



**Université de Mohamed El-Bachir El-Ibrahimi -Bordj Bou
Arréridj**
FACULTE DES SCIENCES ET DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire

Presenté en vue de l'obtention du Diplôme De MASTER

Filière : Génie Civil

Spécialité : Matériaux en Génie Civil

Thème

**Etude Expérimentale de Traitement d'un Sol Affaissable par
le Laitier Granulé**

Presenté Par :

Mrs.BELHADJ Ridha

Mrs.OUDEIKA Mohamed Lemine

Soutenu publiquement le : 04/07/2019 devant le jury composé de :

Mr. BOUZID Chaouki

MAA President

Mr. ZIANI Hocine

MCB Encadreur

M^{me}. DJELLOUL Chafia

MAA Co-Encadreur

M^{me}. TABET Souad

MAA Examineur

Mr. DEBOUCHA Sadek

MCB Examineur

Promotion : 2018/2019

Dédicace

Je veux dédier ce travail à

Mes très chers parents,

Mes frères,

Mes amis,

Mes collègues,

Et à tous ceux qui m'ont aidé à progresser, merci à tous.

Dédicace

C'est un grand honneur que je dédie ce travail à :

Mes chers parents, pour leur bonne éducation et encouragement

Je suis très reconnaissant.

Mes frères et sœurs et à toute la famille et mes amis

Et à tous mes professeurs de département de génie civil

Qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien acquis.

BELHADJ

Remerciement

Ce travail aurait été impossible sans le concours de nombreuses bonnes volontés. Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à tous ceux qui par leurs conseils, leurs efforts et leurs savoir-faire ont contribué au bon déroulement de ce travail et à la rédaction de ce mémoire.

C'est l'occasion pour nous de remercier :

- + Nos familles pour leur soutien ;*
- + Notre encadreur Dr ZIANI Hocine et Co encadreur Mme DJELLOUL Chafia ;*
- + Nos camarades et amis, pour leur présence à Nos côtés;*
- + Le personnel du Laboratoire de génie civil à l'université de BBA ;*
- + Et surtout le Seigneur notre DIEU.*

Résumé

Les sols affaissables sont des sols non saturés à structure macroporeuse, caractérisés par des tassements importants après leur inondation. Ils sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi arides, ils se présentent dans de nombreux pays à travers le globe, notamment ceux de l'hémisphère nord.

Le sud Algérien est constitué lui aussi dans sa majeure partie par ce type de sol, étant donné qu'il représente le poumon de l'économie énergétique du pays, il connaît un développement socio-économique important par l'installation des infrastructures de base (routes, ponts, aérodromes, assiettes de raffinerie de gaz et des oléoducs), connaissant la nature effondrable de ces sols, l'obligation oblige de procurer un traitement pour diminuer son aspect affaissable à un niveau admissible et les rendre constructible. De nombreux chercheurs sont penchés sur le choix et le type du traitement. Dans notre étude on a utilisé un déchet industriel (laitier granulé) ce choix est basé sur deux raisons, la première d'ordre environnementale (préserver l'environnement) la seconde d'ordre économique c'est-à-dire utiliser un produit non coûteux.

Cette recherche expérimentale présente les résultats d'une série d'essais œdométriques au laboratoire, dont le but est de mesurer le potentiel d'affaissement (C_p) (Collapse potentiel) du sol non traité (S) et de procéder à des ajouts des taux de laitier bien étudié en fonction de l'énergie de compactage et la variation de la teneur en eau. Les résultats obtenus ont montré que la stabilisation d'un sol affaissable (S) par l'ajout du laitier granulé d'un taux de 6 à 8% du poids du sol à traiter est faisable car on a réduit l'aptitude effondrable S à un niveau acceptable et même inférieur à 1.

Mots Clés : Sol affaissable, Laitier granulé, Œdomètre, Effondrement, Potentiel d'affaissement (C_p).

ملخص

التربة القابلة للهبوط هي تربة غير مشبعة ذات بنية مسامية، تتميز بهبوط كبير بعد الفيضان. تقع بشكل أساسي في المناطق القاحلة وشبه القاحلة، وتتواجد في العديد من البلدان في جميع أنحاء العالم، وخصوصاً في نصف الكرة الشمالي. الجزء الجنوبي من الجزائر يتكون أيضاً إلى حد كبير من هذا النوع من التربة، ولأنه يمثل الرئة الاقتصادية الطاقوية في البلاد، فهو يعرف تطوراً اجتماعياً واقتصادياً كبيراً من خلال تركيب البنى التحتية الأساسية (الطرق والجسور والمطارات وألواح مصفاة الغاز وخطوط الأنابيب)، مع العلم بالطبيعة القابلة للهبوط لهذه التربة، يُلزم الالتزام بتوفير علاج لتقليل قابليته للهبوط إلى مستوى مسموح به وجعله قابلاً للبناء. يبحث العديد من الباحثين في اختيار نوع العلاج. في دراستنا استخدمنا نفايات صناعية (الخبث المحبب) يستند هذا الاختيار إلى سببين، الأول من النظام البيئي (الحفاظ على البيئة)، والنظام الاقتصادي ثانياً وهذا يعني استخدام منتج غير مكلف.

يقدم هذا البحث التجريبي نتائج سلسلة من اختبارات أودومترية في المختبر، والتي تهدف إلى قياس إمكانية الانهيار (C_p) ((Collapse potential)) للتربة غير المعالجة (S) والمضي قدماً في إضافات خبث مدروس جيداً يعتمد على طاقة الضغط والاختلاف في محتوى الماء. أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن ثبات التربة القابلة للهبوط (S) عن طريق إضافة الخبث المحبب بمعدل 6 إلى 8٪ من وزن التربة المراد معالجتها مجدداً لأنه قلل من احتمالية الانهيار إلى مستوى مقبول وهو أقل من 1 (C_p).

الكلمات المفتاحية: التربة القابلة للهبوط، الخبث المحبب، أودومتر، الانهيار، احتمالية الانهيار (C_p).

Abstract

The collapsible soils are unsaturated soils with a macroporous structure, characterized by a significant settlement after flooding. They are located mainly in arid and semi-arid regions, and they occur in many countries around the globe, especially those in the northern hemisphere.

The southern part of Algeria is also largely made up by this type of soil, since it represents the lung of the country's energy economy, it is introduced to a significant socio-economic development by the installation of basic infrastructures (roads, bridges, aerodromes, gas refinery plates and pipelines), knowing the collapsible nature of these soils, the obligation is to provide a treatment to reduce its collapsible aspect to a tolerable level and to make them constructible. Many researchers are looking at the choice and type of treatment. In our study we used an industrial waste (granulated slag) this choice is based on two reasons, the first is environmental (preserve the environment) and the second is economical, that is to say a use of an inexpensive product.

This experimental research presents the results of a series of oedometric tests in the laboratory, the aim of which is to measure the collapse potential (Cp) of the untreated soil (S) and to proceed with additions of the Well-studied slag, based on compaction energy and variation in water content. The results obtained showed that the stabilization of a collapsible soil (S) by the addition of the granulated slag at a rate of 6 to 8% of the weight of the soil is feasible because it has reduced the collapse potential of the soil (S) to an acceptable level even less than 1.

Key words: Collapsible soil, Granulated slag, Oedometer, Collapse, Collapse potential (Cp).

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	2
CHAPITRE I RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	
I.1 INTRODUCTION.....	5
I.2 DEFINITION DES SOLS AFFAISSABLES	5
I.3 DENOMINATIONS DES SOLS AFFAISSABLES.....	7
I.4 CARACTERISTIQUES DES SOLS AFFAISSABLES	7
I.5 LES TYPES DES SOLS AFFAISSABLES.....	7
I.5.1 LES SOLS RESIDUELS	8
I.5.2 LES SOLS EOLIENS	8
I.5.3 LES SOLS ALLUVIAUX.....	9
I.6 PHENOMENE D'EFFONDREMENT.....	9
I.7 NOTIONS SUR LES SOLS AFFAISSABLES	10
I.8 LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS AFFAISSABLES.....	10
I.9 LES TYPES DE MOUILLAGE DES SOLS AFFAISSABLES	11
I.10 CLASSEMENT DES SOLS AFFAISSABLES	11
I.10.1 GROUPE 1.....	11
I.10.2 GROUPE 2.....	12
I.11 REPARTITION DES ZONES ARIDES.....	12
I.11.1 DANS LE MONDE	12
I.11.2 DANS L'ALGERIE.....	14
I.12 MECANISME D'AFFAISSEMENT	16
I.13 PARAMETRES INFLUANT SUR L'EFFONDREMENT DES SOLS	17
I.14 OCCURRENCE	18
I.15 PREDICTION DES SOLS AFFAISSABLES.....	20
I.16 LES METHODES PREDICTIVES D'AFFAISSEMENT	20
I.16.1 METHODES BASEES SUR LES ESSAIS AU LABORATOIRE ET GRAPHIQUES	20
I.16.2 METHODES BASEES SUR LES ESSAIS AU LABORATOIRE.....	21
I.16.2.1 ESSAI CEDOMETRIQUE SIMPLE	21
I.16.2.2 ESSAI CEDOMETRIQUE DOUBLE.....	22

I.16.2.3 METHODE EMPIRIQUE.....	23
I.17 CONCLUSION	25

CHAPITRE II TECHNIQUES DES TRAITEMENTS DES SOLS AFFAISSABLES

II.1 INTRODUCTION	27
II.2 CHOIX DE TRAITEMENT DE SOL AFFAISSABLE	27
II.2.1 LE CHOIX BASE SUR CLASSES GRANULOMETRIQUES ET L'ETAT DU SOL	27
II.2.2 LE CHOIX BASE SUR LE PROFONDEUR DU SOL	27
II.3 TRAITEMENT PAR COMPACTAGE	29
II.4 VIBROCOMPACTAGE.....	30
II.5 TRAITEMENT PAR PRE-MOULLAGE	30
II.6 TRAITEMENT CHIMIQUE	31
II.7 TRAITEMENT PAR COLONNE BALLASTEE	32
II.8 TRAITEMENTS PAR CONGELATION	33
II.9 TRAITEMENTS PAR PRE-CHARGEMENT.....	34
II.10 TECHNIQUES PAR INJECTION	34
II.11 TRAITEMENT DES SOLS PAR ADDITION D'AJOUTS MINERAUX	35
II.12 LES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DES DIFFERENTES METHODES	35
II.13 CONCLUSION	37

CHAPITRE III MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS

III.1 INTRODUCTION.....	39
III.2 MATERIAUX UTILISES.....	39
III.2.1 L'ARGILE (KAOLIN)	39
III.2.2 LE SABLE	39
III.2.3 LE LAITIER GRANULE	40
III.3 PROGRAMME D'ESSAIS PRELIMINAIRES	40
III.4 LE SOL RECONSTITUE	40
III.5 PROGRAMME D'ESSAIS PRELIMINAIRES	41
III.6 ANALYSE GRANULOMETRIQUE.....	41

III.6.1	ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE.....	41
III.6.1.1	PRINCIPE DE L'ESSAI	41
III.6.1.2	APPAREILLAGE.....	41
III.6.1.3	MODE OPERATOIRE	41
III.6.2	ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR SEDIMENTOMETRIE	42
III.6.2.1	APPAREILLAGE SPECIFIQUE	42
III.6.2.2	APPAREILLAGE COURANT	42
III.6.2.3	MODE OPERATOIRE	42
III.6.2.4	EXECUTION DE L'ESSAI	43
III.7	MASSE VOLUMIQUE APPARENTE ET ABSOLUE	43
III.7.1	MASSE VOLUMIQUE APPARENTE	43
III.7.1.1	PRINCIPE.....	44
III.7.1.2	APPAREILLAGE.....	44
III.7.2	MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE	44
III.7.2.1	APPAREILLAGE.....	45
III.7.2.2	MODE OPERATOIRE	45
III.7.2.3	EXPLOITATION DES RESULTATS.....	45
III.8	EQUIVALENT DE SABLE	46
III.8.1	PRINCIPE DE L'ESSAI	46
III.8.2	APPAREILLAGE ET MATERIELS UTILISES	47
III.8.3	MODE OPERATOIRE	47
III.9	LIMITES D'ATTERBERG	48
III.9.1	LIMITES DE LIQUIDITE	49
III.9.2	LIMITES DE PLASTICITE	49
III.9.3	INDICE DE PLASTICITE	50
III.9.4	APPAREILLAGE	50
III.9.4.1	EQUIPEMENT POUR LA DETERMINATION DE LA LIMITE DE LIQUIDITE.....	50
III.9.4.2	EQUIPEMENT POUR LA DETERMINATION DE LA LIMITE DE PLASTICITE	50
III.10	ESSAI PROCTOR	51
III.10 .1	PRINCIPE DE L'ESSAI PROCTOR.....	51
III.10.2	APPAREILLAGE SPECIFIQUE	51
III.10.3	MODE OPERATOIRE	52

III.11	ESSAI DU BLEU DE METHYLENE	53
III.11.1	PRINCIPE DE L'ESSAI	53
III.11.2	EXPRESSION DES RESULTATS	53
III.11.3	MATERIELS NECESSAIRES	53
III.11.4	PREPARATION DE L'ECHANTILLON	54
III.11.5	CLASSIFICATION DES SOLS APRES L'ESSAI	54
III.12	ESSAI MECANIQUE	55
III.13	ESSAI ŒDOMETRIQUE	55
III.13.1	ESSAI ŒDOMETRIQUE SIMPLE	55
III.13.2	ESSAI ŒDOMETRIQUE DOUBLE	56
III.13.3	APPAREILLAGE	56
III.13.3.1	APPAREIL DE L'ŒDOMETRE	56
III.13.3.2	DAME DE COMPACTAGE	57
III.13.3.3	LE BATI	58
III.13.3.4	CELLULE ŒDOMETRIQUE	58
III.14	PROGRAMME DES ESSAIS ŒDOMETRIQUES	59
III.14.1	PREPARATION D'ECHANTILLON DU SOL	59
III.14.2	MISE EN PLACE DE L'ECHANTILLON DU SOL DANS LE MOULE	59
III.14.3	MISE EN CHARGE DE L'ŒDOMETRE SELON KNIGHT (1963).....	59
III.14.4	DETERMINATION DE L'INDICE DES VIDES ET LE POTENTIEL DE COLLAPSE	60
III.15	CONCLUSION	61

CHAPITRE IV RESULTATS ET INTERPRETATIONS

IV.1	INTRODUCTION	63
IV.2	RESULTATS DES ESSAIS PRELIMINAIRES	63
IV.2.1	ANALYSE GRANULOMETRIQUE PAR TAMISAGE	63
IV.2.1.1	RESULTATS	64
IV.2.1.2	INTERPRETATION	66
IV.2.2	MASSE VOLUMIQUE	66
IV.2.2.1	LA MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE.....	66
IV.2.2.1.1	RESULTATS	66

IV.2.2.1.2 INTERPRETATION	67
IV.2.2.2 LA MASSE VOLUMIQUE APPARENTE	67
IV.2.2.2.1 RESULTATS	68
IV.2.2.2.2 INTERPRETATION	68
IV.2.3 EQUIVALENT DE SABLE :	69
IV.2.3.1 RESULTATS	69
IV.2.3.2 INTERPRETATION	69
IV.2.4 BLEU DE METHYLENE	69
IV.2.4.1 RESULTATS	69
IV.2.4.2 INTERPRETATION	70
IV.2.5 LIMITES D'ATTERBERG	70
IV.2.5.1 RESULTATS DE LIMITE DE LIQUIDITE DU SOL NON TRAITE (S) ET DU KAOLIN ...	70
IV.2.5.2 RESULTATS DE LIMITE DE PLASTICITE DU SOL NON TRAITE (S) ET DU KAOLIN..	72
IV.2.5.3 RESULTATS DE LIMITE DE LIQUIDITE DES SOLS TRAITES (S1 ET S2)	74
IV.2.5.4 RESULTATS DE LIMITE DE PLASTICITE DES SOLS TRAITES (S1 ET S2)	75
IV.2.5.5 INTERPRETATION	76
IV.2.6 ESSAI PROCTOR NORMAL :	76
IV.2.6.1 RESULTATS	76
IV.2.6.2 INTERPRETATION	78
IV.3 RESULTATS DES ESSAIS MECANQUES : ESSAI CEDOMETRIQUE	78
IV.3.1 RESULTATS	78
IV.3.2 INTERPRETATION	81
IV.4 CONCLUSION.....	82
 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVE	 84

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

FIGURE I.1 : EXEMPLES DES SOLS AFFAISSABLES.....	6
FIGURE I.2 : LES PRINCIPAUX TYPES DES SOLS AFFAISSABLES.....	8
FIGURE I.3 : CARTES MONDIALE MODERN DES ZONES ARIDES.....	13
FIGURE I.4 : POPULATIONS AFFECTEES PAR LA DESERTIFICATION	14
FIGURE I.5 : REPARTITION DES PRECIPITATIONS DANS LE NORD DE L'ALGERIE	15
FIGURE I.6 : CARTE DES REGIONS ARIDES ET SEMI-ARIDES DE L'AFRIQUE DU NORD	15
FIGURE I.7 : LIAISON PAR TENSION CAPILLAIRE	17
FIGURE I.8 : LIAISON PAR SILT	17
FIGURE I.9 : LIAISON D'ARGILE	17
FIGURE I.10 : TIZI OUZOU	19
FIGURE I.11 : BEN AKNOUN	19
FIGURE I.12 : CRITERE D'EVALUATION DU RISQUE D'EFFONDREMENT	19
FIGURE I.13 : COURBE CEDOMETRIQUE	19
FIGURE I.14 : DOUBLE CEDOMETRE	21

CHAPITRE II

FIGURE II.1: LES CHAMPS D'APPLICATION DES DIFFERENTES TECHNIQUES DE TRAITEMENT.	27
FIGURE II.2 : ATELIER DE COMPACTAGE DYNAMIQUE ET IMPACTS DE LA MASSE (PIERRE THOMAS 2014)	29
FIGURE II.3 : ETAPES DU VIBROCOMPACTAGE.....	30
FIGURE II.4 : TRAITEMENT CHIMIQUE A LA CHAUX ET AU CIMENT (RAZEL ,2007)	32
FIGURE II.5 : MISE EN ŒUVRE DES COLONNES BALLASTEES	32
FIGURE II.6 : CHANTIER UTILISANT LA CONGELATION DU SOL (KHEBIZI, 2011)	33
FIGURE II.7 : PRINCIPE DE TRAITEMENT PAR PRE-CHARGEMENT (K. ABDELHAMID, 2011)...	34
FIGURE II.8 : TECHNIQUE D'INJECTION.....	35

CHAPITRE III

FIGURE III.1 : ENTONNOIR TREPIED	44
FIGURE III.2 : PYCNOMETRE EN VERRE DE 100 CM ³	44
FIGURE III.3 : APPAREILLAGE ET MATERIELS UTILISES POUR L'EQUIVALENT DE SABLE	45
FIGURE III.4 : REPRESENTATION DES LIMITES D'ATTERBERG	46
FIGURE III.5 : REPRESENTATION DES LIMITES D'ATTERBERG	49
FIGURE III.6 : APPAREIL DE CASAGRANDE	49
FIGURE III.7 : APPAREIL DE CASAGRANDE	51
FIGURE III.8 : EXEMPLE DE GRAPHE PROCTOR	51
FIGURE III.9 : MOULE ET DAME DE COMPACTAGE DE L'ESSAI PROCTOR NORMAL	53
FIGURE III.10 : RESULTATS DE VALEUR DE BLEU	55
FIGURE III.11 : APPAREIL DE L'ESSAI DE BLEU	55
FIGURE III.12 : APPAREIL ŒDOMETRIQUE	57
FIGURE III.13 : DAME DE COMPACTAGE	58
FIGURE III.14 : CELLULE ŒDOMETRIQUE	58

CHAPITRE IV

FIGURE IV.1 : SERIE DES TAMIS SUR LA TAMISEUSE	63
FIGURE IV.2 : COURBE GRANULOMETRIQUE DU SABLE	65
FIGURE IV.3 : COURBES GRANULOMETRIQUES DES SOLS S, S1 ET S2	65
FIGURE IV.4 : RESULTATS DU BLEU DE METHYLENE	70
FIGURE IV.5 : LIMITE DE LIQUIDITE DU KAOLIN	73
FIGURE IV.6 : LIMITE DE PLASTICITE DU KAOLIN	73
FIGURE IV.7 : LIMITES DE LIQUIDITE DES SOLS S, S1 ET S2	76
FIGURE IV.8 : COURBE PROCTOR	78
FIGURE IV.9 : COURBE ŒDOMETRIQUE DU SOL S	80
FIGURE IV.10 : COURBE ŒDOMETRIQUE DU SOL S1	80
FIGURE IV.11 : COURBE ŒDOMETRIQUE DU SOL S2	81
FIGURE IV.12 : COMPARAISON DES C _P MAX	81

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I

TABLEAU I.1 : LISTE DES OCCURRENCES	18
TABLEAU I.2 : L'IMPORTANCE DE L'AFFAISSEMENT EN FONCTION DU POURCENTAGE DE C_p	22
TABLEAU I.3 : CRITERE D'EVALUATION DU RISQUE D'EFFONDREMENT.....	23

CHAPITRE II

TABLEAU II.1 : METHODE DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES	28
TABLEAU II.2 : COMPARAISON DES AVANTAGES ET LES INCONVENIENTS DES DIFFERENTES METHODES	36

CHAPITRE III

TABLEAU III.1 : COMPOSITION CHIMIQUE DU KAOLIN DE TAMAZERT	39
TABLEAU III.2 : COMPOSITION CHIMIQUE DU LAITIER GRANULE	40
TABLEAU III.3 : FORMULATION DES SOLS	41
TABLEAU III.4 : CARACTERISTIQUE DE SABLE SELON L'EQUIVALENT DE SABLE	48
TABLEAU III.5 : CLASSIFICATION DES SOLS SELON VBS	54
TABLEAU III.6 : L'IMPORTANCE DE L'AFFAISSEMENT EN FONCTION DU % C_p	61

CHAPITRE IV

TABLEAU IV.1 : RESULTATS DES PASSAGES AUX TAMIS	64
TABLEAU IV.2 : PARAMETRES DES COURBES GRANULOMETRIQUES	66
TABLEAU IV.3 : LA MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE DU SOL S	66
TABLEAU IV.4 : LA MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE DU SOL S1	67
TABLEAU IV.5 : LA MASSE VOLUMIQUE ABSOLUE DU SOL S2	67
TABLEAU IV.6 : LES MASSES VOLUMIQUES ABSOLUES DES SOLS S, S1 ET S2	67
TABLEAU IV.7 : MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DU SOL S	68

TABLEAU IV.8 : MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DU SOL S1	68
TABLEAU IV.9 : MASSE VOLUMIQUE APPARENTE DU SOL S2	68
TABLEAU IV.10 : LES RESULTATS D'EQUIVALENT DE SABLE	69
TABLEAU IV.11 : RESULTATS DU BLEU DE METHYLENE	69
TABLEAU IV.12 : LIMITE DE LIQUIDITE DU KAOLIN	70
TABLEAU IV.13 : LIMITE DE LIQUIDITE DU SOL S	71
TABLEAU IV.14 : LIMITE DE PLASTICITE DU SOL S	72
TABLEAU IV.15 : LIMITE DE PLASTICITE DU KAOLIN	72
TABLEAU IV.16 : LIMITE DE LIQUIDITE DU SOL S1	74
TABLEAU IV.17 : LIMITE DE LIQUIDITE DU SOL S2	74
TABLEAU IV.18 : LIMITE DE PLASTICITE DU SOL S1	75
TABLEAU IV.19 : LIMITE DE PLASTICITE DU SOL S2	75
TABLEAU IV.20 : LIMITES D'ATTERBERG	75
TABLEAU IV.21 : LES RESULTATS DE L'ESSAI PROCTOR SUR LES SOLS S, S1 ET S2	77
TABLEAU IV.22 : LES RESULTATS DE L'ESSAI ŒDOMETRIQUE DES SOLS S, S1 ET S2	79
TABLEAU IV.23 : LES POTENTIELS DE COLLAPSE C_p DES SOLS S, S1 ET S2	79
TABLEAU IV.24 : LES POTENTIELS DE COLLAPSE A 400 KPA DES SOLS S, S1 ET S2	79

LISTE DES ABRÉVIATIONS ET SYMBOLES UTILISÉS

Notation	Définition
B	Masse de bleu introduite
C	Coefficient d'affaissement
C_p	Potentiel d'affaissement ; potentiel de collapse ; potentiel d'effondrement
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
d	Diamètre de la bague
D	Diamètre des particules solides
D_{10}	Diamètre à 10% des tamisât
D_{30}	Diamètre à 30% des tamisât
D_{60}	Diamètre à 60% des tamisât
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
e_1	Indice des vides au début de saturation
e_2	Indice des vides à fin de saturation
E_c	Energie de compactage
e_L	Indice des vides à la limite de liquidité.
E_c	Energie de compactage
ES	Equivalent de sable
Δe	Variation de l'indice des vides
ΔH	Tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24 h
Gs	Densité spécifique
h0	Hautuer de la bague
h1	Hauteur du sable
h2	Hauteur du sable +éléments fins
h'2	Hauteur des éléments fins pris à partir du piston
ΔH	Tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24 h
H	Hauteur de chute
hc	Hauteur d'ascension capillaire

H0	Hauteur initiale de l'échantillon
I_p	Indice de plasticité
K	Coefficient d'affaissement
M_0	Masse sèche de la prise d'essai de bleu de méthylène
M_1	Masse de l'échantillon
M0	Masse de pycnomètre
M1	Masse de pycnomètre + grains solides
M2	Masse de pycnomètre + grains solides + eau
M3	Masse de pycnomètre + eau
n	Porosité
N	Nombre de coups
p_f	Charge définitive
p_s	Surcharge
p_0	Pression de surcharge totale
P_c	Pression capillaire
p_{sec}	Poids de sol sec
p_{cn}	Pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle
p_{cs}	Pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé
S	Sol non traité
S1	Sol traité avec 6% de laitier granulé
S2	Sol traité avec 8% de laitier granulé
ρ_s	Masse volumique absolue
ρ_{app}	Masse volumique apparente
S	Section droite de l'éprouvette
S_r	Degré de saturation
τ	Contrainte tangentiel
U	Pression interstitielle
σ	Contrainte de compression
V	volume de la bague
v	Volume du matériau avant de compactage
VBS	Valeur de bleu de méthylène

V_s	Volume des grains solides
γ_{app}	Poids volumique apparente
γ_d	Poids volumique sèche
$\gamma_{d\ opt}$	Poids volumique sèche optimal
γ_h	Poids volumique du sol humide
γ_s	Poids volumique des particules solides
ω	Teneur en eau
ω_ω	Poids d'eau
ω_{opt}	Teneur en eau optimal
ω_s	Poids du sol sec
ω_0	Teneur en eau initial
ω_{opt}	Optimum de Proctor
W_l	Limite de liquidité
W_p	Limite de plasticité

Introduction générale

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

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

Plusieurs recherches ont été consacrées à leurs identifications et traitements pour garantir une stabilité suffisante des ouvrages construits sur ces sols. Les solutions proposées par les auteurs dépendent, d'une part, de la profondeur de la couche affaissable et d'une part, de la capacité portante du sol que requiert la structure. Parmi ces solutions : fondations sur pieux, substitution ou traitement en place, traitement chimique, thermique ou mécanique.

Les sols susceptibles de s'effondrer présentent généralement des textures poreuses présentant des taux de vide élevés et des densités relativement faibles à teneur en humidité naturelle, ont des résistances très élevées lorsqu'ils sont secs, mais ils subissent de fortes réductions de volume après mouillage, avec ou sans chargement. En d'autres termes, les liens inter granulaires s'annulent après inondation brusque du sol (Culshaw et al. 2018).

L'approche d'utilisation d'échantillons de sol reconstitués au laboratoire qui a les mêmes caractéristiques d'un sol naturel affaissable non remanié (Abbeche et al. 1997).

Notre sujet est réparti en quatre chapitres, **le premier chapitre** intitulé **recherche bibliographique** qui donne un aperçu sur ce type de sol et leur répartition à travers le

globe. **Chapitre deux techniques des traitements des sols affaissables** qui résume les solutions proposées selon le type et la profondeur des sols à risque qui se clôturent par des exemples de traitement des sols dans les quatre continents. **Chapitre trois matériaux, matériels et essais** définit la nature et la prévalence des matériaux utilisés et la composition des sols traités (S1 et S2) et non traité (S). Des essais standards pour caractérisations géotechniques des sols, des essais œdométriques pour caractériser la nature effondrable du sol (S) et les diminutions du potentiel de collapse (C_p) des sols traités. **Chapitre quatre** regroupe **les résultats et les interprétations** des essais standards et œdométriques. Notre travail se termine par une conclusion générale et perspective qui se résume par l'apport positif de l'ajout du laitier granulé sur le comportement effondrable d'un sol. Pour les perspectives nous proposons d'étaler le problème de l'effondrement des sols par d'autres essais pour bien caractériser le risque et bien adapter des remèdes.

Chapitre 1

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Les sols affaissables appelés dans la littérature anglo-saxonne « Collapsible soils » sont définis comme des sols non saturés pouvant avoir une importante déformation après mouillage avec ou sans chargement. Ces sols sont localisés dans de nombreuses régions du monde, particulièrement, les zones arides ou semi-arides.

Toutes les études jusqu'à présent ont montré que ces sols ont une structure en nid d'abeilles, dont les grains sont susceptibles de glisser les uns par rapport aux autres en se déplaçant vers les espaces vacants. La résistance temporaire de ces sols est pratiquement fournie par différentes matières de liaison dont les principales sont l'argile ou des agents de cimentation.

Le risque d'affaissement prend une part grandissante dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ce genre de sols.

Dans de ce chapitre, on présentera les sols affaissables qui sont de nature non saturés, types, mécanisme de l'effondrement, propriété de ces sols et les remèdes possibles pour ce genre de sols.

I.2 Définition des Sols Affaissables

Les sols affaissables sont des sols métastables, non saturés qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement. Les sols affaissables sont principalement constitués des particules de taille allant de limon à l'argile, qui sont rassemblés par «Clay Bridge» ou des différents agents de cimentation tels que le carbonate de calcium et forment un structure en nids d'abeilles floclés et faiblement cimentés (Fedá, 1988; Abbeche K, 2005). Toute augmentation de la teneur en humidité du sol dissout les agents de cimentation qui retiennent les particules de sol, ce qui entraîne la destruction du structure en nid d'abeille et rend les particules de limon libre (Houston et al. 1988; Lommler & Bandini 2015).

Zur et Wiseman, 1973 ont déclaré que la définition de l'affaissement devrait être assez générale pour inclure la variété complète des manifestations de l'affaissement. Pour cela, ils ont postulé que toute diminution soudaine du volume est due à la combinaison des paramètres suivants: la teneur en eau, le degré de saturation, la contrainte de cisaillement, la pression interstitielle, devrait être appelée affaissement. Cette définition indique que l'affaissement de la structure du sol peut être déclenché par une variété de processus autre que la saturation.

Zur et Wiseman, 1973 définissent l'effondrement comme étant toute diminution rapide du volume de sol, causé l'augmentation de l'un des facteurs :

- 1) Taux d'humidité (teneur en eau) ω .
- 2) degré de saturation (S_r).
- 3) Contrainte tangentielle moyenne (τ).
- 4) Contrainte de compression (σ).
- 5) La pression interstitielle (U).

Reconnaissant donc que l'effondrement de la structure de sol peut être le résultat de différents processus de saturation, (Reginatto A.R, 1973) suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation en liquide et le pourcentage de la fraction argileuse.



Floride (Doug Gouzie, 2006).



Guatemala City (Daniel Leclair, 2010).

Figure I.1 : Exemples des sols affaissables.

I.3 Dénominations des Sols Affaissables

Sols effondrables ;

Sols collapsibles ;

Sols lœssiques ;

Sols sensibles au mouillage ;

Sols à rupture brusque ;

Sols métastables ;

Sols partiellement saturés.

I.4 Caractéristiques des Sols Affaissables

Les sols ont les caractéristiques suivant. (Rogers, 1995) a proposé une large liste des propriétés de ces sols comme suit:

- 1- Ils sont constitués principalement de particules solides variant de taille de sable ou de taille de limon à la taille d'argile. Les particules de limon sont de formes de lames angulaires ou semi angulaires, (Rogers et Smalley, 1993).
- 2- Ils ont une structure ouverte d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche.
- 3- Ils ont une sensibilité élevée à l'eau.
- 4- Ils sont des dépôts géologiquement récents.
- 5- Ils ont une résistance de liaison interparticulaire relativement faible.

I.5 Les Types des Sols Affaissables

On distingue plusieurs types des sols affaissables :

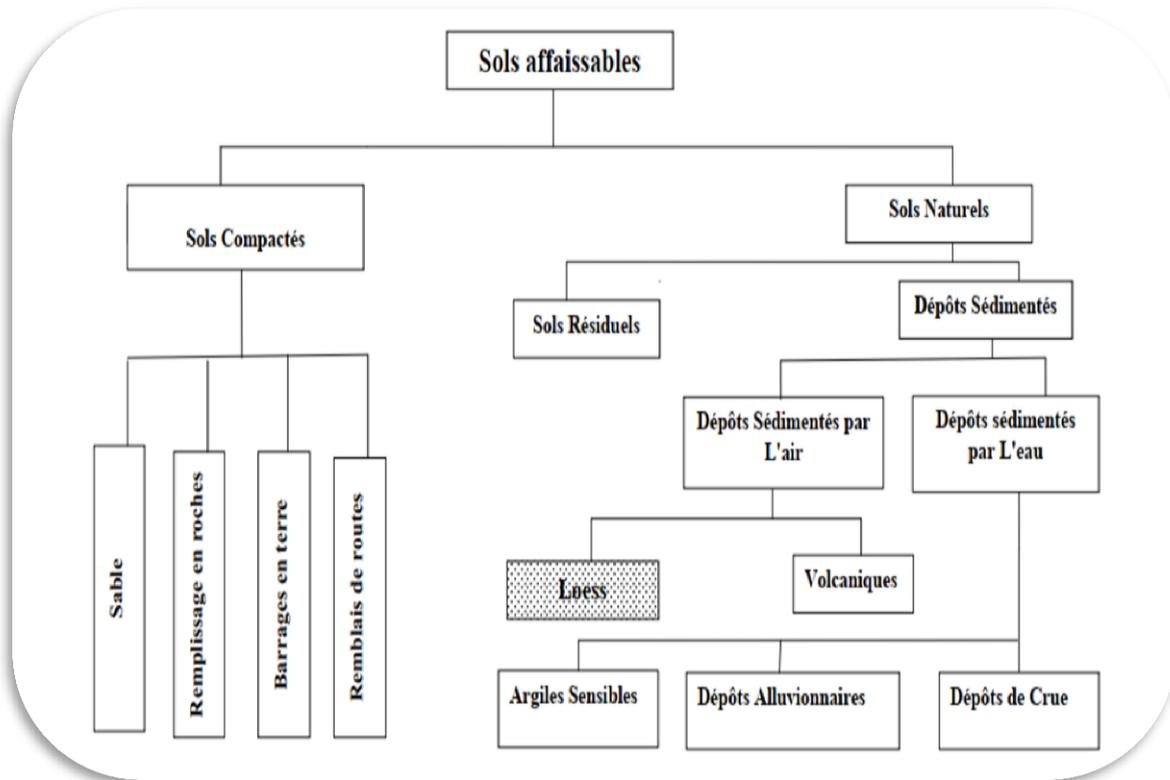


Figure I.2 : Les principaux types des sols affaissables (Rogers, 1995).

I.5.1 Les Sols Résiduels

Les sols résiduels, sont les résultats de l'érosion in-situ des roches mères locales. Le processus d'érosion produit des sols de large intervalle de distribution granulométrique, les dimensions des particules produites peuvent varier, de larges fragments au gravier, sable, limon et argile. Les matériaux solubles et colloïdaux sont lessivés par érosion, ce qui entraîne des taux de vide élevés et donc des structures instables.

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

I.5.2 Les Sols Éoliens

Les sols éoliens typiques sont les sables déposés par le vent, tels que le loess, plages éoliennes et dépôts de poussières volcaniques. Ils se caractérisent par un indice de vide très élevé et un faibles poids unitaires. Ils sont généralement légèrement cohésifs.

La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argiles telles que les sols loessiques. Ces dépôts sont localisés dans les zones arides ou le niveau de

la nappe phréatique est à une grande profondeur de la surface du sol. A la saturation, les liaisons cimentées d'argile se faiblissent énormément et perdent leur résistance, tout en amenant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégé 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 moyen précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés.

I.5.3 Les Dépôts Alluviaux

Les dépôts alluviaux, sont constitués essentiellement des sédiments lâches, déposés par des inondations brusques ou des écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps, par la suite ces dépôts sèchent et ne deviennent de nouveau saturés, que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. Ces derniers ne contiennent des matériaux faiblement consolidés dont l'argile. La quantité d'argiles a une importance considérable dans le comportement de ces sols.

I.6 Phénomène d'Effondrement

Le phénomène de l'effondrement a été expliqué par plusieurs auteurs. (Vargas, 1970) introduit au Brésil pour la première fois, les termes : affaissable et effondrable. L'auteur explique que: dans un sol de grès poreux, les grains grossiers de sable sont liés entre eux par un colloïde d'argile qui sera éliminé une fois le sol est inondé.

Dudley, 1970 explique que l'une des causes principales de l'effondrement dans les sols loessiques est l'humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ. Ce phénomène a été décrit depuis longtemps dans les régions arides.

Reginato et Ferrero, 1973 ont divisé les sols affaisables en deux groupes : "vraiment collapsible", comme ceux qui ne supportent pas leur propre poids après l'humidification, et "conditioned to collapse", où l'affaissement est en fonction du niveau de chargement auquel le sol est soumis.

Garcia-Tornel, 1988 l'effondrement est tout processus qui provoque la réduction du volume irréversible, généré par l'augmentation du degré de saturation du sol sous un état de tension externe constant.

Lawton et al, 1992 basant sur les travaux de (Barden et al, 1973) décrit quatre facteurs nécessaires à l'apparition du phénomène de l'effondrement:

- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée ;

- Une contrainte totale appliquée assez élevée ;
- Un agent de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé ;
- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation de l'agent de liaison par conséquent, les ponts interparticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol.

Ferreira et Silva, 2004 définissent les sols affaisables comme des sols instables avec une structure poreuse et particulaire relié par des argiles ponts, des colloïdes, des oxydes de fer, etc., lorsqu'ils sont soumis ou non à une augmentation de chargement, l'augmentation du degré de saturation cause un réarrangement structurel avec la réduction du volume.

Ces travaux définissent le phénomène d'effondrement des sols en tant que réduction brusque et instantanée dans les vides d'une structure poreuse métastable non-saturé, provoqué par une humidification rapide, avec ou sans changement de la charge active. L'effondrement par inondations peut se produire dans n'importe quel sol et tous les sols sont potentiellement affaisables à certains niveaux de charge. L'exception pour les sols affaisables, l'effondrement se produit à l'absence de charge. Dans ce cas, comme la note (Cintra, 1998), le terme de l'effondrement est utilisé que dans les cas où le phénomène est causé par l'inondation du sol.

I.7 Notions sur les Sols Affaisables

Ces sols sont caractérisés par une structure macroporeuse à fort indice des vides, ils sont principalement du type transporté par voie éolienne, mais peuvent être du type résiduel, ils présentent une teneur en eau assez faible et ne sont jamais saturés. Dans certains cas la cimentation naturelle des grains leurs donnent de bonnes caractéristiques mécaniques apparentes lorsqu'ils sont chargés à leur teneur en eau naturelle. Cependant toute humidification, même sans chargement supplémentaire, la structure s'effondre et des déformations spectaculaires se produisent.

I.8 Les Propriétés Physiques des Sols Affaisables

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaisables permet d'établir les caractéristiques principales des sols lœssiques ou affaisables. On peut citer :

- **Le poids volumique des grains solides**
La valeur des poids volumiques des grains solides varie de 25,1 à 28.4 KN/m³.
- **Le poids volumique**
Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21,1 KN/m³.
- **Le teneur en eau**
Les sols affaissables se caractérisent par une faible teneur en eau, 6 à 11%.
- **La porosité**
La porosité totale (30 et 60%).
- **L'indice des vides**
L'indice de vide des sols est entre 42.85 et 150%.
- **Les limites d'Atterberg**
Les valeurs de la limite de plasticité entre (12 et 18 %).

I.9 Les Types de Mouillage des Sols Affaissables

Quatre principaux types de mouillages, peuvent déclencher l'affaissement des sols.

1- Un mouillage superficielle et local, causé par les fuites d'eau provenant des conduites, ou lorsque les eaux de surface de la construction ne sont pas drainées. D'habitude ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur du sol et il n'y a pas de remonté de la nappe phréatique. Dans cette situation, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.

2- Un intense mouillage local et profond, causé par le système d'irrigation ou les effluents industriels. Si le débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.

3- Une remonté lente et relativement uniforme du niveau de la nappe phréatique, sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone des sols affaissables. Le tassement dans ce cas, il est uniforme et graduel.

4- Une augmentation graduelle et lente de la teneur en eau d'une couche épaisse du sol, Résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de l'humidité (par exemple quand la surface du sol est couverte du béton ou d'asphalte). Dans ce cas la

cohésion interne du sol s'affaiblit partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité.

L'affaissement ne peut être déclenché que par saturation à l'eau plus le chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps.

I.10 Classement des Sols Affaissables

Uriel et Serrano, 1973-1974 ont classé les sols à effondrement brusque en deux groupes :

I.10.1 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.

I.10.2 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.

I.11 Répartition des Zones Arides

I.11.1 Dans le Monde

Dans les régions arides où on les a souvent localisés, il y a eu un véritable développement de l'industrie, de l'agriculture et de l'urbanisme grâce aux progrès récents de l'irrigation. Ceux-ci impliquent évidemment, l'utilisation de grandes quantités d'eau. Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ces sols. Certains chercheurs se sont penchés sur les méthodes d'identification et de traitement, (Jennings et Knight, 1975), etc., d'autres études ont été consacrées aux mécanismes de l'affaissement : (Knight, 1961 ; Barden et al, 1969), etc.

Wri, 2002 vient de proposer que pour classer les zones arides il faut considérer les valeurs du rapport précipitation annuelle / évapotranspiration potentielle moyenne annuelle, donc le monde a été divisé en :

- Les zones hyper arides couvrant environ 11 million de Kilomètres carrés, soit 8% des terres totales et elles correspondent principalement au désert du Sahara.
- Les zones arides, semi-arides et subhumides sèche et couvrent près de 54 million kilomètres carrés, épars dans tous les continents, mais elles sont principalement concentrées en Asie et Afrique.

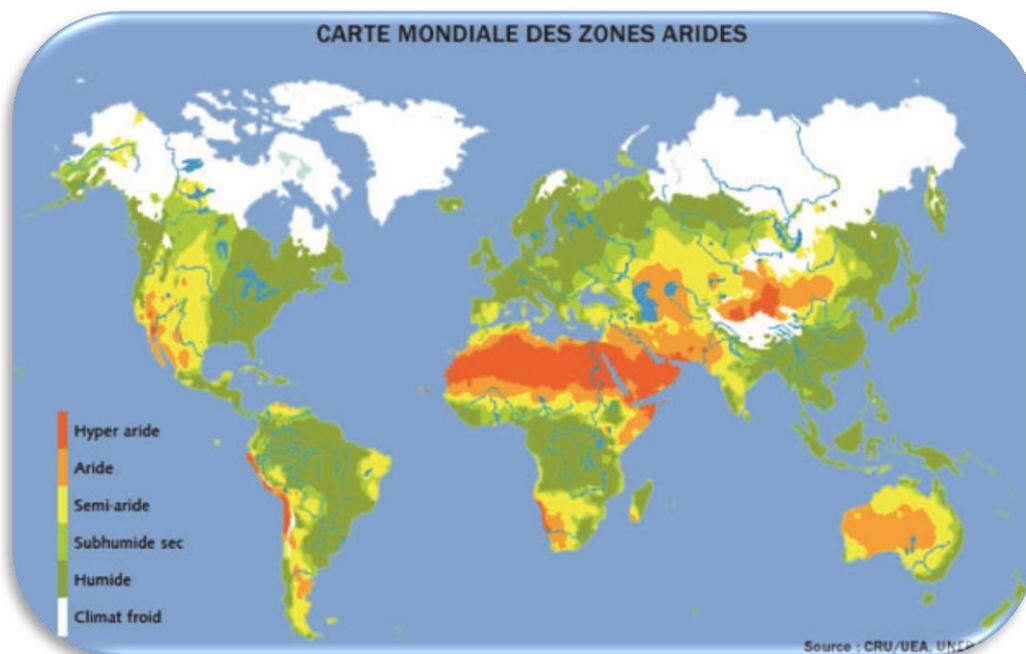


Figure I.3 : Carte mondiale modern des zones arides (UNEP/DEWA).

Les terres arides occupent 41% de la surface de la terre. Elles sont peuplées par plus de deux milliards d'êtres humains dont 90% habitent un pays en développement. Entre 10 et 20% des terres arides sont dégradées. Elles correspondent à 43% des terres cultivées de la planète.

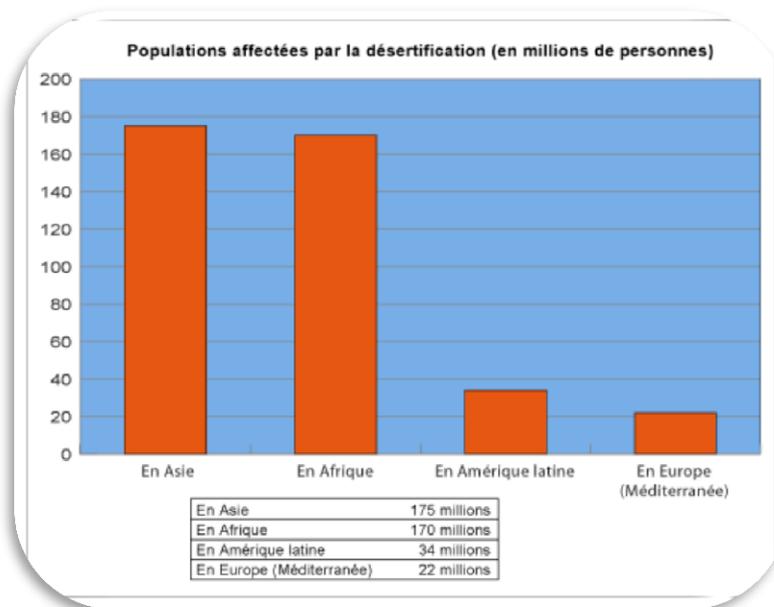


Figure I.4 : Populations affectées par la désertification (UNEP/DEWA).

I.11.2 Dans l'Algérie

Le sud algérien est constitué en grande partie par des formations lœssiques et constitue de nos jours une zone pourvue d'un fort potentiel de développement agricole et constitue par conséquent un transit obligé d'ouvrages de transport d'énergie d'hydrocarbures. L'occupation de cette région présente un risque d'effondrement des ouvrages érigés sur des sols « collapsibles ».

La classification bioclimatique divers et sauvage a été largement adoptée en régions méditerranéennes. Cinq étages du bioclimat méditerranéen ont été définis pour l'Algérie Saharien, aride, semi-aride, sub-humide et humide.

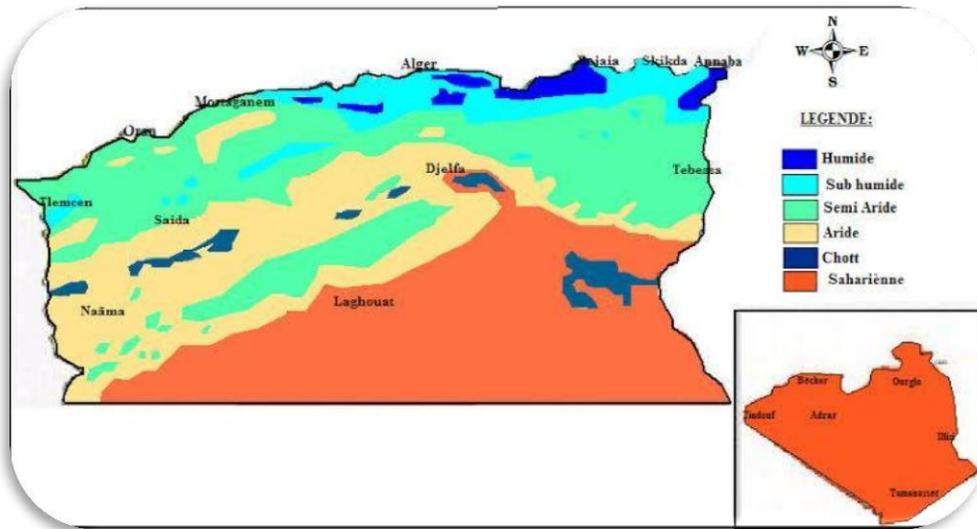


Figure I.5 : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005.

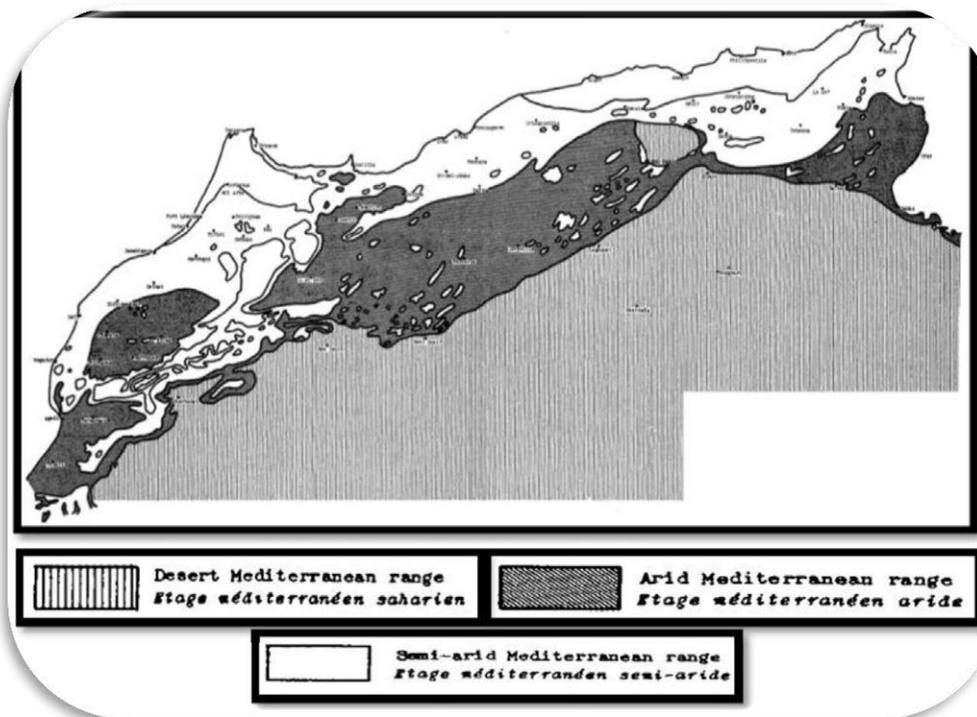


Figure I.6 : Carte des régions arides et semi-arides de l'Afrique du Nord, par l'Institut International de la zone aride (1950).

I.12 Mécanismes d’Affaissement

Le mécanisme d'affaissement est le processus qui met en marche le phénomène d'affaissement. Ce processus est lié à la structure du sol (indice des vides, par exemple), constitution (granulométrique et minéralogique) et organisation des éléments. Par conséquent, s'explique la réduction de la résistance des liaisons de la structure par diminution de la succion matricielle et par des ruptures localisées des liaisons.

Selon Futai, 1997, le mécanisme d'effondrement peut être expliqué par la rupture localisée des connecteurs ou ponts d'argile et influence physico-chimique du liquide sur l'argile. On doit aussi prendre dans considération la nature de l'eau qui a humidifié le sol, due à l'existence des sels contaminants qui peuvent modifier le processus d'effondrement (Garcia Tornel, 1988).

Barden et al, 1973, l'affaissement d'un sol exige au préalable l'existence des trois conditions :

- La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.
- L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offre les conditions d'un affaissement.
- L'existence de forces de liaisons ou de cimentations, stabilisant les contacts inter granulaires du sol, qui disparaissent par inondation, produisent ainsi un affaissement.

Dans tous les sols potentiellement affaissables, un affaissement se produit après une perte de l'effet stabilisant produit par les ménisques capillaires entre les particules, en perdant, ainsi, la succion. Par conséquence, s'initie une glissade entre les particules, qui détruit encore la cimentation entre les autres particules.

Les sols granulaires tels que les sables, graviers ont des structures simples dont la jonction entre les grains est due à des forces de gravitation, les forces capillaires ont une base temporaire, car ils dépendent du degré de saturation, les formes prises par le ménisque d'eau dues à l'interface air-eau, met l'eau en tension capillaire et l'excès de pression interstitielle (U) devient négative cela augmente la contrainte effective et dépasse même la contrainte totale

Si à ce stade, le sol est saturé, la pression effective diminuera et de même pour la résistance au cisaillement, qui peut conduire à un glissement relatif entre les grains du sol ; pour les sols macroporeux ce glissement se manifeste par une baisse de volume.

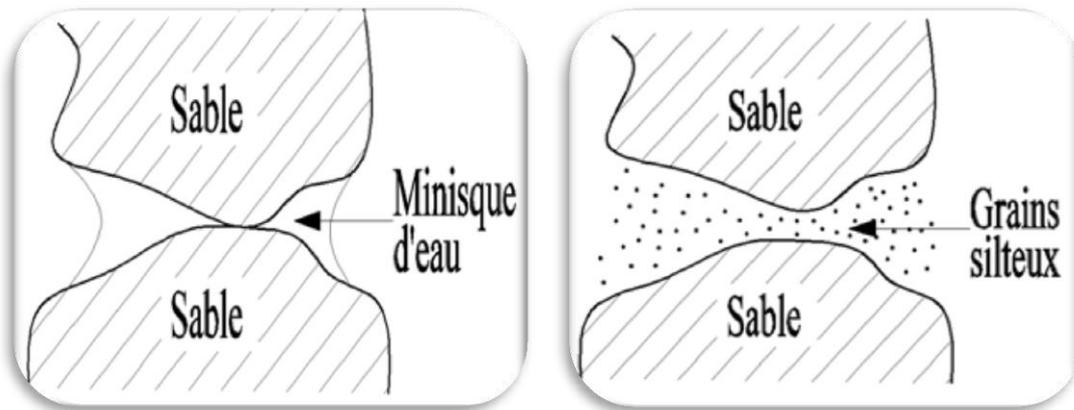


Figure I.7: Liaison par tension capillaire (Rogers, 1995). Figure I.8 : Liaison par silt. (Rogers, 1995).

Dans le cas des liaisons en argiles, chaque particule a une charge négative compensée par les cations du double couche qui l'entoure. Deux particules se repoussent mutuellement quand ils communiquent avec leurs doubles couches, en plus de cette répulsion, il existe une force d'attraction entre les particules dues à des forces de liaisons secondaires, ces forces dépendent de la distance entre les particules, par conséquent ces derniers vont attirer ou repousser selon la distance entre les particules et la résultante de ces deux forces.

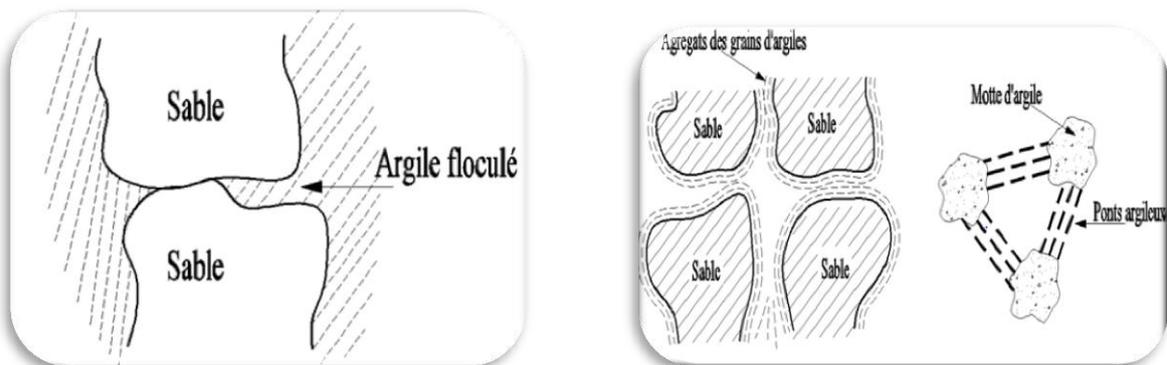


Figure I.9 : Liaisons d'argiles selon (Barden et al, 1973).

En fin quel que soit le type de la saturation du sol, il y'a toujours des forces qui lient une particule à l'autre ; dans certains cas : particules- particules par des forces extérieures ou capillaires et d'autres cas ces liens peuvent être physico-chimiques ou de nature électrique et dans d'autres cas absence de contact direct entre les particules.

I.13 Les Paramètres Influant sur l'Effondrement des Sols

D'une manière générale, il a été montré que les principaux paramètres qui gouvernent l'effondrement des sols sont : la densité sèche, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, le degré de saturation, le type du sol (minéralogie et granulométrie), l'état de

contraintes appliquées, la nature de l'agent de cimentation, la composition chimique du liquide qui inonde le sol et la quantité et le débit d'eau inondant le sol (remontée d'une nappe phréatique et infiltration des eaux de pluies).

Dudley, 1970 ; Zur et Wiseman, 1973 ; Morgentern et De Matos, 1975 ; Ganeshan, 1982 ; Ayadat et al, 1995-1996 ont démontré que la déficience de l'humidité est l'une des principales causes de l'affaissement.

Booth, 1975 ; Cox, 1978 ; Lawton, 1989 montrent que pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'affaissement est maximal est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol. En ce qui concerne l'influence de la densité sèche et la teneur en eau initiale sur la magnitude de l'affaissement, plusieurs auteurs comme (Holtz, 1968 ; Barden et al, 1969 ; Dudley, 1970 ; Booth, 1975 ; Lefebvre, 1989 ; Lawton, 1989) ont émis des hypothèses sur ces deux paramètres : pour une teneur en eau donnée l'affaissement décroît quand la densité sèche initiale augmente et il y a une teneur en eau critique au-dessus de laquelle l'effondrement ne se produit pas.

I.14 Occurrence

On observe l'apparition de l'effondrement de nombreux types de sols dans des pays divers du monde. Les records indiquent que ces sols peuvent être alluviaux, résiduels, ou éolien. Le tableau indique l'apparition des effondrements dans plusieurs pays, avec le type de sol et la référence bibliographique.

Tableau I.1 : Liste des occurrences (Gabriela M.M, 2005).

Lieu de l'occurrence	Type de sol	Références
Ukraine	Lœss	(Abeleff, 1938)
Budapest	Silt argileux	(Jaly, 1948)
Etats Unis	Lœss (déposé par vent)	(Peck, 1948)
Afrique du Sud	Lœss	(Jennings et Knight, 1957)
Zaporijia (ex-URSS)	Lœss	(Abelev et Askalonov, 1957)
Nebraska et Kansas (Etats Unis)	Lœss	(Holtz et Hilf, 1961)
Hongrie	Lœss	(Réthati, 1961)

Roumanie	Loëss	(Belles et Stanculesco, 1961 ; Popescu, 1986)
Afrique du sud	Eolien	(Dudley, 1970)
Luanda (Angola)	Maceque (sol ferrugineux contenant de kaolinite)	(Dudley, 1970)
Nevada (Etats Unis)	Sol alluvial	(Dudley, 1970)
Nord-est de Rhodésie	Sol résiduel de granit	(Dudley, 1970)
Etats Unis, France, Allemand, Russie, Sibérie, Chine	Loëss	(Dudley, 1970)
Afrique du Sud	Eolien (Sable rouge)	(Barden et Collins, 1973)
Arizona (Etats Unis)	Alluvial	(Barden et Collins, 1973)



Figure I.10 : Allemagne (Alex D, 2010).



Figure I.11 : Italie (Fabio S, 2007).



Figure I.12 : TiziOuzo (Tassadit C, 2019).



Figure I.13 : Ben Aknoun (Abir B, 2016).

I.15 Prédiction des Sols Affaissables

Beaucoup de chercheurs ont proposé des différentes méthodes pour identifier les sols affaissables. Ces méthodes devraient employer des paramètres pouvant être facilement déterminés et relativement rapides. Si le sol est trouvé susceptible de s'affaisser, il devra être étudié soigneusement à l'aide des essais œdométriques, (Mellors, 1995). Les essais simples peuvent montrer si le sol est affaissable ou non, et les essais complexes comme ceux de consolidation, donnent le taux et la quantité de l'affaissement. Pour une meilleure évaluation du comportement de l'affaissement des sols, quelques critères ont été proposés:

- 1- Critères basés sur les méthodes empiriques qui dépendent des propriétés fondamentales du sol comme l'indice des vides, les limites d'Atterberg, la teneur en eau, le degré de saturation et la masse volumique sèche.
- 2- Critères basés sur les méthodes expérimentales. Il est évident que les critères basés sur les méthodes expérimentales sont plus fiables que les autres approches empiriques parce qu'ils prennent en compte le type de structure de sol à étudier qui est important pour prédire l'affaissement du sol.

I.16 Les Méthodes Prédicatives d'Affaissement

Pour une meilleure évaluation des propriétés de sol susceptibles d'affaissement, différentes méthodes ont été adoptées par plusieurs chercheurs.

Ces méthodes sont comme suit :

I.16.1 Méthodes Basées sur les Essais au Laboratoire et Graphiques

(Gibbs et Bara, 1962):

Critère d'évaluation du risque d'effondrement, Ce critère basé sur masse volumique sèche et limite de liquidité à travers l'abaque comme suivant:

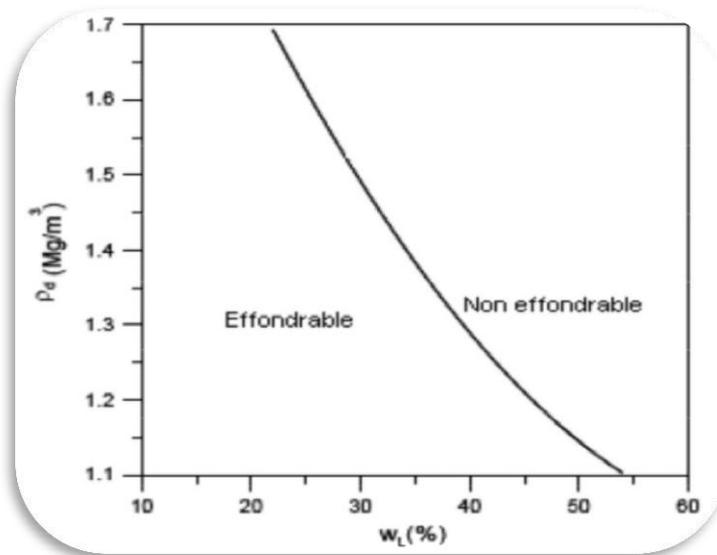


Figure I.14 : Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée
(Gibbs et Bara, 1962).

I.16.2 Méthodes Basées sur les Essais au Laboratoire

I.16.2.1 Essais œdométrique simple

Knight, 1963 a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon de sol, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'au 200KPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures dans cette état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure :

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$C_p(\%) = [\Delta e / (1 + e_0)] \times 100$$

$$\Delta e : e_2 - e_1$$

Δe : la variation de l'indice des vides après mouillage.

e_0 : Indice des vides initial.

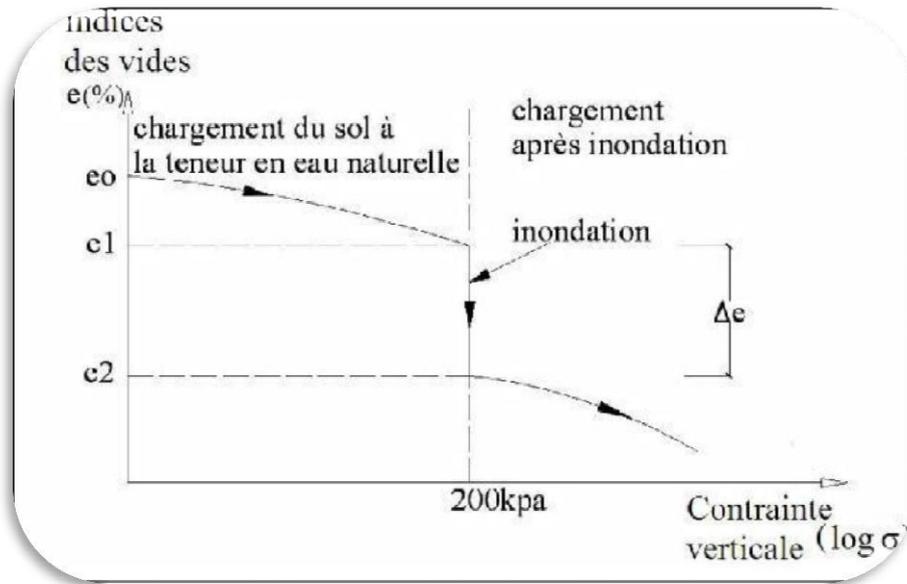


Figure I.15 : Courbe œdométrique (Knight, 1963).

Jennings et Knight, 1975 donnent une classification des sols affaissements en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans tableau suivant:

Tableau I.2 : L'importance de l'affaissement en fonction du % C_p .

Potentiel de collapse (% C_p) Degré du problème	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sèbres
> 20	Troubles très sèbres

I.16.2.2 Essai œdométrique double

(Houston et al, 1988) ont fait des séries des essais œdométriques pour prédire l'effondrement dans un cas réel. Ils ont utilisé la technique de double œdomètre. Cette technique consiste à réaliser deux essais œdométriques d'échantillons identique, l'un charge à la teneur en eau naturelle et l'autre charge après humidification.

Les deux courbes œdométriques (figure I.16) tracées sur le même diagramme semi logarithmique, permettent de déterminer le tassement du à l'affaissement qui pourra se produire à n'importe quelle valeur de charge appliquée sur le sol si ce dernier est inondé.

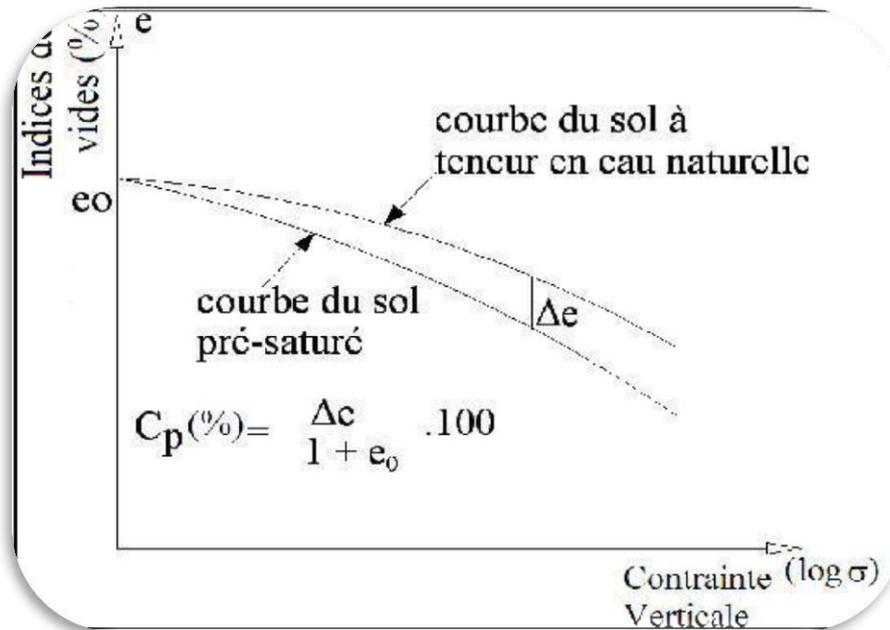


Figure I.16 : Double œdomètres (Knight et Jennings, 1975).

I.16.2.3 Méthodes Empiriques

Dans la littérature la plupart des méthodes sont liées entre eux par des paramètres interdépendants.

Méthodes basées sur les paramètres d'état de sol :

Tableau I.3 : Critères d'évaluation du risque d'effondrement.

Référence	Critère
(Denisov, 1951)	<p>$K = e_0 / e_L$</p> <p>$K = 0.5 \rightarrow 0.75$ sol sévèrement affaissable ;</p> <p>$K = 1.0$ sol faiblement affaissable ;</p> <p>$K = 1.5 \rightarrow 2.0$ sol non affaissable ;</p> <p>e_L: Indice des vides à la limite de liquidité ;</p> <p>e_0 : Indice des vides initial.</p>

(Feda, 1964)	$K = \frac{[(\omega_0 / Sr) - w_p]}{I_p}$ <p>Où :</p> <p>ω_0: Teneur en eau naturelle ;</p> <p>w_p: Limite de plasticité ;</p> <p>I_p: Indice de plasticité ;</p> <p>Sr: Degré de saturation ;</p> <p>Pour $sr < 1$ et $K \geq 0.85$ sol affaissable</p>
(Feda, 1966)	<p>Si la porosité est $n \geq 40\%$ sol est susceptible à l'affaissement. $K = \frac{[(\omega_0 * Sr) - W_p]}{I_p}$</p> <p>$\omega_0$: teneur en eau naturelle ;</p> <p>W_p : limite de plasticité ;</p> <p>I_p : indice de plasticité ;</p> <p>Sr : degré de saturation ;</p> <p>Pour $Sr < 1$ et $K \geq 0.85$ sol est affaissable</p>
(Markin, 1969)	$K = (e_0 - e_L) * (1 + e_0)$ <p>Pour $Sr < 0.60$ et $K > 0.10$: sol susceptible à l'affaissement</p>
(Reginatto et Ferrero, 1973)	$C = (p_{cs} - p_0) * (p_{cn} - p_0)$ <p>p_0 : pression de surcharge totale ;</p> <p>p_{cn} : pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ;</p> <p>p_{cs} : pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé ;</p>

	<p>C : coefficient de l'affaissement ; C < 0 : le sol est très affaissable ; 0 < C < 1 : le sol est conditionnellement affaissable ;</p>
(Zur et Wiseman, 1973)	<p>$R = \gamma_d / \gamma_l$ Si $R < (1.0, 1.1) \rightarrow$ sol effondrable</p>
(Ayadat et Belouahri, 1996)	<p>Critère basé sur la granulométrie Si $C_u > 12$ le sol est collapsible ; Si $4 < C_u < 12$ le collapse est probable ; Si $C_u < 4$ le collapse ne se manifeste pas. avec C_u: Coefficient d'uniformité</p>
(Ayadat et Ouali, 1999)	<p>Si $I_p < 20$ et $15\% < W_L < 35\%$, le sol est collapsible ; Si $I_p < 1$ le collapse est très probable ; La droite $I_p = 0.5W_L - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissable.</p>

I.17 Conclusion

Avant d'utiliser un quelconque matériau il faut connaître ses différentes propriétés, ce chapitre a comporté une présentation de la synthèse des connaissances relatives aux sols affaissables. La littérature offre aussi certains remèdes à des problèmes géotechniques propres à ces sols.

Chapitre 2

TECHNIQUES DES TRAITEMENTS DES SOLS AFFAISSABLES

II.1 Introduction

Le traitement des sols affaissables consiste à réduire ses potentiels d'effondrement (C_p) à un niveau acceptable, on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante des sols. Comme les méthodes d'injection (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers, cependant le compactage mécaniques est le plus utilisé sur les chantiers routiers.

II.2 Choix de Traitement de Sol Affaissable

II.2.1 Le Choix Basé sur Classes Granulométriques et l'Etat 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 au pénétromètre statique.

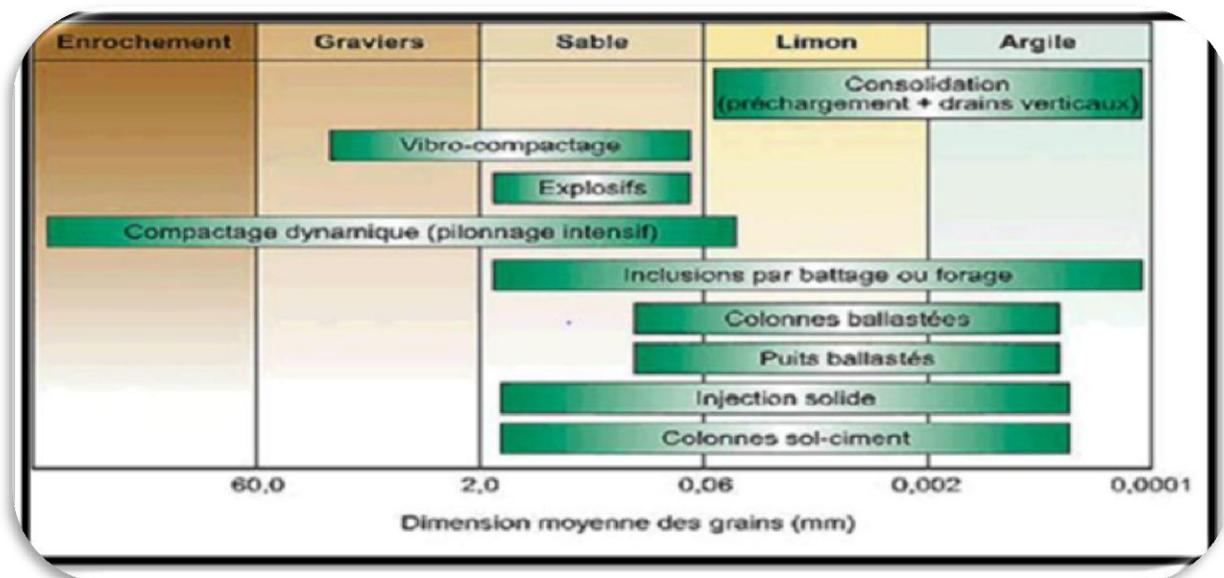


Figure II.1 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement (Ziani H, 2011).

II.2.2 Le Choix Basé sur le Profondeur du Sol

Généralement les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol affaissable et 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 :

Tableau II.1 : Méthodes de traitement des sols affaissables (Bara, 1976).

Profondeur du sol à Traiter	Les méthodes de traitement de sols
<p>0 à 1.5 m</p> <p>1.50 à 10m</p> <p>Plus de 10m</p>	<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). - Contrôle des sources d'eau par drainage. - Vibroflottation. - Utilisation des pieux. - Injection du silt ou de la chaux. <p>- Inondation et infiltration d'eau par des puits.</p> <p>- Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs.</p> <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).

II.3 Traitement par Compactage

Le compactage de surface est utilisé généralement pour une profondeur maximale d'environ 3m. Pour des profondeurs supérieures on utilise le compactage dynamique.

Il 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.

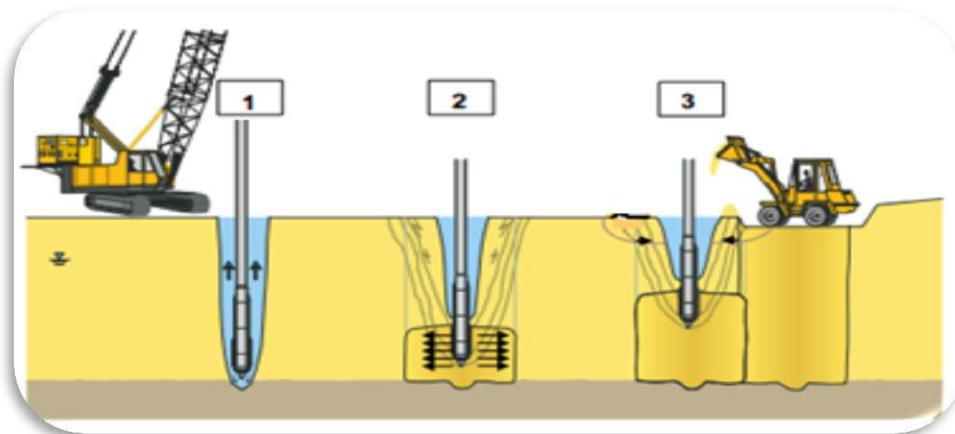


Figure II.2 : Atelier de compactage dynamique et impacts de la masse

(Pierre T, 2014).

II.4 Vibrocompactage

Le procédé de vibrocompactage, développé à la fin des années trente, permet de compacter localement, 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. C'est une technique d'amélioration des sols pulvérulents de type sablo-graveleux permettant de les densifier sous l'effet de la vibration. Ces vibrations, émises par l'outil, se propagent de grains en grains et provoquent un réarrangement optimal du volume initial. La réduction de la porosité du matériau permet aussi d'augmenter sa capacité portante de manière significative.



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

Figure II.3 : Etapes du Vibrocompactage (Keller, 2016).

Ce procédé de vibrocompactage est appelé aussi la vibroflotation. Cette méthode trouve son application dans les sols granulaires particulièrement les sables propres et les sables siliceux avec une teneur en fines inférieure à 20%. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielles qui met les grains du sol dans un état liquéfié. Les grains se réarrangent en un état plus dense.

II.5 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 affaissable, le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

II.6 Traitement Chimique

Le traitement chimique est une technique intéressante pour améliorer les propriétés physiques et mécaniques des sols argileux. Aujourd'hui les divers produits et techniques font partie d'une pratique courante des grands ouvrages du Génie Civil à l'échelle mondiale.

Le recours massif à cette technique qui valorise les matériaux en place ce qui entraîne une diminution notable des coûts est due principalement aux facteurs suivants tels que la raréfaction des gisements naturels de matériaux nobles ; le souci écologique croissant imposant de préserver d'une part les ressources naturelles existantes et de limiter d'autre part la mise en dépôt des matériaux impropres à la réutilisation en remblais ou en couches de forme. Les ajouts cimentaires et les produits chimiques les plus utilisés sont le ciment, la chaux, les cendres volantes, l'objectif principal du malaxage des ajouts cimentaires avec le sol est l'amélioration de ses propriétés physico-mécaniques ainsi que sa durabilité.

Les différentes propriétés qui peuvent être améliorées sont la résistance, la plasticité, la compressibilité, la perméabilité, le potentiel de gonflement et le potentiel d'effondrement. L'amélioration de ces propriétés s'effectue soit par l'augmentation de certaines d'entre elles telle que la résistance, soit par la réduction d'autres telles que la plasticité, la perméabilité et l'érosion. Un bon malaxage des ajouts cimentaires avec le sol à traiter est un facteur important affectant d'une façon significative la qualité des résultats, 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 types de traitement chimiques courant :

- Traitement à la chaux ;
- Traitement au ciment ;
- Les colonnes de sol traité ;

Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.



Figure II.4 : Traitement chimique à la chaux et au ciment (Razel, 2007).

II.7 Traitement par Colonne Ballastée

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place. 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 ;

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes succes

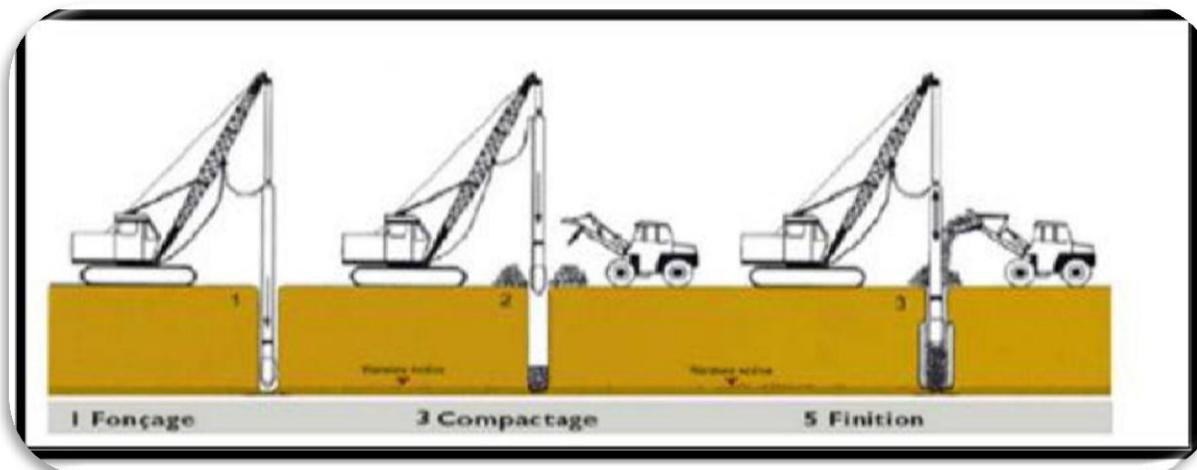


Figure II.5 : Mise en œuvre des colonnes ballastées (Belkacem D, 2007).

II.8 Traitements par Congélation

La congélation des terrains instables est un procédé ancien à caractère provisoire employé pour le creusement des fouilles de puits ou de galeries. Cette technique rend le sol étanche et résistant provisoirement. Ce procédé est généralement développé pour les sols grenus mais il peut être appliqué aux argiles molles et aux limons. 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.



Figure II.6 : Chantier utilisant la congélation du sol (Khebizi, 2011).

Les techniques de congélation utilisées sont basées sur la circulation d'un fluide froid dans des tubes enfoncés dans le massif de sol. Une saturation complète du sol est souhaitée. La congélation du sol s'effectue d'habitude en deux étapes à savoir les étapes active et passive de congélation. L'étape active est la plus importante et l'appareillage de réfrigération marche avec sa grande capacité que durant l'étape passive nécessaire pour maintenir l'épaisseur du front de gel contre le dégel.

II.9 Traitements par Pré-Chargement

Le pré-chargement nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré-chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux. Suivant, présente le principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.

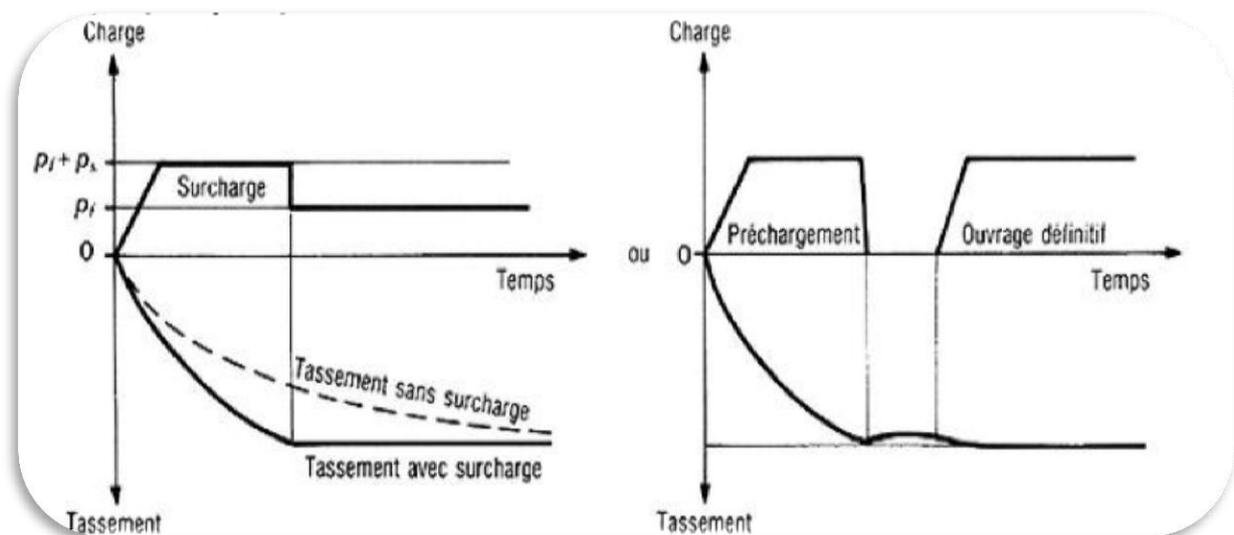


Figure II.7 : Principe de traitement par pré-chargement (K. Abdelhamid, 2011).

Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements. Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

II.10 Techniques par Injection

L'injection est une technique d'origine américaine (compaction grouting) initialement utilisée pour stabiliser et remettre à niveau des constructions sujettes à tassements. Elle a été introduite en France en 1983 et utilisée pour des applications beaucoup plus variées. Elle consiste à injecter dans le sol un coulis fluide qui pénètre dans les vides du sol. Un matériau

composite est donc obtenu après la prise du coulis. Cette méthode est subdivisée en deux types : Injection classique et le jet grouting.

Le résultat de l'injection est donc une diminution de la perméabilité du massif, ce qui est le plus souvent le but recherché. Mais aussi une amélioration des caractéristiques de résistance et de déformabilité est également obtenue. L'injection peut stabiliser un ouvrage en stoppant des déformations. (Khebizi, 2011).

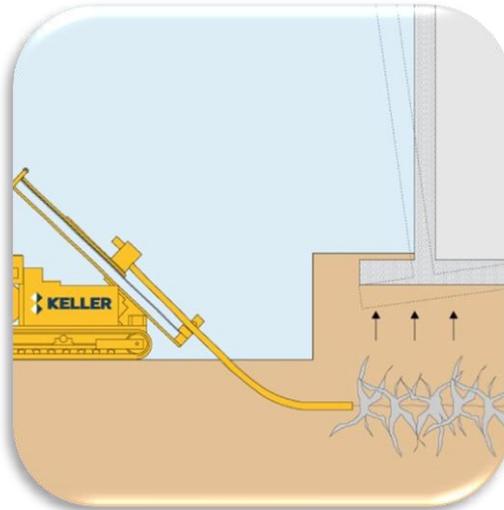


Figure II.8 : Technique d'injection (Keller).

II.11 Traitement des Sols par Addition d'Ajouts Minéraux

L'amélioration via les ajouts minéraux est une technique qui est très largement utilisée de nos jours car non seulement elle concerne la majorité des sols mais en plus elle peut se faire in situ, avant compactage et aussi sur des matériaux excavés. Elle provoque une modification physico-chimique créant ainsi des réactions d'échanges de base avec les particules d'argile (cation) et les réactions pouzzolaniques (cimentation). Ces réactions corrigent les défauts de perméabilité et augmentent la résistance et la durabilité du sol. Les ajouts minéraux le plus souvent utilisés sont la chaux, le ciment, les ajouts cimentaires (pouzzolane, cendre volante, laitier, fumée de silice, écorce de riz...), le bitume, les sels.

II.12 Les Avantages et les Inconvénients des Différentes Méthodes

Tableau II.2 : Comparaison des avantages et des inconvénients des différentes méthodes
(Rollins et Rogers, 1994).

<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable. Facilité d'application.	Tassement excessifs sans pré chargement. Impossibilité de densifier les couches supérieures.
Pré mouillage avec silicate de sodium	
Réduction spectaculaire d'effondrement. Développement d'une cimentation permanente. Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité). Réduction significative des tassements dus au Fluage.	Coût t plus élevé. Expérience limitée. Profondeur de traitement limitée à moins de 2m.
Excavation partielle et remplacement avec remblai	
Coût t relativement faible. Facilité d'application. Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrable sous-adjacent. Réduction des tassements pour des volumes d'eau limitée.	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).	Coût t plus élevé. Dégâts potentiels dus aux vibrations. Traitement non uniforme.
Compactage dynamique après pré mouillage	
Diminution significative d'affaissement. Efficacité de compactage. Réduction au niveau de vibration. Plus grande uniformité dans la densification.	Coût t plus élevé. Augmentation du fluage à long terme. Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée.

Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité).	Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut être assez long.
--	--

II.13 Conclusion

Ces traitements permettent d'améliorer soit les caractéristiques mécaniques initiales des sols et lui donnent des nouvelles performances pour supporter l'édifice en question en toute sécurité, soit en y incorporant des inclusions. La méthode de traitement d'un sol affaissable est en fonction de sa profondeur et des spécifications de portance ou de tassement requises pour l'ouvrage à fonder.

Chapitre 3

MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS**III.1 Introduction**

Toute étude nécessite l'exécution des essais selon des normes bien déterminés et avec un matériel approprié en vue d'obtenir des résultats exploitables et représentatifs de l'état du sol. Dans ce chapitre nous allons présenter les différents essais que nous avons pu faire au court de ce travail.

III.2 Matériaux Utilisés

Trois composantes essentielles rentrent dans la combinaison des sols d'essais : le sable et l'argile (Kaolin) ainsi que le laitier granulé pour les sols traités.

III.2.1 L'Argile (kaolin)

Le kaolin est une argile blanche, friable et réfractaire, composée principalement de kaolinite $[(Si_2O_5) Al_2(OH)_4]$, soit des silicates d'aluminium. Découverts à l'origine en Chine, ils sont à la base de la fabrication de la porcelaine, mais sont surtout utilisés pour l'industrie du papier. Le kaolin utilisé dans ce travail ($<80\mu m$), est extrait de la mine de la région de Mila.

Tableau III.1 : Compositions chimiques du kaolin brut de Tamazart(% en poids)

(Bouyoucef. A, 2003).

Kaolin	P.F	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O
K.T brut	5.32	71.51	18.48	0.58	0.15	0.22	0.26	3.15	0.10

III.2.2 Le Sable

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait de la région d'Oued Souf (sable d'oasis). Ce sable est très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers de construction. Après son lavage puis passage à l'étuvage à 105°C pendant 24 heures on a procédé au tamisage de ce dernier au tamis de 2mm, les refus sont rejetés, et les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

III.2.3 Laitier Granulé

Le laitier granulé fourni par du complexe sidérurgique d'El Hadjar, Annaba(ALGERIE), broyé puis tamisé à sec (80 μ m). Sachant que son indice de plasticité (I_p) est de 0.95 et d'activité (I_a) proche de 1, ce qui montre sa basicité (G.Dreux, J. Festa, 1998), la composition chimique est donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.2 : Composition chimique du laitier granulé.

Elément	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	CaO	MnO	SO ₃	K ₂ O	I_p
%	40.55	10.14	1.33	3.79	38.71	2.71	0.46	0.35	0.95

III.3 Programme d'Essais Préliminaires

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale. En plus de la détermination de caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

Les essais préliminaires du présent travail sont :

- L'analyse granulométrique ;
- Équivalent de sable (ES) ;
- Les limites d'Atterberg ;
- Masse volumique absolue (poids volumique absolue γ_s) ;
- Masse volumique apparente (poids volumique apparent γ_{app}) ;
- L'essai Proctor du sol reconstitué ;
- L'essai au bleu de méthylène.

III.4 Le Sol Reconstitué

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

- Le sable ($D < 2$ mm) ;
- Argile ($D < 0.080$ mm) ;
- Laitier granulé (80 μ m) ;

Le sol reconstitué est obtenu en mélangeant les deux matériaux : sable (65%) et argile (35%).

Tableau III.3 : Formulations des sols

Sols	Formulation
S	35% Kaolin + 65% Sable
S1	S + 6% Laitier
S2	S + 8% Laitier

III.5 Programme d'Essais Préliminaires

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 des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

III.6 Analyse Granulométrique

III.6.1 Analyse granulométrique par tamisage (NF P94-056)

Elle se fait par tamisage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 μ m (NF P94-056).

III.6.1.1 Principe de l'essai

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtés les uns dans les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieure des tamis et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis.

III.6.1.2 Appareillage

Une colonne de tamis propres et secs dont l'ouverture intérieure des mailles est respectivement de haut en bas (5–2–1–0.5–0.2–0.1–0.08) la colonne se termine par un fond pour recueillir les éléments passant au dernier tamis et un couvercle pour éviter la dispersion des poussières. Une tamiseuse mécanique. Une balance de précision : force de 4 à 5kg. Un pinceau souple de nettoyage des tamis.

III.6.1.3 Mode opératoire

On procède comme suit :

1. Prélever 4kg de matériau sec ;
2. Verser le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse ;

3. Agiter pendant cinq minutes ;
4. Peser chacun des tamis et porter les résultats sur la feuille de calcul ;

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

III.6.2 Analyse Granulométrique par Sédimentométrie (NF P 94 -057)

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique. Elle s'applique aux éléments fins inférieurs à 0.08mm .Les grains de diamètre différent sédimentent dans un milieu liquide au repos, à vitesse différente, la relation entre le diamètre des grains et la vitesse de sédimentation est donnée par la loi de Stokes. Comme cette relation a été établie pour les grains sphériques, en l'appliquant au sol on n'obtiendra que " Les diamètres équivalents".

III.6.2.1 Appareillage spécifique

- Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030g/cm³ ;
- Deux éprouvettes de 1 litre de contenance, de 85mm de diamètre et de 450mm de hauteur de graduation ;
- Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation varie de 0 à 10000 tr /min ;
- Un dé flocculant : hexametaphosphate de sodium ;
- Un agitateur manuel pour l'homogénéisation de la suspension avant essai.

III.6.2.2 Appareillage courant

- Un thermomètre gradué de 0 à 50°C ;
- Un chronomètre ;
- Eau déminéralisée (distillé) ;
- Une balance ; précise au décigramme ;
- Un tamis de 0,08 mm ;
- Un mortier avec pilon en caoutchouc ;
- Une étuve de dessiccation avec thermostat 105°C.

III.6.2.3 Mode opératoire

- On prend 80g de matériau sec (sol) 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 cm³ d'eau distillé additionnée de 60 cm³ d'héxametaphosphate de sodium concentré à 5% dont 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.

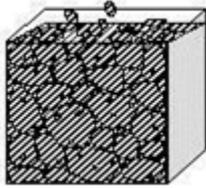
III.6.2.4 Exécution de l'essai

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 sec ; 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. Les résultats trouvés à partir de cet essai vont servir à compléter la courbe granulométrique.

III.7 Masse Volumique Apparente et Absolue (NF P 94 -054)

III.7.1 Masse Volumique Apparente

C'est la masse de l'unité de volume apparent du corps, c'est-à-dire du volume constitué par la matière du corps et les vides qu'elle contient.



$$\gamma_{ap} = \frac{M_s}{V_{ap}}$$

γ_{ap} – Masse volumique apparente (kg/m^3).
 M_s – Masse d'un corps sèche.
 V_{ap} – Volume apparent.

Figure III.1 : Masse volumique apparente.

III.7.1.1 Principe

- Remplir une mesure de 1 dm^3 , et en déterminer la masse.
- La masse volumique apparente est donnée par :

$$\text{Masse volumique apparent} = \text{Masse/Volume}$$

III.7.1.2 Appareillage

- Un entonnoir monté sur trépied ;
- Un récipient calibré ;
- Une règle à araser ;
- Une balance de précision : force de 4 à 5 kg sensibilités 1 à 2 cg.



Figure III.2 : Entonnoir trépied.

III.7.2 Masse Volumique Absolue

La masse volumique absolue ρ_s est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat, sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

III.7.2.1 Appareillage

- Trois pycnomètres en verre de 100 cm³ ;
- Une balance de précision : force de 4 à 5 kg, sensibilités 1 à 2 cg ;
- Un entonnoir à long col ;
- Tige en verre pour l'agitation.

III.7.2.2 Mode opératoire

- Préparer un échantillon de sable, sèche à l'étuve et refroidi ;
- Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M0 ;
- Deviser le couvercle et introduire 30 g du matériau, peser l'ensemble, soit M1 ;
- 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 M2 ;
- 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 M3 ;
- Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés.

III.7.2.3 Exploitation des résultats

Le calcul de la densité des grains solides du sol est donnée directement par la formule :

$$\rho_s = (M_2 - M_1) / (M_3 - M_0) + (M_2 - M_1) \text{ en g/cm}^3$$

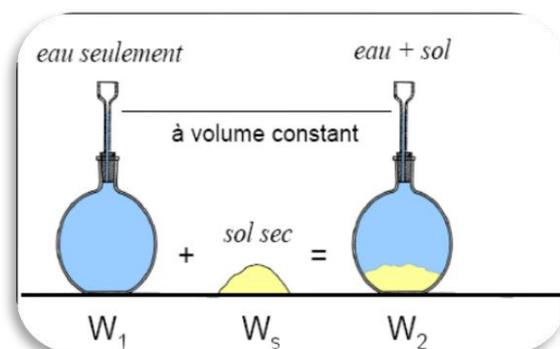


Figure III.3 : Pycnomètre en verre de 100 cm³.

III.8 Equivalent de Sable (NF P 18 -598)

Si le sol grenu est pollué par des particules d'argile ou de Limon on pourra déterminer la proportion relative de sol fin et de sol grenu par l'essai d'équivalent de sable. L'équivalent de sable est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable ou d'un gravier. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains.

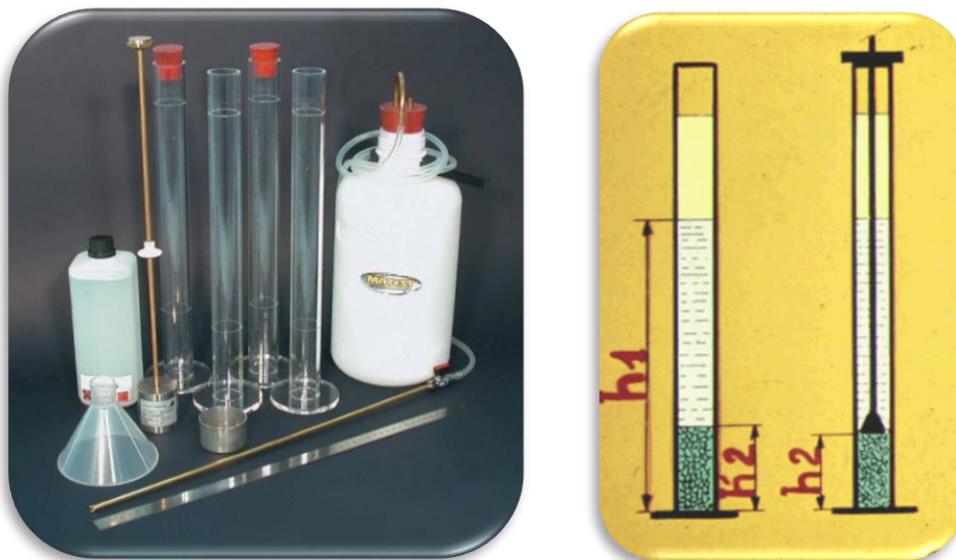


Figure III.4 : Appareillages et matériels utilisés pour l'équivalent de sable (ente-aix).

III.8.1 Principe de l'essai

Cet essai s'exécute sur la fraction des sols passant au tamis de 5 mm. Il s'applique aux sols (en fait aux sables) peu ou pas plastiques donc très peu argileux. L'équivalent de sable est considéré comme indiquant le degré de pollution des éléments sableux d'un sol ou d'un granulat obtenu par concassage. Un ES de 100 % est l'indice d'un sable propre, un ES de 0 % est celui d'un sable argileux. Un sable à béton doit avoir un ES > 80. Un sable pour sable-bitume (sand asphalt) doit avoir un ES > 4-0. L'essai consiste à mettre en suspension, après défloculation dans une solution spécialement préparée, le sol est à mesurer au bout de 20 minutes, la hauteur des sédiments, et la hauteur du floculat. ES est égal au rapport de ces hauteurs.

III.8.2 Appareillage et matériels utilisés :

- Trois éprouvettes cylindriques transparentes en matière plastique, chacune est graduée en 2/10 de centimètre à partir de la base jusqu'à 38 cm ;
- Un entonnoir pour verser l'échantillon dans l'éprouvette ;
- Un piston taré en métal inoxydable ;
- Un flacon de 5 litres placé à 1 m 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 : $m=120\text{g}$.

III.8.3 Mode opératoire :

- Prendre 500 gr de l'échantillon de sable passant au tamis 5 mm ;
- Dans une éprouvette graduée, siphonner la solution lavant jusqu'à une hauteur de 10 cm ;
- 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 pour 10 minutes ;
- Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30 secondes avec une course d'environ 20 cm ;
- En suite placer l'éprouvette verticalement ;
- Enlever 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 repère supérieur 38 cm ; relever ensuite lentement le tube laveur ;
- 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) : $(h'2/h1) \times 100$** .

Tableau III.04 : Caractéristique de sable (ES).

ES à vue	ES au piston	Nature et qualité du sable
ES<65%	ES<60%	Sable argileux : risque de retrait ou de gonflement. Sable 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 n'a pas de conséquence notable sur la qualité du Béton
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.

III.9 Limites d'Atterberg (NF P 94-051\ 1993)

Cet essai se pratique sur la fraction du sol dont les particules ont une dimension inférieure à 0,42 mm (le mortier). Par définition, la teneur en eau ω d'un sol est le rapport entre le poids d'eau ω_w et le de sol sec ω_s . Elle est exprimée en %. En 1905, Atterberg a défini des teneurs en eau fixant les limites entre les 3 états. Si à un échantillon de sol

préalablement desséché et pulvérisé, on fait croître la teneur en eau de façon homogène par malaxage, il passe progressivement de l'état solide, à l'état plastique puis à l'état liquide.

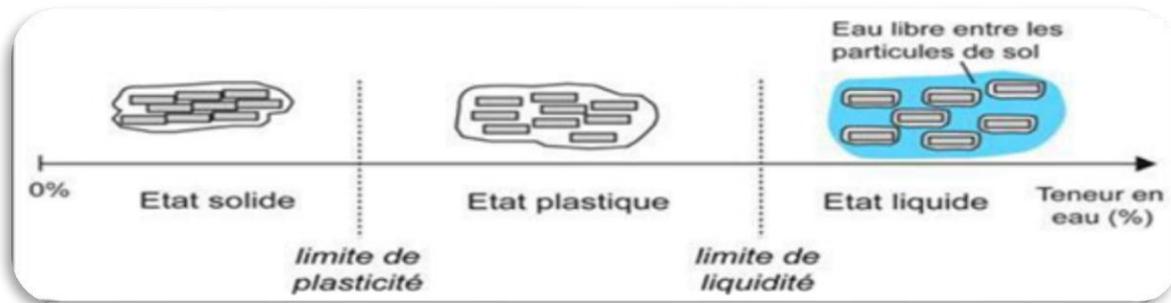


Figure III.5 : Représentation des limites d'Atterberg (Zinoun Zakaria).



Figure III.6: Appareil de Casagrande.

III.9.1 La 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.

III.9.2 La Limite de Plasticité W_p

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.

III.9.3 L'Indice de Plasticité I_p

Il donne l'étendue du domaine plastique $I_p = W_L - W_p$. 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 , I_p) 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.

$$I_p = W_L - W_p$$

III.9.4 Appareillage

III.9.4.1 Équipement pour la détermination de la limite de liquidité

- Appareil de Casagrande : coupelle métallique, qui tombe de 10 mm sur un bloc en bois bakélite de dureté bien déterminée ;
- L'outil à rainure : permet de faire dans la moitié placée dans la coupelle, une rainure de forme et dimensions bien définies ;
- Une étuve de dessiccation ;
- Une balance ;
- Des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles ;

III.9.4.2 Équipements pour la détermination de la limite de plasticité

- Une plaque lisse en marbre ou un matériau équivalent pour le malaxage et la confection des rouleaux de sol ;
- Des capsules ou boîtes de pétri, spatule, truelles ;
- Une étuve de dessiccation ;
- Une balance ;
- Une plaque de verre de 5 cm de largeur et de 10.5 cm de longueur portant une graduation tous les 1 cm et une cal de 0.5 m.

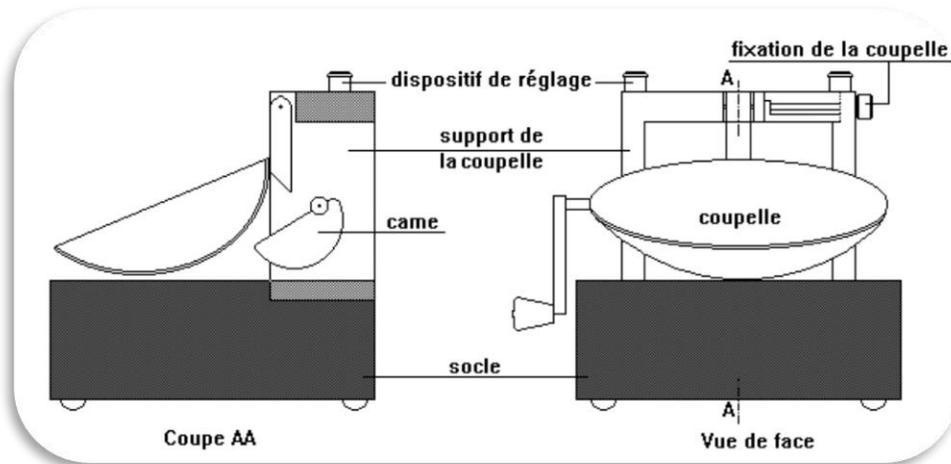


Figure III.7 : Appareil de Casagrande.

III.10 Essai Proctor (NF P 94-093 \ 1999)

III.10.1 Principe de l'essai de compactage

L'essai Proctor a pour objet de préciser pour un sol donné l'influence de la teneur en eau avec un compactage normalisé. Le sol étudié est compacté selon les normes (NF P 94-093 \ 1999) On mesure chaque fois la densité sèche du matériau compacté et on trace la représentation graphique de la variation de γ_d en fonction de w .

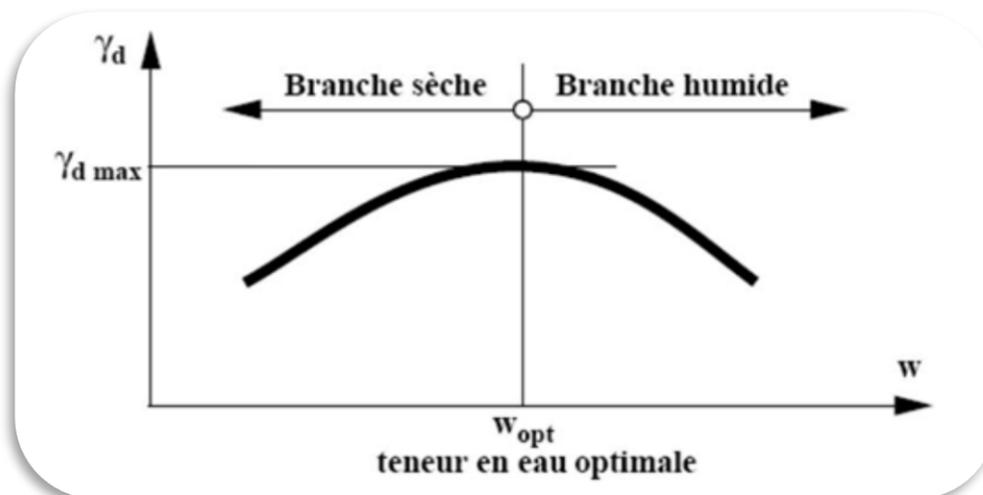


Figure III.8 : Exemple de graphe Proctor (Bakir N. 2017).

III.10.2 Appareillage spécifique

L'appareillage spécifique :

- Un socle de compactage présentant une surface plane horizontale d'au moins 30 cm × 30

cm et une épaisseur d'au moins 30 cm ;

- Le moule Proctor normal constitués d'un corps de moule, d'une embase et d'une rehausse. Le corps de moule peut être monobloc ou fendu ;
- Une dame de compactage manuel «dame Proctor normal» constituée d'un mouton cylindrique de $51 \text{ mm} \pm 1 \text{ mm}$ de diamètre. Ce mouton coulisse dans un fourreau qui lui autorise une hauteur de chute de $305 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$;
- La masse de l'équipage mobile est de $2\,490 \text{ g} \pm 2,5 \text{ g}$;
- Une règle à araser constituée par une lame en acier.

III.10.3 Mode opératoire

1) Préparation du matériau :

- Prendre 2.5 kg du matériau ;
- Humidifier soigneusement le matériau ainsi préparé à la teneur en eau désiré ;
- L'homogénéiser à la truelle, puis en le malaxant à la main ou dans un malaxeur.

2) Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.

3) Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des couches ait sensiblement la même épaisseur (la dernière couche devant avoir sa face supérieure au-dessus du niveau supérieur du moule, c'est-à-dire à l'intérieur de la hausse).

4) Compacter chaque couche à l'aide de dame de compactage en 25 coups. S'arranger pour que le compactage soit uniforme.

5) 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 règle ;
- Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau ;
- Peser le moule : on obtient le poids total humide ;

6) Enlever la base du moule.

- Prélever deux échantillon a la partie supérieure et à la partie inférieure du moule, et effectuer les mesure de la teneur en eau (passage à l'étuve à 105° pendant 24 heures) ;
- démonter le moule, et enlever le matériau humide, et malaxer une quantité de matériau et rajouter de l'eau pour obtenir une teneur en eau supérieure (+2%) ;

- Effectuer un autre essai. Arrêter l'essai quand on obtient par deux fois consécutives une diminution du poids total humide par rapport à l'essai précédent.



Figure III.9 : Moule et dame de compactage de l'essai Proctor normal.

III.11 Essai de Bleu de Méthylène (NF P 94-068)

III.11.1 Principe de l'essai

Il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en mesurant la quantité de colorant de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, externe et interne, de toutes les particules argileuses présentes dans la solution à étudier par une monocouche de bleu de méthylène. On appelle 'valeur de bleu VBS' d'un sol, la quantité en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de sol (2mm).

III.11.2 Expression des résultats

- Masse sèche de la prise d'essai: $M_0 = M_1 / (1 + \omega)$;
- Masse de bleu introduite $B = 0,01 \times V$;
- L'expression des résultats est (en g de bleu pour 100g de sol sec) :
 $VBS = 100 \times B / M_0$.

III.11.3 Matériel nécessaire

- Une balance permettant de faire toutes les pesées ;
- Un chronomètre, un papier filtre, une baguette de verre ;

- Un agitateur à ailettes ;
- Un bécher de 1 ou 2 litres en matière plastique ;
- Une étuve ventilée ou autre moyen séchage ;
- Bleu de méthylène à 10g/l avec un doseur permettant des injections de 2.5 ml à 10ml ;
- Un chronomètre.

III.11.4 Préparation de l'échantillon

On prépare un échantillon de 200g venant de diamètre < 2mm. Puis on le met dans le malaxeur et on ajoute 500 ml d'eau distillé (**À noter que l'agitateur du malaxeur doit être à 10 mm loin du fond du bol afin de garantir un bon malaxage**) on règle alors la vitesse de rotation à 700 tr/min pendant au moins 5 min puis on passe à une vitesse permanente de 400 tr/min. Par la suite on ajoute 5 ml du bleu de méthylène au mélange et au bout d'une minute on prélève une goutte à l'aide d'une tige en verre et on la dépose sur le papier filtre. Le test est dit positif si la tache entourant (l'auréole) prend une couleur bleu clair, on procède par la suite à des prélèvements d'une minute d'écart pendant 5min pour enlever **l'incertitude (au cas où l'auréole devient bleu clair à la 5ème minute on passe à des injections de 2ml vu qu'on frôle la saturation)**. Inversement, le test est négatif si l'auréole est incolore, ainsi on continue d'ajouter 5 ml du colorant. On prélève une goutte de liquide dans le bêcheur contenant le sol imbibé de bleu, et on dépose celle-ci sur le papier filtre (diamètre du dépôt compris entre 8 et 12 mm). Deux cas sont possibles :

- 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.

III.11.5 Classification des sols après essai

Tableau III.5 : Classification des sols selon VBS (GTR 92).

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 plastique
$2,5 \leq \text{VBS} < 6$	sol limoneux de plasticité moyenne.
$6 \leq \text{VBS} < 8$	sol argileux.
VBS > 8	sol très argileux.



Figure III.10 : Résultats de valeur au bleu.



Figure III.11 : Appareillage de l'essai de bleu.

III.12 ESSAIS MECANIQUES

III.13 Essai Œdométrique (MB-3336 (ABNT, 1990))

L'essai œdométrique a pour objectif d'étudier la consolidation d'échantillon de sols intacts ou remaniés, soumis à des charges verticales ; il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer les relations entre les charges et les déformations obtenues sous ces charges. L'essai consiste à placer une éprouvette dans une enceinte cylindrique rigide latéralement pour que les déformations radiales soient nulles, avec une paroi intérieure très lisse et souvent lubrifiée pour que les frottements générés au cours de la consolidation au contact paroi-sol soient négligeables. La préparation de l'éprouvette et sa mise en place dans l'enceinte œdométrique dépendent de la consistance du sol. Les modes opératoires en vigueur définissent des procédures pratiques de préparation des éprouvettes dans l'intention de déterminer le comportement des échantillons de sols, soumis à une variation de teneur en eau et une augmentation de contrainte verticale, des essais de compressibilité sont réalisés selon la procédure de (Jennings et Knight, 1975).

III.13.1 Essai Œdométrique Simple

L'essai œdométrique 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.

III.13.2 Essai Œdométrique Double

L'essai œdométrique 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.

III.13.3 Appareillage

- des masses (1kg, 2kg, 4kg, 8kg, 16kg.....) ;
- plaque en verre ;
- balance électronique de précision 0,01g ;
- chronomètre ;
- un mortier en porcelaine ;
- une dame de compactage du sol.

III.13.3.1 Appareil de l'œdomètre :

L'œdomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique, cet appareil 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 des calculs.

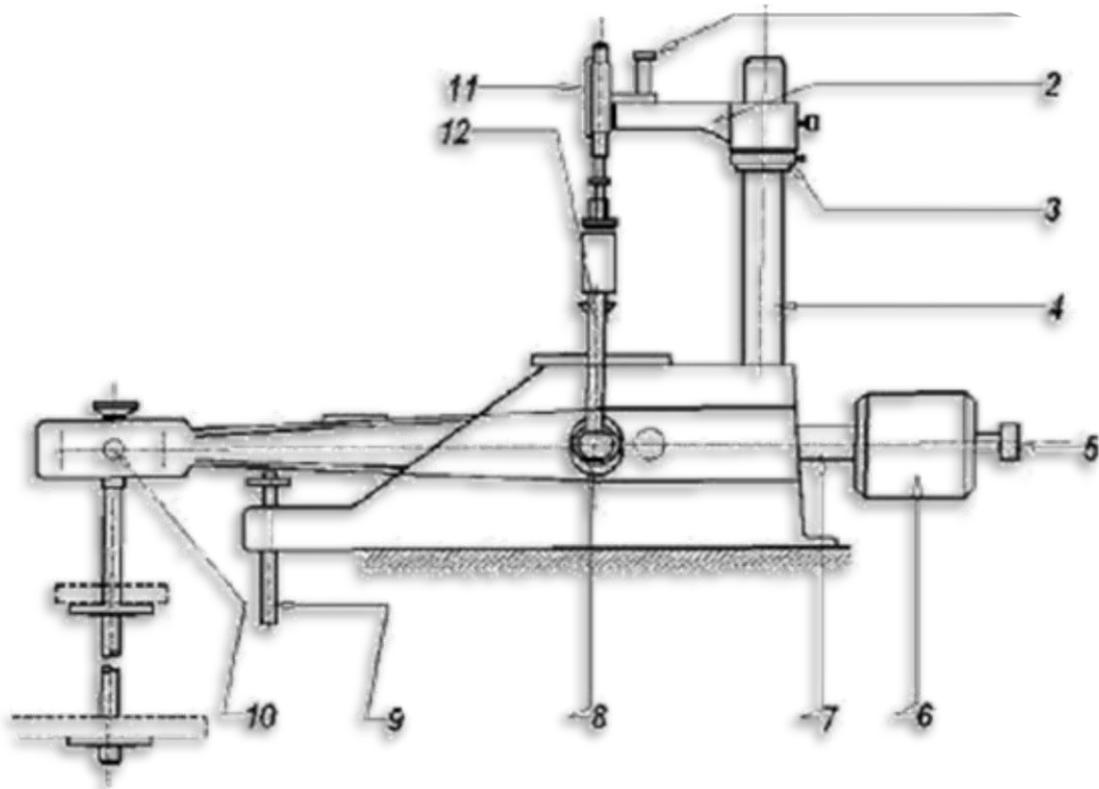


Figure III.12 : Appareil Œdométrique. (Hocine Z, 2011).

- 1) Vise fixation du comparateur ;
- 2) Console coulissante sur (4) ;
- 3) Réglage de la hauteur du comparateur ;
- 4) Support rigide du comparateur ;
- 5) Vis de réglage du contrepoids ;
- 6) Contrepoids ;
- 7) Barre supportant le contrepoids ;
- 8) Articulation ;
- 9) Vérin de support ;
- 10) Articulation entre la poutre et les plateaux recevant les masses ;
- 11) Comparateur au 1/1000 mm ;
- 12) Traverse de mise en charge ;
- 13) Cellule .

III.13.3.2 Dame de compactage :

Pour le compactage on utilise un appareil spécifique de poids 360.35g qui est constitué de :

- Un disque rigide de diamètre 50 mm ;
- Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 200 mm ;
- Une dame de forme de disque de masse de 121g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.



Figure III.13 : Dame de compactage.

III.13.3.3 Le bâti :

La bâti, indéformable sous l'effet des efforts appliqués, supporte la cellule maintient sa base horizontale avec une incertitude de 1%.

III.13.3.4 Cellule œdométrique :

C'est une cellule de consolidation (réservoir d'eau) à anneau fixe, fabriqué en matériau inoxydable et répondent aux spécifications des normes en vigueur. Toutes les cellules sont livrées avec deux pierres poreuses supérieure et inférieure.

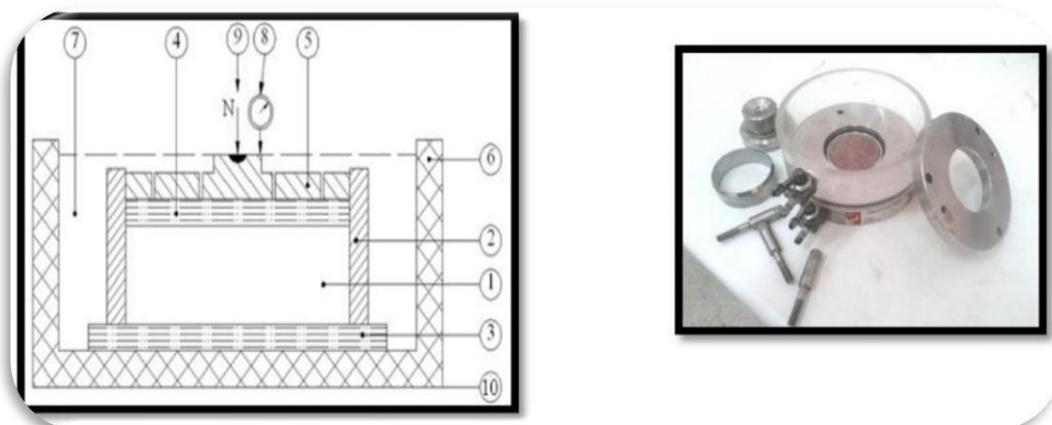


Figure III.15 : Cellule œdométrique.

- | | |
|------------------------------------|------------------------------|
| 1) Éprouvette du sol ; | 2) Enceinte œdométrique ; |
| 3) Disque drainant inférieur ; | 4) Disque drainant supérieur |
| 5) Dispositif de chargement ; | 6) Réservoir ; |
| 7) Fluide d'imbibition ; | 8) Mesurage du déplacement |
| 9) Effort « N » sur l'éprouvette ; | 10) Bâti ; |

III.14 Programme des Essais Œdométriques

III.14.1 Préparation d'échantillon du sol

Pour chaque sol, on pèse les quantités du sable et d'argile selon les proportions citées au paravent puis mélangées à sec par un malaxeur tournant à vitesse constante. L'échantillon du sol plus la teneur en eau (distillé) 6% est malaxé manuellement dans un mortier en porcelaine jusqu'à obtention d'un mélange homogène.

III.14.2 Mise en place de l'échantillon du sol dans le moule

L'échantillon étant préparé, on le place à l'intérieur de la bague annulaire en forme de tas, puis on procède au compactage dynamique avec une énergie E_c , par une dame conçue spécialement au laboratoire. L'éprouvette est arasée au niveau du bord supérieur de l'anneau par une lame rigide avec beaucoup de soin pour ne pas remanier le sol de l'éprouvette. Quelques caractéristiques initiales de l'éprouvette (bague œdométrique) peuvent être déterminées de la façon suivante :

La masse volumique du sol humide :

$$\gamma_h = M/V.$$

Où :

M : est la masse de l'éprouvette du sol.

V : est son volume.

d : est son diamètre.

h_0 : est sa hauteur

$$V = (d^2/4) \times h_0.$$

III.14.3 Mise en charge de l'œdomètre selon (Knight, 1963)

Lorsqu'on arrive à une pression de 200 KPa et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le programme des essais comporte un liquide d'inondation afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol. Les charges sont appliquées

par palier de 24 h et chaque incrément est le double du précédent (100-200-400) ; après chaque application de la charge on note le tassement H (mm) en fonction du temps jusqu'à stabilisation du comparateur. Les lectures sont levées aux instants : 0s- 30s-1min-2min-4min-8min-15min-30min-1h-2h-4h-8h-24h).L'essentiel est de respecter le mieux possible cette progression des temps réels des lectures, noter les amplitudes de tassement à la centaine de millimètre juste avant d'appliquer la charge suivante. L'instant (t=30s) marque le début du tassement du sol ; l'essai est poursuivi jusqu'au chargement de 400 kPa.

III.14.4 Détermination de l'indice de vide et potentiel de collapse

Les caractéristiques initiales de l'échantillon de chaque sol sont déterminées comme suit :

$$\gamma_h = M / V.$$

$$V = \pi d^2 / 4 * h_0.$$

γ_h : La densité volumique du sol humide.

M: est la masse de l'éprouvette du sol.

V: volume de bague annulaire.

d: est son diamètre.

h₀: est sa hauteur.

$$\gamma_d = \gamma_h / (1 + \omega_0).$$

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

γ_d : La densité volumique du sol sec.

ω_0 :est la teneur en eau initiale.

e₀ :L'indice des vides initial.

γ_s : La densité volumique des grains solides

L'indice des vides **e** peut être aussi calculé de la manière suivante :

$$H = h_0 - \Delta H.$$

P_{sec}: poids de sol sec.

S : section droite de l'éprouvette.

h₀ : hauteur initiale de la cellule œdométrique.

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

$$C_p = (\Delta h / h_0) \times 100\% \cong (\Delta e / 1 + e_0) \times 100\%.$$

$$\Delta e = (1 + e_0) / h_0 \times \Delta h.$$

$$e = e_0 - \Delta e.$$

Donc l'indice de vide est égal :

$$e = e_0 - \Delta e.$$

Et le potentiel de collapse est égal :

$$C_p = (\Delta e / (1 + e_0)) \times 100\%.$$

Tableau III.6 : L'importance de l'affaissement en fonction du % Cp.

Potentiel de collapse (%C _p)	Degré du problème
0 à 1	Pas de problème
1 à 5	Troubles modérés
5 à 10	Troubles
10 à 20	Troubles sèvres
> 20	Troubles très sèvres

III.15 Conclusion

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

Chapitre 4

RESULTATS ET INTERPRETATIONS**IV.1 INTRODUCTION**

Les résultats des essais préliminaires et principaux sont analysés dans ce chapitre et interprétés dans ce chapitre.

L'approche expérimentale adoptée dans cette étude consiste à déterminer les caractéristiques standards du sol non traité -S- (granulométrie, limites d'Atterberg, Proctor Normal, densité volumique absolue et apparente, VBS....) pour avoir un aperçu sur la nature affaissable du sol S. On compare les résultats avec ceux de la littérature dans ce domaine.

La seconde étape est de confirmer la nature effondrable du sol S par des essais œdométrique, en utilisant la méthode double consolidation, pour justifier notre choix de faire un traitement au sol.

IV.2 RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES**IV.2.1 Analyse Granulométrique par Tamisage**

Elle se fait par tamisage par voie sec pour les sols S, S1 et S2 selon la norme (NF P94-056) et pour compléter la courbe granulométrique on procède à l'analyse par sédimentation les éléments inférieurs ou égaux à $80\mu\text{m}$ (NF P94- 057).

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (2-0.125-0.63-0.315-0.160 et 0.08mm).



Figure IV.1 : Série des tamis sur la tamiseuse.

IV.2.1.1 Résultats

Les résultats obtenus par cet essai sont donnés dans le tableau suivant :

Coefficient d'uniformité : $Cu = D_{60} / D_{10}$

Coefficient de courbure : $Cc = (D_{30})^2 / D_{10} \cdot D_{60}$

Tableau IV.1 : Résultats des passages aux tamis.

TAMIS (mm)	Tamisât (%)			
	Sable	S	S1	S2
5	100	100	100	100
2	100	100	100	100
1.25	95.85	98.5	97.7	97.2
0.63	75.9	84.8	83.7	82.7
0.315	29.05	51.9	47.3	46.9
0.160	5.1	38.5	37.1	36.7
0.08	0.1	32.6	31.9	30.9
0.077	0	25	24	23
0.055	0	24	23	21
0.038	0	21	20	19
0.025	0	20	18	16
0.017	0	17	16	14
0.012	0	15	13	12
0.008	0	12	11	10
0.006	0	11	10	09
0.004	0	10	09	08
0.003	0	08	07	06
0.001	0	07	06	05

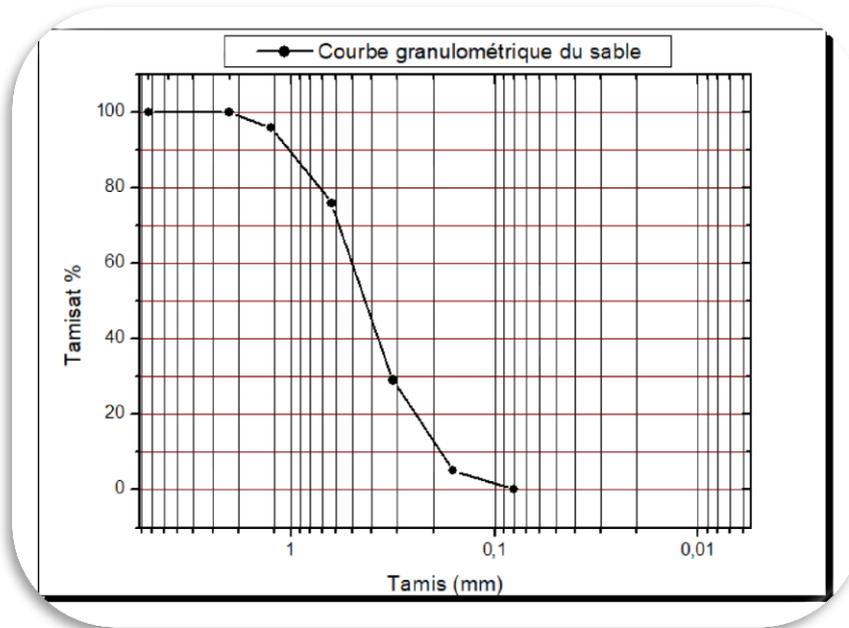


Figure IV.2 : Courbe granulométrique du sable.

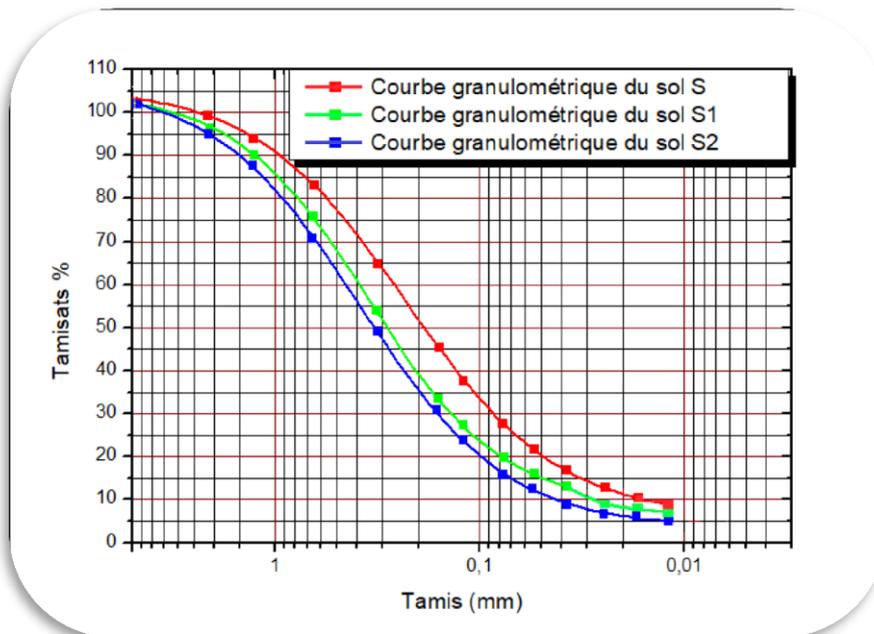


Figure IV.3 : Courbe granulométrique des sols S, S1 et S2.

D'après les résultats de l'analyse granulométrique on a pu calculer les coefficients de courbure et d'uniformité des sols S, S1 et S2 ainsi que du sable, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2 : Paramètres de la courbe granulométriques.

	D₆₀	D₃₀	D₁₀	C_u	C_c
Sable	0.50	0.33	0.19	2.63	1.14
Sol S	0.25	0.082	0.0148	16.89	1.81
Sol S1	0.38	0.148	0.0320	11.87	1.80
Sol S2	0.45	0.164	0.0430	10.46	1.39

IV.2.1.2 Interprétation

D'après (Ayadat et Belouahri, 1996) Si $C_u \geq 12$ le sol est affaissable, donc le sol (S) a un caractère effondrable. D'après l'ajout d'un pourcentage du laitier granulé on remarque une diminution des paramètres de la courbe granulométrique (coefficient de courbure C_c et coefficient d'uniformité C_u) en rendant les sols traités (S1) et (S2) non effondrable.

IV.2.2 Masse Volumique

IV.2.2.1 La masse Volumique Absolue

On rappelle que :

M0 : masse du pycnomètre ;

M1 : masse du pycnomètre + les grains solides ;

M2 : masse total (pycnomètre + les grains solides + l'eau) ;

M3 : masse du pycnomètre + l'eau.

Dans les tableaux ci-dessous on trouve les masses volumiques absolues et les masses volumiques apparentes des sols S, S1 et S2.

IV.2.2.1.1 Résultats

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : La masse volumique absolue S (méthode de pycnomètre).

N° d'essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	Masse vol (g/cm³)	Moy (g/cm³)
Essai 1	104.5	350.8	25	366.62	2.72	2.67
Essai 2	104.5	352.5	25	368.12	2.66	
Essai 3	104.5	350	25	365.45	2.62	

Tableau IV.4 : La masse volumique absolue S1 (méthode de pycnomètre).

N° d'essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	Masse vol (g/cm ³)	Moy (g/cm ³)
Essai 1	104.5	350.8	25	366.98	2.83	2.72
Essai 2	104.5	352.5	25	368.09	2.65	
Essai 3	104.5	350	25	365.67	2.68	

Tableau IV.5 : La masse volumique absolue S2 (méthode de pycnomètre).

N° d'essai	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	Masse vol (g/cm ³)	Moy (g/cm ³)
Essai 1	104.5	350.8	25	366.90	2.80	2.73
Essai 2	104.5	352.5	25	367.94	2.61	
Essai 3	104.5	350	25	366.03	2.79	

Tableau IV.6 : Les masses volumiques absolues des sols S, S1 et S2.

Sols	S	S1	S2
Masse vol (g/cm ³)	2.67	2.72	2.73

IV.2.2.1.2 Interprétation

Les résultats de la masse volumique absolue indiquent une augmentation légère de la densité absolue des sols traités S1 et S2, ce qui est due à l'ajout du laitier granulé.

IV.2.2.2 La Masse Volumique Apparente

La masse volumique apparente est définie comme le rapport de la masse sèche de l'échantillon par le volume occupé par la matière solide, y compris les vides entre les grains (volume apparent).

IV.2.2.2.1 Résultats

Tableau IV.7: Masse volumique apparente du sol S.

N° d'essai	1	2	3
Masse vide	1435	1435	1435
Masse du sol (g)	1222	1226	1221
Masse volumique (g/cm ³)	1.22	1.22	1.22
Moyenne (g/m ³)	1.22		

Tableau IV.8 : Masse volumique apparente du sol S1.

N° d'essai	1	2	3
Masse vide (g)	1443	1443	1443
Masse du sol (g)	1244	1237	1235
Masse volumique (g/cm ³)	1.24	1.23	1.23
Moyenne (g/cm ³)	1.23		

Tableau IV.9: Masse volumique apparente du sol S2.

N° d'essai	1	2	3
Masse vide (g)	1443	1443	1443
Masse du sol (g)	1241	1234	1239
Masse volumique (g/cm ³)	1.24	1.23	1.24
Moyenne (g/cm ³)	1.24		

IV.2.2.2 Interprétation

Les résultats de la densité volumique apparente indiquent que le pourcentage du laitier granulé provoque une augmentation légère de la densité apparente des sols traités (S1et S2), ce qui est due au remplissage des pores par les particules du laitier granulé.

IV.2.3 Equivalent de Sable :

L'objectif de l'essai est de déterminer la propreté d'un sable, cet essai a été effectué sur le sable de base (sable d'Oued).

IV.2.3.1 Résultats

Les résultats obtenus sont:

$$\text{ES (visuel)} = h_1 / h_2 \times 100 \quad \text{ES (piston)} = h_1 / h'_2 \times 100$$

Tableau IV.10 : Les résultats d'équivalent de sable.

	h1 (cm)	h2 (cm)	h'2 (cm)	ES (visuel) (%)	ES (piston) (%)
Essai 1	13.7	12.2	11.7	89.05	85.4
Essai 2	12.5	11.3	10.9	90.04	87.2
Essai 3	13.1	12	11.1	91.60	84.73
				90.23	85.77

IV.2.3.2 Interprétation

Ces résultats indiquent que notre sable est très propre, c'est à dire l'absence des impuretés et des déchets.

IV.2.4 Bleu de Méthylène

IV.2.4.1 Résultats

On a exécuté l'essai du bleu de méthylène sur les trois sols S, S1 et S2, par conséquent on a obtenu les résultats suivants :

Tableau IV.11 : Bleu de méthylène.

	S	S1	S2	Sable
Volume du bleu de méthylène (ml)	110	120	125	35
VBS	1.83	2	2.08	0.29

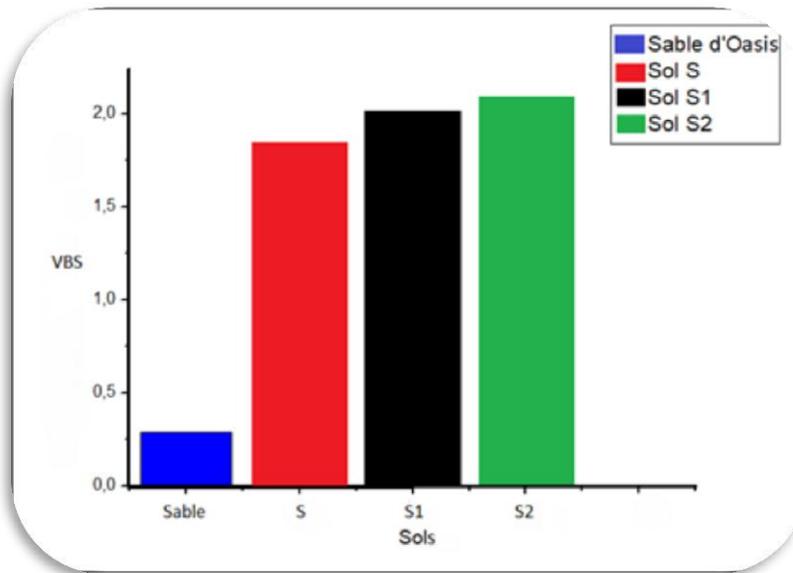


Figure IV.4 : Résultats du Bleu de méthylène.

IV.2.4.2 Interprétation

Donc d’après ces résultats on peut conclure que les sols S, S1 et S2 peuvent être considérés des sols sablo argileux, peu plastiques alors que le sable d’oasis est un sol sablo limoneux. Nous remarquons que les sols traités (S1et S2) subissent une augmentation légère par rapport au sol non traité (S) ce qui est due à l’addition du laitier granulé (6% et 8%)*.

IV.2.5 Limites d’Atterberg

IV.2.5.1 Résultats de Limite de Liquidité du Sol non traité (S) et du kaolin

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.12 : Limite de Liquidité du Kaolin.

N° de coups	15		20		23		33	
Masse de la tare (g)	22.14	22.10	22.06	22.17	21.97	22.16	22.38	22.16
Masse totale humide (g)	28.09	27.61	28.31	29.57	28.48	27.89	27.02	29.60
Masse totale sec (g)	26.46	25.64	26.49	27.85	26.51	26.22	24.71	28.07
Masse net	1.63	1.97	1.82	1.72	1.97	1.67	2.31	1.53

d'eau (g)								
Masse sèche (g)	3.25	3.87	3.65	3.53	4.06	3.56	4.98	3.48
Teneur en eau (%)	50.01	50.90	49.86	48.72	48.52	46.91	46.38	43.96
Moyenne(%)	50.45		49.29		47.71		45.17	
W _l	48.15							

Tableau IV.13 : Limite de Liquidité Sol S.

N° de coups	20		22		27		30	
Masse de la tare (g)	22.16	21.97	22.16	18	22.14	21.59	22.17	22.38
Masse totale humide (g)	31.05	29.52	33.85	23.85	28.95	27.53	28.10	29.97
Masse totale sec (g)	29.49	28.20	31.88	22.86	27.80	26.57	27.18	28.73
Masse net d'eau (g)	1.56	1.32	1.97	0.99	1.15	0.96	0.92	1.24
Masse sèche (g)	7.33	6.23	9.72	4.86	5.66	4.98	5.01	6.35
Teneur en eau (g)	21.28	21.19	20.27	20.37	20.32	19.28	18.56	19.53
Moyenne(%)	21.26		20.32		19.80		19.05	
W _l	20.11							

IV.2.5.2 Résultats de Limite de Plasticité du sol non traité (S) et du kaolin

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14 : Limite de Plasticité du sol S.

Masse de la tare (g)	10.19	10.31	10.21
Masse totale humide (g)	11.815	11.74	12.16
Masse totale sèche (g)	11.63	11.6	11.96
Masse net d'eau (g)	0.185	0.17	0.24
Masse sèche (g)	1.44	1.29	1.75
Teneur en eau (g)	12.87	13.17	13.71
Moyenne(%)	13.25		
W_p (%)	13.25		

L'indice de plasticité $I_p = W_l - W_p$

$$I_{p\ s} = 6.86$$

Le sol S est moyennement plastique.

Tableau IV.15 : Limite de Plasticité du kaolin.

Masse de la tare (g)	10.20	10.32	10.19
Masse totale humide (g)	12.75	13.53	12.97
Masse totale sèche (g)	12.18	12.82	12.38
Masse net d'eau (g)	0.57	0.71	0.59
Masse sèche (g)	1.98	2.50	2.19
Teneur en eau (g)	28.78	28.40	26.94
Moyenne(%)	28.04		
W_p (%)	28.04		

L'indice de plasticité $I_p = W_l - W_p$

$$I_{p\ kaolin} = 20.11$$

Le kaolin est plastique.

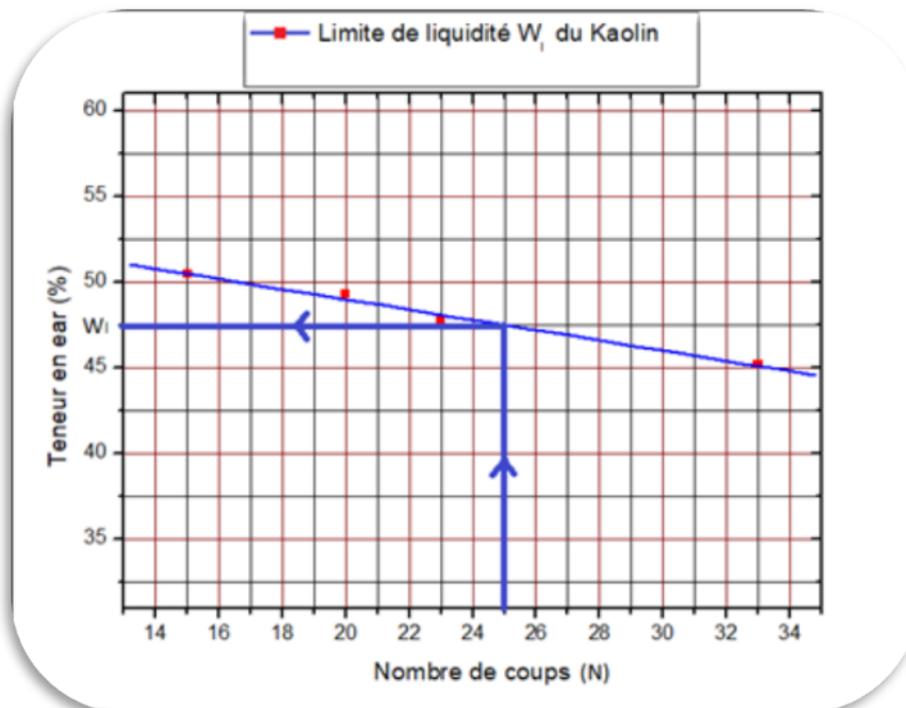


Figure IV.5 : Limite de liquidité du kaolin.

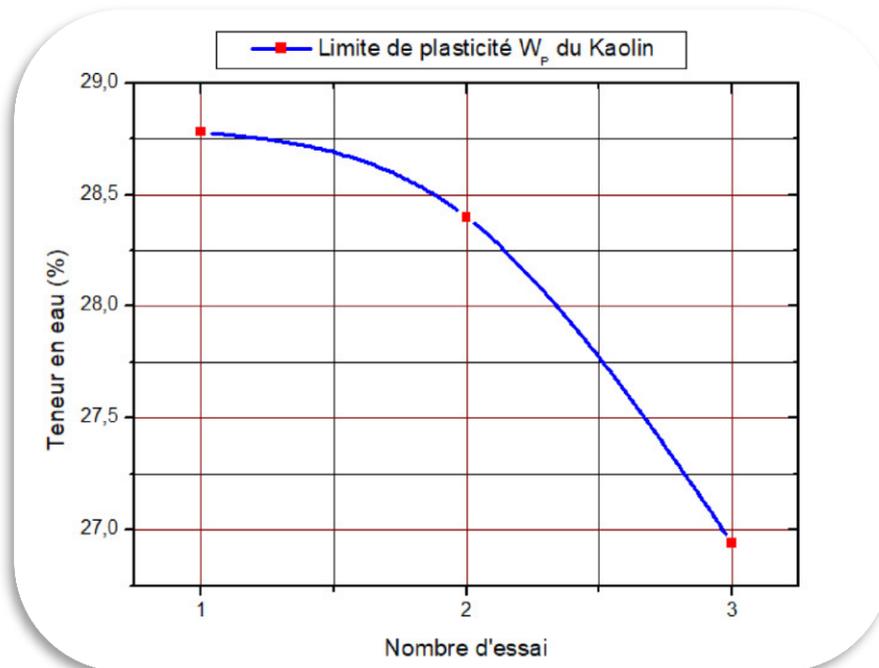


Figure IV.6 : Limite de plasticité du kaolin.

IV.2.5.3 Résultats de Limite de Liquidité des sols traités (S1 et S2)

Tableau IV.16 : La limite de liquidité du sol S1.

N° de coups	15		21		27		31	
Masse de la tare (g)	22.10	22.45	22.12	22.12	22.16	21.16	22.08	21.97
Masse totale humide (g)	29.48	26.48	27.44	27.44	28.03	32.15	27.88	27.10
Masse totale sèche (g)	28.30	25.84	26.60	26.60	27.07	30.59	26.99	26.32
Masse net d'eau (g)	1.18	0.64	0.84	0.84	0.96	1.59	0.89	0.78
Mass sèche (g)	6.20	3.39	4.48	4.48	4.91	9.43	4.91	4.35
Teneur en eau (%)	19.03	18.87	18.75	18.75	19.55	16.86	18.12	17.93
Moyenne(%)	18.95		18.76		18.20		18.02	
W _l	18.48							

Tableau IV.17 : La limite de liquidité du sol S2.

N° de coups	18		24		27		35	
Masse de la tare (g)	22.45	22.12	22.16	22.10	10.19	18.37	22.76	22.16
Masse totale humide (g)	27.52	27.03	30.53	29.56	14.84	23.18	27.90	27.46
Masse totale sèche (g)	26.72	26.28	29.29	28.45	14.16	22.48	27.17	26.69
Masse net d'eau (g)	0.76	0.75	1.25	1.11	0.68	0.70	0.73	0.77
Masse sèche (g)	4.27	4.16	7.13	6.35	3.97	4.11	4.41	4.53

Teneur en eau (%)	17.79	18.02	17.53	17.48	17.12	17.03	16.55	16.99
Moyenne(%)	17.90		17.50		17.07		16.77	
W_l	17.31							

IV.2.5.4 Résultats de Limite de plasticité des sols traités (S1 et S2)

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.18 : Limite de Plasticité du sol S1. Tableau IV.19 : Limite de Plasticité du sol S2.

Masse de la tare (g)	10.20	10.32	10.21
Masse totale humide (g)	12.32	12.02	12.91
Masse totale sèche (g)	12.09	11.84	12.62
Masse net d'eau(g)	0.23	0.18	0.29
Masse sèche	1.89	1.52	2.41
Teneur en eau (%)	12.17	11.84	12.03
Moyenne(%)	12.01		
W_p (%)	12.01		

Masse de la tare(g)	10.32	10.20	10.19
Masse totale humide(g)	12.22	14.04	12.91
Masse totale sèche(g)	12.00	13.61	12.59
Masse net d'eau (g)	0.22	0.43	0.32
Masse sèche	1.68	3.41	2.4
Teneur en eau (%)	13.09	12.53	13.33
Moyenne (%)	12.98		
W_p (%)	12.98		

L'indice de plasticité $I_p = W_l - W_p$

$$I_{p\ S1} = 5.30$$

Le sol S1 est un sol Moyennement.

L'indice de plasticité $I_p = W_l - W_p$

$$I_{p\ S2} = 5.50$$

Le sol S2 est un sol Moyennement plastique.

Tableau IV.20 : Limites d'Atterberg.

Sols	S	S1	S2	Kaolin
W_l (%)	20.11	18.48	17.31	48.15
W_p (%)	13.25	12.98	12.01	28.04

I_p (%)	6.86	5.50	5.30	20.11
-----------	------	------	------	-------

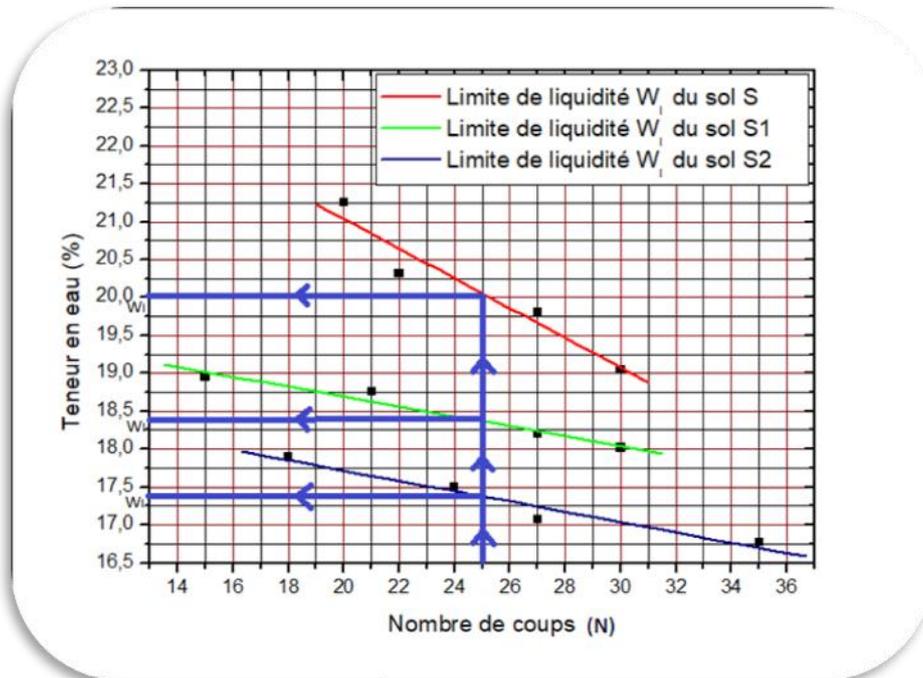


Figure IV.7 : Limites de Liquidité des sols S, S1 et S2.

IV.2.5.5 Interprétation

D'après (Ayadat et Ouali, 1999) si $I_p < 20\%$ et $15\% < W_l < 35\%$, le sol S est susceptible à l'effondrement. $I_p = 6.86\% < 20\%$;

$$15\% < W_l = 20.11\% < 35\%.$$

L'ajout du laitier granulé provoque une diminution de la limite de liquidité ce qui s'explique par l'absorption de l'eau par le laitier granulé et entraîne une inclinaison vers l'état plastique des sols traité (S1 et S2) et l'abaissement de risque d'effondrement par conséquent.

IV.2.6 Essai Proctor Normal

IV.2.6.1 Résultats

Les résultats expérimentaux concernant l'essai Proctor normal sont présentés ci-dessous pour les sols S, S1 et S2 :

Tableau IV.21 : Les résultats de l'essai Proctor sur les sols S, S1 et S2.

Sols	Sol S			Sol S1			Sol S2		
taux d'eau ajoutée à chaque compactage	8%	10%	12%	8%	10%	12%	8%	10%	12%
Masse + moule (g)	4965	5046	5018	3814	3894	3884	3746	3860	3851
Masse totale humide (g)	2040	2121	2093	2119	2199	2189	2051	2165	2156
Masse totale sèche (g)	1881	1918	1853	1947	1975	1937	1900	1956	1909
Masse du moule (g)	2925			1695			1695		
Volume du moule (cm ³)	934			934			934		
Masse volumique humide (g/cm ³)	2.18	2.27	2.24	2.26	2.35	2.34	2.19	2.31	2.30
Masse volumique sèche (g/cm ³)	2.01	2.05	1.98	2.08	2.11	2.07	2.03	2.09	2.04
Tare n°	F11	F8	F7	T1	T4	1B	T1	A3	T4
Masse de la tare (g)	10.30	10.20	10.32	22.16	22.38	22.17	22.16	22.16	22.38
Masse (sol humide + tare) (g)	37.47	31.54	34.87	31.29	31.78	31.76	37.90	36.57	48.72
Masse (sol sec + tare) (g)	35.50	29.68	32.34	30.60	30.91	30.75	36.82	35.30	46.01
Masse d'eau (g)	1.97	1.86	2.53	0.69	0.87	1.01	1.08	1.27	2.71
Masse du sol sec (g)	25.20	19.48	22.02	8.44	8.53	8.58	14.66	13.14	23.63
Teneur en eau ω (%)	7.81	9.54	11.49	8.17	10.20	11.77	7.36	9.66	11.46

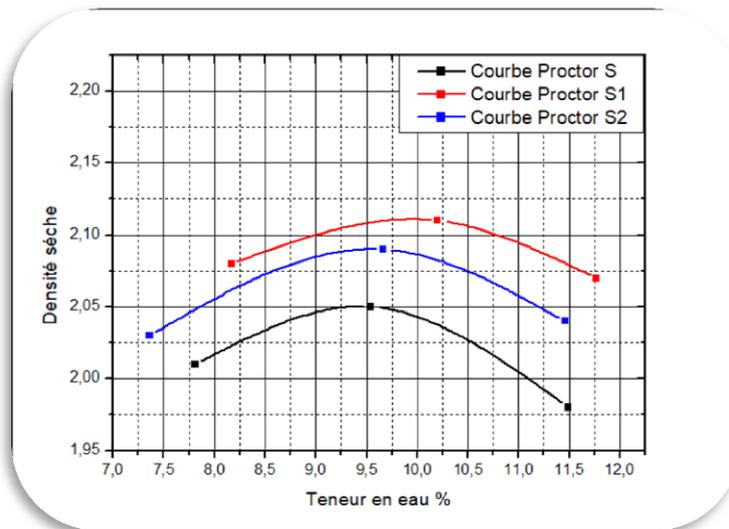


Figure IV.8: Courbe Proctor.

IV.2.6.2 Interprétation

Les paramètres de chaque sol d'après l'essai Proctor sont comme suit:

Le sol S densité $\gamma_{d\text{opt}}=2.05$ $\omega_{\text{opt}}= 9.54\%$;

Le sol S1 densité $\gamma_{d\text{opt}}=2.11$ $\omega_{\text{opt}}= 10.20\%$;

Le sol S2 densité $\gamma_{d\text{opt}}=2.09$ $\omega_{\text{opt}}= 9.66\%$.

On remarque que l'ajout du laitier granulé au sol (S) provoque une augmentation dans la densité sèche et de teneur en eau. L'augmentation de la teneur en eau avec l'ajout du laitier au-delà de 6% (S1) n'a pas d'effet concluant sur la densité sèche du sol. On peut dire que le laitier granulé absorbe de l'eau et garde notre sol dans la branche sèche de la courbe Proctor.

IV.3 RESULTATS DES ESSAIS MECANIQUES : Essai Œdométrique

Dans l'intention de déterminer le comportement des échantillons de sol, soumis à une augmentation de contrainte verticale, traités avec le laitier granulé, des essais œdométrique ont été réalisés selon la procédure de (Jennings et Knight, 1975). Le programme des essais a été effectué sur des sols reconstitués au laboratoire, avec 35% de kaolin et 65% de sable, à une teneur en eau de 6% et une énergie de compactage de 60 coups, sans traitement en premier lieu, puis dans le but d'étudier l'influence du traitement, des échantillons ont été traités à différentes teneurs de laitier granulé (6 et 8%), et ont été soumis à l'essai du double œdomètre.

IV.3.1 Résultats

Teneur en eau naturel $\omega_0= 6\%$.

Energie de compactage $E_c= 80$ coups.

Car les indices des vides des trois sols sont presque égaux on peut prendre une valeur d'indice des vides moyen $e_0 = 67.7\%$.

Tableau IV.22 : Les résultats de l'essai Œdométrique des sols S, S1 et S2.

	S		S1		S2	
	Sec	Saturé	Sec	Saturé	Sec	Saturé
e_0	0,677	0,677	0,677	0,677	0,677	0,677
50	0,664	0,618	0,664	0,627	0,673	0,661
100	0,644	0,573	0,652	0,621	0,657	0,637
200	0,613	0,511	0,636	0,618	0,635	0,614
400	0,575	0,448	0,627	0,611	0,618	0,595
800	0,532	0,423	0,603	0,585	0,607	0,582

Tableau IV.23 : Les potentiel de collapse C_p des sols S, S1 et S2.

Contrainte verticale (KPa)	Potentiel de collapse (%)	S	S1 (6%)	S2 (8%)
e_0	-	-	-	-
50	C_{p1}	2.74	2.19	0.72
100	C_{p2}	4.23	1.84	1.20
200	C_{p3}	6.08	1.07	1.25
400	C_{p4}	7.57	0.95	1.37
800	C_{p5}	6.49	1.02	1.49

Tableau IV.24 : Les potentiels de collapse à 400 KPa des sols S, S1 et S2.

Potentiel de collapse (%)	Sol S	Sol S1	Sol S2
C_{Pmax} (400 KPa)	7.57	0.95	1.37

D'après l'essai œdométrique on remarque que le C_p du sol non traité augmente à mesure que la charge verticale augmente jusqu'à la valeur max de C_p de 7,57.

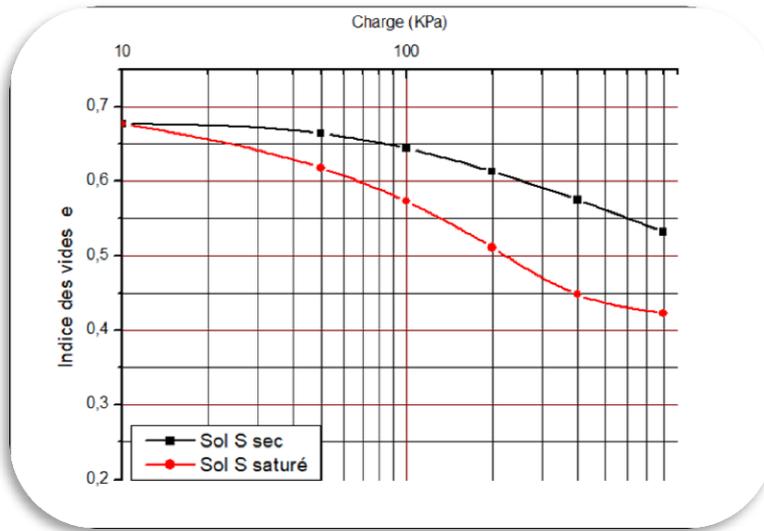


Figure IV.9: Courbe œdométrique du sol S.

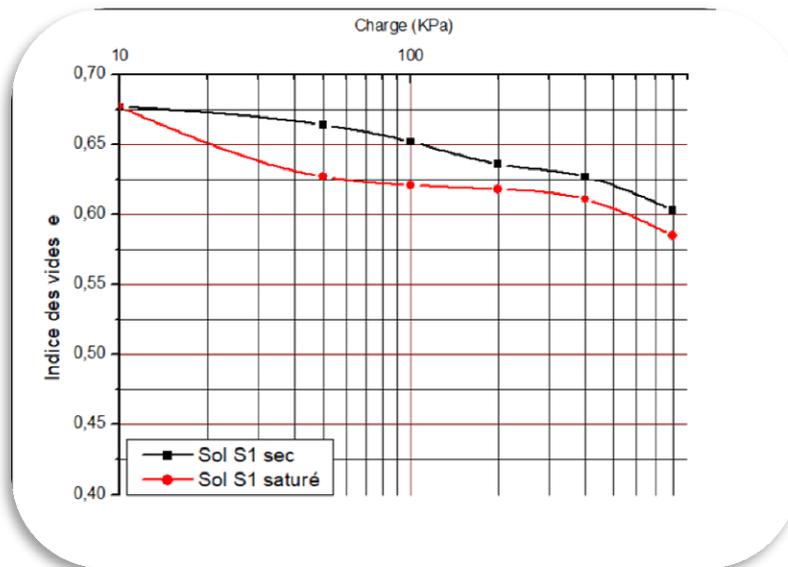


Figure IV.10 : Courbe œdométrique du sol S1.

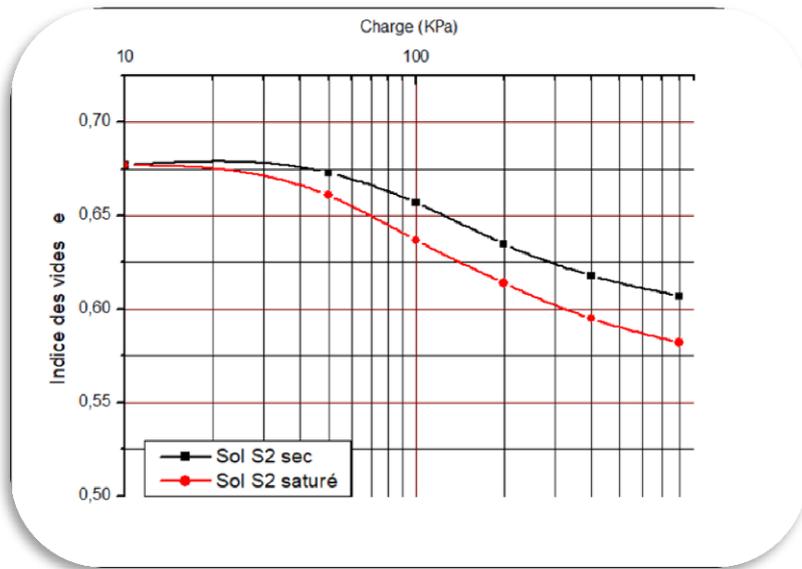


Figure IV.11 : Courbe Œdométrique du sol S2.

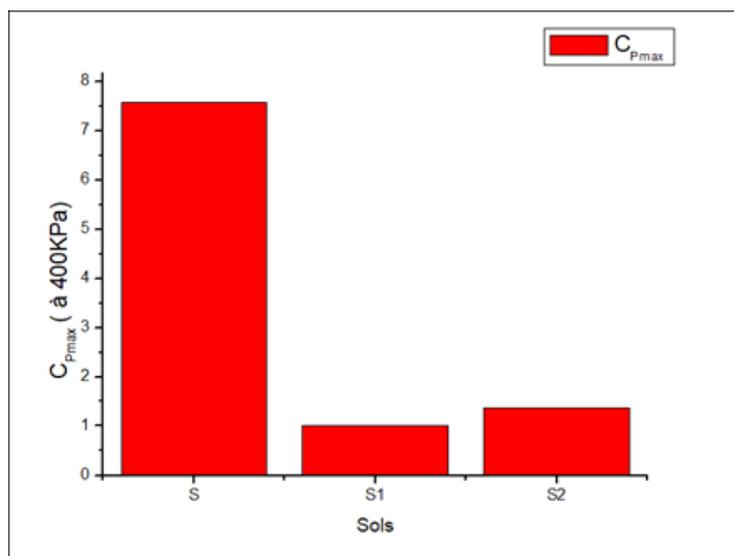


Figure IV.12 : Comparaison des C_{Pmax} .

IV.3.2 Interprétation

D'après l'essai œdométrique et les essais de caractérisations on a pu déduire que le sol (S) est affaissable. L'inondation du sol (S) provoque son effondrement même sous des charges faibles et l'ampleur de l'effondrement accentue au fur et à mesure que la charge appliquée augmente. Le potentiel de collapse C_p atteint son maximum sous la charge verticale de 400 KPa (Abbeche K, 2005). Au-delà de 400 KPa, les valeurs de potentiel d'affaissement se stabilisent. ON remarque d'après les courbe œdométriques que la différence des indices des

vides (e) de sol non traité (S) est supérieur aux sols traités (S1 et S2). Pour le sol (S1), le C_p atteint 0.95 et même si on ajoute un accès de pourcentage de l'ajout il y n'a pas d'effet significatif, donc avec un traitement de 6% de laitier granulé, le sol a devenu non affaissable, c'est-à-dire, notre traitement rend le sol (S) constructible.

IV.4 Conclusion

A la fin de ce chapitre nous pouvons dire que, compte tenu des résultats d'identification, le sol reconstitué au laboratoire peut être identifié comme affaissable suivant les méthodes de classification. Ensuite d'après les résultats obtenus, nous avons pu constater que le traitement par le laitier granulé a eu une influence significative sur les potentiels de collapses C_p des sols (S1 et S2) notamment le traitement au 6%.

Conclusion générale

La présente recherche a pour but d'illustrer qu'il est possible de diminuer le potentiel de collapse (C_p) d'un sol reconstitué au laboratoire qui a les mêmes aspects qu'un sol naturel non remanié à un niveau acceptable grâce à des ajouts de laitier granulé à différentes pourcentages, tout en variant la contrainte verticale appliquée l'énergie de compactage E_c .

D'après cette étude on a pu tirer les conclusions suivantes :

- Un sol affaissable peut être reconstitué au laboratoire en mélangeant le kaolin comme particules fines et du sable quartzeux, mené à des teneurs initiales inférieures à l'optimum Proctor et compacté à des énergies modérées. Ce sol possède un comportement analogue aux sols naturels.
- Les comportements du sol témoin (non traité) corroborent avec certains résultats existants dans la bibliographie. Par ailleurs, en se basant sur ces données, nous avons pu conclure que l'essai à l'œdomètre permet de décrire d'une façon très satisfaisante l'effondrement du sol reconstitué.
- L'effondrement maximal (ou minimal en cas de sol traité) est atteint sous une contrainte verticale appliquée de 400 KPa.
- On a remarqué que Les résultats obtenus avec un traitement de 6% de laitier granulé donnent un potentiel de collapse C_p de 0.95, au-delà de 400 KPa on constate que le C_p se stabilise à la valeur de 1.02. L'ajout du laitier à 8% du poids du sol (S) donne des résultats légèrement supérieur aux celles obtenues à 6%, ce qui nous indique que le traitement du sol affaissable par l'ajout du laitier granulé est plus efficace lorsque la teneur est de 6% du poids total du sol traité.

D'après cette recherche on a pu confirmer qu'il est bien possible de diminuer le potentiel de collapse et aussi déterminer les conditions optimales de traitement par le laitier granulé d'un sol affaissable, situé en zone aride ou semi-aride. Les résultats obtenus montrent que, pour obtenir un sol non affaissable, il faut utiliser :

un taux minimal de laitier granulé égal à 6 % avec une teneur en eau minimale de 6 % et une énergie de compactage modérée de 80 coups.

Perspective

- On prévoit d'utiliser les essais triaxiaux pour la caractérisation ainsi l'effondrement des sols. *Procéder à des essais de porosimètre (mesure de la porosité avant et après traitement) pour voir le taux de réduction des pores dans les sols traité.
- Faire des analyses au MEB (microscope électronique à balayage) aux sols avant et après traitement pour confirmer les essais de porosimètre.
- EDAX (énergie dispersion au rayon X) permet de donner la composition chimique du sol en un point fixe.
- Procéder à des essais sur un sol affaissable naturel pour évaluer la différence entre un sol reconstitué et un sol naturel.

Références

- Abbeche K. (2005).** Contribution à l'identification des sols effondrables. Université de Batna.
- Abir B. (2016).** www.radioalgerie.dz. Spectaculaire affaissement de terrain à Ben Aknoun.
- Alex D.(2010).** www.ouest-france.fr. Quand la terre s'effondre, des trous géants se forment.
- Ayadat T. Belouahri B. (1996).** Influence du coefficient d'uniformité sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. Revue française de géotechnique.
- Ayadat T. et Ouali S. (1999).** Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg. Revue française de géotechnique.
- Bahloul O. (2015).** Etude de l'influence des sels sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement brusque par différentes contraintes verticales. Université de Batna.
- Bakir N. (2017).** 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. Université de Batna.
- Barden L. (1973).** The collapse mechanism in partly saturated soil. Engineering Geology.
- Belkacem D. (2007).** Traitement du sol par colonne ballastées. Université Saad Dahlab Blida.
- Booth A. (1977),** Collapse settlement in compacted soils. Bulletin/National Institute for Transport and Road Research.
- CLEMENCE S. P. & FINBARR A. O. (1981).** Design considerations for collapsible soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.
- Daniel Leclair (2010).** www.ouest-france.fr. Quand la terre s'effondre, des trous géants se forment.
- Delage P. (2000).**L'eau dans les sols non saturés. C 301, Traite Construction.
- Denisov N.Y. (1951).** Mechanical properties of loess and loams. Gosstroilzdat, Moscow.
- DEWA, UNEP.** The Division of Early Warning and Assessment (DEWA) of the United Nations Environment Program (UNEP).
- Doug Gouzie (2006).** www.ouest-france.fr. Quand la terre s'effondre, des trous géants se forment.
- Dudley, J. H. (1970).**Review of collapsing soils. ASCE, 96(3):pp.925-947.
- (ente-aix) . [www.ente-aix .fr](http://www.ente-aix.fr)**
- Fabio S. (2007).** www.ouest-france.fr. Quand la terre s'effondre, des trous géants se forment.
- Feda J. (1966).** Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice.

Engineering geology.

FAO. 2005 : Utilisation des engrais par culture en Algérie.

Gabriela M.M, (2005). Comportamento de um solo colapsível artificialmente Cimentado, Universidade Federal do Rio. Brazil.

Ghomari F. ,2007. Analyse granulométrique. Université Aboubekr Belkaid.

GIBBS H J. and BARA J. P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soil tests. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Division of Engineering Laboratories.

Ziani H. (2019). Etude de l'influence des laitiers sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol par la méthode double consolidation. Université de Batna.

HOUSTON S. L. HOUSTON W. (1988). Prediction of field collapse of soils due to wetting. Journal of Geotechnical Engineering.

Jennings, J. E., and Knight, K. (1975). A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to collapse of grain-structure.

Khebizi W. (2011). Etude de la durabilité des sols argileux améliorés avec des ajouts minéraux, Université Chlef.

khellassi Kamel. (2014). Etude de l'influence de la contrainte verticale et le degré de saturation sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols à effondrement brusque. . Université of Batna.

Knight K. (1961). The collapse of structure of sandy subsoils on wetting. University of Witwatersrand

Knight K. (1963). The origin of occurrence of collapsing soils.

Kolli Adil. (2012). Etude des effondrements du sahara septentrional cas: M'Rara Guerrara et Mansourah .Ouargla.

Lawton EC., Fragaszi R.J and James H. (1989). Collapse of compacted clayey sand. Journal of Geotechnical Engineering. Rio de Janeiro.

Mansouri Ouahiba .(2018). Rhéologie des sols affaissables - Application pour la conception des fondations. Université de Skikda.

Marwana Aminou, Muangongo Ivanete. Influence de la présence de sulfates sur le traitement du sol argileux par des ajouts minéraux. Université de Khemis Miliana.

Mohamed Salah NOUAOURIA.2005. Structure et comportement de l'affaissement du loess. Université de Annaba.

Mohamedatni Hamza ,Douakha Haroun.(2018). Amélioration des sols.

Université de Guelma.

Nardjes DRAOU, Fadela NEBATI.(2016). Stabilisation des sols fins. Université de Tlemcen.

Reginatto A.R. , Ferrero J.C. (1973). Collapse potential of land soil water chemistry .

Mosco.

Razel .(2007). www.planete-tp.com

Smalley, I. J. (1966). The properties of glacial loess and the formation of loess deposits. Journal of sedimentary Petrology.

Tassadit Ch.(2019). www.elwatan.com . Affaissement de l'échangeur de la RN 71.

Zinoun Zakaria. Les principaux essais géotechniques au laboratoire.

Zoubir W. (2009). Effet des résidus minéraux sur l'amélioration des sols argileux de la région de Chlef, Université de Chlef.

Zur A. and Wiseman G. (1973). A study of collapse phenomena of an undisturbed Loess. International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow.

Normes :

(MB-3336 (ABNT, 1990)) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12007/MB3336: solo: ensaio de adensamento unidimensional.

NF P 94 -056 AFNOR (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

NF P 94 -057 AFNOR (1992) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie.

NF P 94 -051 AFNOR (1993) Norme Française: Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.

NF P 94 -068 AFNOR (1993) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais –Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.

NF P 94 -093 AFNOR (1999) Norme Française: Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal — Essai Proctor modifié.

NF P 94 -054 AFNOR (1991) Norme Française : Sols : Détermination de la masse volumique des particules solide des sols.