression de vapeur saturante à la température T
P <sub>c</sub>	Pression capillaire
P <sub>cn</sub>	Pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle
P <sub>cs</sub>	Pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé
pf	Pourcentage des fines
r	Rayon du tube capillaire
R	Constante des gaz parfait
S <sub>r</sub>	Degré de saturation
T	Température absolue
u <sub>a</sub>	Pression de l'air au-dessus de l'interface
u <sub>w</sub>	Pression de l'eau en dessous de l'interface
v	Volume du matériau avant de compactage
V	Vitesse ultrasoniques

$V_s$	Volume des grains solides
$W$	Teneur en eau naturelle
$W_0$	Teneur en eau initial
$W_{opt}$	Optimum de Proctor
$W_{sat}$	Teneur en eau à l'état de saturation
$W_l$	Limite de liquidité
$W_p$	Limite de plasticité
$\sigma$	Contrainte effective
$\rho_d$	Masse volumique sèche
$\gamma_w$	Poids volumique de l'eau
$\gamma_d$	Poids volumique sec
$\gamma_h$	Poids volumique humide
$\gamma_s$	Poids volumique des grains solides
$Z_i$	Valence de l'ion
$\psi$	Potentiel électrique
$\psi'$	Succion totale
$\alpha$	Angle de mouillage
$\delta_k$	Tassement relatif à Gcr
$\delta_w$	Tassement relatif

Notation	Définition
AFNOR	Association Françaises de normalisation
$CaCl_2$	Chlorure de calcium
CE	Conductivité électrique
CEC	Capacité d'échange cationique
HDC	Double couche diffuse
KCl	Chlorure de potassium
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et chaussées
NaCl	Chlorure de sodium
NF	Normes Françaises
$(NH_4)_2SO_4$	Sulfate d'ammonium
SETRA	Service Etude Technique des Routes et Autoroutes
UTN	Unité de turbidité néphalométrique
M.E.B	Microscope Electronique à Balayage

# INTRODUCTION GENERALE

Le sol a toujours été l'objet d'interrogations et de recherches et dans toutes les civilisations, avant de bâtir, les hommes se sont toujours préoccupés des problèmes des sols.

Le développement de la géotechnique s'est limité principalement et a concerné les sols saturés en raison de difficultés à la fois expérimentales et d'interprétation des mesures. Cependant, il est indispensable de prendre en considération le comportement des sols non saturés et ce surtout dans les pays à climat désertique ou sec où l'on est en permanence confronté à ce type de sol pour la plupart des ouvrages.

L'histoire montre que la plupart des sols instables par (tassement, effondrement, glissement, liquéfaction.....) sont des sols de nature argileuse ou alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines, ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab, 2008), (Lade et Yamamuro, 1997).

En génie civil, les phénomènes d'effondrements de certains sols argileux et des formations géologiques argileuses induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement les structures (bâtiment, fondation, ouvrage de soutènement .....

Les sols à effondrement brusque sont des sols non saturés qui présentent des déformations potentielles importantes et un réarrangement radical de leurs particules après mouillage avec ou sans chargement. Ces sols sont caractérisés par des structures lâches formées souvent de grains allant du limon au sable fin. Ils sont localisés particulièrement dans les zones arides et semi-arides (Abbeche, 2005 ; Delage, 2000 ; Houston et al, 1994). Ces régions sont devenues de nos jours vitales, au vue de l'évolution démographique et accessibles, au vue de l'évolution technologique de l'homme lui permettant d'exploiter ses richesses. L'occupation de ces régions conduit forcément à l'utilisation de grandes quantités d'eau favorisant l'environnement idéal pour l'effondrement des sols et par conséquent la ruine des constructions.

L'effondrement des formations argileuses suscite actuellement l'intérêt de la plupart des chercheurs du fait de leur abondance dans le domaine sédimentaire et de leur responsabilité des désordres occasionnés sur différents ouvrages. En effet, des chercheurs réalisent de nombreux essais au laboratoire et ce à travers le monde, ce qui

justifie justement l'abondance de ce phénomène dans la nature (Lawton et al, 1989 ; Jennings et Knight, 1957 ; Knight, 1961).

La stabilisation des sols collapsibles a été étudiée par un grand nombre de chercheurs (Abbeche et al, 2010 ; Ayadat et Gherabli, 1995 ; Karol, 2003). Beaucoup de méthodes et d'appareillages ont été mis au point, pour connaître l'efficacité d'une solution ou d'un produit sur la stabilisation d'un sol argileux. Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine des constructions sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation ou traitement chimique. Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes fait appel à plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en œuvre.

La stabilisation chimique se base sur l'utilisation des produits chimiques ou de liants afin de diminuer le potentiel d'affaissement à un niveau acceptable.

**La problématique** de cette thèse rentre dans le cadre de la compréhension des mécanismes des sols affaissables et d'étudier la réponse de ces sols en contact avec des solutions salines. Les sels monovalents et les sels divalents utilisés dans cette étude sont le chlorure de sodium (NaCl), le chlorure de potassium (KCl), le chlorure de calcium (CaCl<sub>2</sub>) et Sulfate d'ammonium (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> à différentes concentrations et à différentes énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement  $C_p$  du même sol. D'où sortirait l'idée de la stabilisation chimique des sols affaissables comme axe principale de ma recherche.

D'une manière générale, la démarche suivie dans cette thèse et à forte composante expérimentale mais également, dans une moindre mesure théorique. Pour plus de clarté, le plan de ce mémoire est organisé en cinq chapitres avec des annexes y afférents.

**Le premier chapitre** consiste à dépeindre le cadre général de la famille des argiles ainsi que des notions sur les sols non saturés. Ces derniers sont examinés au niveau microscopique ; une spécificité de leur comportement étant liée à la microstructure et des notions sur pH et conductivité électrique.

**Le deuxième chapitre** est une étude bibliographique en mentionnant l'état d'avancement des recherches dans le domaine de la caractérisation des sols affaissables ainsi que leurs mécanismes, c'est-à-dire les différents facteurs induisant et influençant l'effondrement, en dernier on donne les techniques de stabilisation et traitement des sols affaissables.

On réserve **le troisième chapitre** à la présentation du programme expérimental et procédure d'essais.

On commence par présenter la méthode de caractérisation de la structure des sols les matériaux utilisés dans notre étude. Aussi, cette partie de notre travail traite les aspects suivants : caractéristiques des sels utilisés, et leurs propriétés, ainsi que la valeur au bleu de méthylène l'essai de carbonates, sulfates, et l'essai de lixiviation.

**Le chapitre quatre** rassemble et analyse un grand nombre de résultats d'essais géotechniques et leurs résultats en laboratoire sur un sol reconstitué, les propriétés physico-chimique (pH, CE, CEC) et ensuite traité par des solutions salines. Le dépouillement et analyse des résultats expérimentaux constitue une part importante et a permis la détermination des paramètres de comportement du sol affaissable avant et après traitement chimique.

on présente une série de mesures de la microscopie électronique à balayage (MEB) sur des échantillons de sol reconstitué non traités et sur des échantillons traités par différents sels, afin de corréler les mesures macroscopiques avec les résultats obtenus à l'échelle microscopique par l'essai œdométriques, et discuter les effets de l'ajout des sels sur la microstructure et les propriétés physiques du sol reconstitué.

Les données obtenues dans cette étude, sont discutées, comparées et confrontées aux résultats tirés de la littérature.

Enfin, cette thèse se termine par des conclusions permettant de synthétiser les principaux résultats obtenus.

**CHAPITRE I**  
**NOTIONS SUR LES**  
**SOLS NON SATURES**

## **I.1 Introduction**

La mécanique des sols s'est pendant très longtemps intéressée uniquement au cas des sols saturés. Cependant, il est indispensable de prendre en considération le comportement des sols non saturés et ce surtout dans les pays à climat désertique ou sec où l'on est en permanence confronté à ce type de sol pour la plupart des ouvrages.

Les sols naturels non saturés sont pourtant très fréquents dans les régions arides ou semi-arides (Dudley, 1970). Dans ces régions, il existe une grande variété de sols non saturés tels que les argiles gonflantes très plastiques (gonflement et retrait suite à des cycles d'humidification et séchage, respectivement), les dépôts alluviaux (risque d'effondrement s'ils présentent une structure ouverte), les sols colluviaux ou encore les sols éoliens dont le lœss entre autres.

Cette partie présente tout d'abord la composition des différentes familles d'argile, leur stabilité et leur affinité avec l'eau qui est l'origine des effondrements des sols, pour aborder ensuite la définition du sol non saturé et la succion. Dans un dernier point sont exposées les microstructures des sols non saturés.

## **I.2 Les argiles**

Les argiles sont très abondantes dans la nature et couvrent environ 42 % du volume de l'écorce terrestre (Levêque, 1984).

Il n'existe pas de définition unique du terme « argile ». Le mot « argile » englobe deux connotations dont l'une liée à la taille des grains et l'autre à la minéralogie. La définition dépend de la discipline concernée.

Le géologue ou le pédologue considère comme « argile » tout minéral de faible granulométrie, la limite étant fixée à 2 ou 4 microns selon les cas (Caillère et al, 1982).

Les céramistes définissent l'argile comme une matière première qui, en présence d'eau, forme une pâte plastique qui durcit après cuisson (Voinovich, 1971)

Pour l'ingénieur du génie civil, le sol argileux désigne un sol qui contient un certain pourcentage de minéraux argileux et dont le comportement est influencé par la présence de ces derniers. Un sol argileux est un sol fin, plastique et cohérent, actif sur le plan électrochimique et dont le comportement est très sensible à la présence de l'eau. L'influence de la proportion en argiles sur les propriétés du sol augmente avec la quantité d'eau. Lorsque la quantité d'argile excède 50% en masse, le comportement du mélange est gouverné par l'effet de l'argile (Khattab, 2002).

### I.3 Minéralogie des argiles

Les argiles sont les produits de décomposition des roches siliceuses par désagrégation physique et mécanique puis par altération chimique. La famille des minéraux argileux regroupe tous les silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Les minéraux argileux sont assimilés à des colloïdes, ce qui signifie qu'ils sont capables de fixer facilement de grandes quantités de phase liquide continue (Caillère et al, 1982).

#### I.3.1 Structure minéralogique de base

Les minéraux argileux sont caractérisés par leur structure en feuillets superposés. La structure de base du feuillet est une couche ionique élémentaire qui peut être constituée (Caillère et al, 1982) :

- Soit seulement d'atomes d'oxygène ( $O^{2-}$ ), auquel cas l'organisation des anions est de type hexagonal ;
- Soit seulement d'hydroxyles ( $OH^-$ ) agencés sous forme d'une couche dite compacte ;
- Soit d'un assemblage régulier d'oxygène et d'hydroxyles sous la forme de couche compacte.

La superposition d'une couche hexagonale d'oxygène et d'une couche compacte d'hydroxyles et oxygènes conduit à une couche dite « tétraédrique », alors que la superposition d'une couche compacte d'hydroxyles et d'oxygènes et d'une couche compacte d'hydroxyles conduit à une couche dite « octaédrique »

##### I.3.1.1 Élément tétraédrique

Le tétraèdre de silice est formé de 4 atomes d'oxygène entourant un atome de silicium équidistant de chacun d'eux. Ces tétraèdres se combinent selon un arrangement plan hexagonal, les atomes d'oxygènes étant dans un même plan et chacun d'eux étant commun à deux tétraèdres (figure I.1). Un des atomes d'oxygène possède une valence libre et peut être mis en commun avec un autre feuillet.

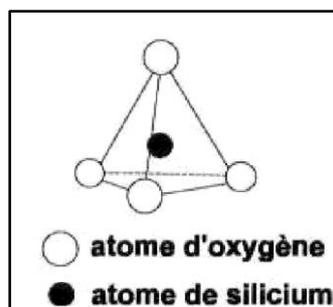


Figure I.1 : Élément tétraédrique (Holtz et Covacs, 1996).

Les tétraèdres sont liés ensemble par leurs bases en partageant un ion d'oxygène entre deux tétraèdres pour former une couche tétraédrique (figure I.2). La formule générale de cet ensemble est  $n[(Si_2O_5)^{2-}]$ .

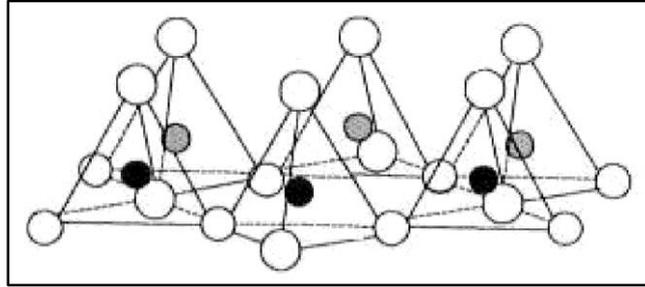


Figure I.2 : Couche octaédrique (Holtz et Covacs, 1996).

### I.3.1.2 Élément octaédrique

L'octaèdre d'alumine est constitué de 6 hydroxyles entourant un atome d'aluminium ou de magnésium équidistant de chacun d'eux. Ces octaèdres se combinent entre eux pour former une couche plane. Ces derniers sont entourés par des groupements hydroxyles (OH<sup>-</sup>) comme il est montré dans la (figure I.3).

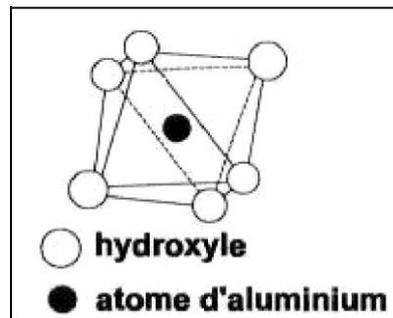


Figure I.3 : Élément octaédrique (Holtz et Covacs, 1996).

Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH<sup>-</sup>) est partagé entre 3 unités octaédriques (figure I.4). La formule générale de ce groupement est  $n[Al_2(OH)_6]$  ou  $n[Mg_3(OH)_6]$ .

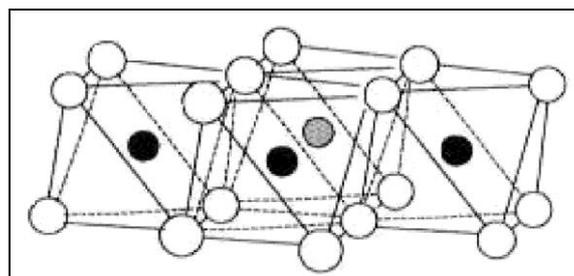


Figure I.4 : Couche octaédrique (Holtz et Covacs, 1996).

Ces empilements de couches anioniques laissent deux types de vides :

- Des vides inter-couches dans les structures tétraédriques ou octaédriques ;
- Des vides inter-couches de forme hexagonale et de plus grande dimension dans la couche d'oxygènes des structures tétraédriques.

Par ailleurs, une des conditions de stabilité des empilements de couches élémentaires est la compensation des charges électriques négatives des hydroxyles et des oxygènes. Cette compensation se fait par la présence de cations, logés dans les vides mentionnés (Pomerol et Renard, 1995), de l'ordre de 1,40 Å, les vides ne peuvent accueillir que des cations de petite taille (0,55 à 0,61 Å). Dans le cas théorique de référence, les tétraédriques sont remplis par un cation  $\text{Si}^{4+}$  (rayon 0,42 Å) et deux octaèdres sur trois remplis par un cation  $\text{Al}^{3+}$  (rayon ionique : 0,5Å) (tableau I.1). Les liaisons entre anions et cations sont partiellement ioniques (transfert d'un électron de l'un à l'autre) et partiellement covalentes (partage d'un électron par mise en commun des orbitales extérieures). Ce sont donc des liaisons très stables (Caillère et al, 1982).

Les couches tétraédriques et octaédriques constituent les structures de base, communes à tous les minéraux argileux. Leurs associations sont essentiellement de trois types :

- Le premier est l'association d'une couche tétraédrique avec une couche octaédrique, noté 1/1 ou Te Oc, qui a une charge électrique globale nulle (figure I.5). L'épaisseur de ce feuillet élémentaire est de 7Å et constitue le motif de base de kaolinite ;
  - Le deuxième est l'association de deux couches tétraédriques avec une couche octaédrique, noté 2/1 ou Te Oc Te. L'épaisseur du feuillet élémentaire ainsi constitué est de 10 Å. Il constitue le motif de base de l'illite ou de smectite.
  - Enfin, les chlorites sont caractérisés par une disposition 2/1/1, qui se différencie du motif 2/1 par une couche octaédrique supplémentaire.

Charge électrique	Ions	Couches élémentaires	Feuillet
6 -	6 $\text{O}^{2-}$	Couche hexagonale d'oxygène	} <i>Tétraédrique</i>
	4 $\text{Si}^{4+}$		
	4 $\text{O}^{2-}$ , 2 $\text{OH}^-$	Couche compacte d'oxygène et hydroxyles	
6 +	4 $\text{Al}^{3+}$		} <i>Octaédrique</i>
	6 $\text{OH}^-$	Couche compacte d'hydroxyles	

Figure I.5 : Charge électrique dans les couches élémentaires des minéraux argileux.

Tableau I.1 : Rayon ionique sec, rayon ionique hydraté, potentiel ionique et masse molaire des principaux ions constitutifs des minéraux argileux (Millot, 1964 ; Mitchell, 1993 ; Gerschel, 1995).

Ion	Rayon ionique « sec » (Å)	Rayon hydraté (Å)	Potentiel ionique (charge/rayon)	Masse molaire de l'atome (g/mol)
H <sup>+</sup>				1,00797
Li <sup>+</sup>	0,6	7,3-10	3,33	6,939
K <sup>+</sup>	1,33	3,8-5,3	0,75	39,102
Na <sup>+</sup>	0,95	5,6-7,9	1,03	22,9898
Ca <sup>2+</sup>	0,99	9,6	2,02	40,08
Mg <sup>2+</sup>	0,65	10,8	3,03	24,312
Fe <sup>2+</sup>	0,74		2,7	55,847
Al <sup>3+</sup>	0,5		6	26,9815
Fe <sup>3+</sup>	0,64		4,69	55,847
Si <sup>4+</sup>	0,42		9,52	28,086
O <sup>2-</sup>	1,40			15,9994

### I.3.2 Les kaolinites

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche de silice et d'une couche d'alumine. La liaison entre les deux couches se fait par substitution de certains (OH)<sup>-</sup> par des oxygènes O<sup>2-</sup>. Entre différents feuillets de kaolinite, le contact se fait entre un plan contenant les ions hydroxyles (OH)<sup>-</sup> de l'octaèdre et celui contenant les atomes d'oxygène O<sup>2-</sup> du tétraèdre. Les liaisons entre feuillets sont l'effet composé de liaisons hydrogène et de forces de Van der Waals qui confèrent à l'ensemble une structure stable qui n'est pas affectée par la présence d'eau. La particule de kaolinite comporte 100 à 150 feuillets qui lui donnent une épaisseur de 0,1 mm et une largeur de 1 mm (figure I.6).

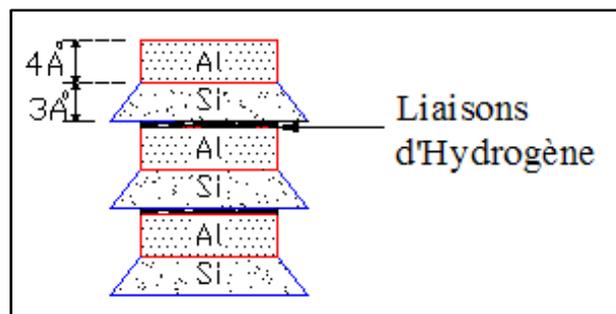


Figure I.6 : Particule de kaolinite.

### I.3.3 Les illites

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice. Dans les couches de silice un ion Si<sup>4+</sup> sur quatre est remplacé par un ion Al<sup>3+</sup>. Le déficit de charge qui en résulte est compensé par les ions potassium K<sup>+</sup> qui assurent des liaisons assez fortes entre les feuillets. La particule d'illite comporte une

dizaine de feuillets qui lui donne une épaisseur de 10 nm et une épaisseur de 0,3 mm. Le trou hexagonal du feuillet de silice correspond à l'atome  $K^+$  qui en le comblant crée un lien fort entre les couches (figure I.7).

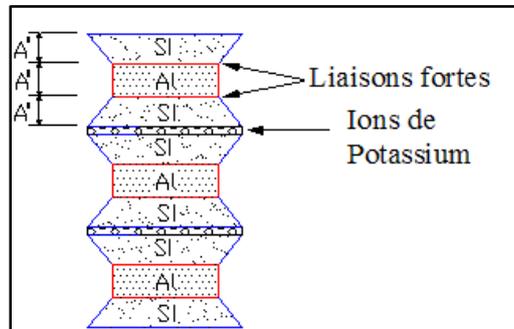


Figure I.7 : Particule d'illite.

### I.3.4 Les smectites

Le feuillet élémentaire est composé d'une couche d'alumine entre deux couches de silice, comme l'illite. Dans les couches d'alumine un ion  $Al^{3+}$  sur quatre est remplacé par un ion  $Mg^{2+}$ . Le déficit de charge qui en résulte est compensé par des ions  $Ca^{2+}$  (montmorillonite calcique) ou par des ions  $Na^+$  (montmorillonite sodique). La valence des ions sodium étant plus faible que celle des ions calcium, c'est la montmorillonite sodique qui aura la plus grande surface spécifique et la plus grande C.E.C. Les liaisons entre feuillets étant très faibles, ces argiles sont très sensibles à la teneur en eau et ont un fort potentiel de gonflement et de retrait. L'épaisseur d'une particule de montmorillonite peut être très faible puisque, contrairement aux autres argiles, on peut isoler un feuillet élémentaire (figure I.8).

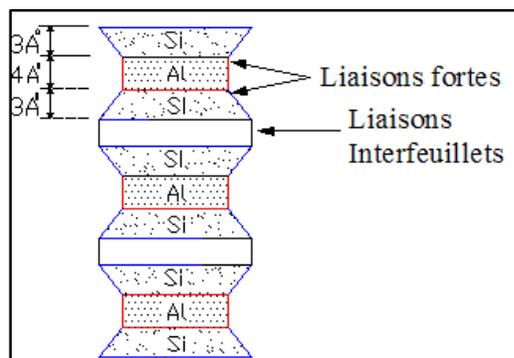


Figure I.8 : Particule de smectite.

Les principales caractéristiques des trois argiles sont résumées dans le tableau I.2

Tableau I.2 : Caractéristiques des argiles

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (µm)	Épaisseur d'une particule (µm)	Surface spécifique (m <sup>2</sup> /g)	CEC (meq/100 g)
Kaolinite	1 :1	100-200	0.1-4	1-10	10-20	3- 15
Illite	2 :1	1-10	0.1-1	0.003-0.01	65-100	10-40
Smectite	2 :1	1	0.1	0.001	700-840	80-150

#### I.4 Distribution des ions dans la phase liquide : Théorie de la double couche

Les minéraux argileux présentent un déficit en charges positives dû aux substitutions isomorphes. Les charges électriques des solides engendrent des propriétés électrostatiques à l'interface solide liquide. Pour assurer l'électro neutralité, ces charges sont compensées par un nuage d'ions en solution qui se développe à proximité de la surface chargée. La formation de la double couche diffuse entraîne le gonflement ou la pression de gonflement du matériau argileux. Cette double couche dépend des caractéristiques des minéraux argileux mais également du chimisme de la solution hydratante. La distribution des ions autour des feuillets argileux peut être déterminée par la théorie de la double couche diffuse de Gouy-Chapman appelée aussi d.d.l. (diffuse double layer) (Komine et Ogata, 1996) (figure I.9).

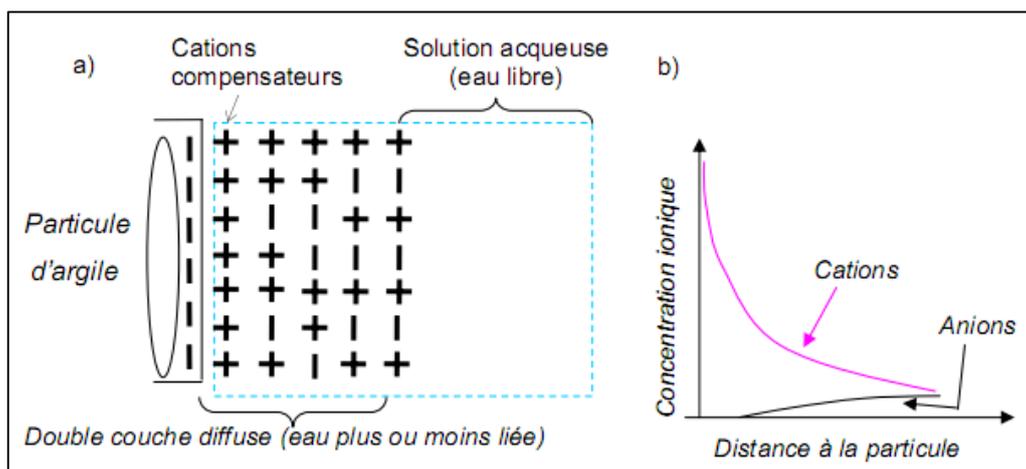


Figure I.9 : Double couche diffuse du système eau-argile et concentration des ions

La théorie de Gouy-Chapman d'origine électrique suppose que la double couche soit composée d'une couche fixe liée au solide et d'une couche diffuse en affinité avec les particules argileuses. L'attraction des cations par la surface argileuse entraîne une modification de la concentration en ions par rapport à l'interface des particules.

Cette variation de concentration en fonction du potentiel est répartie dans la double couche selon la statistique de Boltzmann :

$$n_i = n_0 \cdot \exp\left(\frac{-Z_i \cdot e' \cdot \psi}{K_b \cdot T}\right) \quad (1)$$

$n_i$  : le nombre d'ion/m<sup>3</sup>,

$Z_i$  : la valence de l'ion,

$e'$  : la charge d'un électron ( $1.6 \cdot 10^{-19}$  C),

$\psi$  : le potentiel électrique (V),

$K_b$  : la constante de Boltzmann ( $13.8 \cdot 10^{-24}$  J/K),

$T$  : la température absolue (K).

Cette équation décrit la distribution des ions en fonction du potentiel électrique. Dans le cas de la double couche, ce potentiel n'est pas constant mais décroît en fonction de la distance par rapport à la surface de la particule. Il est décrit, en unidimensionnel, par l'équation de Poisson-Boltzmann qui peut être écrites d'une manière simplifiée :

$$\psi(x) = \psi_0 \cdot \exp(-K_d \cdot x) \quad (2)$$

Avec

$$K_d = \frac{2 \cdot Z^2 \cdot e^2}{\varepsilon \cdot K_b \cdot T} \cdot n_0$$

Ainsi, le potentiel électrique diminue de façon exponentielle si l'on s'éloigne de la surface du feuillet. L'insertion de l'équation 2 dans l'équation 1 nous permet de calculer les profils de densités de cations ou d'anions en fonction de la distance par rapport à l'interface solide-liquide. Les chercheurs ont communément fait référence à l'épaisseur de la double couche qui correspond à la distance  $K_d^{-1}$ , où  $= \psi_0 / e$ . Il ne s'agit donc pas réellement d'une épaisseur mais elle permet de visualiser l'effet de différents paramètres sur l'extension de la double couche.

L'épaisseur de la double couche diffuse HDC est alors définie par l'équation suivante :

$$HDC = \sqrt{\frac{\varepsilon \cdot K_b \cdot T}{2 \cdot n_0 \cdot Z^2 \cdot e^2}} \quad (m) \quad (3)$$

## I.5 Echange d'ions

Lorsqu'une particule argileuse est mise en contact avec un fluide, il y a une forte probabilité que la composition cationique du fluide soit différente de celle de l'argile, ce qui crée un déséquilibre osmotique et chimique. Le rétablissement de l'équilibre s'accompagne alors d'un échange d'eau et/ou d'ions. Ces échanges modifient la quantité d'eau au contact des particules et sont donc susceptibles de causer une déformation du matériau. Les travaux concernant la chimie et la physico-chimie des interfaces (Caillère et al, 1982 ; Mitchell, 1993) ont permis de mieux comprendre ces phénomènes.

Aborder cette question impose de ne plus considérer les particules comme un objet mécanique, mais comme un objet chimique, une sorte de « gros anions » interfaces (Caillère et al, 1982), ou d' « échangeurs d'ions ». Les échanges d'ions sont gouvernés par au moins quatre paramètres :

- La nature du cation en « surconcentration » dans la solution externe ;
- La valeur de cette « surconcentration » ;
- La nature et la proportion des cations compensateurs avant échange ;
- La nature minéralogique de l'argile.

L'influence de chacun de ces paramètres ne peut pas être décrite analytiquement, en partie du fait de la grande quantité des configurations possibles. Des expérimentations d'échanges de cations sur des argiles ont néanmoins permis de faire ressortir les tendances qui prévalent dans ces phénomènes :

- Les cations de faible rayon sont moins fortement liés que les cations de fort rayon ;
- Les cations de faible valence sont moins fortement liés que les cations de forte valence ;
- Un cation de faible force peut extraire un cation plus fort si la concentration du premier dans la solution est très importante.

Les forces relatives des cations ont été étudiées expérimentalement. Mitchell (1993) propose la série suivante :



## I.6 Sol non saturé

Un sol saturé est un milieu bi-phasique (solide et liquide), alors que dans un sol non saturé, les pores sont partiellement remplis d'eau et d'air ou éventuellement de gaz, de pétrole,... Autrement dit, un sol non saturé est un milieu au moins tri phasique (phases solide, liquide et gazeuse).

## I.7 Succion

L'utilisation de la succion pour expliquer le comportement mécanique des sols saturés a été introduite pour la première fois par le « Road Research Laboratory » au Royaume Uni (Croney et Coleman, 1954 cités par Fredlund et Rahardjo, 1993). La notion de la succion a été initialement introduite par les agronomes. Dans le domaine de la mécanique des sols, elle est utilisée de plus en plus pour l'étude des sols non saturés.

La succion est une mesure de l'affinité entre le sol et l'eau. En général, plus le sol est sec, plus la succion est grande. La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Fredlund et Rahardjo, 1993). La succion matricielle exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. La succion osmotique est liée aux sels présents dans le sol.

### I.7.1 Succion capillaire

Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface  $T_s$ . En effet, une molécule à l'intérieur du liquide n'est pas soumise aux mêmes forces d'interaction intermoléculaires qu'une molécule se situant à l'interface liquide-gaz. Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire (figure I.10).

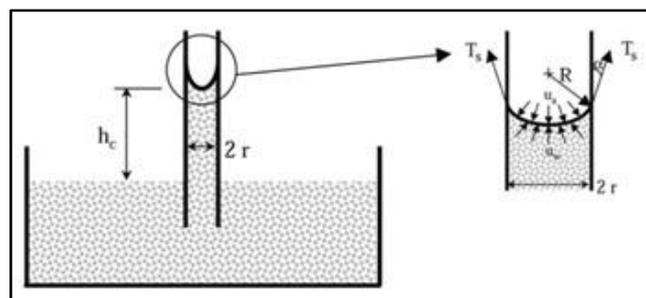


Figure I.10 : Phénomène d'ascension capillaire

La relation de Jurin-Laplace relie la pression capillaire au rayon du tube capillaire (équation 4). Elle montre que plus le tube est petit, plus la pression capillaire est élevée.

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2T_s \cos\alpha}{r} \quad (4)$$

Avec

$P_c$  : pression capillaire (kPa);

$\alpha$  : angle de mouillage ;

$u_a$  : pression de l'air au-dessus de l'interface (kPa) ;

$u_w$  : pression de l'eau en dessous de l'interface (kPa) ;

$r$  : rayon du tube capillaire (m) ;

La hauteur d'ascension capillaire est donnée par la relation 5.

$$h_c = \frac{2T_s \cos\alpha}{r\gamma_w} \quad (5)$$

Avec

$h_c$  : hauteur d'ascension capillaire (m) ;

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ( $\text{kN.m}^{-3}$ )

### **I.7.2 Succion d'adsorption**

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement, et qui de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol, ou de type Van der Waals. Ce phénomène est à l'origine de la succion d'adsorption.

### **I.7.3 Succion osmotique**

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels de la solution de sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol : plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil et Motan, 1984 ; Houston et al, 1994).

$$\psi' = -\gamma_w \frac{R.T}{M.g} \ln\left(\frac{P}{P_0}\right) \quad (6)$$

Avec :

$\psi'$  : succion totale (kPa) ;

R : constante des gaz parfaits ( $8,31432 \text{ J}\cdot\text{mol}^{-1}\cdot\text{K}^{-1}$ ) ;

T : température absolue (K) ;

M : masse molaire de l'eau ( $18,016 \text{ g}\cdot\text{mol}^{-1}$ ) ;

g : accélération de la pesanteur ( $9,81 \text{ ms}^{-2}$ ) ;

P : pression partielle de vapeur (kPa) ;

$P_0$  : pression de vapeur saturante à la température T (kPa).

## **I.8 Microstructure des sols non saturés**

La microstructure d'un sol, parfois aussi appelée simplement structure, comprend deux aspects : le premier concerne le mode d'arrangement des particules (grains) ; le deuxième est relatif aux interactions entre les particules. Les propriétés physico-chimiques et le comportement hydromécanique du sol sont bien entendu grandement influencés par la microstructure. Une bonne connaissance de l'évolution de la microstructure durant différents chemins de sollicitations peut souvent aider à expliquer certains comportements hydromécaniques. Le gonflement et l'effondrement, par exemple, sont liés aux changements de microstructure. En outre, l'influence de la microstructure sur le comportement hydromécanique peut être beaucoup plus importante dans un sol non saturé que dans un sol saturé. La microstructure initiale d'un sol saturé peut être détruite par cisaillement. Dans un sol non saturé, la succion apporte une résistance supplémentaire à la structure (cohésion apparente due à la succion), et de ce fait, le sol résiste mieux au cisaillement. Dès lors, sous une même charge, la microstructure d'un sol non saturé peut rester intacte, tandis que celle d'un sol saturé peut être modifiée.

L'étude de la microstructure du sol se réalise généralement à l'aide des outils et méthodes suivantes : microscope électronique à balayage, microscope optique, diffraction des rayons X et porosimètre au mercure.

### **I.8.1 Microstructure des sols granulaires**

Contrairement à un sol argileux, le sol granulaire ne possède pas de couche d'eau adsorbée sur la surface des grains lui permettant un réarrangement de type de feuillet avec des liaisons fortes. L'absence d'eau dans les sols granulaires engendre un réarrangement des grains plutôt tridimensionnels avec de faibles liaisons entre les grains et où seules les forces de frottement prédominent.

Dans le cas d'un sol non saturé, la succion peut fournir une certaine cohésion et donc un renforcement des liaisons entre les grains. Les interactions entre les grains sont principalement dues aux forces de contact. Les grains composant la structure sont imbriqués les uns dans les autres conduisant à divers arrangements dont les plus représentatifs sont schématisés sur la figure I.11 (Davallo, 1991).

L'absence de cohésion dans les sols granulaires engendre des déformations qui peuvent s'expliquer selon Davallo (Davallo, 1991), par trois mécanismes liés à la mobilité plus ou moins importante des grains :

- Compressibilité et réarrangement des grains ;
- Glissement et rotation des grains ;
- Rupture et écrasement des grains.

On comprend assez facilement que toute variation volumique d'un échantillon de sable résulte du réarrangement des grains : le désenchevêtrement des grains engendre une dilatation alors que l'enchevêtrement entraîne la compaction.

Les résistances des sols sont étroitement liées au type de structure (lâche ou dense), il en est de même pour le comportement hydraulique : la perméabilité d'un sable lâche est plus grande que celle d'un sable dense. La présence d'eau à la surface des grains facilite le rapprochement des grains par effet de succion et conduit à un sol poreux plus ou moins tassé. Le niveau de succion et d'une manière générale le comportement hydrodynamique est étroitement lié au degré de saturation en eau du sol granulaire. En absence d'eau, l'effet succion disparaît, la structure poreuse devient instable surtout dans le cas d'une configuration en nid d'abeilles (Davallo, 1991).

La forme des grains est souvent liée aux conditions de sédimentation. Une forme angulaire des grains souvent obtenue lors d'une sédimentation rapide conduit à une structure lâche avec une porosité relativement élevée. Une telle structure est instable due à la facilité de déplacement des grains soumis à la moindre sollicitation, aussi faible soit-elle. Par contre, les grains plus au moins arrondis proviennent d'une sédimentation lente. De plus, durant la sédimentation, les grains ont subi certaines actions physiques. Ils forment une structure relativement dense et stable.

La microstructure d'un sol dépend de sa granulométrie. Un sol granulaire n'a pas la même microstructure qu'un sol argileux.

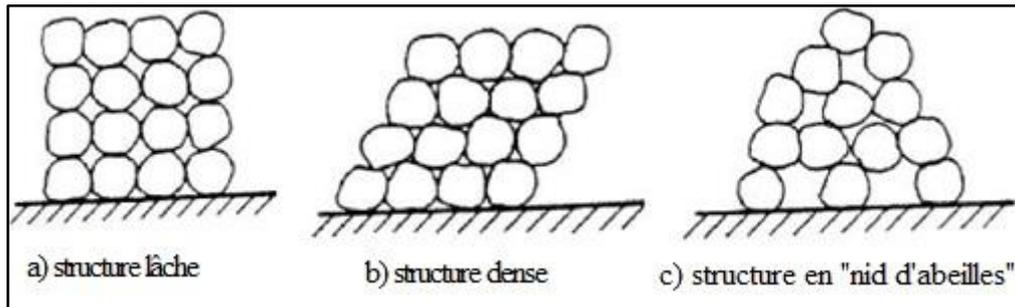


Figure I.11 : Microstructure des sols granulaires (d'après Davalle, 1991 cité par Xiang, 1999).

### I.8.2 Microstructure des sols fins (sols argileux)

Les sols fins sont des matériaux dans lesquels les particules de nature argileuse occupent une place prédominante. Au niveau de l'analyse de granulométrie, lorsque les particules argileuses ( $< 2 \mu\text{m}$ ) sont supérieures à 3%, et les particules grossières ( $> 2 \text{mm}$ ) sont inférieures à 10 %, on classe le matériau est classé comme un sol fin (Collins et McGown, 1974).

Les sols à grains fins regroupent évidemment tous les sols dont les particules sont invisibles à l'œil nu. Suivant la classification des sols par granulométrie. Le vocable sols fins désigne en général les argiles, les silts et les limons.

Dans les sols fins, les forces de surface sont très importantes. Les forces d'attraction et de répulsion jouent donc un rôle prépondérant dans la mise en place des plaquettes. Ce sont des phénomènes extrêmement complexes. Les particules élémentaires (des plaquettes) peuvent être arrangées dans une gamme de configurations géométriques extrêmement étendue, et même chaotique. Dans certaines circonstances de sédimentation, les plaquettes d'argile peuvent se combiner et former des agrégats. Ces agrégats se comportent comme des unités individuelles. En conséquence, des groupes de plaquettes d'argiles combinées sous des formes diverses sont courants. Des assemblages à plusieurs niveaux existent dans certains sols fins non homogènes.

Selon Collins et McGown, (1974) la microstructure d'un sol fin résulte essentiellement des conditions suivantes :

- Mode de dépôt et caractéristiques électrochimiques de l'électrolyte au moment de dépôt du sol (concentration, etc.);
- Dimension, forme des particules ;
- Minéralogie des sols ;
- Caractéristiques et charge électrique (valence) des ions échangeables ;

- Acidité ;
- Quantité de matière organique ;
- Vitesse de dépôt ;
- État d'agitation de l'eau ;
- Histoire des sollicitations : séchages, mouillages, charges mécaniques, etc.

Beaucoup de chercheurs ont proposé des modèles pour décrire les modes d'arrangement des particules. Sur base d'observations réalisées au microscope électronique à balayage sur des sols naturels, Collins et McGown, (1974) et Collins (1984) suggèrent qu'on décrive la microstructure d'un sol à l'aide de trois types d'unités de base :

- l'arrangement des particules élémentaires (plaquettes);
- l'assemblage des particules (agrégats);
- les espaces vides.

Il semble que ce classement convienne très bien pour les sols fins non saturés. L'arrangement des particules dépend des interactions entre les particules élémentaires individuelles, par exemple de l'interaction entre les plaquettes individuelles (figure I.12a) ou entre de petits groupes des plaquettes (figure I.12b). Lorsque les particules de silt ou de sable sont présentes dans le sol fin, de multiples possibilités de contacts entre les particules solides existent. Il a été constaté que, dans une argile limoneuse (silteuse), les particules de silt ou de sable sont souvent recouvertes par des plaquettes d'argile ou d'autres matières (clothed silt or sand particles) (figure I.12c).

De nombreux modèles ont été employés pour décrire l'arrangement des particules élémentaires. Les plus représentatifs sont schématisés à la figure I.12 (Collins et McGown, 1974).

De nombreuses plaquettes se groupent souvent et forment de grandes particules ayant une frontière physique plus ou moins claire, appelés des agrégats. Leur forme dépend essentiellement de la concentration en électrolyte. On observe par exemple des ponts (ou des chaînes), des agrégations, des faisceaux entrelacés, des matrices, etc. Certains sont présentés schématiquement à la figure I.13 (Collins et McGown, 1974).

Les ponts (ou des chaînes) sont des assemblages de particules formés entre des grains de silt et de sable. Ils relient les grains de silt ou de sable. Les agrégations sont des agrégats qui se comportent comme des unités individuelles. Les matrices sont

essentiellement de deux sortes : matrice argileuse et matrice des particules granulaires.

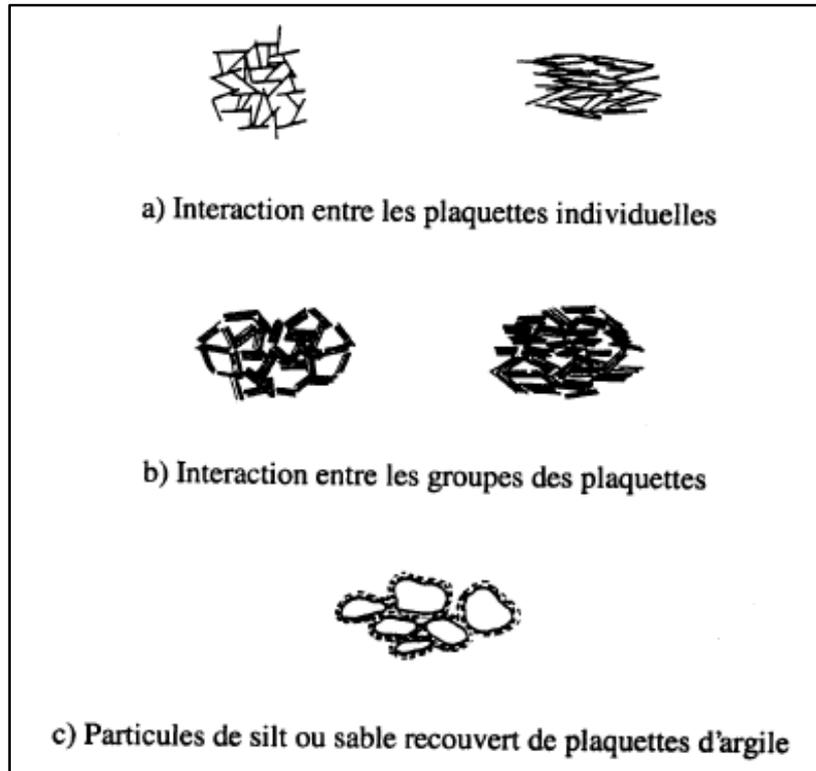


Figure I.12 : Configurations d'arrangements de particules élémentaires (Collins et McGown, 1974).

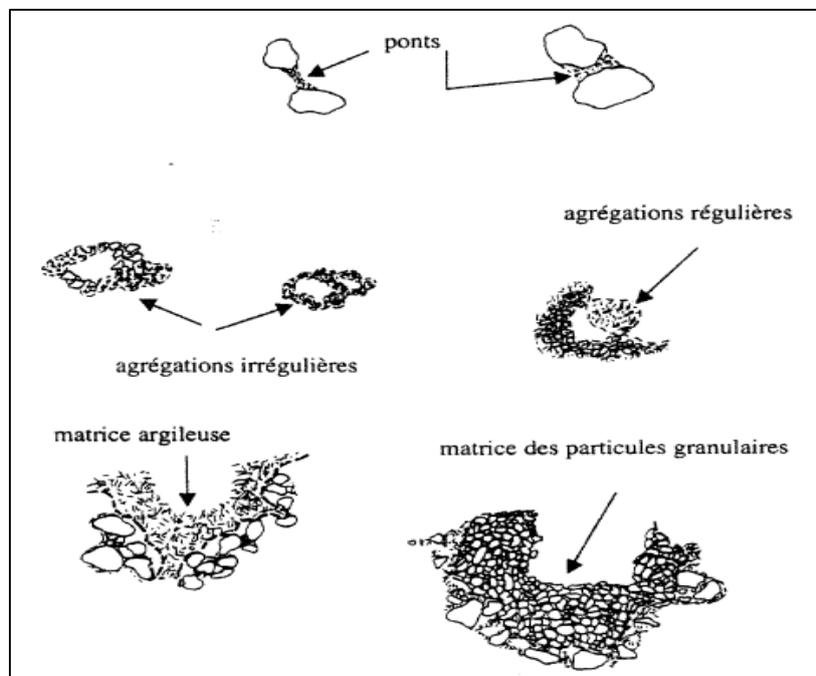


Figure I.13 : Représentations schématiques des assemblages des particules (Collins, 1974).

Les espaces vides existent dans les sols fins sous diverses formes. En général, ils sont classés en trois types :

- les pores inter-élémentaires ;
- les pores inter-agrégats ;
- les pores intra-agrégats.

La figure I.14 montre les types les plus fréquents de microstructures de sols fins, sur base de ces trois "unités" de base (Alonso et al, 1990). Sur cette figure, le type (a) est souvent largement présent dans des sols gonflants, tandis que les types (b et c) apparaissent régulièrement dans des sols manifestant des comportements d'effondrement lors du mouillage sous certaines charges.

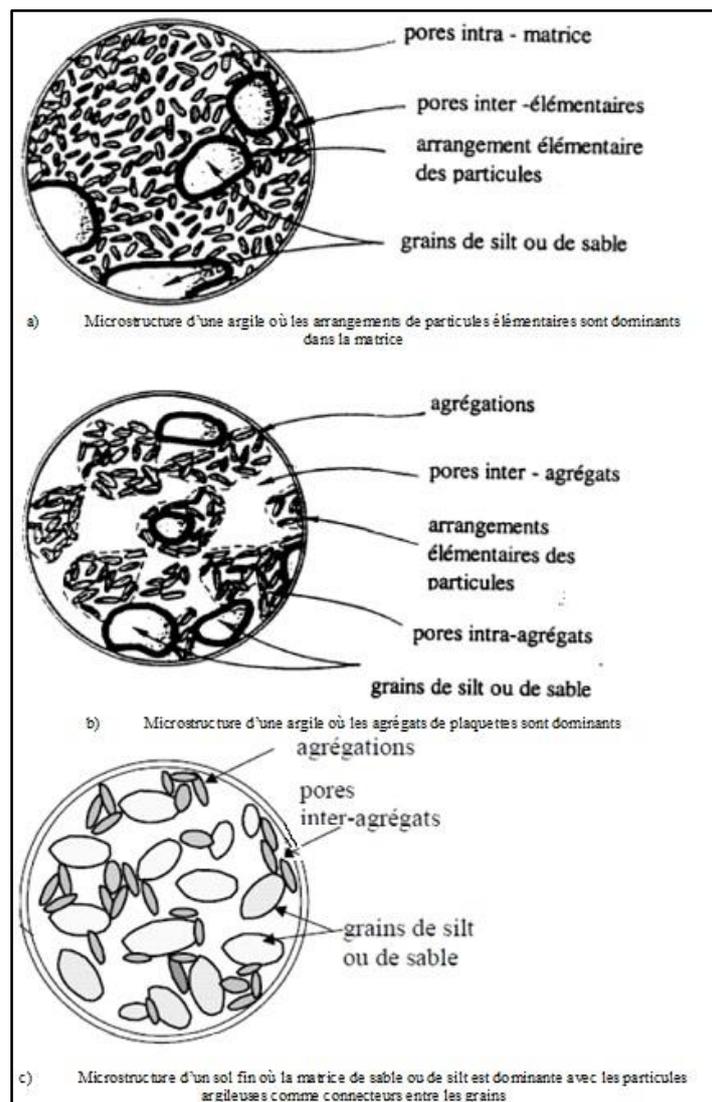


Figure I.14 : Différents types de microstructures de sols fins (Alonso et al. 1990)

## I.9 Variation de volume des sols en mélanges

On peut expliquer certains aspects du comportement hydromécanique spécifique des sols fins non saturés en fonction de leur microstructure.

La variation de volume d'un sol fin non saturé peut être attribuée à deux mécanismes. D'une part, la compressibilité de certains sols fins est essentiellement contrôlée par la résistance au cisaillement aux alentours des points de contact des particules et les variations de volume se développent par déplacement relatif ou glissement entre les particules. D'autre part, pour certains sols, la compressibilité est gouvernée par les phénomènes d'adsorption des doubles couches d'eau (Boudlal 2013).

Les observations expérimentales montrent que le premier mécanisme est essentiellement présent dans les sols fins non gonflants, tandis que le deuxième apparaît dans les sols gonflants (Sridharan et al, 1971). Or la microstructure des sols fins influence fortement ces deux mécanismes. Par conséquent, les variations de volume des sols fins dépendent largement de la microstructure.

Si, dans la structure de la matrice d'une argile non saturée, les arrangements des particules élémentaires de plaquettes sont dominants (figure I.14), le gonflement est plus ou moins important en fonction de leur composition minéralogique puisque dans ce cas, le phénomène d'adsorption est dominant à cause des propriétés colloïdales des plaquettes (deuxième mécanisme).

Par contre, les comportements d'effondrement se manifestent souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes en grande proportion. Les particules élémentaires (plaquettes) se présentent alors en agrégations ou comme des connecteurs (type b et c dans la figure I.14) ou même parfois comme "couverture" des particules granulaires (figure I.12c).

Dans ce genre de sols, la plus grande partie du volume des pores est du type inter-agrégats ou inter-grains et ils occupent une place relativement grande par rapport aux pores intra-agrégats. La microstructure qui possède ainsi des espaces vides de grande taille est considérée comme une structure ouverte (open structure). Les liaisons entre les particules ont plusieurs origines dans ce cas : les effets électrochimiques, les connecteurs composés de matière argileuse et les effets capillaires. Dans tous les cas, plus la teneur en eau est basse, plus les liaisons entre les particules sont fortes.

Il est observé que, en cas d'hydratation, lorsque le sol est soumis une sollicitation mécanique faible, il se produit un gonflement, tandis que l'effondrement se manifeste quand cette sollicitation est importante. Cela s'explique en fonction de la microstructure (Alonso et al, 1990 ; Collins et al, 1974 ; Barden et al, 1973) : lorsque

la sollicitation mécanique est faible, les plaquettes d'argile dans les agrégats et les ponts se gonflent lors de l'hydratation, mais la structure du sol est préservée.

Par contre quand elle est plus élevée, les liaisons entre les grains de silt ou de sable peuvent être détruites : les ponts entre les grains peuvent être cassés, les agrégats se déforment sous cette charge élevée et, en conséquence, les grains de silt ou de sable glissent les uns par rapport aux autres. Le résultat de ces mouvements relatifs entre grains est que les agrégats sont déformés. Les ponts cassés se réfugient dans les pores de grandes tailles. Il en résulte que le volume du sol diminue, c'est l'effondrement. De plus, les effets capillaires entre les agrégats et les particules granulaires diminuent. Cela facilite la rupture des liaisons entre les particules et donc l'effondrement (Dudley, 1970). En même temps, le gonflement continue puisque les plaquettes d'argile se gonflent sous les effets de l'hydratation, mais ce gonflement est souvent masqué par l'effondrement.

On peut conclure que l'effondrement par hydratation apparaît si trois critères sont respectés :

- un sol avec une structure ouverte et métastable ;
- une sollicitation mécanique importante ;
- une succion initiale importante.

Il faut noter que des cycles de séchage – hydratation peuvent modifier considérablement la microstructure d'un sol, notamment les liaisons entre les particules ou les plaquettes, et donc provoquer des variations de volume et modifier la résistance au cisaillement. Le séchage suscite l'agglomération des particules (diminution de l'épaisseur de la couche d'eau adsorbée et rapprochement des particules) et crée souvent certaines liaisons chimiques par des ions Ca, Mg, Al, et Fe.

Par conséquent, la compressibilité d'un sol séché est plus faible que celle d'un sol mouillé et sa résistance au cisaillement est plus importante. Les variations de volume lors du séchage sont dues aux deux mécanismes décrits précédemment. Par contre, les variations de volume durant l'hydratation sont beaucoup plus compliquées, elles dépendent de la sollicitation mécanique et de la microstructure : il peut y avoir gonflement ou effondrement, comme nous l'avons décrit ci – dessous (figure I.15 et I.16).

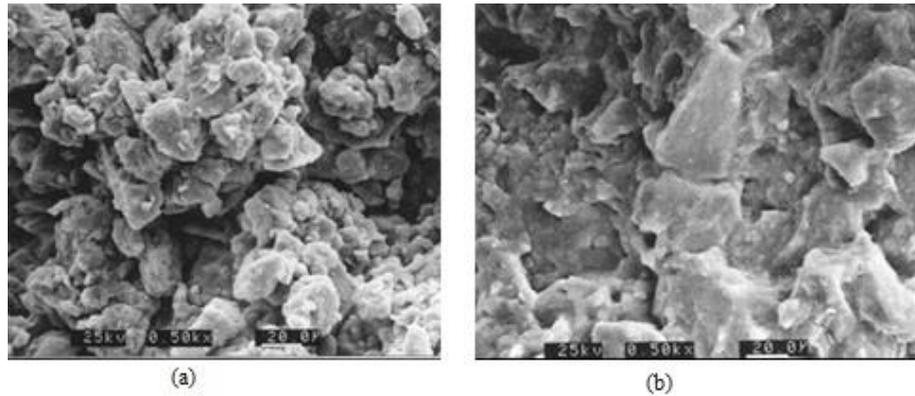


Figure I.15 : Observation au MEB de la structure d'un limon compacté : a) du côté sec de l'optimum ; b) du côté humide (Delage et al, 1996).

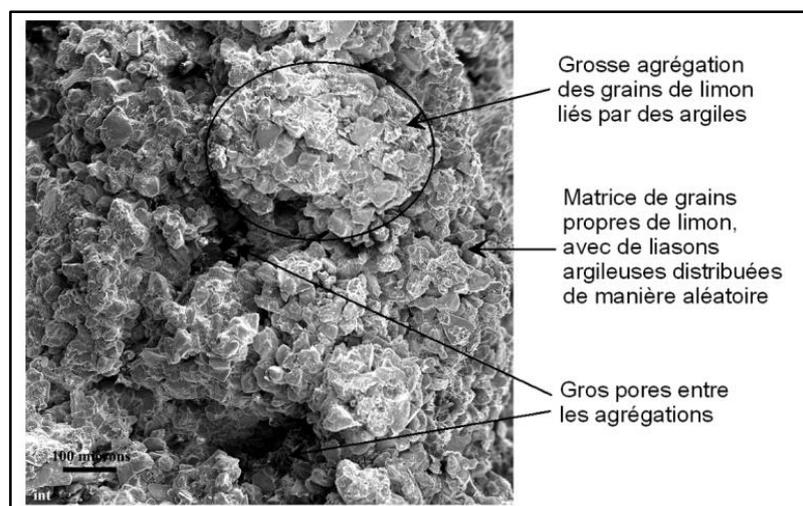


Figure I.16 : Structure d'un échantillon de loess du nord de la France (José, 2011).

## I.10 Effet du compactage sur la structure du sol compacté

### I.10.1 Effet de compactage sur la microstructure du sol

Lambe (1958) a montré que la structure argileuse compactée change avec la modification de la teneur en eau de compactage. Un système de particules parallèles appelé système dispersé est généré ce qui a tendance à diminuer la perméabilité du sol en réduisant les vides entre les particules quand on compacte à droite de l'optimum Proctor. Par contre, quand on compacte à gauche de l'optimum, les particules argileuses présentent une structure floculée caractérisée par une dispersion bout à bout ou face à bout (figure I.15).

Barden et Sides (1970) ont montré que le compactage à une teneur en eau basse donne des agrégats durs et peu déformables. Ceci donne une densité sèche basse et des macropores (structure ouverte), le comportement d'une telle structure est isotrope. En augmentant la teneur en eau, les agrégats deviennent de moins en moins

en moins durs, ce qui fait disparaître les macropores et par conséquent augmenter la densité (structure ouverte et moitié orientée). Quand la teneur en eau est très élevée, la densité diminue car l'eau ne remplace pas facilement l'air piégé dans les pores et les particules argileuses s'orientent (structure orientée), le comportement dans ce cas est anisotrope.

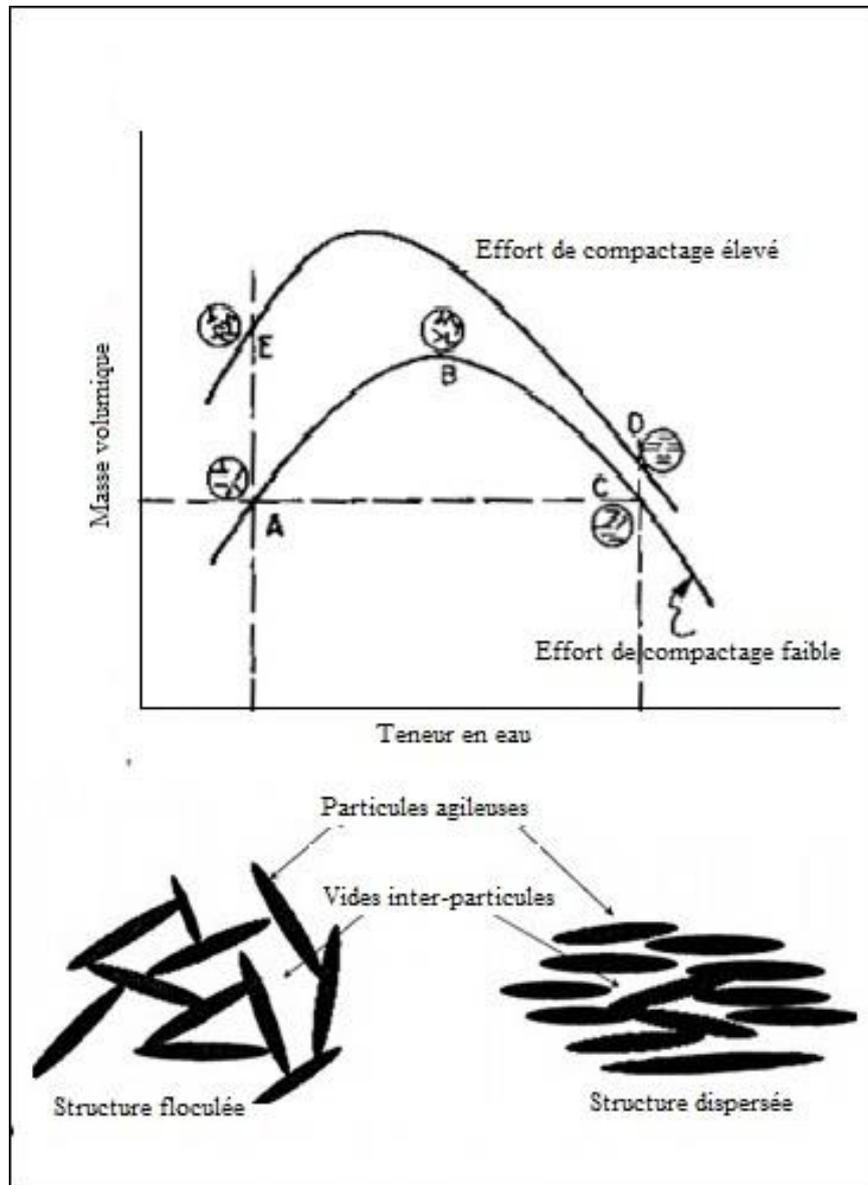


Figure I.17 : Effet de compactage sur la structure du sol (Lambe, 1958).

### I.10.2 Effet du compactage sur la répartition des pores

Plusieurs études sur la répartition des pores pour les compactés ont été effectuées, (Sridharan et al. 1971 ; Badger et Lohones. 1973 ; Juang et Holtz 1986). Le compactage à gauche de l'optimum tend à donner une distribution bimodale des vides : un grand mode pour les pores inter-agrégats et un petit pour les pores intra-

agrégats. Le même effet est remarqué en augmentant l'énergie de compactage, mais par contre la distribution des petits pores ne change pas avec l'effort de compactage (figure I.18).

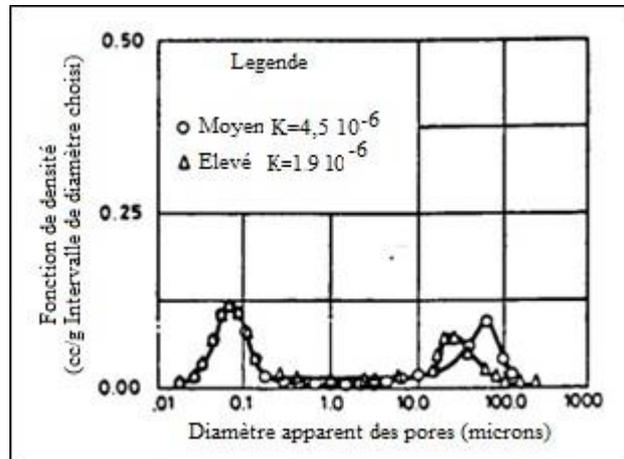


Figure I.18 : Distribution bimodale des pores pour un mélange de 70% de sable d'Ottawa et de 30% de kaolin compacté par pétrissage en deux énergies de compactage à gauche de l'optimum (Juang et Holtz 1986)

L'augmentation de la teneur en eau de compactage réduit le volume occupé par les grands pores qui se distribuent en plus petits pores qui ne sont pas affectés par la teneur en eau de compactage, comme le montre la figure I.19 (Prapaharan et al. 1985).

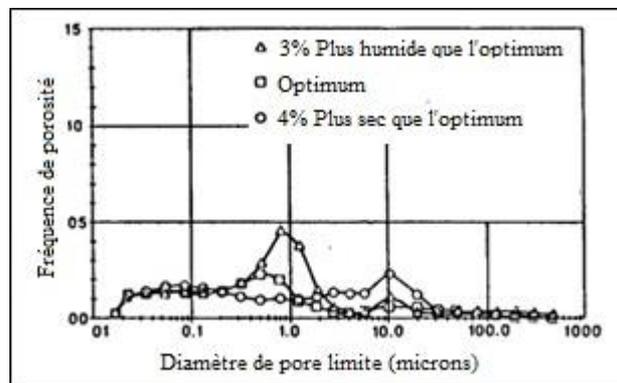


Figure I.19 : Effet de la teneur en eau de compactage sur la répartition des pores

## I.11 Notion de pH et l'acidité des sols

Le pH est une mesure de l'acidité d'un sol. Il dépend de la concentration en protons (les ions  $H_3O^+$ ) dans la solution du sol : plus il y a de protons dans un sol, plus il est acide, et inversement. En théorie, une mesure de pH peut varier de 0 à 14 sur une échelle logarithmique : un pH de 7 est dit neutre, en dessous, le sol est dit acide et au-dessus basique.

L'acidité du sol est définie par la concentration en ions  $H^+$  : on oppose l'acidité effective, qui correspond à la concentration en ions  $H^+$  libres existant dans la solution du sol, à l'acidité titrable qui est représentée par les ions  $H^+$  échangeables (beaucoup plus abondants) fixés par les colloïdes et qui constitue une réserve actuellement non disponible. Les sols ont une réaction neutre, acide ou basique. Leur degré d'acidité ou de basicité (alcalinités) est exprimé par le pH. La mesure du pH constitue ainsi le test le plus sensible des modifications survenant dans l'évolution d'un sol. Le pH du sol dépend du complexe argilo-humique.

Des ions  $H^+$  sont fixés sur le complexe. Ces ions  $H^+$  fixés sont en équilibre avec les ions  $H^+$  libres de la solution du sol (figure I.20).

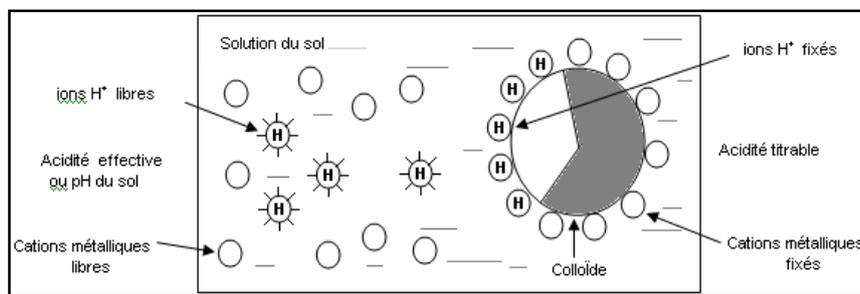


Figure I.20 : Acidité effective et l'acidité titrable

L'acidité effective, ou l'acidité active ou acidité réelle, est mesurée avec le pH-mètre après un contact terre/eau déterminé. C'est le pH-eau (figure I.21).

L'acidité titrable, ou l'acidité de réserve, est mesurée soit par titration, soit par échange avec une solution saline, par exemple avec une solution de KCl. On échange ainsi une partie des ions  $H^+$  adsorbés par le potassium. C'est le pH-KCl (figure III.22).

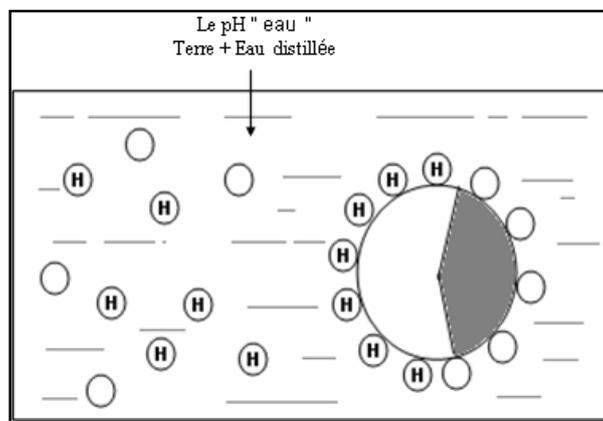


Figure I.21 : Mesures du pH Terre + eau distillée

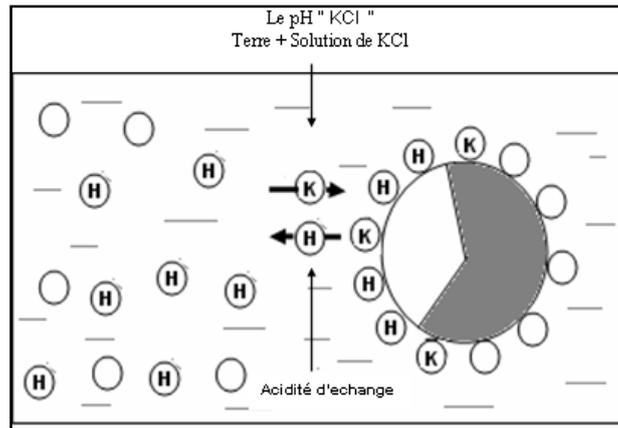


Figure I.22 : Mesures du pH Terre + solution KCl

### I.11.1 Mesure du pH-eau (2/5)

Peser 20g de terre (< 2 mm) séchée à 40 C dans un bécher. Ajouter 50 ml de solution d'eau déminéralisée et agiter une minute avec une baguette de verre. Laisser reposer 2 h. plonger l'électrode dans le liquide surnageant et effectuer la mesure. Laisser la lecture se stabiliser durant plusieurs secondes (Mathieu et Pieltain, 2003).

### I.11.2 Mesure du pH-KCl (2/5)

Peser 20g de terre (< 2 mm) séchée à 40 C. Ajouter 50 ml de solution de chlorure de potassium. Agiter 5 min à l'aide d'une baguette de verre. Laisser reposer 2h au moins mais pas plus de 24h. L'agitation peut également se faire sur un agitateur magnétique, avec un barreau aimanté recouvert de téflon. Plonger l'électrode dans le liquide surnageant et effectuer la mesure. Laisser la lecture se stabiliser durant plusieurs secondes.

### I.11.3 Mesure du pH-CaCl<sub>2</sub> (2/5)

La signification du pH-CaCl<sub>2</sub> est identique à celle du pH-KCl, le pH-CaCl<sub>2</sub> exprime l'acidité titrable ou acidité d'échange ; au lieu de traiter le sol avec KCl, on le traite avec CaCl<sub>2</sub>, pour toute les on a utilisé appareil pH-mètre (figure III.23).



Figure I.23 : Appareil pH-mètre

## I.12 Conductivité électrique

La conductivité électrique d'une solution est un indice des teneurs en sels solubles dans ce sol, elle exprime approximativement la concentration des solutés ionisables présents dans l'échantillon c'est-à-dire son degré de salinité. Cette propriété électrochimique est basée sur le fait que la conductance d'une solution s'accroît au fur et à mesure que les concentrations en cations et anions, porteurs de charges électriques augmentent (Mathieu et Pieltain, 2003).

La conductivité a été calculée avec un rapport sol/solution de 1/5. La méthode consiste à peser 5g de sol, y ajouter 25 ml d'eau déminéralisée et mesurer à l'électrode une heure après, en ayant mélangé la suspension toutes les 20 minutes (figure III.24).



Figure I.24 : Appareil conductimètre

## I.13 Conclusion

Les théories présentées dans ce chapitre nous ont permis de mieux connaître la nature des sols non saturés afin de mieux cerner leur comportement hydromécanique.

Comme il a été indiqué plus haut, ce comportement est influencé par de nombreux éléments. Les plus importants sont : la minéralogie, la granulométrie, la microstructure, la saturation (la teneur en eau), et la succion. Bien entendu, le comportement hydromécanique des sols dépend également de la nature des sollicitations aux quelles il sera soumis.

La minéralogie des sols joue un rôle fondamental sur le comportement hydromécanique. La présence des minéraux argileux est à l'origine de certaines caractéristiques des sols fins : phénomène de double couche d'eau adsorbée, grande surface spécifique, gonflement, effondrement, etc.

La microstructure des sols contrôle l'arrangement des particules, le mode de contact entre les particules, les caractéristiques de pores, l'interaction entre les particules de solide et le liquide, etc. Par conséquent, le comportement hydromécanique peut être radicalement différent lorsque la microstructure est différente. Certains phénomènes sont essentiellement liés à la microstructure, comme l'effondrement au cours du mouillage sous des charges mécaniques importantes.

Les variations de la composition chimique de l'eau peuvent influencer le phénomène d'adsorption dans des sols fins. Par conséquent, l'épaisseur de la double couche d'eau adsorbée peut être grandement affectée et donc la consistance, la plasticité, la résistance, etc.

Après cette brève présentation des conséquences des sols non saturés, il convient à présent d'étudier plus en détail les différences mécanismes induisant et influençant le phénomène d'effondrement en donnant quelques techniques de traitement possibles.

**CHAPITRE II**  
**COMPORTEMENT DES**  
**SOLS AFFAISSABLES**

## **II.1 Introduction**

L'existence des sols affaissables dans plusieurs régions du monde, ainsi que les problèmes qu'ils posent aux constructions, avaient été reconnus depuis longtemps. Le manque d'information sur leurs dépôts est dû principalement à leurs localisations dans les régions arides et semi-arides, où le développement économique était très limité. Comme nous l'avons mentionné au chapitre précédent, les progrès récents de l'irrigation et la modernisation des moyens de transport, ont rendu possible l'exploitation de ces régions, par la construction des complexes industriels et urbanistiques.

L'histoire montre que la plupart de sols instables (tassement, effondrement, glissement, liquéfaction.....) sont des sols de nature argileux ou de nature alluvionnaire avec un pourcentage significatif de fines, ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab, 2008) et (Lade et Yamamuro, 1997).

Dans ce contexte, l'objectif principal est de faire une synthèse bibliographique des résultats existant sur le comportement de sols effondrables, leurs prédictions ainsi que leurs stabilisations.

## **II.2 Phénomènes d'effondrement**

Les sols effondrables, comme les sols gonflants, attirent depuis longtemps l'attention des chercheurs de par les problèmes de stabilité qu'ils posent aux bâtiments, aux ouvrages géotechniques et aux infrastructures linéaires. D'après Dudley (1970), Terzaghi et Fröhlich (1936) avaient déjà observé la tendance que peuvent avoir certains sols non saturés à s'effondrer lorsqu'ils sont inondés.

La susceptibilité à l'effondrement peut concerner les dépôts alluviaux, colluviaux et les sols éoliens. Le loess est un dépôt limoneux éolien, transporté dans des conditions périglaciaires et déposé dans des environnements froids de steppe, près des principales nappes glaciaires du Quaternaire, principalement autour du parallèle 50°N dans l'hémisphère Nord, mais aussi en Amérique du Sud. On les rencontre sur des plateaux, des pentes et des grands bassins alluviaux. En Chine, les épaisseurs de "loess du Plateau" peuvent atteindre 300 m. Des dépôts existent aussi dans le plateau de la Sibérie en Russie, dans les bassins des rivières du Danube, du Rhin et du Mississippi (Amérique du Nord) ainsi que dans la Pampa (Argentine), l'Inde, le Pakistan, l'Arabie saoudite, l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions. (Pecsi, 1990) (figure II.1).



Guatemala (2007), 100m de profondeur

Texas (2008), 274m de large

Chine (2010), 150m de profondeur

Annaba (2014) Important effondrement

Figure II.1 : Quelques effondrements à travers le monde

Le phénomène d'effondrement est typiquement associé aux sols de faible plasticité et non saturés, bien qu'il puisse être aussi observé dans de sols saturés soumis à de sollicitations mécaniques. Le lœss a tendance à subir ce phénomène du fait de ses caractéristiques spéciales telles qu'une condition in situ non saturée, une faible densité totale, une cimentation faible composée de carbonates ainsi qu'une structure particulière. La structure du lœss est caractérisée par un indice des vides élevé et un arrangement instable des particules (Cui et al. 2004, Delage et al. 2005). L'une des causes principales de l'effondrement dans les sols lœssiques est l'humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ. Ce phénomène a été décrit depuis longtemps dans les régions arides (Dudley 1970).

Les sols non saturés ayant une structure naturelle lâche ont tendance à s'effondrer lorsqu'ils sont soumis à une augmentation du degré de saturation (Holtz 1948, Jennings and Knight 1957, B, Jennings 1961, Knight 1961, Wagener 1960, Jennings 1965). Ce processus entraîne la diminution de la valeur de la succion initiale

et une compression volumique irréversible. Le risque et l'intensité de l'effondrement sont associés à l'amplitude des contraintes appliquées et à la valeur de la succion initiale. Ces conditions changent d'un sol à l'autre.

Des problèmes d'instabilité des dépôts lœssiques ont été observés par divers auteurs dans différentes parties du monde (Li 1995, Huang 2008, Meier 2008, Nouaouria et al. 2008, Whalhall et Duffy 2008, Yuan et Wang 2009, d'après José MC 2011).

La difficulté de prévoir l'effondrement est liée principalement à la connaissance insuffisante des propriétés du lœss dans l'état naturel. Dans la plupart des cas, le lœss a une très faible résistance associée à une structure métastable (Yuan et Wang 2009). Il y a aussi une faible connaissance de la relation entre les variations de la teneur en eau et le comportement mécanique.

Houston (1995) a observé de nombreuses causes d'humidification telles que, la rupture des conductions de réseaux résidentiels, canaux ou systèmes d'arrosage, l'écoulement superficiel et les systèmes déficients de drainage, les recharges de l'eau intentionnelles ou non l'ascension du niveau de la nappe phréatique, l'endiguement de l'eau dû aux chantiers de constructions, et les processus de transfert d'eau dus à la capillarité ou aux isolations thermiques. Li (1995) a observé des phénomènes d'effondrement sur des dépôts lœssiques en Chine lors du remplissage des retenues d'eau.

D'après plusieurs auteurs, le risque d'effondrement du lœss est lié aux conditions suivantes :

- les propriétés de base, y compris la minéralogie, la teneur en argile, la forme et la distribution des pores dans le sol, la cimentation intergranulaire et les propriétés électromagnétiques de l'argile (Cui et al. 2004) ;
- un indice de plasticité faible (Delage et al. 2005) ;
- une porosité importante qui correspond à une structure ouverte (Barden et al. 1973) ;
- une condition non saturée liée à une valeur élevée de succion (Barden et al. 1973) ;
- une structure spéciale susceptible de se dégrader (Shao et al. 2007), caractérisée par une densité faible et une cimentation peu importante entre grains limoneux (Barden et al. 1973, Pereira et al. 2008, José MC 2011) ;

## **II.3 Paramètres influant sur l'effondrement des sols**

D'une manière générale, il a été montré que les principaux paramètres qui gouvernent l'effondrement des sols sont : la densité sèche, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, le degré de saturation, le type du sol (minéralogie et granulométrie), l'état de contraintes appliquées, la nature de l'agent de cimentation, la composition chimique du liquide qui inonde le sol et la quantité et le débit d'eau inondant le sol (remontée d'une nappe phréatique et infiltration des eaux de pluies).

Dudley (1970) et Ayadat et al (1995,1996) ont démontré que la déficience de l'humidité est l'une des principales causes de l'affaissement.

Milovic (1969), Markin (1969), Booth (1975) suggèrent l'influence marquée de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation sur le comportement des sols à effondrement brusque quand ils sont inondés. Ayadat (1990), Abbeche et al (2005,2007).

Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au delà de laquelle l'affaissement n'apparaît pas. Les études menées par Mishu (1963), Booth (1975) ont abouti à une limite de degré de saturation légèrement inférieure que la précédente 50% à 60% et montre que les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette limite, leur potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

Booth (1975), et Lawton (1989) montrent que pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'affaissement est maximal est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol. En ce qui concerne l'influence de la densité sèche et la teneur en eau initiale sur la magnitude de l'affaissement, plusieurs auteurs comme Holtz (1968), Barden et al (1969), Dudley (1970), Booth (1975), Lefebvre (1989) et Lawton (1989) ont émis des hypothèses sur ces deux paramètres : pour une teneur en eau donnée l'affaissement décroît quand la densité sèche initiale augmente et il y a une teneur en eau critique au-dessus de laquelle l'effondrement ne se produit pas.

## **II.4 Méthodes expérimentales de caractérisation**

### **II.4.1 Essais œdométrique simple**

Knight (1963) a proposé une méthode pour analyser le risque d'effondrement basée sur l'humidification sous une contrainte verticale de 200 kPa d'un échantillon

de sol préalablement chargé à sa teneur en eau naturelle. Le critère est basé sur le pourcentage de déformation verticale obtenu. Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p = \left[ \frac{\Delta e_c}{(1 + e_0)} \right] \times 100 \quad (7)$$

Où :  $\Delta e_c = e_1 - e_2$

$e_0$  : indice des vides initial ;

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c / H_0 \quad (8)$$

Où :

$H_c$  : variation de la hauteur après mouillage ;

$H_0$  : hauteur initial de l'échantillon ;

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au tableau (II.1).

En se basant sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegger et al (1988) ont proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 200 KPa (figure II.2).

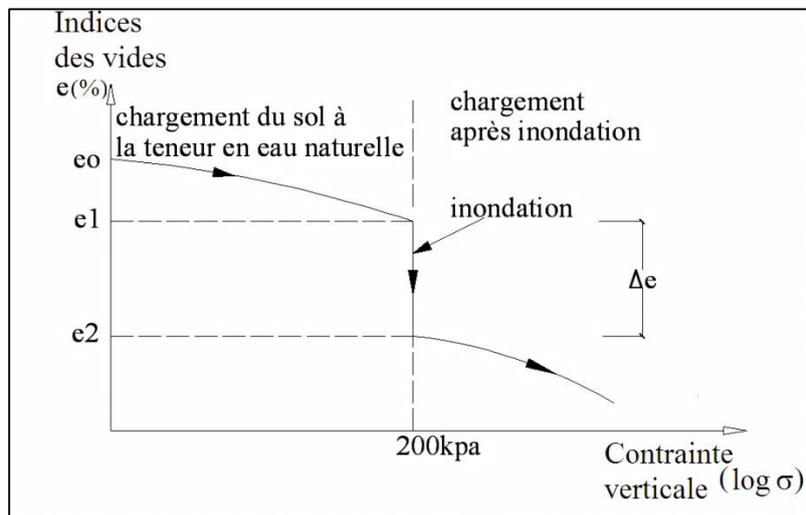


Figure II.2 : Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1957)

## II.4.2 Essai œdométrique double

Jennings et Knight (1957) ont proposé le "test du double œdomètre" pour étudier le risque d’effondrement des sols non saturés. Celui-ci est basé sur deux types d’essais œdométriques. Le premier test est réalisé à la teneur en eau initiale en condition non saturée. Pour le deuxième, on humidifie l’échantillon sous une charge fixe et on suit le chargement en condition saturée (figure II.3). Dans certains cas, l’humidification du sol produit des changements importants du volume total. Ce processus implique une perte de la résistance du sol, car pour la plupart des sols non saturés, la résistance augmente lorsque le niveau de saturation diminue et la valeur de succion augmente.

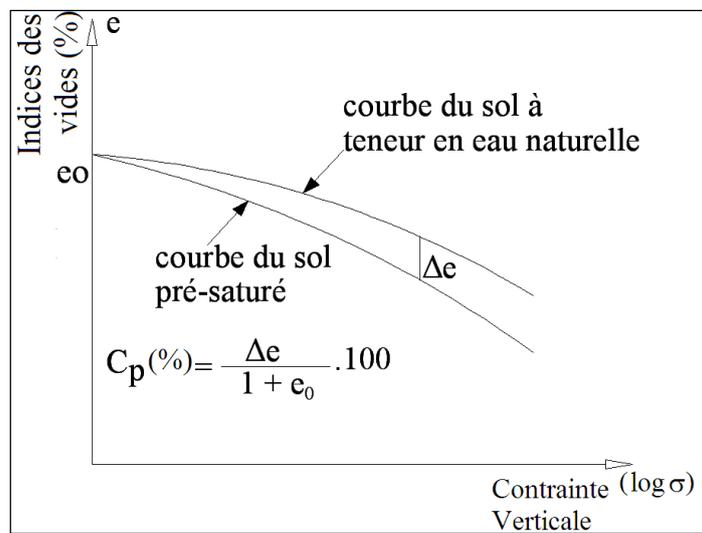


Figure II.3 : Double œdomètres (Jennings et Knight (1975))

Le potentiel d’affaissement se définit de la même manière que pour l’essai œdométrique simple (équation 7).

Tableau II.1 : Classement des sols affaissables d’après Jennings et Knight (1975)

$C_p$ (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)
1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

Deux échantillons de sol sont placés dans deux œdomètres sous une charge de 1KPa pendant 24 heures, à la fin de ce chargement un des échantillons est saturé à l’eau l’autre est gardé à sa teneur en eau naturelle.

En suite les deux essais sont conduits à leurs chargements maximaux tout en doublant la charge toutes les 24 heures. A la fin du chargement, avant saturation d'un des échantillons, les indices des vides des deux échantillons pourraient être différents et que les deux courbes ne partent pas du même point.

Après avoir tracé les deux courbes œdométriques sur un même diagramme, on calcule la contrainte effective réelle  $P_0$  due au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon et on positionne cette valeur sur la courbe  $e=f(\log\sigma)$  pour les deux courbes. On détermine en suite la pression de prés consolidation  $P_c$  à partir de la courbes œdométriques de l'échantillon saturé.

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point  $(e_0, P_0)$  (figure II.3).

Si l'augmentation du chargement est de  $\Delta P$ , le sol à la teneur en eau naturelle aura un tassement de :

$$\left[ \frac{\Delta e_s}{1 - e_0} \right] \quad (9)$$

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de :

$$\left[ \frac{\Delta e_c}{1 - e_0} \right] \quad (10)$$

Jennings et Knight (1975) rapportent suite à leurs études que les tassements observés et ceux prédit par cette méthode sont suffisamment comparables et que depuis plusieurs mécanismes d'affaissement ont été avancés ainsi que plusieurs techniques de prédiction, et qu'il est souhaitable à chaque fois qu'il est possible d'effectuer des essais in situ à fin de vérifier les analyses au laboratoire et l'efficacité de la technique d'inondation utilisée. Seulement le majeur inconvénient des essais sur site réside dans les dépenses coûteuses et le temps considérable nécessaire à leur accomplissement.

## **II.5 Méthodes empiriques d'identification des sols effondrables**

La mise en évidence de l'affaissement d'un sol se constate par le tassement appréciable qu'il subit, lent ou instantané, par l'addition d'eau sous une charge constante. L'évolution de ce tassement peut être étudiée au laboratoire par simulation des conditions réelles du sol. Les inconvénients de cette simulation résident dans la spécificité des essais et le temps nécessaire à leur accomplissement ainsi que la prise

en considération des différentes conditions réelles du sol, propre à chaque région. Par conséquent l'étude par simulation revient très chère.

De différentes méthodes de prédiction basées sur des simples essais et utilise des différents critères permettant une identification rapide des sols affaissables.

### II.5.1 Méthodes empiriques

L'inconvénient des méthodes expérimentales réside dans le caractère spécifique des essais et dans la consommation de temps demandé, ce qui est souvent non économique surtout lorsque le programme d'essais concerne une zone particulièrement vaste ou des grandes investigations géotechniques sont nécessaires. A cet effet, plusieurs critères ont été proposés par des chercheurs permettant de connaître la susceptibilité à l'affaissement d'un sol. Ces critères sont basés sur plusieurs paramètres. Nous pouvant regrouper ces critères en fonction des paramètres utilisés.

Tableau II.2 : Critères d'évaluation du risque d'effondrement

Référence	Critère
Feda (1966)	<p>Si la porosité est <math>n_0 \geq 40\%</math> sol est susceptible à l'affaissement.</p> $K_1 = \frac{[(w_0/S_r) - w_p]}{I_p}$ <p><math>w_0</math> : teneur en eau naturelle ;  <math>w_p</math> : limite de plasticité ;  <math>I_p</math> : indice de plasticité ;  <math>S_r</math> : degré de saturation ;            Pour <math>S_r &lt; 1</math> et <math>K_1 \geq 0.85</math> sol est affaissable.</p>
Markin(1969)	$K = \frac{(e_0 - e_L)}{(1 + e_0)}$ <p>Pour <math>S_r &lt; 0.60</math> et <math>K &gt; 0.10</math> : sol susceptible à l'affaissement.</p>
Goldstein (1969)	$\delta_w = \delta_k \cdot \left[ \frac{(G_{cr} - G_w)}{(G_{cr} - w_0)} \right]$ <p><math>G_{cr} = 0.60</math> à <math>0.70</math> (dépend de la charge) ;  <math>G_w</math> : teneur en eau ;  <math>\delta_k</math> : tassement relatif à <math>G_{cr}</math> ;  <math>\delta_w</math> : tassement relatif ;            À l'aide de cette formule, le tassement relatif <math>\delta_w</math> pour plusieurs teneurs en eau et sous plusieurs charges, peut prédire l'affaissement.</p>
Bally (1973)	$I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgj} h_j$ <p><math>i_{mgj}</math> : coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm<sup>2</sup>) ;  <math>h_j</math> : épaisseur de la couche j ;  <math>I_{mg}</math> : le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable si <math>I_{mg} = 10</math> à 12 cm/m.</p>

Reginatto et Ferrero (1973)	$C = \frac{(p_{cs} - p_0)}{(p_{cn} - p_0)}$ <p> <math>p_0</math> : pression de surcharge totale ;  <math>p_{cn}</math> : pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ;  <math>p_{cs}</math> : pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé.  <math>C</math> : coefficient de l'affaissement ;  <math>C &lt; 0</math> : le sol est très affaissable ;  <math>0 &lt; C &lt; 1</math> : le sol est conditionnellement affaissable ;  <math>p_{cn} = p_0</math> : pour le sol est normalement consolidé ;  <math>p_{cs} &gt; P_0</math> : le sol est capable de supporter charges sous saturation. </p>
Jennings et Knight (1975)	$C_p = \left[ \frac{\Delta e_c}{(1 + e_0)} \right] \times 100$ <p> <math>e_0</math> : indice des vides initial  <math>e_1</math> : indice des vides au début de la saturation.  <math>e_2</math> : indice des vides à la fin de la saturation.  0-1% : pas de problème  1 - 5% : trouble modéré  5 - 10% : trouble  10 - 20% : trouble sévère  &gt; 20% : trouble très sévère </p>
Minkov et al (1980)	$\delta = 0.05(n_0 - 40) \cdot (30 - w_0)$ <p> <math>\delta(3,5) \geq 2\%</math> sol est affaissable. </p>
Clevenger (1985)	<p>La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.  Si <math>y_d &lt; 1.28 \text{g/cm}^3</math>: l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de la teneur en eau.  Si <math>y_d &gt; 1.44 \text{g}</math> : pas d'effondrement.  entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.</p>
Anderson (1985)	$R = 5.5 - 3.82 \log \left( \frac{w_L}{w_p} \right) - 1.63 \log w_0 - 1.24 \log C_u - 0.918 \log p_{10}$ $+ 0.465 \log \left( \frac{D_{60}}{D_{40}} \right) - 0.45 \log \left( \frac{D_{99}}{D_{40}} \right)$ $- 0.303 P_{200}$ <p> <math>C_u</math> : coefficient d'uniformité du sol ;  <math>p_{10}</math> : la fraction du sol passant à travers le tamis (2mm) ;  <math>p_{200}</math> : la fraction du sol passant à travers le tamis (0.075mm) ;  <math>D_x</math> : c'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol  <math>R \geq 2\%</math> : sol est affaissable. </p>
Ayadat et Belouahri (1996)	<p>Critère basé sur la granulométrie  Si <math>C_u &gt; 12</math> le sol est collapsible  Si <math>4 &lt; C_u &lt; 12</math> le collapse est probable  Si <math>C_u &lt; 4</math> le collapse ne se manifeste pas.  avec <math>C_u</math>: Coefficient d'uniformité</p>
Ayadat et Abbeche (1997)	<p>Si <math>y_h &lt; 0.78 \text{ys}</math> le collapse est très probable</p>
Ayadat et Ait Amar (1998)	<p>Méthode graphique basée sur les travaux de Kennedy &amp; Law (1985)</p>
Ayadat et Ouali (1999)	<p>Si <math>I_p &lt; 20</math> et <math>15\% &lt; W_L &lt; 35\%</math>, le sol est collapsible  Si <math>I_w &lt; 1</math> le collapse est très probable  La droite <math>I_p = 0.5W_L - 10</math> proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.</p>
Abbeche et al (2005)	<p>Si <math>5\% &lt; (%2\mu) &lt; 15\%</math> et <math>W_L &lt; 20\%</math>, Effondrement est très probable  Si <math>15\% &lt; (%2\mu) &lt; 30\%</math> et <math>15\% &lt; W_L &lt; 30\%</math>, Effondrement est probable  Si <math>(%2\mu) &gt; 30\%</math> <math>W_L &lt; 35\%</math>, Pas d'effondrement</p>
Ayadat et Ouali (1999)	<p>Si <math>I_p &lt; 20</math> et <math>15\% &lt; W_L &lt; 35\%</math>, le sol est collapsible  Si <math>I_w &lt; 1</math> le collapse est très probable  La droite <math>I_p = 0.5W_L - 10</math> proposé comme limite séparant les sols affaissables et des sols non affaissables.</p>
Abbeche et al (2005)	<p>Si <math>5\% &lt; (%2\mu) &lt; 15\%</math> et <math>W_L &lt; 20\%</math>, Effondrement est très probable  Si <math>15\% &lt; (%2\mu) &lt; 30\%</math> et <math>15\% &lt; W_L &lt; 30\%</math>, Effondrement est probable</p>

	Si ( $\%2\mu$ ) > 30% $W_1 < 35\%$ , Pas d'effondrement
Abbeche et al (2011)	Si $V < 400$ m/s: l'affaissement se manifeste Si $400$ m/s < $V < 1000$ m/s : l'affaissement peut se produire Si $V > 1000$ m/s: le risque d'affaissement est écarté

## II.6 Stabilisation des sols

La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité (Babouri, 2008).

Le but de la stabilisation est de réduire le volume des vides entre les particules solides, colmater les vides en créant des liens pour l'amélioration des liaisons existantes entre particules afin d'augmenter la résistance mécanique et de diminuer la sensibilité à l'eau.

### II.6.1 Technique d'amélioration et stabilisation des sols affaissables

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une opération d'amélioration du sol pour rendre faisable le terrain pour qu'ils puissent recevoir des constructions de grande importance, tout en tenant compte du coût de l'opération d'amélioration et le délai de réalisation.

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories :

- Réduction de l'indice des vides et densification du sol. Ce type d'action nécessite parfois plusieurs opérations (le pilonnage, le vibro compactage, les colonnes ballastées, le pré chargement, les drains verticaux,.....etc.
- Injection d'un liant et stabilisation chimique (Jet Grouting, lime cement columns etc) afin de former un nouveau matériau plus résistant.
- Utilisation d'un autre matériau pour combler les défauts du matériau du sol existant (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

Le sol initial ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une technique d'amélioration donnée. En effet, la figure II.4 illustre la différence entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autres parts. Alors que pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration ne sont diversifiées.

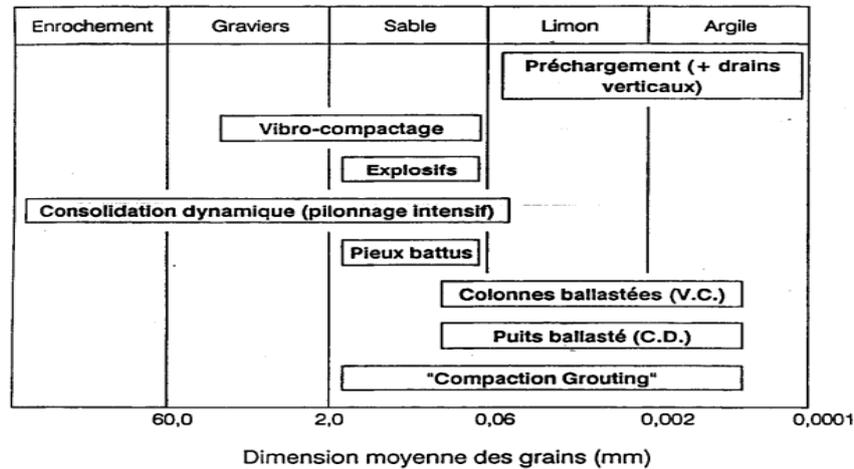


Figure II.4 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie du sol final

### II.6.1.1 Pré-chargement

Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement évolue durant plusieurs années. Cette technique consiste à placer sur le terrain une charge égale à la charge définitive augmentée éventuellement d'une surcharge qui assure tout ou partie des effets suivants :

- Produire un développement rapide des tassements de consolidation primaire et accélérer l'apparition et le développement des tassements de consolidation secondaire ; on peut rendre ainsi le sol traité plus rapidement constructible, sans redouter à moyen ou à long terme des tassements absolus ou différentiels importants ;
- Augmenter la résistance au cisaillement et la capacité portante du massif.

### II.6.1.2 Vibrocompactage (ou vibroflottation)

Le vibrocompactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact duquel résulte une augmentation de la contrainte latérale.

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielle, qui met les grains du sol dans un état liquéfié.

### II.6.1.3 Compactage dynamique (ou pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches. Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70. Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) pour une hauteur de chute qui varie de 10-20 à 40m. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction.

Le compactage dynamique est également recommandé pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse tels que les loëss en ex-Urss. Sa mise en exécution est rapide et, dans le cas de sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration de sols existants.

#### **II.6.1.4 Densification par Vibro-refoulement**

Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité. Formée sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral des sols sous l'effet combiné du poids et de l'action du vibreur assisté au besoin d'injection d'air comprimé. De plus, si on utilise une sonde classique, elle doit être entièrement extraite du trou avant d'y déverser la pierre, de sorte que le sol soit suffisamment cohésif pour que la cavité demeure ouverte. Cette dernière contrainte est surmontée grâce à l'utilisation de nouvelles sondes permettant l'injection de la pierre par le fond. De plus, correctement utilisées, ces sondes permettent d'optimiser remplacement et refoulement pour construire des colonnes plus profondes qu'il ne serait possible à réaliser autrement. Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes. Ce procédé ne produit des colonnes profondes que dans les sols mous, donc très efficace dans le cas des sols affaissables. Quand il est nécessaire de réaliser la construction d'ouvrages sur des sols effondrables, on peut soit adapter la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des affaissements importants, soit traiter préalablement les sols.

#### **II.6.1.5 Compactage par étincelle électrique**

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés. Le principe de la méthode réside dans le fait qu'entre deux électrodes placées dans un sol saturé se produit une décharge de haute tension et qu'apparaît instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée (effet hydrodynamique) qui agit sur le massif de sol environnant. La

structure naturelle se brise dans la zone d'action de la décharge. Sous l'action de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges, le sol se compacte.

### **II.6.1.6 Traitement par substitution**

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de carburant à Hassi R'mel, (rapport technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts. A défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

### **II.6.1.7 Compactage par explosion**

La consolidation par explosion consiste à placer à une profondeur donnée une charge telle qu'il n'y ait pas de cratère en surface. La présence de gaz occlus dans le sol à consolider, influence l'efficacité du phénomène. Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas un gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sols non cohérents en lieux suffisamment éloignés de toute agglomération. La quantité d'explosifs varie de 10 à 30 Kg/ m<sup>3</sup> de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les lœss.

### **II.6.1.8 Stabilisation chimique ou injection**

Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine de construction sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation par traitement chimique.

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en œuvre. La stabilisation chimique est basée sur l'utilisation de produits chimiques ou de liant devant permettre une diminution du potentiel d'affaissement à un niveau acceptable. Dans cette section de traitement on constate :

La stabilisation chimique par des additifs tels que le silicate de sodium ( $\text{Na}_2\text{SO}_3$ ) et le chlorure de calcium ( $\text{CaCl}_2$ ) a été utilisée pendant de nombreuses années plus ou moins de succès (Abelev, 1975). Ces additifs chimique permettent une cimentation de la structure du sol qui lors du mouillage, aurait une meilleure résistance à l'effondrement. La pénétration des solutions chimiques dans la profondeur désirée est essentielle pour le succès de la procédure de traitement. Cette méthode est souvent applicable à des dépôts de sable fins ; et présente d'être utilisée une fois une structure déjà en place ou existante (Al Rawas A.A, 2000).

Houston et Houston (1997) ont souligné que l'injection fournit une amélioration des sols par un ou plusieurs des trois mécanismes suivants :

- Si la viscosité du coulis est assez faible et la perméabilité du sol suffisante, le coulis pénètre dans le sol pour le rendre rigide ;
- Si la viscosité du coulis est élevé et la perméabilité du sol faible, le bulbe de coulis compresse et densifie le sol environnant. Ce processus est appelé compactage par injection ;
- Le troisième mécanisme appelé renforcement de sol. Consiste à mettre suffisamment de coulis dans le sol à des emplacements et profondeurs précises. Les zones injectées deviennent rigides et auront tendance à porter les surcharges et les charges structurelles, tandis que les zones lâches seront déchargées dans une certaine mesure.

La stabilisation de silicates est généralement coûteuse. Toutefois, il a été utilisé avec succès aux Etats Unis et dans bien d'autres pays (Pengelly et al, 1997). Les essais in-situ et au laboratoire effectués dans l'ancienne Union Soviétique montrent que le pré mouillage avec solution à 2% de silicate de sodium peut considérablement diminuer la compressibilité et augmenter la résistance à l'affaissement des sols lœssiques (Sokolovski et Semkin, 1984). Cette méthode est utilisée pour les sols affaisables secs et mouillés qui ont une tendance à s'effondrer sous le poids des surcharges des structures futures. Cette méthode consiste en trois étapes successives :

- L'injection du dioxyde de carbone permet d'éliminer l'eau présente.
- L'injection du coulis de silicate de sodium.
- L'injection de dioxyde de carbone pour neutraliser l'alcali.

Les essais in-situ sur sol sablonneux du type non carbonaté et prétraité avec le dioxyde de carbone ont montré une augmentation de la résistance de 20 à 25% (Clemence et Finbarr, 1981). L'injection d'ammoniac seul dans le sol humide a été

utilisée, cependant, l'efficacité de l'ammoniac est beaucoup moindre que celle des silicates de sodium. De plus, l'ammoniac est un produit dangereux pas facile à utiliser. Enfin, plusieurs autres variantes ont été également testées, comme le ciment (Ismail et al, 1987), la chaux et le bitume (Bell 1993) et l'acide phosphorique a été utilisé en Nouvelle Zélande pour stabiliser les sols loessiques (Evens et Bell 1981).

### **II.6.1.9 Traitement par pré-mouillage du sol**

Cette technique de traitement utilisée avec succès dans les années 1930 en ex URSS, consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus d'un sol affaissable. L'infiltration, généralement lente, de cette eau et le poids propre du terrain constituent les conditions idéales d'affaissement. Cette méthode reste efficace pour des sols ayant des épaisseurs d'environ 5m, elle exige une disponibilité de l'eau en grande quantité, est prescrite pour des sites urbains.

### **II.6.1.10 Traitement thermique**

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC / SETRA (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostashev en 1934. Consistant à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 200 et 800° C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont ainsi soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes.

Bell et Bruyn (1997) ont rapporté l'utilisation du traitement thermique des sols loess au sud-Est de l'Europe et de la Russie par la combustion des gaz et mazout dans des trous de forage sous pression. Les forages sont très rapprochés et les températures peuvent atteindre 1000° C, produisant une colonne de sol stabilisée avec un diamètre de 1,5 à 2m.

## **II.7 Evaluation des méthodes de traitement**

Des études comparatives sur l'efficacité et l'économie des diverses méthodes de traitement ont été rapportés dans la littérature. Par exemple, Rollins et Roger (1994) ont mené une étude comparative sur un site situé à Néphé Utah (Etas Unis) pour évaluer le coût et l'efficacité des différentes méthodes de traitement à partir de six essais en vraie grandeur sur les semelles carrées de 2,5 m de côté. Les méthodes de

traitement ont inclus : (1) un pré mouillage avec de l'eau ; (2) un pré mouillage avec une solution à 2% de silicate de sodium ; (3) une excavation partielle et remplacement par remblai granulaire compacté ; (4) un compactage dynamique sur sol sec et (5) un compactage dynamique sur sol pré mouillé.

L'amélioration des sols a été évaluée à l'aide de l'essai double œdomètre sur échantillons intacts ainsi que des essais de pénétration au cône et essais préssiométriques.

Le profil de sol est généralement composé de limon argileux et sablonneux (CL-ML). La teneur en eau naturelles était de l'ordre de 7% et 10%, la limite de liquidité était d'environ 22% et l'indice de plasticité était aux alentours de 5%. La distribution granulométrique du sol se répartissait de la manière suivante : 30% de sable, 60% de limon et 10% d'argile.

Le tassement prédit par essais œdométriques et le tassement mesuré par diverses méthodes est résumé dans le tableau II.3. Il a été constaté que le silicate de sodium et les méthodes de compactages dynamique sont les méthodes efficaces dans la réduction du tassement des sols affaissables de plus de 250 mm à moins de 35 mm (tableau Y), mais elles sont plus chères que les autres méthodes.

Tableau II.3 : Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de traitements (Rollins et Rogers, 1994)

Test	Méthodes de traitement	Effondrement prédit après chargement		Effondrement après le chargement	
		Avant traitement (mm)	Après traitement (mm)	Effondrement (mm)	Fluage (mm)
1	Aucun traitement	267	N/A	282	12
2	Pré mouillage avec l'eau	270	300	243	12
3	Pré mouillage avec silicate de sodium	270	32	27	9
4	Excavation partielle et remplacement avec remblai	267	183	114	9
5	Compactage dynamique à teneur en eau naturelle	254	31a 125b	3	14
6	Compactage dynamique après pré mouillage	396	15	11	18

a : Sous pointe de chute et b : entre point de chute

Rollin et Rogers (1994) ont également les avantages et les limites des diverses méthodes de traitement (tableau II.4). Des résultats similaires sur le succès de l'utilisation de compactage ont été rapportés par Souza et al. (1995). Leurs essais de chargement de plaque in-situ au Brésil révèlent que le compactage peut réduire l'affaissement d'environ 87% et augmenter la charge admissible de 110%.

Tableau II.4 : Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1994)

Avantages	Limites
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassement différentiel
Pré mouillage avec silicate de sodium	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements dus au fluage Possibilité d'utilisation en reprise en sous œuvre	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
Excavation partielle et remplacement avec remblai	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrable sous-adjacent Réduction des tassements pour des volumes d'eau limitée Minimisation du tassement différentiel	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes Demande une grande expérience
Compactage dynamique à teneur naturelle	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs ( $\geq 5m$ )	Coût plus élevé Dégâts potentiels dus aux vibrations Traitement non uniforme Ne nécessitant pas une grande expérience
Compactage dynamique après pré mouillage	
Diminution significative d'affaissement Efficacité de compactage Réduction au niveau de vibration Plus grande uniformité dans la densification Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs ( $\geq 5m$ )	Coût plus élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut être assez longue Expérience pratique assez limitée Difficulté d'évaluer l'amélioration

## II.8 Solution chimique idéale

Si les objectifs de recherche sont de développer un coulis chimique. Ce dernier devrait avoir les caractéristiques suivantes :

- Une poudre facilement soluble dans l'eau
- Prix abordable et dérivés de produit chimique abondant
- Non toxique, non corrosif et non explosif

Et la solution du coulis doit être :

- Une faible viscosité de préférence celle de l'eau
- Stable sur une température normale

- Non toxique, non corrosif et non explosif
- Peut être catalysé avec des produits chimiques courants
- Insoluble aux sels que l'on trouve normalement dans les eaux souterraines
- Avec un pH stable
- Capable de résister à la grande dilution

Le produit final devrait être :

- Permanent
- Non infectés par les éléments qui se trouvent dans les eaux souterraines
- Non toxique, non corrosif et non explosif
- Haute résistance

Bien sûr, ce matériau n'existe pas. Toutefois, chaque critère répertorié se trouve dans un ou plusieurs matériaux disponibles dans le commerce. Il est important, par conséquent pour un projet spécifique, de déterminer les propriétés essentielles d'un coulis à partir d'une base solide de références (Karol, 2003).

## **II.9 Conclusion**

Ce chapitre a comporté une synthèse bibliographique sur les sols affaissables et leurs comportements ainsi qu'une présentation de la prédiction des sols affaissables. La littérature offre aussi certains remèdes à des problèmes géotechniques propres à ces sols. Pour la prédiction de l'affaissement il existe des méthodes quantitatives et qualitatives. Les remèdes sont basés essentiellement sur des méthodes de substitution, de traitement et de renforcement ainsi que des traitements chimiques.

La maîtrise du phénomène d'effondrement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits en formations (argile-sable).

Le chapitre qui suit traite la caractérisation des matériaux de l'étude et les essais géotechniques et chimiques ainsi que la caractérisation des sels et l'analyse physico-chimique.

**CHAPITRE III**  
**PROGRAMME**  
**EXPERIMENTAL ET**  
**PROCEDURES**  
**D'ESSAIS**

### **III.1 Introduction**

Ce chapitre est consacré à la méthode et les outils de caractérisation de la structure du sol, aux essais de classification et d'identification du mélange composé de sable et de kaolin reconstitué au laboratoire compacté à différentes énergies et avec des différentes teneurs en eau. La connaissance de la nature et de la cristallinité du matériau est un préalable à l'interprétation du comportement de ce produit avant et après un traitement chimique. Ces essais sont minéralogique et microstructurale. Aussi, cette partie de notre travail va traiter les aspects suivants : caractéristiques des sels utilisés, la valeur au bleu de méthylène, les essais de carbonates, sulfates et les conséquences sur la floculation et la dispersion de la fraction colloïdale, ainsi que l'essai de lixiviation.

### **III.2 Méthode de caractérisation de la structure des sols**

Dans la littérature anglo-saxonne, deux mots : « fabric » et « structure » sont les plus utilisés et se réfèrent en général aux arrangements et/ou aux associations de particules et de l'espace poreux dans les sols (Mitchell, 1993).

Il est utile de définir le terme de « microstructure », qui reviendra très régulièrement dans cette étude. On peut retenir au premier abord la proposition relativement synthétique de Collins et McGown (1974) : la microstructure est « l'arrangement dans le sol des particules solides et des vides entre elle ». Toute la complexité de ce concept réside en fait dans le terme « arrangement », qui recouvre un grand nombre de questions, telles que (Hu et al, 2001) :

- La forme des particules, incluant leur taille ainsi que la forme et la rugosité des grains ;
- La position des particules, incluant leur orientation et leur arrangement ;
- La porosité et notamment la taille et la distribution des pores ;
- Enfin la connectivité, qui concerne le cas échéant, le mode de cimentation des particules et sa répartition.

En bref, la microstructure d'un sol argileux est l'organisation de diverses unités argileuse en association avec des éléments non argileux.

Plusieurs méthodes sont utilisées actuellement pour l'étude de la microstructure des sols fins. Les plus connues sont la microscopie électronique à balayage (MEB), la microscopie électronique à transmission (MET), les rayons X et les méthodes magnétiques (Osipov, 1983 d'après Hammoud, 2006).

L'observation au microscope électronique à balayage (MEB) donne une image de la morphologie du sol avec : l'arrangement des grains, le litage, la porosité à différentes échelles.

La microscopie s'avère dans notre étude un complément intéressant pour comprendre les phénomènes d'effondrements et d'expliquer l'effet de traitement par les différents sels qui se produisent dans les éprouvettes. Elle permet ainsi l'observation des différences de texture d'une éprouvette à l'autre selon sa composition (sable, argile), de mettre en évidence la présence de porosité ainsi que sa taille.

### **III.3 Outils pour la description de la microstructure**

Concernant la description des microstructures des sols argileux, elle est depuis longtemps une préoccupation des chercheurs dans le domaine géotechnique parce qu'on a rapidement cherché à expliquer les phénomènes observés à l'échelle macroscopique par des mécanismes opérant à l'échelle élémentaire (Lambe, 1958 d'après Ferber, 2005). Dans les sols argileux, les phénomènes élémentaires ont lieu à l'échelle des plus petites particules argileuses où leurs taille est de l'ordre du micromètre. Ainsi, le besoin des moyens expérimentaux pour réaliser des observations à cette échelle apparaît. Ces moyens expérimentaux ne sont apparus que vers la moitié du XXI<sup>ème</sup> siècle, avec le développement des microscopes électroniques à balayage (Le Gressus, 1995), qui n'ont cessé de se perfectionner depuis. La porosimétrie par injection de mercure est venue compléter la microscopie dans le courant des années 1960, pour ce qui est des sciences du sol (Pellerin, 1980), en apportant une description quantifiée de la microstructure. Pour ces deux méthodes complémentaires d'étude des microstructures, il a été longtemps nécessaire de préparer spécifiquement les échantillons par lyophilisation (Le Roux, 1971). Cette préparation reste encore aujourd'hui indispensable. En outre, d'autres méthodes ont été développées afin de décrire la microstructure des sols argileux, telles que la microscopie électronique par transmission (Tessier, 1984) ou la microscopie optique sur des lames minces imprégnées de résines colorées (Cuisinier et Masrouri, 2004). Parmi ces techniques de description de la microstructure, le microscope électronique à balayage et la porosimétrie au mercure sont largement utilisés du fait de leur complémentarité.

Le MEB permet de décrire précisément mais qualitativement les microstructures, en observant la surface des échantillons tandis que la porosimétrie au mercure permet, au contraire, de décrire de manière quantitative la distribution des tailles de pores au sein de l'échantillon, sans donner toutefois d'indication sur leur répartition dans l'espace (Delage et al, 1996 d'après Thanh, 2014).

Bien que les techniques développées en pédologie et en géologie de l'ingénieur pour l'étude de la microstructure des sols fins aient fait d'énormes progrès ces dernières années, il ne semble pas que leurs exploitation en géotechnique pour une meilleure compréhension du comportement mécanique des sols ait été suffisamment développée. L'étude de la microstructure implique, cependant, des difficultés techniques.

### **III.4 Microscope électronique à balayage**

Le microscope électronique à balayage est une enceinte sous vide secondaire, où un canon à électrons produit un faisceau électronique mis en forme par des lentilles électroniques pour exciter l'objet à étudier. Par un dispositif approprié, ce faisceau peut balayer selon deux directions la surface de l'échantillon. Le signal en chaque point de l'objet est détecté par un système approprié, puis est transmis à un écran vidéo dont le balayage est synchrone avec celui du faisceau. Les caractéristiques principales du microscope électronique à balayage sont : la capacité de réaliser des images à fort grandissement (de 20 à 100000X), une grande résolution (jusqu'à 3nm) et une forte profondeur de champ qui permet de voir de grandes et de petites particules en même temps. De plus il est possible de coupler la microanalyse avec l'imagerie et la préparation des échantillons est relativement facile.

La microscopie électronique est un moyen de produire une image avec n'importe quel signal détectable résultant de l'interaction entre un faisceau d'électrons et un échantillon cible. Le principe du balayage consiste à explorer la surface de l'échantillon par lignes successives et à transmettre le signal du détecteur à un écran cathodique dont le balayage est exactement synchronisé avec celui du faisceau incident. Les microscopes à balayage utilisent un faisceau très fin qui balaie point par point la surface de l'échantillon.

La microscopie électronique à balayage donne des informations sur les caractéristiques microstructurales d'un matériau. Elle permet ainsi de visualiser les

minéraux à des grossissements variables. Les caractéristiques microstructurales permettent de prédire le comportement mécanique du matériau.

### **III.5 Les microstructures du sol**

Une distinction doit être faite entre les notions de texture et microstructure. Le terme de texture d'un sol est employé par Le Roux (1972) dans le sens de l'étalement de la courbe granulométrique d'un sol. Ceci revient à relier ce terme avec la notion de teneur en argile. La notion de microstructure correspond à celle de la géologie c'est-à-dire d'un arrangement mutuel des particules de minéraux qui constituent le sol.

La granulométrie du sol est l'un des paramètres les plus importants de sa caractérisation. En réalité, les grains ne sont pas indépendants les uns des autres : ils peuvent s'assembler en agrégats. Ces assemblages sont contrôlés, entre autres, par la composition minéralogique et la présence de matières organiques. Les particules d'argiles ont une tendance naturelle à s'associer selon des géométries bien précises correspondant à un accollement par les faces ou les côtés des feuillets. Cette tendance est accentuée par la présence des acides humiques. Ensemble, ils forment alors des agglutinats atteignant une taille de l'ordre de 50  $\mu\text{m}$ .

D'autres types d'assemblages existent tels que l'enrobage des grains de grandes tailles (quelques dizaines de micromètres de quartz ou de calcite par exemple) par les argiles ou des amas orientés de particules argileuses.

A partir d'observations au microscope électronique à balayage (MEB) sur des échantillons de loess, Cui et al. (2004), Delage et al. (2005), Yang et al. (2008) et Karam et al. (2009) ont remarqué que la structure est composée d'agrégations argileuses avec un assemblage principal de grains limoneux (environ 20–30  $\mu\text{m}$  de diamètre). Cette organisation est irrégulière, car il y a des domaines dans lesquels les grains limoneux sont propres, c'est-à-dire sans présence d'argile. De cette façon, l'effondrement pourrait être dû à la présence de domaines avec une structure ouverte, pauvrement cimentée et avec de grands pores (environ 20  $\mu\text{m}$  de diamètre moyenne).

D'après Dudley (1970), les grains de limon sont assemblés avec des matériaux de contact, tels que l'argile, ou avec des forces de liaison importantes dues à la succion ou à la cimentation. Lorsque le phénomène d'humidification se produit, les matériaux de contact absorberont de l'eau, menant à leur affaiblissement mécanique car la succion dans les matériaux de contact va diminuer (éventuellement jusqu'à zéro). Néanmoins, l'effondrement peut être dû aussi à la rupture des liaisons

cimentées, lesquelles peuvent être affaiblies par l'humidification et brisées si la contrainte mécanique est suffisamment grande.

La microstructure d'un sol argileux représente l'arrangement géométrique des particules minérales, ceci inclus les espaces poreux qui peuvent être observés à l'échelle microscopique. Il est généralement admis que la microstructure des sols fins est l'un des plus importants facteurs régissant leurs comportements mécaniques.

### **III.6 Préparation des échantillons**

Pour l'examen au MEB, les formes des structures à étudier doivent être soit préservées soit au contraire mise en évidence par fracture. Les échantillons doivent être aussi représentatifs que possible et la préparation doit introduire le minimum de changement possible dans la structure pour que les informations recueillies aient un sens dans l'interprétation du comportement mécanique.

Les échantillons utilisés pour l'analyse microstructurale par MEB sont préparés préalablement suivant la méthode de la lyophilisation. Cette méthode permet de conserver la microstructure initiale des échantillons lors de la déshydratation (Delage, 1979). D'abord, les échantillons sont taillés en forme parallélépipédique de quelques millimètres de long ( $< 10$  mm) sur 1 mm de côté. Ensuite, ils sont congelés rapidement dans l'azote liquide ( $-196^{\circ}\text{C}$ ). Puis, ils sont cassés en deux fragments pour obtenir des surfaces observables de quelques  $\text{mm}^2$  de section. Enfin, ils sont placés dans un lyophilisateur sous un vide inférieur à 0,05 mm Hg pour faire sublimer toute la glace du sol. La durée de la lyophilisation est au moins de 48h. Grâce aux microcristaux de glace, lors de la fracturation après congélation les particules sont maintenues en place, évitant ainsi les phénomènes d'arrachement et de déplacement au cours de la rupture, évitant aussi que le plan de fracture corresponde à un plan de faiblesse de la structure, mais traverse bien les différents niveaux d'organisation (Delage et Pellerin 1984) (figure III.1 à III.4).

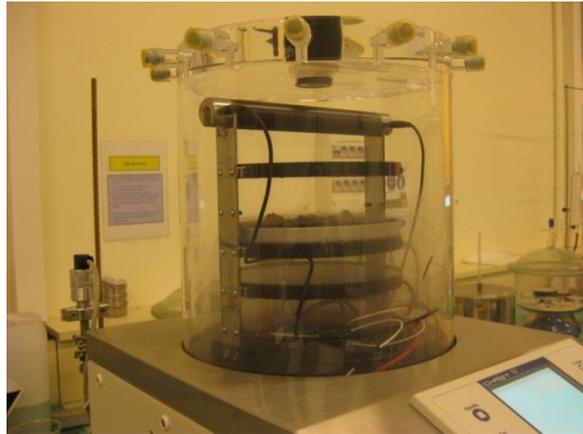


Figure III.1 : Préparation des échantillons par lyophilisateur



Figure III.2 : Les échantillons après lyophilisation



Figure III.3 : Préparation des échantillons pour l'analyse microstructurale



Figure III.4 : Vue d'ensemble du microscope électronique à balayage

### **III.7 Caractéristiques des matériaux**

#### **III.7.1 Kaolin de Djebel Debbagh**

Le kaolin de Djebel Debbagh est un kaolin naturel, connu et exploité depuis presque un siècle, il est extrait d'un gisement situé à Djebel Debbagh dans la wilaya de Guelma (Algérie). Le gisement de Djebel Debbagh est une mine située à 35 km du nord-ouest de ville Guelma, est relié avec la route nationale RN80 par un tançons de piste de 6 Km. Djebel Debbagh se trouve à 1060 m au dessous de la mer, l'altitude du gisement est 700 m.



Figure III.5 : Aspect du kaolin à l'état naturel

Ce kaolin telle qu'il a été extrait à l'état naturel présente l'aspect de mottes compactes (figure III.5), d'où impossibilité de le faire mélanger avec le sable pour constituer le sol d'essais. A cette effet, une procédure au laboratoire a été envisagée pour permettre de la transformé en poudre très fine, sans toutefois modifier la nature chimique des grains. Cette procédure comporte les étapes successives suivantes :

- Les mottes d'argiles sont complètement détrempées à l'eau dans des bacs jusqu'à saturation complète pendant 48 heures.

- Tamisage par voie humide au tamis 80 $\mu\text{m}$ , l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 80 $\mu\text{m}$  est recueilli dans des bacs propres, les refus renfermant sable fin et impuretés ont été rejetés.
- Après décantation totale, l'eau de lavage devenue claire est siphonnée au maximum sans entraîner les particules fines.
- Séchage à l'étuve (60°C) pour éliminer totalement l'eau restante par évaporation.
- Le matériau sec est désagrégé soigneusement au pilon dans un mortier. L'aspect du sol fin ( $D < 80 \mu\text{m}$ ) est présenté dans la figure III.6.



Figure III.6 : Kaolin après tamisage

L'analyse au MEB et EDAX montrent la composition indiquée sur la Figure III.7. Cette dernière indique que le kaolin constitue la quasi-totalité de l'échantillon (plus de 95% de l'échantillon) généralement inférieur à 50 $\mu\text{m}$ , avec des impuretés de titanes, de calcaire et de manganèse. Ce dernier a fait la différence comparée avec d'autres kaolins car celui-ci donne une couleur grise aux minerais.

L'échantillon kaolinitique est constitué de cristallites allongées en bâtonnets ou en baguettes de kaolin avec de rares cristaux de quartz. L'ensemble présente par endroit un réseau lâche de tactoïdes d'argile (montmorillonite) (Tessier 1984) (figures III.7, III.8).

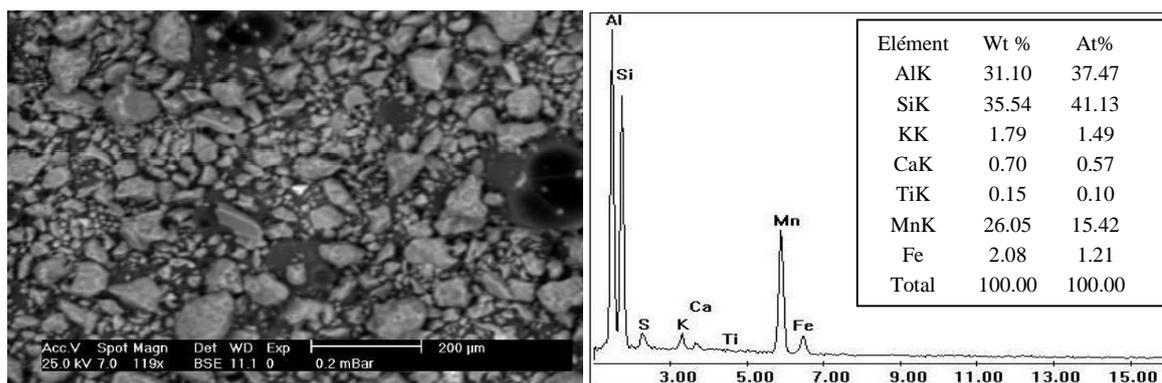


Figure III.7 : Analyse par EDAX du kaolin

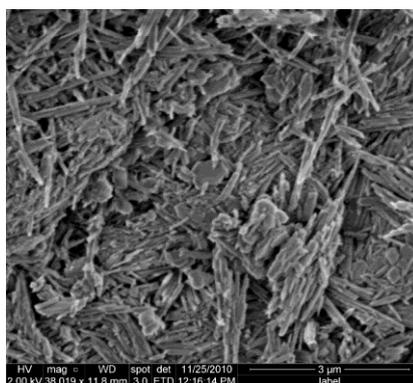


Figure III.8 : Echantillon du kaolin au MEB (cristallites en bâtonnets)

### III.7.2 Sable

Le sable utilisé dans la reconstitution provient de la rivière de Liwa de la région de Biskra Algérie ; connu pour ses qualités de propreté et par conséquent très utilisé en travaux de bâtiment. Toutes les particules de diamètre supérieur à 2 mm ont été éliminées par tamisage préalable pour avoir un sable avec une granulométrie continue et étalée suivant la classification du LCPC.

Les résultats de l'analyse au MEB et EDAX dans la figure III.9 ont fait ressortir des grains de différentes tailles mais essentiellement des grains de sables grossier (> 200µm) constitué de silice et quelques impuretés de l'argile et de fer. Le sable est constitué presque de 90 % de silice. Le quartz se présente sous la forme de grands cristaux incolores ou fumés soit sous la forme de cristaux microscopiques d'aspect translucide.

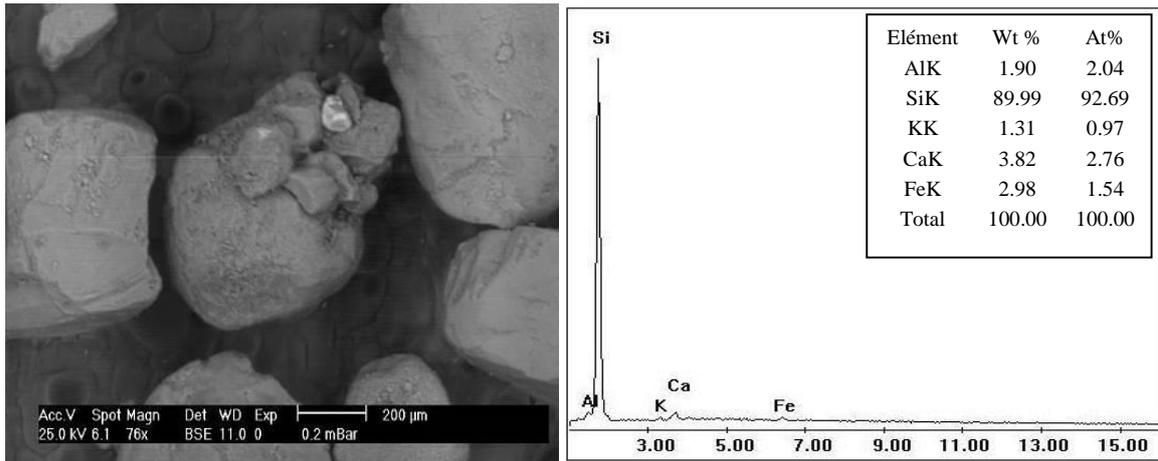


Figure III.9 : Analyse au MEB et EDAX du sable

### III.7.3 Sol reconstitué (Sable + Kaolin)

Le complexe sol reconstitué est formé à partir d'un mélange (80% du sable et 20% du kaolin). L'analyse au MEB et EDAX montrent la composition présentée dans la figure III.10.

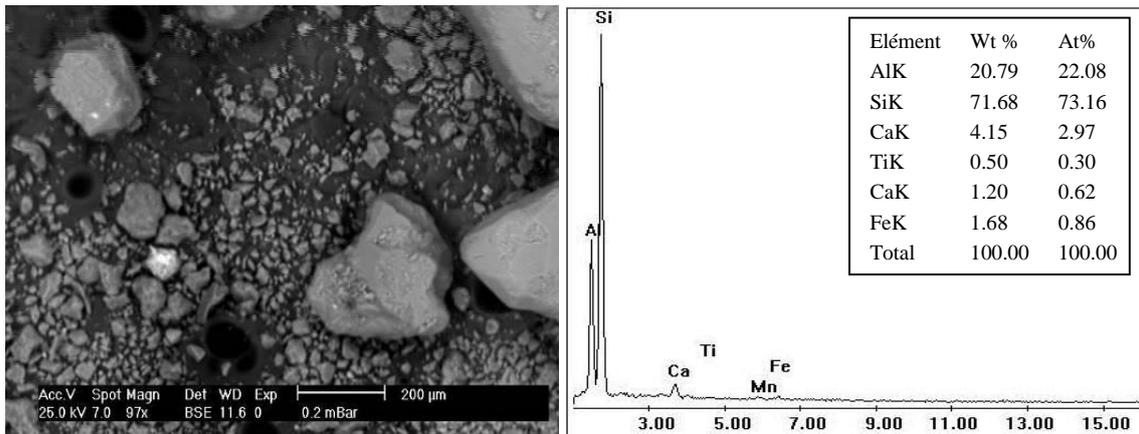


Figure III.10 : Analyse au MEB et EDAX du sol reconstitué

La figure III.10 montre la présence à la fois d'éléments grossiers (> 200µm) qui sont des sables siliceux et des éléments fins (> 50µm) que représente le kaolin à côté d'impuretés de calcaire, de fer, de manganèse et de titane.

L'observation au microscope électronique au balayage (figure III.11) couplé au spectre au rayon X (figure III.12) montre que le matériau expérimental est constitué de quartz, de kaolin et de montmorillonite.

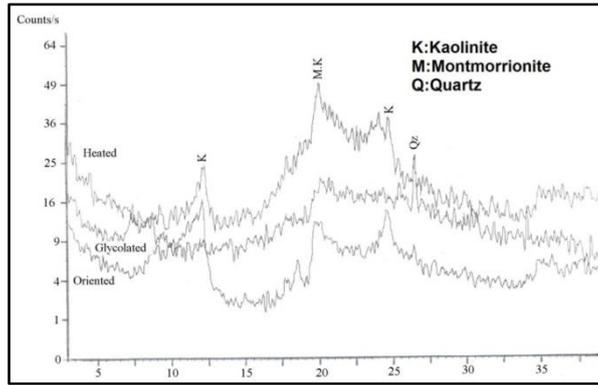


Figure III.11 : Analyse aux rayons X du matériau avec présence de la montmorillonite

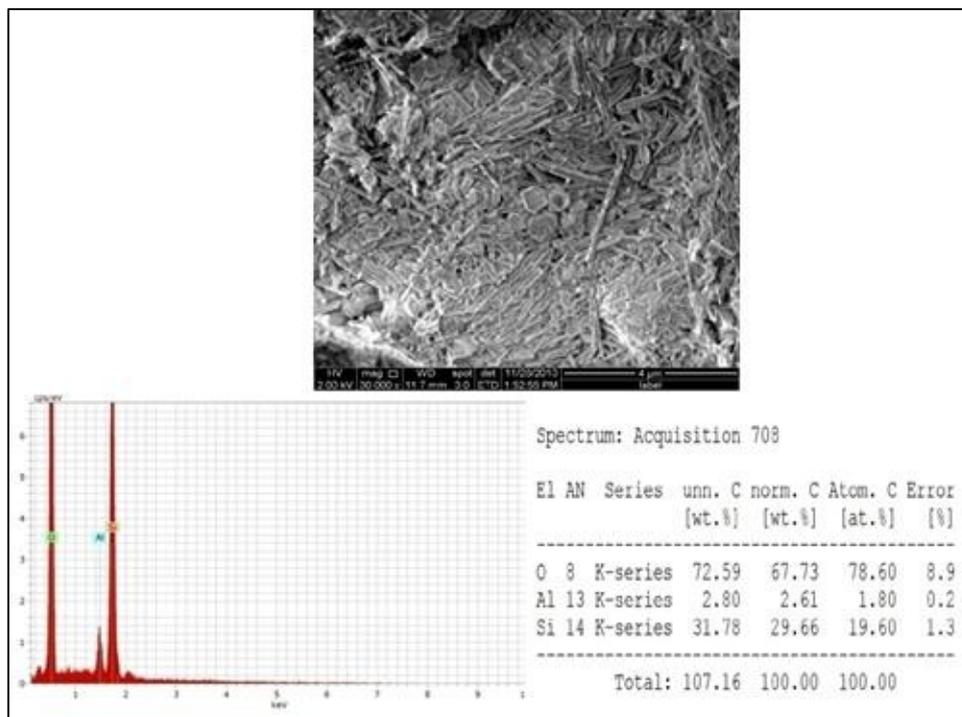


Figure III.12 : Analyse par EDAX du matériau (sable + kaolin)

### III.8 Programme d'essais

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires qui sont d'une importance vitale. En plus de la détermination des caractéristiques physiques du sol testé, ils permettent d'identifier les états du sol. Les essais d'identification du sol reconstitué du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométriques pour le sable ainsi que pour le sol reconstitué,
- La détermination des poids spécifiques de tous les matériaux testés,
- Les essais de consistance du sol ;
- L'essai de l'équivalent de sable ;

- L'essai de Proctor ;
- Les mesures du pH
- Les mesures de conductivité électrique ;
- L'essai du bleu de méthylène ;
- L'essai au carbonate ;
- L'essai au sulfate ;
- Mesure de la turbidité ;
- L'essai de lixiviation.
- Les essais de compressibilité à l'œdomètre ;
- Observations au microscope électronique à balayage (MEB).
- Analyse par diffractométrie de rayons X (DRX).
- Analyse par dispersive en énergie de rayons X (EDAX).

Le matériel utilisé dans cette section est l'appareillage d'usage courant du laboratoire spécifique à chaque type de manipulation.

### **III.8.1 Analyse granulométrique**

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles d'un matériau. Elle s'effectue :

- par tamisage (tamis à maille carrée) pour des grains de diamètre supérieur à 80  $\mu\text{m}$ ,
- par sédimentométrie pour les grains les plus fins. Elle consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente. (Loi de Stokes). La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre. Les analyses granulométriques par tamisage et par sédimentométrie ont été réalisées selon respectivement les normes NF P18-560 et NF P94-057.

### **III.9 Essais œdométriques**

L'étude de la déformation des sols où massifs Peut être reproduit au laboratoire grâce à un appareil inventé au début de XXème siècle (l'œdomètre de Terzaghi). Cette étude simule les configurations suivantes :

- une surface horizontale très grande par rapport à son épaisseur ;
- une charge appliquée uniforme et verticale ;
- les possibilités des déplacements horizontaux nuls ;

L'appareil permettant de charger axialement une éprouvette de forme cylindrique placé dans un cylindre rigide et de mesurer la variation  $\Delta H$  de la hauteur  $H$  séparent les faces supérieure et inférieure de l'éprouvette qui est éventuellement submergée, sont en contact avec des disques drainants.

### III.9.1 Description de l'œdomètre

Les essais de compressibilités sont réalisés dans des moules œdométriques (figures III.13, III.14).

Un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes ;

Une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée ; la cellule œdométrique, est en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient, et elle comporte les éléments suivants :

- une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette du sol, sa hauteur est 20mm, diamètre intérieur (70mm) ;
- deux pierres poreuses assurent le drainage de l'éprouvette ;
- un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette ;
- un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturées.
- un système de mesure permettant de connaître les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps ;



Figure III.13 : Moule œdométrique et dame de compactage



Figure III.14 : Schéma d'ensemble de l'œdomètre

### III.9.2 Appareillage pour le compactage du matériau

L'appareillage utilisé pour le compactage est conçu au laboratoire, représenté sur la figure III.15, est composé d'un disque ayant un diamètre légèrement inférieur à celui de l'anneau, fixé à une tige de guidage et d'un mouton en forme de disque. Le mouton (dame) de masse 152g couissant le long de la tige tombe d'une hauteur de 15 cm et vient percuter le disque en compactant le matériau dans l'anneau de l'œdomètre ; avec une énergie de compactage par unité de volume (équation 12) tels que :

$$E_c = \frac{n.m.g.h}{v} \quad \text{J/cm}^3 \quad (12)$$

Où

n : nombre de coups

m : masse du mouton

h : hauteur de chute

g : accélération de la pesante

v : volume du matériau avant compactage

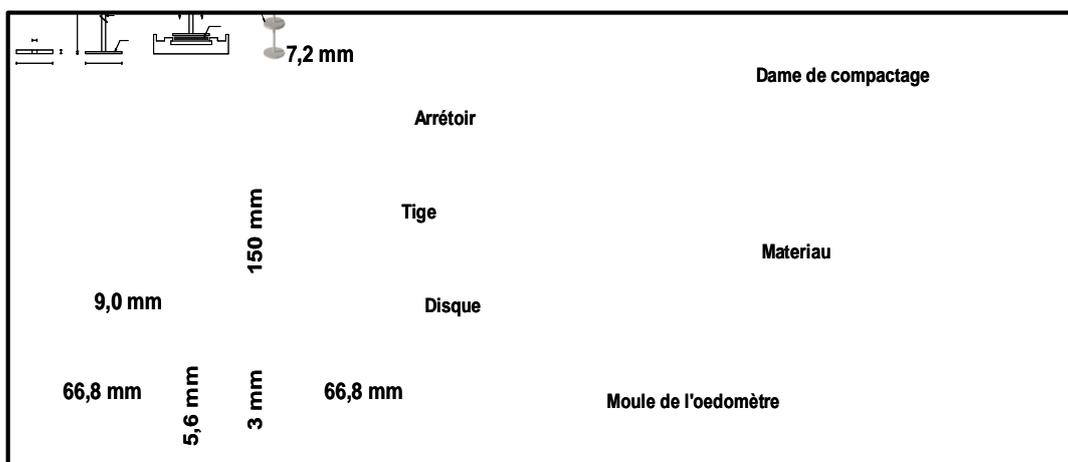


Figure III.15 : Appareillage spécifique pour compactage du matériau

Tableau III.1 : Energies de compactage

Degré de compactage	1	2	3
Nombre de coups	20	40	60
Energie $E_c$ J/cm <sup>3</sup>	0,026	0,052	0,078

### III.9.3 Procédure d'essai

Le principe consiste à reconstituer un sol, dans le moule de l'œdomètre, ayant une certaine teneur en eau et une certaine densité sèche. Le matériau est compacté en une seule couche, compte tenu de la faible hauteur de l'anneau à l'aide de l'appareillage cité ci-dessus. Le sol reconstitué présente de bonnes caractéristiques mécaniques lorsqu'il est chargé à de faible teneur en eau ( $w_0=2\%$ , 4% et 6%). Cependant, si une humidification intervient, même sans supplément de contrainte, la structure s'effondre et des déformations importantes se produisent. Ce comportement peut être visualisé sur la figure II.3 représentant la courbe typique d'un test double œdomètre d'un tel sol. Jennings et Knight (1975) ont suggéré quelques valeurs du potentiel  $C_p$  en fonction de l'importance de l'affaissement (tableau II.1).

### III.9.4 Préparation des sols

Cette étape comporte les opérations suivantes :

1. On pèse les quantités de sable et argile selon les portions (80% sable + 20% kaolin),
2. En évoquant les recherches existantes pour la préparation des mélanges (sable + argile), trois méthodes sont proposées :
  - Malaxage d'argile avec du sable, puis ajout d'eau et mélange (selon le procédé de Howell et al, 1997 ; Kenney et al, 1992 ; Shelley et Daniel, 1993) ;
  - Malaxage du sable avec de l'eau, puis ajout d'argile et malaxage (selon de Howell et al. 1997 ; Kenney et al, 1992) ;
  - Malaxage d'argile avec de l'eau, puis ajout du sable et malaxage (selon le procédé de Kumar, 1996 et Georgiannou et al, 1990).

Les difficultés d'homogénéisation rencontrés lors du test des différentes méthodes, ont permis de constater qu'il est préférable de malaxer le sable et l'argile à sec, ensuite humidifier l'ensemble avec la teneur en eau ( $w_0=2, 4$  et 6%) nécessaire et homogénéiser le mélange humide, ensuite ils sont soumis à différentes énergies de compactage (20,40 et 60 coups) (Abbeche, 2005). Afin d'étudier l'effet des sels sur le

potentiel d'affaissement ; des échantillons ont été saturés par l'eau pure (sol sans traitement), et d'autres échantillons du même sol ont été saturés par des solutions salines à différentes concentrations tels que le sulfate d'ammonium, le chlorure de potassium, le chlorure de sodium et le chlorure de calcium.

Généralement, les travaux traitant l'effet des sels sur les caractéristiques microstructurales et le comportement hydrique des matériaux argileux utilisent des concentrations jusqu'à une concentration 1 mole/litre (Tessier, 1975) et (Halitim, 1985). Dans notre étude, deux concentrations supplémentaires (1,5 et 2 mole/litre) sont expérimentées.

### **III.10 Caractéristiques des sels utilisés**

Les solutions salines ont été préparées par dissolution de sels dans l'eau déminéralisée. La liste des sels monovalents et les sels divalents utilisés à différentes concentrations (0.5 ; 1.0 ; 1.5 et 2.0 mole/litre) sont :

#### **III.10.1 Chlorure de sodium**

Le chlorure de sodium est un composé chimique de formule NaCl. On l'appelle plus communément sel de table ou de cuisine, ou tout simplement sel dans le langage courant (figure III.16).



Figure III.16 : Cristallographie du chlorure de sodium

#### **III.10.2 Chlorure de potassium**

Le chlorure de potassium est un sel d'halogénure de métal composé de potassium et de chlore. Dans son état pur, il est inodore et a une apparence de cristal vitreuse incolore ou blanche, avec une structure en cristal qui fend facilement dans trois directions. Le chlorure de potassium est un composé chimique de formule KCl. Sa forme minéralogique est la sylvine (ou sylvite ou sylvinite) et sa structure cristallographique est cubique face-centré (figure III.17).



Figure III.17 : Cristallographie du chlorure de potassium

### III.10.3 Chlorure de calcium

Le chlorure de calcium est un sel de calcium. C'est un produit anhydre recherché pour ses qualités exothermiques. Sa formule chimique est  $\text{CaCl}_2$ , Il est déliquescent et très soluble dans l'eau. C'est un sel solide à la température ambiante, qui se comporte comme un sel d'halogénure typique, avec notamment une bonne conductivité électrique à l'état liquide et des liaisons chimiques ioniques (figure III.18).



Figure III.18 : Cristallographie du chlorure de calcium

### III.10.4 Sulfate d'ammonium

Le sulfate d'ammonium est un composé chimique de formule  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ . C'est un sel d'ammonium  $\text{NH}_4^+$  et d'acide sulfurique  $\text{H}_2\text{SO}_4$  qui possède de très nombreuses applications. Il est notamment couramment utilisé comme engrais destiné à l'acidification des sols alcalins ; il contient 21 % d'azote sous forme d'ammonium  $\text{NH}_4^+$  et 24 % de soufre sous forme de sulfate  $\text{SO}_4^{2-}$  (figure III.19).



Figure III.19 : Cristallographie du sulfate d'ammonium

Les caractéristiques de ces sels utilisés sont données dans le tableau III.2.

Tableau III.2 : Caractéristiques des sels utilisés

	Chlorure de potassium	Chlorure de sodium	Chlorure de calcium	Sulfate d'ammonium
Formule brute	KCl	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>
Masse molaire (g. mol <sup>-1</sup> )	74,551	58,443	110,984	132,140
Température de fusion (° C)	776	801	782	280
Masse volumique g /cm <sup>3</sup>	1,987	1,549	2,15	1,2
Système cristallin	cristaux incolores, hygroscopiques	Cubique	cristaux très hygroscopiques, incolores	cristaux incolores

### III.11 Essai du bleu de méthylène

Pour déterminer la valeur de bleu de méthylène à la tâche des fines, nous avons suivi la norme NF P 94-068. Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols (figure III.20).

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol. Il s'agit donc d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol.

En pratique, on détermine la valeur de bleu de méthylène à la tâche sur la fraction 0/2 mm, exprimée en grammes de bleu pour 100g de fines qui est donnée par la formule :

$$\text{La valeur de bleu méthylène devient : } VBS = \frac{V}{M} \quad (13)$$

V : Volume de bleu de méthylène injecté ;

M : Masse d'échantillon.



Figure III.20 : Appareillage de l'essai VBS

VBS = 1.5  $\Leftrightarrow$  on distingue que notre sol sablo-argileux est inactive selon le tableau ci-dessous.

Tableau III.3 : Qualificatif l'activité de la fraction argileuse selon le coefficient  $V_{BS}$

Coefficient VBS	Activité de la fraction argileuse
$0 < VBS < 3$	Inactive
$3 < VBS < 5$	Peu active
$5 < VBS < 13$	Moyenne
$13 < VBS < 18$	Active
$18 < VBS$	Très active

### III.12 Essai au carbonate ( $CaCO_3$ )

La mesure d'argilosité et le pourcentage de calcaire de l'échantillon utilisé. L'appareil utilisé est le calcimètre (figure III.21), le mode Opérateur est :

- Peser 1g de l'échantillon.
- Mettre l'échantillon dans l'appareil calcimètre et ajouter 10ml acide chloridrique.
- On note la lecture et on déduit la teneur en carbonates  $CaCO_3$  de l'échantillon.

Argile : 4% et Sable : 22% par contre pour le sol reconstitué renferme presque 18% de  $CaCO_3$  donc notre sol est calcaire.



Figure III.21 : Appareil calcimètre

### III.13 Essai au sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ )

- Mesure le pourcentage de sulfate de l'échantillon utilisé. Le mode opératoire est :
- Peser 1g de l'échantillon.
- Mettre l'échantillon dans bécher en verre et ajouter 100ml l'eau distillé+20ml acide chloridé.
- On agite le mélange jusqu'à 1h sur plaque chauffante.
- Après l'agitation ; on ajoute 300ml l'eau distillé+20ml chlorure de baryum.
- Peser la tare vide, soit Pv.
- Mettre le mélange dans l'étuve 2 heures.
- Peser l'échantillon sec immédiatement à la sortie de l'étuve (figure III.22).



Figure III.22 : Phases de l'essai aux sulfates ( $\text{SO}_4^{2-}$ )

Notre sol est très faiblement sulfaté ( $\text{SO}_4^{2-} = 0.6\%$ )

### III.14 Mesure de la turbidité

La turbidité désigne la teneur d'un fluide en matières qui le troublent. Elle est généralement causée par de matières en suspension et de particules colloïdales qui absorbent, diffusent et ou réfléchissent la lumière. On mesure la turbidité en unités de turbidité néphalométriques (UTN) à l'aide d'un turbidimètre (figure III.23).



Figure III.23 : Appareil turbidimètre

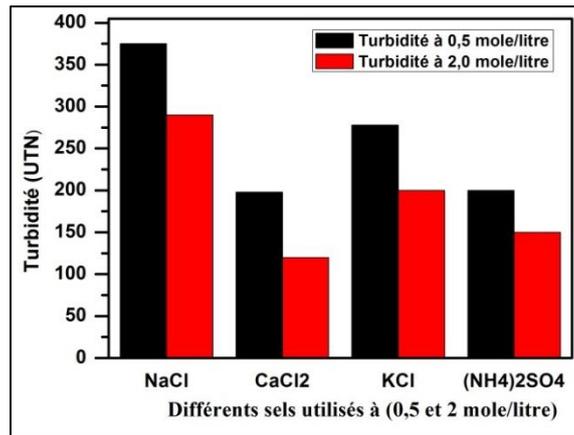


Figure III.24 : Résultats de la turbidité des échantillons par différents sels à (0,5 et 2 mole/litre)

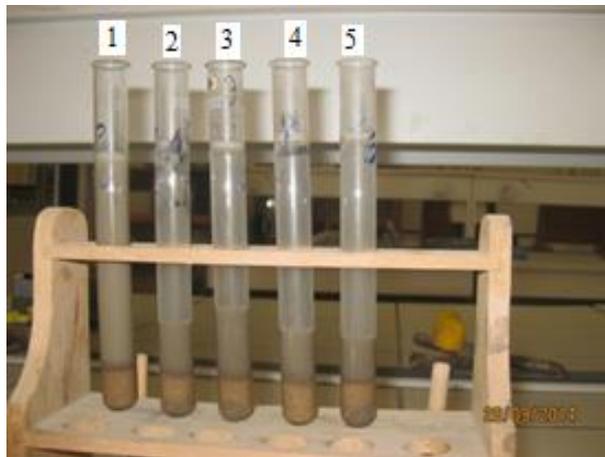


Figure III.25 : Essais de sédimentation (1:Témoin, 2:CaCl<sub>2</sub>, 3:NaCl, 4:KCl, 5:(NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) à 0,5 mole/litre

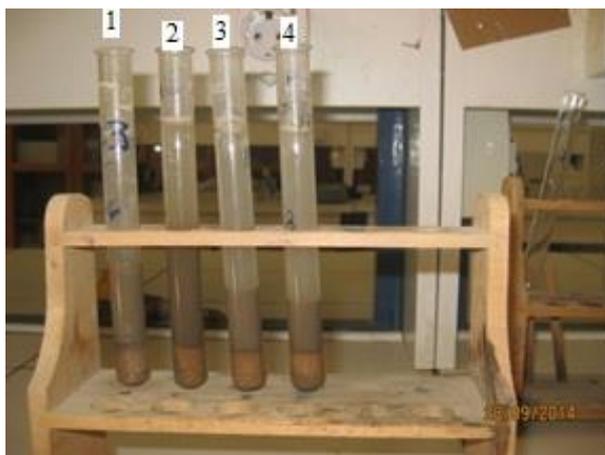


Figure III.26 : Essais de sédimentation (1:CaCl<sub>2</sub>, 2:NaCl, 3:KCl, 4:(NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>) à 2 mole/litre

D'après les résultats de la turbidité, on constate que la turbidité des échantillons traités par CaCl<sub>2</sub> est faible par rapport aux échantillons traités par (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, KCl et NaCl (figure III.24). La turbidité pour une concentration de 2 mole/litre pour les différents échantillons est plus faible que pour une concentration de 0,5 mole/litre parce qu'il y a un effet de concentration saline c'est-à-dire qu'il y a compression de la double couche diffuse provoquant ainsi une augmentation de la taille des particules et par conséquent une floculation. Le sodium agit comme un agent dispersant principalement en raison de sa charge ionique (+1) et du rayon important de l'ion hydraté.

De ce fait, l'énergie d'attraction de ces ions par les charges négatives du complexe adsorbant est faible comparativement aux cations bivalents tels que le calcium, ce qui favorise la dispersion des particules et donc augmente la turbidité. La différence des effets de Na<sup>+</sup> et K<sup>+</sup> s'explique par la taille du rayon hydraté qui est plus faible pour le potassium (K<sup>+</sup>) ce qui provoque une attraction plus forte par le complexe adsorbant. En conséquence, l'ion K<sup>+</sup> aura une influence plus faible sur la dispersion par rapport à l'ion Na<sup>+</sup>.

### III.15 Essai de lixiviation

Afin de mettre en évidence la persistance des effets des sels expérimentés, un essai de lixiviation en colonne a été mis en place. Un lessivage avec de l'eau des matériaux salinisés avec différents sels a été réalisé et ce durant 07 jours (figure III.27), et des mesures de pH ont été effectués à la fin de l'essai (tableau III.4).



Figure III.27 : Essai de lixiviation en colonne

Tableau III.4 : Résultats du pH des matériaux salinisés avant et après lessivage

Avant lessivage					
Concentration	pH sol Témoin	pH sol KCl	pH sol (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	pH sol NaCl	pH sol CaCl <sub>2</sub>
0,5	8,33	8,07	7,73	8,28	6,91
1		8,07	7,73	8,14	6,75
1,5		8,07	7,73	8,09	6,52
2		8,07	7,73	7,98	6,22
Après lessivage (valeur moyenne)					
	8,10	7,20	7,12	7,10	6,80

Il ressort de ces essais en colonne de lessivage de sols salinisés par différents sels (KCl, (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, NaCl et CaCl<sub>2</sub>) que les mesures de pH avant et après lixiviation de ces sols montre une légère baisse de cet indicateur. Ceci peut être expliqué par le fait que dans les matériaux argileux la perméabilité est faible et la lixiviation est ainsi freinée permettant la persistance des effets favorables de ces sels neutres.

Dans les sols la persistance des effets croît avec les sels selon l'ordre croissant suivant :

NaCl < KCl < (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> < CaCl<sub>2</sub>, cette différence de persistance est expliquée par la rétention plus grande sur le complexe adsorbant de Ca<sup>++</sup> et par le mécanisme de rétrogradation de K<sup>+</sup> et (NH<sub>4</sub>)<sup>+</sup>.

Après lixiviation, on constate que les sels sont encore présents dans les matériaux et sont observés après séchage (figure III.28). L'observation au MEB de l'échantillon traité par CaCl<sub>2</sub>, laisse apparaître un dépôt fibreux de sels formant un réseau intimement entremêlé. En ce qui concerne les autres sels tels que NaCl, KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, on constate des individualisations des cristaux de sels sur les particules

mis en évidence par leur couleur blanches et bien incrustés dans le matériau (figure III.29).

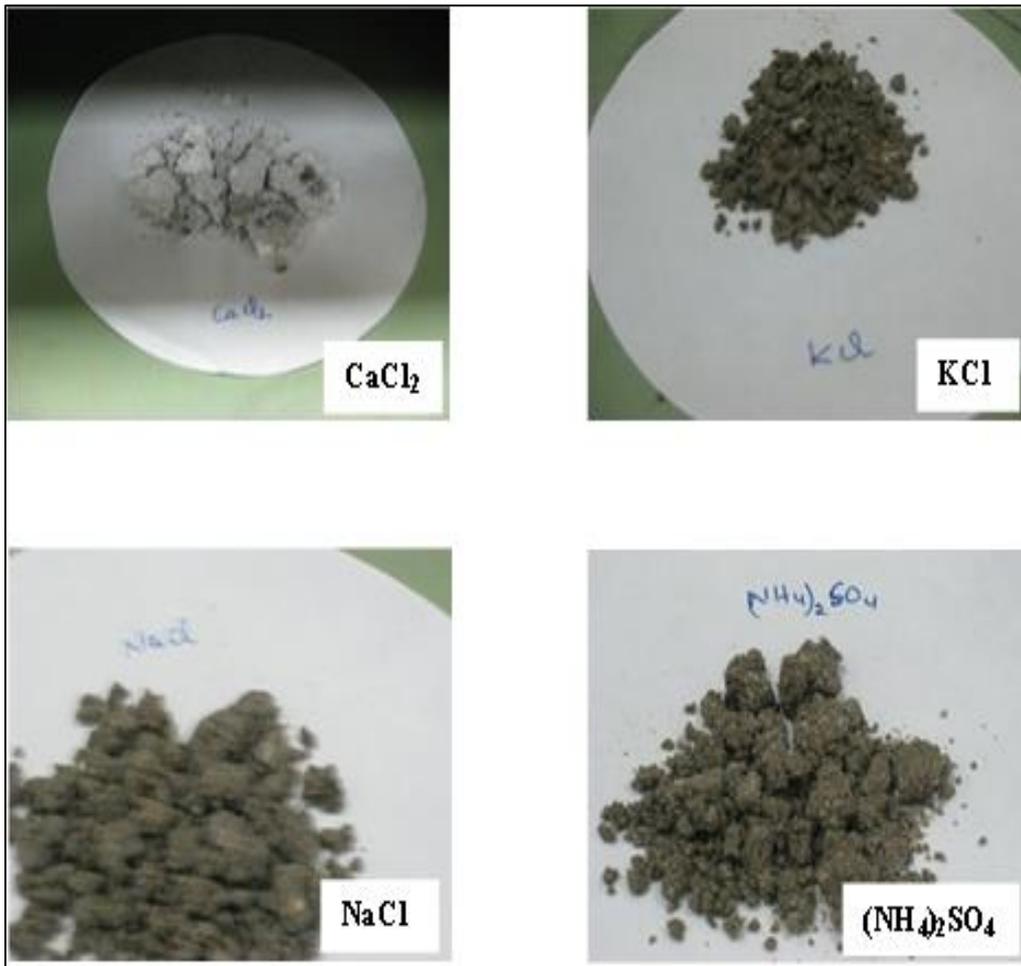


Figure III.28 : Etats des échantillons après séchage (après lixiviation)

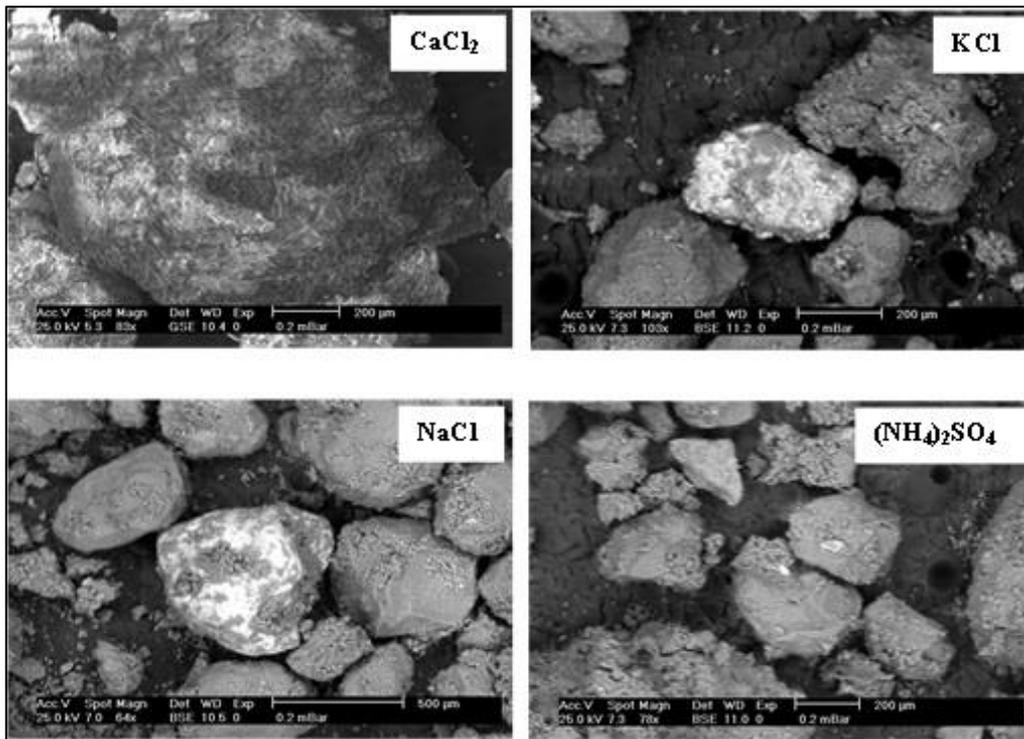


Figure III.29 : Observation au MEB des différents échantillons (après lixiviation)

Les différents paramètres retenus durant la présente étude sont portés sur le tableau III.5.

Tableau III.5 : Programme des essais œdométriques

Type d'essais	Paramètres retenus	Nombre d'essais	Observations
Essai œdométriques	Teneur en eau 2, 4 et 6%	153	Réalisés selon procédure de Jennings et Knight
	Degré de compactage 20, 40 et 60 Coups		
	04 solutions salines KCl, NaCl, CaCl <sub>2</sub> et (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>		
	Concentrations 0, 0,5, 1, 1,5 et 2 moles /litre		

### III.16 Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des essais de caractérisation effectués sur les différents matériaux (sable et kaolin) utilisés dans notre étude.

La prise en compte de la fraction argileuse a toujours été une préoccupation importante en géotechnique comme le montre la nature des paramètres utilisés dans la classification de sol : influence des sels, valeur de bleu méthylène etc. En outre, les

relations entre les sels et les matériaux argileux font appel à des propriétés physico-chimiques fondées sur les interactions entre les ions et les surfaces des colloïdes argileux.

**CHAPITRE IV**  
**PRESENTATION ET**  
**ANALYSE DES**  
**RESULTATS D'ESSAIS**

## IV.1 Introduction

Les résultats des essais discutés dans ce chapitre illustrent de nombreux aspects du comportement mécanique et chimique du sol affaissable avant et après traitement chimique. C'est ainsi que les résultats d'un certain d'essais tels que la granulométrie, les limites d'atterberg, équivalent de sable, essai Proctor, le complexe adsorbant et ses propriétés vis-à-vis des ions (adsorption, désorption et rétrogradation) et des propriétés physico-chimie (pH, CE et CEC) sont présentés.

Une grande partie de ce chapitre sera consacrée à l'étude de l'influence des solutions salines à différentes natures sur le sol reconstitué. Les résultats obtenus seront exploités pour prédire certains paramètres sur la stabilisation des sols affaissables par des sels.

Ce chapitre a pour but aussi de caractériser la microstructure des sols témoins et les sols traités par les différentes solutions salines en utilisant la technique de microscope électronique à balayage (MEB), tout en cherchant à relier des caractéristiques de microstructure à des paramètres géotechniques et des propriétés mécaniques.

## IV.2 Résultats d'essais

### IV.2.1 Granulométrie du sable

La courbe granulométrique du sable est représentée sur la figure IV.1.

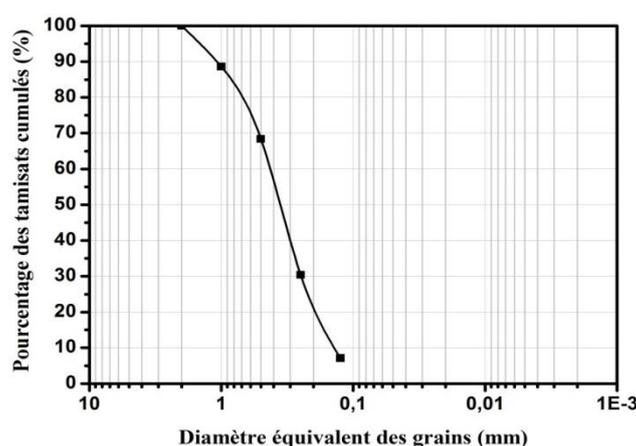


Figure IV.1 : Courbe granulométrique du sable

### IV.2.2 Granulométrie du sol reconstitué

La courbe granulométrique du sol reconstitué est représentée sur la figure IV.2. Les caractéristiques géotechniques du même sol sont données dans le tableau IV.3.

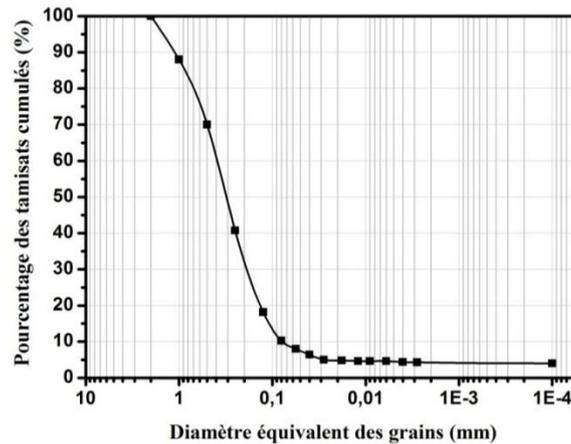


Figure IV.2 : Courbe granulométrique du sol reconstitué

### IV.2.3 Densités spécifiques des grains solides

Le poids volumique des grains du sol est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux sont présentées aux tableaux IV.1.

Tableau IV.1 : Poids spécifique des grains solides des matériaux

Matériaux	Essai 1 $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Essai 2 $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	Essai 3 $\gamma_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\gamma_{s\text{moy}}$ (g/cm <sup>3</sup> )
Sable	2,65	2,65	2,68	2,66
Kaolin	2,40	2,41	2,39	2,40
Sol	2,63	2,66	2,67	2,65

### IV.2.4 Limites de consistance du sol

Les limites de consistance définissent les valeurs de teneur en eau auxquelles la fraction 0-400 micromètres d'un sol change de comportement, et en particulier :

- entre les états solide et plastique pour la limite de plasticité notée ( $W_p$ ), mesurée au moyen de la méthode du rouleau (NF P 94-051). Cette limite correspond à l'état d'hydratation des particules au-delà duquel elles peuvent se déplacer les unes par rapport aux autres, et en dessous duquel les forces de tension et de friction sont si fortes qu'elles ne peuvent que très difficilement être déplacées ;
- entre les états plastique et liquide pour la limite de liquidité notée ( $W_l$ ), mesurée au moyen de la coupelle de casagrande (NF P 94-051). Cette limite correspond à l'état d'hydratation au-delà duquel les interactions entre

particules sont faibles pour que le sol se comporte comme un corps visqueux (figure IV.3).

L'indice de plasticité ( $I_p$ ) est défini comme étant la plage de teneur en eau entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Le tableau IV.2 regroupe tous les résultats des différents matériaux.



Figure IV.3 : Appareillage spécifique pour les limites de liquidités

Tableau IV.2 : Résultats de l'essai de consistance des différents matériaux

Type du sol	Kaolin	Sol reconstitué
$W_l$ (%)	67	28
$W_p$ (%)	39	16
$I_p$ (%)	28	12

Dans le diagramme de plasticité de Casagrande (figure IV.4), l'argile est classée dans le domaine des argiles très plastiques.

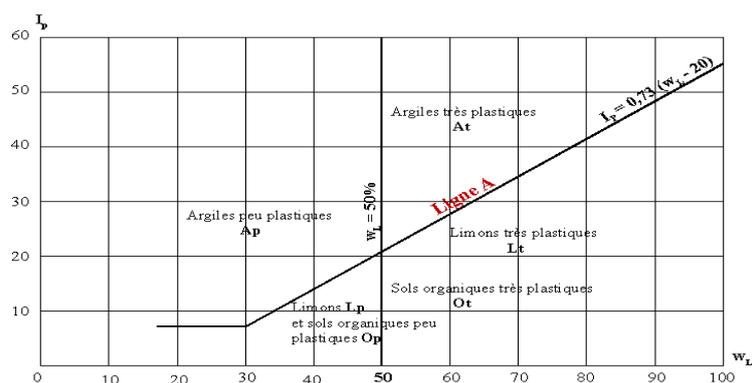


Figure IV.4 : Position du sol testé dans l'abaque de Casagrande

#### IV.2.5 Activité du sol

Les propriétés de plasticité des argiles sont dues presque exclusivement à l'interaction des particules de dimension argileuses ( $\% < 2\mu\text{m}$ ) avec l'eau. Si la composition minéralogique de l'argile est constante, l'indice de plasticité du sol est

proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol. Skempton (1948) a proposé de corriger l'indice de plasticité en le rapportant à la proportion d'argile de l'argile ( $\% < 2\mu\text{m}$ ) ce qui donne l'activité  $A_c$  (équation 11), défini par :

$$A_c = \frac{I_p}{\% < 2\mu\text{m}} \quad (11)$$

Le pourcentage des particules fines dans le sol reconstitué, associé avec les données des essais de consistance, permet de déduire l'activité du sol testé  $A_c = 2,6$ . Malgré cette correction, la relation entre le coefficient d'activité et les propriétés physico-chimiques de la fraction reste complexe (Ferber, 2005).

#### IV.2.6 Essai de l'équivalent de sable

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile et des impuretés, on pourra déterminer la proportion relative de sol fin et du sol grenu par l'essai d'équivalent de sable, ce dernier est donc un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable. Il indique la teneur en fines, éléments de diamètre inférieur à 0,5 mm, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à surface des grains (figure IV.5).

Le résultat de laboratoire donne pour le sable de l'étude un équivalent de sable  $E_s = 87\%$ . Le sable sera classé comme étant un sable propre et de granulométrie étalée suivant la classification du LCPC.



Figure IV.5 : Essai de l'équivalent de sable

#### IV.2.7 Essai Proctor

Dans le cadre de cette étude, le compactage a été effectué selon le principe de l'essai Proctor normal (NF P 94-093). L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame de compactage normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids

spécifique sec après compactage. L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau (figure IV.6) On définit ainsi plusieurs points d'une courbe, on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse et la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale. La courbe de compactage pour le sol reconstitué est présentée sur la figure IV.7.



Figure IV.6 : Appareillage de l'essai de Proctor

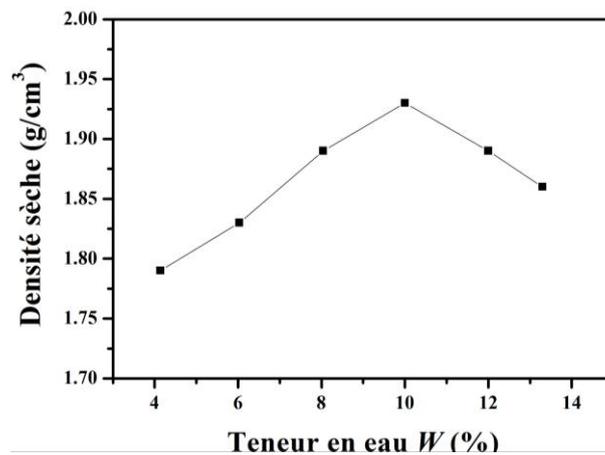


Figure IV.7 : Courbe Proctor du sol reconstitué

Tableau IV.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux

Matériaux	Caractéristiques	
Sable	Coefficient d'uniformité	$C_u = 3,91$
	Coefficient de courbure	$C_c = 0,95$
	Equivalent de sable	$E_s = 87\%$
	Densité spécifique	$G_s = 2,66$
Kaolin	Limite de liquidité	$W_l = 67\%$
	Limite de plasticité	$W_p = 39\%$
	Densité spécifique	$G_s = 2,40$
Sol reconstitué Sable 80% + Kaolin 20%	Coefficient d'uniformité	$C_u = 5,13$
	Coefficient de courbure	$C_c = 1,07$
	Limite de liquidité	$W_l = 28\%$
	Limite de plasticité	$W_p = 16\%$
	Densité spécifique	$G_s = 2,65$
	Densité sèche	$\gamma_d = 1,93$
Teneur en eau optimale	$W_{opt} = 10\%$	

## IV.2.8 Résultats du pH et CE

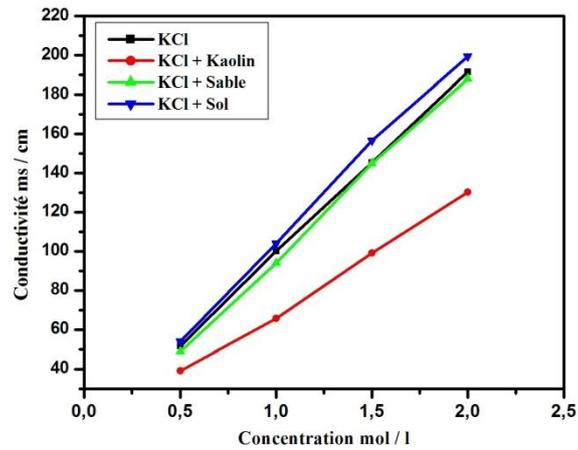


Figure IV.8 : Effet de concentration du KCl sur la CE

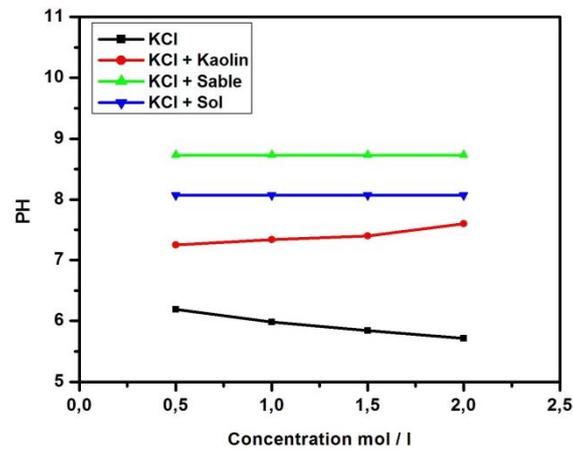


Figure IV.9 : Effet de concentration du KCl sur le Ph

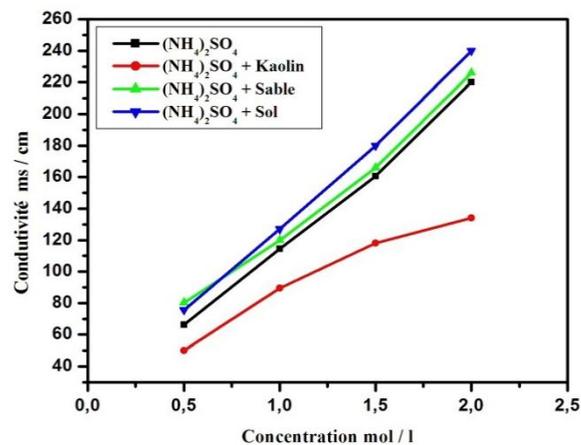


Figure IV.10 : Effet de concentration du (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> sur la CE

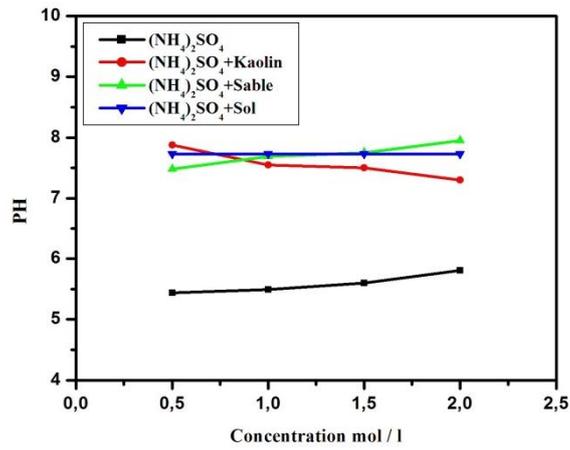


Figure IV.11 : Effet de concentration du  $(NH_4)_2SO_4$  sur le pH

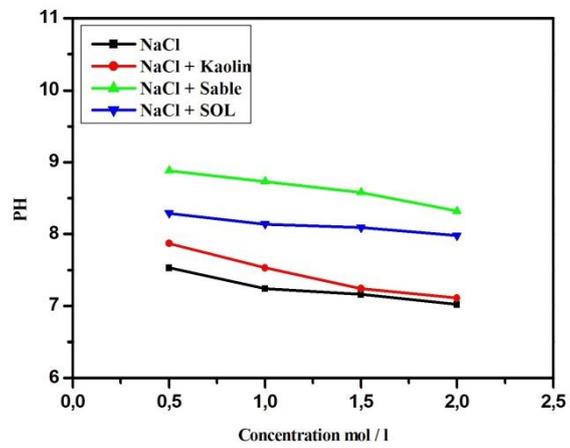


Figure IV.12 : Effet de concentration du NaCl sur le pH

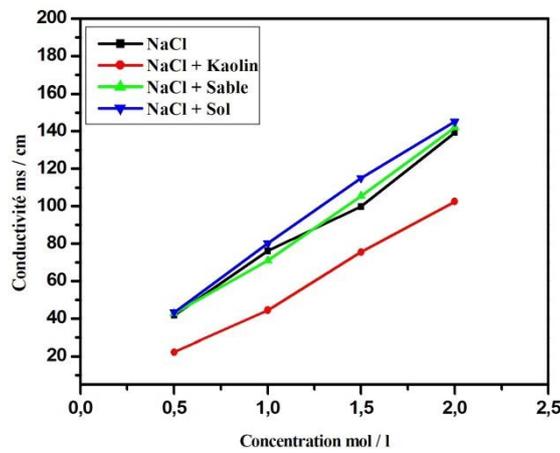


Figure IV.13 : Effet de concentration du NaCl sur la CE

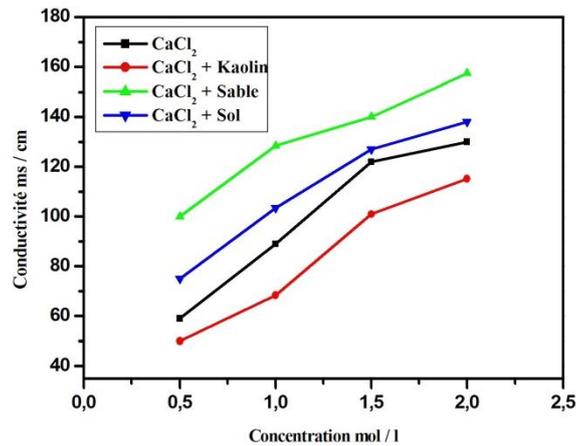


Figure IV.14 : Effet de concentration du CaCl<sub>2</sub> sur la CE

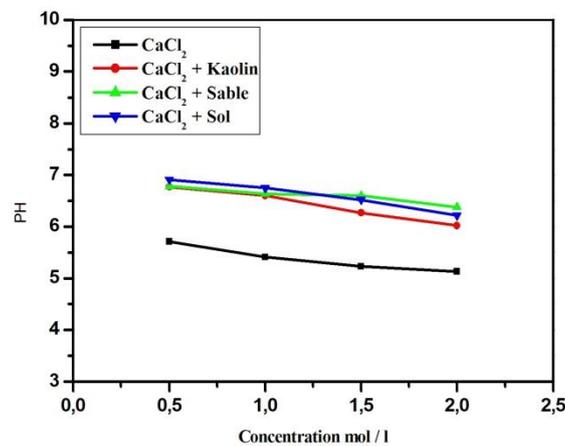


Figure IV.15 : Effet de concentration du CaCl<sub>2</sub> sur le pH

#### IV.2.8.1 Interprétation des résultats pH et CE pour les différents sels

L'augmentation de la conductivité électrique (CE) est liée à l'accroissement de la salinité de la solution vraie. Ce résultat est observé aussi sur le kaolin, le sable et le sol reconstitué : il y a donc une relation entre la conductivité électrique et la concentration saline de la solution interstitielle.

En ce qui concerne la réaction, on constate que pour les solutions vraies l'ordre suivant en fonction de la nature des sels :  $\text{pH}(\text{NaCl}) > \text{pH}(\text{KCl}) > \text{pH}(\text{CaCl}_2) > \text{pH}(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  (figures IV.8 à IV.15). Pour le sol, on relève l'ordre suivant :  $\text{pH}(\text{NaCl}) > \text{pH}(\text{KCl}) > \text{pH}(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4 > \text{pH}(\text{CaCl}_2)$ .

Il y a lieu de relever que la CE et pour un sel donné et une concentration donnée est plus faible en kaolin (voir annexe).

Il y a lieu de remarquer aussi ; qu'alors que la CE du sulfate d'ammonium  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  est plus élevée par rapport à la CE de chlorure de potassium KCl à la même concentration saline, le pH est plus élevé en présence de KCl que celui de  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ . Cette constatation s'expliquerait par l'effet du calcium du sol réagit avec  $\text{SO}_4^{2-}$  du sol pour former le gypse.

Si on compare KCl et  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ , le processus qui intervient pour KCl est celui de l'adsorption alors qu'avec  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ , on retrouve l'adsorption et la précipitation d'où une augmentation plus faible par rapport aux solutions vraies en présence de sol.

Quand les solutions ne sont pas concentrées, les sels peuvent accentuer la solubilité, d'autres sels avec lesquels, ils n'ont pas d'ion comme exemple : KCl avec  $\text{CaCO}_3$  ou  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ .

Quand les solutions sont concentrées, il y a parfois précipitations des sels comme le cas de  $\text{SO}_4^{2-}$  de  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  et Ca de  $\text{CaCO}_3$  pour former le gypse.

Le pH traduit l'ambiance physico-chimique de notre sol, et notamment la composition de la solution du sol.

De même, la conductivité électrique (CE) augmente avec la concentration saline et traduit aussi la composition ionique de la solution du sol. Il s'agit donc d'un bon indicateur de la richesse en sels solubles.

Le phénomène de floculation peut changer la texture des particules argileuses aboutissant à la formation des particules de plus grande taille. Il s'ensuit une réduction de la plasticité et une augmentation de la portance du sol argileux.

La dispersion constitue aussi une conséquence de l'action des forces électro-chimiques provoquant l'éloignement des particules les unes des autres dans un fluide. Ce passage d'une substance colloïdale initialement floculé vers la forme dispersé est provoqué sous l'effet d'agents physiques, physico-chimiques ou chimiques.

#### **IV.2.9 La capacité d'échange cationique (CEC)**

Elle mesure la capacité d'une argile à échanger des cations. Elle exprime en milliéquivalent par 100 grammes d'argiles et varie dans le même sens que la densité de charge spécifique (Lefevbre et Lajudie, 1987).

##### **IV.2.9.1 Résultats des caractéristiques physico-chimiques du sol**

On constate que la capacité d'échange cationique (CEC) est faible (tableau IV.4) avec un complexe adsorbant saturé. La CEC est liée essentiellement à la nature et à la teneur de la fraction argileuse, qui dans notre cas est constituée de kaolin en

mélange avec des impuretés de smectites. Le pH indique que le matériau est basique et la conductivité électrique (CE) est faible.

Tableau IV.4 : Caractéristiques physico-chimique du sol reconstitué

Complexe absorbant			Solution du sol		
Ca <sup>2+</sup>	0,21	meq/ 100g	pH	8,33	
Mg <sup>2+</sup>	0,10	meq/ 100g	CE	1,2 mmhos/cm	
K <sup>+</sup>	0,13	meq/ 100g	CO <sub>3</sub> H <sup>-</sup>	3,88 meq/ l	
Na <sup>+</sup>	2,07	meq/ 100g	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup>	2,5 meq/ l	
CEC	2,51	meq/ 100g	Cl <sup>-</sup>	5,4 meq/ l	
			Ca <sup>2+</sup>	4,50 meq/ l	
			Mg <sup>2+</sup>	3,70 meq/ l	
			Na <sup>+</sup>	3,00 meq/ l	
			K <sup>+</sup>	0,80 meq/ l	

#### IV.2.10 Influence des différents sels sur les limites d'Atterberg (cas de kaolin)

Nous avons effectués une étude sur l'effet des sels sur les limites d'atterberg pour deux concentrations (0,5 et 2 mole/l).

on constate que les limites de liquidités et les indices de plasticités décroît linéairement, lorsque la concentration saline augmente (figure IV.16 et IV.17), cela peut être expliquer par un effet de concentration saline d'une part, et part un effet des cations bivalents tels que le calcium qui permettent une bonne floculation c'est à dire une porosité favorable à la rétention d'eau donc la concentration saline provoque la baisse des différents indices d'atterberg qui est moins fortes quand il s'agit des sels de calcium ou d'ammonium.

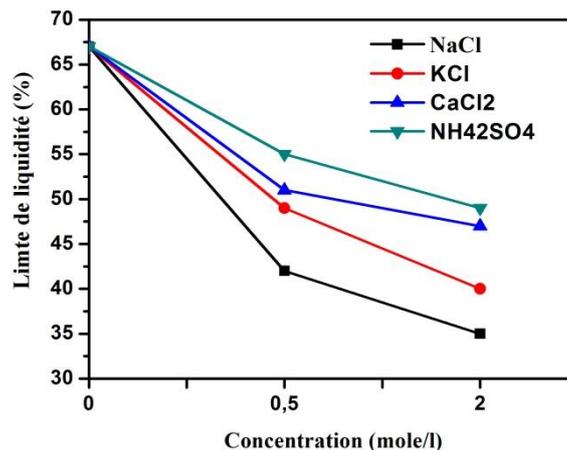


Figure IV.16 : Limites de liquidité par différentes concentrations salines (cas de kaolin)

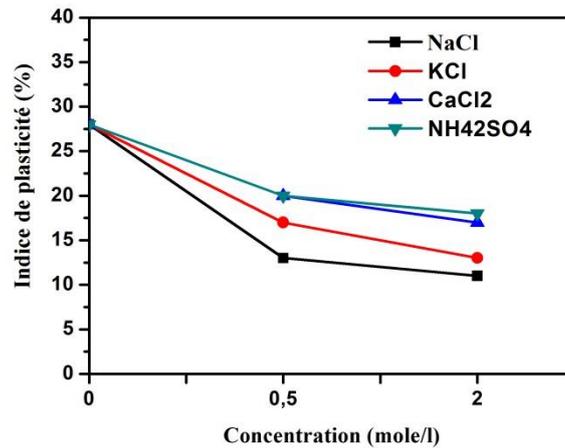


Figure IV.17 : Indice de plasticité par différentes concentrations salines (cas de kaolin)

### IV.3 Mise en évidence de l'effondrement des sols

Dans cette partie, les paramètres géotechniques du sol reconstitué sont déterminés par les essais géotechniques classiques au laboratoire. Grâce à ces paramètres géotechniques, on peut montrer que le sol étudié est susceptible à l'effondrement.

#### IV.3.1 D'après les caractéristiques de consistance

Les résultats présentés dans le tableau IV.5 montrent que le sol de notre étude est susceptible à l'affaissement, et que quatre des cinq critères mentionnés ci-dessus sont vérifiés, ce qui confirme les résultats d'Ayadat et al (1999) et d'Abbeche (2007).

Tableau IV.5 : Caractéristiques de consistance du sol

Sol reconstitué			
W <sub>0</sub>	2	4	6
A <sub>C</sub>	2,60		
I <sub>P</sub>	12,00		
I <sub>L</sub>	-1,17	-0,67	-0,83
I <sub>C</sub>	2,17	2,00	1,83
I <sub>w</sub>	0,16	0,33	0,50

### IV.4 D'après les essais de compressibilités

A fin, d'étudier l'effet des sels sur le sol étudié et les propriétés d'affaissement, les échantillons ont été saturés dans des cellules œdométriques par l'eau pure et par des solutions salines à différentes concentrations tels que le chlorure de potassium KCl, le sulfate d'ammonium (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, le chlorure de calcium CaCl<sub>2</sub> et le chlorure de sodium NaCl.

A cet effet, deux potentiels de collapses  $C_p$  avant et après traitement seront déterminés par la formule indiquée (chapitre II dans l'équation 7). Les résultats sont regroupés dans les tableaux (IV.7 à V.13).

Tableau IV.6 : Caractéristiques du sol

$E_c$	20	40	60	20	40	60	20	40	60
$W_0$ (%)	2	2	2	4	4	4	6	6	6
$e_0$	0,871	0,843	0,812	0,746	0,675	0,645	0,671	0,631	0,601
$\gamma_d$	1,416	1,437	1,462	1,517	1,582	1,610	1,586	1,624	1,655

Tableau IV.7 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  du sol sans traitement en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les différentes teneurs en eau et énergies de compactage

$\sigma$ Kpa	$W_0=2\%$			$W_0=4\%$			$W_0=6\%$		
	$E_c=20$	$E_c=40$	$E_c=60$	$E_c=20$	$E_c=40$	$E_c=60$	$E_c=20$	$E_c=40$	$E_c=60$
$C_p$									
50	1,64	1,26	1,16	1,63	1,22	1,02	1,12	1,01	0,96
100	4,84	3,48	3,04	3,4	2,46	2,18	3,24	2,16	2,01
200	7,98	5,76	4,08	5,78	4,1	3,88	5,14	3,86	3,26
400	12,4	9,34	7,28	10,64	8,74	6,9	8,79	7,26	6,18
800	3,98	2,12	1,96	3,22	2,04	1,48	3,18	2,31	1,17
1600	1,76	1,16	0,98	1,24	1,06	0,82	1,1	0,97	0,66

#### IV.4.1 Sol non traité

D'après les résultats obtenus et présentés dans le tableau IV.7, il ressort que les effondrements du sol sans traitement s'inscrivent dans la classification de Jennings et Knight (1975). En effet, pour les différentes contraintes verticales  $\sigma$  ainsi que les différentes énergies de compactage  $E_c$ , les potentiels d'effondrements  $C_p$  varient de 0,98 à 12,40% pour une teneur en eau initiale  $w_0=2\%$ , de 0,82 à 10,64% pour une teneur en eau initiale  $w_0=4\%$  et de 0,66 à 8,79% pour une teneur en eau initiale  $w_0=6\%$ . Nos valeurs correspondent aux rubriques allant de pas de risques à troubles sévères (tableau II.1).

On constate que le potentiel d'effondrement  $C_p$  décroît lorsque la teneur en eau ou l'énergie de compactage augmente. Ceci s'explique par la réduction de la succion lorsque la teneur en eau initiale augmente.

L'inondation du sol reconstitué conduit à une suppression totale de la succion, ce qui engendre un ramollissement du matériau conduisant à une diminution importante de sa résistance provoquant un effondrement brusque. Cet effondrement est exalté par l'action de l'eau qui élimine facilement les liaisons inter granulaires assurées par des liaisons capillaires et des ponts argileux, induisant ainsi un

déplacement des particules fines d'un niveau à un autre (phénomène de suffusion) (Ayadat et al 1998). De plus, les effets capillaires entre les agrégats et les particules granulaires diminuent. Cela facilite la rupture des liaisons entre les particules et donc l'effondrement (Dudley, 1970).

Les comportements d'effondrement se manifestent souvent dans des sols fins dans lesquels les particules de silt ou de sable sont présentes alors en agrégations ou comme des connecteurs ou même parfois comme couverture des particules granulaires.

On note aussi que l'augmentation du potentiel d'affaissement pour une énergie de compactage correspondant à 20 coups pour le sol étudié présente une structure lâche avec beaucoup de vides, ce qui facilite la migration des particules fines d'un niveau à un autre.

Réciproquement, le compactage à 60 coups rend le sol relativement dense et la destruction des liaisons inter granulaires et le mouvement des particules fines deviennent lents, et pourtant les potentiels d'affaissement restent toujours élevés (figures IV.58).

On remarque aussi que pour une contrainte verticale de 400 Kpa, le potentiel d'effondrement  $C_p$  est au maximum, ce résultat peut être expliqué par l'intensité de l'effondrement qui augmente jusqu'à un certain niveau de contraintes, après lequel l'effondrement diminue. Lawton a conclu que "pour n'importe quelle densité relative et teneur en eau durant la préparation de l'échantillon, il y a une contrainte critique à laquelle la valeur d'effondrement est à son maximum." Cette contrainte critique est égale à la précontrainte développée durant le compactage de l'échantillon et diminue quand la teneur en eau augmente pour une densité relative constante. Pour une teneur en eau constante, quand la densité relative augmente, l'intensité d'effondrement diminue (Howayek et al, 2011).

Les figures IV.18 et IV.19 montrent également que le potentiel  $C_p$  décroît quasi linéairement, lorsque la teneur en eau ou l'énergie de compactage augmentent pour une contrainte verticale de 400Kpa ; et ce comportement et l'allure des courbes sont les mêmes quelle que soit la contrainte verticale (voir annexe). Ces résultats concordent avec ceux de Lawton et al (1989), Abbeche et al (2007,2008 et 2010). Ainsi donc le sol préparé artificiellement possède un comportement analogue aux sols naturels et non remaniés.

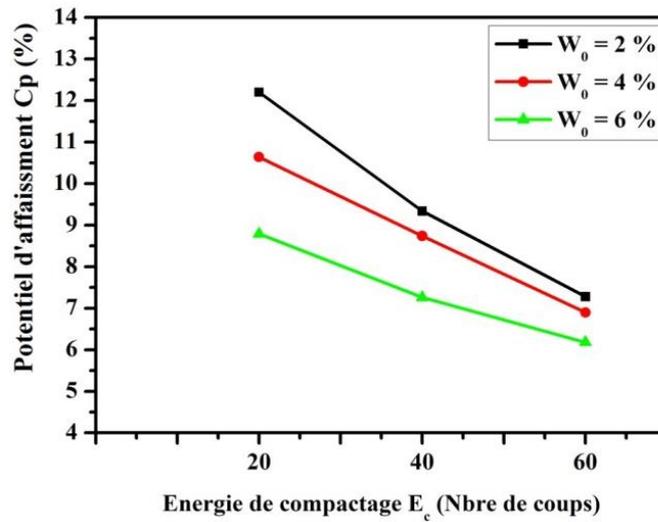


Figure IV.18 : Variation de  $C_p$  en fonction de l'énergie de compactage pour le sol non traité à une contrainte verticale de 400 KPa

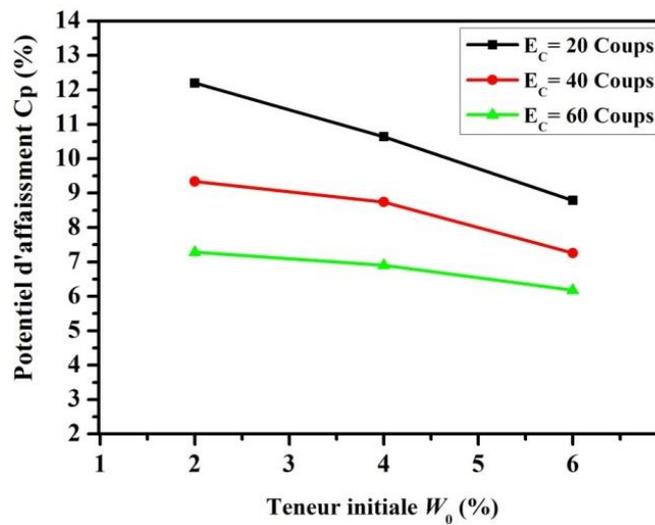


Figure IV.19 : Variation de  $C_p$  en fonction de la teneur en eau pour le sol non traité à une contrainte verticale de 400 KPa

#### IV.4.2 Sols traités par les solutions salines

Les propriétés d'affaissement des sols traités par les solutions salines ont été déterminées de la même manière que les essais non traités. Les tableaux (IV.8 à IV.13) rassemblent les potentiels d'affaissement  $C_p$  selon une teneur en eau  $w_0$ , une énergie de compactage  $E_c$  et une concentration pour les différents sels

Tableau IV.8 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les sels NaCl et CaCl<sub>2</sub> à différentes concentrations pour  $W_0=2\%$

	$\sigma$ Kpa	NaCl 0,5 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 0,5 mole/l	NaCl 1,0 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 1,0 mole/l	NaCl 1,5 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 1,5 mole/l	NaCl 2,0 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 2,0 mole/l
$E_c=20$	50	1,42	1,23	1,33	1,42	0,98	1,3	0,92	1
	100	3,98	4,12	2,69	3,99	1,61	2,59	1,5	2,98
	200	6,18	7	4,32	6,4	2,12	4,91	1,99	4,33
	400	8,52	11,12	6,44	9	3,01	8,01	2,62	7
	800	3	3,15	2,2	2,89	1,56	2,7	1,4	2
	1600	1,53	1,59	0,96	1,5	0,82	1,32	0,52	1,27
$E_c=40$	50	1,11	1,22	0,92	0,89	0,72	0,83	0,67	0,9
	100	2,97	3,15	1,88	2,9	1,42	2,7	1,34	2
	200	4,47	5,17	3,56	4,75	1,67	3,88	1,58	2,82
	400	8,12	8,98	5,79	8,32	2,62	7,02	2	5,02
	800	1,89	2,05	1,62	1,7	1,24	1,22	1,02	1,1
	1600	0,77	1,06	0,78	0,78	0,6	0,77	0,43	0,72
$E_c=60$	50	0,94	1	0,75	0,82	0,66	0,75	0,6	0,72
	100	2,41	2,71	1,32	2	1,32	1,68	1,3	1,53
	200	3,1	3,22	2,3	2,97	1,6	2,32	1,48	1,97
	400	4,78	6,51	4,22	5	2,1	4,01	2	3,5
	800	1,1	0,97	0,9	1,1	0,69	1,42	0,51	0,44
	1600	0,62	0,76	0,52	0,52	0,42	0,5	0,39	0,39

Tableau IV.9 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les sels NaCl et CaCl<sub>2</sub> à différentes concentrations pour  $W_0=4\%$

	$\sigma$ Kpa	NaCl 0,5 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 0,5 mole/l	NaCl 1,0 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 1,0 mole/l	NaCl 1,5 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 1,5 mole/l	NaCl 2,0 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 2,0 mole/l
$E_c=20$	50	1,1	1,1	0,81	1,02	0,66	0,87	0,66	0,8
	100	2,99	3,21	2,56	2,1	1,5	2	1,49	1,7
	200	4,1	4,39	3,6	4,21	2	3,51	1,86	2,87
	400	7,6	9,1	5,67	6,77	2,6	5	1,8	3,7
	800	2,9	2,97	2	2,7	1,4	1,98	1	1,72
	1600	0,99	1,01	0,86	0,91	0,72	0,87	0,52	0,68
$E_c=40$	50	1,01	1,02	0,69	0,97	0,6	0,71	0,5	0,61
	100	2	2,2	1,86	2	1,37	1,4	0,98	1,28
	200	3,61	3,88	3	3,51	1,56	2,81	1,3	2
	400	6,1	7,61	4,86	6,3	2,2	4,6	1,79	3,2
	800	1,77	1,66	1,6	1,6	1,01	1,2	0,9	1,09
	1600	0,76	0,82	0,52	0,82	0,49	0,68	0,35	0,5
$E_c=60$	50	0,9	0,87	0,61	0,65	0,52	0,57	0,4	0,45
	100	1,82	2	1,3	1,81	1,29	1,38	0,87	1,27
	200	3	3,12	2,3	2,97	1,54	2,3	1	1,9
	400	4,7	6	4,12	4,98	2	3,6	1,78	3
	800	0,98	1,3	0,89	1,05	0,66	1,2	0,49	0,4
	1600	0,6	0,61	0,5	0,5	0,4	0,5	0,28	0,35

Tableau IV.10 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les sels NaCl et CaCl<sub>2</sub> à différentes concentrations pour  $W_0=6\%$

	$\sigma$ Kpa	NaCl 0,5 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 0,5 mole/l	NaCl 1,0 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 1,0 mole/l	NaCl 1,5 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 1,5 mole/l	NaCl 2,0 mole/l	CaCl <sub>2</sub> 2,0 mole/l
$E_c=20$	50	1,01	0,75	0,55	0,88	0,6	0,58	0,52	0,65
	100	2,92	2,87	2,12	2	1,4	2	1,4	1,65
	200	3,97	3,98	3	3,97	1,82	3,5	1,8	2,69
	400	6,9	7,7	5,4	6	2,21	4,97	1,6	3,7
	800	2,39	2,01	1,97	2,33	1,22	1,96	0,82	1,72
	1600	0,9	0,9	0,77	0,82	0,52	0,7	0,4	0,53
$E_c=40$	50	0,7	0,7	0,5	0,62	0,5	0,55	0,42	0,62
	100	1,97	2	1,72	1,95	1,3	1,6	1	1,4
	200	3,4	3,52	2,6	2,97	1,72	2,82	1,2	2
	400	5,88	6	3,97	5	1,97	4,6	1,6	3
	800	1,96	2	1,6	1,9	1	1,6	0,8	1,12
	1600	0,77	0,87	0,52	0,76	0,3	0,52	0,32	0,4
$E_c=60$	50	0,7	0,68	0,48	0,6	0,48	0,52	0,4	0,6
	100	1,88	1,82	1,62	1,9	1,21	1,31	0,98	1,2
	200	2,9	2,97	2,58	2,88	1,7	2	1	1,98
	400	5	5,62	3,68	4,97	1,8	3,8	1,42	2,9
	800	0,99	0,97	1	0,98	0,9	1	0,8	1
	1600	0,6	0,6	0,5	0,48	0,3	0,5	0,32	0,35

Tableau IV.11 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les sels KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> à différentes concentrations pour  $W_0=2\%$

	$\sigma$ Kpa	KCl 0,5 mole/l	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 0,5 mole/l	KCl 1,0 mole/l	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 1,0 mole/l	KCl 1,5 mole/l	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 1,5 mole/l	KCl 2,0 mole/l	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> 2,0 mole/l
$E_c=20$	50	1,58	1,62	1,42	1,58	1,02	1,36	0,96	1,16
	100	4,08	4,76	2,9	4,04	1,7	3,7	1,58	3,02
	200	6,26	7,38	4,76	6,58	2,26	5,84	2,18	4,86
	400	8,88	11,6	6,8	9,74	3,06	8,84	2,84	7,26
	800	3,02	3,78	2,42	3,06	1,66	2,72	1,44	2,04
	1600	1,68	1,72	1,04	1,66	0,88	1,48	0,69	1,38
$E_c=40$	50	1,18	1,2	0,96	1,08	0,78	1,02	0,67	0,94
	100	3,16	3,32	2,12	3,04	1,56	2,94	1,38	2,08
	200	4,86	5,34	3,78	4,98	2,08	4,02	1,97	2,96
	400	8,28	9,02	6,42	8,74	2,82	7,24	2,06	5,08
	800	2,04	2,08	1,84	1,98	1,3	1,28	1,08	1,16
	1600	0,94	1,06	0,86	0,98	0,69	0,82	0,45	0,76
$E_c=60$	50	0,95	1,12	0,84	0,9	0,72	0,84	0,68	0,76
	100	2,68	2,9	1,96	2,16	1,46	1,88	1,36	1,68
	200	3,28	3,78	2,76	3,06	1,96	2,6	1,58	2,02
	400	5,06	6,72	4,28	5,26	2,26	4,18	2,04	3,56
	800	1,12	1,8	0,99	1,62	0,74	1,5	0,59	1,12
	1600	0,75	0,82	0,66	0,68	0,48	0,59	0,42	0,84

Tableau IV.12 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les sels KCl et  $(NH_4)_2SO_4$  à différentes concentrations pour  $W_0=4\%$

	$\sigma$ Kpa	KCl	$(NH_4)_2SO_4$	KCl	$(NH_4)_2SO_4$	KCl	$(NH_4)_2SO_4$	KCl	$(NH_4)_2SO_4$
		0,5 mole/l	0,5 mole/l	1,0 mole/l	1,0 mole/l	1,5 mole/l	1,5 mole/l	2,0 mole/l	2,0 mole/l
Ec=20	50	1,14	1,32	0,89	1,16	0,72	0,96	0,7	0,84
	100	3,22	3,34	2,74	2,96	1,68	2,16	1,52	1,76
	200	4,28	5,04	3,82	4,38	2,02	3,76	1,96	2,96
	400	7,66	9,48	5,88	7,92	2,68	5,18	1,88	3,76
	800	2,96	3,02	2,08	2,76	1,48	2,1	1,04	1,78
	1600	1,1	1,18	0,9	0,98	0,84	0,92	0,55	0,78
Ec=40	50	1,08	1,12	0,78	1	0,64	0,88	0,52	0,69
	100	2,06	2,28	2,16	2,16	1,4	1,96	1,02	1,32
	200	3,72	4	3,12	3,66	1,96	2,98	1,38	2,08
	400	6,28	7,68	4,92	6,42	2,24	4,92	1,97	3,28
	800	1,82	1,94	1,68	1,78	1,13	1,54	0,98	1,24
	1600	0,86	0,98	0,69	0,86	0,57	0,72	0,38	0,58
Ec=60	50	0,96	0,98	0,64	0,7	0,58	0,62	0,46	0,58
	100	1,97	2,02	1,84	1,92	1,32	1,5	0,99	1,36
	200	3,08	3,48	2,92	3,06	1,94	2,7	1,18	2,2
	400	5,74	6,04	4,68	5,02	2,02	3,98	1,86	3,02
	800	1,36	1,4	1,14	1,34	1,24	1,26	0,94	1,08
	1600	0,79	0,78	0,62	0,74	0,48	0,68	0,34	0,54

Tableau IV.13 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale  $\sigma$  pour les sels KCl et  $(NH_4)_2SO_4$  à différentes concentrations pour  $W_0=6\%$

	$\sigma$ Kpa	KCl	$(NH_4)_2SO_4$	KCl	$(NH_4)_2SO_4$	KCl	$(NH_4)_2SO_4$	KCl	$(NH_4)_2SO_4$
		0,5 mole/l	0,5 mole/l	1,0 mole/l	1,0 mole/l	1,5 mole/l	1,5 mole/l	2,0 mole/l	2,0 mole/l
Ec=20	50	0,89	1,1	0,76	1	0,67	0,88	0,58	0,74
	100	2,97	3	2,27	2,64	1,63	2,06	1,47	1,98
	200	4,01	4,86	3,27	4,02	1,97	3,68	1,91	2,86
	400	6,92	7,98	5,45	6,12	2,32	5,2	1,69	3,9
	800	2,46	2,97	2,01	2,38	1,42	2,14	0,97	1,98
	1600	0,97	1	0,82	0,9	0,63	0,74	0,48	0,62
Ec=40	50	0,82	0,98	0,7	0,84	0,58	0,72	0,5	0,64
	100	2,02	2,12	1,88	2	1,36	1,82	1,02	1,48
	200	3,49	3,68	2,67	3,02	1,88	2,9	1,24	2,14
	400	6,08	6,88	4,03	5,24	2,04	4,72	1,92	3,16
	800	2	2,18	1,62	1,96	1,13	1,64	0,95	1,26
	1600	0,83	0,92	0,61	0,8	0,48	0,64	0,36	0,48
Ec=60	50	0,84	0,86	0,64	0,72	0,56	0,64	0,54	0,6
	100	1,93	2	1,8	1,94	1,3	1,48	1,1	1,36
	200	2,99	3,02	2,9	2,96	1,91	2,18	1,9	1,99
	400	5,17	5,84	4,52	5,04	1,87	3,96	1,64	2,98
	800	1,08	1,14	1,02	1,1	0,98	1,04	0,97	1,06
	1600	0,58	0,62	0,54	0,56	0,42	0,52	0,46	0,5

Vu que notre étude est paramétrique c'est à dire, on a varié plusieurs paramètres tels la contrainte verticale, l'énergie de compactage (20,40 et 60 coups), la teneur en eau initiale (2,4 et 6%) et quatre nature de sels (NaCl, CaCl<sub>2</sub>, KCl et  $(NH_4)_2SO_4$ ), avec différentes concentrations (0,5, 1,5, 1 et 2 mole/litre), et après dépouillement et analyses des résultats, on a constaté que les échantillons traités par NaCl et KCl donnent presque les même résultats des potentiels d'affaissements et les échantillons traités par CaCl<sub>2</sub> et  $(NH_4)_2SO_4$  donnent des potentiels d'affaissements proches.

C'est pour cela qu'au niveau de la discussion et interprétation des résultats, on a comparé NaCl avec CaCl<sub>2</sub> et KCl avec (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> par rapport au témoin sans traitement pour mieux illustrer l'effet favorable des traitements par différentes nature des sels sur l'effondrement des sols. Cette comparaison est justifiée par d'une part la valence différente des cations (Na<sup>+</sup> et Ca<sup>++</sup>) des sels utilisés et d'autres part la différence de l'anion accompagnateur (Cl<sup>-</sup> et SO<sub>4</sub><sup>2-</sup>).

Dans le but d'éclaircir l'influence des solutions salines sur la réduction du potentiel d'affaissement C<sub>p</sub>, on a jugé utile de déterminer le taux de réduction TR comme suit :

$$TR = 100 - \left( \frac{C_{pt}}{C_{pn}} \cdot 100 \right) \quad (\%) \quad (3)$$

Avec :

C<sub>pn</sub>: potentiel d'affaissement du sol non traité

C<sub>pt</sub>: potentiel d'affaissement du sol traité

#### **IV.4.2.1 Sol traité par les sels (NaCl et CaCl<sub>2</sub>)**

D'après les résultats obtenus donnés dans les tableaux (IV.8 à IV.13) et présentés dans les (figures IV.20 à IV.37), on constate des réductions substantielles du potentiel d'effondrement C<sub>p</sub> pour le sol traité avec les solutions salines telles que le chlorure de sodium NaCl et le chlorure de calcium CaCl<sub>2</sub> à différentes concentrations ioniques. On remarque aussi que pour une contrainte verticale de 400 KPa le potentiel d'effondrement C<sub>p</sub> est au maximum.

Il y a lieu de souligner que si on considère les C<sub>p</sub> calculés sous une contrainte verticale de 400 KPa, pour les faibles concentrations 0,5 mole/litre, le taux de réduction des C<sub>p</sub> varie de 15 à 35% et de 4 à 15% respectivement pour les solutions salines NaCl et CaCl<sub>2</sub>. Par contre, pour les fortes concentrations, 2 moles/litre le taux de réduction des C<sub>p</sub> varie de 65 à 70% et de 40 à 50% respectivement pour les solutions salines NaCl et CaCl<sub>2</sub>.

Le taux de réduction dans les effondrements est lié à la contrainte verticale appliquée, sachant que pour les faibles concentrations 0,5 mole/litre, ce taux de réduction varie de 15 à 25% et de 9 à 15% pour une contrainte verticale de 200 KPa respectivement pour les deux sels NaCl et CaCl<sub>2</sub>. Par ailleurs, il varie entre 10 à 40% et entre 4 à 20% respectivement pour les deux sels NaCl et CaCl<sub>2</sub> pour une contrainte

verticale de 800 KPa .Pour les fortes concentrations 2 moles/litre le taux de réduction dans le  $C_p$  prend les valeurs entre 60 à 70% pour NaCl et entre 40 et 50% pour CaCl<sub>2</sub> si on considère une contrainte verticale de 200 KPa. Par contre pour une contrainte verticale de 800 KPa les valeurs du taux de NaCl varient entre 30% à 65% et pour CaCl<sub>2</sub>, il varie entre 14 à 40%.

#### **IV.4.2.2 Sol traité par les sels (KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>)**

D'après les résultats obtenus dans les figures (IV.38 à IV.55), On constate des réductions substantielles du potentiel d'effondrement  $C_p$  pour le sol traité avec les solutions salines telles que le chlorure de potassium KCl et le sulfate d'ammonium (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> à différentes concentrations ionique. On remarque aussi que pour une contrainte verticale de 400 KPa le potentiel d'effondrement  $C_p$  est au maximum.

Si on considère les  $C_p$  calculés sous une contrainte verticale de 400 KPa, pour les faibles concentrations 0,5 mole/litre , le taux de réduction des  $C_p$  varie de 12% à 30% et de 3,5 à 12% respectivement pour les solutions salines KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> , par contre, pour les fortes concentrations 2 moles/litre, le taux de réduction des  $C_p$  varie de 72% à 80% et de 40% à 60% respectivement pour les solutions salines KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> .

Comme pour le couple de sel précédent, le taux de réduction dans les effondrements est lié aussi à la contrainte verticale appliquée. Ainsi pour les faibles concentrations 0,5 mole/litre, ce taux de réduction varie de 8% à 26% et de 2% à 12% pour une contrainte verticale de 200 KPa respectivement pour les deux sels KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>. En outre, il varie entre 4% à 42% et entre 2% à 6% respectivement pour les deux sels KCl et (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> pour une contrainte verticale de 800 KPa. Aux concentrations 2 moles/litre, le taux de réduction dans le  $C_p$  atteint les valeurs entre 42% à 68% pour KCl et entre 39% et 50% pour le sel (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> si on considère une contrainte verticale de 200 KPa. En revanche à une contrainte verticale de 800 KPa les valeurs du taux de KCl varient entre 17% à 67% et pour (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, entre 9% à 37%.

Ainsi donc le comportement du sol traité par les solutions salines KCl, (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, (Abbeche et al, 2010), NaCl et CaCl<sub>2</sub> est influencé par la teneur en eau initiale et l'énergie de compactage d'une part et par la concentration ionique et la nature des cations adsorbés sur le complexe d'échange d'autre part.

## IV.5 Discussion sur les sols traités par différents sels

Le comportement du matériau en présence des sels solubles, s'explique par les effets de ces derniers sur la solution interstitielle du sol, la modification de la garniture ionique du complexe d'échange de l'argile, ainsi que les réactions éventuelles avec les cations de la phase solide (notamment  $\text{Ca}^{++}$ ).

Tout d'abord, à cause de l'augmentation de la force ionique de la solution du sol, la double couche diffuse des argiles est compressée et ce quelle que soit la nature du sel. Cela se traduit par une floculation du matériau et sa stabilisation par rapport au matériau témoin (sol non traité). Quant aux effets des cations adsorbés, leur nature joue un rôle primordial dans le comportement physique et mécanique du matériau argileux. L'adsorption de  $\text{Ca}^{++}$ , à cause de sa valence par les charges négatives des argiles s'effectue avec une grande énergie, ce qui comprime la double couche diffuse et améliore efficacement la stabilisation du matériau tout en créant une porosité entre les unités structurales d'où une meilleure circulation de l'eau (perméabilité). A l'inverse, le cation alcalin monovalent  $\text{Na}^+$  comprime plus faiblement la double couche diffuse surtout quand la solution du sol présente une faible force ionique ; il favorise ainsi à forte teneur en eau le gonflement et la dispersion des particules argileuses (Halitim et al 1984). Cela a pour conséquence une obturation des pores du matériau et sa densification.

Une particularité importante des forces électrostatiques est leur instabilité en rapport avec le taux d'humidité. En effet, quand le matériau est très hydraté la distance entre les particules augmente et la force électrostatique diminue. A l'extrême, les forces électrostatiques disparaissent d'où se produit une répulsion des particules élémentaires. Ainsi, les matériaux sodiques (riche en sodium adsorbé) à faible potentiel hydrique (ou faible contrainte mécanique) retiennent plus d'eau que les matériaux calciques. En revanche à fort potentiel hydrique (forte contrainte mécanique), ils retiennent moins d'eau que les matériaux calciques surtout quand  $\text{Ca}^{++}$  est apporté sous forme de sel hygroscopique tels que  $\text{CaCl}_2, 2\text{H}_2\text{O}$ .

Dans le milieu naturel, ces matériaux subissent généralement un processus de lixiviation des sels se traduisant pour les mélanges sol- $\text{NaCl}$  par un gonflement due à l'effet de sodium adsorbé d'où la diminution des  $C_p$ . En revanche, pour les mélanges sol- $\text{CaCl}_2$  la lixiviation des sels solubles se traduit par un faible gonflement et maintien d'un matériau structuré du à la forte énergie d'adsorption de  $\text{Ca}^{++}$  sur le

complexe d'échange. Par conséquent, l'effet du  $\text{CaCl}_2$  est plus durable que celui de  $\text{NaCl}$ .

La structure est plus stable en présence de sel, le  $C_p$  diminue par rapport au témoin sans sel, quelle que soit la contrainte, la teneur en eau initiale et le degré de compactage, cela est dû à la concentration saline de la solution interstitielle.

Pour une même concentration saline, on note que le chlorure de potassium ( $\text{KCl}$ ) diminue plus le  $C_p$  que le sulfate d'ammonium,  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  ce qui se traduit par un effet plus favorable sur la stabilité du matériau. Dans le cas du sulfate d'ammonium  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$ , la désorption de  $\text{Ca}^{++}$  serait forte car elle se traduit par une élimination de ce cation du système complexe adsorbant-solution du sol, en précipitant sous forme de gypse peu soluble ( $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$ ). En revanche avec  $\text{KCl}$ , la désorption de  $\text{Ca}^{++}$  par  $\text{K}^+$  est plus limitée.

Il s'ensuit, une rémanence probable de l'effet favorable du sulfate d'ammonium  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  qui s'explique par la néoformation du gypse ( $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$ ), qui est peu soluble et peu lessivé. D'où une persistance de l'effet flocculant de  $\text{Ca}^{++}$  provenant de ce sel néoformé.

Par contre, dans le cas du traitement par le chlorure de potassium, le lessivage de ce sel ou du sel très soluble susceptible de se former comme ( $\text{CaCl}_2, 2\text{H}_2\text{O}$ ) entraîne une élimination rapide des sels du sol d'où une très faible rémanence de l'effet favorable sur la structure du sol (Halitim, 1985).

En ce qui concerne le phénomène de la rétrogradation, il se manifeste pour les deux cations  $\text{K}^+$  et  $\text{NH}_4^+$ , qui ont presque le même rayon ionique hydraté. Ces derniers passent de la surface externe des argiles pour s'insinuer dans l'espace inter-foliaire de la fraction smectite contenue dans le sol. Ce processus ne peut être évoqué pour expliquer les différences de comportement des deux traitements puisqu'il concerne les deux cations.

Le chlorure de sodium ( $\text{NaCl}$ ) et le chlorure de potassium ( $\text{KCl}$ ) s'avèrent les sels qu'ont plus d'effets sur la diminution du taux d'effondrement  $C_p$  par rapports aux sels chlorure de calcium ( $\text{CaCl}_2$ ) et le sulfate d'ammonium. Une concentration en  $\text{NaCl}$  et ( $\text{KCl}$ ) de 1,5 mole/litre a permis de réduire de près de 70% (moyenne) le taux d'effondrement  $C_p$ . Les résultats montrent clairement quel que soit la solution saline, la concentration de 1,5 mole/litre sont proches de ceux de 2 mole/litre. De ce fait, on opte pour un traitement efficace avec une solution saline de concentration optimale de 1,5 mole/litre.

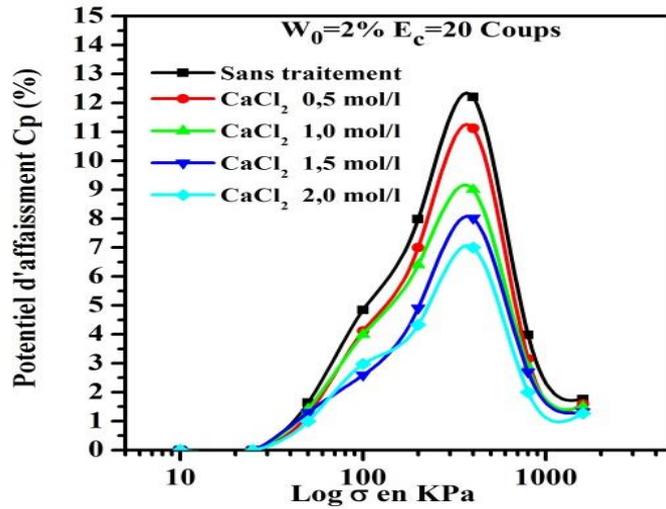


Figure IV.20 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl<sub>2</sub> ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=20$  coups)

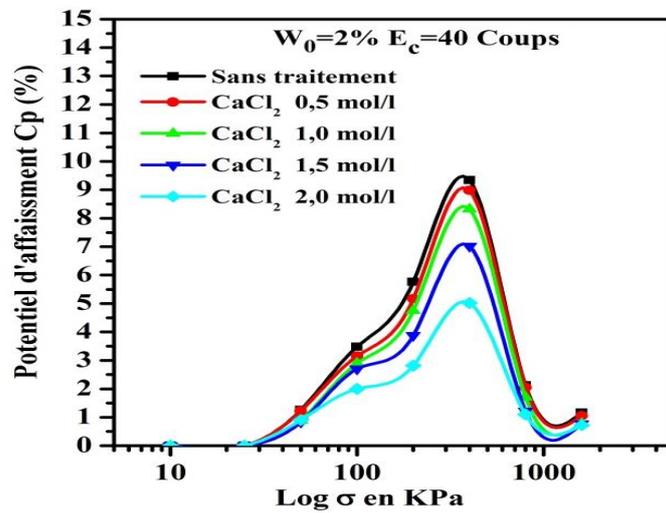


Figure IV.21 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl<sub>2</sub> ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=40$  coups)

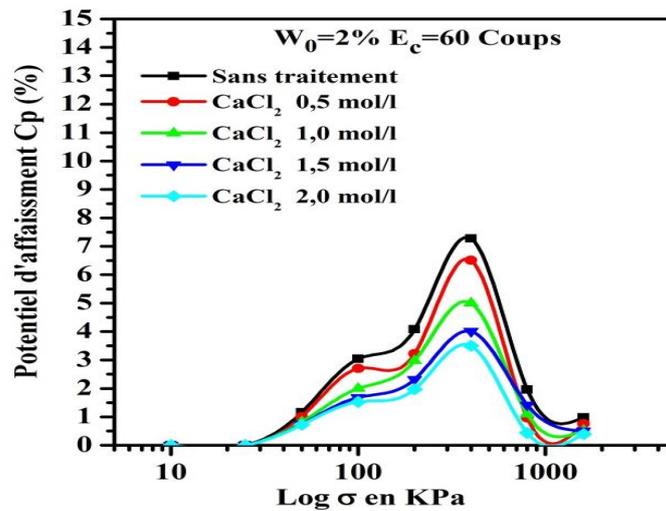


Figure IV.22 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel CaCl<sub>2</sub> ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=60$  coups)

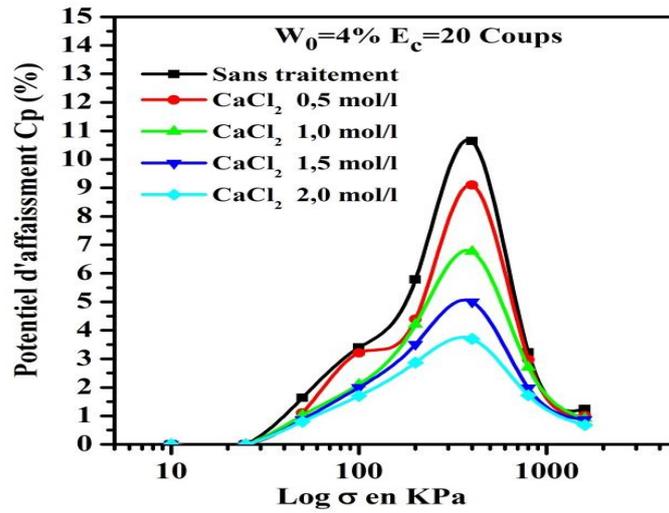


Figure IV.23 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $\text{CaCl}_2$  ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=20$  coups)

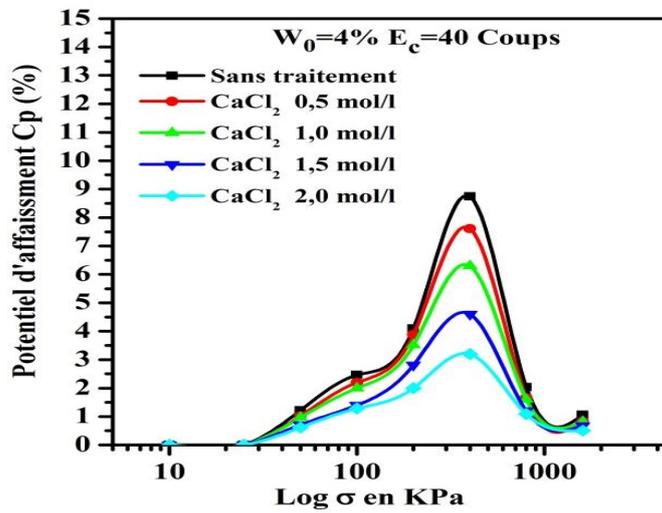


Figure IV.24 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $\text{CaCl}_2$  ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=40$  coups)

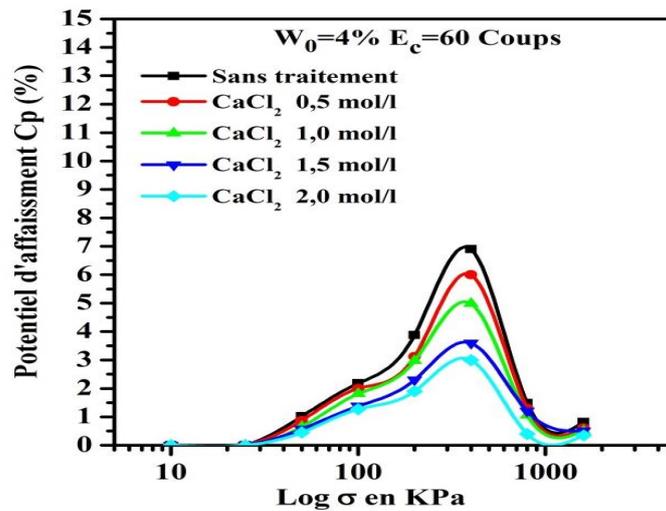


Figure IV.25 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $\text{CaCl}_2$  ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=60$  coups)

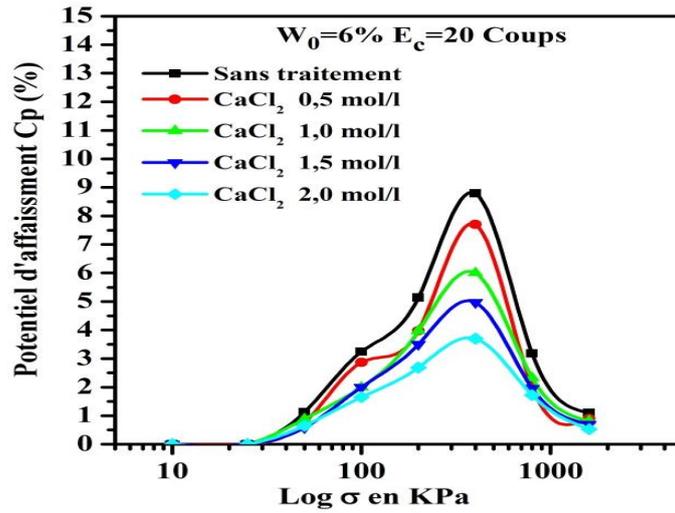


Figure IV.26 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $\text{CaCl}_2$  ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=20$  coups)

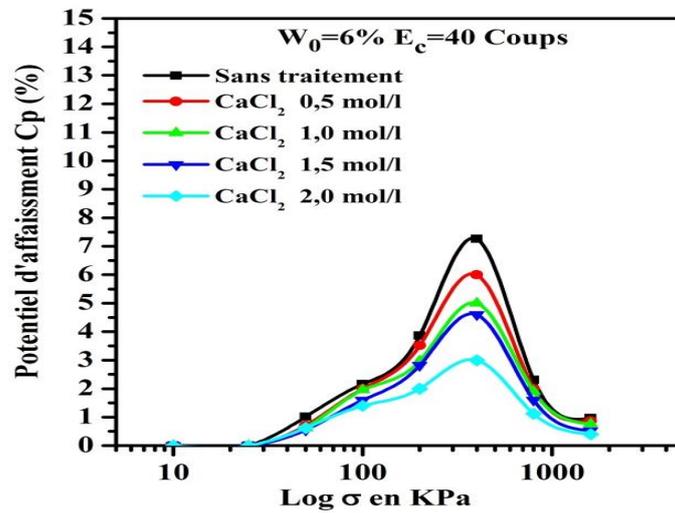


Figure IV.27 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $\text{CaCl}_2$  ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=40$  coups)

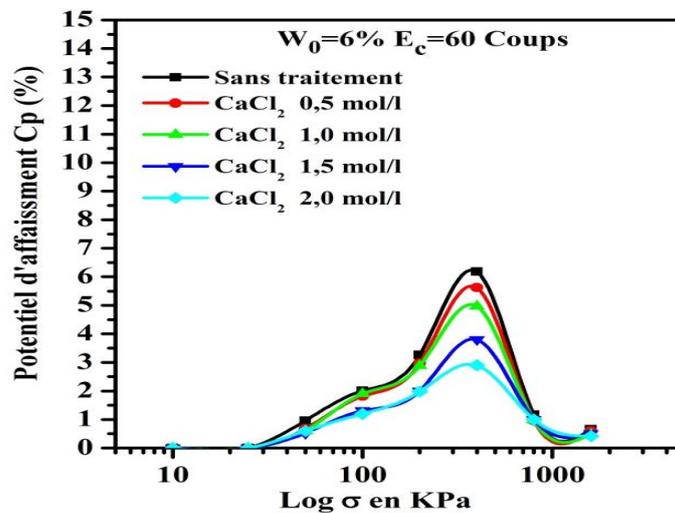


Figure IV.28 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $\text{CaCl}_2$  ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=60$  coups)

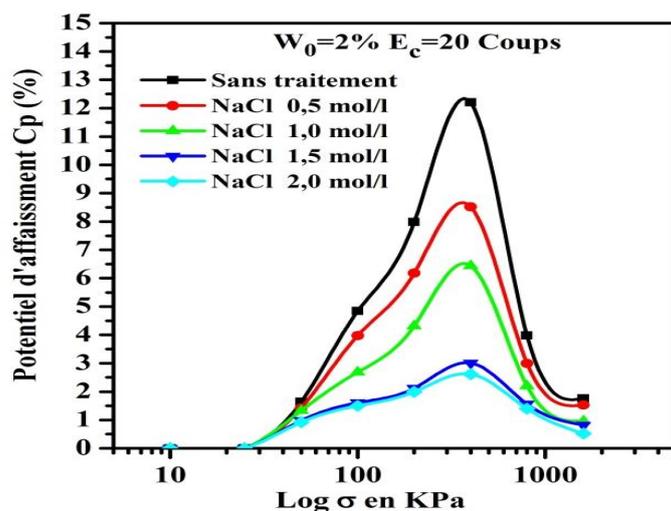


Figure IV.29 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=20$  coups)

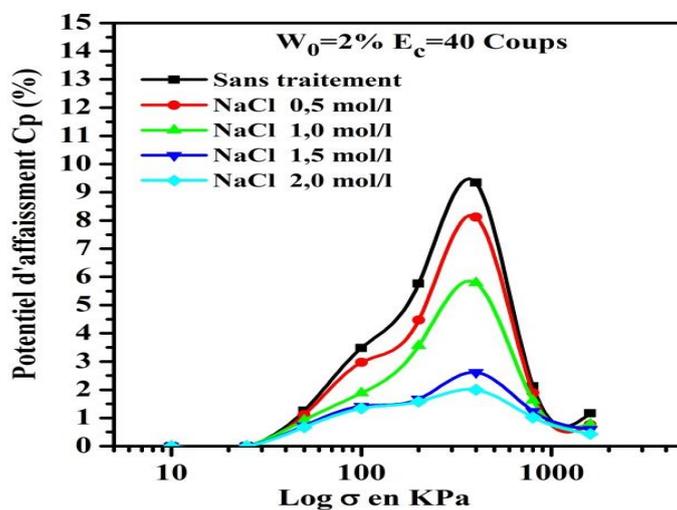


Figure IV.30 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=40$  coups)

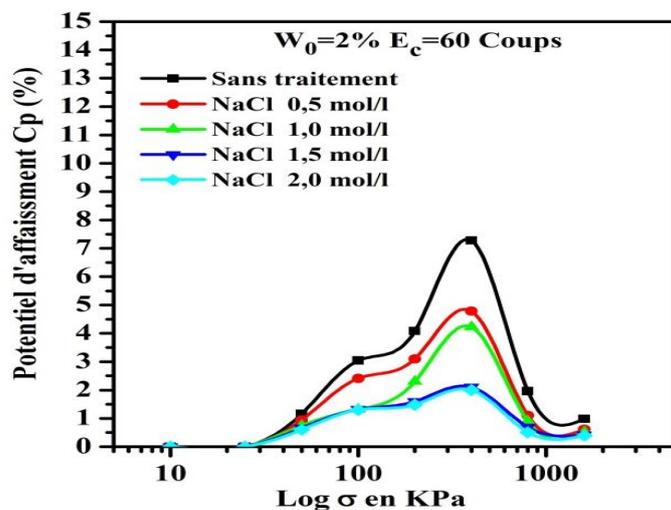


Figure IV.31 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=60$  coups)

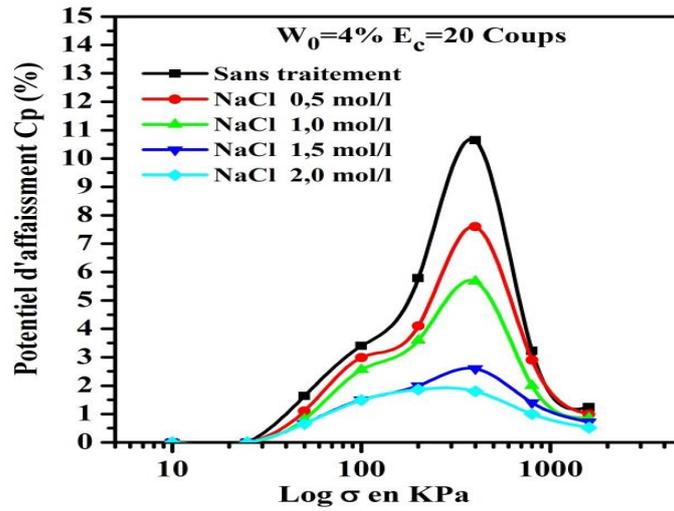


Figure IV.32 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=20$  coups)

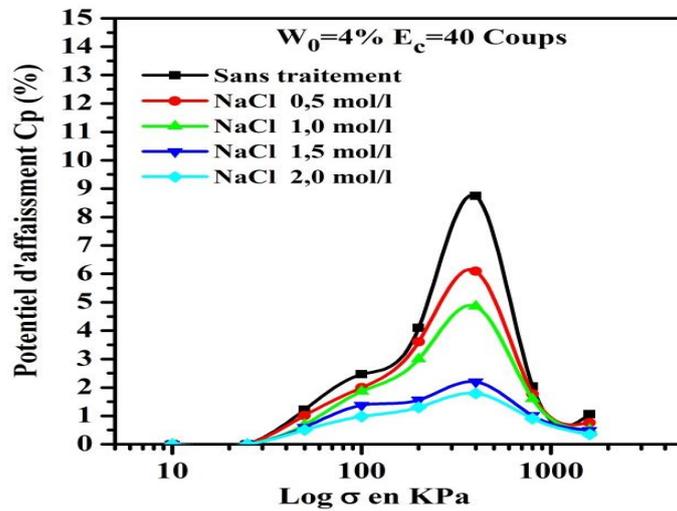


Figure IV.33 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=40$  coups)

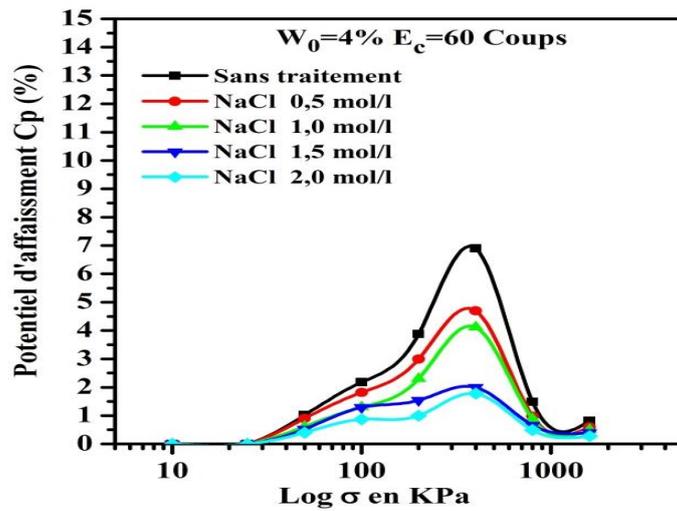


Figure IV.34 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=60$  coups)

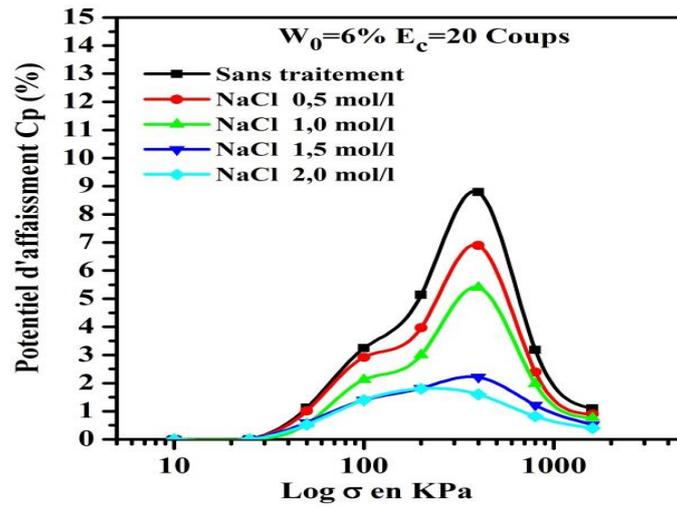


Figure IV.35 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=20$  coups)

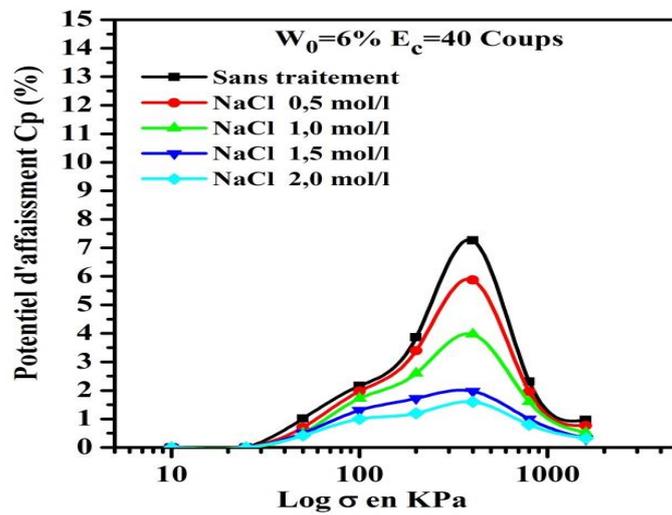


Figure IV.36 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=40$  coups)

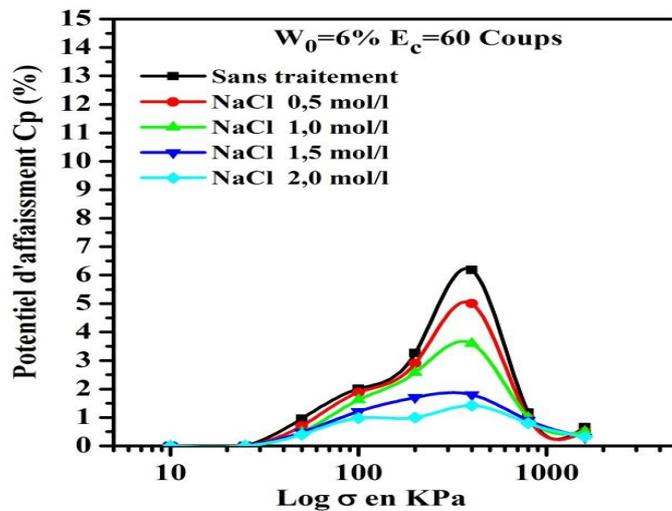


Figure IV.37 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel NaCl ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=60$  coups)

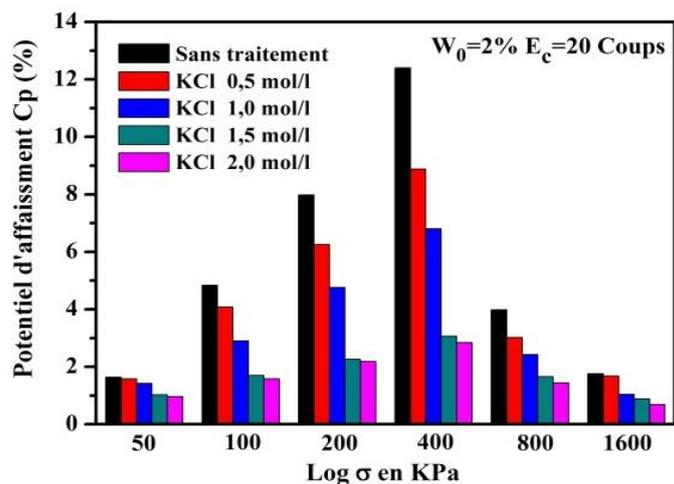


Figure IV.38 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=20$  coups)

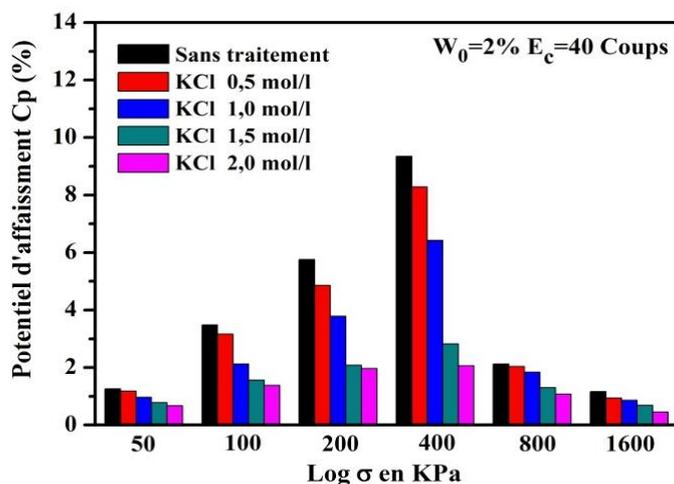


Figure IV.39 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=40$  coups)

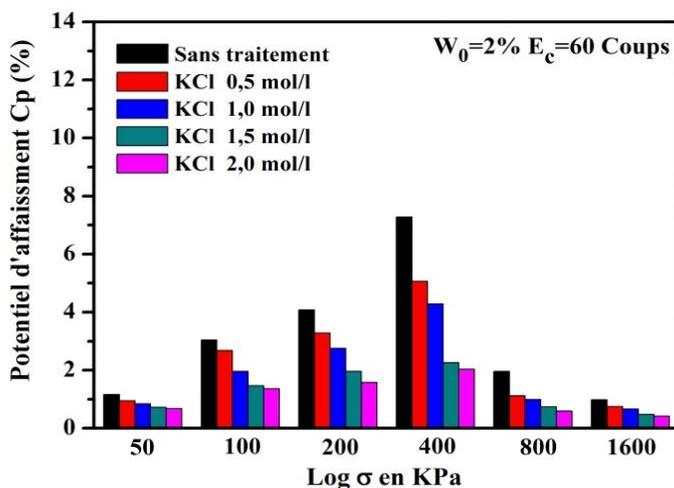


Figure IV.40 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=60$  coups)

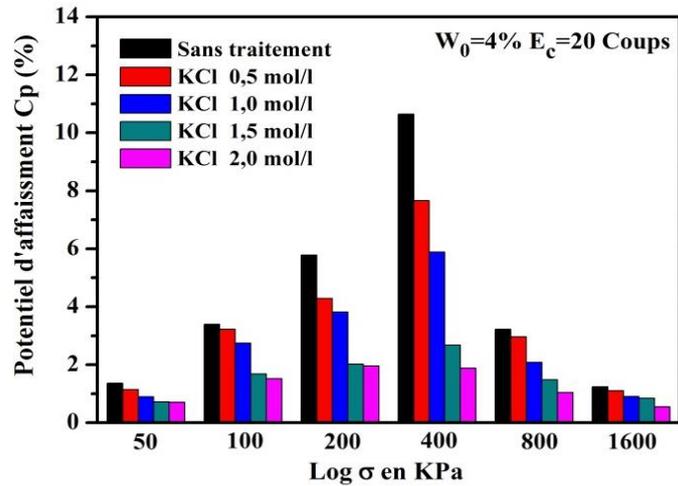


Figure IV.41 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=20$  coups)

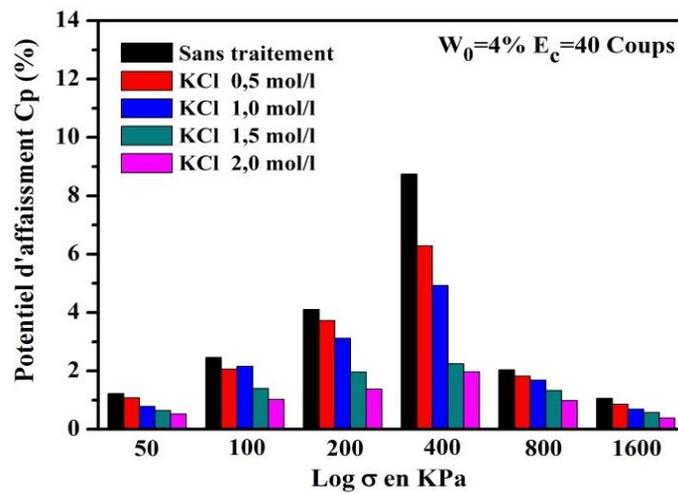


Figure IV.42 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=40$  coups)

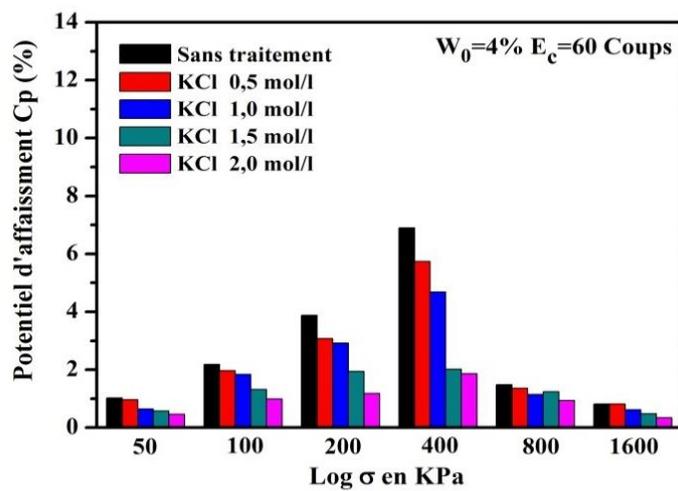


Figure IV.43 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=60$  coups)

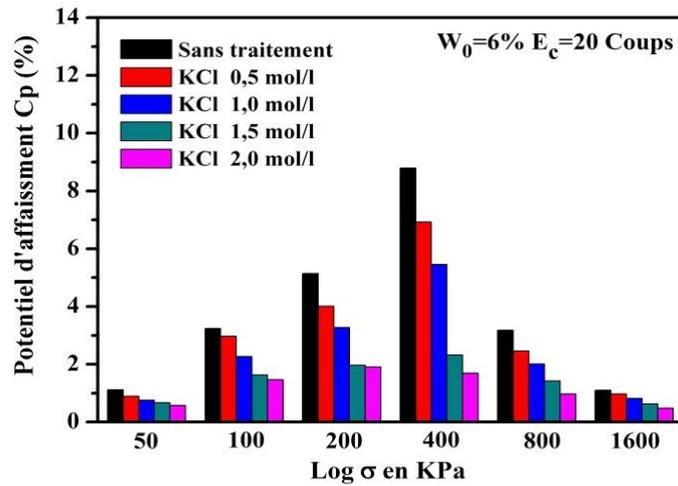


Figure IV.44 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=20$  coups)

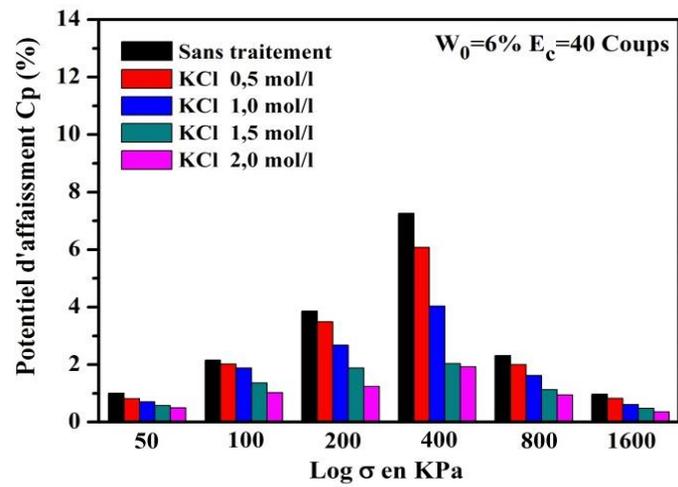


Figure IV.45 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=40$  coups)

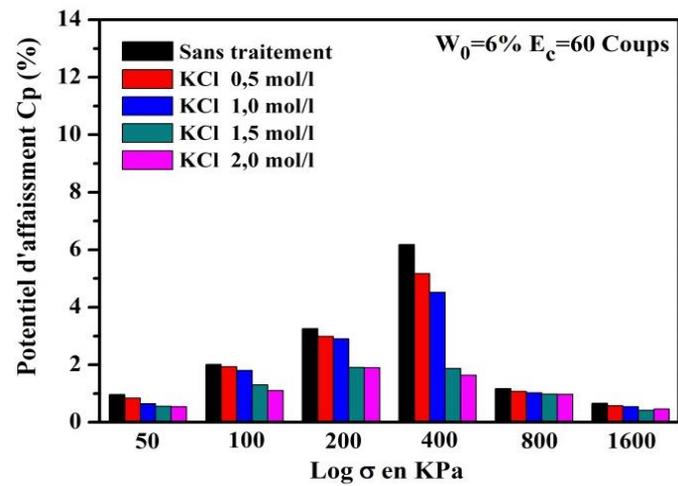


Figure IV.46 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel KCl ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=60$  coups)

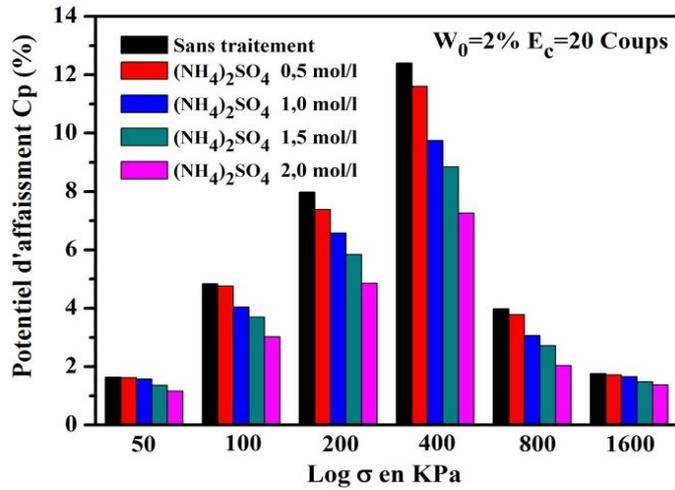


Figure IV.47 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=20$  coups)

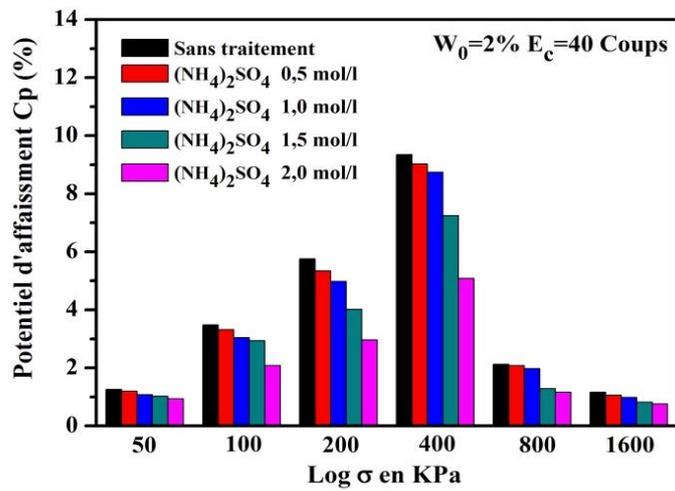


Figure IV.48 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=40$  coups)

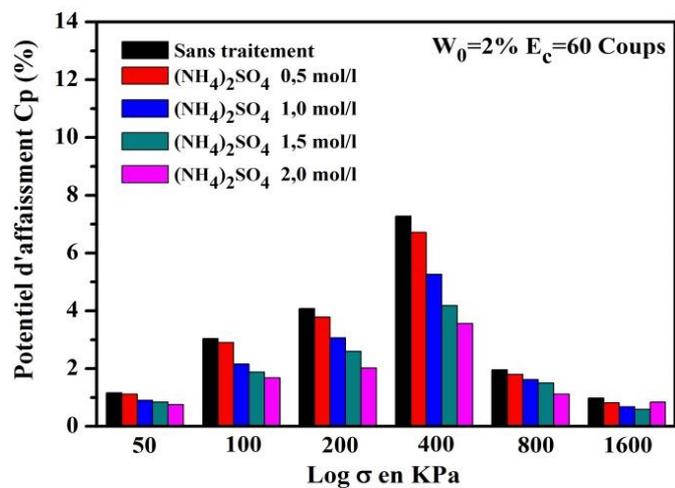


Figure IV.49 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=60$  coups)

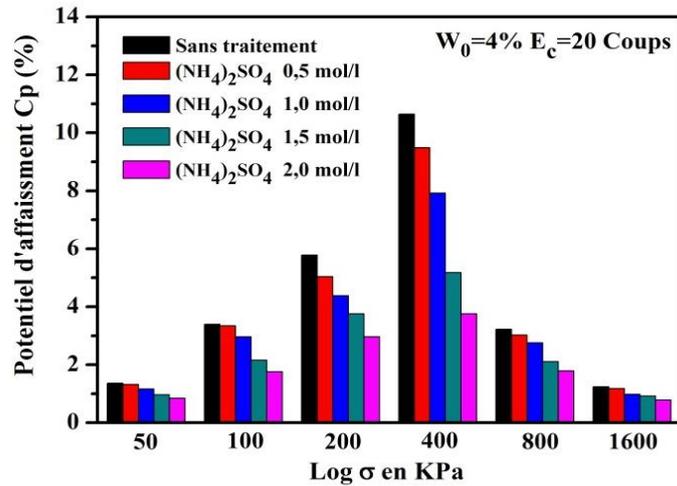


Figure IV.50 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=20$  coups)

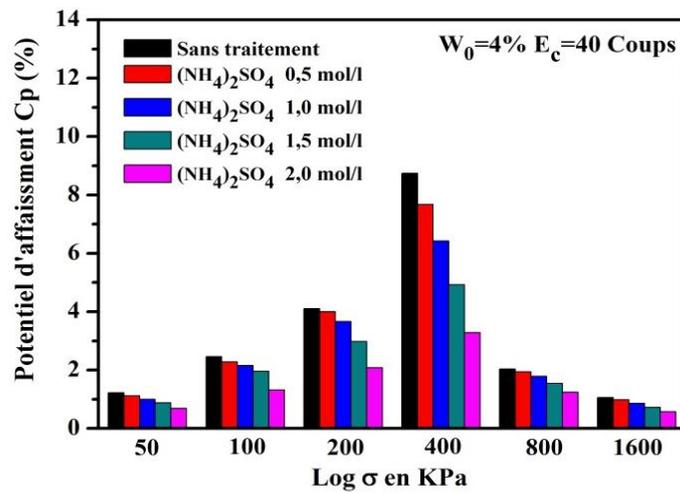


Figure IV.51 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=40$  coups)

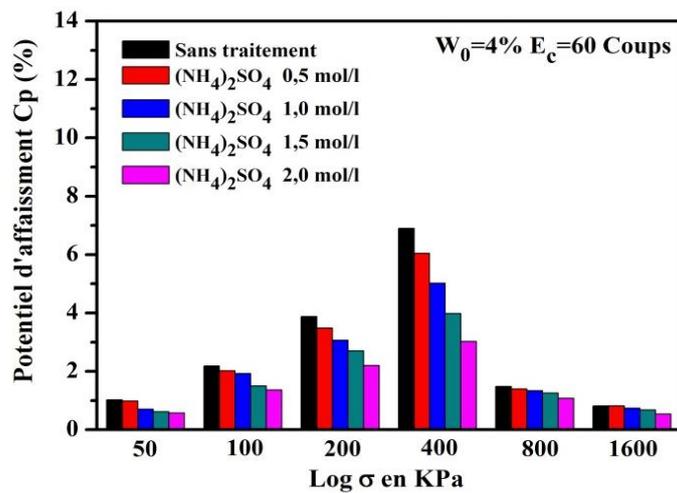


Figure IV.52 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=60$  coups)

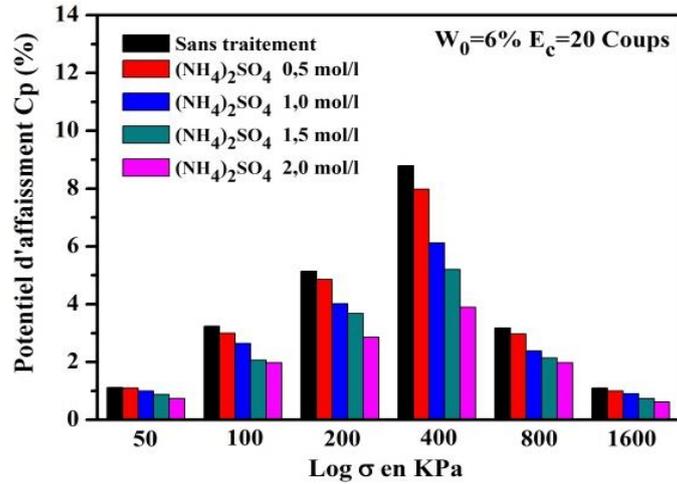


Figure IV.53 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=20$  coups)

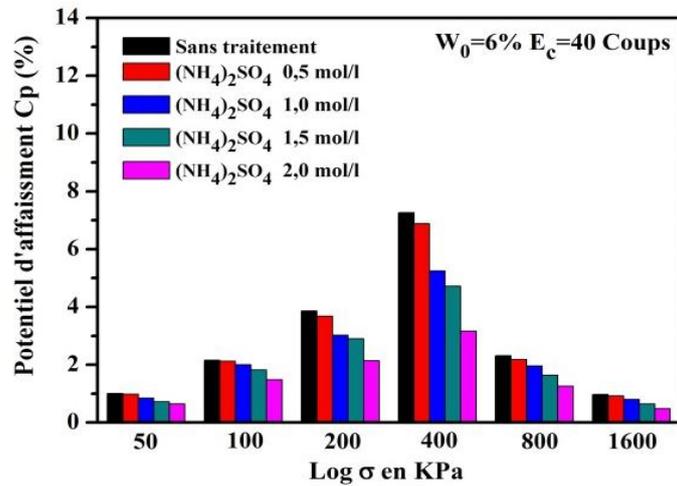


Figure IV.54 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=40$  coups)

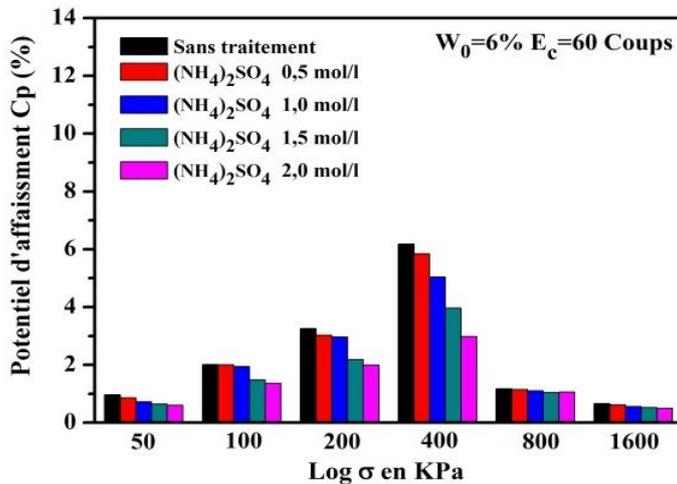


Figure IV.55 : Variation du potentiel d'affaissement  $C_p$  en fonction de la contrainte verticale pour le sel  $(NH_4)_2SO_4$  ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=60$  coups)

## IV.6 Observation au microscope électronique à balayage (M.E.B)

### IV.6.1 Relation argile-squelette quartzeux : cas du sol non traité

On observe un contact lâche (non intime) entre les cristallites de kaolinite et les cristaux de quartz. Les cristallites de kaolinite ( $1,5\mu\text{m}$  à  $2,5\mu\text{m}$ ) ne présentent aucune orientation préférentielle par rapport au squelette quartzeux (figure IV.56). Ce type de microstructure a été rapporté par différents auteurs (Rollins et al, 1994 ; Grabowska, 1975 ; Tessier et Berrier, 1979 ; Lawton et al, 1989).

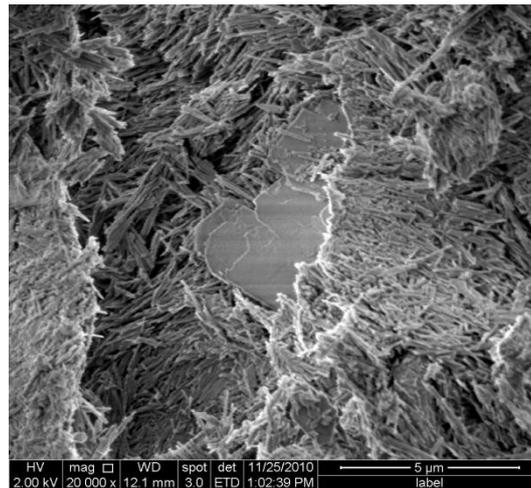


Figure IV.56 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité (20 coups)

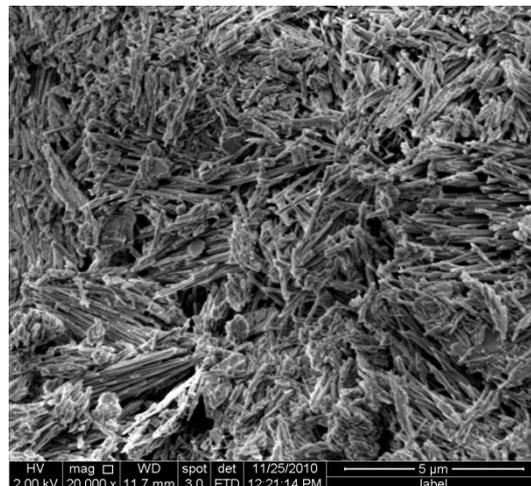


Figure IV.57 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité (40 coups)

La figure IV.57 révèle que le matériau est un peu tassé que l'échantillon soumis à un compactage de 20 coups. Les cristaux de quartz sont enrobés par des cristallites avec des faces moins nettes que l'échantillon qui n'a subi qu'une faible énergie de compactage.

La microstructure de la figure IV.58 montre que le matériau est très tassé sous l'effet des coups de compactage, et présente une faible porosité. Les cristallites de kaolinite, sans limites nettes enrobent les cristaux de quartz. L'augmentation de l'énergie de compactage se traduit par une déformation du matériau et une diminution de la taille des vides ( $0,8\mu\text{m}$  à  $0,01\mu\text{m}$ ).

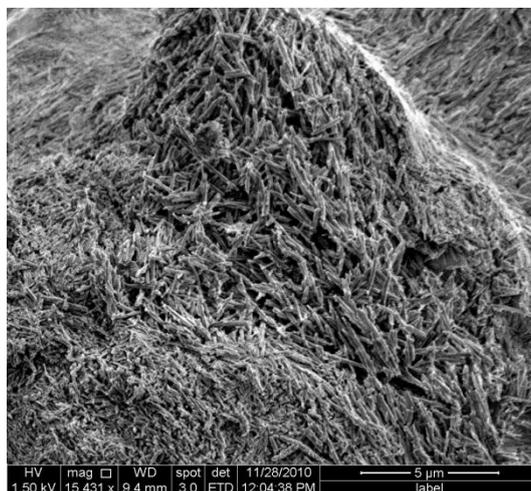


Figure IV.58 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité (60 coups)

Dans la figure IV.59, on remarque que les cristallites de kaolinite et les cristaux de quartz sont recouverts d'une mince couche de montmorillonite qui contribuent à rendre plus rigide le squelette du matériau.

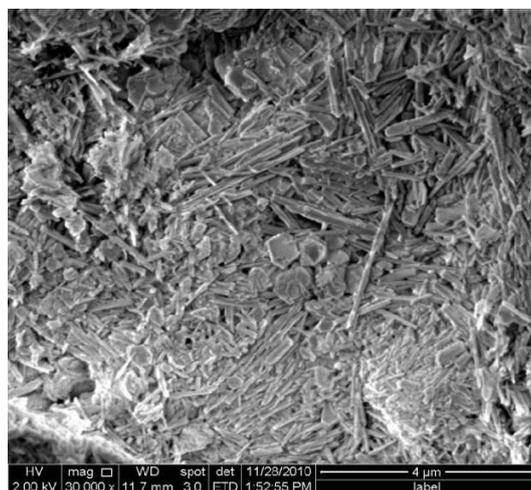


Figure IV.59 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec présence de la montmorillonite (30000X)

La microstructure de la figure IV.60 montre que les gros grains quartzeux sont régulièrement distribués dans la matrice argileuse et en général n'ont pu être observés. Ils étaient enrobés par les particules d'argiles. La forme des grains est plus au moins arrondie et leur taille est nanométrique.

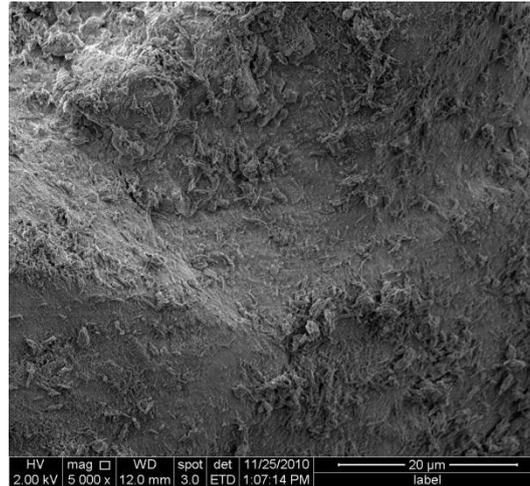


Figure IV.60 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec matrice argileuse (6000X)

La figure IV.61 présente la microstructure d'un échantillon de sol non traité. On observe la présence de paillettes de kaolin et un empilement aléatoire de cristaux de quartz dans la structure et on remarque aussi un contact lâche entre les éléments du sol due à leur dispersion par l'inondation à l'eau.

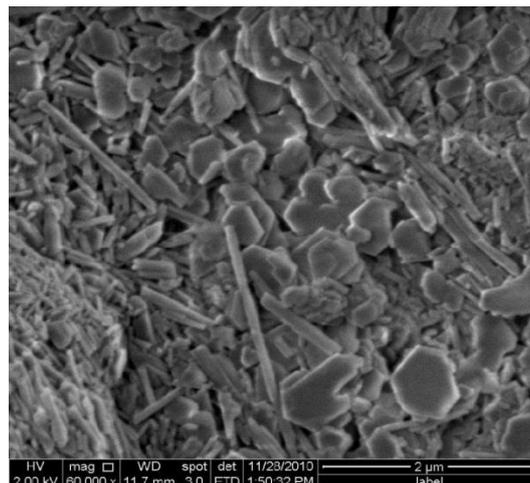


Figure IV.61 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec empilement aléatoire de cristaux de quartz (60000X)

La figure IV.62 révèle un aspect général d'un sol reconstitué sans traitement et montre une structure fibreuse ( $0,02\mu\text{m}$  à  $1,5\mu\text{m}$ ) avec orientation aléatoire formant une couche adhérente recouvrant les cristaux de quartz. Cette microstructure est très lâche constituée d'amas argileux et de cristallites individualisés et différente de celle de l'échantillon de la figure IV.61 et les particules argileuses de cet échantillon sont un peu plus séparées et les pores inter-agrégats augmentent.

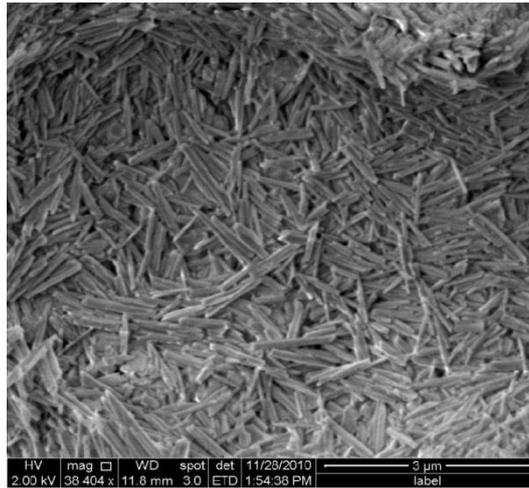


Figure IV.62 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec une structure fibreuse (38404X)

Les figures IV.63 et IV.64 montrent une structure ouverte, pauvrement cimentée entre les différents éléments du sol (sable et kaolin), avec des cristallites ( $0,01\mu\text{m}$  à  $1,6\mu\text{m}$ ). L'observation au MEB met en évidence l'apparition des pores de forme et d'ouverture différente avec des zones lâches. Ce type de microstructure a été rapporté par différents auteurs (Cui et al, 2004 ; Delage et al, 2005 et Yang et al, 2008).

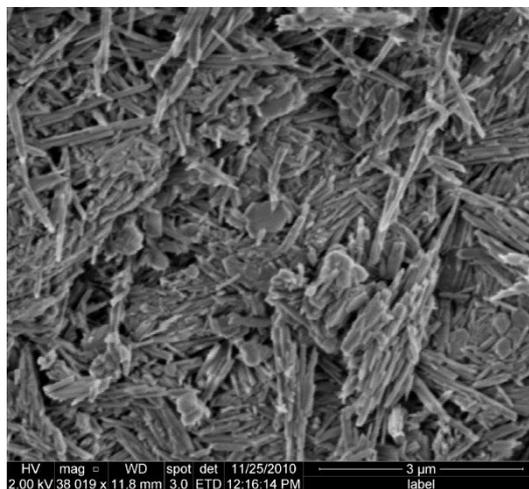


Figure IV.63 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec une structure lâche (38019X)

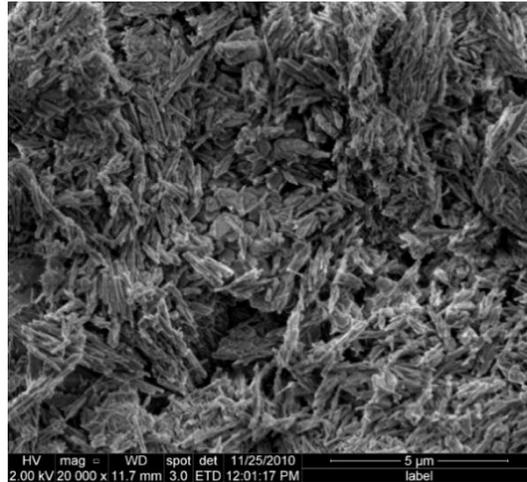


Figure IV.64 : Observation au MEB du sol reconstitué non traité avec une structure lâche et une faible porosité (20000X)

Analyse par EDAX (figure IV.65), l'échantillon montre une concentration de Si par rapport à Al, à imputer à la présence de quartz et au kaolin et on observe une matrice compacte et un amas millimétriques des éléments du matériau.

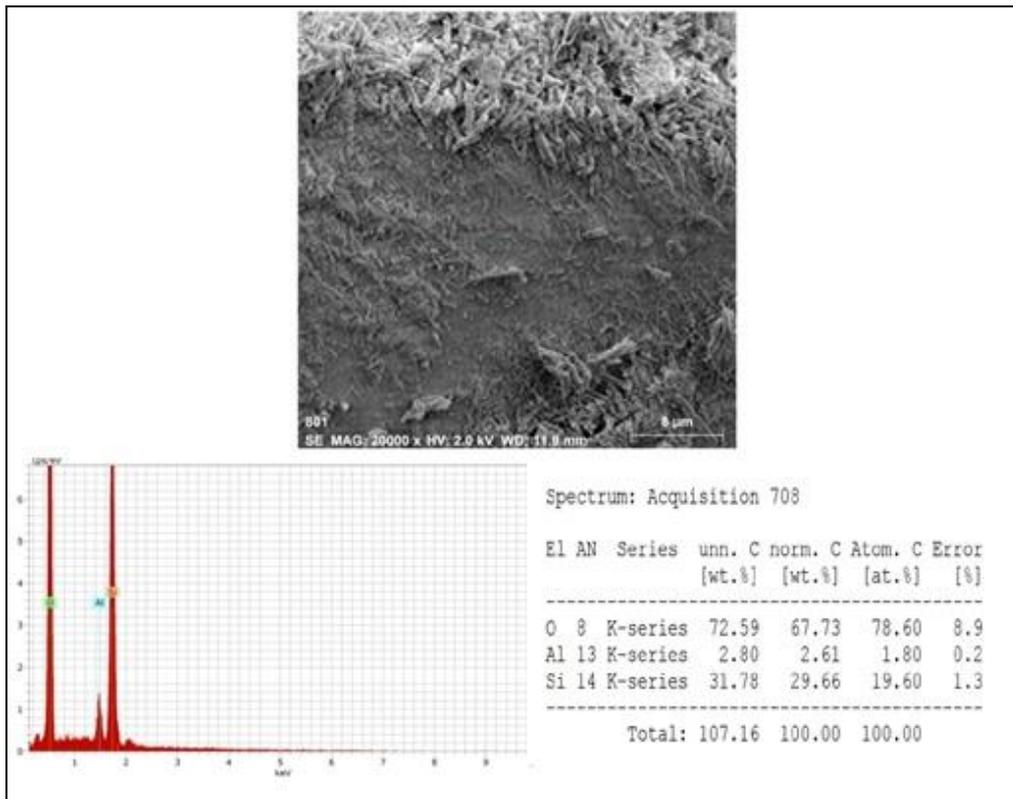


Figure IV.65 : Analyse EDAX du sol reconstitué non traité (20000X)

#### IV.6.2 Relation sel-argile cas de $\text{CaCl}_2$

On relève que le sel  $\text{CaCl}_2$  précipite sous une forme peu cristallisée et présente une microstructure plutôt amorphe. Cette amorphisation serait à imputer à

l'hygroscopicité du sel, mais on note un contact serré entre les argiles et les cristaux du sel. L'argile se présente sous une forme plutôt fibreuse à la surface des cristaux du chlorure de calcium  $\text{CaCl}_2$ . On observe une forte fissuration (figures IV.66), traduisant une action de réorganisation du matériau due à l'effet flocculant du sel en donnant une structure compacte et dense (figures IV.67).

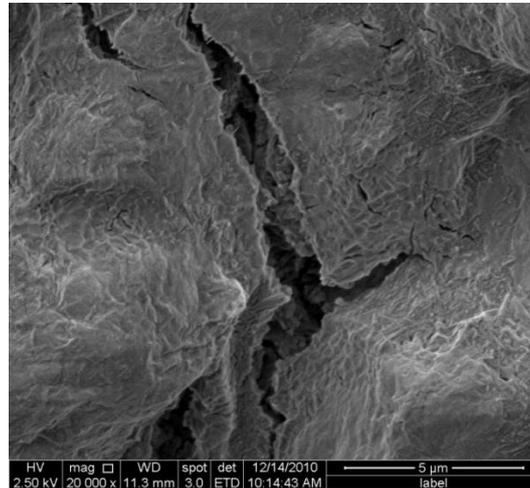


Figure IV.66 : Observation au MEB du sol traité par  $\text{CaCl}_2$  avec fissuration apparente (20000X)

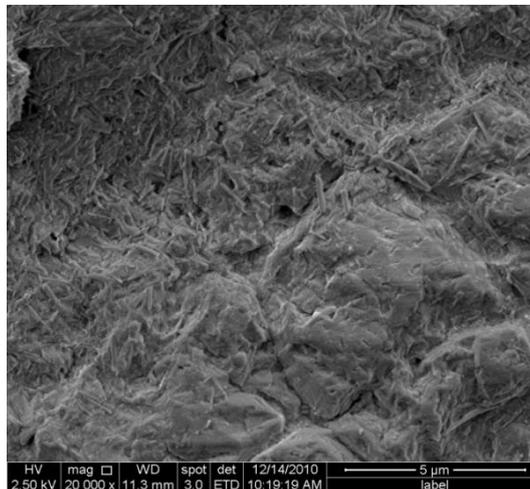


Figure IV.67 : Observation au MEB du sol traité par  $\text{CaCl}_2$  avec une structure dense (20000X)

Les figures (IV.68 et IV.69) montrent une nouvelle structuration du matériau par rapport au témoin et on constate la présence des cavités ( $0,5\mu\text{m}$  à  $0,01\mu\text{m}$ ) et des fissurations apparentes avec des zones rigides.

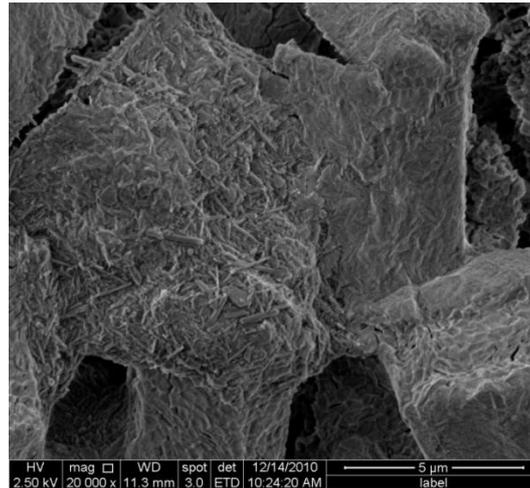


Figure IV.68 : Observation au MEB du sol traité par  $\text{CaCl}_2$  avec des cavités (20000X)

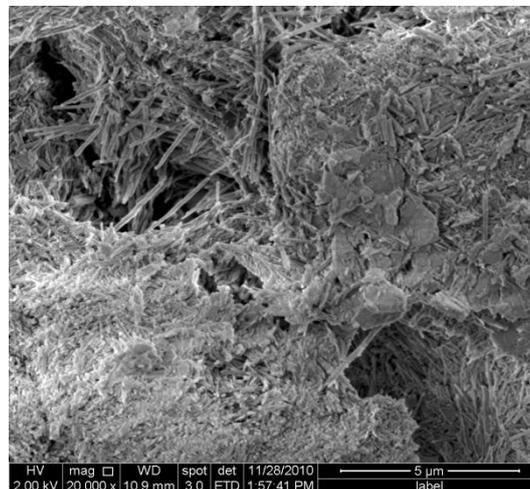


Figure IV.69 : Observation au MEB du sol traité par  $\text{CaCl}_2$  avec des cavités et des zones compactes (20000X)

Analyse par EDAX (figures IV.70 et IV.71), on relève une concentration plus grande de Si par rapport à Al, à imputer à la présence de quartz. Le chlorure de calcium est mis en évidence par la détection de  $\text{Ca}^{++}$  et de  $\text{Cl}^-$ . De plus, on constate l'effet favorable du sel sur la restructuration du matériau.

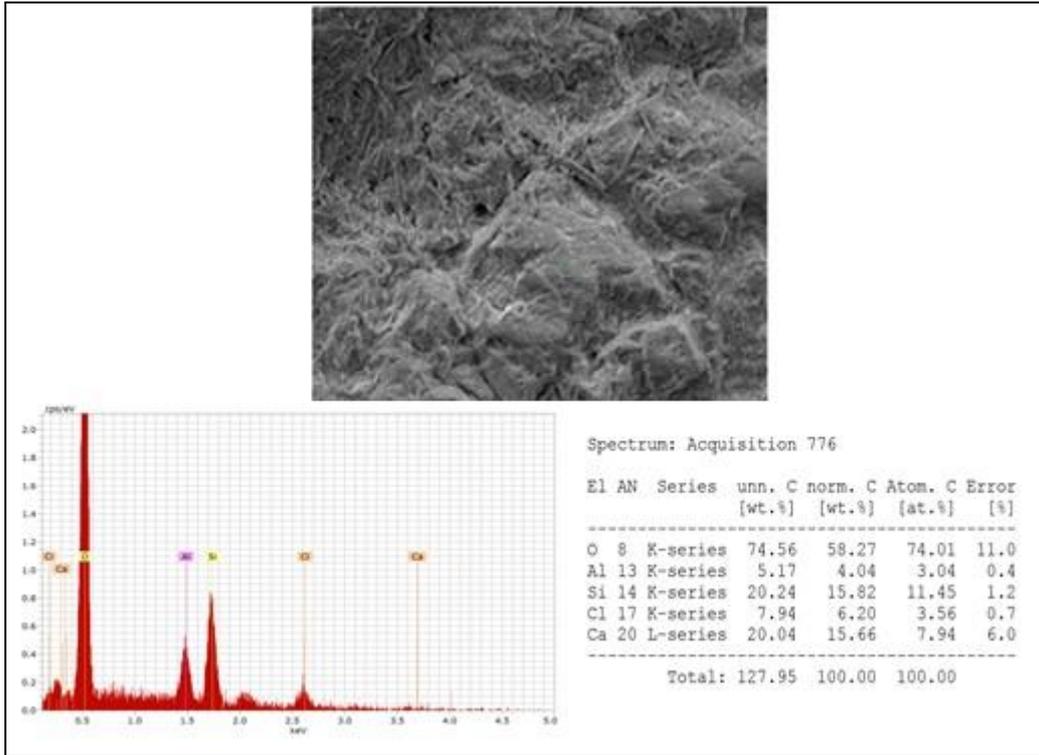


Figure IV.70 : Analyse par EDAX du sol traité par  $\text{CaCl}_2$  avec une structure dense

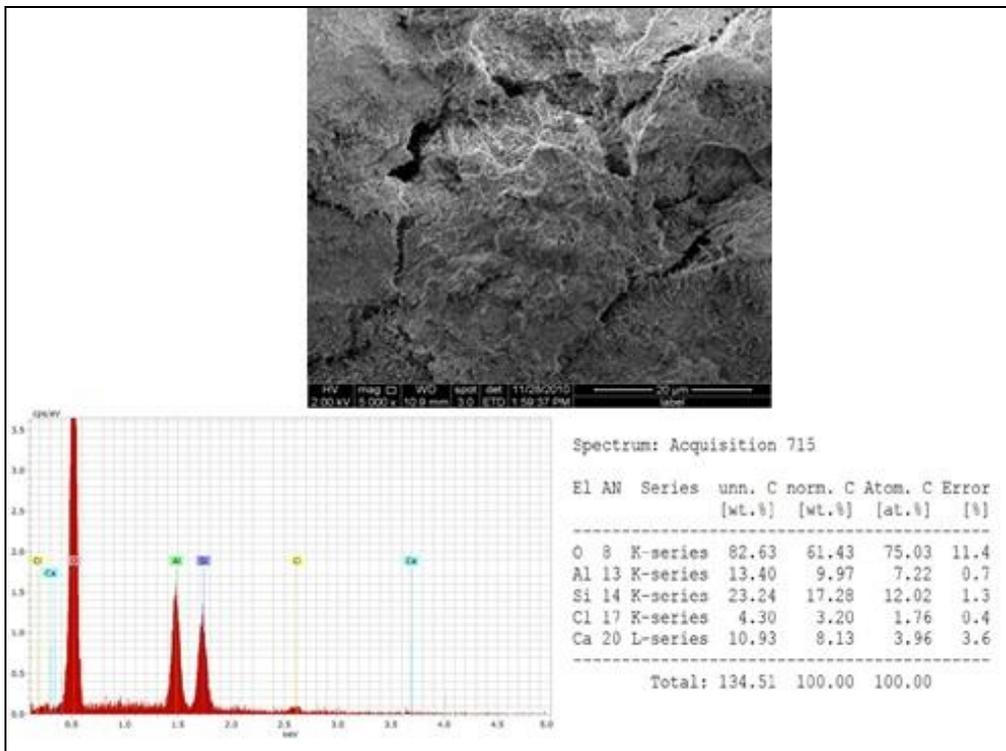


Figure IV.71 : Analyse par EDAX du sol reconstitué traité par  $\text{CaCl}_2$  avec restructuration (5000X)

### IV.6.3 Relation sel-argile cas de NaCl

L'échantillon présente des cristaux cubiques de NaCl (halite) plus ou moins cristallisé, enrobé d'argile sous forme de bâtonnets ou de baguettes en mélange avec une smectite et des cristaux de quartz. Des cristaux de NaCl apparaissent avec une nouvelle structuration et avec le phénomène d'adhésion tout en créant des zones compactes. Le sodium se comporte donc comme lithophile, il se place entre les feuillets d'argile, son rayon ionique assez important impliquant une coordination élevée. Les deux échantillons présentent des espaces poral moins importants que les échantillons non traités (figures IV.72 et IV.73).

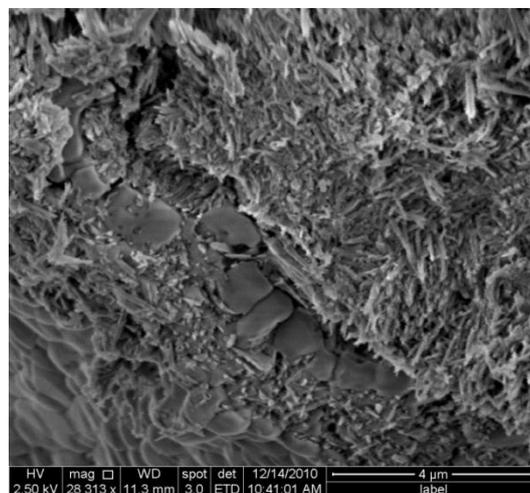


Figure IV.72 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure dense (28313X)

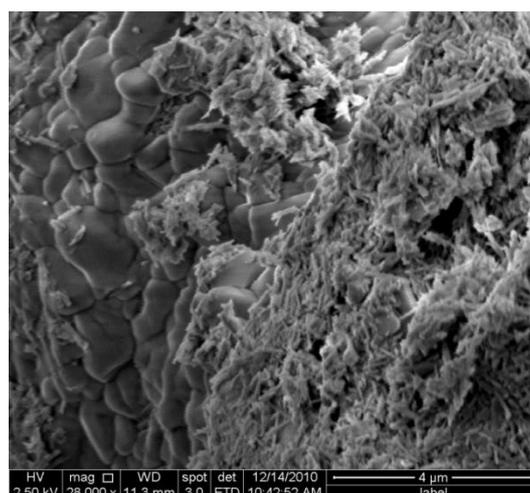


Figure IV.73 : Observation au MEB du sol traité pat NaCl avec une structure colmatée (28000X)

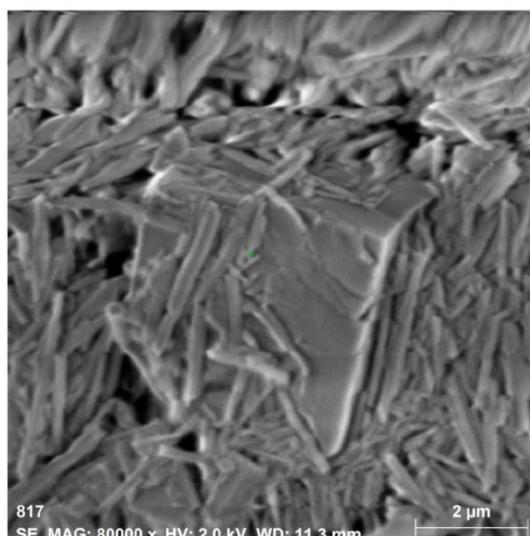


Figure IV.74 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure dense (80000X)

Les figures (IV.74 et IV.75) dénotent la présence des cristaux de sodium en cube dans la matrice argileuse. On observe un certain espace entre la fraction argileuse et les cristaux de NaCl avec une certaine porosité fissurale moins importante que les échantillons non traités.

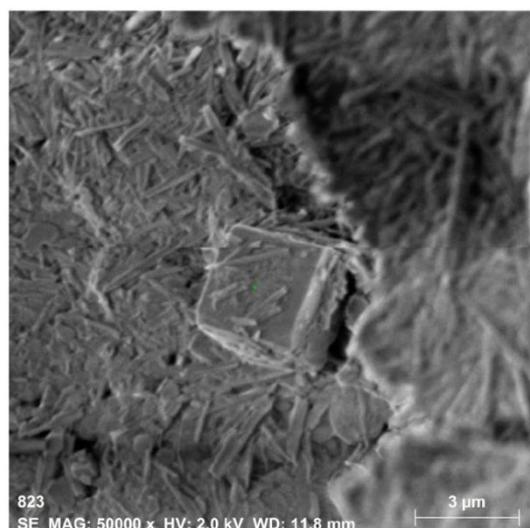


Figure IV.75 : Observation au MEB du sol traité par NaCl (précipitation cubique)

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux et inclusion des cristaux de sel. On constate des zones compactes et d'autres peu lâches. On remarque un rhomboèdre aux faces inclinées et très allongé terminé par une surface plate et enfoncé dans le matériau dans la figure IV.76.

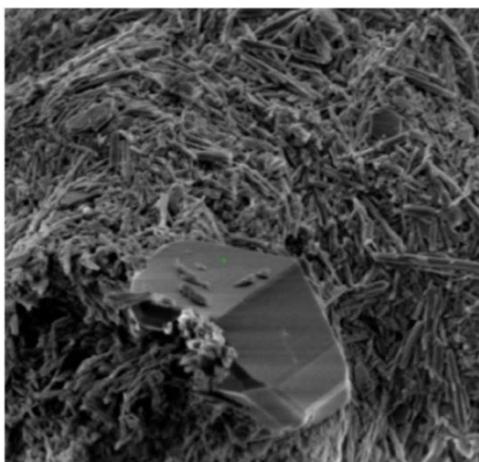


Figure IV.76 : Observation au MEB du sol traité par NaCl avec une structure dense

Analyse par EDAX, l'échantillon montre une concentration d'Al et Si avec un taux plus élevé en Al. L'halite est mise en évidence aux RX par des pics de Na<sup>+</sup> et de Cl<sup>-</sup> et on constate des structures très compactes dus à l'effet favorable du sel NaCl sur le potentiel d'affaissement (figures IV.77 à IV.79). La figure IV.77 montre du NaCl sous forme amorphe. L'halite est noyée dans une masse du matériau dispersé formant un bloc homogène.

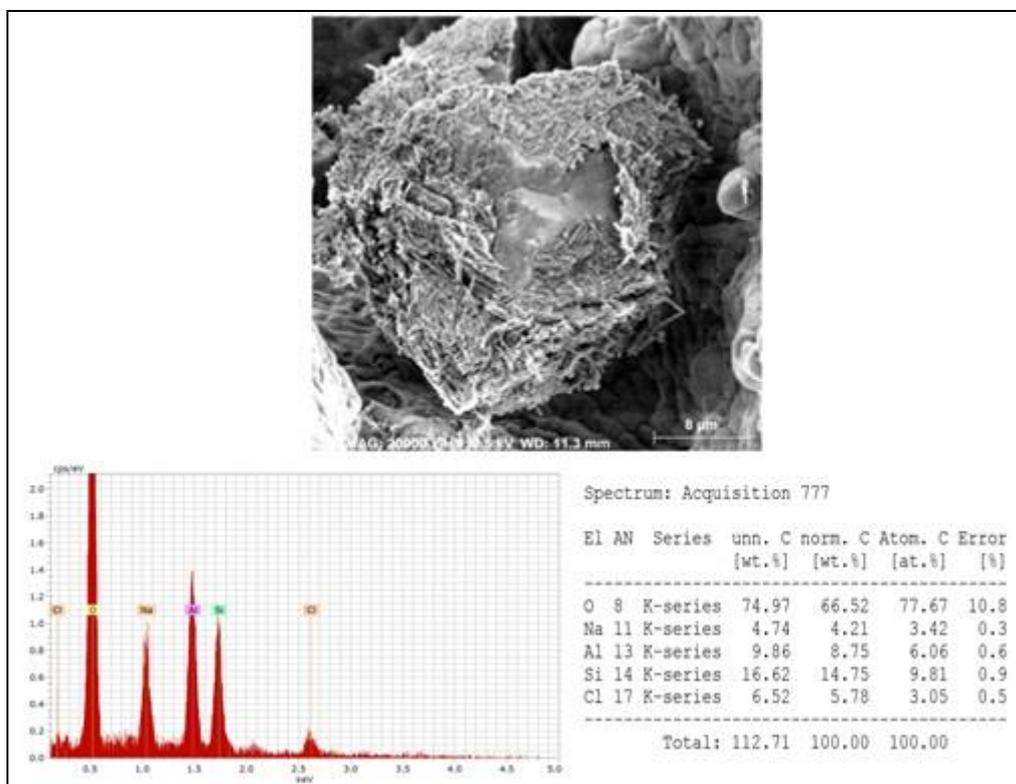


Figure IV.77 : Analyse par EDAX du sol traité par NaCl avec inclusion

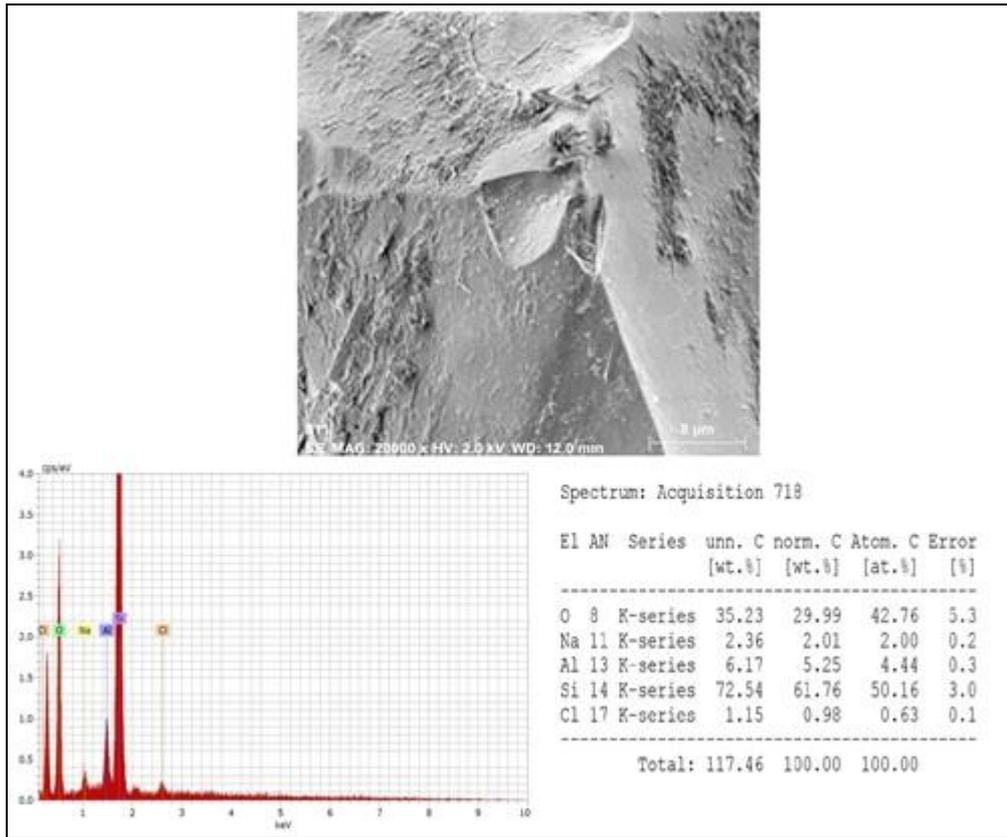


Figure IV.78 : Analyse par EDAX du sol traité par NaCl avec une structure très compacte

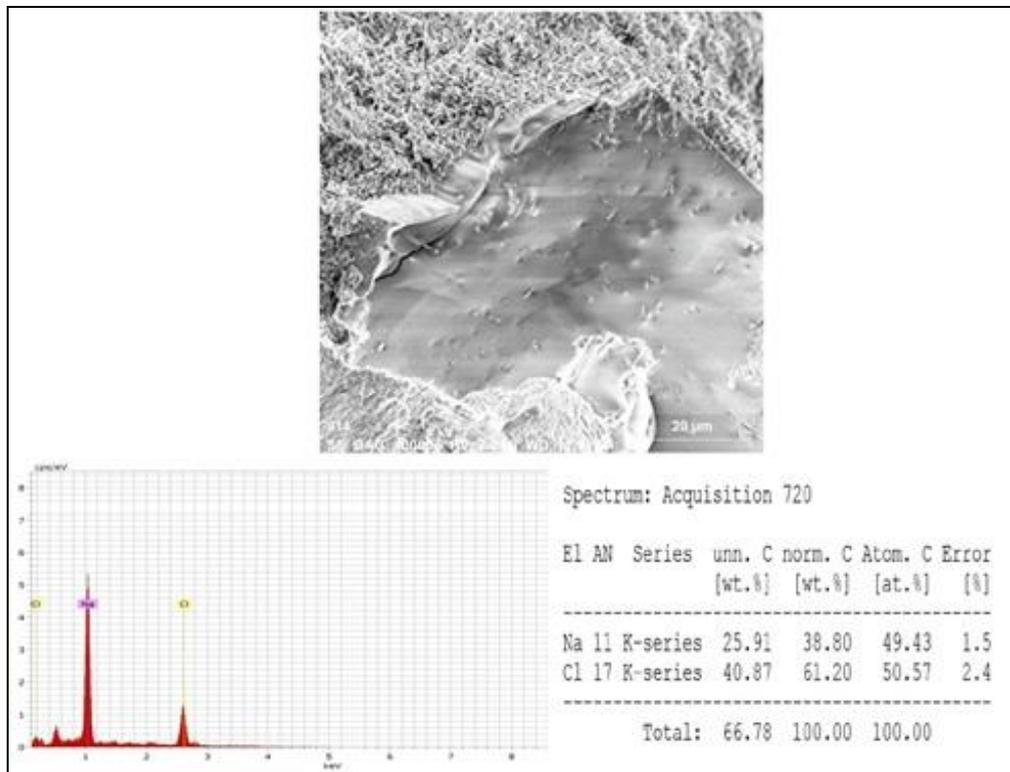


Figure IV.79 : Analyse par EDAX du sol traité par NaCl avec amorphisation

#### IV.6.4 Relation sel-argile cas de KCl

On relève que le sel KCl précipite sous une forme cristallisée et présente une microporosité apparente et on remarque aussi une cimentation du matériau par le sel KCl (figure IV.80).

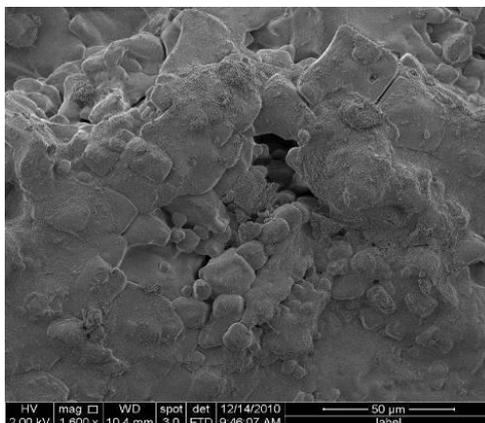


Figure IV.80 : Observation au MEB du sol traité par KCl (précipitation cubique)

Les figures (IV.81 et IV.82) montrent une organisation assez compacte, constituée d'agrégats argileux plus ou moins net et tassés avec apparition de cristaux de KCl. Les cristaux de KCl apparaissent avec une nouvelle structuration avec le phénomène d'adhésion. On constate des liaisons entre les deux constituants sels et sol avec une structuration nouvelle apparaît et différente par rapport au témoin, et on remarque aussi une cimentation du matériau par le KCl et présence apparente du cristal vitreux sur la surface du matériau.

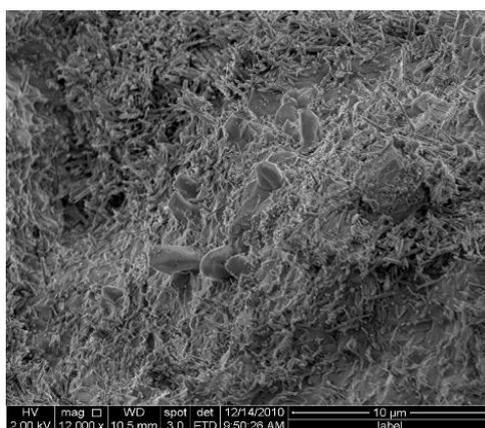


Figure IV.81 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec apparence des cubes (42000X)

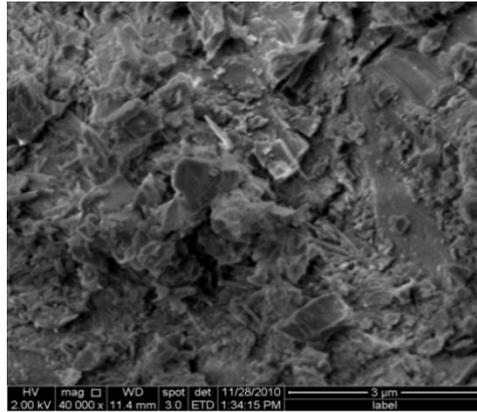


Figure IV.82 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec apparence des cubes (40000X)

On observe une précipitation du sodium dans les grains de quartz en créant des zones compactes. On remarque l'effet favorable du traitement du sol reconstitué par KCl. (figures IV.82 à IV.85).

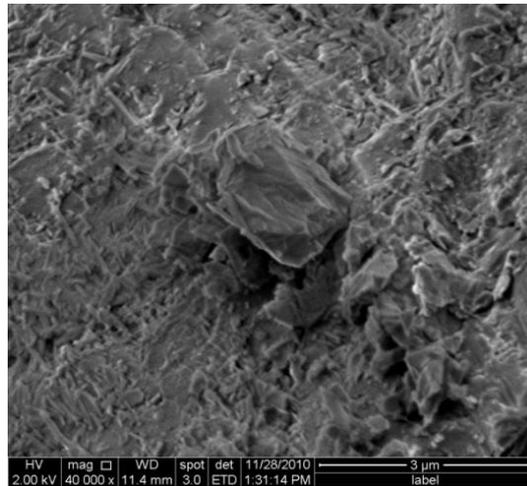


Figure IV.83 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec structure dense (40000X)

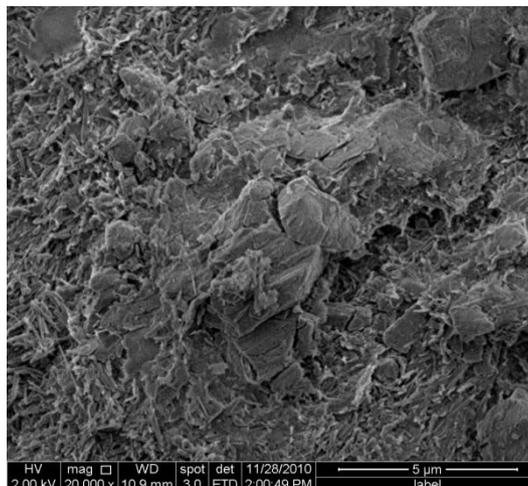


Figure IV.84 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec faible porosité (20000X)

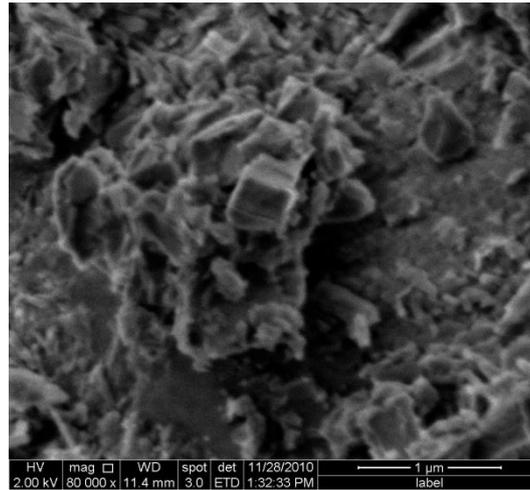


Figure IV.85 : Observation au MEB du sol traité par KCl avec cavités (20000X)

On constate par l'analyse EDAX, la présence de Si, Al (quartz et argile), Cl<sup>-</sup> et K<sup>+</sup> traduisant la présence de KCl avec une structure très compacte (figure IV.86).

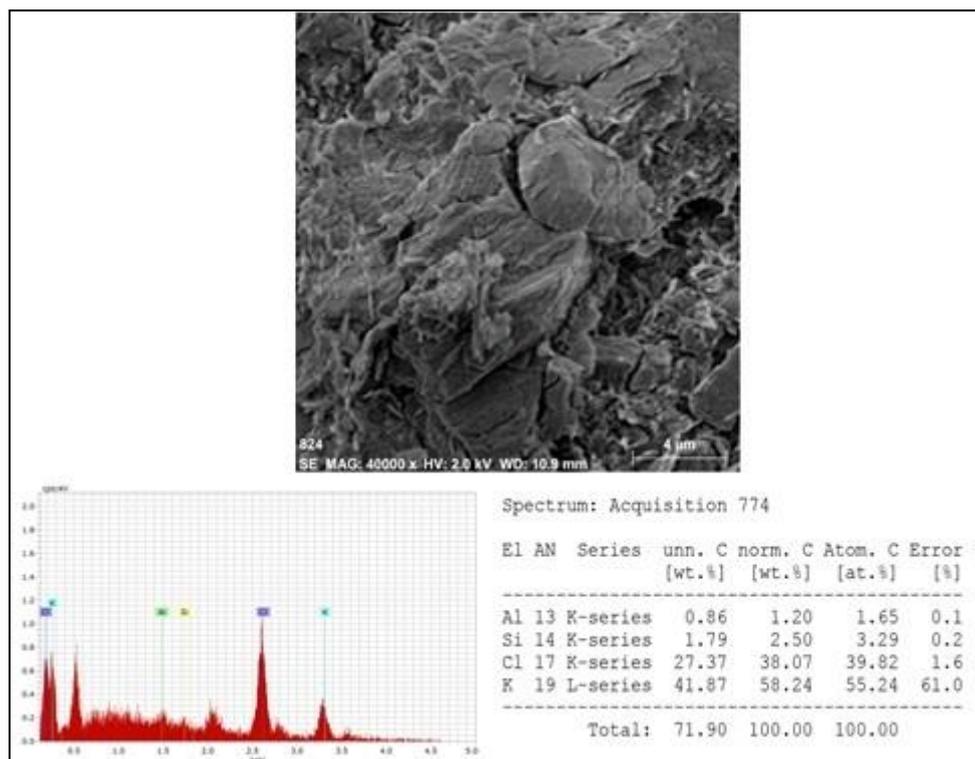


Figure IV.86 : Analyse par EDAX du sol traité par KCl avec une structure colmatée

#### IV.6.5 Relation sel-argile cas de $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$

La photo de la figure IV.87 montre l'aspect du traitement par  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  par les empreintes claires et apparentes des cristaux (6  $\mu\text{m}$  à 16  $\mu\text{m}$ ). Ces derniers sont bien allongés et enchevêtrés dans des directions aléatoires en donnant une structure aérée.

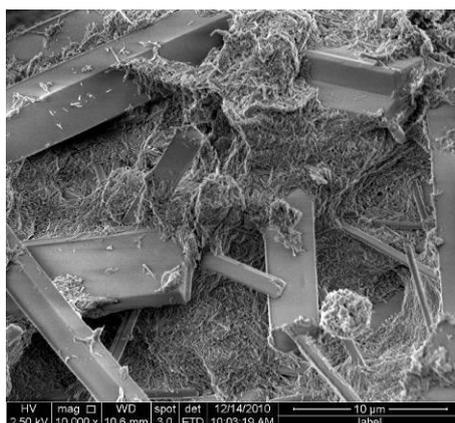


Figure IV.87 : Observation au MEB du sol traité par  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  avec une structure aérée (40000X)

La figure IV.88 montre le traitement du sol par  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  avec la présence des cristaux allongés dans la matrice d'argile de ( $13\mu\text{m}$  à  $63\mu\text{m}$ ). Les perturbations des  $C_p$  des sols traités par le sulfate d'ammonium peuvent être expliquées par la néoformation d'un minéral qui est le gypse ( $\text{CaSO}_4, 2\text{H}_2\text{O}$ ) lors du traitement et la microstructure montre des cristaux de gypse avec une orientation toujours aléatoire. Le gypse intervient par une action physico-chimique, ainsi que par action physique au niveau des contacts argile-gypse qui intervient sur la structuration globale du matériau et croissance cristalline du gypse (Halitim, 1985).

Norton (1997) montre que le gypse améliore l'infiltration et diminue l'érosion, c'est pour cela que les  $C_p$  des échantillons traités par  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  sont inférieurs à celles non traités.

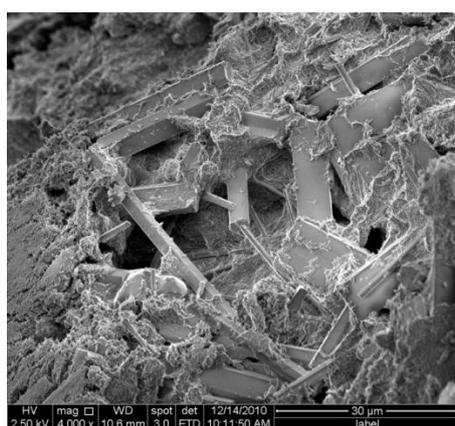


Figure IV.88 : Observation au MEB du sol traité par  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  avec des macles (4000X)

On constate des cristaux de gypse nombreux dans la structure, très souvent présentant un allongement aléatoire en « fer en lance » de tels cristaux peuvent être groupés sous un aspect dit « à pied d'alouette », d'autres cristaux sont plats avec un

bon développement de la surface basale. Ils peuvent aussi être rhomboédraux ou hexagonaux (tabulaire), et surtout définis par des faces complètement parallèles il s'agit donc de cristaux prismatiques. Ce type de microstructure a été rapporté par différents auteurs (Halitim et al. 1985 ; Jafarzadeh et Burnham, 1992).

L'essai EDAX a permis de mettre en évidence la présence du calcium, soufre, azote et oxygène (figures IV.38).

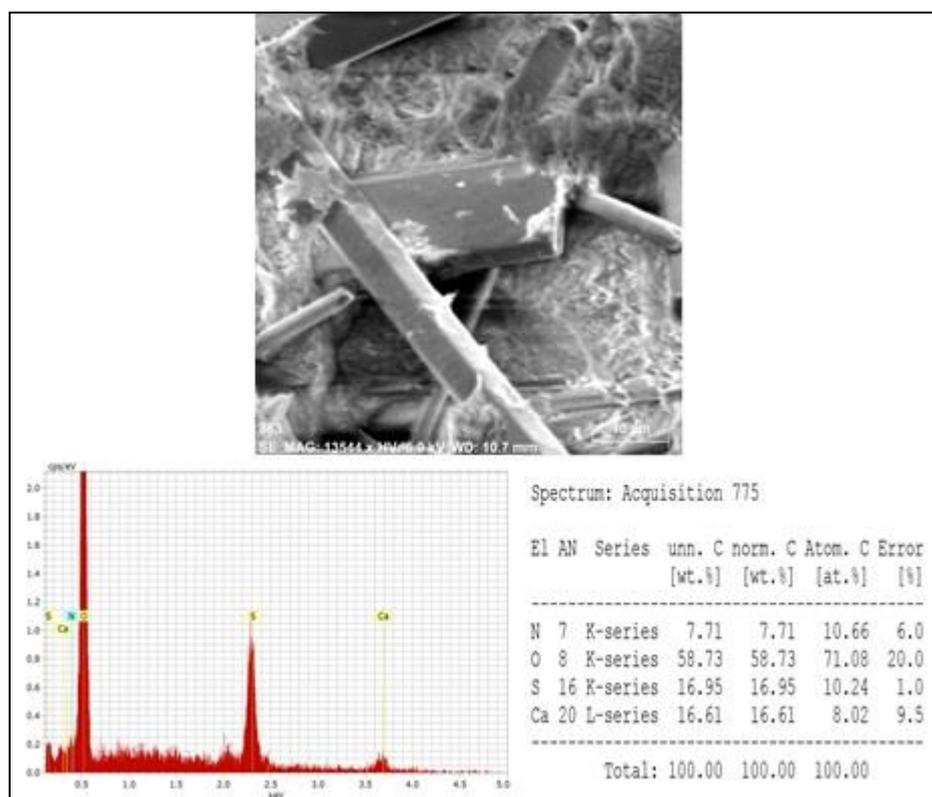


Figure IV.89 : Analyse par EDAX du sol traité par  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$

## IV.7 Conclusion

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résume comme suit :

Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à différentes proportions le kaolin, comme particules fines, avec le sable, ramené à des teneurs en eau inférieures à l'optimum Proctor et compacté à différentes énergies de compactage.

Les études qui ont été menées : essais d'identification, de consistances et les caractéristiques de compressibilité confirment le caractère et le comportement d'effondrement du sol étudié.

Les résultats obtenus montrent clairement que les sels minéraux ont une efficacité très forte sur la réduction de l'effondrement des sols. Mais cette efficacité est fonction de la nature des sels et de la concentration saline.

Le comportement physique et mécanique du matériau reconstitué est lié d'une part à l'énergie de compactage ( $E_c$ ), la teneur en eau initiale ( $w_0$ ).

Les sels notamment la concentration saline et les cations jouent un grand rôle dans le comportement mécanique des matériaux argileux à travers les effets sur la double couche diffuse, leurs relations avec les matériaux argileux de nature électrostatique ont un effet important sur l'effondrement du sol.

L'étude de l'organisation du matériau a montré que le sol reconstitué est caractérisé par une structure poreuse formée d'un squelette lâche de grains de quartz au sein duquel la fraction argileuse (kaolinite et une proportion de smectite) est inégalement répartie. On remarque aussi, la présence des pores avec différents diamètres, quel que soit la teneur en eau et l'énergie de compactage.

L'observation au MEB des échantillons traités montre aussi la présence de tous les éléments de la microstructure des sols varie selon les traitements. On se rend compte qu'il y a une interaction notable entre les particules argileuses et les solutions interstitielles et que les microstructures des sols non traités et celles des sols traités par les différentes solutions salines sont totalement différentes.

Nous avons pu mettre en évidence que l'effondrement est associé à une modification microstructurale et physico-chimique permettant d'expliquer la stabilisation efficace des sols traités par les différentes solutions salines. Ces traitements salins ont été favorables sur la structure en provoquant un réarrangement des particules qui se traduit par la genèse d'un matériau homogène et colloïdale avec formation d'une structure stable à très faible porosité.

## CONCLUSION GENERALE

L'effondrement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants. La présente recherche a pour but d'illustrer qu'il est possible de diminuer le potentiel d'affaissement d'un sol reconstitué au laboratoire à un niveau acceptable grâce à des ajouts de solutions salines (chlorure de sodium NaCl, chlorure de calcium CaCl<sub>2</sub>, sulfates d'ammonium (NH<sub>4</sub>)<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> et chlorure de potassium KCl) à différentes concentrations ainsi que l'effet de l'énergie de compactage sur le potentiel d'affaissement du même sol, tout en variant la contrainte verticale. Nous avons complété cette recherche par des observations au microscope électronique à balayage (MEB) de la structure du sol afin d'avoir une meilleure compréhension de l'effet des traitements par les sels.

- Nous avons suivis les différentes étapes et abordés les différents paramètres de notre recherche. Tout d'abord une analyse bibliographique traitant du comportement des sols non saturés, au phénomène d'effondrement, prédiction et stabilisation des sols a été réalisée. Le travail a ensuite successivement abordé la caractérisation détaillée des différents matériaux utilisés dans l'étude, une analyse physico-chimique complétée par une analyse de la microstructure à l'aide de la microscopie électronique à balayage et enfin l'étude du comportement du sol reconstitué, principalement à l'aide de l'œdomètre tout en variant la teneur en eau initiale, l'énergie de compactage, la contrainte verticale, la nature et concentrations de différents sels utilisés.

Il ressort de ce travail les conclusions suivantes :

- Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire en mélangeant le kaolin comme particules fines et du sable quartzeux, mené à des teneurs initiales inférieures à l'optimum Proctor et compacté à des énergies modérées. Ce sol possède un comportement analogue aux sols naturels ou remaniés.
- Les comportements des sols témoins (sans traitement) corroborent avec certains résultats existants dans la bibliographie. Par ailleurs, en se basant sur ces données, nous avons pu conclure que le mode de compactage et l'essai à

l'œdomètre permettent de décrire d'une façon très satisfaisante l'effondrement du sol reconstitué.

- Les échantillons compactés à 60 coups présentent une structure dense moins de porosité par rapport aux échantillons de sols compactés à des énergies moindres.
- Les solutions salines diminuent la limite de liquidité, limite de plasticité et l'indice de plasticité.
- Les caractéristiques de compressibilités et de consistance confirment que nos échantillons non traités ont les mêmes caractéristiques des sols effondrables.
- Pour une contrainte de 400 KPa, le potentiel d'effondrement  $C_p$  est au maximum.
- Le potentiel  $C_p$  décroît quasi-linéairement, lorsque la teneur en eau initiale ou l'énergie de compactage augmentent.
- On constate des réductions substantielles du potentiel d'effondrement  $C_p$  pour les sols traités avec les solutions telles que : le chlorure de sodium (NaCl), le chlorure de calcium ( $\text{CaCl}_2$ ), le chlorure de potassium (KCl) et le sulfate d'ammonium ( $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  à différentes concentrations ioniques.
- Pour les sols traités, le taux de réduction est lié à la contrainte verticale, et à 400 KPa le potentiel d'affaissement est toujours au maximum.
- Ainsi, donc le comportement du sol traité par les solutions salines (NaCl,  $\text{CaCl}_2$ , KCl et  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  est influencé par la teneur en eau initiale, l'énergie de compactage d'une part et par la concentration ionique et la nature de sel d'autre part.
  - ❖ Effet de  $\text{Ca}^{++}$  : il est connu que le calcium est un flocculant des colloïdes et de ce fait, il favorise la formation de grosses particules avec une porosité fissurale caractéristique des matériaux à structure dense et compacte au niveau des grosses particules donnant un matériau stable.
  - ❖ Effet de  $\text{Na}^+$  et  $\text{K}^+$  : le sodium et le potassium contrairement au calcium ont un effet dispersant des colloïdes mais se traduisant aussi par un matériau dense et compacte mais sans fissuration au même titre que le calcium. Les deux cations favorisent aussi la formation d'un matériau stable.

- ❖ Effet de  $\text{NH}_4^+$  : l'ammonium agit par l'intermédiaire du sulfate dont il est associé. On observe la formation d'un matériau bien structuré grâce à la formation de gypse dont la genèse s'explique par la réaction du sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ ) du sel et  $\text{Ca}^{++}$  du sol (sol calcaire). Ce minéral consolide le matériau par la formation des macles et sa liaison avec la phase argileuse.
- Le chlorure de sodium ( $\text{NaCl}$ ) et le chlorure de potassium ( $\text{KCl}$ ) s'avèrent les sels qu'ont plus d'effets sur la diminution du taux d'effondrement  $C_p$  par rapports aux sels chlorure de calcium ( $\text{CaCl}_2$ ) et le sulfate d'ammonium. Une concentration en  $\text{NaCl}$  et ( $\text{KCl}$ ) de 1,5 mole/litre a permis de réduire de près de 70% (moyenne) le taux d'effondrement  $C_p$ . Les résultats montrent clairement quel que soit la solution saline, la concentration de 1,5 mole/litre sont proches de ceux de 2 mole/litre. De ce fait, on opte pour un traitement efficace avec une solution saline de concentration optimale de 1,5 mole/litre.
- Dans le milieu naturel, ces matériaux subissent généralement un processus de lixiviation des sels. Pour notre cas d'étude, l'effet du chlorure ( $\text{CaCl}_2$ ) est plus durable que celui du chlorure de sodium ( $\text{NaCl}$ ), ce dernier a en revanche l'avantage d'être le moins coûteux.
- En ce qui concerne le phénomène de rétrogradation, il se manifeste pour les deux cations  $\text{K}^+$  et  $\text{NH}_4^+$ .
- L'étude de la microstructure par le MEB a montré que le sol reconstitué est caractérisé par une structure poreuse formée d'un squelette lâche de grains dont 80% de sable (quartz) au sein duquel la fraction argileuse (20% de kaolin avec une faible proportion de smectite) est inégalement répartie.
- L'observation au MEB des échantillons de sols traités par les solutions salines montre clairement qu'il y a une interaction notable entre les particules argileuses et les solutions interstitielles et que les microstructures des sols non traités sont totalement différentes comparativement aux sols traités par les solutions salines.
- En effet, les sels et les cations notamment ont un grand rôle dans le comportement mécanique des matériaux argileux à travers les relations d'adsorption sur les argiles. Ces relations de nature électrostatique jouent un

effet important dans la collapsibilité et s'explique par la charge négative des colloïdes argileux qui attirent dans leur double couche diffuse les cations.

- Le comportement est associé à une modification micro structurale et physico-chimique permettant d'expliquer la stabilisation efficace des sols reconstitués par les différents sels utilisés dans notre étude.
- Cette recherche constitue une contribution à une meilleure compréhension du comportement d'un sol reconstitué reconnu affaissable et mis en contact avec des solutions salines.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbeche K. (2005). Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols, PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Abbeche K., Hammoud F. et Ayadat T. (2007). Influence of relative density and lay fraction on soils collapse. *Experimental unsaturated soil mechanics*. Springer Proceedings in Physics. 112:3-9.
- Abbeche K., AyadatYAD T. et Lahmadi A. (2009). Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux. Séminaire international innovation et valorisation dans le génie civil. PP164-168.
- Abbeche K. Laouar M. and Messaoud F. (2010). Prediction of collapsible soils by cone penetrometer and ultrasonic tests. In *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. XXXII 2:3-21.
- Abbeche K., Mokrani L. and Boumekik A. (2005). Contribution à l'identification des sols effondrables. *Revue Française de Géotechnique* 110:85-90.
- Abbeche K. Bahloul O. Ayadat T. and Bahloul A. (2010). Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method. *Experimental and applied modeling of unsaturated soils*, Proceedings of Geoshanghai, June 3-5, Shanghai, Chine. doi:10 1061/41103(396)10.
- Abelev M Y. (1988). Loess and its Engineering Problems in the USSR, Proc. of the int conf. Engineering Problems of Regional Soils. Beijing, China.
- Aitchison G.D. (1961). Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils. *Conf. Pore Pressures*, Butterworths, Lond. (1.2.3), (1.2.4).
- Aitchinson G.D. (1965a). Editeur scientifique. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. A Symposium in print, convened by Soil mechanics section, Commonwealth scientific and industrial research Organization, Australia. 278 p. (1.2.1).
- Aitchinson G.D. (1965b). Panelist intervention. Proc. 6<sup>th</sup>. ICSMFE 3, Montreal. 318-321. (1.2.4).
- Alonso E., Gens A. et Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique* 40 (3). 405-430. (1.2.5), (1.2.7), (1.2.8), (4.1).
- Alonso E., Pereira J.M., Vaunat J. et Olivella S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 60 (12). 913-925. (1.2.5).
- Al-Rawas A.A. (2000). State of the art review of collapsible soils. *Science and technology*, special review. p 115-135.
- Al-Rawas A.A. et McGown A. (1999). Microstructure of omani expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal* 36. 272-290. (1.2.8).
- Ahmed S., Lovell C.W. et Diamond S. (1974). Pore sizes and strength of compacted clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100 (GT4). 407-425. (1.2.6).
- Andersen B.J. et Borns H.W. (1997). *The ice age of world*. Scandinavian University Press. Oslo. (1.3).
- Arab A. (2008). Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique. Thèse de Doctorat en sciences, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran.
- Ayadat, T., Hanna A. (2007). Identification of collapsible soils using the fall cone apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 30 No. 4.
- Ayadat T., Gherabli. H. (1995), Traitement d'un sol affaissable par du ciment

- CPA325.annales de l'ITTBTP, no 530, p34-43, janvier.
- Ayadat T. Belouahri B. (1996). Influence du coefficient d'uniformite sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, 76:25-34.
- Ayadat T. Belouahri B. et Ait Ammar R. (1998). La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. *Revue Française de Géotechnique*. 83:1-9.
- Ayadat T. et Ouali S. (1999). Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg. Note Technique. *Revue française de géotechnique*.
- Ayadat, T. et Benkadja R. (2002), Influence du mouillage par des hydrocarbures sur le taux d'affaissement des sols. *Revue marocaine de genie civile*, n°97, janv-fev, 2002, pp.26-32.
- Babouri R. (2008). Stabilisation des sols argileux par la chaux (Cas de kaolin du gisement de Djebel Debagh Guelma). Thèse de Magister. Université de M'sila.
- Badger W.W. and Lohnes R.A. (1973). Pore structure of friable loess, HRB record 429: 14-25.
- Barden L., Madedor A.O. et Sides G.R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clays. *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs* 95, SM1. 33-51. (1.2.5), (1.2.7), (1.4).
- Barden L., Mc Gown A. et Collins K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. *Eng. Geol.* 7. 49-60. (1.4.1).
- Barden L. and Sides G.R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted Clay, *ASCE* 96, SM4, pp 1171-1200.
- Bell F.G. (1993). *Engineering treatment of soils*. Spon, London, 317 pp.
- Bell F.G. and Bruyn I.A. (1997). Sensitive, expansive, dispersive and collapsible soils. *Bulletin of the international association of engineering geology*, Paris, 56: 19-38.
- Benkadja R. (2006). Influence de l'essence sur le degre de l'affaissement des sols. *The Geological Society of London. IAEG2006 Paper number 742*.
- Blight G.E. (1965). A study of effective stress for volume change. In *Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas*, Sydney: Butterworths. 259-269. (1.4).
- Booth AR. (1975). The factors influencing collapse settlement in compacted soils. In *proceedings of the 6<sup>th</sup> regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering*. Dublin South Africa. 57-63.
- Boudlal O. (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse de Doctotat. Université Tizi-ouzou, Algérie. P 217.
- Burland J.B. (1961). The concept of effective stress in partly saturated soils. *Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand*. (1.4).
- Caillère S. and Henin S. Rautureau M. (1982). *Minéralogie des argiles.1. Classification et nomenclature*, INRA, *Actualités scientifiques et agronomiques*,9, Ed, Masson, Paris, 2ime édition, 189p.
- Clemence S.P and Finbarr A.O. (1981). Design considerations for collapsible soils. *Journal of the geotechnical engineering division, ASCE*, 107: GT3, 305-317.
- Coleman J.D. (1962). Stress strain relations for partly saturated soil. *Correspondence to géotechnique* 12 (4). 348-350. (1.2.4), (1.2.5).
- Collins K. (1984). Characterisation of expansive soil microfabric. *Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. Expansive soils, adelaide*. 37-41. (1.2.6).
- Collins K. et McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Géotechnique* 24 (2). 223-254. (1.2.8).

- Croney D. et Coleman J.D. (1954). Soil structure in relation to soil suction (pF). *J. Soil Sci.* 5:75–84. (1.2.2).
- Croney D., Coleman J.D. et Black W.P.M. (1958). The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway research board, special report n°40, Washington. (1.2.3).
- Cui Y.J. (1993). Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre elasto-plastique. Thèse de doctorat, Ecoles nationale des Ponts et Chaussées, Paris. (1.2.7).
- Cui Y.J. et Delage P. (1996). Yielding and plastic behaviour of unsaturated compacted silt. *Geotechnique* 46 (2). 291-311. (1.1), (1.2.7), (1.2.8), (3.1), (4.1).
- Cui Y.J., Delage P., Durand F., Schlosser F. et Wojnarowicz M. (1995). Comportement mécanique des loess sur le tracé du TGV Nord. XIème conférence européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations, Copenhague, vol. 7. 45-50. (1.1), (1.3.1), (1.4.1).
- Cui Y.J., Marcial M., Terpereau J.M., Delage P., Antoine P., Marchadier G. et Ye W.M. (2004). A geological and geotechnical characterisation of the loess of Northern France. A.W. Skempton memorial conference, vol. 1. 417-428. (1.1), (1.3.1), (1.4), (1.4.1), (1.4.2).
- Cui Y.J., Tang A., Mantho A. and De Laure E. (2008). Monitoring field soil suction using a miniature tensiometer. *Geotechnical testing journal* 31 (1). 95-100. (2.1), (2.3).
- Cuisinier O et Masrouri F. (2004). Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé. *Revue française de géotechnique*, n 108, pp. 47-56.
- Davalle EM. (1991). Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL.
- Delage P. (1979). Etude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensibles du Québec, Thèse Univ. P. et M. Curie et ENSMP, 133p.
- Delage P. (2002). Experimental unsaturated soil mechanics. *Proc. 3rd Int. Conf. on unsaturated soils, UNSAT'2002*, (eds. Juca J.F.T., De Campos T.M.P., Marinho F.A.M.), Recife, Brazil, Balkema, 3. 973-996. (1.2.1).
- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J. and Howat M.D. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.* 33. 150-158. (1.2.6), (1.2.8).
- Delage, P. et Cui, Y. (2000a). L'eau dans les sols non saturés. C 301, *Traite Construction*, vol. C2. (1.2.1).
- Delage, P. et Cui, Y. (2000b). Comportement mécanique des sols non saturés. C 302, *Traite Construction*, vol. C2. (1.2.3), (1.2.4), (1.2.5), (1.2.7).
- Delage P., Cui Y.J. et Antoine P. (2005). Geotechnical Problems related with Loess deposits in Northern France. *Proceedings of international conference on problematic soils.* 517-540. (1.1), (1.3), (1.3.1), (1.4), (1.4.1), (1.4.2).
- Delage P. et Graham J. (1995). Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires conceptual models. *Proc; 1<sup>st</sup> Conf. On Unsaturated Soils*, Paris, Rotterdam, Balkema. 1223-1256. (1.2.7).
- Delage P. et Lefebvre G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal* 21 (1). 21-35. (1.2.8).
- Delage P., Pellerin F.M. (1984). Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec, *Clay minerals*, vol. 19, pp 151-160.

- Delage P., Romero E. et Tarantino S. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. Keynote Lecture, Proc. 1st Eur. Conf. on Unsaturated Soils, Durham, CRC Press. 33-52. (1.2.1).
- Delage P., Suraj de Silva G.P.R. et De Laure E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Dublin, 1. 25-28. (1.2.7).
- Denisov N.Y. (1951). Mechanical properties of loess and loams (en russe). Gosstroizdat, Moscou. 136p. (1.4.1).
- Donald I.B. (1960). Discussion-Proceedings of Conference on pore pressure and suction in soils. Butterworth, London. (1.2.4).
- Dudley J.H. (1970). Review of collapsing soils. J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs 96, SM3. 925-947. (1.1), (1.2.7), (1.4), (1.4.2).
- Edil, T.B., Motan, S. (1984). Laboratory evaluation of soil suction components. Geotechnical Testing Journal. Vol 7, pp. 173-181.
- Erol O.A. et El-Ruwaih I.A. (1982). Collapse behaviour of desert loess. Proc. 4th Cong. IAEG 1. 443- 448. (1.4).
- Evans G.L. and Bell D.H. (1981). Chemical stabilization of loess in New Zealand. Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 3, 649-658.
- Feda J. (1966). Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice. Engineering geology 1 (3). 201-219. (1.4.1).
- Feda J. (1994). Mechanisms of collapse of soil structure. In E Derbyshire(Ed) Genesis and properties of collapsible soils. .NATO Series C. Mathematical and Physical sciences Vol 468. pp.149-172.Dordrecht: Kluwer.
- Ferber V. (2005). Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification- Apport d'un modèle de microstructure. Thèse doctorat. Ecole centrale de Nantes. 285p.
- Fredlund D.G. et Morgenstern N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. J. Geotech. Engng Div., Am. Soc. Civ. Engrs 103, GT5. 447-446. (1.2.4), (1.2.5).
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. et Widger R.S. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Can. Geotech. J. 15 (3). 313-321. (1.2.7).
- Fredlund D.G. et Rahardjo H. (1985). Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. Proc. Ist Int. Conf: on Geomech. in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, 1. 295-306. (1.2.7).
- Fredlund D.G. et Rahardjo H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, Inc. New York. (1.2.1), (1.2.2).
- Gens A. (1995). Constitutive laws. In Modern issues in non-saturated soils (eds A. Gens, P. Jouanna and B. A. Schrefler), Berlin: Springer. 129-158. (1.2.5).
- Gerschel A. (1995). Liaison intermoléculaires. Les forces en jeu dans la matière condensée. Interéditions et CNRS Edition, Paris, 274p.
- Gibbs H.J. et Bara J.P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soils tests. ASTM STP 322. 277-283. (1.4.1).
- Grabowska O.B. (1975). SEM analysis of microstructures of loess deposits. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No.11: 45-48 Krefeld.
- Hammoud F. (2006). Contribution à l'étude de la résistance au cisaillement à l'interface sol cohérent-matériau solide dans le domaine des déplacements. Thèse de doctorat. Université Batna, 294p.
- Halitim A., (1988). Sols des régions arides d'Algérie. O.P.U. Alger. 384p.

- Halitim A. (1985). Contribution à l'étude des sols arides (hautes plaines steppiques d'Algérie). Morphologie, distribution et rôle des sels dans la Genèse et le comportement des sols. Thesis, University Rennes : 383.
- Halitim A., Robert M. Tessier D. and Prost R. (1984). Influence de Cations Echangeables ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$   $\text{Mg}^{2+}$ ) et de la Concentration Saline sur le Comportement Physique (Rétention en Eau et la Conductivité Hydraulique) de la Montmorillonite. *Agronomie*, 4:451-459.
- He L.C. (1999). Evaluation of instruments for measurement of suction in unsaturated soils. MEng Thesis, School of Civil & Structural Engineering, Nanyang technological University, Singapore. (1.2.1).
- Ho D.Y.F. et Fredlund D.G. (1982). Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils. Proc. Conf: Engng and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu. 263-295. (1.2.7).
- Holtz W.G. (1948). The determination of limits for the control of placement moisture in high rolled-earth dams. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. 48. 1240-1248. (1.4).
- Holtz R.D. et Covaccs. (1996). Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montréal.
- Hormdee D. (2008). Investigation on collapse potential of loess soil. Proceedings of the 18th International offshore and polar engineering conference, Vol. 2.
- Houston S.L. (1995). Foundations and pavements on unsaturated soils – Part 1: Collapsible soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT'95 3. Balkema. Paris. 1421-1439. (1.4.1).
- Houston S.L and Houston W.N. (1997). Collapsible soils engineering. Unsaturated Soil Engineering Practice, Geotechnical Special Publication, ASCE proceedings of the 1997 1st Geo Institute Conference, Logan UT, USA, Part 68, 199-232.
- Houston, S.L., Houston W. et Wagner A.M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotech. Testing J.*, Vol. 17 N2, pp. 185-194.
- Howayek A.E., Huang T. Bisnett R and Santagata. (2011). Identification and behavior of collapsible soils. Publication FHWA/IN/JTRP/12. Joint transportation research program, India, department of transportation and purdue University, Wet Lafayette. Doi:10.5703/1288284314625.
- Huang R.Q. (2008) Large-scale landslides in China: Case studies. 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xian, China, Jun. 30 - Jul. 04, 2008. Publié: Landslides and Engineered Slopes: From the Past to the Future, Vols. 1 et 2. 2037-2053. (1.4.1).
- Hu R.L., Yeug M.R., Lee C.F., Wang S.J. (2001). Mechanical behavior and microstructural variation of loess under dynamic compaction, *Engineering geology*, vol. 59, n3, pp 203-217.
- Ismael N.F., Jeragh A., Mollah M.A., and Khalidi O. (1987). Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, December 7-11, 1987, No. 5, 147-158.
- Jafarzadeh A. and Burnham C.P (1992). Gypsum crystals in soils. *Journal of soil science*, 43, pp 409-420.
- Jennings J.E. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. *Pore Pressure and Suction in Soils*, Butterworths, Londres. 26-30. (1.2.3), (1.4).
- Jennings J.E. (1965). The theory and practice of construction on partly saturated soils as applied to South African conditions. *Engineering Effects of Moisture Changes*

- in Soils; Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A & M Press. 345-363. (1.4).
- Jennings J.E. et Burland J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. *Géotechnique* 12 (2), 125-144. (1.2), (1.2.3), (1.2.4), (1.4).
- Jennings J.E. et Knight K. (1957). The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. *Proc. 4<sup>th</sup> ICSMFE* 1. 316-319. (1.2.4), (1.4), (1.4.1).
- Josa A., Alonso E.E., Lloret A. et Gens, A. (1987). Stress-strain behaviour of partially saturated soils. *Proc. 9th European Conf Soil Mech. Fdn Engng, Dublin, 2.* 561-564. (1.2.7).
- Josa A. (1988). Un modelo elastoplastico para suelos no saturados. Thèse de doctorat, Universidad Politècnica de Catalunya, Barcelone. (1.2.7).
- José MC. (2011). Comportement hydromécanique d'un loess naturel non-saturé. Thèse de Doctorat Université Paris Est, p 224.
- Juang C.H. and Holtz R.D.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. *J. Geotech. Eng. Division, ASCE*, 112(9): 855-868.
- Khattab SAA. (2002). Etude multi-échelle d'un sol argileux plastique traité à la chaux. Thèse de Doctorat de l'Université d'Orléans (France), , 250p.
- Karam J.P. (2006). Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France. Application à l'évaluation de leur risque de liquéfaction. Thèse de doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. (1.1), (1.4.1).
- Karam J.P., Cui Y.J., Tang A.M., Terpereau J.M. et Marchadier G. (2009). Experimental study on the cyclic resistance of a natural loess from Northern France. *Soils and Foundations* 49 (3). 421-429. (1.1), (1.3.1), (1.4.2).
- Karol RH. (2003). Chemical grouting and soil stabilization. Third edition, Revised and expanded.
- Khalili N. et Khabbaz M.H. (1998). An effective stress based approach for shear stress strength determination of unsaturated soils. *Proc. Of the 2<sup>nd</sup> Conference on Unsaturated Soils, Unsat'98, Beijing, vol. 1.* 78-83. (1.2.7). .
- Knight K. (1961). The collapse of structure of sandy subsoils on wetting. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand. (1.4).
- Knight K. (1963). The origin and occurrence of collapsing soils. *Proc. 3<sup>rd</sup> Reg. African CSMFE* 1. 127-130. (1.4.1).
- Komine H, Ogata N. (1996). Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pages 11-22.
- Kaufhold S., and Dohrman R. (2009). Stability of bentonites in salt solutions/sodium chloride. *Applied Clay Science*, paper No.01627.
- Lade CC., et Yamamuro JA. (1997). Effects of non plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand. *Geotechnique Testing Journal., ASTM Vol.21N°4*, pp 336-347.
- Lambe T.W. et Whitman R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines* 54 (4). 33-66. (1.2.7).
- Lambe T.W. (1958). The structure of compacted clay, *J. Soil mech. Found. Div. ASCE*, vol. 84, N 1655, SM2, pp 1-35.
- Lawton EC., Fragaszi R.J and James H. (1989). Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotech. Eng.Div, ASCE*,vol 155,9: 1252-1267.
- Le Gressus C. (1995). Microscopie électronique à balayage, *Technique de l'ingénieur, analyse et caractérisation*, P 865,22p.

- Lefevbre I. Lajudie A. (1987). Détermination des capacités d'échange des argiles, corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques. Note technique C.E.A / SESD/87.11.
- Le Roux A. (1971). La lyophilisation technique d'étude des textures des marnes et argiles. Bulletin de laboratoires des ponts et chaussées, n 55, pp. 27-28.
- Le Roux A. (1972). Caractérisations mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n61, pp 155-178.
- Le Runigo B., Ferber V. Cuisinier O., Deneele D. and Cui Y. J. (2008). Effets d'une circulation d'eau sur le comportement physico-chimique d'un limon traité à la chaux. JNGG'08 Nantes 18-20 Juin 2008.
- Levêque D. (1984). Géologie appliquée au génie civil, au génie nucléaire et à l'environnement. Paris, Lavoisier, tec et doc, édition, 1984.
- Li Z.M. (1995). Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95 1. Balkema, Paris. 139-
- Lutenegger A.J., and Saber R.T. (1988). Determination of collapse potential of soils. Geotechnical Testing J, vol 11, 3:173-178.
- Lucas C.V. et al. (1964). Design and construction studies of shallow land subsidence for the California aqueduct in the San Joaquin Valley. California Department of Water Resources, Sacramento, California. (1.4).
- Markin B.P. (1969). Discussion on standard criteria of sag in loess soils. Soil mechanics and foundation engineering, N 2, 137p.
- Maswoswe J. (1985). Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. Thèse de doctorat, Imperial College, London. (1.2.7), (1.4).
- Mathieu C. et Pieltain F. (2003). Analyse chimique des sols. Méthodes choisies. Edition Tec et Doc, Lavoisier, 376p.
- McGown A. et Collins K. (1975). The microfabrics of some expansive and collapsing soils. Proc. 5<sup>th</sup> Pan. Am. Conf. SMFE 1, Buenos Aires. 323-332. (1.2.6).
- Meier C., Boley C. et Zou Y. (2008). Collapse and deformation behaviour of alluvial loess soils from Afghanistan. 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Sep. 3-5, 2008, Glasgow, Scotland. Geotechnics of Soft Soils - Focus on ground improvement.
- Milovic S. (1969). Engineering properties of loess and other collapsible structures. 7<sup>th</sup>. Soil mechanics and foundation engineering, Moscow.
- Millot G. (1964). Géologie des argiles, Ed. Masson, Paris, 451p.
- Mitchell J.K. (1993). Fundamentals of soil behavior. John Wiley & Sons, 2<sup>ème</sup> Ed., New York, 437p.
- Mitchell J.K. and Soga K. (2005). Fundamentals of soil behavior. John Wiley & Sons, Ltd., 3th edition. (1.2.8), (1.4.1), (1.4.2).
- Muñoz-Castelblanco J.A., Pereira J.M., Delage P. Cui Y.J. (2011). The water retention properties of a natural unsaturated loess from Northern France. Géotechnique, accepted to publication. (2.3), (3.2).
- NF P 18-560. Analyse granulométrique par tamisage, AFNOR, Octobre 1978, 5p.
- NF P 94-057. Analyse granulométrique des sols. Méthode par sédimentation. AFNOR, Mai 1992, 17p.
- NF P 94-051. Détermination des limites d'atterberg. AFNOR, Mars 1993, 17p.
- NF P 94-068. Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu méthylène d'un sol par l'essai à la tâche. AFNOR, Novembre 1993, 8p. Octobre 1999, 17p.
- NF P 94-093. Détermination des références de compactage d'un matériau. AFNOR,

- Norton LD. (1997). Stopping erosion with gypsum and PAM Agricultural research Washington. 45, 9, pp 18-20.
- Nouaouria M.S., Guenfoud M. et Lafifi B. (2008). Engineering properties of loess in Algeria. *Engineering Geology* 99 (1)-(2). 85-90. (1.4.1).
- Osipov V.L. (1983). Methods of studying clay microstructure. *Geotechnical testing journal* 6, n 1, pp, 10-17.
- Pécsi M. (1990). Loess is not just the accumulation of dust. *Quaternary International* 7/8. 1-21. (1.3).
- Pedro G. (1976). Sols argileux et argiles. *Eléments généraux en vue d'une introduction à leurs études. Sci. du Sol*, vol. 2. 69-84. (1.2).
- Pellerin F.M. (1980). La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches. *Bulletin de laboratoires des ponts et chaussées*, n 106, pp. 105-116.
- Pengelly A.D., Boehm D.W., Rector E. and Welsh J.P. (1997). Engineering experience with in-situ modification of collapsible and expansive soils. *Unsaturated Soil Engineering Practice, ASCE Geotechnical Special Publication, Proceedings of the 1997 First Geo Institute Conference, Logan, UT, USA, July 15-17, Part 68, 277-298.*
- Pereira J.M., Ta A.N., Cui Y.J., Karam J.R. et Chai H.Y. (2008). A damage model for unsaturated natural loess submitted to cyclic loading. *1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. 647-652. (1.4.1).*
- Pereira J.M., Wong H. et Dubujet P. (2003). A general framework for constitutive models adaptation to unsaturated states. In *Deformation Characteristics of Geomaterials: Proc. IS-Lyon03, Lyon. 1269–1276. (1.2.5).*
- Pomerol C., Renard M. (1995). *Eléments de géologie. Ed Armand Collin, Paris, 10<sup>ème</sup> Ed, 629 p.*
- Priklonskij V.A. (1952). *Gruntovedenie (en russe). Vtoriaia Chast (Soil Science II). Gosgeolizdat, Moscow. 371p. (1.4.1).*
- Praparharan S., Altschaeffl A.G. et Dempsey B.J (1985). Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. *J. Geotech. Engng. ASCE* 111, pp 1139-1143.
- Prusza Z, Choudry T. (1979). Collapsibility of residual soils. *Proc. 13<sup>th</sup> congress on large dams, New Delhi, India, pp. 117-130.*
- Rollins, K., Wayne, M. and Rogers, G. (1994). Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. *Journal of geotechnical engineering*, vol 120, 9 paper N°1016.
- Shao S., Yu Q.G. et Long J.Y. (2007). A stress-strain relationship with soil structural parameter of collapse loess. *3rd Sino-Japan Geotechnical Symposium, Chongqing, China, Nov. 4-7 2007. Publié dans: New Frontiers in Chinese and Japanese Geotechnics. Yao Y.P. Akagi H. et Zhang G. (Eds.). 488-500. (1.4.1).*
- Shao Chi C., Chang Yu Ou. and Ming K.W. (2009). Injection of saline solution to improve the electro osmotic pressure and consolidation of foundation soil. *Applied clay science*, vol 44:218-224.
- Sokolovski V.E and Semkin V.V. (1984). Chemical stabilization of loess soils. *Journal of soil mechanics and foundation engineering*, 4: 8-11.
- Sridharan A., Altschaeffl A.G. and Diamond S. (1971). Pore size distribution studies, *j. soil mech. Fnd. Div ., ASCE* 97 (SM5): 771-787.

- Tang G.X., Graham J., Blatz J., Gray M. and Rajapakse R.K.N.D. (2002). Suctions, stresses and strengths in unsaturated sand-bentonite. *Engineering Geology* 64, Issue: 2-3. 147-156. (3.1).
- Thanh D.T. (2014). Rôle de la microstructure des sols argileux dans le processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale.
- Terzaghi K. et Fröhlich O.K. (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten*. F. Deuticke, Leipzig-Wien. (1.1), (1.2.3).
- Tessier, D. (1984). Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. hydratation, gonflement et saturation au cours de dessiccation et de la réhumectation. Thesis, Université de Paris VII: 361.
- Tessier D. and Berrier J. (1979). Utilisation de la microstructure électronique à balayage dans l'étude des sols. Observations des sols humides soumis à différents pF. *Science du sol* 1 : 67-82.
- Thanh D.T. (2014). Rôle de la microstructure des sols argileux dans le processus de retrait-gonflement de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale. Thèse doctorat. ISTP, Paris. 235p.
- Voinovitch IA., Debras-Guenon J. Louvrier J. (1971). Analyse minéralogique des sols argileux. Edition Eyrolles 61, boulevard St Germain Paris VI, 79p
- Wagener F. (1960). Consolidation settlement of soils under repetitive loading as experienced in road foundations. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand. (1.4).
- Walthall S. et Duffy W.P. (2008). An example of the impact of loess soils on foundations and earthworks in Kazakhstan. 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: *Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering*. 973-978. (1.4.1).
- Xiang-Ling LI. (1999). Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé, Thèse de Doctorat Université de Liège- France, p 375.
- Yang C., Cui Y.J., Pereira J.M. et Huang M.S. (2008). A constitutive model for unsaturated cemented soils under cyclic loading. *Computers and Geotechnics* 35(6). 853-859. (1.1), (1.3.1), (1.4.2).
- Yuan Z.X. et Wang L.M. (2009). Collapsibility and seismic settlement of loess. *Engineering Geology* 105 (1)-(2). 119-123. (1.4.1).
- Yudhbir (1982). Collapsing behaviour of residual soils. Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong-Kong 1. 915-930. (1.4).

# ANNEXES

Tableau 1 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=20$  coups)

W <sub>0</sub> =2% et E <sub>c</sub> =20Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ Kpa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.64	1.58	1.62	1.42	1.23	3.66	1.22	13.41	25.00
	100	4.84	4.08	4.76	3.98	4.12	15.70	1.65	17.77	14.88
	200	7.98	6.26	7.38	6.18	7	21.55	7.52	22.56	12.28
	400	12.2	8.88	11.6	8.52	11.12	27.21	4.92	30.16	8.85
	800	3.98	3.02	3.78	3	3.15	24.12	5.03	24.62	20.85
	1600	1.76	1.68	1.72	1.53	1.59	4.55	2.27	13.07	9.66
1 mol/l	50	1.64	1.42	1.58	1.33	1.42	13.41	3.66	18.90	13.41
	100	4.84	2.9	4.04	2.69	3.99	40.08	16.53	44.42	17.56
	200	7.98	4.76	6.58	4.32	6.4	40.35	17.54	45.86	19.80
	400	12.2	6.8	9.74	6.44	9	44.26	20.16	47.21	26.23
	800	3.98	2.42	3.06	2.2	2.89	39.20	23.12	44.72	27.39
	1600	1.76	1.04	1.66	0.96	1.5	40.91	5.68	45.45	14.77
1,5 mol/l	50	1.64	1.02	1.36	0.98	1.3	37.80	17.07	40.24	20.73
	100	4.84	1.7	3.7	1.61	2.59	64.88	23.55	66.74	46.49
	200	7.98	2.26	5.84	2.12	4.91	71.68	26.82	73.43	38.47
	400	12.2	3.06	8.84	3.01	8.01	74.92	27.54	75.33	34.34
	800	3.98	1.66	2.72	1.56	2.7	58.29	31.66	60.80	32.16
	1600	1.76	0.88	1.48	0.82	1.32	50.00	15.91	53.41	25.00
2 mol/l	50	1.64	0.96	1.16	0.92	1	41.46	29.27	43.90	39.02
	100	4.84	1.58	3.02	1.5	2.98	67.36	37.60	69.01	38.43
	200	7.98	2.18	4.86	1.99	4.33	72.68	39.10	75.06	45.74
	400	12.2	2.84	7.26	2.62	7	76.72	40.49	78.52	42.62
	800	3.98	1.44	2.04	1.4	2	63.82	48.74	64.82	49.75
	1600	1.76	0.69	1.38	0.52	1.27	60.80	21.59	70.45	27.84

Tableau 2 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=40$  coups)

W <sub>0</sub> =2% et E <sub>c</sub> =40Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.26	1.18	1.2	1.11	1.22	6.35	4.76	11.90	3.17
	100	3.48	3.16	3.32	2.97	3.15	9.20	4.60	14.66	9.48
	200	5.76	4.86	5.34	4.47	5.17	15.63	7.29	22.40	10.24
	400	9.34	8.28	9.02	8.12	8.98	11.35	3.43	13.06	3.85
	800	2.12	2.04	2.08	1.89	2.05	3.77	1.89	10.85	3.30
	1600	1.16	0.94	1.06	0.77	1.06	18.97	8.62	33.62	8.62
1 mol/l	50	1.26	0.96	1.08	0.92	0.89	23.81	14.29	26.98	29.37
	100	3.48	2.12	3.04	1.88	2.9	39.08	12.64	45.98	16.67
	200	5.76	3.78	4.98	3.56	4.75	34.38	13.54	38.19	17.53
	400	9.34	6.42	8.74	5.79	8.32	31.26	6.42	38.01	10.92
	800	2.12	1.84	1.98	1.62	1.7	13.21	6.60	23.58	19.81
	1600	1.16	0.86	0.98	0.78	0.78	25.86	15.52	32.76	32.76
1,5 mol/l	50	1.26	0.78	1.02	0.72	0.83	38.10	19.05	42.86	34.13
	100	3.48	1.56	2.94	1.42	2.7	55.17	15.52	59.20	22.41
	200	5.76	2.08	4.02	1.67	3.88	63.89	30.21	71.01	32.64
	400	9.34	2.82	7.24	2.62	7.02	69.81	22.48	71.95	24.84
	800	2.12	1.3	1.28	1.24	1.22	38.68	39.62	41.51	42.45
	1600	1.16	0.69	0.82	0.6	0.77	40.52	29.31	48.28	33.62
2 mol/l	50	1.26	0.67	0.94	0.67	0.9	46.83	25.40	46.83	28.57
	100	3.48	1.38	2.08	1.34	2	60.34	40.23	61.49	42.53
	200	5.76	1.97	2.96	1.58	2.82	65.80	48.61	72.57	51.04
	400	9.34	2.06	5.08	2	5.02	77.94	45.61	78.59	46.25
	800	2.12	1.08	1.16	1.02	1.1	49.06	45.28	51.89	48.11
	1600	1.16	0.45	0.76	0.43	0.72	61.21	34.48	62.93	37.93

Tableau 3 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=2\%$ ,  $E_c=60$  coups)

W <sub>0</sub> =2% et E <sub>c</sub> =60Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.16	0.95	1.12	0.94	1	18.10	3.45	18.97	13.79
	100	3.04	2.68	2.9	2.41	2.71	11.84	4.61	20.72	10.86
	200	4.08	3.28	3.78	3.1	3.22	19.61	7.35	24.02	21.08
	400	7.28	5.06	6.72	4.78	6.51	30.49	7.69	34.34	10.58
	800	1.96	1.12	1.8	1.1	0.97	42.86	8.16	43.88	50.51
	1600	0.98	0.75	0.82	0.62	0.76	23.47	16.33	36.73	22.45
1 mol/l	50	1.16	0.84	0.9	0.75	0.82	27.59	22.41	35.34	29.31
	100	3.04	1.96	2.16	1.32	2	35.53	28.95	56.58	34.21
	200	4.08	2.76	3.06	2.3	2.97	32.35	25.00	43.63	27.21
	400	7.28	4.28	5.26	4.22	5	41.21	27.75	42.03	31.32
	800	1.96	0.99	1.62	0.9	1.1	49.49	17.35	54.08	43.88
	1600	0.98	0.66	0.68	0.52	0.52	32.65	30.61	46.94	46.94
1,5 mol/l	50	1.16	0.72	0.84	0.66	0.75	37.93	27.59	43.10	35.34
	100	3.04	1.46	1.88	1.32	1.68	51.97	38.16	56.58	44.74
	200	4.08	1.96	2.6	1.6	2.32	51.96	36.27	60.78	43.14
	400	7.28	2.26	4.18	2.1	4.01	68.96	42.58	71.15	44.92
	800	1.96	0.74	1.5	0.69	1.42	62.24	23.47	64.80	27.55
	1600	0.98	0.48	0.59	0.42	0.5	51.02	39.80	57.14	48.98
2 mol/l	50	1.16	0.68	0.76	0.6	0.72	41.38	34.48	48.28	37.93
	100	3.04	1.36	1.68	1.3	1.53	55.26	44.74	57.24	49.67
	200	4.08	1.58	2.02	1.48	1.97	61.27	50.49	63.73	51.72
	400	7.28	2.04	3.56	2	3.5	71.98	51.10	72.53	51.92
	800	1.96	0.59	1.12	0.51	0.44	69.90	42.86	73.98	77.55
	1600	0.98	0.42	0.84	0.39	0.39	57.14	14.29	60.20	60.20

Tableau 4 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=20$  coups)

W <sub>0</sub> =4% et E <sub>c</sub> =20Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.63	1.14	1.32	1.1	1.1	30.06	19.02	32.52	32.52
	100	3.4	3.22	3.34	2.99	3.21	5.29	1.76	12.06	5.59
	200	5.78	4.28	5.04	4.1	4.39	25.95	12.80	29.07	24.05
	400	10.64	7.66	9.48	7.6	9.1	28.01	10.90	28.57	14.47
	800	3.22	2.96	3.02	2.9	2.97	8.07	6.21	9.94	7.76
	1600	1.24	1.1	1.18	0.99	1.01	11.29	4.84	20.16	18.55
1 mol/l	50	1.63	0.89	1.16	0.81	1.02	45.40	28.83	50.31	37.42
	100	3.4	2.74	2.96	2.56	2.1	19.41	12.94	24.71	38.24
	200	5.78	3.82	4.38	3.6	4.21	33.91	24.22	37.72	27.16
	400	10.64	5.88	7.92	5.67	6.77	44.74	25.56	46.71	36.37
	800	3.22	2.08	2.76	2	2.7	35.40	14.29	37.89	16.15
	1600	1.24	0.9	0.98	0.86	0.91	27.42	20.97	30.65	26.61
1,5 mol/l	50	1.63	0.72	0.96	0.66	0.87	55.83	41.10	59.51	46.63
	100	3.4	1.68	2.16	1.5	2	50.59	36.47	55.88	41.18
	200	5.78	2.02	3.76	2	3.51	65.05	34.95	65.40	39.27
	400	10.64	2.68	5.18	2.6	5	74.81	51.32	75.56	53.01
	800	3.22	1.48	2.1	1.4	1.98	54.04	34.78	56.52	38.51
	1600	1.24	0.84	0.92	0.72	0.87	32.26	25.81	41.94	29.84
2 mol/l	50	1.63	0.7	0.84	0.66	0.8	57.06	48.47	59.51	50.92
	100	3.4	1.52	1.76	1.49	1.7	55.29	48.24	56.18	50.00
	200	5.78	1.96	2.96	1.86	2.87	66.09	48.79	67.82	50.35
	400	10.64	1.88	3.76	1.8	3.7	82.33	64.66	83.08	65.23
	800	3.22	1.04	1.78	1	1.72	67.70	44.72	68.94	46.58
	1600	1.24	0.55	0.78	0.52	0.68	55.65	37.10	58.06	45.16

Tableau 5 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=40$  coups)

W <sub>0</sub> =4% et E <sub>c</sub> =40Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.22	1.08	1.12	1.01	1.02	11.48	8.20	17.21	16.39
	100	2.46	2.06	2.28	2	2.2	16.26	7.32	18.70	10.57
	200	4.1	3.72	4	3.61	3.88	9.27	2.44	11.95	5.37
	400	8.74	6.28	7.68	6.1	7.61	28.15	12.13	30.21	12.93
	800	2.04	1.82	1.94	1.77	1.66	10.78	4.90	13.24	18.63
	1600	1.06	0.86	0.98	0.76	0.82	18.87	7.55	28.30	22.64
1 mol/l	50	1.22	0.78	1	0.69	0.97	36.07	18.03	43.44	20.49
	100	2.46	2.16	2.16	1.86	2	12.20	12.20	24.39	18.70
	200	4.1	3.12	3.66	3	3.51	23.90	10.73	26.83	14.39
	400	8.74	4.92	6.42	4.86	6.3	43.71	26.54	44.39	27.92
	800	2.04	1.68	1.78	1.6	1.6	17.65	12.75	21.57	21.57
	1600	1.06	0.69	0.86	0.52	0.82	34.91	18.87	50.94	22.64
1,5 mol/l	50	1.22	0.64	0.88	0.6	0.71	47.54	27.87	50.82	41.80
	100	2.46	1.4	1.96	1.37	1.4	43.09	20.33	44.31	43.09
	200	4.1	1.96	2.98	1.56	2.81	52.20	27.32	61.95	31.46
	400	8.74	2.24	4.92	2.2	4.6	74.37	43.71	74.83	47.37
	800	2.04	1.13	1.54	1.01	1.2	44.61	24.51	50.49	41.18
	1600	1.06	0.57	0.72	0.49	0.68	46.23	32.08	53.77	35.85
2 mol/l	50	1.22	0.52	0.69	0.5	0.61	57.38	43.44	59.02	50.00
	100	2.46	1.02	1.32	0.98	1.28	58.54	46.34	60.16	47.97
	200	4.1	1.38	2.08	1.3	2	66.34	49.27	68.29	51.22
	400	8.74	1.97	3.28	1.79	3.2	77.46	62.47	79.52	63.39
	800	2.04	0.98	1.24	0.9	1.09	51.96	39.22	55.88	46.57
	1600	1.06	0.38	0.58	0.35	0.5	64.15	45.28	66.98	52.83

Tableau 6 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=4\%$ ,  $E_c=60$  coups)

W <sub>0</sub> =4% et E <sub>c</sub> =60Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.02	0.96	0.98	0.9	0.87	5.88	3.92	11.76	14.71
	100	2.18	1.97	2.02	1.82	2	9.63	7.34	16.51	8.26
	200	3.88	3.08	3.48	3	3.12	20.62	10.31	22.68	19.59
	400	6.9	5.74	6.04	4.7	6	16.81	12.46	31.88	13.04
	800	1.48	1.36	1.4	0.98	1.3	8.11	5.41	33.78	12.16
	1600	0.82	0.79	0.78	0.6	0.61	3.66	4.88	26.83	25.61
1 mol/l	50	1.02	0.64	0.7	0.61	0.65	37.25	31.37	40.20	36.27
	100	2.18	1.84	1.92	1.3	1.81	15.60	11.93	40.37	16.97
	200	3.88	2.92	3.06	2.3	2.97	24.74	21.13	40.72	23.45
	400	6.9	4.68	5.02	4.12	4.98	32.17	27.25	40.29	27.83
	800	1.48	1.14	1.34	0.89	1.05	22.97	9.46	39.86	29.05
	1600	0.82	0.62	0.74	0.5	0.5	24.39	9.76	39.02	39.02
1,5 mol/l	50	1.02	0.58	0.62	0.52	0.57	43.14	39.22	49.02	44.12
	100	2.18	1.32	1.5	1.29	1.38	39.45	31.19	40.83	36.70
	200	3.88	1.94	2.7	1.54	2.3	50.00	30.41	60.31	40.72
	400	6.9	2.02	3.98	2	3.6	70.72	42.32	71.01	47.83
	800	1.48	1.24	1.26	0.66	1.2	16.22	14.86	55.41	18.92
	1600	0.82	0.48	0.68	0.4	0.5	41.46	17.07	51.22	39.02
2 mol/l	50	1.02	0.46	0.58	0.4	0.45	54.90	43.14	60.78	55.88
	100	2.18	0.99	1.36	0.87	1.27	54.59	37.61	60.09	41.74
	200	3.88	1.18	2.2	1	1.9	69.59	43.30	74.23	51.03
	400	6.9	1.86	3.02	1.78	3	73.04	56.23	74.20	56.52
	800	1.48	0.94	1.08	0.49	0.4	36.49	27.03	66.89	72.97
	1600	0.82	0.34	0.54	0.28	0.35	58.54	34.15	65.85	57.32

Tableau 7 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=20$  coups)

W <sub>0</sub> =6% et E <sub>c</sub> =20Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
0,5 mol/l	50	1.12	0.89	1.1	1.01	0.75	20.54	1.79	9.82	33.04
	100	3.24	2.97	3	2.92	2.87	8.33	7.41	9.88	11.42
	200	5.14	4.01	4.86	3.97	3.98	21.98	5.45	22.76	22.57
	400	8.79	6.92	7.98	6.9	7.7	21.27	9.22	21.50	12.40
	800	3.18	2.46	2.97	2.39	2.01	22.64	6.60	24.84	36.79
	1600	1.1	0.97	1	0.9	0.9	11.82	9.09	18.18	18.18
1 mol/l	50	1.12	0.76	1	0.55	0.88	32.14	10.71	50.89	21.43
	100	3.24	2.27	2.64	2.12	2	29.94	18.52	34.57	38.27
	200	5.14	3.27	4.02	3	3.97	36.38	21.79	41.63	22.76
	400	8.79	5.45	6.12	5.4	6	38.00	30.38	38.57	31.74
	800	3.18	2.01	2.38	1.97	2.33	36.79	25.16	38.05	26.73
	1600	1.1	0.82	0.9	0.77	0.82	25.45	18.18	30.00	25.45
1,5 mol/l	50	1.12	0.67	0.88	0.6	0.58	40.18	21.43	46.43	48.21
	100	3.24	1.63	2.06	1.4	2	49.69	36.42	56.79	38.27
	200	5.14	1.97	3.68	1.82	3.5	61.67	28.40	64.59	31.91
	400	8.79	2.32	5.2	2.21	4.97	73.61	40.84	74.86	43.46
	800	3.18	1.42	2.14	1.22	1.96	55.35	32.70	61.64	38.36
	1600	1.1	0.63	0.74	0.52	0.7	42.73	32.73	52.73	36.36
2 mol/l	50	1.12	0.58	0.74	0.52	0.65	48.21	33.93	53.57	41.96
	100	3.24	1.47	1.98	1.4	1.65	54.63	38.89	56.79	49.07
	200	5.14	1.91	2.86	1.8	2.69	62.84	44.36	64.98	47.67
	400	8.79	1.69	3.9	1.6	3.7	80.77	55.63	81.80	57.91
	800	3.18	0.97	1.98	0.82	1.72	69.50	37.74	74.21	45.91
	1600	1.1	0.48	0.62	0.4	0.53	56.36	43.64	63.64	51.82

Tableau 8 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=40$  coups)

W <sub>0</sub> =6% et E <sub>c</sub> =40Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
0,5 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	1.01	0.82	0.98	0.7	0.7	18.81	2.97	30.69	30.69
	100	2.16	2.02	2.12	1.97	2	6.48	1.85	8.80	7.41
	200	3.86	3.49	3.68	3.4	3.52	9.59	4.66	11.92	8.81
	400	7.26	6.08	6.88	5.88	6	16.25	5.23	19.01	17.36
	800	2.31	2	2.18	1.96	2	13.42	5.63	15.15	13.42
	1600	0.97	0.83	0.92	0.77	0.87	14.43	5.15	20.62	10.31
1 mol/l	σ KPa	ST	KCl	NH <sub>4</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	NH <sub>4</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	1.01	0.7	0.84	0.5	0.62	30.69	16.83	50.50	38.61
	100	2.16	1.88	2	1.72	1.95	12.96	7.41	20.37	9.72
	200	3.86	2.67	3.02	2.6	2.97	30.83	21.76	32.64	23.06
	400	7.26	4.03	5.24	3.97	5	44.49	27.82	45.32	31.13
	800	2.31	1.62	1.96	1.6	1.9	29.87	15.15	30.74	17.75
	1600	0.97	0.61	0.8	0.52	0.76	37.11	17.53	46.39	21.65
1,5 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	1.01	0.58	0.72	0.5	0.55	42.57	28.71	50.50	45.54
	100	2.16	1.36	1.82	1.3	1.6	37.04	15.74	39.81	25.93
	200	3.86	1.88	2.9	1.72	2.82	51.30	24.87	55.44	26.94
	400	7.26	2.04	4.72	1.97	4.6	71.90	34.99	72.87	36.64
	800	2.31	1.13	1.64	1	1.6	51.08	29.00	56.71	30.74
	1600	0.97	0.48	0.64	0.3	0.52	50.52	34.02	69.07	46.39
2 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	1.01	0.5	0.64	0.42	0.62	50.50	36.63	58.42	38.61
	100	2.16	1.02	1.48	1	1.4	52.78	31.48	53.70	35.19
	200	3.86	1.24	2.14	1.2	2	67.88	44.56	68.91	48.19
	400	7.26	1.92	3.16	1.6	3	73.55	56.47	77.96	58.68
	800	2.31	0.95	1.26	0.8	1.12	58.87	45.45	65.37	51.52
	1600	0.97	0.36	0.48	0.32	0.4	62.89	50.52	67.01	58.76

Tableau 9 : Variation de  $C_p$  et le taux de réduction pour différentes contraintes ( $W_0=6\%$ ,  $E_c=60$  coups)

W <sub>0</sub> =6% et E <sub>c</sub> =60Coups										
Concentration			C <sub>p</sub> %				Taux de réduction %			
0,5 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	0.96	0.84	0.86	0.7	0.68	12.50	10.42	27.08	29.17
	100	2.01	1.93	2	1.88	1.82	3.98	0.50	6.47	9.45
	200	3.26	2.99	3.02	2.9	2.97	8.28	7.36	11.04	8.90
	400	6.18	5.17	5.84	5	5.62	16.34	5.50	19.09	9.06
	800	1.17	1.08	1.14	0.99	0.97	7.69	2.56	15.38	17.09
	1600	0.66	0.58	0.62	0.51	0.6	12.12	6.06	22.73	9.09
1 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	0.96	0.64	0.72	0.48	0.6	33.33	25.00	50.00	37.50
	100	2.01	1.8	1.94	1.62	1.9	10.45	3.48	19.40	5.47
	200	3.26	2.9	2.96	2.58	2.88	11.04	9.20	20.86	11.66
	400	6.18	4.52	5.04	3.68	4.97	26.86	18.45	40.45	19.58
	800	1.17	1.02	1.1	1	0.98	12.82	5.98	14.53	16.24
	1600	0.66	0.54	0.56	0.5	0.48	18.18	15.15	24.24	27.27
1,5 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	0.96	0.56	0.64	0.48	0.52	41.67	33.33	50.00	45.83
	100	2.01	1.3	1.48	1.21	1.31	35.32	26.37	39.80	34.83
	200	3.26	1.91	2.18	1.7	2	41.41	33.13	47.85	38.65
	400	6.18	1.87	3.96	1.8	3.8	69.74	35.92	70.87	38.51
	800	1.17	0.98	1.04	0.9	1	16.24	11.11	23.08	14.53
	1600	0.66	0.42	0.52	0.3	0.5	36.36	21.21	54.55	24.24
2 mol/l	σ KPa	ST	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>	KCl	(NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	NaCl	CaCl <sub>2</sub>
	50	0.96	0.54	0.6	0.4	0.6	43.75	37.50	58.33	37.50
	100	2.01	1.1	1.36	0.98	1.2	45.27	32.34	51.24	40.30
	200	3.26	1.9	1.99	1	1.98	41.72	38.96	69.33	39.26
	400	6.18	1.64	2.98	1.42	2.9	73.46	51.78	77.02	53.07
	800	1.17	0.97	1.06	0.8	1	17.09	9.40	31.62	14.53
	1600	0.66	0.46	0.5	0.32	0.42	30.30	24.24	51.52	36.36

Tableau 10 : Résultats du pH et CE des différents matériaux pour KCl à différentes concentration

Chlorure de Potassium KCl									
Concentration mol/l	Masse (g)	Solution KCl		Kaolin +KCl		Sable +KCl		Sol +KCl	
		CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH
0.5	1.86	51.6	6.19	39	7,25	49	8.73	54	8.07
1	3.727	100.14	5.98	65.7	7.34	94	8.73	104	8.07
1.5	5.587	145.3	5.84	99.2	7.40	145	8.73	156.7	8.07
2	7.455	191.6	5.71	130,2	7,60	188	8.73	199.5	8.07

Tableau 11 : Résultats du pH et CE des différents matériaux pour  $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$  à différentes concentration

Sulfate d'ammonium $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$									
Concentration mol/l	Masse (g)	Solution $(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$		Kaolin $+(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$		Sable $+(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$		Sol $+(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4$	
		CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH
0.5	3.3	66.2	5.44	50	7,88	80,2	7,48	75.6	7.73
1	6.6	114.4	5.49	89.5	7.55	120	7.69	127	7.73
1.5	9.9	160.7	5.60	118	7.50	166	7.75	180	7.73
2	13.2	220	5.81	134	7,50	226	7,95	240	7.73

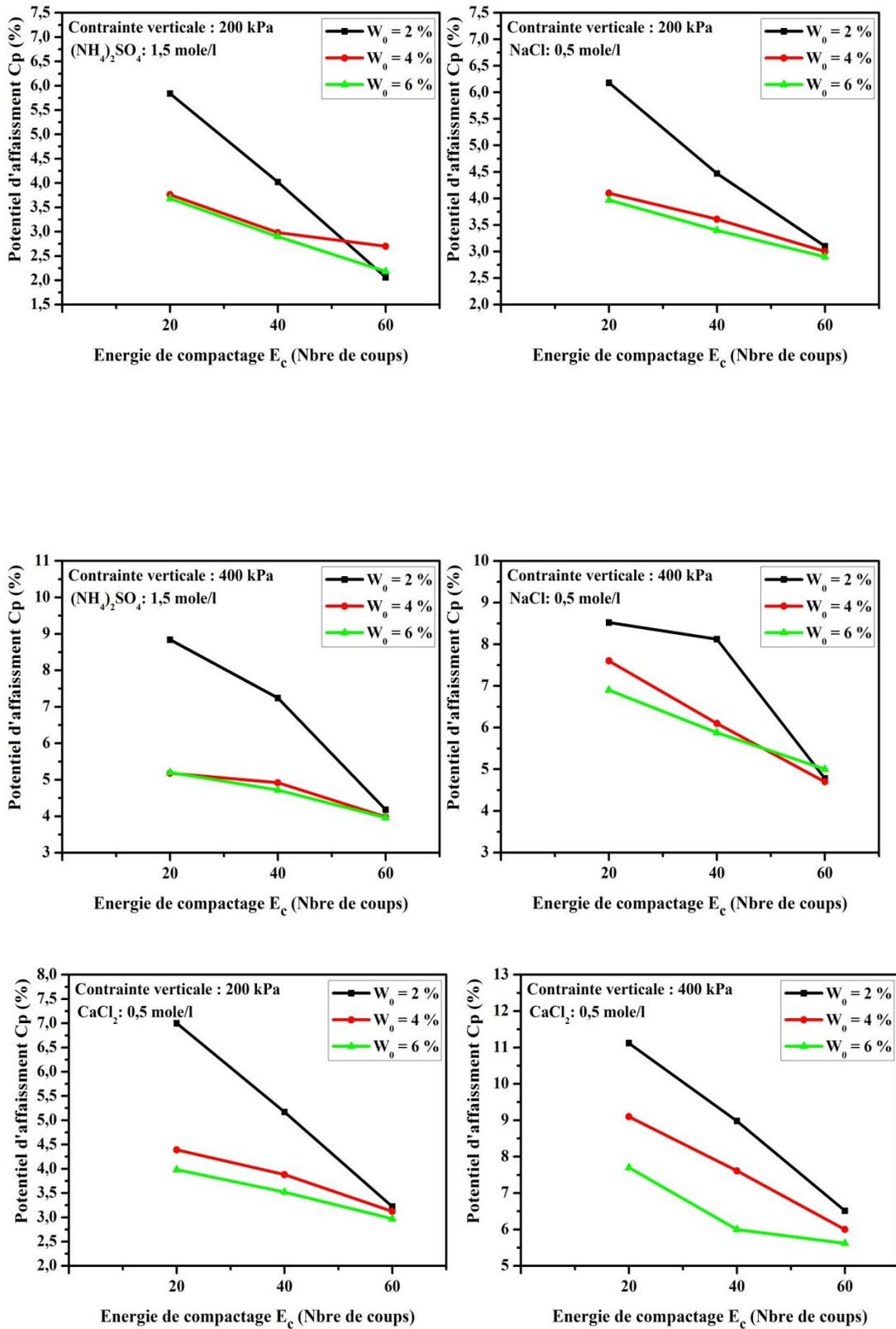
Tableau 12 : Résultats du pH et CE des différents matériaux pour NaCl à différentes concentration

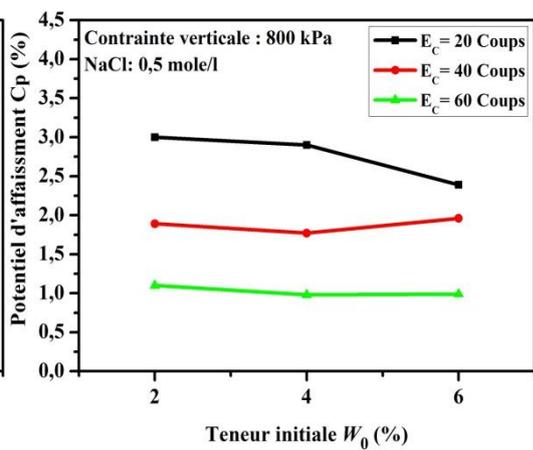
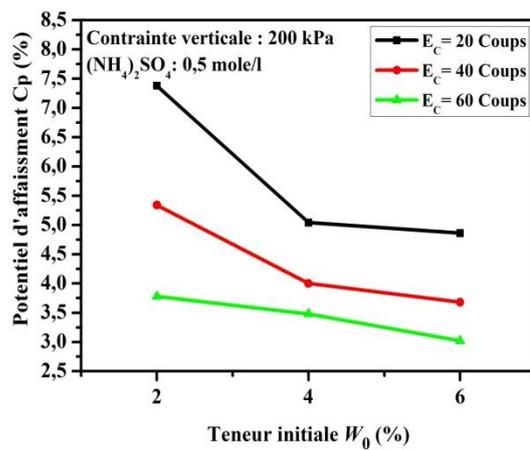
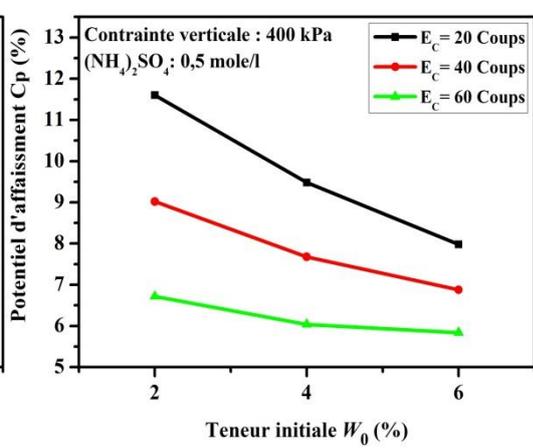
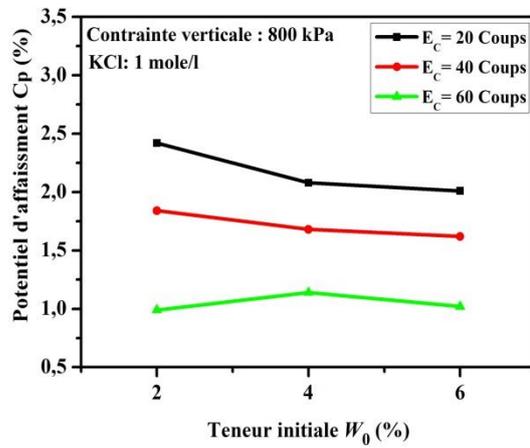
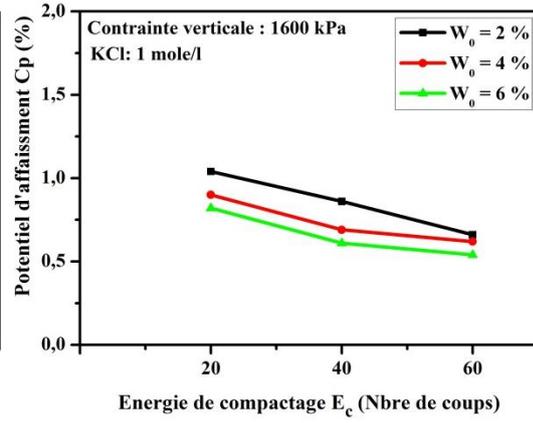
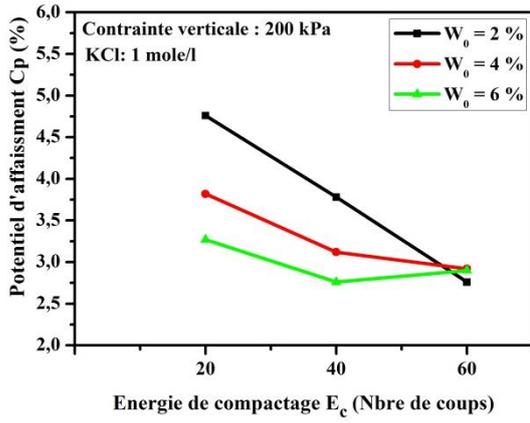
Chlorure de Sodium NaCl									
Concentration mol/l	Masse (g)	Solution NaCl		Kaolin +NaCl		Sable +NaCl		Sol +NaCl	
		CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH
0.5	1.462	41.7	7.53	22,3	7,87	42,5	8,88	43.3	8.29
1	2.925	76.2	7.24	44.5	7.53	71.0	8.73	80.2	8.14
1.5	4.387	99.8	7.16	75.5	7.24	105.5	8.58	115.0	8.09
2	5.850	139.3	7.02	102,5	7,11	142	8,32	145.3	7.98

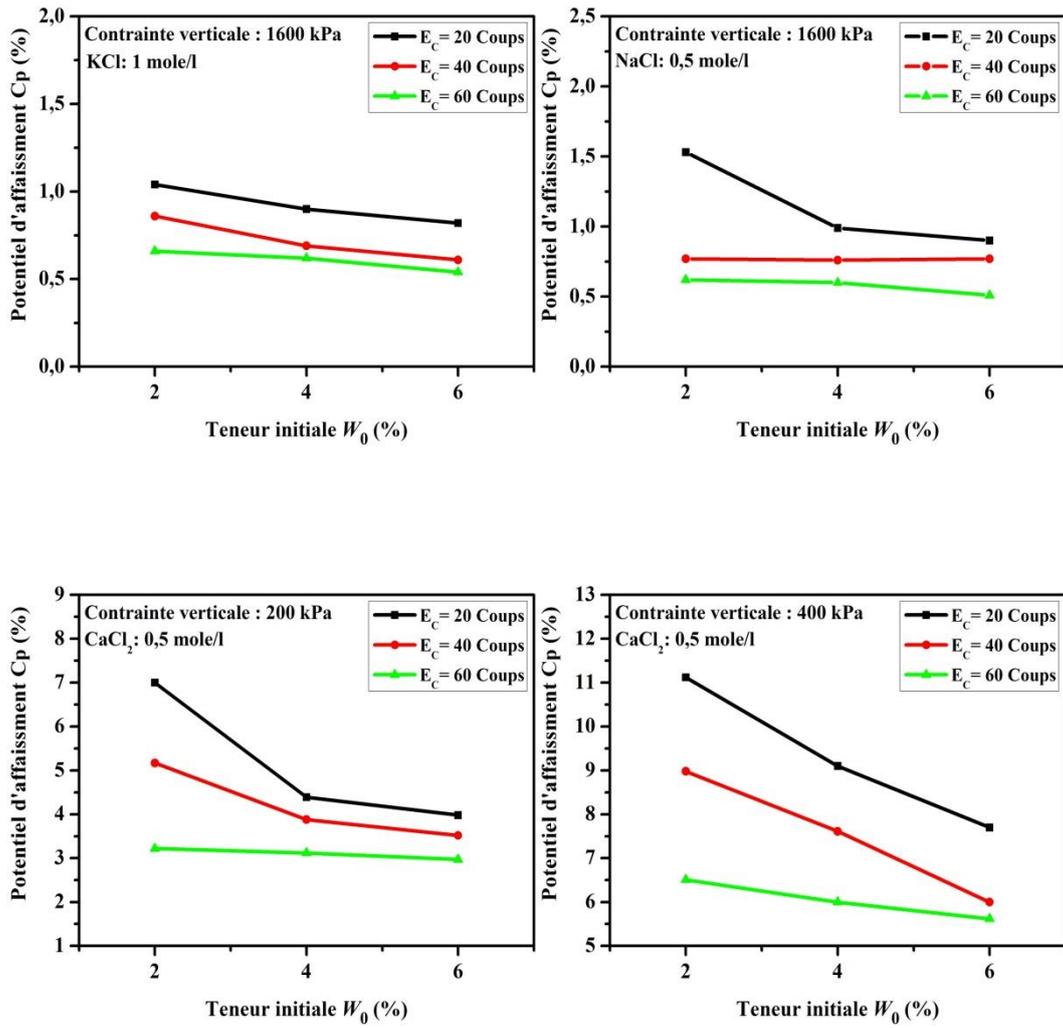
Tableau 13 : Résultats du pH et CE des différents matériaux pour CaCl<sub>2</sub> à différentes concentration

Chlorure de Calcium CaCl <sub>2</sub>									
Concentration mol/l	Masse (g)	Solution CaCl <sub>2</sub>		Kaolin + CaCl <sub>2</sub>		Sable + CaCl <sub>2</sub>		Sol + CaCl <sub>2</sub>	
		CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH	CE ms/ cm	pH
0.5	3.67	59.1	5.71	50	6.77	100	6.78	75	6.91
1	7.35	102	5.41	68.4	6.60	128.4	6.64	103.5	6.75
1.5	11.02	122	5.23	101	6.27	140	6.60	127	6.52
2	14.7	130	5.13	115.2	6.02	157.4	6.38	138	6.22

Figures 1 : Variation de Cp en fonction de la teneur en eau et l'énergie de compactage à différentes contraintes et à différent sel







# Table des matières

RESUMES	5
LISTE DES FIGURES	8
LISTE DES TABLEAUX	13
LISTE DES ABREVIATIONS	14
INTRODUCTION GENERALE	15
<b>CHAPITRE I : NOTIONS SUR LES SOLS NON SATURES</b>	
I.1 Introduction	20
I.2 Les argiles	20
I.3 Minéralogie des argiles	21
I.3.1 Structure minéralogique de base	21
I.3.1.1 Élément tétraédrique	21
I.3.1.2 Élément octaédrique	22
I.3.2 Les kaolinites	24
I.3.3 Les illites	24
I.3.4 Les smectites	25
I.4 Distribution des ions dans la phase liquide : Théorie de la double couche	26
I.5 Echange d'ions	28
I.6 Sol non saturé	29
I.7 Succion	29
I.7.1 Succion capillaire	29
I.7.2 Succion d'adsorption	30
I.7.3 Succion osmotique	30
I.8 Microstructure des sols non saturés	31
I.8.1 Microstructure des sols granulaires	31
I.8.2 Microstructure des sols fins (sols argileux)	33
I.9 Variation de volume des sols en mélanges	36
I.10 Effet du compactage sur la structure du sol compacté	39
I.10.1 Effet de compactage sur la microstructure du sol	39
I.10.2 Effet de compactage sur la répartition des pores	40
I.11 Notion de pH et l'acidité des sols	41
I.11.1 Mesure du pH-eau (2/5)	43
I.11.2 Mesure du pH-KCl (2/5)	43
I.11.3 Mesure du pH-CaCl <sub>2</sub> (2/5)	43
I.12 Conductivité électrique	44
I.13 Conclusions	44
<b>Chapitre II : Comportement des sols affaissables</b>	
II.1 Introduction	47
II.2 Phénomènes d'effondrement	47
II.3 Paramètres influant sur l'effondrement des sols	50
II.4 Méthodes expérimentales de caractérisation	50
II.4.1 Essais œdométrique simple	50
II.4.2 Essai œdométrique double	52
II.5. Méthodes empiriques d'identification des sols effondrables	53
II.5.1 Méthodes empiriques	54
II.6 Stabilisation des sols	56
II.6.1 Technique d'amélioration et stabilisation des sols affaissables	56
II.6.1.1 Pré-chargement	57

II.6.1.2 Vibro-compactage (ou vibro-flottation)	57
II.6.1.3 Compactage dynamique (ou pilonnage)	58
II.6.1.4 Densification par vibro-refoulement	58
II.6.1.5 Compactage par étincelle électrique	58
II.6.1.6 Traitement par substitution	59
II.6.1.7 Compactage par explosion	59
II.6.1.8 Stabilisation chimique ou injection	59
II.6.1.9 Traitement par pré-mouillage du sol	61
II.6.1.10 Traitement thermique	61
II.7 Evaluation des méthodes de traitement	61
II.8 Solution chimique idéale	63
II.9 Conclusion	64
<b>Chapitre III : Programme expérimental et procédures d'essais</b>	
III.1 Introduction	66
III.2 Méthode de caractérisation de la structure des sols	66
III.3 Outils pour la description de la microstructure	67
III.4 Microscope électronique à balayage	68
III.5 Les microstructures des sols	69
III.6 Préparation des échantillons	70
III.7 Caractéristiques des matériaux	72
III.7.1 Kaolin de Djebel Debbagh	72
III.7.2 Sable	74
III.7.3 Sol reconstitué (Sable + Kaolin)	75
III.8 Programme des essais	76
III.8.1 Analyse granulométrique	77
III.9 Essais œdométriques	77
III.9.1 Description de l'œdomètre	78
III.9.2 Appareillage pour le compactage du matériau	79
III.9.3 Procédure d'essai	80
III.9.4 Préparation des sols	80
III.10 Caractéristiques des sels utilisés	81
III.10.1 Chlorure de sodium	81
III.10.2 Chlorure de potassium	81
III.10.3 Chlorure de calcium	82
III.10.4 Sulfate d'ammonium	82
III.11 Essai du bleu de méthylène	83
III.12 Essai au carbonate ( $\text{CaCO}_3$ )	84
III.13 Essai au sulfate ( $\text{SO}_4^{2-}$ )	85
III.14 Mesure de la turbidité	85
III.15 Essai de lixiviation	87
III.16 Conclusion	90
<b>CHAPITRE IV : PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS</b>	
IV.1 Introduction	93
IV.2 Résultats d'essais	93
IV.2.1 Granulométrie du sable	93
IV.2.2 Granulométrie du sol reconstitué	93
IV.2.3 Densités spécifiques des grains solides	94
IV.2.4 Limites de consistance du sol	94
IV.2.5 Activité du sol	95
IV.2.6 Essai de l'équivalent de sable	96

IV.2.7 Essai de Proctor	96
IV.2.8 Résultats du pH et CE	98
IV.2.8.1 Interprétation des résultats pH et CE pour les différents sels	100
IV.2.9 La capacité d'échange cationique (CEC)	101
IV.2.9.1 Résultats des caractéristiques physico-chimiques	101
IV.2.10 Influence des différents sels sur les limites d'atterberg (cas de kaolin)	102
IV.3 Mise en évidence de l'effondrement des sols	103
IV.3.1 D'après les caractéristiques de consistance	103
IV.4 D'après les essais de compressibilités	103
IV.4.1 Sol non traité	104
IV.4.2 Sols traités par les solutions salines	106
IV.4.2.1 Sol traité par les sels (NaCl et CaCl <sub>2</sub> )	110
IV.4.2.2 Sol traité par les sels (KCl et (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> )	111
IV.5 Discussion sur les sols traités par différents sels	112
IV.6 OBSERVATION AU MICROSCOPE ELECTRONIQUE A BALAYAGE (M.E.B)	126
IV.6.1 Relation argile-squelette quartzueux : cas du sol non traité	126
IV.6.2 Relation sel-argile cas de CaCl <sub>2</sub>	130
IV.6.3 Relation sel-argile cas de NaCl	134
IV.6.4 Relation sel-argile cas de KCl	138
IV.6.5 Relation sel-argile cas de (NH <sub>4</sub> ) <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	140
IV.7 Conclusion	142
CONCLUSION GENERALE	144
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	148
ANNEXES	157