

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED EL-BACHIR EL-IBRAHIMI

BORDJ BOU-ARRERIDJ



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

REALISE EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER

DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIE

FILIERE : GENIE CIVIL

SPECIALITE : GEOTECHNIQUE

Thème

**ETUDE COMPARATIVE DE L'AFFAISSEMENT DE DEUX SOLS,
UN A BASE D'ARGILE ROUGE, ET L'AUTRE A BASE De
KAOLIN PAR LA METHODE DE DOUBLE CONSOLIDATION.**

Présenté par :

- Belkaaloul Hadjer
- Araba Khaoula

Dirigé par :

Dr. Ziani Hocine Encadreur
Dr. Amriou Abderrachide Co Encadreur

Année universitaire : 2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

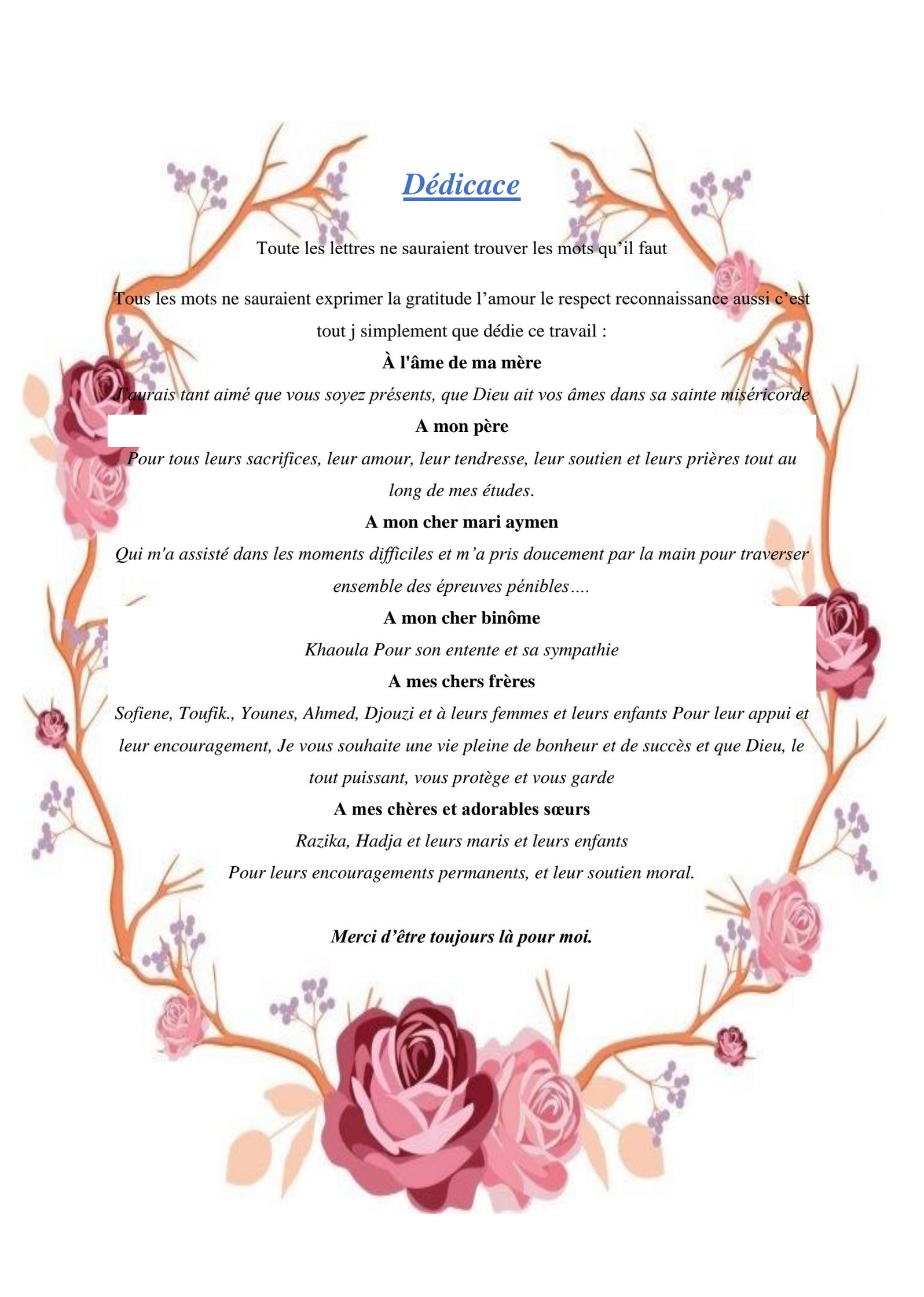
Nos remerciements vont premièrement à Dieu tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qu'il nous a donnée durant toutes ces longues années.

Nous adressons nos profondes gratitude à Dr : Ziani Hocine, professeur à l'Université de BBA, qui à diriger et encadré ce travail de recherche, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter nos réflexions

Nous remercions les membres de jury d'examen pour l'honneur qu'ils nous font en participant au jugement de ce travail.

Nous remercions aussi tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation

Enfin nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis et collègues pour leur soutien moral et matériel...



Dédicace

Toutes les lettres ne sauraient trouver les mots qu'il faut

Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude l'amour le respect reconnaissance aussi c'est
tout j simplement que dédie ce travail :

À l'âme de ma mère

J'aurais tant aimé que vous soyez présents, que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde

A mon père

*Pour tous leurs sacrifices, leur amour, leur tendresse, leur soutien et leurs prières tout au
long de mes études.*

A mon cher mari aymen

*Qui m'a assisté dans les moments difficiles et m'a pris doucement par la main pour traverser
ensemble des épreuves pénibles....*

A mon cher binôme

Khaoula Pour son entente et sa sympathie

A mes chers frères

*Sofiène, Toufik., Younes, Ahmed, Djouzi et à leurs femmes et leurs enfants Pour leur appui et
leur encouragement, Je vous souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le
tout puissant, vous protège et vous garde*

A mes chères et adorables sœurs

*Razika, Hadja et leurs maris et leurs enfants
Pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral.*

Merci d'être toujours là pour moi.



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

Pour mes parents que dieu le tout puissant, les protègent et les gardent

*A mon père **LARAFI** qui a sacrifié sa vie pour que la mienne réussisse*

*A ma mère **NORA** qui ma soutenu et encouragé tout le temps.*

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagne toujours. Que ce modeste travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitte jamais assez. Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.

*A mes frères : **BILEL** et **ADEM**.*

*A ma sœur : **CHAIMA**.*

A mes grands-pères et mes grandes mères.

*A toute la famille : **ARABA**.*

*A mon binôme, ma sœur et ma copine : **HADJER** et sa famille.*

A toute la section Géotechnique.

Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire

RESUME

Le présent mémoire comporte une étude expérimentale sur un sujet d'actualité, les sols affaissables, qui sont caractérisés par la non saturation, possédant une haute résistance apparente et peuvent même supporter des charges très élevées lorsqu'ils sont secs. Mais, ils présentent de fortes réductions du rapport de vide lorsqu'ils sont mouillés, par l'annulation de la cimentation entre les particules provoquant la rupture des ponts argileux (silt) ce qui engendre une nouvelle matrice granulaire d'un sol plus dense suivie d'un affaissement brusque.

La synthèse bibliographique est consacré à la description de ce type de sol suivie d'une recherche poussée concernant les travaux réalisés sur l'effondrabilité des sols non saturés. Cette partie s'achève par une exposition des différentes méthodes de traitement et d'amélioration de ces sols. La partie expérimentale on a effectué des essais sur des échantillons de sol reconstitué au laboratoire pour la détermination des caractéristiques physique, (la densité spécifique, la granulométrie, les limites d'Atterberg, la densité sèche, le VBS et la teneur en eau) d'une part, et on a projeté la lumière sur la détermination du potentiel d'affaissement C_p , à l'aide de l'Oedomètre on utilisant la méthode double consolidation (knight et Jeninngs 1975).

Malheureusement, en raison de l'évènement qui s'est produit dans le monde (Corona), nous n'avons pas pu aborder la partie expérimentale. Pour cela on a contenté de faire la comparaison et la corrélation des résultats déjà obtenues du potentiel d'affaissement de deux sols, l'une à base d'argile rouge et l'autre du kaolin, compactés sous les mêmes énergies de compactage et a un teneur en eau dans le versant sec de l'optimum de Proctor.

Mots clés

Sol affaissable, Oedomètre, Kaolin, Argile rouge, Sol reconstitué, Potentiel d'affaissement

ABSTRACT

The present thesis includes an experimental study of a topical subject, the collapsible soils, have a high apparent strength and can withstand very high loads when dry, but they exhibit strong reductions in the void ratio when wet, caused by the cancellation of cementation between particles due to the rupture of clay bridges (silt) which gives a new granular matrix of a denser soil.

The bibliographical synthesis is devoted to the description of this type of soil with a deep research concerning works that are concluded on the soils with abrupt collapse and unsaturated soils. This phase is completed through a review of various improvement methods of these soils

For the experimental phase, we have performed done some experiments on some kinds of composed soils on the laboratory and conclude its physical characteristics (the specific density particle size, Atterberg limits, the dry density, the VBS and water content) and the determination of potential of collapse by the double consolidation methods.

Unfortunately, due to the event that happened in the world (Corona), we were not able to address the experimental part, to do this, we were happy to compare and correlate the results already obtained on the subsidence potential of two soils, one based on red clay and the other on kaolin, compacted under the same compaction energies and a moisture content in the dry slope of the optimum of Proctor.

Keywords

Collapsible Soil, Oedometer, Kaolin, Reed Clay, Reconstituted Soil, Potential for subsidence.

المخلص

تتضمن هذه الأطروحة دراسة تجريبية حول موضوع حديث وهو التربة القابلة للهبوط. تتمتع هذه التربة بقوة عالية واضحة. يمكنها تحمل الاحمال العالية جدا عند تجفيفها. لكنها تظهر انخفاضا قويا في نسبة الفراغ عند البلل بسبب الغاء الارتباط الاسمنتي بين الحبيبات وتمزق جسور الطين التي تعطي مصفوفة حبيبية جديدة أكثر كثافة للتربة. اختصت الدراسة المرجعية بوصف هذا النوع من التربة مع بحث شامل خص الاعمال المنجزة والخاصة بالتربة ذات الانهيار المفاجئ والتربة الغير مشبعة بالماء وينتهي هذا الجزء باستعراض مختلف المناهج لتحسين هذا الصنف من التربة.

اما في المرحلة التجريبية فقد قمنا بإجراء تجارب على عينات من تربة مركبة في المخبر مع تحديد بعض خصائصها الفيزيائية (وحدة الوزن - ابعاد الحبيبات - حدود اتاربارغ -الكثافة الجافة ومحتوى الماء) وسلطنا الضوء على تحديد كمون الهبوط بواسطة جهاز الأودومتر تبعا لطريقة الباحث (كناي 1975) للأسف وبسبب الحدث الذي حدث في العالم (كورونا) لم نتمكن من تطبيق الجزء التجريبي، والاكتفاء بنتائج التجارب من دراسات سابقة والقيام بتحليلها.

للقيام بذلك، كان من دواعي سرورنا مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها سابقا وربطها فيما يتعلق باحتمالية هبوط نوعين من التربة، واحدة تعتمد على الطين الأحمر والأخرى على الكاولين، مضغوطة تحت نفس طاقات الضغط ومحتوى الرطوبة في التربة.

الكلمات الدالة

التربة القابلة للانهيار، عداد الخطى، الكاولين، الطين الأحمر، التربة المركبة، احتمالية الهبوط.

SOMMAIRE

Chapitre1 : Sols à Problème

INTRODUCTION GENERALE	2
1.1 Introduction.....	4
1.2 Sols à Problèmes	5
1.3 Phénomènes Liés aux Sols à Problèmes	5
1.3.1 Tassement.....	5
1.3.2 Glissement.....	5
1.3.3 Affaissement	6
1.3.4 Gonflement.....	6
1.4 Types de Sols à Problèmes.....	6
1.4.1 Sols à Problèmes Chimiques	7
1.4.1.1 Sol Acide.....	7
1.4.1.2 Sol Alcalin.....	7
1.4.1.3 Sol salin	8
1.4.1.4 Sol sodique	8
1.4.2 Sols à Problèmes Physique.....	9
1.4.2.1 Sols dispersifs.....	9
1.4.2.2 Sols Affaissables	9
1.4.2.3 Sols Gonflants	10
1.4.2.4 Sols Organiques et Sols Tourbeux	11
1.4.2.5 Sol Liquéfiable	11
1.4.2.6 Sol Sableux.....	12
1.5 Conclusion	12

Chapitre2 : Sols Affaissables

2.1 Introduction.....	14
2.2 Définitions des Sols Affaissables.....	14
2.3 Origine des Sols Affaissables.....	15
2.4 Répartition des Sols Affaissable	15
2.4.1 Effondrements de Sols dans le Monde.....	15
2.5 Propriétés Physiques des Sols Affaissables	16
2.6 Différents Types de Sols Affaissables	17

2.6.1 Sols Compactés par l'Homme.....	17
2.6.2 Sols Naturellement Déposés.....	17
2.6.2.1 Lœss (Éoliens).....	17
2.6.2.2 Sols Résiduels	18
2.6.2.3 Dépôts de Sols Affaissables Déposés par l'Eau.....	18
2.7 Classement des Sols Affaissables	19
2.8 Mécanisme de l'Affaissement.....	19
2.9 Conclusion	20

Chapitre 3 : Traitement Des Sols Affaissables

3.1 Introduction.....	21
3.2 Méthodes d'Améliorations des Sols.....	21
3.3 Domaine et Limites d'Application.....	21
3.4 Procédés de Traitement des Sols Affaissables	22
3.4.1 Traitements Mécanique.....	22
3.4.2 Traitement Thermique.....	26
3.4.2.1 Cuisson	26
3.4.2.2 Congélation	26
3.4.3 Traitement par Pré mouillage	27
3.4.4 Traitement par Drains Verticaux (DV).....	27
3.4.5 Inclusions	28
3.4.6 Traitement Chimique	28
3.4.6.1 Injection Solide	29
3.4.7 Addition d'Ajouts Minéraux	29
3.4.7.1 Chaux	30
3.4.7.2 Ciment.....	30
3.4.7.3 Clinker.....	32
3.4.7.4 Laitier	32
3.4.7.5 Pouzzolane	33
3.4.8 Principales Opérations de Traitement	37
3.4.8.1 Dispositions Particulières de Mise en œuvre	38
3.5 Choix des Techniques de Traitement de Sols	40
3.6 Conclusion	42

Chapitre 4 : Matériaux, Matériels Et Essais

4.1 Introduction.....	44
-----------------------	----

4.2 Caractéristiques des Matériaux	44
4.2.1 Sable des Dunes	44
4.2.2 Argile Rouge	45
4.3 Programme d'Essais.....	47
4.3.1 Essais standards.....	47
4.3.1.1 Analyse granulométrique	47
4.3.1.2 Équivalent de Sable	50
4.3.1.3 Limites d'Atterberg	53
4.3.1.4 Essai au Bleu de Méthylène (VBS).....	56
4.3.1.5 Essai poids spécifique	58
4.3.2 Essais mécaniques	59
4.3.2.1 Essai Proctor.....	59
4.3.3 Essais Principaux	62
4.3.3.1 Essai œdométrique	62
4.3.3.1.1 Essai Oedométrique Simple	62
4.3.3.1.2 Essai Oedométrique Double.....	62

Chapitre5 : Résultats Et Interprétations Des Essais

5.1. Reconstitution des sols d'essais	67
5.2. Les essais standard	67
5.2.1 Analyse granulométrique des sols.....	67
5.2.2 Equivalent de sable	70
5.2.3 Essai bleu de méthylène	70
5.3. L'essai principale	72
5.4 Conclusion	76
Conclusion générale.....	77

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1

Fig1. 1 : fissures, tassements sur la plateforme du stade à Bejaia.....	5
Fig1. 2 : Exemple d'un glissement terrain dans la région de Darjeeling (Inde).....	5
Fig1. 3 : Affaissement du terrain survenu sur la mine d'Elura située l'ouest-nord-ouest de Sydney, en Australie.....	6
Fig1. 4 : fissuration due au retrait et gonflement des sols.....	6
Fig1. 5: sols acides.....	7
Fig1. 6: Sols alcalins.....	7
Fig1. 7 : sol salin.	8
Fig1. 8 : sols sodiques.	8
Fig1. 9 : sols dispersifs.....	9
Fig1.10 : Exemple des sols affaissables.....	10
Fig1. 11 : Fissuration longitudinale de routes due au retrait et gonflement des sols.....	10
Fig1. 12 : Exemple des sols organique.....	11
Fig1. 13 : Montre des bâtiments renversés à El Asnam en 1980 par la liquéfaction.....	11
Fig1. 14 : Type de sol sableux.....	12

Chapitre 2

Fig 2. 1 : Effondrement de la ville de Chine.	15
Fig2. 2 : Effondrement récent à Alger.....	16
Fig2. 3 : les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995).....	18
Fig2. 4 : Liaisons inter granulaires.....	20
Fig2. 5 : Arrangement des particules du sable limoneux suggéré par Casagrande (1932).	20

Chapitre 3

Fig3. 1 : Rouleau compacteur.	22
Fig3. 2 : Exemple de chantiers de compactage dynamique.	23
Fig3. 3 : Compactage dynamique.....	23
Fig3. 4 : Vibrocompactage.....	24
Fig3. 5 : Principe de traitement par pré-chargement.....	26
Fig3. 6 : Congélation.....	27
Fig3. 7 : Principe du renforcement par colonnes ballastées.....	28
Fig3. 8 : Injection solide.....	29
Fig3. 9 : Poudre de ciment courant.	31

Fig3. 10 : Epanchage du liant.....	38
Fig3. 11 : Malaxage.....	38
Fig3. 12 : : Compactage partiel.....	38
Fig3. 13 Compactage final.	38
Fig3. 14 : Protection de surface de la couche traitée.....	39
Fig3. 15 : Champs d'application des différentes techniques de traitement.....	41

Chapitre 4

Fig4. 1 : Echantillon de sable de Boussaâda (M'sila).	45
Fig4. 2 : Echantillon d'argile rouge (gisement de Medjana BBA)	45
Fig4. 3 : Echantillon de la pouzzolane naturelle.	46
Fig4. 4 : Appareillage et matériels utilisés pour l'équivalent de sable.	51
Fig4. 5 : Lecture de la hauteur h_1 et h_2 par la règle	52
Fig4. 6 : Représentation des limites d'Atterberg.....	53
Fig4. 7 : Matériel utilisé dans l'essai.....	54
Fig4. 8 : Différentes étapes de l'essai de la limite de liquidité.	55
Fig4. 9 : Détermination de la limite de plasticité.	55
Fig4. 10 : Mode opératoire de VBS.	57
Fig4. 11 : Etape d'essai du poids spécifique.	59
Fig4. 12 : Courbe de Proctor.	60
Fig4. 13 : Etapes d'essai sédimentaire.	61
Fig4. 14 : Banc d'oedomètre à charges frontal.	63
Fig4. 15 : Cellule œdométrique.....	64
Fig4. 16 : Dame de compactage conçue au laboratoire.....	64

Chapitre 5

Fig5.1 : courbe Granulométriques des sols étudiés.....	68
Fig5.2 : courbe Granulométriques des sables.....	69
Fig5.3 : Effet de charge verticale P sur le C_p	73
Fig5.4 : Effet de charge faible sur E_c	74
Fig5.5 : Effet de charge moyenne sur E_c	74
Fig5.6 : Effet d'une forte charge sur E_c	74
Fig5.7 : Effet de E_c sur $C_{p_{max}}$	75
Fig5.8 : Résultat de l'essai Oedométrique selon Knight-Jennings (S_{AR}).....	75
Fig5.9 : Résultat de l'essai Oedométrique selon Knight-Jennings(S_K)	76

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 2

Tableau 2. 1 : propriétés physiques des sols affaissables.....	16
--	----

Chapitre 3

Tableau3. 1 : différents types de ciment courants.....	31
Tableau3. 2 : Composition chimique des différents types des laitiers de haut fourneau.	33
Tableau3. 3 : Analyses minéralogiques de la pouzzolane.....	35
Tableau3. 4 : comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes. (Rollins et Rogers, 1999)	40
Tableau3. 5 : Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976).....	41
Tableau3. 6 : Résumé générale des sols effondrables.....	42

Chapitre 4

Tableau4. 1 : analyse chimique de la pouzzolane de Bouhmidi, Beni Saf-Algérie.	46
Tableau4. 2 : Interprétation des valeurs de l'équivalent de sable.	52
Tableau4. 3 : Valeur préconisées pour l'équivalent de sable selon DREUX.....	52
Tableau4. 4 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.	54
Tableau4. 5 : Etat du sol en fonction de l'indice de consistance.	54
Tableau4. 6 : Type de sol en fonction de la valeur " VBS ".....	58

Chapitre 5

Tableau 5.1 : Résultats de l'analyse granulométrique de S_{AR}	67
Tableau 5.2: Résultats de l'analyse granulométrique de S_K	68
Tableau 5.3 : Résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation de S_K , S_{AR}	68
Tableau 5.4 : résultats de l'analyse granulométrique de sable.....	69
Tableau 5.5 : résultat de l'essai Equivalent de sable.....	70
Tableau 5.6 : Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués.....	71
Tableau 5.7 : Programme des essais à l'odomètre.....	72
Tableau 5.8 : les résultats des indices des vides et les C_p de sol S_{AR}	72
Tableau 5.9 : les résultats des indices des vides et les C_p de sol S_K	72

LISTE DES SYMBOLES

W : Teneur en eau.

Y_{dmax} : Masse volumique max.

W_1 : Limite de liquidité.

W_p : Limite de plasticité.

I_p : Indice de plasticité.

C_u : Coefficient d'uniformité.

C_c : Coefficient de courbure.

d_{10} : Diamètre efficace.

d_{30} : Diamètre à 30 pourcent.

d_{60} : Diamètre à 60 pourcent.

W_s : masse nette sèche.

W_w : masse d'eau eau.

W : teneur en eau

σ_v : Contrainte verticale

U : La pression interstitielle

VBS : Valeur de bleu de méthylène.

W_{opt} : la teneur en eau optimum.

Y_d : le poids volumique optimum.

M : masse de la dame.

G : l'accélération de la pesanteur = 9,81 m/s³.

H : hauteur de chute de la dame.

N : nombre de coups.

E : énergie de compactage.

P_t : poids du moule.

V : volume du moule.

M_o : masse de pycnomètre.

M_1 : masse de pycnomètre + grains solides.

M_2 : masse de pycnomètre + grains solides + eau.

M_3 : masse de pycnomètre + eau.

S : surface de l'anneau de l'oedomètre.

P : poids spécifique.

t : temps.

e : l'indice des vides.

Δe : la variation de l'indice des vides.

C_p : Potentielle de l'affaissement.

E_c : Energie de compactage en nombre de coups de la dame par couche du sol.

LISTE DES ABREVIATIONS

Notations	Définitions
ASTM C	Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates, American Society for Testing and Materials
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
DVP	Drain ventriculaire préfabriqué
ELS	Etat limite de service

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'existence des sols affaissables dans plusieurs régions du monde, ainsi que les problèmes qu'ils posent aux constructions, ont été reconnus depuis Longtemps. Le manque d'informations sur leurs dépôts est dû principalement à leur localisation dans des régions arides, où le développement économique est très limité.

Les progrès récents de l'irrigation et la modernisation des moyens de transport ont rendu possible l'exploitation de ces régions avec la construction de complexes industriels et urbanistiques. Les tassements importants qui résultent de l'utilisation de grandes quantités d'eau et les graves désordres subis par les ouvrages, ont donné dans ces trois dernières décennies, une impulsion à la recherche concernant ces sols, notamment les méthodes de leur identification et de leur traitement.

Dans plusieurs sites, il est possible de traiter le sol pour le stabiliser ou de provoquer son effondrement, avant d'y construire un ouvrage. La nature du traitement à appliquer dépend essentiellement de la profondeur du sol affaissable et du type de fondation. Lorsque la couche de sol affaissable n'est pas trop épaisse, inférieure à 4 m, il est souvent économique de la remplacer par un sol approprié, ou par le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment

L'objectif de cette recherche été de montrer qu'il est aussi possible de traiter le sol affaissable a la base d'argile rouge par la pouzzolane, mais vue les circonstances que le monde vécu et la fermeture du laboratoire, notre travail est basé sur une comparaison des résultats des essais Oedométrique déjà faite pour évaluer le Cp.

Le sol reconstitue est obtenu par le mélange de 80 % de sable et de 20 % de sol fin.

Présentation de projet :

Cette étude est menée par les chapitres suivent :

Chapitre1 consiste aux différents problèmes du sol ;

Chapitre2 concerne au phénomène d'affaissement des sols ;

Chapitre3 a densité aux traitements des dols affaissables ;

Chapitre4 consiste aux matériaux et méthodologie essai ;

Chapitre5 concerne aux résultats et discussions .

CHAPITRE 1

SOLS A PROBLEMES

SOLS A PROBLEMES

1.1 Introduction

La mécanique des sols est la plus ancienne, et la discipline la plus pratiquée des branches de la géomécanique. La mécanique des sols étudie particulièrement le comportement des sols sous leurs propres aspects de résistance et déformabilité, elle fournit aux constructeurs les données nécessaires pour étudier les ouvrages de génie civil (barrages en remblais) et du bâtiment afin d'assurer leur stabilité vis-à-vis des risques de sols : glissement, retrait-gonflement et l'effondrement,...etc en fonction des sols sur lesquels ils doivent être fondés, ou avec lesquels ils seront construits (barrages en remblais). Alors que la géotechnique est l'ensemble des activités qui nécessitent des connaissances très variées de la mécanique des sols, de la mécanique des roches et de la géologie de l'ingénieur.

L'ingénieur se trouve dans un double souci de sécurité et d'économie, c'est parce qu'il doit prendre en considération les différentes conditions et choisir la bonne solution et la meilleure technique pour résoudre chaque problème, car une mauvaise conception ou une mauvaise réalisation d'un ouvrage peuvent conduire à des désordres et donc à des dommages voire même à des pertes de vie humaine, la responsabilité de l'ingénieur est alors à prendre en compte.

Le géotechnicien est souvent confronté à des problématiques majeures, lors de l'étude des ouvrages construits sur sol support et parmi les problèmes rencontrés dans le monde et en Algérie en particulier les phénomènes de terrain, le gonflement des sols argileux, les sols effondrables, et les sols compressibles. L'histoire montre que la plupart des sols instables par (tassement, effondrement, glissement, retrait-gonflement ...) sont des sols de nature argileuse ou alluvionnaire avec un pourcentage significatif des particules fines, ceci a été confirmé par plusieurs études.

1.2 Sols à Problèmes

Parfois, pour des raisons imprévisibles, le sol commence à se dilater ou à gonfler ou peut avoir des effets inattendus ou peut s'effondrer. Pour certaines raisons, la structure du sol peut également changer, modifiant ainsi sa résistance. Tout cela peut créer beaucoup de problèmes pour la mise en œuvre des fondations des ouvrages, ce qui impose de procéder à des techniques d'amélioration pour soulever ou éliminer les risques engendrant le sol.

Il existe des multiples de sols problématiques, certains de la plus notable étant le gonflement de l'argile, les sols et les sols souples dispersifs.

1.3 Phénomènes Liés aux Sols à Problèmes

1.3.1 Tassement

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet des charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par sur exploitation (Fig. 1.1).



Fig1. 1 : Fissures, tassements sur la plateforme du stade à Bejaia

1.3.2 Glissement

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistence (Fig. 1.2).



Fig1. 2 : Exemple d'un glissement terrain dans la région de Darjeeling (Inde)

1.3.3 Affaissement

Le phénomène d'effondrement (collapse) est la diminution du volume d'un sol, soumis à certaines conditions, suite à son humidification avec ou sans chargement. Cette diminution de volume conduit à une densification irréversible du sol, initialement lâche ou peu dense.



Fig1. 3 : Affaissement du terrain survenu sur la mine d'Elura située l'ouest-nord-ouest de Sydney, en Australie

1.3.4 Gonflement

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays à climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste (Fig. 1.4).

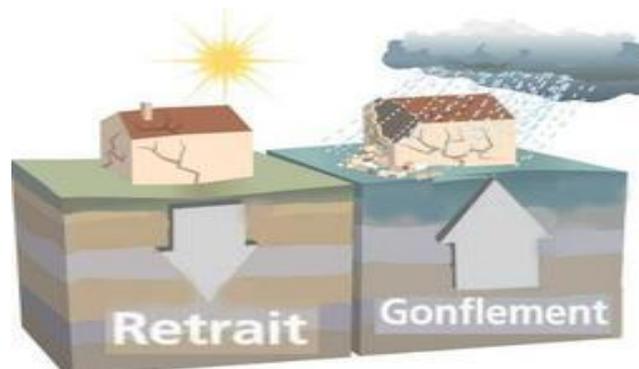


Fig1. 4 : Fissuration due au retrait et gonflement des sols

1.4 Types de Sols à Problèmes

Il existe deux types de sols à problèmes, les sols à problèmes chimiques et les sols problèmes Physiques :

1.4.1 Sols à Problèmes Chimiques

Lorsque le problème dans le sol est dû à la quantité de produits chimiques en excès, il est connu comme un sol à problème chimique. Il y a les types suivants des sols à problèmes chimiques.

1.4.1.1 Sol Acide

L'acidité est mesurée sur une échelle de pH. Si le pH est inférieur à sept, alors le sol est acide, et s'il est supérieur à sept, il est basique ou alcalin. Le sol doit avoir un pH supérieur à 5,5 pour la couche supérieure et supérieure à 5 pour la sous-couche. Le sol acide n'est pas recommandé pour la construction, car si le sol est plus acide, il peut provoquer la corrosion des différentes parties du bâtiment qui sont en contact avec le sol, ces pièces de construction sont principalement en fonte, en acier, etc.

Un sol essentiellement neutre est recommandé pour la construction, car tout changement de pH peut affecter davantage la maniabilité de la construction et l'utilisation du sol. La limite de retrait, la limite de plasticité, et la limite de liquidité augmentent également si le sol est plus acide (Fig. 1. 5).



Fig1. 5 : Sols acides

1.4.1.2 Sol Alcalin

Le sol est un sol alcalin si son pH est supérieur à 7. Les principaux composants présents dans le sol alcalin sont les carbonates de sodium et les bicarbonates de sodium. Les sols alcalins ont de très mauvaises propriétés physiques, et sont très dispersés (Fig. 1.6).



Fig1. 6 : Sols alcalins

1.4.1.3 Sol salin

Ce sol est connu comme un sol salin à cause de la quantité excessive de sels présents dans le sol. Le sol contient principalement du chlorure de sodium. D'autres sels tels que le chlorure de magnésium ($MgCl_2$), le chlorure de potassium (KCl), le gypse ($CaSO_4 \cdot 2H_2O$), le sulfate de sodium ($NaSO_4 \cdot 2H_2O$) et le sulfate de magnésium ($MgSO_4$) peuvent également être présents. Ce processus d'augmentation de la teneur en sel est connu sous le nom de salinisation.

L'effet de la salinité est de diminuer la teneur en eau du sol et le rend sec et rugueux. De plus, ce sol présente d'autres problèmes physiques, tels qu'une compressibilité élevée, une faible capacité portante et une plus grande expansion (Fig. 1.7).



Fig1. 7 : Sol salin

1.4.1.4 Sol sodique

Le sol sodique contient une forte concentration de sodium échangeable et moins de concentrations d'autres sels existant dans le sol. Puisque le sodium est un cation positif, il affaiblira les propriétés physiques par la détérioration des liaisons entre les particules de sols qui vont se gonfler et se disperser (Rouabhia et Zedadra (2017)). L'effet du sel de sodium est qu'il diminue la teneur en humidité du sol et le rend sec et rugueux. Le sol sodique dégrade également la structure du sol et entraîne ainsi un problème physique connu sous le nom de dispersion du sol. Le sol sodique peut également provoquer le gonflement (Fig. 1.8).



Fig1. 8 : Sol sodique

1.4.2 Sols à Problèmes Physique

1. 4.2.1 Sols dispersifs

La dispersion se produit dans les sols quand les forces répulsives entre les particules d'argile dépassent les forces d'attraction, ce qui porte de la défloculation, de sorte que la présence de l'eau relativement pure encourage les particules se repoussent mutuellement pour former des suspensions colloïdales.

La surface du sol se brise et s'étend de l'autre. Cela est dû à la faiblesse de l'adhérence entre les particules du sol et de l'argile etc. Cette condition se produit en raison de la hausse du pourcentage de sodium échangeable dans le sol. Le sodium est un cation et il affaiblira le lien entre les particules du sol. (Rouabhia .H et Zedadra .H 2017) (Fig. 1.9).



Fig1. 9 : Sol dispersif

1.4.2.2 Sols Affaissables

Les sols affaissables sont définis comme étant des structures partiellement saturées qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivies d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement. Ces sols sont caractérisés par une grande résistance lorsqu'ils sont secs et présentent l'inconvénient de subir des affaissements importants s'ils sont humidifiés pendant les travaux de construction et ces mouvements peuvent souvent faire perdre leur stabilité aux fondations.

Les géotechniciens et les géologues savent par expérience que le vent et d'alluvions dépôts dans les régions arides sont susceptibles d'afficher certains potentiels d'effondrement. (Rouabhia .H et Zedadra. H 2017). (Fig 1.10).



Fig1. 10 : Exemple de sol affaissable

1.4.2.3 Sols Gonflants

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions dans tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes. Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau.

Ce phénomène est au moins partiellement réversible car un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue, ce qui endommage avec toutes les constructions et ouvrages du génie civil (les bâtiments résidentiels, centres commerciaux, routes... etc), en raison de l'expansion et le rétrécissement des argiles gonflantes, Elles provoquent des fissures, des soulèvements et des dissolutions des liaisons structurelles.

Le retrait-gonflement des argiles est lié aux variations de teneur en eau des terrains argileux : ils gonflent avec l'humidité et se rétractent avec la sécheresse. Ces variations de volume induisent des tassements plus ou moins uniformes et dont l'amplitude varie suivant la configuration et l'ampleur du phénomène (Fig. 1.11).



Fig1. 11 : Fissuration longitudinale de routes du au retrait et gonflement des sols

1. 4.2.4 Sols Organiques et Sols Tourbeux

La tourbe et les sols organiques se produisent couramment comme extrêmement doux, humide, des dépôts de surface non consolidés qui font partie intégrante de systèmes de zones humides. Ces types de sols peuvent donner lieu à des problèmes géotechniques dans le domaine de l'échantillonnage, la colonisation, la stabilité, essais in situ, la stabilisation et la construction. Les sols tourbeux sont gorgés d'eau (90 %) et riches en matière organique (10 %). Ils se trouvent là où l'eau circule peu et où la matière organique s'accumule surtout dans les tourbières (Fig. I.12).



Fig1. 12 : Exemple des sols organique

1.4.2.5 Sol Liquéfiable

La liquéfaction des sols est généralement considérée comme un phénomène géologique, brutal et temporaire, où les sols saturés d'eau perdent une partie ou la totalité de leur capacité de charge, permettant aux bâtiments de couler et de s'effondrer. Le phénomène de liquéfaction est lié à des formations géologiques hautement non compressées avec une petite taille de particules (entre 0,05 et 2 mm) et uniformes et parmi les formations exposées à la liquéfaction se trouvent le sable, les alluvions et les vases. (Fig. 1.13).

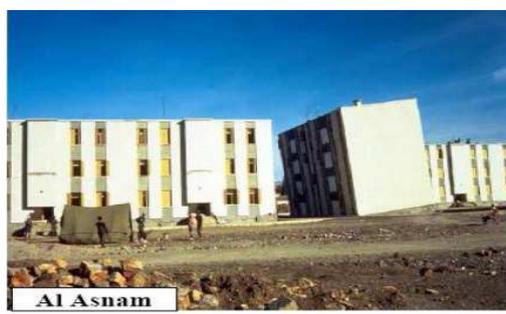


Fig1. 13 : Montre des bâtiments renversés à El Asnam en 1980 par la liquéfaction

1.4.2.6 Sol Sableux

Ce type de sol a de très grosses particules et il y a peu ou pas d'argile. Comme ce type de sol a des particules granulaires et que les particules ont une plus grande taille, elles ne réalisent pas le compactage requis par l'argile et le limon dans le sol. C'est pourquoi les sols sableux ne sont pas recommandés pour la construction (Fig. 1.14).



Fig1. 14 : Type de sol sableux

1.5 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les types de sols à problèmes et les phénomènes dus à ces problèmes, on a conclu qu'il existe une variété de sols sur notre planète, requièrent la compétence et la persévérance d'un spécialiste pour mener à terme les projets de réalisation en génie civil, avec l'assistance d'autre spécialiste (géologue). Ce qui permet de mettre en lumière les propriétés des couches de sols à prendre on compte et les caractérisés par des essais in situ et ou laboratoire de manière à assurer une stabilité acceptable des fondations des ouvrages.

CHAPITRE 2

SOLS AFFAISSABLES

SOLS AFFAISSABLES

2.1 Introduction

Les sols affaissables sont des structures ouvertes, métastables qui s'affaissent suite à l'humidification et/ou l'humidification et chargements Derbyshire et al (1995). L'affaissement est la transition d'un arrangement d'instabilité à un autre arrangement plus dense et plus stable. Selon cette définition, les sols compactés (remblai de routes), les sols naturellement déposés et partiellement saturés (lœss) et les sols complètement saturés tels que les argiles sensibles peuvent être considérés comme sols affaissables. Parmi les recherches réalisées sur les sols affaissables, nous citons celles de Clemence et Finbarr (1981), et Rogers (1995). Parmi les recherches faites pour déterminer le mécanisme de l'affaissement, nous citons celles de Barden et al (1973), Jenning et Knight (1975).

Les sols affaissables ont masse volumique sèche relativement faible et d'indice des vides élevé. L'affaissement constitue un risque majeur aux constructions dans plusieurs régions du monde. Les dépôts les plus considérables des sols affaissables sont ceux des sols éoliens. Dans la plupart des cas, les dépôts sont caractérisés par des structures lâches de particules solides sous forme de limon et de sable fin, Clemence et Finbarr (1981). La littérature indique que les sols affaissables peuvent avoir différentes origines de formation. Cependant, ils ont toujours une propriété commune d'être très poreux.

L'affaissement du sol est associé aux trois caractéristiques fondamentales telles que la structure ouverte d'indice des vides élevé avec la faible masse volumique sèche et la résistance de liaison inter particulaire relativement faible.

2.2 Définitions des Sols Affaissables

Les sols affaissables sont définis comme étant des structures partiellement saturées qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivies d'une grande diminution de Volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement.

Zur et Wiseman (1973) définissent l'effondrement toute diminution rapide du Volume de sol Causé par l'augmentation de l'un des facteurs

- ✓ Taux d'humidité (teneur en eau) (W).
- ✓ Degré de saturation (Sr).
- ✓ Contrainte tangentielle moyenne (τ).
- ✓ Contrainte de compression (σ).
- ✓ La pression interstitielle (U).

2.3 Origine des Sols Affaissables

Il existe plusieurs hypothèses concernant l'origine des sols affaissables macroporeux. Les deux hypothèses les plus répandues sont celles d'une origine éolienne et celles d'une origine pédologique.

Les sols à effondrement brusque ont une multitude d'appellation, nous citons :

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

- Sols Affaissables.
- Sols effondrables.
- Sols collapsibles.
- Sols a macroporeux.
- Sols lœssiques.
- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotassants.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- Argiles limoneuses

2.4 Répartition des Sols Affaissable

2.4.1 Effondrements de Sols dans le Monde

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les lœss couvrent près de 13 millions de kilomètres carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30° et 55° degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées. Il existe de vaste territoire occupé par ces sols comme le cas de la Russie, l'Afghanistan, la chine l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions (Fig. 2.1).



Fig2. 1 : Effondrement dans une ville en Chine

2.4.2 Effondrement rencontrés en Algérie

Les tassements et effondrement de sols sont des mouvements verticaux causés par la circulation souterraine créant des vides au sous-sol par entrainement mécanique et hydraulique de matériaux fins, ou par dissolution de roches solubles. L'évolution de ces processus peut être aggravée par l'intervention de l'homme.

Un cas plus récent d'affaissement brusque qui date du 18 novembre 2016, est celui qui a eu lieu à Alger sur l'autoroute au niveau de Ben Aknoun en direction de Zéralda. Cet incident a fait 11 blessés suite à la chute de leurs voitures dans l'immense trou cause par cet effondrement et qui était d'environ 9 m de diamètre et de 4 à 5 m de profondeur, qui est due selon les déclarations des médias, à un éclatement de la conduite principale d'alimentation en eau potable (Fig. 2.2).



Fig2. 2 : Effondrement récent à Alger

2.5 Propriétés Physiques des Sols Affaissables

L'analyse des nombreuses études ont permet d'établir les caractéristiques principales des sols lœssiques ou affaissables On peut énumérer :

Tableau2. 1 : propriétés physiques des sols affaissables

PROPERIETES DE SOL	CARACTERISTIQUES
Poids volumique (γ_d)	Varie de 12,8 à 21 ,1 KN/m ³
Poids volumique des grains solides (γ_s)	Varie de 25,1 à 28.4 KN/m ³
Teneur en eau (w)	Une faible teneur en eau, qui varie de 6 à 11%
Porosité (n)	La porosité totale des sols lœssiques est comprise entre 30 et 60%
Indice de vide (e)	Compris entre 42.85 et 150%

2.6 Différents Types de Sols Affaissables

Les sols affaissables sont des matériaux où le type des particules et le mécanisme de déposition se combinent pour donner l'affaissement. Selon cette définition (Rogers, 1995) a divisé ces sols en deux groupes :

- Sols compactés par l'homme dans le versant sec de la courbe de Proctor.
- Sols de structure métastable naturellement déposés.

2.6.1 Sols Compactés par l'Homme

Plusieurs cas de dégâts très graves dus à l'affaissement des sols dans les remblais compactés ont été rapportés dans la littérature depuis 1953.

Lawton et fragasz (1992) ont indiqué que presque tous les types des sols compactés sont sujets d'affaissement. Il est important de noter que même les sables propres, les argiles pures, et les sols contenant une grande fraction de graviers peuvent s'affaïsser

Le tassement de l'affaissement s'est produit dans plusieurs types de remblais compactés de routes. Plusieurs ruptures des barrages en terre ont aussi été rapportées dans la littérature.

2.6.2 Sols Naturellement Déposés

Les dépôts de sols naturels se produisent grâce à une combinaison d'érosion, de transport et de déposition des matériaux qui s'étaient décomposés des roches mères.

Les sédiments d'une structure affaissable se produisent comme résultat de ce processus géologique. Les sols résiduels, l'argile sensible (déposée par l'eau) et le loess (déposé par l'air) sont des exemples les plus importants des sols affaissables naturellement déposés.

2.6.2.1 Lœss (Éoliens)

Ce type de sol est évidemment non saturé et se trouve dans les régions arides et semi-arides. Ils sont transportés par le vent. Allant du loess pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros.

La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols lœssiques, ces dépôts sont caractéristiques des zones arides où le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface du sol. Au-delà de la saturation, les liaisons cimentées d'argile faiblissent énormément et perdent leur résistance, menant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégés contre les précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable cette croûte empêche l'entrée des eaux et préserve la structure naturelle du sol, pour cette raison même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

2.6.2.2 Sols Résiduels

Les sols résiduels se forment en place sous l'effet du processus de l'érosion, c.-à-d. de la décomposition, de la désintégration et de l'altération mécanique des composantes de la roche mère. Les dimensions des particules produites peuvent varier, de larges fragments, de gravier, de sable, de limon et d'argile.

Les dépôts des sols résiduels sont caractérisés par une couche d'épaisseur qui peut varier de quelques centimètres à plusieurs mètres dépendant au climat et aux conditions environnementales de la région. La structure affaissable a été développée comme résultat de lavage et de perte des matériaux solubles dans l'eau, Clemence et Finbarr (1981).

2.6.2.3 Dépôts de Sols Affaissables Déposés par l'Eau

Les dépôts de sols affaissables déposés par l'eau peuvent être classifiés en deux groupes principaux, les dépôts alluvionnaires et les argiles sensibles. Dans les dépôts alluvionnaires, les particules du sol sont transportées et déposées par l'eau pour former des écoulements de boue. Jefferson et Smalley (1997) ont défini l'argile sensible comme étant des petites particules semi-angulaires, de forme de lames et de dimension (2-5 μ m). Ces particules sont alors déposées par une décantation lente pour former des dépôts d'une structure ouverte. Les argiles sensibles ont la teneur en eau supérieure à leur limite de liquidités.

La caractéristique la plus importante de l'argile sensible est le rétrécissement considérable qui se produit grâce à la diminution de la teneur en eau, provoquant des problèmes graves aux fondations : propriétés physiques des sols affaissables.

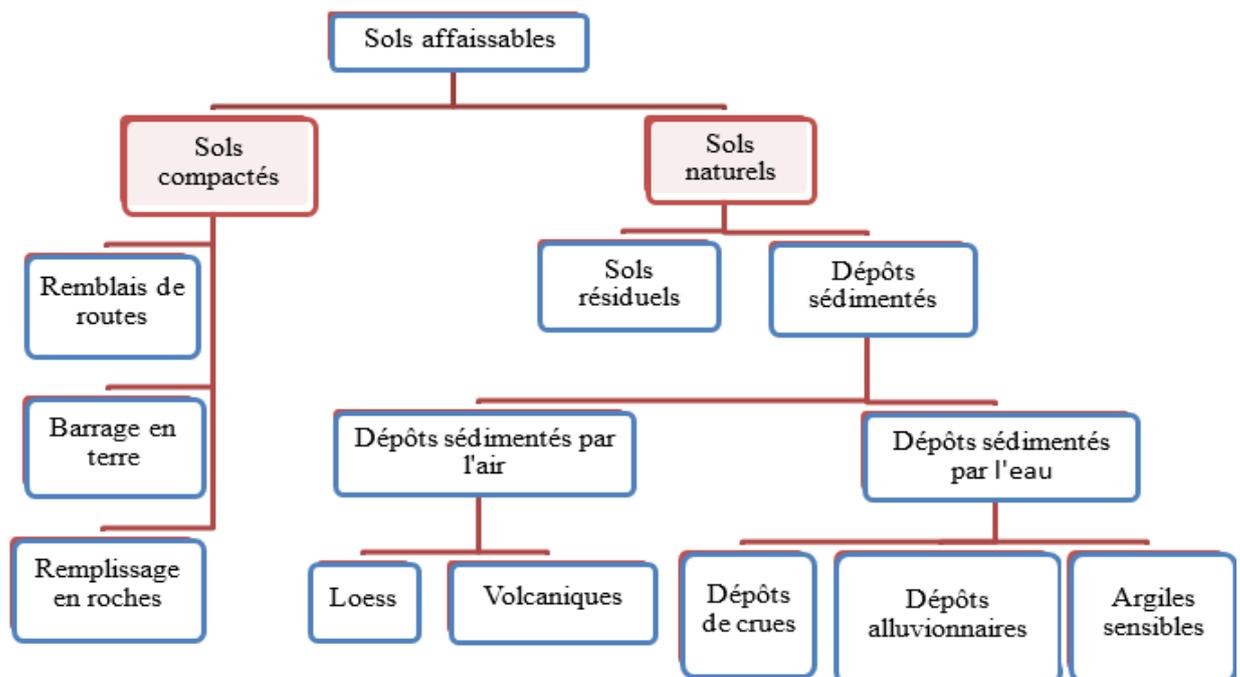


Fig2. 3 : les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995)

2.7 Classement des Sols Affaissables

Uriel et Serrano (1973-1974). Ont classé les sols à effondrement brusque en deux groupes:

Groupe 1 : Les sols, dans lesquels se produisent un changement rapide dans la relation entre les pressions et les déformations sans atteindre la résistance à la rupture. En conséquence, la cause de l'effondrement est seulement due au changement des pressions. Ce groupe comprend le limon, l'argile cimentée et les roches très poreuses.

Groupe 2 : Les sols, qui sans la présence ou le changement des conditions provoquant l'effondrement même s'il n'y a pas de changement brusque de la pression. Tel est le cas des loess et certaines argiles contenant des sulfates, lors d'une humidification constante la relation entre contrainte déformation est une courbe lisse continue sans rebondissements tranchants. La saturation se produit, cependant par un changement significatif du volume dû à l'augmentation de la pression interstitielle des pores provoquant l'appauvrissement de la résistance du sol au cisaillement.

2.8 Mécanisme de l'Affaissement

Généralement, il y a quatre facteurs nécessaires pour que l'affaissement se produise dans un sol partiellement saturé, Lawton et Fragaszy (1992).

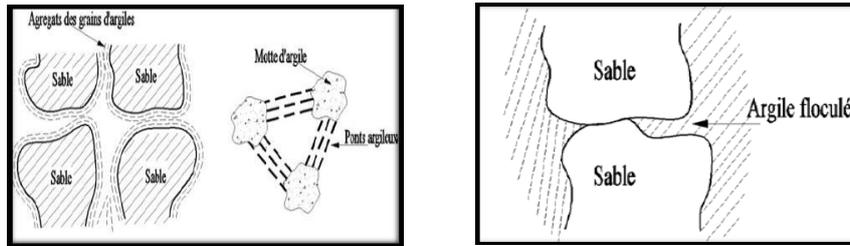
- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.
- 3- Un matériau de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé.
- 4- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation du matériau de liaison. Par conséquent, les liaisons interarticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol.

Quel que soit la nature de liaison entre les grains des sols affaissables, ces dernières perdent leur résistance après l'addition de l'eau (Fig. 2.4).



Liaison par tension capillaire

Liaison par silt



Liaison par l'argile flocculé

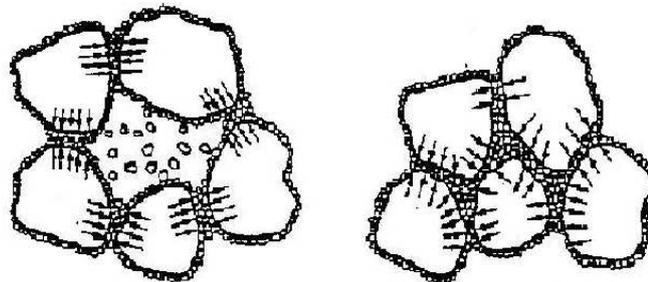
Liaison par des agrégats d'argile

Fig2. 4 : Liaisons inter-granulaires

Dans une étude récente (AYADAT et BELOUAHRI, 1996), il a été constaté que la granulométrie a une influence directe sur l'amplitude et le taux d'affaissement. Il a été aussi avancé que la migration des particules fines dans le sol, d'un horizon à un autre (phénomène de suffusion), peut être l'une des causes de l'effondrement (AYADAT, 1998).

Casagrande (1932) a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable.

L'application de la contrainte au sol à sa teneur en eau naturelle provoque une légère compression des fines, figure (a). Si l'eau est ajoutée au sol jusqu'à ce qu'elle atteigne une certaine teneur en eau, la liaison due aux fines ne résiste plus aux forces de micro cisaillement local et par conséquent, la structure des sols s'effondre, figure (b).



(a) Structure du sol chargée avant inondation

(b) structures du sol chargée inondation

Fig2. 5 : Arrangement des particules du sable limoneux suggéré par Casagrande (1932)

2.9 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté l'origine, la formation, les types, les propriétés physiques et la répartition des sols affaissables dans le monde et dans l'Algérie. D'après ces informations on a conclu que le sol affaissable est d'origine éolienne, caractérisé par sa structure particulière, sa composition chimique, et par sa stratigraphie. Ce type de sol couvre de grandes surfaces dans le monde. Il est en général uniformément fin, de couleur allant du gris jusqu'au rouge.

CHAPITRE 3

TRAITEMENT DES SOLS

AFFAISSABLES

TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES

3.1 Introduction

Plusieurs chercheurs se sont consacrés sur le traitement des sols affaissables des procédés qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui le plus souvent obéissent à des contraintes techniques et surtout économiques.

Pour le traitement des sols affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requièrent l'ouvrage .soit en y incorporant des inclusions.et de liants (bitume, ciment, chaux, laitier, pouzzolane), de pilonnage ou de congélation, relativement chers, d'autre part .Ces traitements permettent d'améliorer soit en y les caractéristiques mécaniques initiales des sols et lui donnent des nouvelles performances pour supporter l'édifice en question en toute sécurité principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

3.2 Méthodes d'Améliorations des Sols

Il existe plusieurs techniques permettant de valoriser les sols possédant des caractéristiques médiocres. Il s'agit de la stabilisation :

- Mécanique (densification par compactage, pré-chargement, ...)
- Hydraulique (drainage, rabattement de la nappe, ...)
- Thermique (congélation, cuisson, ...)
- Chimique (ajout de produits : chaux, ciment, ...)

Toutes ces techniques permettent de densifier le sol, de réduire la teneur en eau, de modifier la fraction argileuse, ou de changer le comportement du sol par traitement. Une méthode mixte consistant à stabiliser le sol par une technique physico-chimio-mécanique va être développée dans les prochains paragraphes.

3.3 Domaine et Limites d'Application

La granulométrie de sol à traiter est un facteur déterminant dans le choix de la méthode à appliquer. Le domaine d'application d'une technique d'amélioration des sols comporte (04) étapes :

- Définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés.
- Identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eaux.
- Choix de la solution d'amélioration des sols.
- Optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

3.4 Procédés de Traitement des Sols Affaissables

3.4.1 Traitements Mécanique

3.4.1.1 Traitement par compactage

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes. La densification mécanique du sol peut entraîner :

- Modification de la granulométrie.
- Modification de la teneur en eau.
- Réduction ou élimination des risques de tassement.
- Augmentation de la résistance du sol et la stabilité du talus.
- Amélioration de la capacité portante.
- Limitation des variations de volume causées par gel, gonflement et retrait.

Il y a trois types de compactage :

- Une pression exercée par un rouleau compacteur.
- Une masse qui chute sur une hauteur donnée.
- Une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur compacteur (ou grue) (vibrocompactage).



Fig3. 1 : Rouleau compacteur.

a- Compactage Dynamique (ou Pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impacts de très forte intensité.



Fig3. 2 : Exemple de chantiers de compactage dynamique

Le procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée à la cadence d'une à trois fois par minute et selon un maillage orthogonal défini par rapport à la nature des terrains de lourds pilons d'acier sur la surface du sol à traiter. Les impacts qui en résultent créent de puissantes ondes de choc qui se propagent en profondeur provoquent le resserrement des sols traités et l'amélioration de leurs caractéristiques géotechniques, à l'aide de puissantes grus sur chenilles adaptées.

Les pilons sont levés pour ensuite retomber en chute quasi-libre. La masse de ces pilons varie généralement entre 10 et 18 tonnes métriques La hauteur de chute varie habituellement entre 10 et 30 mètres au-dessus de travail.

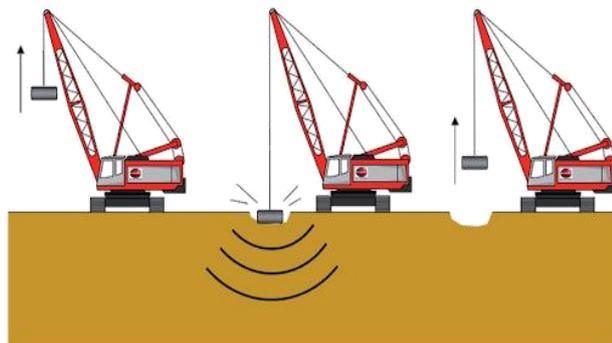


Fig3. 3 : Compactage dynamique

Exemple d'Application

Le compactage dynamique est également utilisé pour :

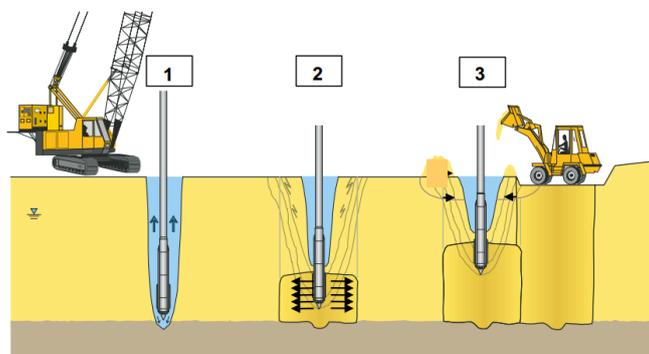
- Support faible pour fondations superficielles de tous de structures par l'amélioration des caractéristiques de portance et la satisfaction des critères de tassement total et différentiel sévères.

- Assurer la bonne tenue de revêtement dans les aires de stockage ou de manutention de matériaux hautement chargées, telles celles des entrepôts, pistes d'aéroport, terminaux de conteneurs ...etc.
- Réduire le potentiel de liquéfaction des sols dans les zones à haute sensibilité sismique
- Stabiliser des pentes, barrages, digues, ...etc.
- Réduire les vides dans les dépotoirs (décharges).
- Défoncer cavernes et mines abandonnées.
- Densifier des sols marins et remblais placés sous

Par contre, cette technique reste peu courante du fait de l'encombrement qu'occasionnent les appareils et le bruit engendré par les impacts, et s'utilisera surtout sur des surfaces importantes à l'écart d'habitations.

b- Vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années 30, permet de compacter localement ou dans la masse, les sols grenus sans cohésion (sables, graviers, cailloux) en place ou mis en remblai au-dessus ou en-dessous de la nappe et ceci jusqu'à des profondeurs maximum de plus de 50 m .La technique de vibrocompactage (appelée aussi vibroflottation) consiste à foncer dans le sol un vibreur relativement puissant, qui densifie l'empilement des particules du sol, et à procéder à un apport de matériaux pour atteindre le niveau final de la plateforme (Fig3.4).



1 : Fonçage du vibreur. 2 : Compactage des sols. 3 : Apport des matériaux et finition.

Fig3. 4 : Vibrocompactage

Exemples d'Applications

La technique de vibrocompactage trouve son application pour tous types d'ouvrages :

- Le vibrocompactage permet de réaliser des semelles isolées ou filantes avec des capacités portantes élevées de l'ordre de 0,5 à 0,8 MPa aux ELS (immeubles R+8, centres commerciaux, hôpitaux, etc.).

➤ Le vibrocompactage du sol graveleux en place garantit des tassements d'ordre millimétrique sous des ouvrages dits sensibles (sites nucléaires, turbines, machines vibrantes, éoliennes).

➤ Le vibrocompactage est reconnu comme étant le procédé le plus efficace dans la limitation du risque potentiel de liquéfaction des sols.

c- 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/m³ de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les lèss.

d- Compactage par Étincelle Electrique

Le principe de la méthode peut se résumer dans le fait qu'entre deux électrodes, placées dans un sol saturé, se produit une décharge de haute tension et qu'instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée agit sur le massif de sol environnant. La charge est répétée de nombreuses fois par suite de ces chocs répétés. Cette méthode proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962) est utilisée pour les sables lâches saturés. Sous l'action de la décharge, la structure du sol naturelle se brise, et le sol se compacte sous l'effet de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges.

e- Pré-chargement

Ce procédé est utilisé dans les sols de composition principalement argileux. Consiste à augmenter le degré de consolidation, cela passe par l'accélération de la vitesse des tassements et l'accroissement de la résistance de cisaillement pour améliorer sa capacité portante et rendre l'assiette de terrain constructible. Il y a deux types de pré-chargement :

➤ Pré-chargement seul : consiste à appliquer au sol une charge égale ou légèrement supérieure à la charge désirée (Pilot, 1977).

➤ Pré-chargement associé à un réseau drainant : les réseaux drainants (drains verticaux, tranchés drainants) sont placés dans le sol avant l'application de la charge pour faciliter le drainage horizontal. Ces réseaux interviennent que dans le cas où le sol est sous contrainte pour accélérer la consolidation de sol (Magnan, 1983). Le pré-chargement des sols grenus s'opère selon les mêmes principes que les sols fins, mais la perméabilité élevée des sols grenus conduit à des gains de temps considérables.

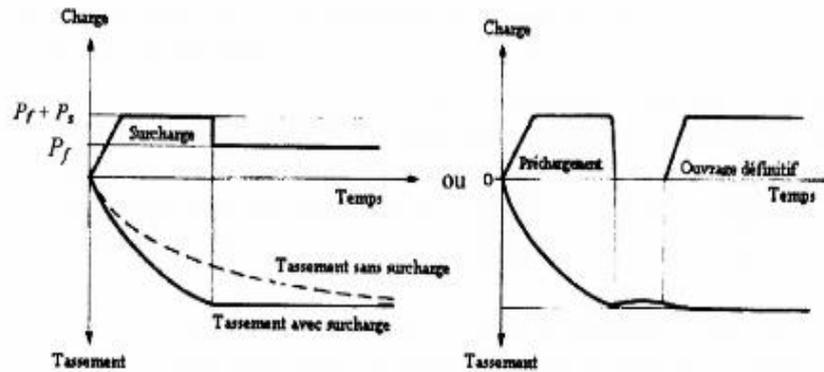


Fig3. 5 : Principe de traitement par pré-chargement

3.4.2 Traitement Thermique

3.4.2.1 Cuisson

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC/SETR (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostasheven 1934. Consiste 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 800C°, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés.

Le sol devient presque insensible 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. (Ghazal. R, 2016).

3.4.2.2 Congélation

C'est une technique de consolidation provisoire des terrains aquifères. (Pas nécessairement saturés), permettant ainsi de creuser des puits relativement profonds.

La congélation de l'eau interstitielle d'un sol produit un matériau dont les propriétés sont temporairement améliorées tant que la congélation est entretenue. La congélation a également pour effet de rendre imperméable le sol et de faciliter les travaux de terrassements ou de construction sous le niveau de la nappe. Ces propriétés en font une technique d'amélioration provisoire très efficace, mais dont l'emploi reste limité en raison de son coût élevé. Karaimla.Ch et Bouzghala. R (2018).



Fig3. 6 : Congélation

3.4.3 Traitement par Pré mouillage

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuivie dans les sites urbains, cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus du sol collapsible le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

3.4.4 Traitement par Drains Verticaux (DV)

Le drainage vertical est une technique complémentaire des techniques de pré chargements. Il permet une consolidation plus rapide du sol. Les drains verticaux sont utilisés pour l'amélioration des sols fins saturés en eau (terrains silt eux ou argileux).

La technique consiste à foncer verticalement dans le terrain, suivant un maillage régulier, un drain préfabriqué. Lors de la mise en charge du terrain, les drains facilitent l'évacuation de l'eau interstitielle jusqu'à la surface, permettant ainsi une consolidation accélérée des sols traités. La surcharge est apportée soit par un remblai de pré chargement, soit par d'autres méthodes. Les drains verticaux en plastique souple plats ou cylindriques, peuvent atteindre des profondeurs de 40 m ou plus. Selon la nature et la composition des terrains, les drains peuvent être également réalisés sous forme de colonnes de sable ou de granulats.

Il y a deux familles de drains à savoir Magnan (1983). Les drains préfabriqués (DVP) sont d'exécution rapide et permettent d'accélérer fortement la consolidation.

Les drains de sable contribuent à une réduction du tassement et offrent souvent une marge de profondeur variable, qu'il n'est pas possible de réaliser avec des drains préfabriqués. Un drain de sable a une durée de vie limitée. C'est essentiellement le colmatage par le sol environnant qui risque de réduire notablement cette durée de vie, voire la condamner. Par conséquent, un drain sera qualifié de « bien mis en place » lorsqu'il fonctionne durant toute la phase de consolidation primaire du sol à améliorer.

3.4.5 Inclusions

3.4.5.1 Colonnes Ballastées

Les sols cohésifs ont souvent une portance insuffisante. Lorsqu'ils comportent plus de 10 à 15 % de limons et argiles, ils peuvent être améliorés par un réseau de colonnes ballastées. Ce procédé est également utilisable dans les remblais non évolutifs, tels que déblais de constructions, scories ou remblais hétérogènes. À noter que dans le cas de passages évolutifs, le gravier de la colonne peut être remplacé par du béton prêt à l'emploi.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont :

- L'augmentation de la capacité portante du sol.
- L'augmentation de sa résistance au cisaillement.
- L'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

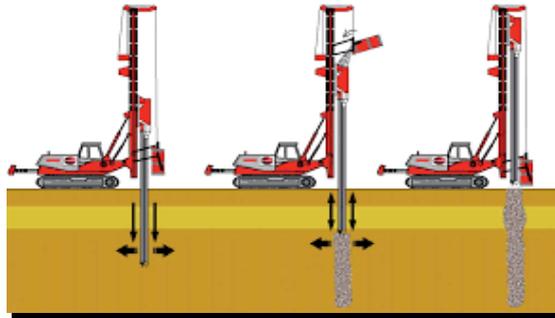


Fig3. 7 : Principe du renforcement par colonnes ballastées

3.4.5.2 Traitement par Pieu de Sable

Le traitement des sols effondrables par pieu de sable est une technique qui s'est développée très rapidement. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet d'éviter de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité, issus des carrières qui sont utilisés parfois dans le même but. Technique maintenant très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation.

3.4.6 Traitement Chimique

Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment Portland, Chaux, Asphalte, Chlorure de Calcium ou de Sodium, résidus de pâtes et papiers.

Il existe trois (03) types de traitement chimiques courant :

- 1- Traitement à la chaux.
- 2- Traitement au ciment.
- 3- Les colonnes de sol traité.

3.4.6.1 Injection Solide

Utilisée pour le traitement des terrains sableux, limoneux ou argileux, humides ou saturés, la technique d'injection solide consiste à injecter sous pression un mortier très visqueux, suivant un maillage spécifique établi en fonction de la nature du terrain et des objectifs recherchés, de manière à réaliser une densification statique horizontale.

Technique éprouvée, économique et souple, elle permet en outre de réduire le potentiel de liquéfaction en cas de séisme. Contrairement à d'autres, elle peut être utilisée sous des constructions existantes.



Fig3. 8 : Injection solide.

3.4.7 Addition d'Ajouts Minéraux

Traiter un sol consiste à mélanger intimement ses éléments à une certaine quantité d'addition. Cette opération provoque une modification physico-chimique qui intervient dans la stabilisation du sol tel que, les réactions d'échange de base avec les particules d'argile et les réactions pouzzolaniques (cimentation), qui corrige ses défauts de perméabilité et améliore ses qualités de résistance et de durabilité. Pratiquement tous les sols peuvent être traités.

La stabilisation peut être utilisée, avant compactage, in situ ou avec des sols excavés ou amenés d'ailleurs. Cependant une analyse préalable de leur nature est nécessaire avant chaque traitement. Elle détermine la technique et les moyens les plus appropriés à mettre en œuvre, en fonction des spécificités du terrain :

- Utilisation d'addition.
- Dosages à respecter.
- Epaisseur du sol à traiter.

Le traitement des sols en place ou rapportés est aujourd'hui très largement employé sur tout le territoire. Il est par ailleurs d'une grande simplicité de mise en œuvre. Les ajouts minéraux les plus utilisés :

- ✓ La chaux
- ✓ Le ciment

- ✓ Les ajoutes cimentaires (laitier, pouzzolane naturelle, cendres volantes et fumée de silice...etc.)

3.4.7.1 Chaux

La première forme de traitement historiquement utilisée en construction routière est la chaux, notamment à l'époque de l'Empire romain. Il s'agit du liant de prédilection pour les sols à haute teneur en humidité puisque la réaction pouzzolanique des hydrates provoque un assèchement efficace du matériau.

Dépendamment de sa nature minéralogique, deux types se distinguent : la chaux vive et éteinte. En premier lieu, la chaux vive est particulièrement efficace pour flocculer un sol plastique, lui conférer de la portance et augmenter la teneur en eau optimale de compaction (Joseph Abdo & Serfass, 2009).

En contrepartie, la chaux éteinte, composée d'une base argileuse, affiche une réaction chimique plus lente. Notons ici que la chaux est particulièrement sensible à la température, au même titre que le ciment, dont la cure cesse en dessous de 5°C. (Marc Antoine Bernier Racine 2018)

3.4.7.2 Ciment

Le ciment Portland est communément utilisé pour conférer des capacités mécaniques plus performantes en compression que la chaux. Ce gain de performance physique, tout comme l'emploi pour un béton conventionnel, provient des réactions physicochimiques associées au processus d'hydratation (Joseph Abdo, 2008).

La poudre de ciment est composée de clinker, de sulfates de calcium, de gypse ainsi que différents ajouts provenant de sous-industries (laitiers de hauts fourneaux, cendres volantes, pouzzolanes, etc.). Initialement inerte, c'est au contact des molécules d'eau que la phase active est débutée. Il s'agit du processus d'hydratation.

La nature des différents composants du ciment est directement liée aux actions de l'hydratation. Ainsi, quatre composants principaux sont retrouvés dans le ciment : le C3S (silicate tricalcique), le C2S (silicate bicalcique), le C3A (aluminat tricalcique) et le C4AF (alumino-ferrite tétracalcique).

L'hydratation des molécules de C3S et C2S occasionne la formation de silicates monocalciques hydratés (CSH) et de chaux libre hydratée (CH). Cette dernière est également appelée « portlandite ». C'est de cette réaction que provient la prise initiale et le gain de résistance dans le temps. Pour ce qui a trait aux molécules de C3A, ils formeront également les hydrates de portlandites, mais également des aluminates monocalciques hydratés (CAH). Cette

réaction est la cause du gain de résistance en bas âge, mais également de la formation importante de chaleur au sein de la matière.

Lorsqu'une présence en sulfates est retrouvée dans les particules de sols environnants, une partie de l'hydratation sera portée à réagir avec ceux-ci, résultant un amalgame de C3AS (sulfoaluminate tricalcique). C'est cette résultante qui est appelée « aiguilles d'ettringite » ou « gonflement d'ettringite » puisque ces cristaux prennent drastiquement de l'expansion.

Par conséquent, plus la présence en sulfates dans le sol est importante, plus le gonflement provoquera une microfissuration initiale (Joseph Abdo, 2008 ; Cabane, 2004 Nagasreenivasu, 2013). La molécule de C4AF, quant à elle, n'a aucun effet sur le durcissement lors de son hydratation.



Fig3. 9 : Poudre de ciment courant

Tableau3. 1 : différents types de ciment courants

Désignations	Types de ciments	Teneur en clinker	Teneur de l'un de constituants suivants : laitier- pouzzolanes-cendres-calcaires-schistes-fumées de silice (%)	Teneur en constituants secondaires
C P A- CEM I	Ciment portland	95 à 100%		0 à 5%
CPJ-CEM II-A	Ciment portland	80 à 94%	- de 6 à 20% de l'un quelconque des constituants, sauf dans les cas où le constituant est des fumées de silice auquel cas la proportion est limitée à 10%	0 à 5%
CPJ-CEM IIB	Composé	65 à 79%	- de 21 à 35% avec les mêmes restrictions que ci-dessus	0 à 5%

C'HF-CEM III	Ciment de haut fourneau	35 à 64%	-35 à 65% de laitier de haute- fourneau	0 à 5%
A CHF-CEM III B		20 à 34%	-66 à 80% de laitier de haut- fourneau	0 à 5%
CLK-CEM III C		5 à 19 %	-81 à 95% de laitier de haut- fourneau	0 à 5%
CPZ-CEMIV/A	Ciment pouzzolannique	65 à 90%	-10 à 35%de pouzzolanes, cendres siliceuses ou fumées de silice, ces dernières étant limitées à 10.	0 à 5%
CPZ-CEMIV/B		45 à 64%	- 36à55%comme ci-dessus	0 à 5%
CLC-CEM V/A	Ciment au laitier et aux cendres	40 à 64%	- 18 à 30% de laitier de haut- fourneau et 18 à 30% de cendres siliceuses ou de pouzzolanes.	0 à 5%
CLC-CEM Y /B		20 à 39%	-31 à 50%de chacun des 2 constituants comme ci-dessus	0 à 5%

3.4.7.3 Clinker

C'est un produit obtenu par cuisson jusqu'à fusion partielle (clinkirisation) du mélange calcaire + argile, dosé et homogénéisé et comprenant principalement de la chaux (CaO) de la silice (SiO₂) et de l'alumine (Al₂O₃).

Le mélange est en général constitué à l'aide de produits naturels de carrière (calcaire, argile, marne...). C'est le clinker qui, par broyage, en présence d'un peu de sulfate de chaux (gypse) jouant le rôle de régulateur, donne des Portland. (Tangi, 2010)

Les éléments simples (CaO, SiO₂, Al₂O₃ et Fe₂O₃) se combinent pour donner les constituants minéraux suivants.

- Silicate tricalcique (C3S) : 3CaO.SiO₂ (Alite).
- Silicate bicalcique (C2S) : 2CaO.SiO₂ (Belite).
- Aluminate tricalcique (C3A) : 3CaO. Al₂O₃.
- Ferroaluminate calcique (C4AF) : 4CaO Al₂O₃ Fe₂O₃ (Célite). (Tangi, 2010)

3.4.7.4 Laitier

Les laitiers ont des propriétés très différentes suivant la composition chimique, et l'état plus au moins cristallisé, où plus au moins vitreux (teneur en verre) résultant du traitement

effectué, et suivant la vitesse de refroidissement les laitiers de haut fourneau acquièrent des propriétés très différentes.

a/ Composition Chimique du Laitier

Le laitier du haut fourneau est un coproduit de la fabrication de la fonte dans les hauts fourneaux. Toutes les impuretés contenues dans le minerai de fer et dans le coke se trouvent dans le laitier de haut fourneau. On ajoute des agents fondants dans la charge du haut fourneau pour obtenir une composition chimique globale des impuretés qui reste dans une zone particulièrement bien définie.

Tableau 3. 2 : Composition chimique des différents types de laitiers de haut fourneau

Constituants	Laitier français	Laitier nord-américain	Laitier Algérien	
			1995	2000
SiO ₂	29 à 36	33 à 42	39.30	40.07
Al ₂ O ₃	13 à 19	10 à 16	08.20	6.00
CaO	40 à 43	36 à 45	39.40	42.15
Fe ₂ O ₃	<4%	0.3 à 20	00.00	2.03
MgO	<6%	3 à 12	6.00	4.68
S	< 1,5%	-	0.07	0.15
TiO ₂	-	-	2.35	2.64
MnO	-	-	-	1.07
K ₂ O	-	-	-	1.16

3.4.7.5 Pouzzolane

a-Définition

Parmi les roches et minéraux industriels, les ponces et les pouzzolanes sont des matériaux naturels d'origine volcanique, pyroclastiques, meubles et peu denses, à structure alvéolaire, essentiellement composés de verre volcanique. Ils entrent dans la catégorie des granulats ou agglomérats légers et se différencient les uns des autres par leur composition chimique et leur texture notamment.

Au-delà de la nécessaire classification des produits pyroclastiques en deux grands ensembles, les ponces représentant le pôle "acide" et les pouzzolanes le pôle "basique", il est à noter qu'il existe des formations pyroclastiques aux caractéristiques intermédiaires à tous points de vue. Celles-ci, sous des appellations les plus variées, sont parfois valorisées industriellement dans certains pays. (BRGM et CETE, 1980).

b-Origine et Formation des Gisements (BRGM et CETE, 1980)

Les pouzzolanes sont des roches pyroclastiques formées de fragments de magma (pyroclastites) projetés dans l'atmosphère lors d'éruptions volcaniques et refroidis au cours de leur parcours aérien.

La vitesse de refroidissement relativement importante, qui applique un effet de trempe au magma, explique que le verre volcanique (matière amorphe, non cristallisée) soit un des composants majeurs des matériaux pouzzolaniques.

Les autres constituants sont les minéraux magmatiques (feldspaths, pyroxènes, olivine, amphibole, oxydes de fer...) et les xénolites, roches étrangères au milieu car arrachées aux formations géologiques antérieures au volcanisme.

Les éléments constitutifs présentent une texture scoriacée, vacuolaire. D'après leur taille, on distingue les cendres (< 2 mm) des lapilli (2 à 64 mm) et des blocs ou des bombes (> 64 mm). Leur couleur est généralement noire ou rouge (rouge brique à brun foncé) selon le degré d'oxydation du fer.

Le magma générateur de ces produits est une masse en fusion qui contient en proportion notable des gaz dissous du fait de la pression. Le jeu des failles et des fissures permet dans un premier temps au magma de se vésiculer : il se produit une détente des gaz, qui se traduit par la formation de bulles.

Dans un deuxième temps, ce jeu contribue à l'ascension vers la surface du magma, au sein duquel s'individualisent les gaz et la lave. La lave est expulsée en surface sous la forme de coulées ou de projections. Le dynamisme à l'origine de la formation des matériaux pouzzolaniques, faiblement explosif, est souvent qualifié de "strombolien". Il permet l'édification, sur une aire réduite autour du point d'émission, d'un cône de projections scoriacées comprenant un cratère sommital.

Le verre volcanique étant un composant thermodynamiquement instable, et donc plus facilement sensible à l'altération super gène qui conduit à la formation de minéraux argileux notamment, les gisements se situent dans des zones volcaniques d'âge récent, c'est-à-dire quaternaire, où les matériaux pouzzolaniques ont conservé leurs caractéristiques chimiques et physiques initiales.

Tableau3. 3 : Analyses minéralogiques de la pouzzolane

Désignation	Symbole	% moyen	% typique
Silice	SiO ₂	42 à 55	46.1
Alumine	Al ₂ O ₃	12 à 24	15
Oxydes ferriques	Fe ₂ O ₃	8 à 20	17
Chaux	CaO	4 à 11	9.2
Magnésie	MgO	1 à 10	6.1
Oxyde de sodium	Na ₂ O	3 à 6	-
Oxyde de potassium	K ₂ O	1 à 4	-
Protoxyde de fer	FeO	0.5 à 4	-
Oxyde de titane	TiO ₂	0.5 à 2.5	-
Soufre	S	0 à 0.06	0.6
Anhydride sulfurique	SO	2 0 à 0.12	-
Anhydride phosphorique	P ₂ O ₃	0 à 0.08	-
Alcalis totaux	Na ₂ O	-	4.9
Anhydride cathodiques	-	-	0.4
Eau (perte au feu)	-	0.2 à 3	0.4
Eau combinée	-	-	0.2

c-Différentes Utilisations de la Pouzzolane

Les pouzzolanes présentent diverses possibilités d'utilisation, les principaux domaines sont les suivants :

1/ Agriculture

Culture en plein champ

La pouzzolane est utilisée pour l'amendement de certains sols. Elle est riche en silice, en alcalino-terreux, et qui offre pour certaines cultures, l'avantage d'un milieu bien aéré, ainsi qu'un meilleur enracinement, un meilleur arrachage, la facilité de reprise des plantes, la réduction du risque de carences et de maladies.

Horticulture

L'herbe pousse mal sur la pouzzolane, son caractère minéral met les toiles plastiques à l'abri des rayons ultraviolets pour la culture horticole en serre.

2/ Applications Routières et Travaux Publics

Elle sert pour le sablage des routes verglacées. Utilisée comme couches de base pour itinéraires routiers hors-gel (la porosité globale de la pouzzolane empêche la formation de

lentilles de glaces et évite donc la mise en place de barrières de dégel). Dans les travaux publics, elle est utilisée comme matériaux de remblais légers, pour la réalisation de terrains de sport, piste d'athlétisme, amendement de terrains gazonnée.

3/ Industrie et Bâtiment

La pouzzolane est broyée, sous forme de poudre, pour être utilisée comme ajout cimentaire pour la fabrication de ciment, et sous forme de granulats pour la confection de béton léger et les parpaings comme constituant secondaire (la structure alvéolaire de la pouzzolane confère une faible densité au béton pour une qualité mécanique donnée), les boisseaux de cheminées.

d-Type de pouzzolane

✓ *Pouzzolane naturelle*

Les pouzzolanes naturelles sont des matériaux d'origine naturelle qui peuvent avoir été calcinées dans un four ou transformées, puis broyées pour obtenir une fine poudre.

Les variétés de Pouzzolanes naturelles les plus fréquemment utilisées en Algérie côté ouest du Nord à l'heure actuelle comprennent l'argile calcinée, le schiste calciné et le méta-kaolin. De la terre de diatomées est également utilisée en Californie.

Les pouzzolanes naturelles, y compris le méta-kaolin, doivent satisfaire aux exigences de la norme CSA A 3001, Liants utilisés dans le béton (ASTM C 618)

✓ *Pouzzolane artificielle*

Les pouzzolanes artificielles sont toute matière essentiellement composées de silice, d'alumine et d'oxyde de fer ayant subi un traitement thermique pour lui assurer des propriétés pouzzolaniques. Elles sont des déchets des efférentes industries.

On distingue. Soit des résidus de fabrication industrielle tel que, le mach fers, cendre de bois ou d'houille, soit des débris de brique et de tuile fabriquées avec des argiles pures des températures modérées. On distingue aussi la schiste cuite, et les déchets de l'industrie à base de méta-kaolinite.

e-Propriété de la Pouzzolane

Les pouzzolanes sont des roches " acides " ayant des teneurs élevées en silice et en alumine (entre 70 et 80% pour les deux composants ensemble), puis en fer, en alcalins, en magnésie et en chaux.

➤ **Propriétés hydrauliques :** La pouzzolane réagit avec l'eau, en présence d'une quantité suffisante de chaux, pour former des hydrates stables, peu solubles et résistants à long terme.

➤ **Propriétés physiques de remplissage :** En plus de leur effet pouzzolanique, elles jouent un rôle de remplissage des pores des produits hydratés et de correcteurs granulaires, ce qui améliore la compacité et diminue la perméabilité.

f- Avantages de la Pouzzolane

- La pouzzolane, de petite granulométrie (sable 0/3 ou 3/6) est de plus en plus utilisée en période hivernale.
- La pouzzolane, est un matériau léger, poreux, abrasif et présente une dureté faible.
- La pouzzolane redonne de l'adhérence entre les pneus et la chaussée réduisant les risques de glissades et dérapages des véhicules. Son application est parfaitement adaptée aux virages et pentes accentuées.
- La pouzzolane résiste aux températures mêmes les plus extrêmes (au-delà de -50° , elle est toujours efficace), à la différence du sel qui perd toute efficacité en dessous de -5° .
- La pouzzolane n'a pas les mêmes caractéristiques que le sel qui est un accélérateur de fonte. Elle est complémentaire car elle supporte tout changement de température.
- La pouzzolane après le passage des voitures se réduit en poudre.
- La pouzzolane, mise en stock ne se détériore pas dans le temps.
- La pouzzolane disparaît rapidement de la chaussée une fois la neige ou le verglas fondu du fait de sa friabilité (dureté faible et usure rapide en présence d'eau), s'élimine naturellement avec les eaux pluviales ou le lavage de la route.

3.4.8 Principales Opérations de Traitement

La réalisation des travaux de traitement d'un sol en place suit en générale les opérations élémentaires suivantes :

- ✓ La préparation du sol à traiter (élimination des éléments blocailleux, homogénéisation, humidification éventuelle).
- ✓ L'épandage du liant de traitement.
- ✓ Le malaxage du liant avec le sol.
- ✓ L'ajustement de l'état hydrique (soit humidifier le sol par arrosage, soit l'assécher par aération).
- ✓ Le réglage du mélange.
- ✓ Le compactage.
- ✓ L'application de la protection superficielle du sol traité (cas d'une couche de forme).

3.4.8.1 Dispositions Particulières de Mise en œuvre

a) **Epandage** : Pour qu'elle soit réussie, cette opération du liant doit se faire par des épandeurs précis, de préférence à doseurs volumétriques, dont le débit est asservi à la vitesse de déplacement du porteur. La procédure pratique de contrôle de régularité de l'épandage de liant consiste à déposer au hasard une série de bâches sur la surface de la plate-forme à traiter, et les peser juste après le passage de l'épandeur une fois recouverte par le liant de traitement.



Fig3. 10 : Epandage du liant

b) **Malaxage** : Le malaxage en place du sol avec un liant doit se faire par un matériel performant (le pulvimixeur à arbre horizontal par exemple) permettant de bien homogénéiser le mélange (sol + liant) sur des épaisseurs assez importantes variant entre 30 et 40 cm. Le malaxage avec des pulvimixeurs doit être effectué par bandes parallèles avec un recouvrement d'au moins 10 cm.



Fig3. 11 : Malaxage

c) **Compactage** : Le compactage doit suivre juste après l'opération de malaxage et doit se faire en deux phases : phase partielle après préréglage et phase final après réglage.



Fig3. 12 : Compactage partiel.



Fig3. 13 : Compactage final.

d) Réglage : est une opération délicate qui se réalise généralement à la niveleuse en deux séquences préréglage et réglage final séparé par l'opération de compactage partiel.

- Le réglage final "rabotage" doit se faire par enlèvement et évacuation de la surépaisseur laissée, sur toute la surface de la couche traitée, à la fin du compactage partiel.
- Le rabotage doit se faire dans la plage des 2/3 du délai de maniabilité.
- Une surépaisseur d'environ 3cm du mélange doit être prévue lors de la phase de malaxage pour tenir compte de l'épaisseur rabotée.

e) Protection du matériau traité : Toutes les couches de forme traitées doivent recevoir une protection superficielle pour la protéger contre une déshydratation ou une humidification excessive due à l'atmosphère. Elle permet également de maintenir l'état hydrique du matériau traité et de favoriser l'accrochage entre la couche de forme et la couche de fondation.

En général la protection superficielle se fait sous forme d'un enduit de cure par application d'une couche d'émulsion (500 à 800g d'émulsion) suivie éventuellement d'un sablage.



Fig3. 14 : Protection de surface de la couche traitée

Tableau3. 4 : comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes. (Rollins et Rogers, 1999)

Avantage	Limites
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable Facilité d'application	Tassements 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	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m

tassements du saut fluage	
Excavation partielle et remplacement avec remblai Coût relativement	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrables sous-adjacent des tassements pour des volumes	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)	Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)
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	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

3.5 Choix des Techniques de Traitement de Sols

3.5.1 Choix Basé sur la Profondeur du Sol

On généralement Les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol Affaissable de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. Les méthodes utilisées dans le passé et vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara (1976) et sont reprises dans le tableau suivant :

Tableau3. 5 : Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976)

Profondeur du sol à Traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m 1.50 à 10m	<p>Méthodes courantes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Mouillage du sol et compactage. - Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment).
Plus de 10m	<p>Contrôle des sources d'eau par drainage.</p> <ul style="list-style-type: none"> - Vibroflottation. - Utilisation des pieux. - Injection du silt ou de la chaux. - Inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables). - Inondation et infiltration d'eau par des puits. - Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs. <p>Futures méthodes :</p> <ul style="list-style-type: none"> - Traitement à la chaleur pour solidifier le sol sur place. - Traitement aux ultrasons, les vibrations peuvent modifier les mécanismes de liaisons entre les grains. - Utilisation d'un mortier additif, remplissant les pores, avant solidification. - Traitement électrochimiques (addition d'un produit chimique pouvant rendre très résistant les liaisons inter granulaires).

3.5.2 Choix Basé sur Classes Granulométriques et l'État du Sol

Les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône q_c au pénétromètre statique.

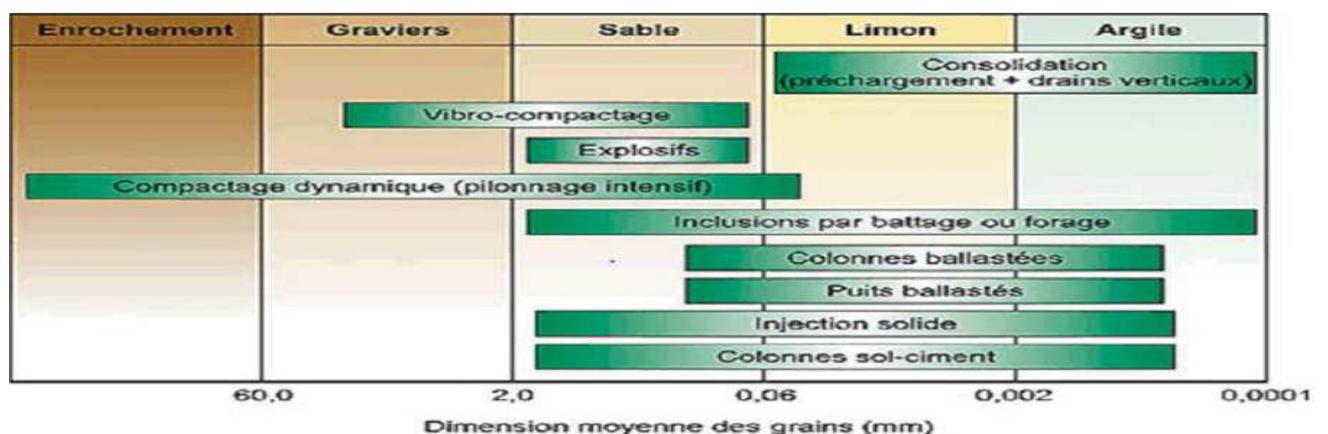


Fig3. 15 : Champs d'application des différentes techniques de traitement

Tableau3. 6 : Résumé générale des sols effondrables

Problème	Facteurs influençant	Traitement de problème	Principaux types	Procédés de densification
Sol effondrables	Les facteurs externes	Traitement par pré-mouillage du sol	Sols faits par l'homme	Densification par compactage dynamique
		Traitement thermique		Le compactage par explosion
	Les facteurs internes	Traitement chimique	Les sols naturellement déposés	Le compactage par étincelle électrique
				La densification par vibrocompaction et vibroflottation

3.6 Conclusion

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). Parmi les problèmes rencontrés lors d'existence d'un sol soit naturel ou compressé est l'effondrement qui est la diminution du volume d'un sol. Par conséquent, l'ingénieur doit recevoir toutes les informations nécessaires pour identifier un sol effondrable ainsi que les différentes solutions et technique d'amélioration de ces types de sols par différentes méthodes.

CHAPITRE 4

MATERIELS, MATERIAUX ET ESSAIS

MATERIAUX MATERIEL ET ESSAIS

4.1 Introduction

Les tests géotechniques de laboratoire sont très importants pour connaître les caractéristiques du sol, ce qui nous permet de connaître le sol et sa qualité à travers des tests d'identification tels que : test d'analyse granulaire, limite d'Atterberg, la valeur du bleu de méthylène, test Proctor ... etc.

L'objectif principal des analyses de sol est d'étudier et de savoir comment y faire face et l'effet de certains paramètres du sol sur l'atterrissage. À partir de ces résultats, nous pouvons alors prédire le glissement de terrain d'un effondrement soudain basé sur des tests simples et rapides tels que la taille des particules et les limites d'Atterberg, d'autre part contribué à l'explication du mécanisme de l'effondrement de ce sol lors des inondations.

Le programme d'essais comprend trois phases principales :

- Préparer les matériaux qui composent les planchers d'essai.
- Déterminer les propriétés physiques de ce sol (granulométrie, limites des d'Atterbergs, meilleure teneur en eau).
- Détermination des propriétés de déformation du sol concerné par essai de cisaillement.

Dans ce chapitre, nous décrivons les matériaux et équipements utilisés ainsi que la procédure utilisée pour tester la sécurité de la construction.

4.2 Caractéristiques des Matériaux

4.2.1 Sable des Dunes

Le sable utilisé dans la reconstitution du sol provient de la région de Boussaâda (Fig.4.1) Algérie, de couleur jaune doré, très utilisée dans les travaux du bâtiment dans les wilayas de Sétif, Bordj Bou Arreridj et M'sila et Bouira. Séché à l'étuve à 105°C pendant 24 heures, puis tamisé à 2mm pour avoir une granulométrie continue et étalée selon les recommandations du LCPC.



Fig4. 1 : Echantillon de sable de Boussaâda (M'sila)

4.2.2 Argile Rouge

L'argile est extraite du gisement de *Medjana* dans la wilaya de *Bordj. Bou. Arréridj* exploit pour la fabrication de la brique. Cette argile est de couleur rouge brun, se présente sous forme des mottes compactes impossible de les mélangée avec le sable.

Pour cela, on a exposé près de 25Kg d'argile au soleil pendant trois semaines ; puis on a procédé à leur broyage manuel (méthodes des chocs successives). Le tamisage se fait par voie sec :

-La quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock. A la fin la quantité de particule fine (80µm) récoltée est de 15Kg.



Fig4. 2 : Echantillon d'argile rouge

Kaolin

Le kaolin trié (KT1) utilisé dans nos essais provient du gisement de Tamazert (exploité par la Société des kaolins d'Algérie (SOALKA) est connu depuis 1925. Il se trouve dans la wilaya de Jijel au nord-est de l'Algérie, à 17 km au nord de la daïra d'El Milia. Ce gisement de kaolin sableux à une composition chimique et minéralogique qui diffère d'un corps à l'autre.

Le quartz est toujours dominant avec une moyenne de 67%. L'importance des minéraux dits potassiques (orthose, microcline et micas muscovite) et des minéraux sodiques "plagioclase" varient d'un endroit à l'autre. Le gisement est exploité à ciel ouvert sur une superficie de 331

hectares. Il se présente en lentilles qui affleurent, d'épaisseurs très variables en fonction du degré de kaolinisation avec des gradins d'une hauteur de 5 mètres et d'une largeur de 20 mètres

L'extraction mécanisée du minerai se fait après sélection des sites d'abattage au moyen d'engins de carrière. Le chargement du minerai abattu au moyen de pelle chargeuse et son évacuation vers l'usine de traitement à l'aide de camions de 14 tonnes de charges.

4.2.3 Pouzzolane

La pouzzolane utilisée est de provenance du gisement de Bouhmidi, Beni saf (figure a) dans la wilaya d'Ain Témouchent à l'ouest de l'Algérie. Elle nous a été fournie par la cimenterie Lafarge Ciment d'Oggaz, Sig dans la wilaya de Mascara, spécialisée dans l'industrie et la commercialisation du ciment gris et ciment blanc.

Les quantités fournies ont été séchées, concassées manuellement et broyées avec un broyeur électrique au laboratoire des matériaux de génie civil à l'université Batna1, puis tamisé à sec à l'aide d'un tamis 80 μ m les particules dont leurs diamètres sont supérieurs ou égaux à 80 μ m sont jetées.



Fig4. 3 : Echantillon de la pouzzolane naturelle

L'analyse chimique et minéralogique est faite par la cimenterie Lafarge qui utilise ce type de pouzzolane naturelle pour la fabrication des ciments pouzzolaniques.

Tableau4. 1 : analyse chimique de la pouzzolane de Bouhmidi, Beni Saf-Algérie

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	K ₂ O	Na ₂ O	P.A.F
Teneur (%)	49.60	15.01	5.72	15.10	6.50	0.77	1.20	2.60	3.25

4.2.4 Sol Reconstitué

Pour la reconstitution des sols affaissables on utilise deux matériaux principaux :

- Sable ($D < 2 \text{ mm}$)
- Argile ($D < 0.080 \text{ mm}$)

Le sol reconstitué est obtenu en mélangeant les deux matériaux : sable (80%) et argile (20%).

4.3 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.
- L'essai de l'équivalent de sable.
- L'essai du bleu de méthylène.
- La détermination des poids spécifiques de tous les matériaux testés.
- Masse volumique apparent γ_{ap}
- Masse volumique absolue γ_s .
- L'essai de Proctor.
- Limite d'Atterberg.
- Essai mécaniques (double œdométrique).

4.3.1 Essais standards

4.3.1.1 Analyse granulométrique

❖ Par Tamisage

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboites les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.

Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis. Utiliser pour les grains d'un diamètre supérieur à $80\mu\text{m}$.

NORME A CONSULTER

NF P 94-056 : Sols : reconnaissances et essais - Analyse granulométrique d'un sol - **Méthode par tamisage**. Mars 1996

Appareillage d'essai

- Une série des tamis normalisé (2 ; 1.25 ; 0.63 ; 0.315 ; 0.08) mm avec couvercle et fond pesés préalablement
- Un tamiseur mécanique.
- Une Balance.

Mode opératoire

- ✓ Le sol est préalablement étuvé a une température maximale de 105°C.
- ✓ On emboite les tamise les uns sur les autres dans un ordre croissant du bas de la colonne ver le haut.
- ✓ On à Prélever 1 kg de matériau sec verser sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse, Agiter pendant cinq minutes.
- ✓ Après l'arrêt de la tamiseuse mécanique on pèse le refus de chaque tamis en suite porter les résultats sur la feuille de calcul, et nettoie le plan de travail.

Les résultats sont tracés sur un repère semi logarithmique, la courbe obtenue est appelée courbe granulométrique.

❖ Par Sédimentométrie

Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08mm), et récupérer le tamisât, sécher l'échantillon dans une étuve jusqu' au poids constant, prendre à 80g de tamisât sec. Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 2litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée et solution à 5% d'hexamétaphosphate de sodium ($\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6 \cdot 10 \text{H}_2\text{O}$), comme le montre. Laisser imbiber pendant au moins 15 h à température ambiante, agiter la suspension au moyen d'un agitateur manuel et début de l'essai par Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre ; procéder à la prise des lectures du densimètre et de la température aux temps suivant (en minutes) : 0.5 -1 -2 -5 - 10 -20 - 80 - 240- 1440).

Permet Cette analyse déterminer le pourcentage de particules argileuses et de déterminer la distribution en poids des particules fines (de diamètre inférieur à 80 μ) d'un sol en fonction de leurs dimensions donc elle complète l'analyse par tamisage Les résultats trouvés à partir de cet essai vont servir à compléter la courbe granulométrique.

NORME A CONSULTER

NF P 94-057 : Sols : reconnaissances et essais - **Analyse Sédiment métrique** Mai 1992.

Principe de l'essai

L'essai utilise le fait que dans un milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des grains fins à très fins est fonction de leur dimension. La loi de Stokes donne, dans le cas de grains sphériques de même masse volumique, la relation entre le diamètre des grains et leur vitesse de sédimentation. Par convention, cette loi est appliquée aux éléments d'un sol pour déterminer des diamètres équivalents de particules. (Norme NF P 94-057)

Appareillage d'essai

- Balance.
- Tamis de 80 μm .
- Étuve.
- Agitateur mécanique.
- Densimètre.
- Thermomètre.
- Hexamétaphosphate de sodium
- Chronomètre.
- Agitateur manuel : pour l'homogénéisation de la suspension avant essai.

Mode opératoire

❖ Préparation de l'échantillon

- ✓ On prend 80g de sol sec pour une éprouvette de 2 litres.
- ✓ On met à imbiber les 80 g de matériau sec dans le récipient de l'agitateur mécanique.

Cette imbibition doit être faite au moins 12 h à 15 h avant la dispersion à l'agitateur mécanique en utilisant environ 500 cm^3 d'eau distillé additionnée de 60 cm^3 d'hexamétaphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.

✓ L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs /min.

✓ On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2 litres et on rince soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique, puis on complète par l'eau distillé à 2 litres exactement.

❖ Exécution de l'essai

Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre, puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque. Noter le nombre R lu à partir de la graduation 1000 affecté du signe (+) pour les lectures supérieures à 1000.

Les lectures sont faites à : 30s ; 1 min ; 2 min ; 5 min ; 10 min ; 20 min ; 30 min ; 60 min 120 min ; 240 min et 1440 min soit 24h ces temps sont comptés à partir du début de l'essai.

Les trois premières lectures à (30 s ; 1 min ; 2 min) se font sans retirer le densimètre de la suspension, après la lecture à 2 min, on relève la température de la suspension au 1 / 10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15 à 20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.

4.3.1.2 Équivalent de Sable

Le but de cet essai est évalué la proportion relative de fines dans la fraction d'éléments inférieurs à 5 mm par séparation.

NORME A CONSULTER

NF P 18-598 : Sols : reconnaissances et essais - Equivalent de sable Octobre 1991

Principe de l'essai

L'essai consiste à verser un échantillon de sable et une petite quantité de solution flocculant dans un cylindre gradué et d'agiter de façon à détacher les revêtements argileux des particules de sable de l'échantillon. On complète alors le sable en utilisant le reste de solution flocculant afin de faire remonter les particules de fines en suspension au-dessus du sable. Après 20 min, les hauteurs des produits sont mesurées. L'équivalent de sable est le rapport hauteur du sable sur hauteur totale.

Appareillages utilisés

- Un Tamis 5mm.
- Une balance.
- Deux éprouvettes cylindriques transparentes en matière plastique, chacune est graduée
- Un bouchon en caoutchouc permettant de fermer l'éprouvette.
- Un entonnoir pour verser l'échantillon dans l'éprouvette.
- Un chronomètre.
- Un agitateur mécanique de course 25cm.
- Une règle.
- Un piston taré en métal inoxydable.
- Un flacon de 5 litres placé à 1m environ au-dessus de la table de travail contenant la solution normalisée, et muni d'un système de siphon.

- Un tube laveur relié au flacon par un tube caoutchouc muni d'une pince pour sa fermeture.
- La quantité de sable nécessaire pour cet essai est : $m=120g$.



Fig4. 4 : Appareillage et matériels utilisés pour l'équivalent de sable

Mode opératoire

Prendre 500gr de l'échantillon de sable passant au tamis 5mm dans une éprouvette graduée, remplie de la solution lavant jusqu'au premier trait et verser soigneusement une mesure de 120 gr de l'échantillon, à l'aide de l'entonnoir, dans l'éprouvette placer verticalement.

Taper à plusieurs reprises la base de l'éprouvette cylindrique fortement sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser un bon mouillage de l'échantillon, laisser reposer 10 minutes, Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30secondes. En suite placer l'éprouvette verticalement.

Ôter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavant réglée à un faible débit.

En descendant le tube laveur dans l'éprouvette, rincer les parois, puis enfoncer le tube jusqu'au fond pour laver le sable et faire remonter les particules argileuses. Arrêter les l'écoulement lorsque le niveau du liquide atteint le deuxième trait. Laisser reposer, sans perturbation, pendant 20 minutes. Au bout de ces 20 minutes mesurer h_1 , h_2 , h'_2 .

h_1 : hauteur du sable.

h_2 : hauteur du sable +éléments fins.

h'_2 : hauteur des éléments fins pris à partir du piston.

L'équivalent de sable et déterminer par :

- Es (piston) : $(h'_2/h'_1) \times 100$ Es (visuel) : $(h_2/h_1) \times 100$.



Fig4. 5 : Lecture de la hauteur h1 et h2 par la règle

Tableau4. 2 : Interprétation des valeurs de l'équivalent de sable.

Nature	Equivalent de sable
Argile pure	E.S = 0
Sol plastique	E.S = 20
Sol non plastique	E.S = 40
Sable pur et propre	E.S = 100

Tableau4. 3 : Valeur préconisées pour l'équivalent de sable selon Dreux

Es à vue	Es au piston	Nature et qualité du sable
ES<65%	ES<60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement, problème d'adhérence, à rejeter pour des bétons de qualité
65%<ES<75%	60%<ES<70%	Sable légèrement argileux de propreté admissible pour les bétons de qualité courante quand le retrait on ne craint particulièrement pas le retrait.
75%<ES<85%	70%<ES<80%	Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité
ES>85%	ES>80	Sable très propre. L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une augmentation du dosage en eau.

4.3.1.3 Limites d'Atterberg

Compte tenu de leurs structures, les argiles ont la propriété d'absorber des quantités d'eau très importantes ou de se dessécher en fonction des conditions d'humidité auxquelles elles sont soumises.

Quel que soit la nature et le type d'argile, celle-ci malaxée à des quantités d'eau de plus en plus importantes, finit par se transformer en boue. L'argile est dans un comportement liquide, dans une situation contraire où l'argile est suffisamment desséchée les grains sont très resserrés et les liaisons deviennent intenses, L'argile est dans un comportement solide. Entre ces deux états extrêmes, l'argile est malléable, elle a un comportement plastique.

Les limites d'Atterberg ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux

NORME A CONSULTER

NF P 94-051 : Sols : reconnaissances et essais - Limite d'Atterberg. Mars 1993

limites entre ces trois états, l'état d'humidité du sol étant exprimé par sa teneur en eau.

Principe de l'essai

L'essai se fait sur une partie du matériau tamisé au tamis 0.40 mm. La teneur en eau d'un sol est le rapport entre le poids d'eau contenu dans un certain volume de sol et le poids des grains solides contenus dans le même volume. Elle s'exprime en [%] et a pour symbole **W** de l'anglais (water).

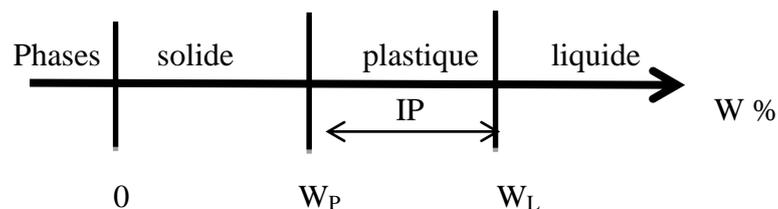


Fig4. 6 : Représentation des limites d'Atterberg

❖ **La limite de liquidité W_L** : traduit le passage entre l'état liquide et plastique.

$$W_L = W (N/25)^{0.121}$$

❖ **La limite de plasticité W_P** : correspond au passage entre l'état plastique et l'état solide. la teneur en eau c'est W_P

❖ **L'indice de plasticité IP** : La plasticité d'un sol c'est-à dire sa faculté de devenir très déformable en absorbant de l'eau) est appréciée par le couple (W_L, IP) qui dépendent de la nature des minéraux argileux contenus dans le sol et de leur quantité. C'est ainsi que Casagrande a

défini un diagramme dit "Abaque de plasticité de Casagrande" qui permet de classer les sols fins.

$$I_P = W_L - W_P$$

Les sols peuvent se classer comme suit :

Tableau4. 4 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité

Indice de plasticité	Degré de plasticité
$0 < I_p < 5$	Non plastique (l'essai perd sa signification dans cette zone)
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

❖ Indice de consistance I_c

Cet indice prend en considération la teneur en eau naturelle w d'un sol et les limite d'Atterberg permettent d'avoir une idée sur l'état de l'argile qu'on peut caractériser par son indice de

consistance : $I_c = \frac{W_L - W}{I_p}$

Tableau4. 5 : Etat du sol en fonction de l'indice de consistance

Indice de consistance I_c	Etat de sol
$I_c > 0$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 1$	Liquide

Appareillage d'essai

L'appareil de Casagrande : est constitué d'un socle en bois bakélite, d'un support métallique portant une coupelle et une came actionnée par une manivelle, d'un compteur de coups.

- Une étuve.
- Une balance.
- Un tamis à maille carrée de 400 μ m d'ouverture
- Un récipient d'eau.
- Une spatule.
- Un bac.
- Coupelle.



Fig4. 7 : Matériel utilisé dans l'essai

Mode opératoire

Placer le sol dans le petit récipient en prenant soin de ne pas enfermer de bulles d'air. Placer le récipient sous le pénétromètre Remonter le cône au plus haut. A l'aide de la vis descendre l'ensemble cône + bâti jusqu'à effleurement du sol Agir sur le cercle pour une mise à 0 Effectuer un lâcher Mesurer l'enfoncement en agissant doucement sur l'aiguille (molette centrale).

❖ *Limite de liquidité (W_L)*

Le sol est mélangé à une quantité d'eau. La pâte obtenue est placée dans une coupelle de 100 mm de diamètre environ. On trace sur la pâte lissée une rainure normalisée avec un outil spécial. À l'aide d'une came, on fait subir une série de chocs à la coupelle. On observe en fin d'expérience le contact des deux lèvres de la rainure. La limite de liquidité est la teneur en eau en (%) qui correspond à une fermeture en 25 chocs.

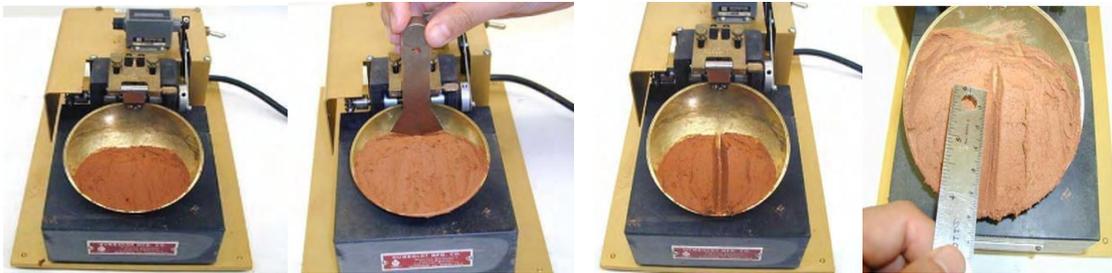


Fig4. 8 : Différentes étapes de l'essai de la limite de liquidité

❖ *Limite de plasticité (W_P)*

Mesurée à la méthode au rouleau représente la teneur en eau du passage de l'état plastique à l'état solide. On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau, on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 allers-retours maximum.

La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm.

La précision de l'essai est de l'ordre du demi-point de teneur en eau pour la détermination de la limite de liquidité et du point de teneur en eau pour la détermination de la limite de plasticité.



Fig4. 9 : Détermination de la limite de plasticité

4.3.1.4 Essai au Bleu de Méthylène (VBS)

Est pratiqué sur les fines (ensemble des grains passant au tamis 80 μm) contenues dans un sol, un sable ou un gravillon dans le but de révéler leur nature argileuse et de déterminer leur concentration.

Il est généralement effectué après un équivalent de sable ES lorsque celui-ci est inférieur aux spécifications exigées.

NORME A CONSULTER

NF P 94-068 : Sols reconnaissance et essais - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol argileux, par l'essai à la tache

Le principe de l'essai

Consiste à maintenir en permanence sous agitation un mélange « échantillon + l'eau », puis à introduire des quantités croissantes de bleu de méthylène par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses soient saturées. Il apparaît alors un excès qui marque la fin de l'essai et qui est détecté par le test de la tache.

Ce dernier consiste à former avec une goutte de la suspension sur du papier filtre normalisé une tache qui est un dépôt de sol coloré en bleu, entouré d'une zone humide incolore. L'excès de bleu se traduit par l'apparition dans cette zone d'une auréole d'un bleu clair, le teste est dit positif. Si au bout de 5 minutes elle apparaît cette auréole, la fin de l'essai est obtenue par la mesure du volume de bleu de méthylène.

L'essai au bleu permet une évaluation globale de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse :

$$\text{La valeur de bleu est : } \quad \text{VBS} = \frac{B}{M} * 100 \quad \quad B = V * 0.01$$

Appareillages utilisés

- Balance.
- Chronomètre.
- Bicher.
- Spatule.
- Chronomètre.
- Tamis de 0.5 mm.
- Une burette de capacité 100 ml ou 50 ml et de graduation 1/10 ml ou 1/5 ml ou une micropipette de 5 ml et une de 2 ml.
- Papier filtre.
- Une baguette de verre : longueur 300 mm et de diamètre 8 mm.

- Un agitateur à mécanique.
- Pissette de 500 ml.

Produits utilisés

- Une solution de bleu de méthylène de qualité pharmaceutique à 10 g/litre de l'eau déminéralisée ou distillée
- Un sol de dimension 0/50 mm, Utiliser des sols préalablement échantillonnés.

Mode opératoire

On prend 30g de sol ajouter 500 ml d'eau déminéralisée ou distillée agiter l'ensemble à l'aide de l'agitateur à ailettes à une vitesse de 700 tr/min pendant 5 minutes et positionné à 5 mm environ du fond du récipient ensuite déminé la vitesse à 400 tr/min et injecter 5 ml de solution de bleu de méthylène à l'aide de la burette au bout de 1 minute, effectuer le test de la tache sur papier filtre.

prélever à l'aide de la baguette de verre, une goutte de suspension que l'on dépose sur le papier filtre et observer la tache formée qui se compose d'un dépôt central de matériau, coloré d'un bleu sombre, entouré d'une zone humide incolore la goutte prélevée doit être telle que le diamètre du dépôt soit compris entre 8 et 12 mm lorsque le test est positif, laisser s'opérer l'adsorption du bleu, qui n'est pas instantanée, tout en effectuant des tests de minute en minute sans ajout de solution chaque addition est suivie de tests effectués de minute en minute renouveler l'opération jusqu'à ce que le test demeure positif pendant cinq minutes consécutives le dosage est alors terminé

- ✓ La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide incolore : le test est négatif.
- ✓ La goutte centrale bleue est entourée d'une zone humide teintée de bleu : le test est positif.



Fig4. 10 : Mode opératoire de VBS

Tableau4. 6 : Type de sol en fonction de la valeur“ VBS ”.

Valeur de bleu de méthylène (VBS)	Catégorie de sol
VBS < 0,1	Sol insensible à l'eau.
$0,2 \leq \text{VBS} < 1,5$	Sol sablo limoneux, sensible à l'eau.
$1,5 \leq \text{VBS} < 2,5$	Sol sablo argileux, peu plastiques.
$2,5 \leq \text{VBS} < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne.
$6 \leq \text{VBS} < 8$	Sol argileux.
VBS > 8	Sol très argileux.

4.3.1.5 Essai poids spécifique

La masse volumique des particules solides du sol (ρ_s) est le quotient de la masse de ces particules solides (m_s) par leur volume (V_s). $\rho_s = m_s / v_s$

Pour le but de La détermination du poids spécifique des grains solides consiste à mesurer le volume propre des grains à l'exclusion des vides à calculer le rapport entre leurs points et leur volume.

NORME A CONSULTER

NF P 94-054 : Sols : reconnaissances et essais - Masse volumique Octobre 1991.

NF P 18-558 : Granulats - Détermination de la masse volumique absolue.

Principe d'essai

La masse des particules solides est obtenue par pesage, le volume est mesuré au pycnomètre. L'échantillon de sol est séché à l'étuve puis pesé. Le volume des particules est déduit par posée à l'aide d'un pycnomètre en substituant de masse volumique connue aux particules solides.

Appareillage utilisé

- Une étuve.
- Une balance sensible et un bac.
- Une éprouvette.
- Un tamis à maille carrée de 2 mm d'ouverture.
- Des coupelles pour le séchage du sol.
- Un mortier avec un pilon en matériau souple.
- Deux pycnomètres de volume minimal 50 cm³ munis de bouchons rodés à tube capillaire.

- Une réserve d'eau distillée.

Mode opératoire

- ✓ Préparer un échantillon de sable, sèche a l'étuve et refroidi.
- ✓ Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M_0 .
- ✓ Peser une masse de 25 g des matériaux de sable et remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.
- ✓ Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- ✓ Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle.

Laisser reposer un bon moment.

- ✓ Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_2 .
- ✓ Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- ✓ Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_3 .
- ✓ Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés

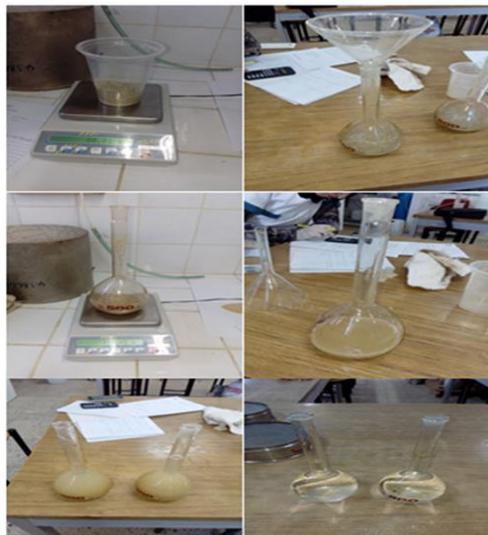


Fig4. 11 : Etape d'essai du poids spécifique

4.3.2 Essais mécaniques

4.3.2.1 Essai Proctor

L'essai Proctor est un essai géotechnique qui permet de déterminer la teneur en eau nécessaire pour obtenir la densité sèche maximale d'un sol granulaire ou non par compactage à une énergie fixée.

Elle est pour but d'améliorer les propriétés géotechniques des sols :

- ✓ Réduire ou éliminer le risque de tassement.
- ✓ Augmenter la résistance des sols et la stabilité des talus.
- ✓ Améliorer la capacité portante des infrastructures routières.

- ✓ Limiter les variations de volume indésirables causées.

NORME A CONSULTER

NF P 94-093 : Sols reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage d'un matériau - Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié

Principe de l'essai Proctor

Consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau.

Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.

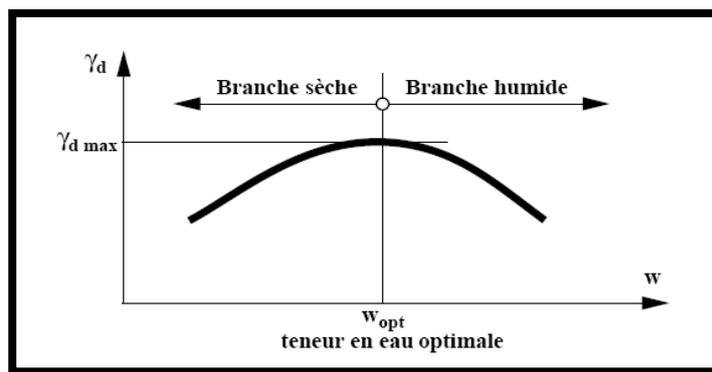


Fig4. 12 : Courbe de Proctor

Énergie de compactage (EC)

$EC = \text{hauteur de chute} \times \text{poids de la dame} \times \text{Nb de coups} \times \text{Nb de couches} / \text{volume total du moule.}$

Appareillage d'essai

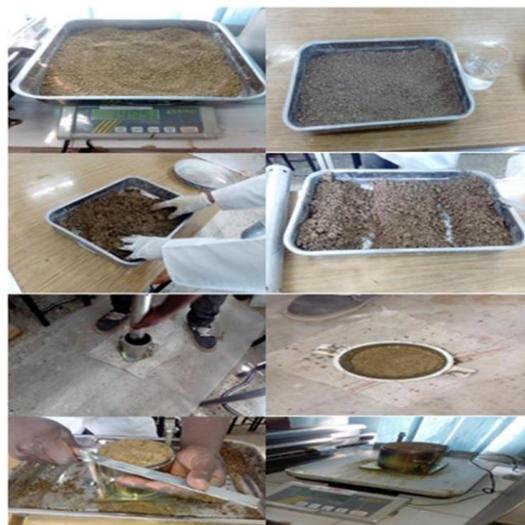
- Moule de Proctor normal.
- Une dame de compactage automatique.
- Une règle à araser.
- Une balance sensible.
- Un bac.
- Une éprouvette.

- Une étuve.
- Une spatule.
- La tare.

Mode opératoire

Préparation du matériau

- Prendre 2.5 kg du matériau.
- On mesure le poids du moule à vide.
- Humidifier le sol et préparé à la teneur en eau désiré (4% ; 6% ; 8% ; 10%)
- L'homogénéiser et le malaxant à la main.
- Divisé le sol à trois parties.
- Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.
- Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des trois couches ait sensiblement la même épaisseur.
- Compacter chaque couche en 25 coups.
- Une fois les trois couches compactées, enlever la hausse avec beaucoup de soin afin d'éviter la rupture de l'échantillon.
- Araser le moule à l'aide de la règle.
- Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau.
- Peser le moule : on obtient le poids total humide.
- Enlever la base du moule.
- Arrêter l'essai quand on obtient par deux fois consécutives une diminution du poids total humide par rapport à l'essai précédent.



➤

Fig4. 13 : Etapes d'essai sédimentaire

4.3.3 Essais Principaux

4.3.3.1 Essai œdométrique

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement final d'un massif de sol sous l'effet des charges applique. Pour estimer tassement final, on reproduit le phénomène au laboratoire.

Les essais réalisés pour déterminer le potentiel d'affaissement sont : essai à l'oedomètre simple et double. 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

NORME A CONSULTER

XP P 94-090-1 : Sols : reconnaissance et essais - Essai œdométrique- partie 1 Décembre 1997

Principe de l'essai

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placé dans une enceint cylindrique rigide «Oedomètre». Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai. La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissant et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

L'Oedomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compte deux partie :

- ✓ Une cellule contenant l'éprouvette de sol.
- ✓ Un système de mise en charge.

4.3.3.1.1 Essai Oedométrique Simple

L'essai Oedométrique simple consiste à charger le spécimen en incréments jusqu'à un certain niveau de contrainte verticale en permettant au spécimen d'être en équilibre sous la contrainte appliquée. L'échantillon est ensuite saturé par l'eau, et la déformation est mesurée. Cette déformation induite par l'addition de l'eau divisée par la hauteur de l'échantillon avant saturation, exprimée en pourcentage définit le degré d'affaissement.

4.3.3.1.2 Essai Oedométrique Double

L'essai Oedométrique double implique une paire de spécimens identiques du même échantillon. Le premier spécimen est chargé à l'état naturel et la déformation est mesurée à

chaque niveau de contrainte. Le second spécimen est initialement saturé et une procédure de chargement similaire est conduite.

La différence entre les déformations, à l'équilibre et au même incrément de contrainte, est déterminée pour déterminer le degré d'affaissement.

Matériels utilisés

- Appareil de l'oedomètre,
- Des charges (1kg, 2kg, 4kg, 8kg.....).
- Plaque en verre.
- Balance électronique de précision 0,01g.
- Règle à arasé.
- Cuillère.
- Chronomètre.
- Pipette.
- Une dame de compactage du sol.
- Papier filtre.
- Une étuve.
- Un comparateur.

Oedomètre

C'est un appareil utilisé en géotechnique, qui permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol sous un effort donné et en fonction du temps afin d'en déterminer ses propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols.

Un bâti d'Oedomètre se compose donc de : une cellule Oedométrique qui abrite l'échantillon de sol testé, un bras de levier transmettant les charges appliquées à l'échantillon, équipé d'un système de contrepoids, d'un vérin supporte à vis et d'un dispositif (comparateur) analogique ou digital qui mesure l'évolution des tassements au cours du temps.



Fig4. 14 : Banc d'Oedomètre à charges frontal.

Cellule Oedométrique

Elle est composée d'une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol, sa hauteur est de 200mm, avec un diamètre intérieur de 50,47mm, de deux pierres poreuses assurant le drainage de l'éprouvette et d'un piston coulissant à l'intérieure de l'anneau permettant le chargement de l'éprouvette.

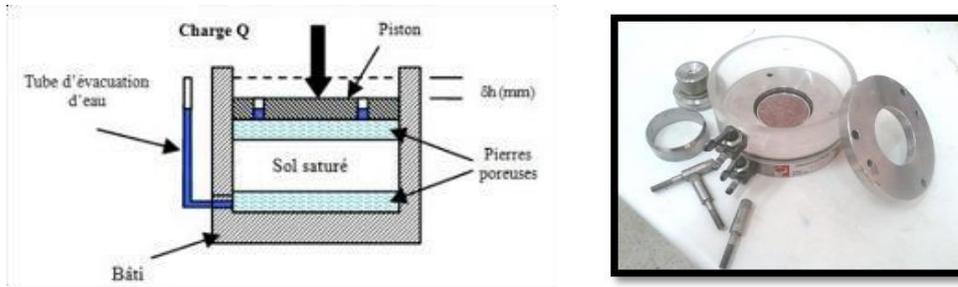


Fig4. 15 : Cellule Oedométrique

Dame de compactage

La dame de compactage en acier est conçue spécialement au laboratoire Bahloul et al. (2014) (Fig. 4.13). Elle comprend :

- Une base de 69.8mm de diamètre et 1.96mm d'épaisseur.
- Une colonne (column) de hauteur 200mm et 7.88mm de diamètre.
- Un piston mobile (Mouton) de 7.9mm de diamètre et 5.64 mm d'épaisseur

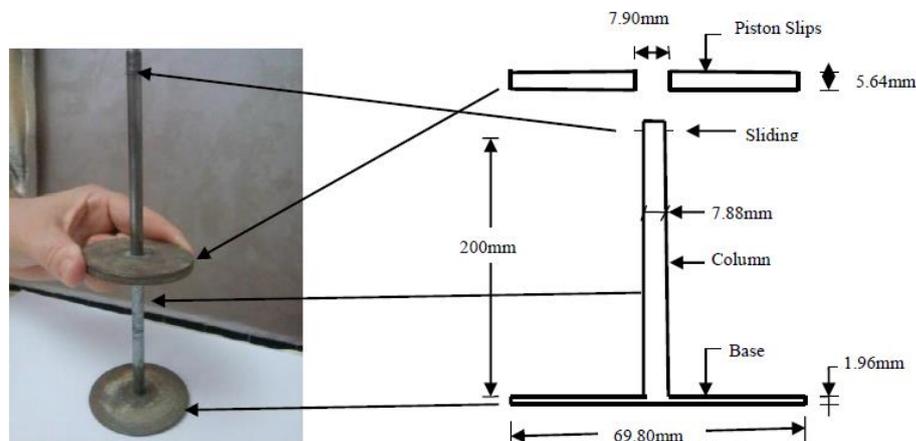


Fig4. 16 : Dame de compactage conçue au laboratoire

Mode opératoire

Les essais de compressibilité à l'Oedomètre ont été réalisés selon la procédure de Knight et Jennings (1975). L'essai consiste à préparer deux échantillons de sol non traité (S) et deux échantillons de chaque sol traité, de la pouzzolane naturelle.

L'échantillon testé est malaxé à sec, humidifié à des teneurs en eau initiale voulue, puis mettre dans la bague annulaire est compacté à des degrés de compactage cités définie, à l'aide d'une dame conçue spécialement au laboratoire composé d'un mouton de masse 162g qui pivote

le long d'une tige (colonne) pour tomber en chute libre d'une hauteur de 20cm sur l'échantillon de sol placé dans la bague annulaire indéformable. Une fois le compactage terminé, un échantillon est placé dans la cellule Oedométrique à sec et l'autre saturé (remplissage de la cellule Oedométrique par l'eau distillée).

Mettre le comparateur à zéro et commencer l'opération de chargement et lecture des tassements.

- Elémentaire (Méthode d'essai LCPC no13, juillet 1985)

$$\gamma_h = M / V$$

$$V = \pi R^2 H_0$$

$$\gamma_d = \gamma_h / (1 + w_0)$$

$$e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$$

- L'indice des vides peut être calculé par :

$$e = (H - hp) / hp = (H/hp) - 1$$

$$hp = W_{sec} / (\gamma_s \times S) \quad (3.3)$$

$$H = h_0 - \Delta h - hp$$

Δh : tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24 h.

- L'indice des vides initial e_i s'obtient en faisant $H = H_0$ dans l'expression de e .

Enfin le potentiel d'affaissement de l'échantillon de sol dans la bague annulaire est déterminé par la relation :

$$C_p (\%) = [(e_{sec} - e_{sat}) / (1 + e_0)].1$$

CHAPITRE 5
RESULTATS ET INTERPRETATIONS
DES ESSAIS

RESULTATS ET INTERPRETATIONS DES ESSAIS

A cause de l'évènement survenu dans le monde (COVID 19), nous avons dû nous appuyer sur des études précédentes pour compléter nos recherches et annuler la patrie pratique.

5.1. Reconstitution des sols d'essais

On a deux sols reconstitués dont les proportions en poids sont comme suit :

Sol 1 : S_{AR} \longrightarrow 20% Argile (80 μ m) + 80% Sable (2mm)

Sol 2 : S_K \longrightarrow 20% kaolin (80 μ m) + 80% Sable (2mm)

5.2. Les essais standard

5.2.1. Analyse granulométrique des sols

Le complexe sable-argile est mélangé par un malaxeur au laboratoire jusqu'à obtention des mélanges homogènes. Puis on effectue des analyses granulométriques (par tamisage). Pour chaque échantillon représentatif du sol (S_{AR} , S_K) respectivement on tire les pourcentages en poids des tamis cumulé des différents diamètres des particules, les résultats sont portés sur les tableaux (5.2).

Tableau5. 1 : Résultats de l'analyse granulométrique de S_{AR}

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumules (%)	Tamisât (%)
2	0	0	0	100
1.25	38	38	3.8	96.2
0.63	89	127	12.7	87.3
0.315	126	253	25.3	74.7
0.16	484	737	73.7	26.3
0.08	35	772	77.2	22.8
Fond	226	998	99.8	0.2

Tableau5. 2 : Résultats de l'analyse granulométrique de S_k

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât(%)
2	0	0	0	100
1.25	43	43	4.3	95.7
0.63	125	168	16.8	83.2
0.315	111	279	27.9	72.1
0.16	469	748	74.8	25.2
0.08	45	793	79.3	22.62
Fond	203	996	99.6	0.4

Tableau5. 3 : Résultats de l'analyse granulométrique par sédimentation de S_k , S_{AR}

Diamètre équivalent (mm)	Pourcentage en poids cumulés	
	S_{AR}	S_k
0.08	20.8	22.62
0.056	19.33	18.44
0.028	17.56	17.11
0.013	14.59	15.18
0.009	12.40	13.38
0.0063	9.61	10.22
0.0038	7.23	6.49
0.0011	5.11	4.02

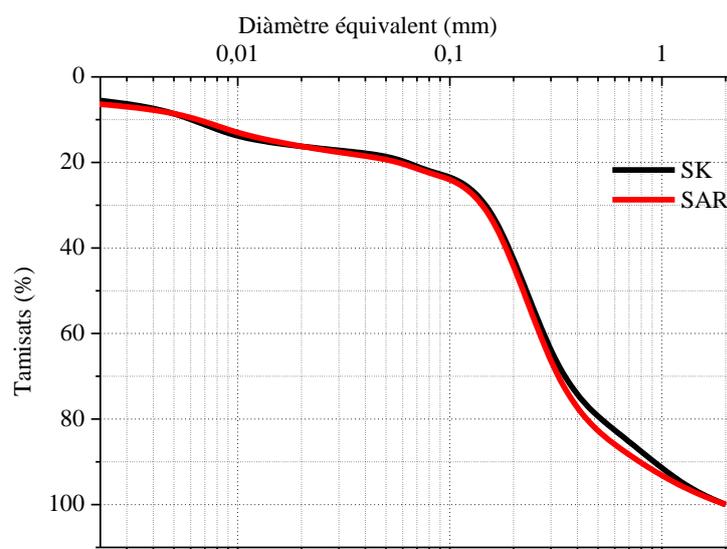


Fig5. 1 : Courbe granulométriques des sols étudiés

-Pour S_{AR} :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{30}} = \frac{0.265}{0.1372} = 1.9315$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = 12.2471$$

-Pour S_K :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{30}} = \frac{0.2790}{0.1545} = 1.8058$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = 14.2594$$

Interprétation

On remarque que les sols affaissables à base d'argile rouge ou de kaolin ont la même multi dans leurs coefficients de courbure et d'uniformité

Tableau5. 4 : résultats de l'analyse granulométrique de sable

Tamis (mm)	Refus partiel (g)	Refus cumulés (g)	Refus cumulés (%)	Tamisât (%)
2	0	0	0	100
1.25	28.2	28.2	2.82	97.18
0.63	204	232.2	23.22	76.78
0.315	496	728.2	72.82	27.82
0.16	218	946.2	94.62	5.38
0.08	50	996.2	99.62	0.38
Fond	2.6	998.8	99.88	0.12

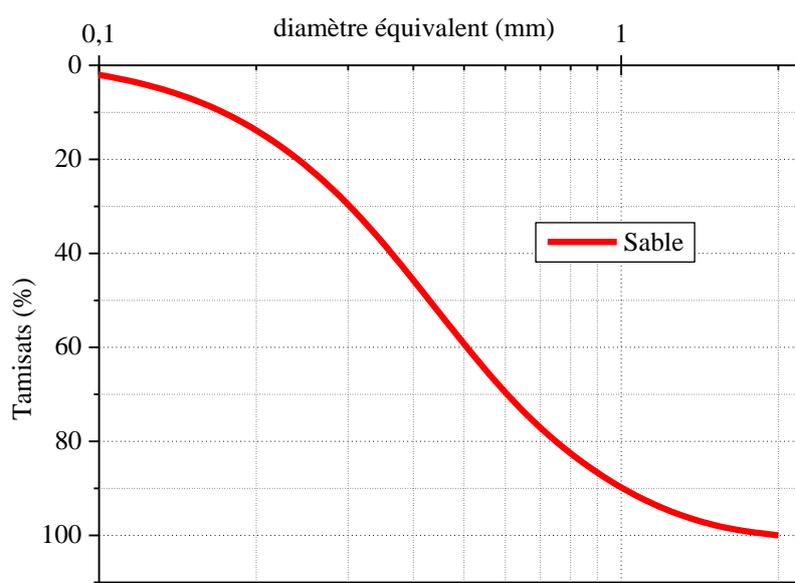


Fig5. 2 : courbe Granulométriques des sables

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{30}} = 1.6685$$

$$C_c = \frac{(d_{30})^2}{d_{60} \cdot d_{10}} = 1.067$$

5.2.2 Equivalent de sable

- ES_v (visuel) $= (h'_2/h_1) \times 100$.
- ES_p (piston) $= (h_2/h_1) \times 100$.

Tableau5. 5 : résultat de l'essai Equivalent de sable

Essai	H1	H2(p)	H'2(v)	ESV(%)	ESP(%)
1	11.2	8.5	8.9	80.9	75.89
2	10.3	8.1	7.9	76.69	78.64
3	10.9	8.3	8.5	77.98	76.14
				78.52	76.89

Interprétation

$$75\% < ES_v < 85\% \quad 70\% < ES_p < 80\%$$

Sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité

5.2.3 Essai bleu de méthylène

*Pour S_{AR}

$$VBS = \frac{V}{M} = 35/30 = 1.17$$

*Pour S_K

$$VBS = \frac{V}{M} = 37.5/30 = 1.25$$

Interprétation

Sol sablo argileux, peu plastiques. La valeur du bleu de méthylène traduit globalement la quantité et la qualité (activité) de la fraction argileuse du sol. La VBS du sol (S) est de 1.17 pour S_{AR} et 1.25 pour S_K , qui est comprise entre 0.2 - 1,5 classant ainsi le sol (S) dans la rubrique d'un sol sablo-limoneux qui sensible à l'eau.

➤ Caractéristiques géotechniques des sols des essais

Des essais normalisés ont été effectués sur les trois sols pour déterminer leurs caractéristiques physiques à savoir :

- Les limites d'Atterberg (W_L ; W_{Ps} ; I_p).
- Essai Proctor normalisée (W_{opt} ; γ_{dopt}).

- Pycnomètre pour déterminer (γ_s).
- Analyse granulométrique (C_u ; C_c ...).

Tableau 5.6 : Caractéristiques géotechniques des matériaux formant les sols reconstitués

Matériaux	Caractéristiques géotechniques
<i>Sable (2mm)</i>	Equivalent de sable : $ES = 76\%$ Coefficient d'uniformité : $C_u = 1.67$ Coefficient de courbure : $C_c = 1.067$
<i>Argile rouge (80μm)</i>	Limite de liquidité : $W_L = 43.65\%$ Limite de plasticité : $W_p = 23.18\%$ Indice de plasticité : $I_p = 20.47\%$ Densité spécifique : $\gamma_s = 24.9 \text{ KN/m}^3$
<i>Kaolin</i>	Limite de liquidité : $W_L = 35.25\%$ Limite de plasticité : $W_p = 20.45\%$ Indice de plasticité : $I_p = 14.80\%$ Densité spécifique : $\gamma_s = 25.9 \text{ KN/m}^3$
<i>S_{AR}</i>	Limite de liquidité : $W_L = 19.01\%$ Limite de plasticité : $W_p = 13.15\%$ Indice de plasticité : $I_p = 5.86\%$ Densité spécifique : $\gamma_s = 26.5 \text{ KN/m}^3$ Teneur en eau optimale $W_{opt} = 9.54\%$ $\gamma_{dopt} = 20.15 \text{ KN/m}^3$ VBS = 1.17
<i>S_K</i>	Limite de liquidité : $W_L = 20.03\%$ Limite de plasticité : $W_p = 12.95\%$ Indice de plasticité : $I_p = 7.08$ Densité spécifique : $\gamma_s = 26.77 \text{ KN/m}^3$ Teneur en eau optimale $W_{opt} = 9.83\%$ $\gamma_{dopt} = 21.38 \text{ KN/m}^3$ VBS = 1.25

5.3. L'essai principale

Essais Oedométrique

Tableau5. 7 : Programme des essais à l'odomètre

Sols	Energie de compactage EC (coups)	Teneur en eau W (%)	L'état de saturation
S _{AR}	40	4	sec
S _K	60		saturé

Tableau5. 8 : les résultats des indices des vides et les C_p de sol S_{AR}

Pression appliqué (kpa)	S _{AR}					
	E _c = 40 coups			E _c = 60 coups		
	e _{sec} (%)	e _{sat} (%)	C _p (%)	e _{sec} (%)	e _{sat} (%)	C _p (%)
0	68.32	68.32	0	64.32	64.32	0
25	66.25	58.75	4.46	63.86	57.69	3.75
50	65.75	54.21	6.86	63.23	53.63	5.84
100	65.12	50.97	8.41	62.80	50.39	7.55
200	64.4	45.02	11.52	62.12	44.66	10.62
400	63.59	42.14	13.45	61.15	40.02	12.86
800	62.19	41.72	12.16	58.85	39.87	11.55

Tableau5. 9 : les résultats des indices des vides et les C_p de sol S_K

Pression appliqué (kpa)	S _K					
	E _c =40coups			E _c = 60 coups		
	e _{sec} (%)	e _{sat} (%)	C _p (%)	e _{sec} (%)	e _{sat} (%)	C _p (%)
0	72.66	72.66	0	70.58	70.58	0
25	70.32	69.32	0.88	70.14	68.25	0.75
50	68.56	65.81	1.60	67.74	65.74	1.17
100	65.44	61.03	2.55	66.48	65.35	0.66
200	63.23	58.67	2.64	61.78	59.88	1.12
400	60.11	55.36	2.75	58.88	55.11	2.21
800	59.32	54.68	2.89	57.62	54.96	1.56

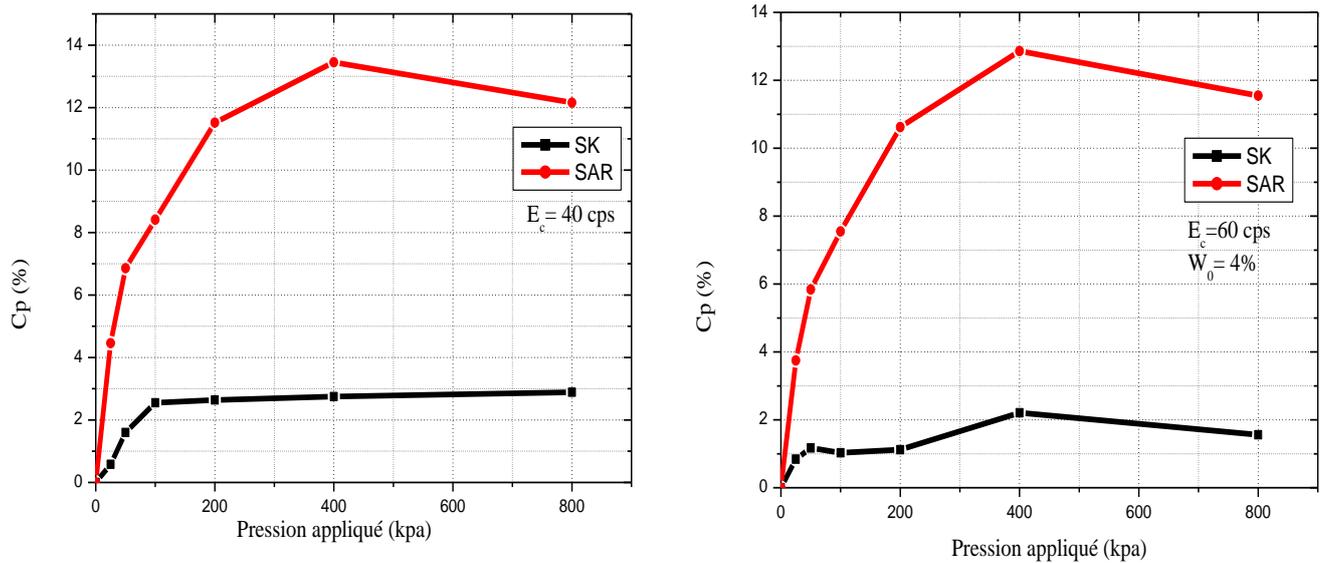


Fig5. 3 : Effet de charge verticale P sur le Cp

Interprétation

D'après les graphes (5.3), représentant le $C_p=f(p)$ des sols S_{AR} , S_{SK} pour les deux énergies de compactage 40,60 coup et un teneur en eau $W_0=4\%$.

L'énergie de compactage refferre la texture des sols et réduire les vides entre les particules, ce qui induit la diminution du potentiel de collapse pour les deux sols.

La première phase : allant de 25 à 200 KPa, les courbes des sols, présentent des pentes très élevées cela signifie que le potentiel d'affaissement (tassements) croit rapidement avec la charge verticale appliquée dans un temps relativement court ce qui prouve que le phénomène de l'effondrement de ces sols est brusque.

La deuxième phase : allant de 200 à 400KPa, dans ce cas les pentes sont moins élevées que le premier cas, les faibles tassements prennent un temps assez long pour qu'ils se produisent, le potentiel est au maximum lorsque la charge verticale appliquée atteint 400KPa.

La troisième phase : allant 400KPa à 800KPa est marquée par des pentes négatives faibles et étalées prouvant que la quasi-totalité des tassements (réarrangement des grains) sont faites dans les deux phases précédentes, cela signifie que nos échantillons des sols sont consolidés sous la charge verticale appliquée (400KPa) ce qui provoque la régression du potentiel de collapse.

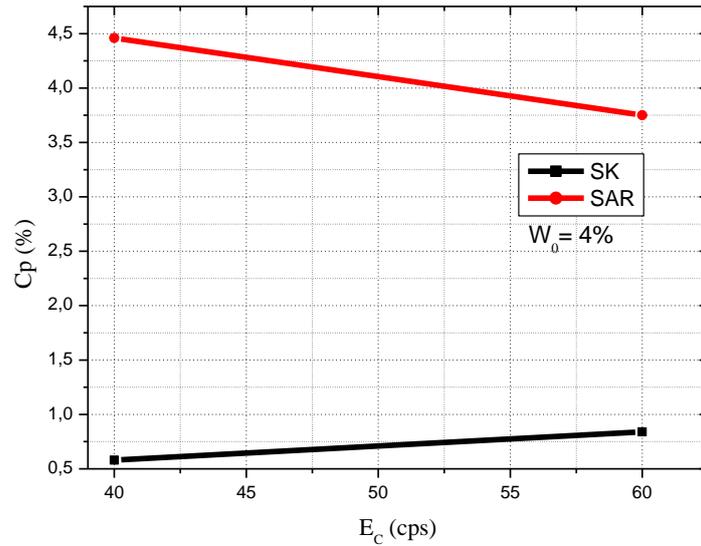


Fig5.4 : Effet de charge faible sur EC

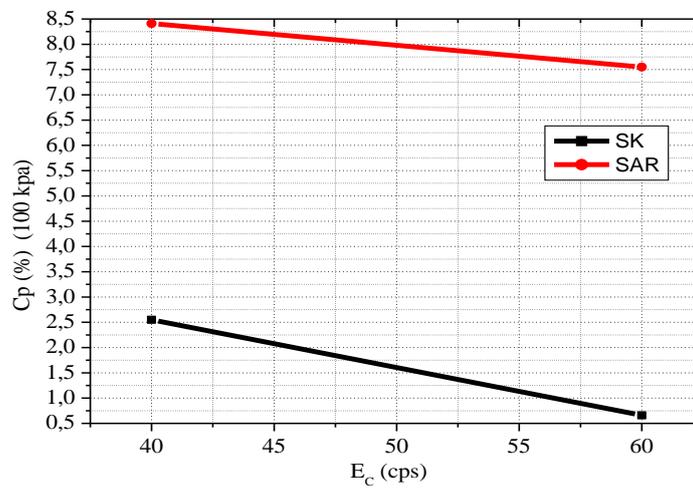


Fig5.5 : Effet de charge moyenne sur EC

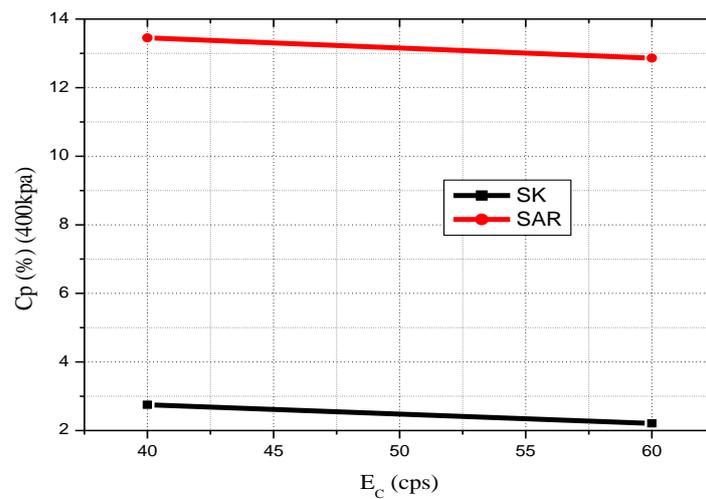


Fig 5.6 : Effet d'une forte charge sur EC

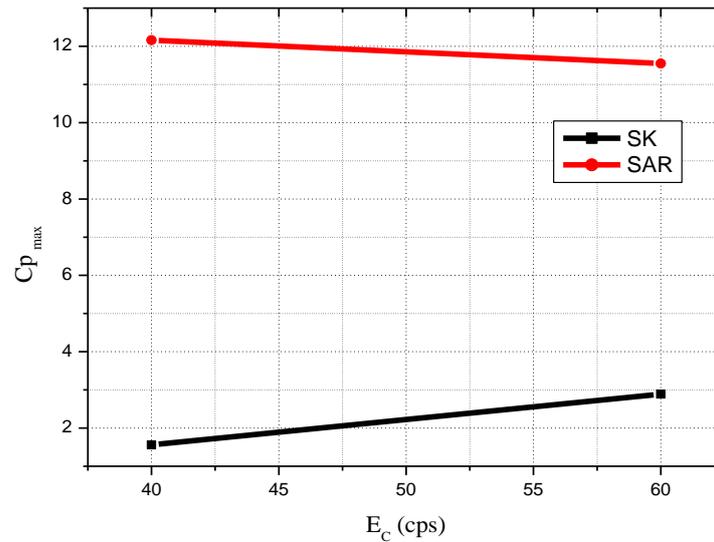


Fig 5.7 : Effet de EC sur Cp max

Interprétation

D'après les courbes $C_p (\%) = F(E_c)$, on constate que le CP décroît lorsqu'on augmente le nombre de coups.

On note aussi que l'augmentation du potentiel d'affaissement pour une énergie de compactage correspondant à 40 coups est plus grande que celle de 60 coups, pour chaque sol étudié.

Le sol compacté, à une énergie de 40 c coups, a une structure ouverte assez lâche avec beaucoup de vides, ce qui facilite la migration des particules fines d'un niveau à un autre à travers le sol. Réciproquement, le compactage à 60 coups rend le sol relativement dense et imperméable.

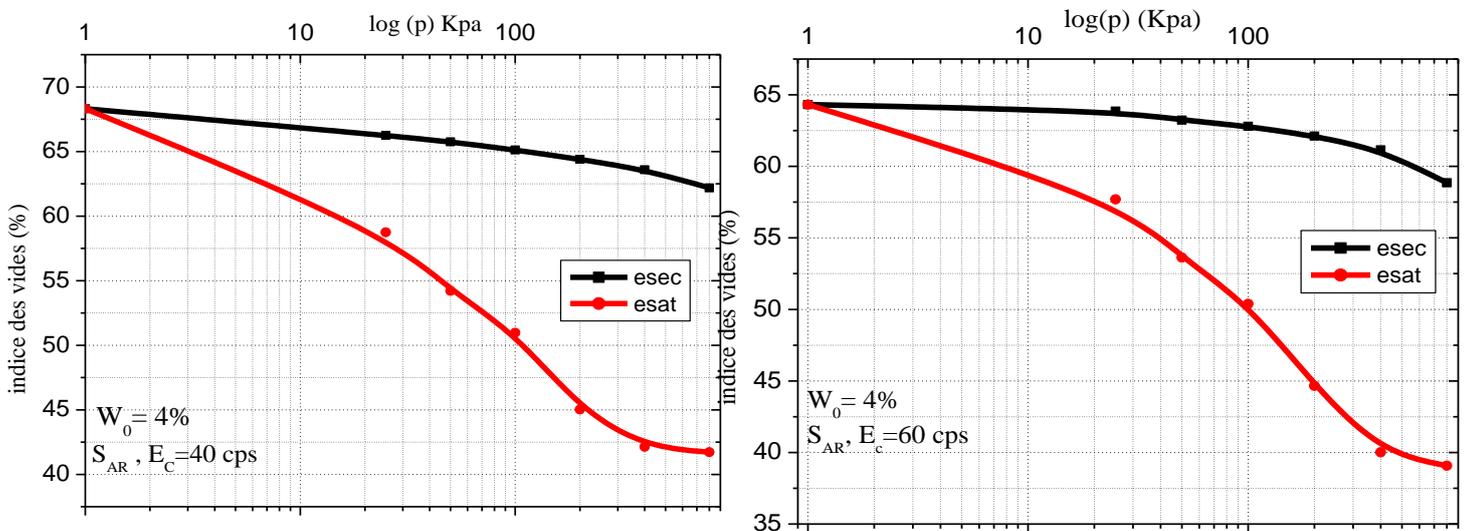


Fig 5.8: Résultat de l'essai Oedométrique selon Knight-Jennings (SAR)

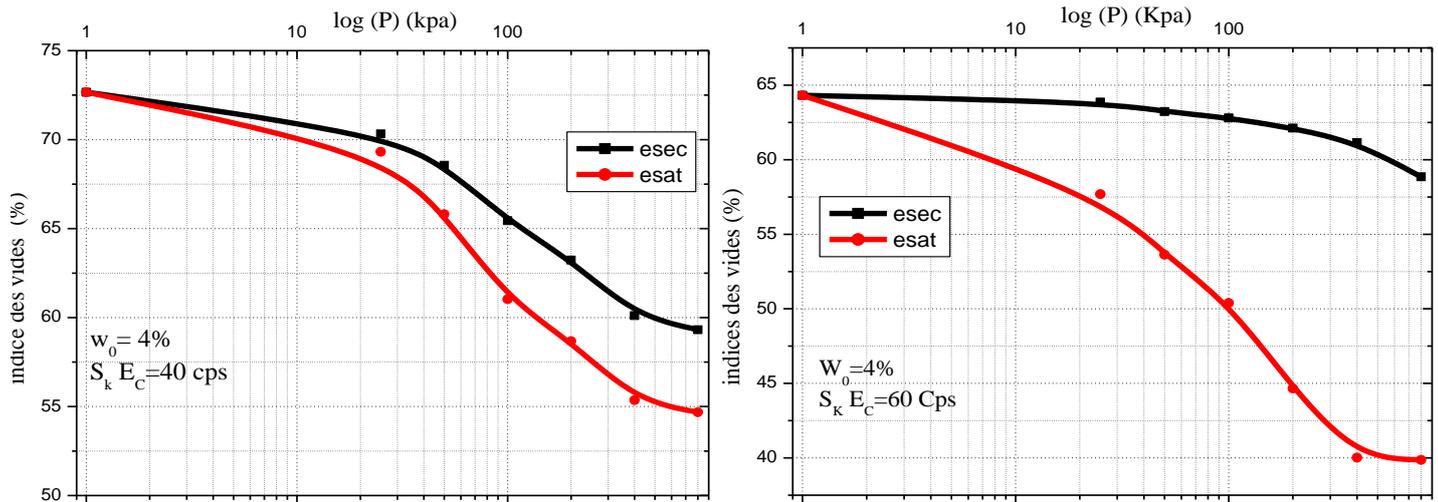


Fig 5.9 : Résultat de l'essai Oedométrique selon Knight-Jennings (S_k)

Interprétation

D'après les courbes (5.8-5.9) représentant l'indice des vides (e) en fonction du logarithme de la charge verticale appliquée (la contrainte) (P), on remarque que la contrainte verticale appliquée sur les sols S_{AR} , S_k , provoque la régression de l'indice des vides, donc il en résulte un resserrage des grains, c'est-à-dire une diminution de volume des sols.

5.4 Conclusion

Les conclusions qu'on peut tirer de l'étude Oedométrique (double Oedomètre) pour les deux sols testés sont :

- La contrainte verticale appliquée (P) provoque des régressions de l'indice des vides des sols, à l'état sec ou à l'état inondé.

Le potentiel d'affaissement (C_p) augmente proportionnellement avec la contrainte jusqu'à une valeur max relative à une contrainte de, et puis une stabilisation du potentiel d'affaissement avec l'augmentation de la contrainte.

- On observe que le potentiel de collapse (C_p) diminue avec l'augmentation de l'énergie de compactage dans les deux sols, ceci quel que soit la teneur en eau initiale et la contrainte appliquée et le type d'état de saturation.

Donc on conclue que le potentiel d'affaissement décroît quand on augmente l'énergie de compactage $C_p(\%)(E_c=40cps) > C_p(\%)(E_c=60cps)$ et plus le pourcentage en particules fines augmente dans un sol reconstitué, le potentiel d'affaissement devient important et l'effondrement devient dangereux.

Conclusion générale

Il été prévu de voir l'effet de l'ajout de la pouzzolane sur l'affaissement d'un sol à base d'argile rouge. on utilisant les essais Oedométrique.

Notre présente étude est consacrée à la comparaison et la corrélation des résultats déjà obtenues pour deux types de sols l'une à base d'argile rouge et l'autre a base du kaolin sous deux énergies de compactage 40 et 60 coups pour une teneur en eau naturelle $W_0=4\%$.

Les conclusions tirées sont les suivantes :

- Pour une teneur en eau initiale de 4% et différentes énergies de compactage (40 et 60coups), on constate que le C_p croit avec l'augmentation la contrainte verticale.
- Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire, en mélangeant à différentes proportions de l'argile 'kaolin ou argile rouge ($80\mu\text{m}$) et du sable propre (2mm), humidifié dans le versant sec de l'optimum de Proctor et compacté à des degrés de compactage modéré.
- Les essais de compressibilités à l'odomètre par la méthode double consolidation caractérisent bien l'effondrabilité des sols étudiés, mais le problème des conditions initiales d'humidification et de compactage entre les deux échantillons (secs et saturés) reste toujours difficile à atteindre.
- Le sol affaissable est caractérisé par son potentiel d'affaissement $C_p > 1$, est influencé par la teneur en eau, le degré de compactage, car l'augmentation de l'humidification élimine ces ponts argileux et favorise son effondrement par contre l'accroissement de degré de compactage rendent le sol plus dense, et par conséquent réduit son aptitude à l'affaissement.

Perspectives :

- ❖ Utiliser des sols naturels pour mieux décrire le phénomène d'effondrement (dans notre région (Taglait))
- ❖ Utilisation d'un nouveau matériel (triaxial)
- ❖ Faire comparaison des paramètres mécaniques des deux sols (c et ϕ) par triaxiale ou la boîte de cisaillement
- ❖ Voir l'effet de comportement des deux sols , lorsqu'ils sont compactés dans le versant humides de Proctor

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Ayadat T et Belouahri B. (1996) Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. Revue Française de Géotechnique, 76 :25-34.

Bakir. Nassima : (Etude de L'effet du renforcement par les fibres de verre sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement brusque), University of Batna2, 2017.

Barden L, McGowan A. et Collins K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. Engineering Geology. 7(1), 49-60.

BELHOCINE. AIDA ET NAGOUDI. NADJET. (Etude expérimentale d'un mortier avec ajouts minéraux) Mémoire en vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil. Université KASDI Merbah – Ouargla 2014.

Benbelkheir Mohamed : (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) Mémoire de Master Université Msila 2016.

Bendraou. Choukri Et Bennegueouche. Nassim (Etude des produits de traitement pulvérulents pour l'amélioration des sols) Mémoire de Master Université MOHAMED BOUDIAF D'ORAN 2012.

Bengourain Abderrahmane, Et Tounsi Mohammed (Etude bibliographique sur les sols à problèmes en géotechniques Mémoire de Master Université de tilemsan 2018

Clemence S. P. and Finbarr A. O. (1981). Design considerations for collapsible soils. Journal of Geotechnical Engin. Divi. American Soc. of Civil Engineering. 107: 305-317.

Derbyshire E, Dijkstra T. A. and Smalley I. J. (1995). The Genesis and Properties of collapsible soils. Proc. Of NATO Workshop, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands, 424p.

Douailia Saousene et Bahloul marwa : (Etude des sols affaissables) Mémoire de Master Université 08 Mai 1945, Guelma 2019.

Ghazal Ratiba. (Traitement d'un sol affaissable par de forte teneur en eau de chets d'aluminiums) Mémoire de Master Université Msila Université Mohamed Boudiaf - M'sila 2016.

Hocine Ziani : (étude de l'influence du gradient hydraulique sur l'affaissement de la structure des sols a effondrement brusque en utilisant la méthode double consolidation) thèse de Magister Université Hadj lakhdar -Batna 2011.

JEFFERSON I. et SMALLEY I., J. (1997). Distinctive particle types in ground materials: implications for engineering geology, In Wang Sijing and P. Marino edition, Proc. 30th Int. Geologies Congres, 23, 303-313.

Jennings J. E. and Knight K. (1975). A Guide to Construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain structure. Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, pp. 99-105.

Khaldi Abdelhamid : (Etude de l'influence de la granulométrie sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols par la méthode de double consolidation) thèse de Magister Université Hadj lakhdar, Batna 2011.

Knight K.1961. (reporter par yudhbir, collapsing, and behavior of residual soils)

Kraimia Chahinez et Bouzghaia Rahma. (Étude de caractérisation des sols gonflants traité au pouzzolane) Université Larbi tébessi, Tébessa **2018.**

Lawtone. C and Fragazszy. J (1992). Review of wetting induced collapse in compacted soil. Journal of Géotechnical Engineering, 118, No. 9, September, 1376 -1394.

Loucif Taher et Nouibat Abderrahmane : (Influence du compactage et de la teneur en argile sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) Mémoire de Master Université Msila 2017.

Marc-Antoine Bernier Racine. (Etude expérimental sur la formulation des sols - ciment contexte québécois), école de technologie supérieure université du Québec 2018

Mezghiche Bouzid. (Résistance et déformabilité de Béton Basique). Premier séminaire national en génie civil Biskra**1996**, 86-93.

Nabila Boualla. (Etude de l'influence de l'ajoute de la pouzzolane sur les caractéristiques physico-chimique des ciments). Université des sciences et de la technologie d'Oran**2011.**

Rogers C. D. F. (1995). Types and distribution of collapsible soil. In DERBYSHIRE, E, DIJKSTRA, T. A. and SMALLEY, I. J., (eds). The Genesis and Properties of collapsible Soils, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1-17.

Rogers C. D. F. and Smalley I. J. (1993). The shape of loess particles. Naturwissenschaften, 461-462

Rouabhia El Houssayen et Zedadra Hanane :(Amélioration des sols) Mémoire de Master Université 08 Mai 1945 de Guelma**2017.**

Schwarz, K. (1985): collapsible soils. The civil Engineer in South Africa, 27(7) :379-393
Science America, 37,281-284.

- **Site internet :**

<https://www.pouzzolanesdesdomes.com/index.php/applications/application-traitement-hivernal>

Tangi, Le Borgne. (Caractérisation et quantification des éléments perturbateurs de prise lors du traitement des sols). Sciences de l'ingénieur. Institut National Polytechnique de Lorraine - INPL. France **2010**, P 10, 19, 20.

Zur A et Wiseman G. (1973). A study of collapse phenomena of an undisturbed, Proc of the Inter. Conf. on soil Mech. And Found. Eng., Vol 2.2, p. 225-269.

LES NORMES:

NF P 94-056 : Sols : reconnaissances et essais - **Analyse granulométrique** d'un sol par tamisage. Mars 1996.

NF P 94-057 : Sols : reconnaissances et essais - **Analyse granulométrique** d'un sol par Sédiment métrique Mai 1992.

NF P 18-598 : Sols : reconnaissances et essais - **Equivalent de sable** Octobre 1991.

NF P 94-051 : Sols : reconnaissances et essais - **Limite d'Atterberg**. Mars 1993.

NF P 94-068 : Sols reconnaissance et essais - **Détermination de la valeur de bleu de méthylène**.

NF P 94-054 : Sols : reconnaissances et essais - **Masse volumique** Octobre 1991

NF P 18-558 : Granulats - **Détermination de la masse volumique absolue**.

NF P 94-093 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage. d'un matériau - **Essai Proctor normal**.

XP P 94-090-1 : Sols : reconnaissance et essais- **Essai œdométrique** partie 1 Décembre 1997.