



Ministère de l'Enseignement Supérieur et
de la Recherche Scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de Technologie

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : GÉOTECHNIQUE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

Par

BELHOUT Mohamed et BADJKA Imane

THEME

**Etude de l'effet de l'ajout des déchets d'aluminium
sur l'amélioration des caractéristiques physiques et
mécaniques d'un sol affaissable**

Devant le jury :

**Pr Belagraa Larbi
Dr. BAKIR Nassima
Dr. Lahmadi Azzedinne**

**Président
Encadreur
Examineur**

Promotion : 2021/2022.



Dédicace

**Je dédie ce travail à
Ceux qui souffrent des
Difficultés pour arriver à ce que je suis
maintenant et**

Leur appel le secret de mon succès

Mon père et ma mère.

À tous mes frères et sœurs

À tous les membres de ma famille

BELHOUT

À mon Encadrante professeure, Dr

Bakir Nassima



Dédicace

**Je dédie ce travail à
Ceux qui souffrent des
Difficultés pour arriver à ce que je suis
maintenant et**

Leur appel le secret de mon succès

Mon père et ma mère.

À tous mes frères et sœurs

À tous les membres de ma famille

BADJKA

À mon Encadrante professeure, Dr

Bakir Nassima

Sommaire

CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LES SOLS AFFAISSABLES

I. INTRODUCTION.....	1
I.1 Terminologie.....	2
I.2 Processus de formation et origine des sols affaissables.....	2
I.3 Age des sols affaissables.....	3
I.4 Définition des sols affaissables.....	3
I.5 Les Dénominations Des Sols Affaissables.....	4
I.5.1 Natures du processus d'affaissement et conditions nécessaires.....	5
I.6 Les Mécanismes de l'affaissement :	5
I.7. Formation des sols Affaissables	7
I.8. Types des sols Affaissables	8
I.8.1 Les lœss.....	8
I.8.2. Dépôts éoliens	8
I.8.3 Dépôts alluvionnaires.....	9
I.8.4 Dépôts résiduels	9
I.9 Autres types des sols Affaissables.....	9
I.10. Classement Des Sols Affaissables	9
I.11. Les propriétés physiques des sols affaissables	10
I.12 Les causes d'inondation des sols Affaissables	10
I.13. Composition du sol affaissable	11
I.14. Phénomènes d'effondrement :	11
I.15 Répartition des zones arides.....	12
I.15 Dans le monde.....	12
I.16. Cas d'effondrements de sols dans le monde.....	15
I.17 Cas d'effondrement rencontrés en Algérie.....	17
I.18. Méthodes expérimentales	19
I.18.1- Essais œdométriques simple.....	19
I.18.2 Essai œdométrique double.....	20
I.19. Méthodes empiriques d'identification des sols affaissables.....	22

I.20.CONCLUSION.....	25
----------------------	----

CHAPITRE II : METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS

AFFAISSABLES

II.1. Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables.....	26
II.1-Pré-chargement:.....	27
II.2-Vibrocompactage (ou vibroflottation).....	27
II.3-Compactage dynamique (ou pilonnage).....	28
II.4-Traitement par injection.....	28
II.5-Compactage par étincelle électrique.....	29
II.6-Traitement par pré chargement.....	29
II.7-Stabilisation chimique ou injection.....	30
II. 8 -Traitement par substitution.....	31
II.9- Compactage par explosion.....	32
II.10 -Traitement thermique.....	32
II.11-Traitement par pré-mouillage du sol.....	32
II.12-Traitement par pieu de chaux :.....	32
II.13-Traitements par congélation.....	33
II.14. Traitement chimique.....	34
II.15.Traitement par pieu de sable :.....	35
I.16. CONCLUSION.....	35

CHAPITRE III : MATERIAUX ET MATERIEL UTILISES POUR LA REALISATION DES ESSAIS

III 1. INTRODUCTION.....	36
III.2.MATERIAUX UTILISE.....	36
III.2.1Le sable.....	36
III2.2 le kaolin.....	37
III.2.3 Le sol reconstitué.....	37
III.2.4 Déchets d'aluminium (Crasse).....	38
III.2.5 L'eau d'inondation.....	38
III.3 Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants.....	38
III.4.Equivalent de sable.....	39

III.5. Analyse granulométrique par tamisage :	41
III.6 Essai VBS (NF P 94-068)	43
III.7. Masse volumique.	46
III.8 Limites d'Atterberg	50
III.9. Essai Proctor :	52
III.10. ESSAI PROCTOR Modifié :	54
III .11. Essai de cisaillement direct sur les sols	55
III.12. L'essai de compression simple (NF P 94-077) :	60
III.13 Conclusion.....	61

CHAPITRE IV : PRESENTATION DES RESULTATS

INTRODUCTION.....	62
IV.1 Analyse granulométrique par tamisage.....	62
IV.1.1Granulométrie des sables.....	62
IV.1.2Analyse granulométrique du kaolin :	64
IV.1.3Analyse granulométrique par tamisage de sol reconstituée.....	65
IV.2 Equivalent de sable.....	66
IV.3 Bleu de méthylène :	69
IV .4 Limite de liquidité :	71
IV .5 Essai de Proctor :	76
IV .6 Essai de Proctor Modifié :	80
IV .7 Essai de Cisaillement.....	84
IV .8. Essai de compression simple.....	92

LISTE DES TABLEAUX :

CHAPITRE I

Tableau. I.1 : Superficies des zones arides d'Algérie en 10^3 Km^2 (Le Houer ou, 1995, modifié) ...	14
Tableau. I.2 : Classification de Jennings et Knight (1975)	21
Tableau 1.3: Critères d'évaluation du risque d'affaissement.....	23

CHAPIRE III

Tableau III.1 : Caractéristique de sable (ES).....	41
Tableau III.2 : type de sol en fonction de la valeur VBS.....	46
Tableau III.3: Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.....	51

CHAPITRE IV

Tableau. IV.01: résultats de l'analyse granulométrique de sable.....	62
Tableau IV .02 : Granulométrie par laser de kaolin.....	64
Tableau IV .03 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols reconstituée.....	65
Tableau IV.04 : résultats d'équivalent de sable.....	66
Tableau IV.5 : résultats du poids spécifique du sable.....	67
Tableau IV.6 : résultats du poids spécifique du sable.....	67
Tableau IV.7 : résultats du poids spécifique absolu du kaolin.....	67
Tableau IV.8 : résultats du poids spécifique absolu du sol recons.....	67
Tableau : IV.9 résultats du poids spécifique absolue du la crasse d'aluminium.....	68
Tableau IV.10 : Masse volumique apparente de sable sans chocs.....	68
Tableau IV.11: Masse volumique apparente de sable avec chocs.....	68
Tableau IV.12: Masse volumique apparente de kaolin sans chocs.....	69
Tableau IV.13 : Masse volumique apparente de kaolin avec chocs.....	69
Tableau IV.14 : Masse volumique apparente du la crasse d'aluminium.....	69
Tableau IV.15: résultats d'essai bleu de méthylène du sable.....	70
Tableau IV.16: résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.....	70
Tableau IV.17 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué 2%.....	70
Tableau IV.18 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué 4 %.....	70
Tableau IV.19 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué 6 %.....	71
Tableau IV.20 : Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.....	72
Tableau IV.21 : Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.....	73
Tableau IV.22 : Teneurs en eau moyenne du sol reconstitué.....	74
Tableau IV.23 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).....	76
Tableau IV.24: résultats de l'essai Proctor (sol traité) 6 %.....	77
Tableau IV.25: résultats de l'essai Proctor (sol traité) 4%.....	78
Tableau IV.26: résultats de l'essai Proctor (sol traité) 2%.....	79
Tableau IV.27 : résultats de l'essai Proctor modifié (sol non traité).....	80
Tableau IV.28: résultats de l'essai Proctor modifié (sol traité) 6%.....	81
Tableau IV.29: résultats de l'essai Proctor modifié (sol traité) 4%.....	82
Tableau IV.30: résultats de l'essai Proctor modifié (sol traité) 2%.....	83
Tableau. IV .31 : Résultats d'essai de cisaillement non traité.....	85
Tableau. IV.32 : Résultats d'essai de cisaillement 2%.....	86
Tableau. IV.33 : Résultats d'essai de cisaillement 4 %.....	87

Tableau.IV.34 : Résultats d'essai de cisaillement 6%	88
Tableau IV.35 : Résultats d'essai de cisaillement S.T	89
Tableau. IV .36 : Résultats d'essai de cisaillement 2%	90
Tableau. IV .37 : Résultats d'essai de cisaillement 4%	91
Tableau. IV.38 : Résultats d'essai de cisaillement 6%	92
Tableau. IV.38 ; Résultats d'essai de compression simple.....	92

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I

Figure. I.1 Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré par Casa Grande (1932), (d'après Houston)	6
Figure. I.2 : Les Principaux Types des Sols Affaissables (d'après Rogers, 1995.....	7
Figure. I.3 : Carte mondiale modern des zones arides.....	13
Figure. I.4 : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005.....	14
Figure I.5. Les emplacements de nouvelles villes urbaines où des études détaillées sur des sols affaissables ont été exécutées (The General Au-thority of Educational Building 2003)	16
Figure I.6 Affaissement de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin d'après Muñoz- Castelblanco et al. (2011)	16
Figure (I-7) : Photos de l'effondrement de Tafziouine.....	17
Figure (I-8) : Photos de l'effondrement Sahb-Elbir.....	18
Figure (I-9) : Photos de l'affaissement d'EL M'Rara.....	19
Figure I.10: Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1975)	20
Figure I.11 : Double odomètres (Jennings et Knight.....	21

CHAPITRE II

Figure II.1 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie finale.....	26
Figure.II.2 : Compactage par vibro-sonde.....	27
Figure (II.3) : Une masse qui chute.....	28
Figure. II.4: Principe de Traitement par injection.....	29
Figure. II.5: Principe de traitement par pré chargement.....	30
Figure (II.6) : Traitement par la chaux.....	33
Figure (II.7) : Traitements par congélation.....	34
Figure. II.8: Traitement chimique à la chaux et au ciment.....	35

CHAPITRE III

Figure. III.1 Le sable.....	36
Figure. III.2: le kaolin.....	37
Figure III.3: la crasser noire.....	38
Figure III.4 : appareillage et matériels utilisés pour l'équivalent de sable.....	40
Figure III.5 : Une tamiseuse mécanique.....	42
Figure III.6: Résultats de valeur au bleu.....	45
Figure III.7 : Pycnomètreverrede100cm3.	48
Figure III.8: entonnoir trépied.	49
Figure III.9 : Appareil de Casa grande et matériel de la limite de liquidité pour kaolin.....	52
Figure III.10 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal)	53
Figure III.11 : principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boit.....	56
Figure III.12 : schéma de la boîte de cisaillement.....	56
Figure III.13: Appareillage de cisaillement.....	57
Figure III.14: la boîte de CASAGRANDE.	58
Figure. III.15: Appareil compression simple.....	60

CHAPITRE IV

Figure. IV.01 : courbe granulométrique par tamisage de sable... ..	63
Figure. IV.02 : Granulométrie par laser de kaolin.	64
Figure. IV.03 : courbe granulométrique par tamisage de sol reconstitue.....	65
Figure. IV.04 : limite de liquidité pour le sol reconstitué.6%.....	71
Figure IV.05 : Position du sol reconstitué testé dans l'abaque de Casa grand.	72
Figure. IV.6 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).....	76
Figure. IV .7 : résultats de l'essai Proctor (sol traité). 6%	77
Figure. IV.8 : résultats de l'essai Proctor (sol traité).4%	78
Figure. IV.9 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol non traité)	81
Figure. IV.10 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol traité). 6%).....	82
Figure. IV.11 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol traité).4%)	83
Figure. IV .12 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol traité).2%)	84
Figure. IV.13 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	84
Figure. IV.14 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	85
Figure IV.15 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	86
Figure. IV.16 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	87

Figure. IV 17 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	88
Figure. IV 18 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale)	89
Figure. IV.19 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	90
Figure. IV.20 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale).....	91

RESUME

RESUME

Le sol affaissable est un sol avec une structure ouverte insaturée et des pores avec des liaisons granulaires qui peuvent résister à des charges élevées.

La Terre effondrée a intrigué de nombreuses études et chercheurs les menant à des résultats différents et contradictoires.

Pour contribuer à une solution, nous avons suggéré d'étudier le traitement de ce type de sol par l'aluminium, et nous avons fait cette étude sur des échantillons de sol avec différentes quantités d'eau et d'aluminium pour résoudre le problème de l'effondrement et déterminer le pourcentage approprié d'aluminium qui élimine les dégats du tassement brusque.

Mots clés : sol affaissable, coefficient d'affaissement, liaisons granulaires, crasse d'aluminium.

RÉSUMÉ

ABSTRACT

Collapsible soil is a soil with unsaturated open structures and pores with a granular bond that can withstand high loads.

The collapsible soil has been of interest to many studies and researchers that have led them to different and contradictory results.

In order to contribute to a solution, we proposed to study the treatment of this type of soil by means of aluminum, and we did this study in a way that experiments with soil samples of different amounts of water and aluminum ratios to solve the problem of collapse and determine the appropriate percentage of aluminum that eliminates these forms.

Key words: ground affaissable, aluminum, granular bond, water

RESUME

الملخص

التربة القابلة للانهييار هي التربة ذات الهياكل والمسام المفتوحة غير المشبعة ذات الروابط الحبيبية التي يمكنها تحمل الأحمال العالية.

لقد أثارت الأرض المنهارة اهتمام العديد من الدراسات والباحثين مما أدى بهم إلى نتائج مختلفة ومتناقضة.

للمساهمة في حل، اقترحنا دراسة معالجة هذا النوع من التربة بواسطة الألمنيوم، وقمنا بهذه الدراسة بطريقة تختبر عينات تربة بكميات مختلفة من الماء والألمنيوم لحل مشكلة الانهييار وتحديد النسبة المئوية المناسبة للألمنيوم التي تزيل هذه الأشكال.

الكلمات الاستدلالية: التربة القابلة للطي. معامل هبوط، الروابط الحبيبية. سخام الألمنيوم.

INTRODUCTION GENERALE

Les sols affaissés sont des sols métastables avec une structure ouverte meuble qui ne sont pas intrinsèquement Saturé, sous forme de sédiment. A l'état sec, cémentation naturelle entre les particules les dotent d'importantes liaisons inter granulaires et peuvent supporter des charges très élevées. Cependant, la saturation provoque une atténuation même sans charge supplémentaire Les liens créent des structures plus denses, puis s'effondrent soudainement particules de sol. Ces sols sont principalement situés dans les régions arides et semi-arides. Des implantations importantes et De graves conséquences affectant le travail, au cours des trois dernières années, promouvoir la recherche sur ces sols, notamment leurs méthodes Identification et sa manipulation. La technologie de traitement des sols est utilisée depuis la fin des années 1960.

Elle Convient principalement au remblayage des sols sensibles à l'eau et humides. Elle a Cela permet de réaliser de grands projets dans de bonnes conditions techniques, économiques et dans des délais Travaux de terrassement nécessaires à la construction d'un projet d'autoroute. Le sud algérien constitue une grande partie de ces sols affaissés car Diverses réalisations dans le domaine de la construction de pipelines et des hydrocarbures, ces sols Nécessite une attention particulière et des recherches approfondies pour mieux comprendre Maîtriser et trouver des techniques pour stabiliser les mécanismes de tassement de ces sols.

L'objectif de la recherche :

L'objectif de notre recherche est d'étudier le traitement du sol affaissable par la crasse d'aluminium. En plus d'une série d'essais œdométriques à différents teneurs en eau et énergies de compactage, nécessaires pour la détermination des potentiels d'affaissement, un programme d'essai d'identification a été exécuté. Pour se faire nous allons présenter notre travail en quatre chapitres et nous allons commencer par :

- Une introduction générale sur les sols affaissables.
- Une synthèse bibliographique définissant les sols à effondrement brusque et les problèmes liés à ce type de sol, ainsi que leur formation, les mécanismes d'effondrement et les méthodes de traitements.
- Une présentation des matériaux, matériels et essais utilisé, ainsi que les différents modes opératoires du programme d'essais effectué).

Nous allons présenter le programme d'essais pour la caractérisation physico chimiques des

matériaux de bases, utilisés pour la confection du sol affaissable reconstitué,

- Puis les essais mécaniques mettant en évidence le taux d'affaissement des sols affaissables.
Puis de l'effet du traitement proposé sur ces sols.
- Une présentation des résultats obtenus après traitement est donnée au chapitre quatre puis une discussion de ces résultats.
- Une conclusion générale est donnée en fin de notre travail.

INTRODUCTION :

Les sols affaissés sont des sols métastables avec des structures ouvertes lâches et de nature instable. Saturé, sous forme de sédiment. A l'état sec, le lien naturel entre Le grains leur confère des liaisons inter granulaires importantes qui peuvent supporter des charges très lourdes. Haute. Cependant la saturation, même sans charge supplémentaire, entraîne La désintégration des liens produit une structure plus dense, qui s'effondre ensuite soudainement particules de sol.

Plusieurs définitions des sols affaissables ont été présentées par différents chercheurs (Sultan, 1969 ; Duddley, 1970 ; Handy, 1973 ; Jennings et Knight, 1975 ; Booth, 1977 ; Rogers, 1995). La majorité de ces chercheurs définissent l'affaissement du sol comme étant une réduction considérable du volume due à une augmentation du degré de saturation du sol partiellement saturé, avec ou sans chargement supplémentaire. Cette définition est limitée aux sols rencontrés dans les régions arides et semi-arides, et ne comprend pas les autres types de sols ayant des structures métastables tels que les sols résiduels et les argiles sensibles.

Rogers (1995) a défini le sol affaissable dans son sens le plus large de sorte que les différents types de sols affaissables rencontrés dans la pratique pourraient être reconnus et classifiés. Selon la définition présentée par Rogers, les sols affaissables naturels peuvent être divisés en trois groupes principaux : Sols résiduels, sols sédimentés par l'eau et sols éoliens (sols sédimentés par l'air).

Dans le cas de sol résiduel, la structure métastable est formée par lavage substances solubles. L'argile sensible saturée est le principal type de sol affaissé déposé par l'eau. Ils sont abondants dans l'est du Canada et en Scandinavie, et il existe en régime permanent, qui dépend du niveau de contrainte appliqué, au-delà duquel Peut planter soudainement.

- Les sols affaissables sédimentés par l'eau et l'air se trouvent toujours dans les régions arides et semi-arides.
- Les sols sédimentés par l'air sont les dépôts les plus étendus de sols affaissables et se trouvent dans plusieurs régions du monde.

Les facteurs principaux affectant l'affaissement des sols sont la masse volumique sèche initiale, la teneur en eau initiale, le type et la quantité des minéraux d'argile, la taille des grains et la contrainte appliquée. Parmi les recherches réalisées sur les sols affaissables, nous citons celles de Sultan (1969), Northey (1969), Dudley (1970), Clemence et Finbarr (1981), Rogers et al (1994a) et Rogers (1995).

I.1 TERMINOLOGIE.

Le mot « affaissable » revient à la propriété d'affaissement des sols non saturés, lors d'une humidification l'effet d'une charge (fondation) subissent des effondrements brusques et instantanés très forts.

Derrière ce même mot, les caractéristiques du matériau affaissable sont variables et dépendent du gisement, du climat, de la géographie, ...

Actuellement, du point de vue de la géotechnique, on appelle sols affaissables les sols qui possèdent les caractères suivants :

Macroporosité, non-saturation à l'état naturel ($S_r < 50\%$), absence de structure dense, présence de carbonates ($>10\%$), d'une faible plasticité ($I_p < 6$), et d'une grande quantité de particules limoneuses, affaisabilité en cas d'humidification sous charge (d'après Abele, al. 1979 et Cui 1999). Humidification naturelle (nappe phréatique), ou artificielle (fuite d'eau de canalisation).

I.2 PROCESSUS DE FORMATION ET ORIGINE DES SOLS AFFAISSABLES.

Il existe plusieurs hypothèses concernant l'origine des sols affaissables macroporeux. Les deux hypothèses les plus répandues sont celles d'une origine éolienne et celles d'une origine pédologique (d'après Abélev et al. 1979). Mais récemment, l'hypothèse d'une origine éolienne est confirmée (d'après. Liu Tungsheng 1988, Hoang Ngoc Ky 1991).

La composition du sol affaissable est généralement caractérisée par une grande quantité de particules de limon quartzifères et par l'existence d'une composante significative de carbonate de calcium et magnésium. On considère que les sols glaciaires sont formés par des mécanismes favorables au processus de production de limons quartzifères (Smalley 1971, cité par Liu Tungsheng 1988). Le processus de désertification, les fortes différences de température, l'influence particulière de solutions de sel Na_2SO_4 , peuvent produire des fines particules de gros quartz dans le désert (d'après Krigeretal. 1987).

D'après Eh. N. Aripov, Z. Ya. Beresteneva et V. A. Kargin (cités par Abélev et al. 1979), les carbonates de calcium et de magnésium influencent sensiblement le processus de formation et la structure du loess. La provenance de carbonates est attribuée à deux sources possibles :

□ **Calcite primaire** : Dans le désert, la surface constituée de limon quartzifère et de grains de feldspath est fréquemment couverte par du carbonate de calcium. Cette couverture est Partiellement transportée avec les grains lorsque se créent des régions d'accumulation de sol affaissables dues à l'action du vent.

□ **Carbonate secondaire** : C'est le résultat des précipitations atmosphériques, du transport par la nappe phréatique et de l'activité biologique sous terre. La haute évaporation et

la précipitation sont favorables pour enrichir en carbonate le loess dans les régions arides et Semi-arides.

I.3 AGE DES SOLS AFFAISSABLES

L'âge des sols affaissables dépend de l'origine de sa formation, et de la structure géologique locale : En Nouvelle-Zélande, l'âge moyen du sol affaissable est de 60.000 à 150.000 ans, l'âge le plus jeune est de 6.500 à 10.000 ans (Ohakea et Pillans, cités par Eden et al. 1988), l'âge le plus avancé est de 500.000 ans (Wangami et Pillans, cités par Eden et al. 1988).

Aux Etats-Unis, l'âge du sol affaissable est de 17.000 à 83,000 ans, et par endroits de 113.000 Ans (d'après Eden et al. 1988).

En Chine, on trouve des sols affaissables (d'après Liu Tungsheng 1988):

- Dont l'âge est de 100.000 ans environ au premier paléosol (S1).
- Dont l'âge est de 500.000 ans environ au cinquième paléosol (S5).
- Dont l'âge est de 800.000 ans environ au « first Sandy loess ».
- Dont l'âge est de 1.150.000 ans environ au « second Sandy loess ».
- Dont l'âge est de 2.400.000 ans au « bottom boundary of loess ».

I.4 DEFINITION DES SOLS AFFAISSABLES

Les sols affaissables sont des sols non saturés qui possèdent une haute résistance apparente et peuvent même supporter des charges très élevées lorsqu'ils sont secs. Mais, ils présentent de fortes réductions de l'indice des vides lorsqu'ils sont mouillés, due à l'annulation de la cimentation entre les particules provoquant la rupture des ponts argileux (silt) ce qui engendre une nouvelle matrice granulaire d'un sol plus dense suivie d'un affaissement brusque même sans chargement. Les dépôts de sols affaissables se partagent deux caractéristiques principales :

- Ils sont lâches.
- Ils sont naturellement très secs.

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

- 1) Taux d'humidité (teneur en eau) ω .
- 2) degré de saturation (Sr).
- 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 suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation en liquide et le pourcentage de la fraction argileuse.

Rogers (1995) a discuté le problème de la définition du sol affaissable et a critiqué les définitions précédentes du point de vue géotechnique. Il a déterminé les points de faiblesse de ces définitions précédentes et a noté que :

- La plupart des définitions se limitent aux sols non saturés qui s'affaissent par saturation.
- Toutes les définitions n'ont pas évalué la quantité de tassement qui se produit à cause de l'effondrement de la structure du sol.
- Des auteurs ont utilisé des termes géotechniques comme consolidation qui pouvaient conduire à une confusion considérable selon la terminologie géotechnique. En considérant que la caractéristique principale de la définition de ces sols est la structure ouverte initiale, Rogers a introduit l'affaissement du sol comme étant le changement d'une structure de l'état métastable à l'état plus stable. Finalement, il a défini les sols affaissables comme étant des sols à structure partiellement 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.

I.5 LES DENOMINATIONS DES SOLS AFFAISSABLES

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

- Sols Affaissables.
- Sols éffondrables.
- Sols collapsible.
- Sols a macroporeux.
- Sols læssiques.
- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotassants.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses
- Argiles limoneuses.

□ Natures du processus d'affaissement et conditions nécessaires

Sous l'effet de pression exercée sur le sol, des contraintes tangentielles apparaissent aux points de contact entre les particules ou entre les agrégats de particules. A la teneur en eau naturelle, la résistance de contact est supérieure aux contraintes créées au point de contact par la pression appliquée au sol. Lors de l'humidification, la résistance de contact entre particules diminue, de sorte que les contraintes aux contacts sont supérieures à la résistance de contact entre les particules et que la structure macroporeuse du sol est brisée. Ainsi, l'affaissement se produit dans des conditions déterminées, qu'on peut résumer en :

Les sols doivent être caractérisés par une porosité élevée (empilement lâche des particules). L'humidification des sols doit s'effectuer de façon que les contacts entre particules et agrégats dans le sol loessique soient inondés et la résistance doit être plus faible que les contraintes qui existent au point de contact sous l'état de contrainte considéré.

I.6 LES MECANISMES DE L'AFFAISSEMENT :

Généralement, il y a quatre facteurs nécessaires pour que l'affaissement se produise dans un sol partiellement saturé, Barden et al (1973), Lawton et Frigaszy (1992) et Mitchell (1993).

1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.

2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.

3- Un agent de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé.

4- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation de l'agent de liaison. Par conséquent, les ponts interarticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse sol.

Casa grande (1932) a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable. L'application de la contrainte au sol à sa teneur en eau naturelle provoque une légère compression des fines, (Figure. I.1(a)). Si l'eau est ajoutée au sol jusqu'à ce qu'elle atteigne une certaine teneur en eau, la liaison due aux fines ne résiste plus aux forces de micro cisaillement local et par conséquent, la structure des sols s'effondre, (figure. I.1(b)). Une étude microscopique a été réalisée sur les sols affaissables, partiellement saturés, prélevés de différentes régions du monde, en utilisant le Microscope Electronique à Balayage (MEB), Barden et al (1973), (figure I.2). Cette étude se base sur l'idée de considérer deux composantes de contraintes effectives : une due à la contrainte appliquée, et l'autre due aux forces de succion. Ces deux composantes développent une contrainte interparticulaire, la contrainte appliquée développe alors des contraintes de

cisaillement et par conséquent, une instabilité potentielle aux contacts interparticulaires se produit. Puisque la succion est une contrainte strictement normale, elle augmente la stabilité aux contacts interparticulaires. L'affaissement nécessite les trois conditions suivantes :

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte appliquée assez élevée.
- 3- Une valeur de résistance de liaison assez élevée pour stabiliser les contacts interparticulaires.

Récemment, le Microscope Electronique à Balayage (MEB) est utilisé par différents chercheurs, Gao (1988), pour étudier la structure de dépôts de loess, Le MEB a révélé que le loess dans les régions arides était encore en état de développement et avait un potentiel d'affaissement élevé. Par contre le loess dans les régions humides présente un potentiel d'affaissement plus faible à cause de la résistance de cimentation importante entre les grains Alwail (1990) a étudié l'effet du matériau fin sur le mécanisme de l'affaissement des spécimens du sol sableux remoulé. Il a conclu que le mécanisme dominant dans l'affaissement des sols sableux avec des fines était la désintégration des particules d'argile dépendant de la quantité de cette dernière

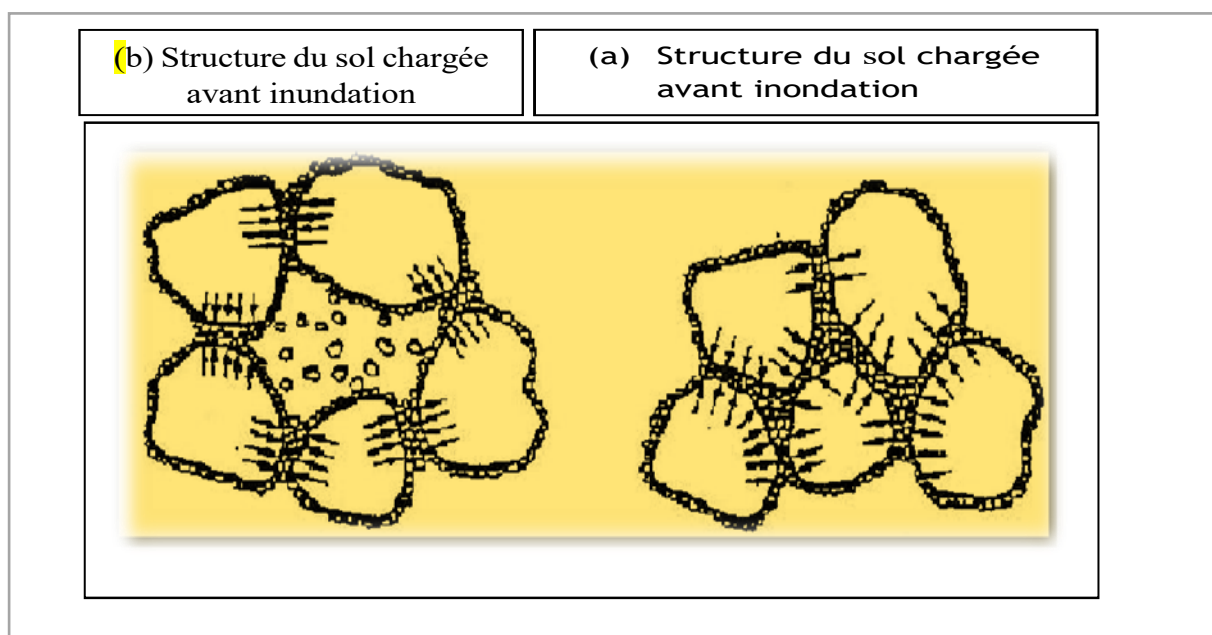


Figure. I.1 Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré par Casa Grande (1932), (d'après Houston)

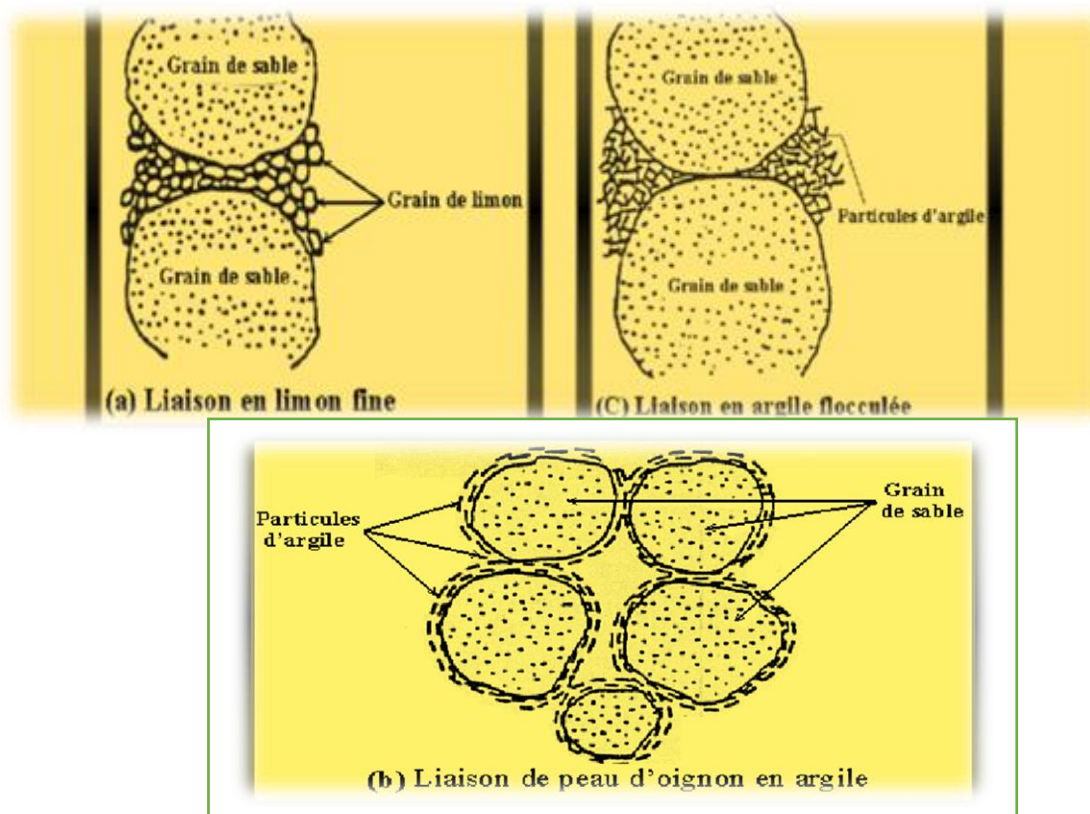


Figure. 1.2 : Les Principaux Types des Sols Affaissables (d'après Rogers, 1995)

I.7 FORMATION DES SOLS AFFAISSABLES

Les sols éffondrables sont ceux où une augmentation de la teneur en humidité provoque une forte baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée. En mécanique classique des sols, pour les sols saturés ou les sols secs, le phénomène de l'effondrement est généralement associé à un changement dans l'état de la tension dans le sol, mais dans notre cas l'effondrement est causé par un agent externe (changement dans le taux d'humidité). Selon Goldstein (1969), il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène :

- Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'y a pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au-dessus de la zone mouillée.
- Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causé par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante

d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les Tassements sont extrêmes et dangereuses englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre.

- Une augmentation uniforme de la nappe phréatique souvent due à la recharge de cette dernière par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans Ce cas les tassements sont uniformes et graduelles.
- Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau en raison par exemple de la condensation de la vapeur d'eau.

I.8 TYPES DES SOLS AFFAISSABLES

Généralement la structure des sols Affaissables est formée en nids d'abeilles. La liaison entre les grains est assurée par une cimentation due à la présence des particules très fines. L'inondation du sol provoque l'élimination ou la réduction de cette cimentation, ce qui provoque la destruction d'une manière brusque, l'arrangement initial des grains, avec une remarquable diminution de volume du sol. Sont jugés comme Affaissables les sols suivants :

I.8.1 Les lœss :

Le lœss, généralement jaune ou brun, est un sol sédimentaire clastique Desserrage formé par l'accumulation de limon formé par l'érosion éolienne (dégazage) Principalement silice (quartz détritique) et carbonate de calcium (CaCO_3). Du fait de sa source de vent, il se caractérise par un très bon tri granulométrique, essentiellement Les grains sont compris entre 10 et 50 μm . Par conséquent, au niveau de la taille des particules, le lœss est du limon, il Contient de faibles proportions de sable et d'argile (cette dernière peut s'agglomère et forme des boues à grains fins). Il est homogène et non stratifié, mais possède une très grande porosité due à la carbonatation et à la cémentation des particules. Dans les climats froids et secs, l'accumulation de limon transporté de la zone est créée par le vent Source (alluvions, sédiments glaciaires fluviaux, sédiments côtiers et estuariens, régions arides) déflation par le vent. Une dérive granulométrique vers les sables (lœss) peut être due à la proximité de la zone source lœss et donc à un tri éolien moins poussé. Antoine et al, (2009).

I.8.2 Dépôts éoliens :

Ils sont constitués par des matériaux assez fins, légers, ayant de basses densités relatives et une faible cohésion. Ils sont transportés par le vent. Allant du lœss pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros. La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols lœssiques, ces dépôts sont caractéristiques des zones arides où le niveau de la nappe est à une

grande profondeur de la surface du sol. Au-delà de la saturation, les liaisons cimentés d'argile s'affaiblissent énormément et perdent leur résistance, menant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégés contre les précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable, cette croûte empêche l'entrée des eaux et préserve la structure naturelle du sol, pour cette raison même pendant les périodes à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

I.8.3 Dépôts alluvionnaires :

Sont des sédiments déposés par l'eau des inondations brusques ou les écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacés dans le temps. Ces dépôts se sèchent et se saturent de nouveau qu'avec l'arrivée d'autres pluies qui contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile dont la qualité a une importance primordiale dans le comportement de ces sols.

I.8.4 Dépôts résiduels :

L'origine de ces sols est l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche mère. Les dimensions des particules de ces sols vont du large fragment, gravier, sable, silt aux colloïdes et parfois composé de matière organique. La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution d'un soluble et d'une matière colloïdale, cette formation donne un indice des vides plus ou moins élevé et une structure instable. Généralement les sols résiduels se présentent sous forme de couches stratifiées d'épaisseur allant de quelques pousses à plusieurs pieds en fonction du climat et de la physionomie de la région.

1.9 AUTRES TYPES DES SOLS AFFAISSABLES

D'autres types de sols peuvent présenter l'affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâche cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor.

I.10 CLASSEMENT DES SOLS AFFAISSABLES

Uriel et Serrano (1973-1974). Ont classé les sols à effondrement brusque en deux (02) groupes

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

□ **Groupe 2** : Les sols, qui s'effondrent 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 Löss 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, conduisant à 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 LES PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS AFFAISSABLES

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaissables Permet d'établir les caractéristiques principales des sols loessiques ou affaissables.

On peut énumérer :

- **Le poids volumique des grains solides** : La valeur des poids volumiques des sols affaissables varie de 25,1 à 28,4 KN/mètre cube.
- **Le poids volumique** : Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21,1KN/mètre cube.
- **Le teneur en eau** : Dans la majorité des cas les sols affaissables se caractérisent par une faible teneur en eau, qui varie de 6 à 11%.
- **La porosité (n)** : Les valeurs de la porosité des sols affaisable peuvent servir comme indirect de la probabilité d'existence des propriétés d'affaisabilité de ces sols. La porosité totale des sols loessiques est comprise entre 30 et 60%.
- **L'indice de vide(e)** : L'indice de vide des sols loessiques est compris entre 42, 85 et 150%
- **Les limites d'Atterberg** : Les valeurs de la limite de plasticité des loess sont généralement comprises entre 12 et 18 %.

I.12 LES CAUSES D'INONDATION 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 début 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'affaiblie partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité. L'affaissement ne peut être déclenché que par saturation à l'eau.

I.13. COMPOSITION DU SOL AFFAISSABLE

On doit distinguer deux types principaux de composition du sol affaissables. Ce sont sa Composition minérale et sa composition chimique.

I.13.1 Composition minérale

Dans la composante argileuse du sol affaissable, le pourcentage d'illite (40-63%) est plus élevé que ceux de kaolinite (13-21%) et de montmorillonite (3-14%). Liu Tungsheng 1988.

I.13.2 Composition chimique

Les composants chimiques majeurs du sol affaissable en Chine sont SiO_2 ($> 50\%$), Al_2O_3 ($>10\%$), CaO (7,5-10,5%). En Nouvelle-Zélande, et en Grande Bretagne, au Spitzberg la Composante CaO est assez faible ($< 1\%$).

En Argentine, en Grande Bretagne, en France, en Chine (Liu Tungsheng 1988) et en Nouvelle-Zélande (d'après Eden et al. 1988), ce sont les composantes SiO_2 , Al_2O_3 qui sont les plus importantes (60-85%) et (6-16%) chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps.

I.14. PHENOMENES D'EFFONDREMENT

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

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

L'Inde, le Pakistan, l'Arabie saoudite, l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions. (Pecsi, 1990). Quelques effondrements à travers le monde Le phénomène d'effondrement est typiquement associé aux sols de faible plasticité et non saturés, bien qu'il puisse être aussi observé dans de sols saturés soumis à de sollicitations mécaniques. Le loess a tendance à subir ce phénomène du fait de ses caractéristiques spéciales telles qu'une condition in situ non saturée, une faible densité totale, une cimentation faible composée de carbonates ainsi qu'une structure particulière. La structure Du loess est caractérisée par un indice des vides élevé et un arrangement instable des particules (Cui et al. 2004, Delage et al. 2005).

L'une des causes principales de l'effondrement dans les sols loessiques est l'humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ. Ce phénomène a été décrit depuis longtemps dans les régions arides (Dudley 1970). Les sols non saturés ayant une structure naturelle lâche ont tendance à s'effondrer lorsqu'ils sont soumis à une augmentation du degré de saturation (Holtz 1948, Jennings and Knight 1957, B, Jennings 1961, Knight 1961, Wagener 1960, Jennings 1965). Ce processus entraîne la diminution de la valeur de la succion initiale.

I.15.REPARTITION DES ZONES ARIDES

I.15.1 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.

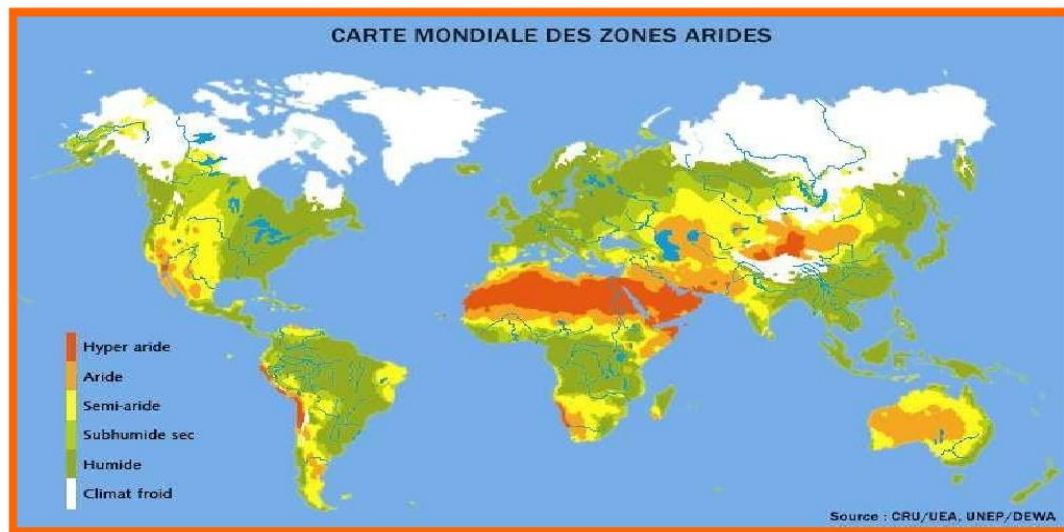


Figure. I.3 : Carte mondiale modern des zones arides

La classification bioclimatique d'Emberger et sauvage an 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).

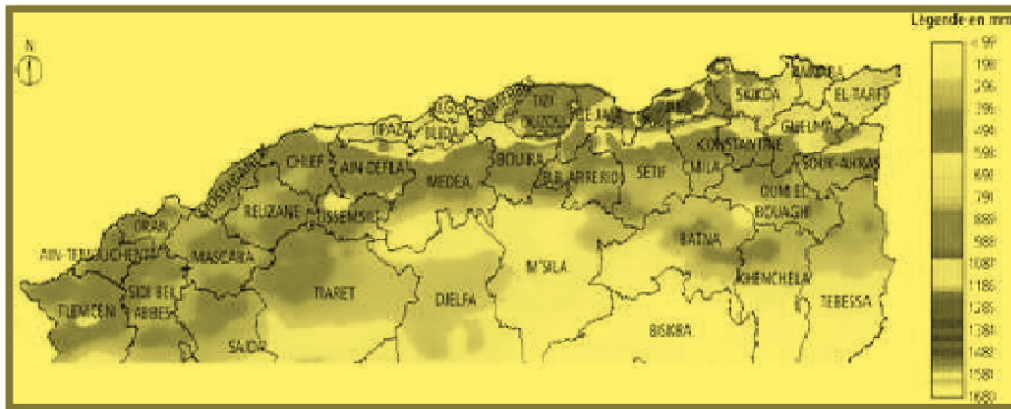


Figure. I.4 : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005

On distingue selon Nedjraoui (2003) :

- La région semi- aride : 300- 600 mm
- La région aride : 300- 100 mm.
- Le Saharien < 100 mm qui occupe 89,5% la superficie totale de l'Algérie. La superficie des Zones arides en Algérie selon le Houerou (1995) est de 216000 Km², et 386000 Km² de zones Hyper arides supérieur (Tableau n°1).

Tableau. I.1 : Superficies des zones arides d'Algérie en 10³ Km² (Le Houerou, 1995, modifié).

Pluviosaité moyenne	La superficie
Semi- aride à humide $P > 400$	181
Aired supérieur $400 > P > 300$	59
Aride moyenne $300 > P > 200$	70
Aride inférieur $200 > P > 100$	87
Zone aride total	216
Hyper aride supérieur	386

I.16. CAS D'EFFONDREMENTS DE SOLS DANS LE MONDE

Le sol de certaines régions du monde a des propriétés particulières dont sols solubles ou sols macroporeux affaissables, dont l'évolution doit être prise en compte lors de l'élaboration des projets de construction, voire de mise en valeur des territoires (Magnan 2000). Un apport d'eau, dans le cas des sols lœssiques secs (construction de canaux, barrages, fuites des réseaux dans les villes) peut provoquer un effondrement d'environ 10% de l'épaisseur de la couche, chose qui peut induire de forts désordres dans toutes les constructions civiles et industrielles de la zone humidifiée.

Les sols affaissables ou métastables, ayant une teneur en eau faible et une structure lâche et poreuse se présentant dans la nature sous forme de dépôts, sont souvent sujets à d'importants dégâts suite à leur inondation. Ils couvrent une grande surface à travers le monde, dont les lœss qui occupent près de 13 million de kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, et qui se situent entre deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées (Abelev, 1975). De nombreux cas similaires existent en Russie, en Afghanistan, dans la chine, l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions (Abelev, 1975).

Différents cas de sols affaissables dans le monde peuvent être cités, par exemple celui du Koweït dont le sol était du sable calcaire faiblement compacté qui, suit aux dommages causés par son effondrement,

La remise en forme des infrastructures routières et des bâtiments a coûté énormément cher (Ismael et al. 1987). Parmi les infrastructures construites en France et surtout au nord visant un échange économique entre la France et les pays du nord européen, on trouve le Train à Grande Vitesse TGV dont le tracé traverse des dépôts de lœss susceptible d'effondrement et dont la ligne nord du TGV a subi des problèmes de tassement lors de périodes de fortes précipitations (Cui et al. 1995, Cui et al. 2004).

Actuellement en Égypte, des cartes de zonage géotechnique pour les sols potentiellement affaissables sont disponibles (The General Authority of Educational Building, 2003). Plusieurs études ont été réalisées au laboratoire et in situ pour de nouveaux aménagements urbains tel que le 6 Octobre, Nouvel Amereya, El-Suff, Nouveau Maady, 10e de Ramadan, la ville Nasr, le Nouvel Borg el Arabe et el Obbor (figure I.5), et le potentiel d'affaissement trouvé à l'issue de cette étude varie de 0.2% à 17% (Mossaad, 2006).



Figure I.5. Les emplacements de nouvelles villes urbaines où des études détaillées sur des sols affaissables ont été exécutées (The General Au-thority of Educational Building 2003).

Les changements de conditions hydriques dans le sol initialement sec d'une argile du Pléistocène déposée dans un bassin sédimentaire par l'ensemble du réseau (canal, pipelines, irrigation par l'agriculture) ont engendré d'importants tassements (Prokopovich 1986). Pour résoudre le problème et stabiliser le sol l'inondation du sous-sol par la mise en place de bassins s'est avérée plus efficace que le compactage mécanique. Les tassements ont atteint 9 mètres de hauteur dans certains endroits, (voir figure I.6)

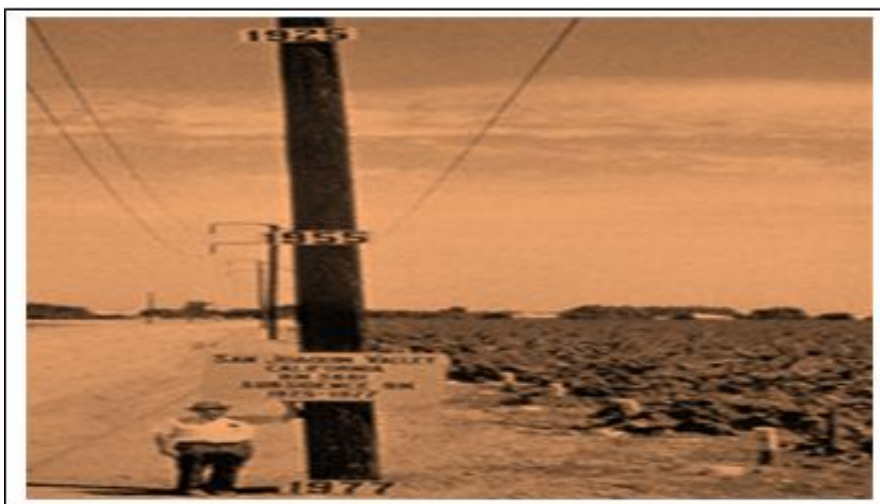


Figure I.6 Affaissement de 9 m entre 1925 et 1977 dans la vallée de San Joaquin d'après Muñoz- Castelblanco et al. (2011).

1.17 CAS D'EFFONDREMENT RENCONTRES EN ALGERIE

Il existe dans certaines régions du monde des sols aux propriétés particulières : sols solubles, sols macroporeux affaissables, dont l'évolution doit être prise en compte lors de l'élaboration des projets de construction, voire de mise en valeur des territoires. Ainsi, dans le cas des sols lœssiques secs, un apport d'eau (construction de canaux, barrages, fuites des réseaux dans les villes) peut provoquer un tassement rapide d'environ 10% de l'épaisseur de la couche, susceptible de disloquer toutes les constructions civiles et industrielles de la zone humidifiée.

Il est très important de citer des exemples sur des effondrements enregistrés dans des différents territoires en Algérie et parmi ces effondrements :

1.17.1 L'effondrement de Tafziouine à Guerrara, wilaya de Ghardaïa.

En 1997 et à 07 km au Sud-ouest de Guerrara (Fig. I-7), dans la région dite Tafziouine le terrain a commencé à connaître une véritable déformation sous forme d'un effondrement engendrant un cratère de 22 mètres de diamètres et de 13 mètres de profondeur. Le phénomène d'effondrement de terrain a été motivé par l'infiltration des eaux provenant d'un forage artésien jaillissant à 150 mètres de distance lors de la phase d'auto développement qui a duré plusieurs jours.

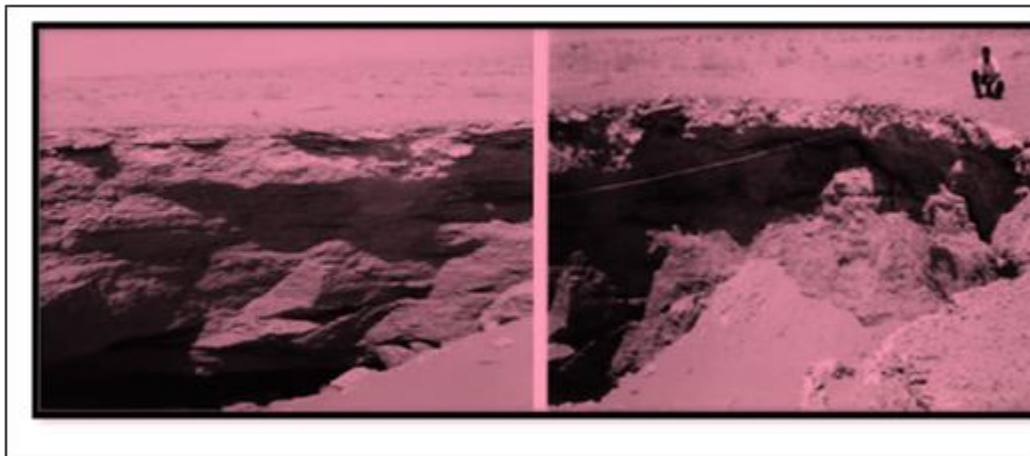


Figure I-7 : Photos de l'effondrement de Tafziouine.

- L'effondrement de Tafziouine présente une forme circulaire, avec un diamètre de 22m
- L'effondrement est d'une profondeur de 13 m avec un accès très difficile ;

- Pas de fissuration de surface, aucun indice indiquant l'évolution du cratère ;
- D'après le témoignage des habitants l'effondrement de Tafziouine est daté de l'année 1997.

I.17.2 L'effondrement de Sahb-Elbir à Mansourah, wilaya de Ghardaïa.

L'effondrement de Sahb-Elbir est situé à 50km par la piste du village d'Ain Loussig, lui-même distant de 2 km du chef-lieu communal de Mansourah. Cette région appartient à la wilaya de Ghardaïa

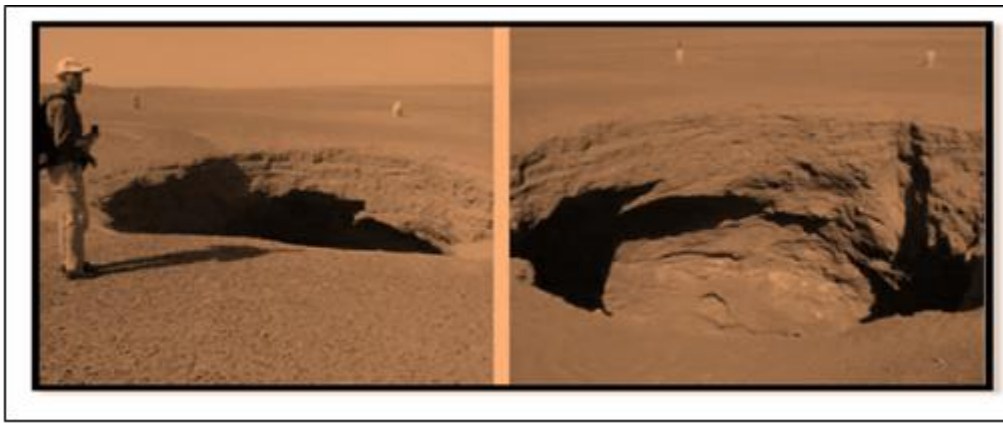


Figure I-8 : Photos de l'effondrement Sahb-Elbir.

- L'effondrement de Sahb-Elbir (Fig.I-8), présente une forme circulaire avec un diamètre de 10m
- L'effondrement à une profondeur inconnue ;
- Aucun indice de surface n'indique l'évolution du cratère ;
- On observe des failles de direction E-W et N-S connues dans la région ;
- D'après les habitants de Mansourah, l'effondrement de Sahb-Elbir est très ancien, de plus de 50 ans.

I.17.3 L'affaissement d'El M'Rara dans la wilaya d'El Oued.

Le village de M'Rara est situé dans la wilaya d'El Oued (Nord-Est du Sahara algérien), dans la zone d'Oued Rhir, à environ 110km à l'est d'El Oued, 55km au nord de Touggourt et 32km à l'est de Djamaa. Le village d'El M'Rara se trouve à une altitude d'environ 100m, dans une cuvette à remplissage Plio-quaternaire, d'environ 15km² de superficie, entourée par des collines Mio-pliocènes. Cette cuvette constitue ainsi un point de rupture de pente, au niveau duquel les alluvions fluviales, transportée par oued Remet passage par M'Rara, L'oued Remet

connait souvent, à l'occasion de pluies diluviennes, des crues torrentielles durant lesquelles l'eau traverse des secteurs des M'Rara avec une certaine violence. Des structures ont été installées en amont de l'Oued pour contenir la force des torrents, mais en vain, puisque celles-ci n'ont pas résisté. Cette commune est face à une menace plus ou moins naturelle, « Le phénomène d'effondrement des sols »

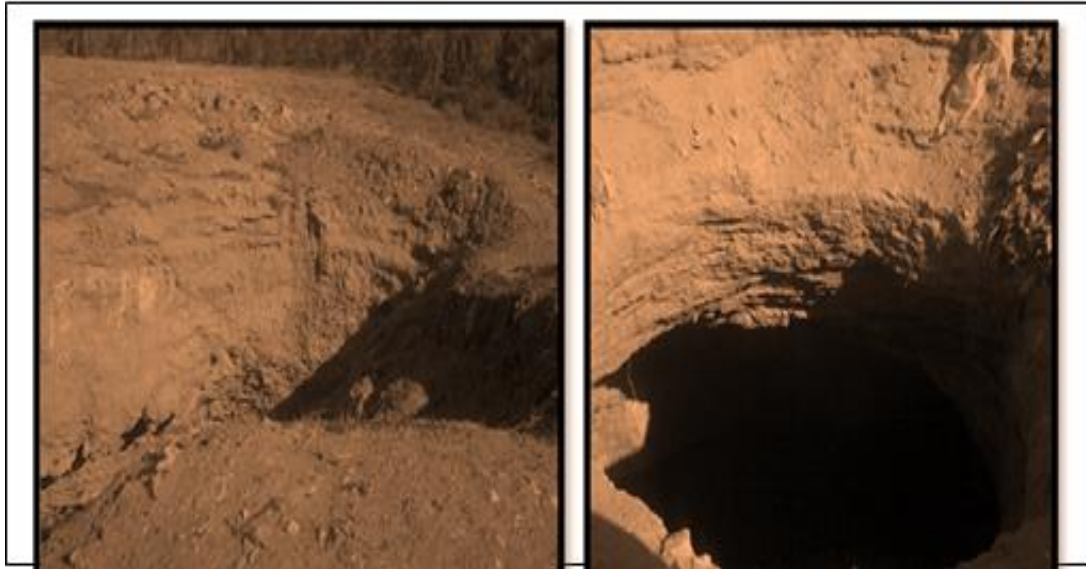


Figure (I-9) : Photos de l'affaissement d'EL M'Rara

Il existe deux types d'effondrement :

- Fosse d'effondrement circulaire : C'est un trou circulaire comme un puits sans fond ou avec un fond instable.
- Fosse d'effondrement faillé : C'est un affaissement d'un grand morceau de terre qui donne naissance d'une faille pouvant détruire des maisons et des infra structures.

I.18. METHODES EXPERIMENTALES

I.18.1-Essais œdométriques simple

Knight (1963) a proposé une méthode pour analyser le risque d'effondrement basée sur l'humidification sous une contrainte verticale de 200 kPa d'un échantillon de sol préalablement chargé à sa teneur en eau naturelle. Le critère est basé sur le pourcentage de déformation verticale obtenu. Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

$$CP = [\Delta ec / 1 + e_0] \times 100 \quad (2.1)$$

Où :

$\Delta ec = e_1 - e_2$: variation d'indice des vides avant et après saturation ;

e_0 : indice des vides initial ;

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$CP = \Delta H/H_0 \quad (2.2)$$

Avec :

ΔH : variation de la hauteur après mouillage,

H_0 : la hauteur initiale d'échantillon

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au tableau (2.1).

En se basant sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegger et al (1988) ont proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 200 KPa (figure I.10).

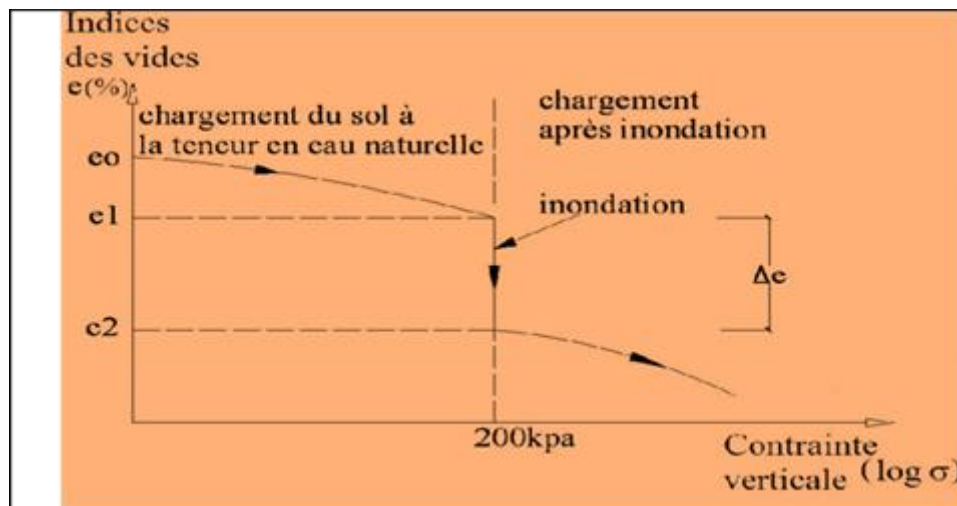


Figure I.10: Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1975)

I.18.2 Essai œdométrique double

Jennings et Knight (1957) ont proposé le "test du double odomètre" pour étudier le risque d'effondrement des sols non saturés. Celui-ci est basé sur deux types d'essais œdométriques.

Le premier test est réalisé à la teneur en eau initiale en condition non saturée.

Pour le deuxième, on humidifie l'échantillon sous une charge fixe et on suit le chargement en condition saturée (figure I.11).

Dans certains cas, l'humidification du sol produit des changements importants du volume total. Ce processus implique une perte de la

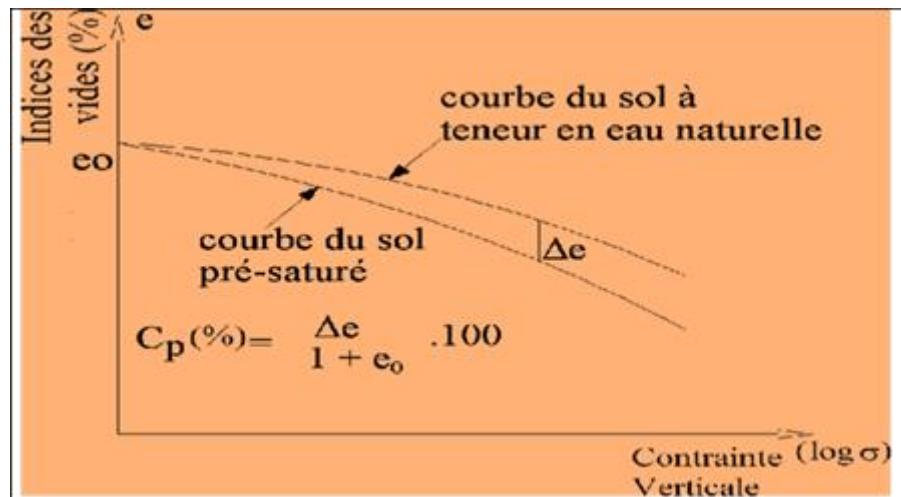


Figure I.11 : Double odomètres (Jennings et Knight)

Résistance du sol, car pour la plupart des sols non saturés, la résistance augmente lorsque le niveau de saturation diminue et la valeur de succion augmente.

Le potentiel d'affaissement se définit de la même manière que pour l'essai œdométrique simple (équation 1.2).

Tableau 1.2 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)

CP (%)	Risqué d'affaissements
0 à 1 %	Sols non affaissables
1 à 5%	Risqué d'affaissements
5 à 10%	Affaissements
10 à 20%	Affaissements severes
> à 20%	Affaissements très severes

Deux échantillons de sol sont placés dans deux œdomètres sous une charge de 1KPa pendant 24 heures, à la fin de ce chargement un des échantillons est saturé à l'eau l'autre est gardé à sa teneur en eau naturelle. En suite les deux essais sont conduits à leurs chargements maximaux tout en doublant la charge toutes les 24 heures. A la fin du chargement, avant saturation d'un des échantillons, les indice des vides des deux échantillons pourraient être différents et que les deux courbes ne partent pas du même point.

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

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point (e_0, P_0) (figure 2.3).

I.19 METHODES EMPIRIQUES D'IDENTIFICATION DES SOLS AFFAISSABLES

La mise en évidence de l'affaissement d'un sol se constate par le tassement appréciable qu'il subit, lent ou instantané, par l'addition d'eau sous une charge constante. L'évolution de ce tassement peut être étudiée au laboratoire par simulation des conditions réelles du sol.

Les inconvénients de cette simulation résident dans la spécificité des essais et le temps nécessaire accomplissement ainsi que la prise conséquent l'étude par simulation revient très chère.

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

□ Méthodes empiriques

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

Ces critères sont basés sur plusieurs paramètres. Nous pouvant regrouper ces critères en fonction des paramètres utilisés.

Tableau 1.3: Critères d'évaluation du risque d'affaissement.

Référence	Critère
Feda (1966)	<p>Si la porosité est $n_0 \geq 40\%$ sol est susceptible à l'affaissement.</p> $K1 = [(w_0 S_r) - w_p] / I_p$ <p>w_0 : teneur en eau naturelle ; w_p : limite de plasticité ; I_p : indice de plasticité ; S_r : degré de saturation ; Pour $S_r < 1$ et $K1 \geq 0.85$ sol est affaissable.</p>
Markin(1969)	$K = (e_0 - e_L) / (1 + e_0)$ <p>Pour $S_r < 0.60$ et $K > 0.10$: sol susceptible à l'affaissement.</p>
Goldshtein (1969)	$\delta w = \delta k \left[\frac{(G_{cr} - G_w)}{(G_{cr} - w_0)} \right]$ <p>$G_{cr} = 0.60$ à 0.70 (dépend de la charge) G_w : teneur en eau ; δk : tassement relatif à G_{cr} ; δw : tassement relatif ; À l'aide de cette formule, le tassement relatif δw pour plusieurs teneurs en eau et sous plusieurs charges, peut prédire l'affaissement.</p>
Bally (1973)	$n I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgj} h_j$ <p>i_{mgj} : coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm²) ; h_j : épaisseur de la couche j ; I_{mg} : le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable si $I_{mg} = 10$ à 12 cm/m).</p>

	<p>$C = \frac{p_{cs} - p_0}{p_{cn} - p_0}$ p_0 : pression de surcharge totale</p> <p>;</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. C : coefficient de l'affaissement ;</p> <p>$C < 0$: le sol est très affaissable ;</p> <p>$0 < C < 1$: le sol est conditionnellement affaissable; $p_{cn} = p_0$: pour le sol est normalement consolidé;</p> <p>$p_{cs} > P_0$: le sol est capable de supporter charges sous saturation.</p>
Jennings et Knight (1975)	<p>$C_p = \left[\frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \right] \times 100$</p> <p>$e_0$: indice des vides initial</p> <p>e_1 : indice des vides au début de la saturation. e_2 : indice des vides à la fin de la saturation. 0-1%: pas de problème</p> <p>1 - 5%: trouble modéré, 5 - 10%: trouble, 10 - 20%: trouble sévère</p> <p>>20%: trouble très sévère</p>
Minkov et al (1980)	<p>$\delta = 0.05(n_0 - 40) \cdot (30 - w_0)$</p> <p>$\delta(3,5) \geq 2\%$ sol est affaissable.</p>
Clevenger (1985)	<p>La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.</p> <p>Si $\gamma_d < 1.28 \text{g/cm}^3$: l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de la teneur en eau.</p> <p>Si $\gamma_d > 1.44 \text{g/cm}^3$: pas d'effondrement.</p> <p>entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.</p>

Ayadat et Belouahri (1996)	Critère basé sur la granulométrie $SiCu > 12$ le sol est collapsible Si $4 < Cu < 12$ le collapse est probable $SiCu < 4$ le collapse ne se manifeste pas. avec Cu: Coefficient d'uniformité
Ayadat et Abbeche	Si $y_h < 0.78y_s$ le collapse est très probable
Ayadat et Ait Amar (1998)	Méthode graphique basée sur les travaux de Kennedy & Law (1985)
Ayadat et Ouali (1999)	Si $I_p < 20$ et $15\% < W_L < 35\%$, le sol est collapsible Si $I_w < 1$ le collapse est très probable La droite $I_p = 0.5W_L - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.
Abbeche et al (2005)	Si $5\% < (%2\mu) < 15\%$ et $W_L < 20\%$, Effondrement est très probable Si $15\% < (%2\mu) < 30\%$ et $15\% < W_L < 30\%$, Effondrement est probable Si $(%2\mu) > 30\%$ $W_L < 35\%$, Pas d'effondrement

I.19. CONCLUSION.

Dans ce chapitre nous avons essayé de définir ce qu'est un sol affaissable, Comment l'identifier, où il est localisé, puis nous avons passé en revue les différents paramètres De l'effondrement. Nous avons pu constater que l'affaissement d'un sol peut être identifié par Des méthodes empiriques, mais les méthodes expérimentales restent de loin les meilleurs D'autant plus pour la mise en évidence de l'effondrement que pour l'estimation exacte du taux D'affaissement et par conséquent la détermination du degré de gravité de l'effondrement.

II. METHODES DE TRAITEMENT DES SOLS AFFAISSABLES

La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité (Babouri, 2008). Le but de la stabilisation est de réduire le volume des vides entre les particules solides, colmater les vides en créant des liens pour l'amélioration des liaisons existantes entre particules afin d'augmenter la résistance mécanique et de diminuer la sensibilité à l'eau. Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une opération d'amélioration du sol pour rendre faisable le terrain pour qu'ils puissent recevoir des constructions de grande importance, tout en tenant compte du coût de l'opération d'amélioration et le délai de réalisation. On peut diviser les techniques d'amélioration des sols en trois catégories :

- Réduction de l'indice des vides et densification du sol. Ce type d'action nécessite parfois plusieurs opérations (le pilonnage, le vibro compactage, les colonnes ballastées, le pré chargement, les drains verticaux,.....etc.
- Injection d'un liant et stabilisation chimique (Jet Grouting, lime ciment columns etc...) afin de former un nouveau matériau plus résistant.
- Utilisation d'un autre matériau pour combler les défauts du matériau du sol existant (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction). Le sol initial ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une technique d'amélioration donnée. En effet, la figure II.1, illustre la différence entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autres parts. Alors que pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration ne sont diversifiées.

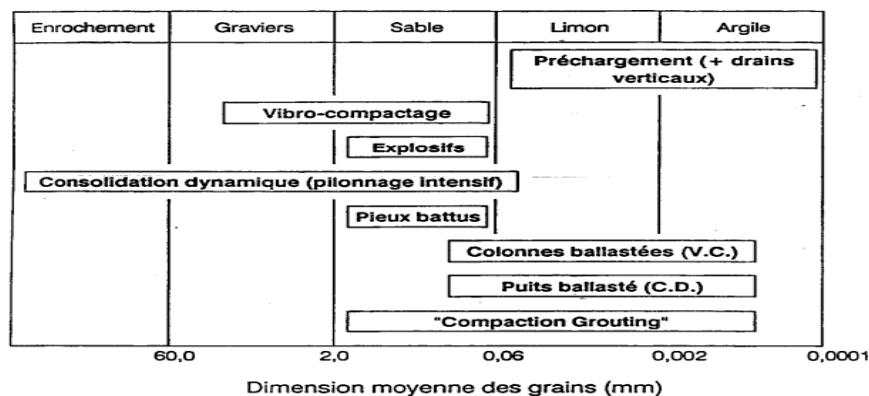


Figure II.1 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie finale.

II.1-PRE-CHARGEMENT

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

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

II.2-VIBROCOMPACTAGE (OU VIBROFLOTTATION)

Le Vibrocompactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact du quel résulte une augmentation de la contrainte latérale. Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielle, qui met les grains du sol dans un état liquéfié.



Figure II.2: Compactage par vibro-sonde.

II.3-COMPACTAGE DYNAMIQUE (OU PILONNAGE)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches. Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70. Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) pour une hauteur de chute qui varie de 10-20 à 40m. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction. Le compactage dynamique est également recommandé pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse tels que les loëss en ex-Urss. Sa mise en exécution est rapide et, dans le cas des sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration des sols existants.



Figure (II.3): Une masse qui chute.

II.4-TRAITEMENT PAR INJECTION

Les injections constituent une technique d'amélioration des propriétés des sols. Cette technique s'effectue par injection de matériaux dans les pores et les fissures naturelles, ou dans des vides qui ont été créés pendant l'injection. Ce matériau est appelé coulis. Le coulis est amené en profondeur du sol par forage d'un diamètre variant entre 5 et 15 cm.

L'injection est toujours faite à l'aide d'un tube de revêtement (exemple : le tube à manchette) qui est généralement en matière plastique d'un diamètre compris entre 25 et 50 mm .

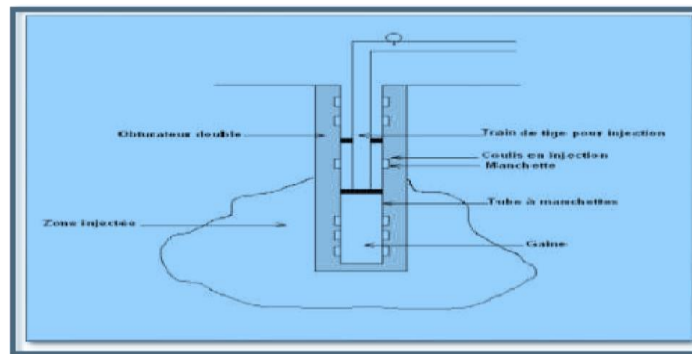


Figure. II.4: Principe de Traitement par injection

II.5-COMPACTAGE PAR ETINCELLE ELECTRIQUE

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés. Le principe de la méthode réside dans le fait qu'entre deux électrodes placées dans un sol saturé se produit une décharge de haute tension et qu'apparaît instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée (effet hydrodynamique) qui agit sur le massif de sol environnant. La structure naturelle se brise dans la zone d'action de la décharge. Sous l'action de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges, le sol se compacte.

II.6-TRAITEMENT PAR PRE CHARGEMENT

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'usage très courant en pratique. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible le pré- chargement (généralement fait par un remblai) est la technique. Le pré- chargement par étapes, lorsqu'il s'agit d'édifier des remblais de grande hauteur (>6m) sur une argile molle très compressible le chargement doit être fait par étapes pour éviter de provoquer la rupture par poinçonnement du sol.

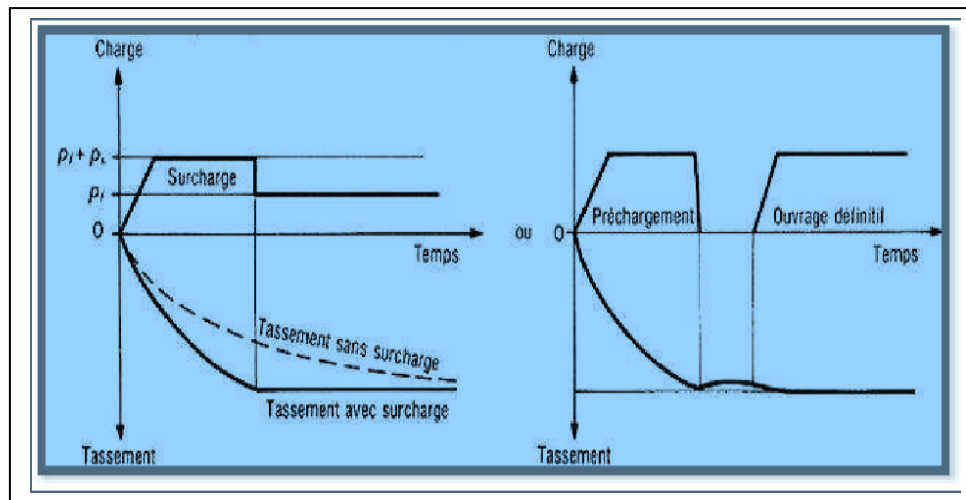


Figure. II.5 : Principe de traitement par pré chargement.

II.7-STABILISATION CHIMIQUE OU INJECTION

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

La stabilisation chimique par des additifs tels que le silicate de sodium (Na_2SO_3) et le chlorure de calcium (CaCl_2) a été utilisée pendant de nombreuses années plus ou moins de succès (Abelev, 1975). Ces additifs chimique permettent une cimentation de la structure du sol qui lors du mouillage, aurait une meilleure résistance à l'effondrement.

La pénétration des solutions chimiques dans la profondeur désirée est essentielle pour le succès de la procédure de traitement. Cette méthode est souvent applicable à des dépôts de sable fins; et présente d'être utilisée une fois une structure déjà en place ou existante (Al Rawas A.A, 2000). Houston et Houston(1997) ont souligné que l'injection fournit une amélioration des sols par un ou plusieurs des trois mécanismes suivants:

- Si la viscosité du coulis est assez faible et la perméabilité du sol suffisante, le coulis pénètre dans le sol pour le rendre rigide ;

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

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

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

Les essais in-situ sur sol sablonneux du type non carbonaté et pré traité avec le dioxyde de carbone ont montré une augmentation de la résistance de 20 à 25% (Clémence et Finbarr, 1981). L'injection d'ammoniac seul dans le sol humide a été utilisée, cependant, l'efficacité de l'ammoniac est beaucoup moindre que celle des silicates de sodium. De plus, l'ammoniac est un produit dangereux pas facile à utiliser.

Enfin, plusieurs autres variantes ont été également testées, comme le ciment (Ismail et al, 1987), la chaux et le bitume (Bell 1993) et l'acide phosphorique a été utilisé en Nouvelle Zélande pour stabiliser les sols lœssiques (Evenset Bell 1981).

II. 8 -TRAITEMENT PAR SUBSTITUTION

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

quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli(1995).

II.9- COMPACTAGE PAR EXPLOSION

La consolidation par explosion consiste à placer à une profondeur donnée une charge telle qu'il n'y ait pas de cratère en surface. La présence de gaz occlus dans le sol à consolider, influence l'efficacité du phénomène. Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas un gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sols non cohérents en lieux suffisamment éloignés de toute agglomération. La quantité d'explosifs varie de 10 à 30 Kg/ m³ de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les loëss.

II.10 -TRAITEMENT THERMIQUE

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC/SETRA (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostashev en 1934. Consistant à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffe entre 200 et 800°C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont ainsi soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes. Bell et Bruyn(1997) ont rapporté l'utilisation du traitement thermique des sols loëss au sud-Est de l'Europe et de la Russie par la combustion des gaz et mazout dans des trous de forage sous pression. Les forages sont très rapprochés et les températures peuvent atteindre 1000°C, produisant une colonne de sol stabilisée avec un diamètre de 1,5 à 2m.

II.11-TRAITEMENT PAR PRE-MOILLAGE DU SOL

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

II.12-TRAITEMENT PAR PIEU DE CHAUX :

L'utilisation de la chaux comme liant est très ancienne, Grande Muraille de Chine (localement, en argile traitée à la chaux), voies romaines, habitations (chaux + sable + terre argileuse). L'emploi de liants est développé en technique routière, elle concerne essentiellement les sols instables, les sols fins argileux ou limoneux et aussi les sols à effondrement brusque. Le liant développé des liaisons dans le matériau qui, sans cela, serait trop déformable, la "portance" est largement améliorée. Un sol effondrable traité passe d'un état plastique à un état solide et perd une partie de sa sensibilité à l'eau. On observe une augmentation de la cohésion, de la résistance mécanique et au poinçonnement (l'indice CBR peut être multiplié par 4 ou 10 au bout de deux heures), ainsi qu'une diminution des variations volumiques. Tkhirov (1971), Montre qu'une grande quantité de chaleur se dégage (jusqu'à 300C°) lors de la réaction chimique qui s'ensuit, ce qui a pour effet de diminuer sensiblement la teneur en eau jusqu'à ce que le degré de saturation soit \leq à 60% pour permettre un pilonnage dynamique. Le diamètre du pieu de chaux augmente de 60 à 80% pendant le processus d'extinction d'où un apport de compactage complémentaire non négligeable.



Figure (II.6) : Traitement par la chaux.

II.13-TRAITEMENTS PAR CONGELATION

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles, des puits ou des galeries, qui permettent également le sauvetage d'ouvrages à la suite d'incidents (renard, débouillage). Elle rend le sol étanche et

résistant.

- La méthode fermée à la saumure.
- La méthode dite combinée.

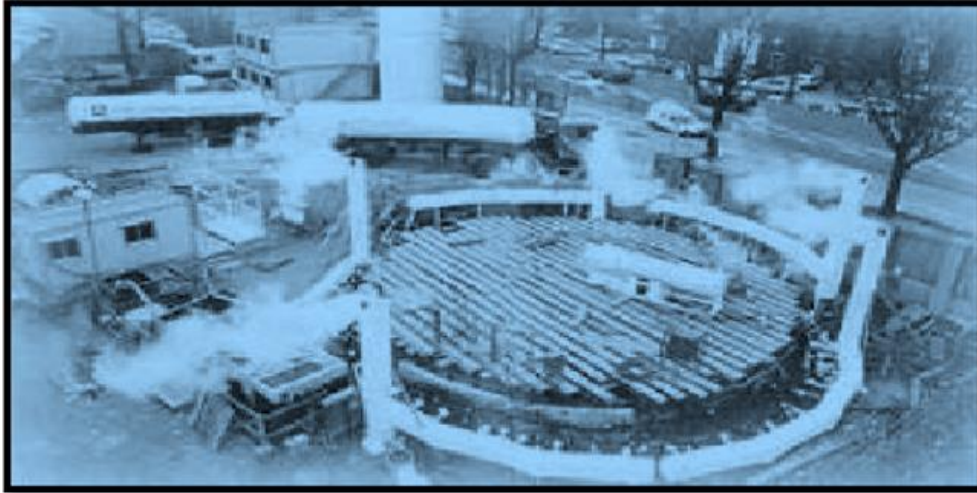


Figure (II.7) : Traitements par congélation.

II.14. TRAITEMENT CHIMIQUE :

Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment portland, chaux, asphalte, chlorure de calcium ou de sodium, résidus de pâtes et papiers.

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

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

Elles permettent de mettre en œuvre et de compacter les sols mouillés qui, normalement, ne pourraient pas être compactés correctement.

L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier

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.8: Traitement chimique à la chaux et au ciment.

I.15.TRAITEMENT PAR PIEU DE SABLE

Les monticules de sable pour les sols affaissés sont une technologie développée Très rapidement et connaîtra encore une croissance importante. Facile à porter Une fois mis en œuvre, les travaux de terrassement lourds conçus pour rejeter le sol peuvent être évités Insuffisance et utilisation de matériaux empruntés de qualité à la carrière Parfois utilisé dans le même but. La technologie est désormais courante, elle utilise les principes L'excès de pression interstitielle diminue progressivement sous l'effet du confinement mécaniques ou dynamiques, incorporant ainsi

II.16. CONCLUSION

Dans ce chapitre nous avons présenté les différentes méthodes de traitements utilisées. Une comparaison met en évidence les avantages et les limites de chaque méthode.



III.1. INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, nous décrirons les propriétés des matériaux utilisés pour préparer le sol, puis nous détaillerons la procédure d'essai suivie, qui comprendra des essais préliminaires pour définir les propriétés physiques, chimiques et minéralogiques du sol affaîssé, suivis d'essais mécaniques, mettant l'accent sur l'effet des traitements sur les taux d'effondrement de ces sols, les modes opératoires de ces différents essais sont décrits ci-dessous.

III.2. MATERIAUX UTILISE :

Deux composantes essentielles rentrent dans la combinaison des sols d'essais : le sable et l'argile (Kaolin), et les déchets d'aluminium qui se présentent sous formes de fibres très.

❖ III.2.1. Le sable :

Le sable utilisé pour la reconstitution de notre sol est extrait d'oued Maitar, région de Boussaâda de la wilaya de M'sila, très utilisé pour la confection du béton dans les chantiers. Après son passage à l'étuvage (105°C) pendant 24heurs on a procédé au tamisage (2mm) les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.



Figure. III.1 Le sable

❖ III.2.2. Le kaolin :

Le kaolin est une argile blanche, friable et réfractaire, composée principalement de kaolinite, 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 ($<80\mu\text{m}$), est extrait de la mine de la région de Mila



Figure. III .2 : le kaolin

III.2.3. Le sol reconstitué :

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

- ✓ Le sable ($D < 2 \text{ mm}$).
- ✓ Argile ($D < 0.080 \text{ mm}$). Le sol reconstitué est obtenu en mélangeant les deux
- ✓ Matériaux : sable (80%) et argile (20%).

❖ III.2.4. Déchets d'aluminium (Crasse) :

Les crasses noires, provenant de l'affinerie de l'aluminium, contiennent de 20 à 60 % d'aluminium. Elles renferment, en outre, une forte proportion de sels ajoutés à la charge (déchets d'aluminium, crasses blanches, crasses noires). Ces sels, constitués généralement de chlorures de sodium et de potassium, sont destinés, d'une part, à protéger l'aluminium de l'oxydation et de la nitruration par l'air et, d'autre part, à modifier les tensions superficielles des composés liquides de façon à améliorer le rendement de récupération de l'aluminium.

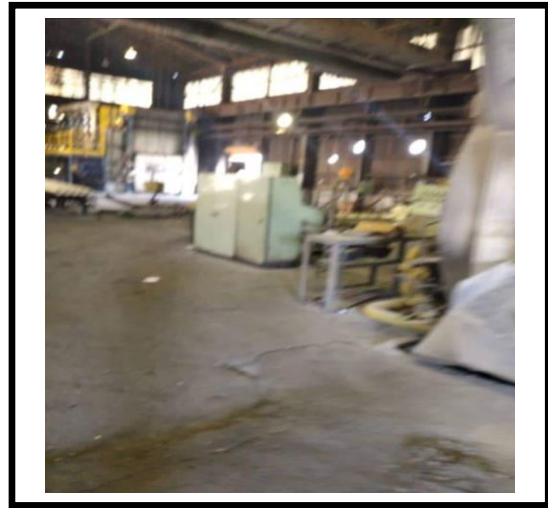


Figure III .3 : la crasse noire

III.2.5. L'eau d'inondation :

On a utilisé l'eau distillée commercial : C'est une eau non minéralisée, de conductivité $6\mu\text{s}/\text{cm}$ et de PH 6,38.

III.3. Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- Équivalent de sable (ES).



- L'analyse granulométrique.
- Masse volumique apparent γ
- L'essai Proctor du sol reconstitué.
- L'essai Proctor du sol reconstitué.
- L'essai au bleu de méthylène.
- Masse volumique absolue γ_s .
- Limite d'Atterberg.
- Cisaillement.

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

III.4. EQUIVALENT DE SABLE

➤ **But de l'essai :**

L'essai d'équivalent de sable utilisé de manière courante pour évaluer la propreté des sables entrant dans la composition des bétons l'est aussi pour les sols, mais son importance est moindre, le paramètre le plus significatif étant la valeur de bleu du sol. Cet essai consiste à séparer les particules fines contenues dans le sol des éléments sableux plus grossier. Une procédure normalisée permet de déterminer un coefficient d'équivalent de sable qui quantifie la propreté de celui

NORME A CONSULTER

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

➤ **Principe de l'essai :**

Les tests sont effectués sur des sections de 0/5 mm du matériau à étudier. Nous avons lavé les échantillons avec une solution lavante, puis laissé tout reposer en paix. 20 minutes plus tard, nous prélevons les mesures suivantes:

Hauteur h1 : sable propre + éléments fins

Hauteur h2 : sable propre uniquement

Nous dérivons l'équivalent sable : $ES = (h_1/h_2) 100\%$ Il existe deux méthodes de mesure H2, à la fois visuellement pour déterminer l'ESV (équivalent sable) ou utilisez le piston ESP. La procédure a une grande influence sur le résultat, il est donc nécessaire respecter strictement le protocole de l'essai.

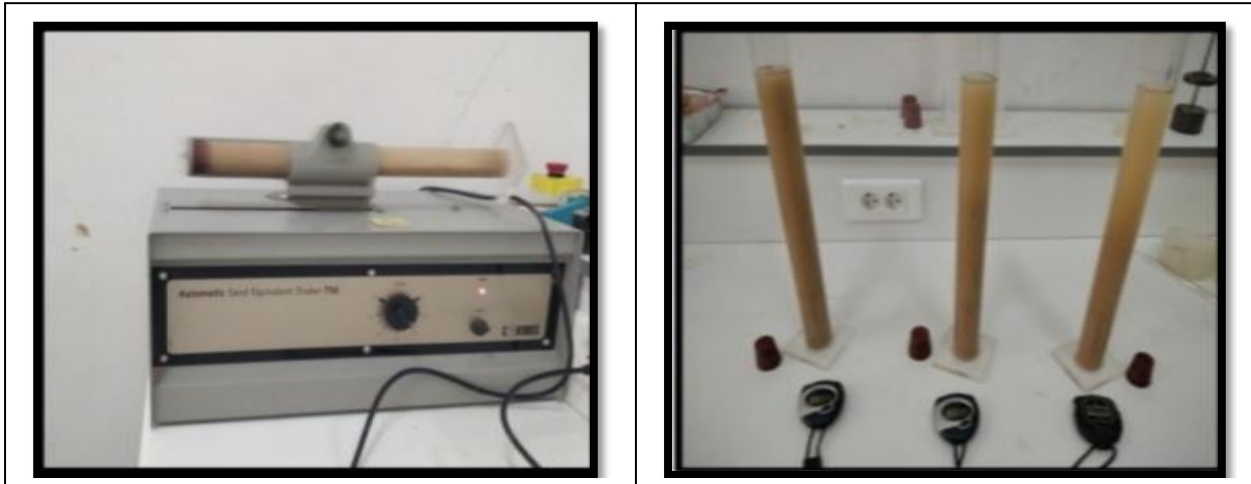


Figure III .4 : appareillage et matériels utilisés pour l'équivalent de sable

Matériels utilisés :

- 3 éprouvettes, en matière plastique, avec 2 traits repères ; bouchons.
- Entonnoir pour introduire le sable.
- bonbonne de 5 l
- Bouchon pour cette bonbonne, avec siphon et tube souple de 1.5 m environ.
- Tube laveur, prolongeant le tube souple ; métallique.
- Machine agitatrice ; électrique. Règle de mesure. Piston taré, dont la masse mobil est de 100 g : son diamètre d est légèrement inférieur à celui D des éprouvettes.
- Et aussi le matériel d'usage courant non spécialisé : tamis, spatule, récipients divers, balance, chronomètre.

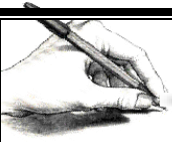


Tableau2 : Caractéristique de sable (ES).

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.5. Analyse granulométrique par tamisage :

NORME A CONSULTER

NFP94-056 : Sols: reconnaissances et essais – Analyse granulométrique d'un sol-**Méthode par tamisage**. Mars 1996

L'analyse granulométrique est l'opération d'étude de la distribution des particules, généralement en fonction de leurs caractéristiques (poids, taille, etc.).

But De l'essai :

Le but de l'essai se matérialise par :

- Le dimensionnement des particules qui varie entre 10-6mm à 1000 mm
- Classification pour caractériser les grains de différentes tailles
- L'établissement de la courbe granulométrique qui donne des informations très précises sur le sol étudié.

Principe de l'essai : L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série des tamis, emboîtées les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas. Le matériau étudié est placé en partie supérieur des tamis

et le classement des grains s'obtient par vibration de la colonne de tamis

Matériel Utilisé :

Tamis :

Un tamis est une grille de maillage plus ou moins fin, servant à trier les particules solides, fixée sur un cadre ; avec différent diamètre Les Diamètres de la série de tamis utilisé (5mm/2,5mm/1.25mm/0.63mm/0.315mm/0,163mm/0.080mm) +FOND étanche.

Balance et un agitateur mécanique



Figure III. .5 : Tamis et agitateur mécanique.

Conduite de l'essai :

Le matériau séché, de masse M , est versé sur une série de tamis choisis de telle manière que La progression des ouvertures soit croissante du bas de la colonne vers haut. En partie Inférieur, on dispose un tamis de 0.08mm sur Montant un fond étanche afin de récupérer les Éléments fins qui passant à travers ces tamis. On considère que Le tamisage est terminé Lorsque les refus ne varient pas de plus de 1% Entre deux séquences de variations de la Tamiseuse. Le refus du tamis ayant la plus grande maille est pesé. Soit R_1 La masse de ce Refus. Le refus du tamis immédiatement inférieur est pesé. Soit R_2 la masse du refus Deuxième refus. La somme R_1+R_2 représente le refus cumulé sur le deuxième tamis. Cette Opération Est poursuivie pour tous les tamis pris dans l'ordre des ouvertures décroissantes, ceci permet de connaître la masse des refus cumulés R_n aux différents niveaux de la colonne de tamis. Le tamisât présent sur le fonde de colonne de tamis est également pesé. Soit P sa Masse. La somme de refus cumule mesurés sur les différents tamis et du tamisât sur le fond (Fillers) doit coïncider avec le poids de l'échantillon

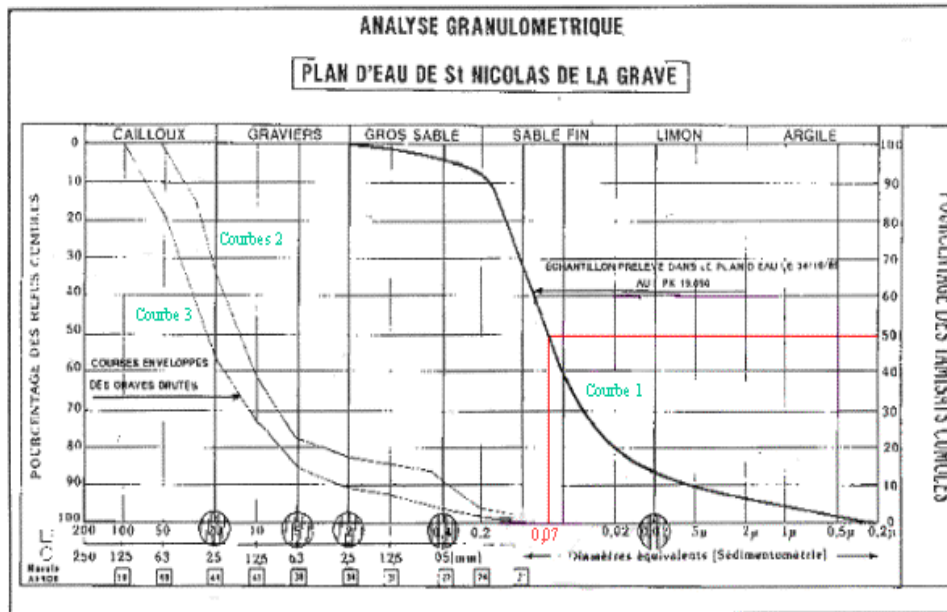
introduit en tête de colonne. La perte éventuelle de matériaux pendant l'opération de tamisage ne doit pas excéder plus de 2% du poids total de l'échantillon de départ

La Courbe Granulométrique

Détermination (D10, D30 et D60) et coefficients Cu et Cc :

$$*Cu = D_{60}/D_{10}$$

$$*Cc = (D_{30})^2 / D_{60} * D_{10}$$



III.6 Essai VBS (NF P 94-068)

NORME A CONSULTER

NF P 94-093 : Sols : reconnaissance et essais - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol Ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol.

La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre, ce qui provoque la création d'une tache.



L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tâche.

Appareillage et matériel d'essai :

L'appareillage spécifique comporte :

- Un dispositif de dosage permettant d'injecter par pas de 10 cm³, 5 cm³ et 2 cm³ des volumes de solution de bleu et de

Connaître la quantité totale injectée

- Un agitateur mécanique à ailettes ayant une vitesse de rotation couvrant au moins la plage de 400 à 700 tr/min.

Le diamètre des ailettes est compris entre 70 et 80 mm La forme et les dimensions des ailettes doivent permettre

Une mise en mouvement de la totalité des particules du sol ;

- Un récipient cylindrique (en verre, plastique, métal inoxydable) d'une capacité minimale de 3000 ml et de diamètre

Intérieur (155 ± 10) mm

- Une baguette de verre de (8 ± 1) mm de diamètre ; - des tamis de maille 80 µm, 5 mm et 50 mm ;
- Du papier filtre blanc de masse surfacique (95 ± 5) g/m².

L'appareillage courant comporte :

- Balance
- Thermomètre
- Chronomètre ou équivalent indiquant la seconde
- Enceinte thermique réglable à 90 °C
- Appareil de séchage permettant de déterminer la teneur en eau des sols selon une méthode normalisée
- Sacs ou récipients hermétiques permettant de conserver la teneur en eau des échantillons.

Les produits à utiliser sont les suivants :

- Solution de bleu de méthylène à 10 g/l fabriquée depuis moins d'un mois et conservée dans un flacon bouché à l'abri de la lumière

- Eau déminéralisée ou distillée.



Figure III .6: Résultats de valeur au bleu.

1.2. Préparation de l'échantillon :

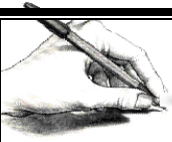
Si le D max du matériau est inférieur ou égal à 5 mm : Prélever une masse, m, du sol telle que $m > 200 D \text{ max}$ (m en grammes, D max en millimètres). Quarter et homogénéiser la fraction 0/5 mm de manière à préparer trois prises d'essai de masses sensiblement égales et de l'ordre de :

- 30 g à 60 g dans le cas des sols très argileux à argileux
- > 60 g dans le cas des sols moyennement à peu argileux.

La première prise d'essai est introduite dans le récipient de 3000 ml, mise en suspension dans (500 ± 10) cm³ d'eau déminéralisée et dispersée à l'aide de l'agitateur à ailettes (vitesse (700 ± 100) tr/min et positionné à 5 mm environ du fond du récipient), au minimum durant 5 min et dans tous les cas jusqu'à disparition visuelle de tout agglomérat de particules de sol dans la suspension ou de toute accumulation sur les bords du récipient. La deuxième prise d'essai, volontairement réduite par rapport aux spécifications des normes de teneur en eau, est utilisée pour déterminer la teneur en eau de chacune des prises d'essai. La troisième prise d'essai est conservée dans l'éventualité où l'essai doit être renouvelé.

1.3. Mode opératoire :

La prise d'essai étant mise en suspension comme décrit précédemment, procéder au dosage de bleu de méthylène comme indiqué ci-après. Pendant toute la durée du dosage, l'agitation



permanente (vitesse 400 tr/min \pm 100 tr/min) doit être telle que toutes les particules de sol en suspension soient mises en mouvement

Calculs et expression des résultats : Les calculs à exécuter sont :

- masse de bleu introduite (solution à 10 g/l) : $B = V \times 0,01$

- Pour les matériaux dont le D max est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est :
 $VBS = B \backslash m_0 \times 100$

VBS : est exprimée en grammes de bleu pour 100 g de matériau sec.

m_0 : est la masse sèche de la prise d'essai

Tableau III.1 : type de solen fonction de la valeur VBS

VBS	Type de sol
0.1	Sol insensible à l'eau
0.2	Seuil au – dessus du quelle sol est sensible à l'eau.
1.5	Seuil distinguant les sols sablo- limoneux des sols sablo-argileux
2.5	Seuil distinguant les sols limoneux peupla stiques de sols limoneux moyennement plastiques
6	Seuil distinguant les sols limoneux et les sols argileux
8	Seuil distinguant les sols argileux des sols très argileux.

III.7. Masse volumique.

Définition :

La masse volumique d'un corps est la masse de l'unité de volume de ce corps, comme on distingue le volume absolu et le volume apparent il faut distinguer de même :

➤ *Masse volumique absolue :*

C'est masse de l'unité de volume absolue du corps, c'est-a'-dire de la matière qui constitue le corps, sans tenir compte du volume des vides

➤ **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 des vides qu'elle contient.

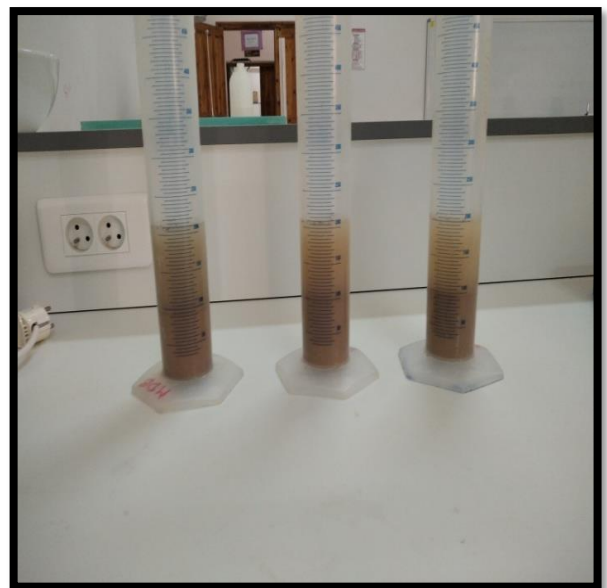
A\méthode de l'éprouvette graduée :

C'est la plus simple méthode utilisée, on procéde comme suit :

- mettre dans une éprouvette graduée un volume V_1 d'eau.
- peser une masse M du corps et l'introduire dans l'éprouvette.

Bien éliminer les bulles d'air

- ✓ -lire le nouveau volume V_2 .
- ✓ Le volume absolu est $V=V_2-V_1$.



B\Méthode du pycnomètre :

NORME A CONSULTER

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

NF P 18_558 : granulats –**Détermination de la masse volumique absolue des fines**
décembre 1990

La masse volumique absolue est exprimée par γ_s , qui est l'unité de volume de la matière que constitue le granulats sans tenir compte des vides pouvant exister dans ou entre des grains.

Appareillage :

- 3 pycnomètre en verre de 100 cm³.
- Une balance de précision : force de 4 à 5 Kg Sensibilités 1 à 2g.
- Un entonnoir à long col.

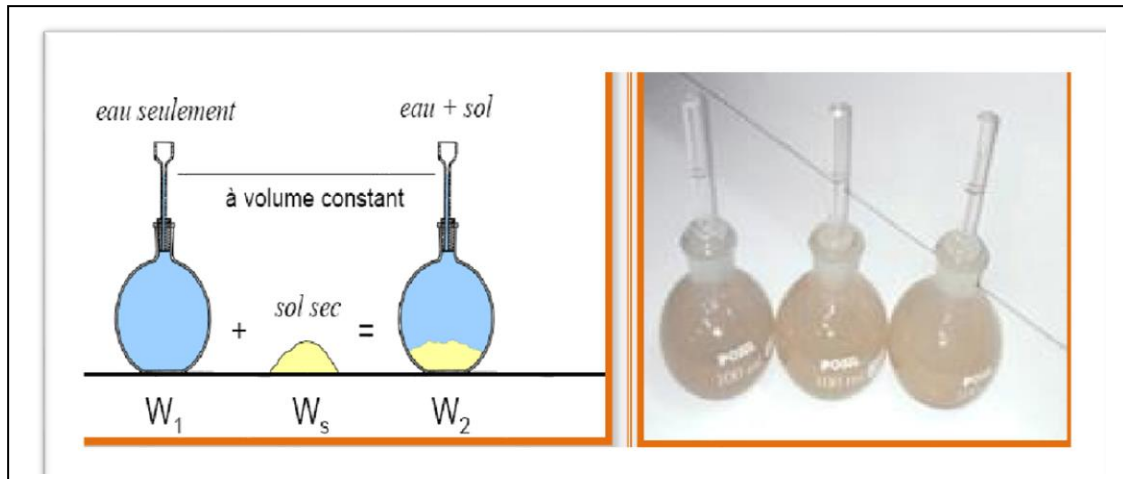


Figure III.7 : Pycnomètre verre de 100cm³.

Mode opératoire :

- ✓ Préparer un échantillon de sable, sèche a l'étuve et refroidi
- ✓ Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M0
- ✓ Deviser le couvercle et introduire 30g 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 2cm 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.

Exploitation des résultants :

Le calcul de la densité des grains solides du sol est donné directement par la Formule :

$$\rho = \frac{(m1 - m0)}{(m3 - m0) \cdot (m2 - m1)} \text{g/cm}^3$$

□ **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. La masse volumique apparente d'un matériau pourra avoir une valeur différente suivant qu'elle sera déterminée à partir d'un matériau compacté ou non compacté.

• **Principe :**

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

$$\text{Masse volumique apparent} = \text{masse} / \text{volume.}$$

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.8: entonnoir trépied.

❖ **Mode opératoire :**

- Prendre le sable dans les deux mains formant entonnoir ou le mettre carrément dans un entonnoir

figure (3)

- Placer les deux mains, ou l'entonnoir a' 10CM environ au-dessus d'une mesure de 1Litre, et laisser tomber le sable, ni trop vite ni trop lentement
- Verser ainsi le sable, toujours au centre de la mesure, jusqu' a' ce qu'il déborde tout autour en formant un cône
- Araser a' la règle
- Peser le contenu
- Refaire l'opération 3fois, puis déterminer la moyenne

III.8 Limites d'Atterberg

NORME A CONSULTER

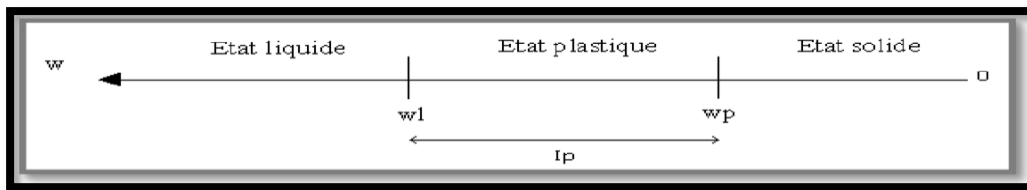
**NF P 94-051: Sols : reconnaissances
et essais - Limite d'Atterberg_Mars
1993**

Définition :

Limite d'Atterberg, limite de plasticité ou limite de consistance, utilisée pour caractériser le comportement des sols fins, bien que leur comportement change avec le temps. Ces noms de plasticité du sol sont dus à scientifique suédois Albert Moritz Atterberg (1846-1916).

La limite d'Atterberg et l'indice de plasticité du sol varient non seulement avec sa fraction argileuse, mais elle est également liée à la nature du minéral argileux et des cations adsorbés ces limitations sont basées sur la notion que seuls quatre états cohérents peuvent exister. Le sol à grains fins dépend de sa teneur en humidité. Par conséquent, le sol est à l'état solide lorsqu'il sèche. Ajouter de l'eau petit à petit, et transformer en semi-solide, plastique, et enfin le liquide.

Le test est réalisé en laboratoire et mesure la cohésion du sol et son taux d'humidité. Selon ces procédures, trois limites sont définies :



➤ **Limite liquide (WL) :**

Lorsque le sol passe d'un état plastique à un état liquide. La teneur en eau à laquelle le sol passe de l'état liquide à l'état plastique est appelée limite de liquidité. Elle peut être calculée aussi par la formule suivante :

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

➤ **Limite plastique (WP) :**

Lorsque le sol passe d'un état semi-solide à un état plastique. La teneur en eau à laquelle le sol devient semi-solide est appelée limite plastique. La teneur en eau à laquelle le sol passe de l'état semi-solide à l'état solide est connue sous le nom de limite de retrait

➤ **L'indice de plasticité IP :**

Il donne l'étendue du domaine plastique $IP = WL - WP$. 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 (WL, IP) qui dépendent de la nature des minéraux argileux contenus dans le sol et de leur quantité. C'est ainsi que Casagrande a défini un diagramme dit "Abaque de plasticité de Casagrande" qui permet de classer les sols fins.

Tableau III .2 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.

<u>Indice de plasticité</u>	<u>Degré de plasticité</u>
$0 < I_p < 5$	Non plastique
$5 < I_p < 15$	Moyennement plastique
$15 < I_p < 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique



Figure III .9 : Appareil de Casa grande et matériel de la limite de liquidité pour

III.9. Essai Proctor :

NORME A CONSULTER

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

Définition :

Il existe plusieurs façons d'améliorer les propriétés mécaniques des sols perturbés. Le plus économique, toujours utilisé pour la construction des remblais, est le compactage. Le procédé est conçu pour augmenter la masse de solides par unité de volume (masse spécifique de sol) pour améliorer certaines propriétés du sol ou du remblai pour augmenter la résistance mécanique (stabilité), réduire la compressibilité (décantation) et réduire la perméabilité.



➤ **BUT DE L'ESSAI PROCTOR :**

L'essai Proctor a pour but de déterminer, pour un compactage d'intensité donnée, la teneur en eau à laquelle doit être compacté un sol pour obtenir la densité sèche maximum. La teneur en eau ainsi déterminée est appelée « teneur en eau optimale ».

➤ **PRINCIPE DE L'ESSAI PROCTOR :**

Le test Proctor consiste en un compactage dans une matrice standard, à l'aide d'un pilon standard et selon un processus bien défini pour étudier des échantillons de sol et déterminer la teneur en humidité.

La courbe représentant la masse volumique sèche est donc déterminés en fonction de la teneur en eau ajoutée (8%, 10%, 12%, 14%, 16%), puis on trace la courbe dont l'abscisse est "le teneur en eau Proctor", ordonnée (densité sèche Proctor).

ESSAI PROCTOR NORMAL :

Le compactage n'est que moyennement poussé. Il est généralement utilisé pour les études de remblais en terre (barrages et digues).

Il s'effectue en trois couches avec « la dame Proctor normal », l'énergie de compactage est de :

- 55 coups de dame par couche dans le moule C. B.R.
- 25 coups par couche dans le moule Proctor normal.



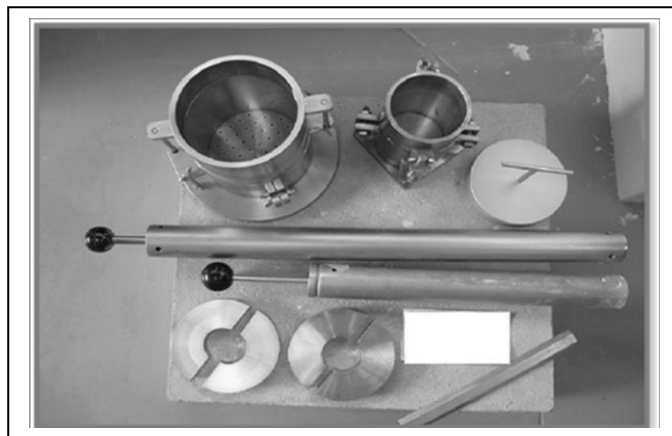
Figure III .10 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

❖ III.10 ESSAI PROCTOR Modifié :

Le compactage est beaucoup plus intense ; il correspond en principe au compactage maximum que l'on peut obtenir sur chantier. C'est ordinairement par l'essai Proctor modifié que l'on détermine les caractéristiques de compactage (teneur en eau optimale, densité sèche maximale).

Le compactage dans ce cas-là s'effectue en cinq couches successives avec « la dame Proctor modifié » l'énergie de compactage est de :

- 55 coups de dame par couche dans le moule C.B.R.
- 25 coups par couche dans le moule Proctor.



➤ APPAREILLAGE ESSAI PROCTOR :

Le moule Proctor constitué par un tube cylindrique métallique inoxydable de 10,15 cm de diamètre intérieur et 11,7 cm de hauteur, pourvu d'un fond et d'une hausse métallique amovibles.

- La dame Proctor normal qui est constitué par un mouton de 2,49 kg (cylindrique de 5,1 cm de diamètre) dont la hauteur de chute est de 30,4 cm.

- Une étuve.
- Une règle à araser d'environ 250 mm
- Truelles pour le malaxage.
- Des maillets, burins, couteaux, etc. pour le démoulage, ou mieux un appareil à démouler.
- Une balance sensible au gramme d'une portée maximum au moins égale à 20 kg.
- Une éprouvette graduée

MODE OPERATOIRE ESSAI PROCTOR :

On prend 2,5 kg de sable préalablement préparé qu'on verse dans un bac, on ajoute une certaine quantité d'eau, à l'aide de la truelle on malaxe bien le sable, on remplit le moule Proctor normalisé



en trois couches puis après avoir versé chaque couche on compacte à l'aide de la dame Proctor normal en 25 coups en respectant la hauteur de chute et en assurant une répartition équitable des coups sur la surface à compacter. On procède de la même manière après la mise en place de la 2ème et 3ème couche. Une fois le moule rempli on arase le sable avec une règle à araser, on prélève un échantillon à la surface du moule et ensuite à la base un 2^{ème} échantillon d'à peu près le même poids. On évalue les masses des deux prélèvements à la balance puis on les fait passer à l'étuve au moins pendant 24h

III .11. ESSAI DE CISAILLEMENT DIRECT SUR LES SOLS :

NORME A CONSULTER

NFP94-071-1Aout1994 : Sols : reconnaissances et essais

CISAILLEMENT DIRECT SUR LES SOLS

➤ ***But de l'essai :***

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne ϕ et sa cohésion C. Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible du sol dans le cas de fondations superficielles.

➤ ***Le Principe :***

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. Il consiste à :

- Applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) maintenu dans l'éprouvette toute la durée de l'essai.
- Produire après consolidation de l'éprouvette sous l'effort (N) un cisaillement dans l'éprouvette selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif δl à vitesse constante.
- Mesurer l'effort horizontal de cisaillement (T) correspondant.

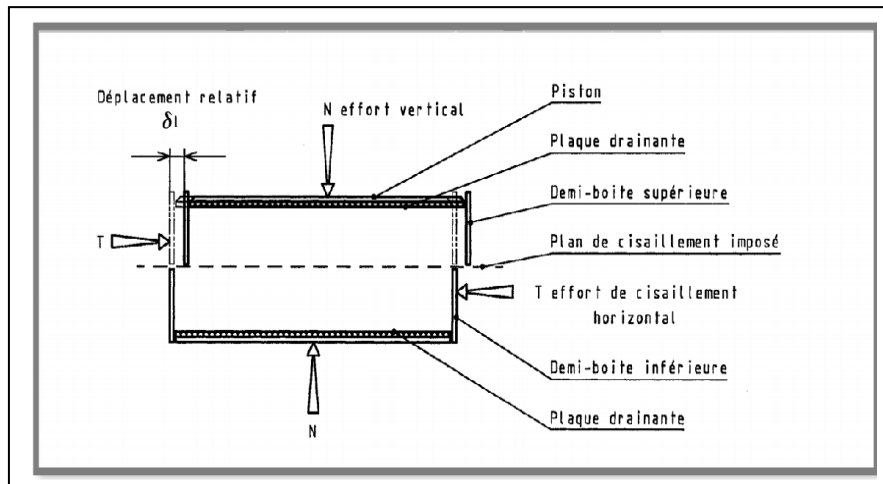


Figure III .11 : principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte

➤ Appareillage spécifique :

- Le bâti.
- La boîte de cisaillement.
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîte.
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.

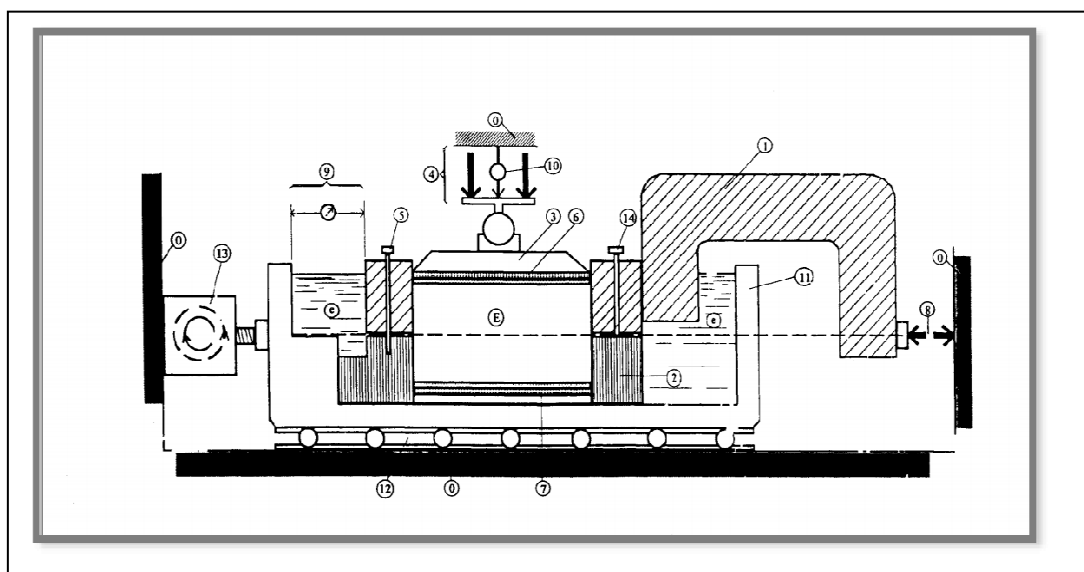


Figure III .12 : schéma de la boîte de cisaillement



- 0) Bâti.
- 1) Demi-boîte supérieure.
- 2) Demi-boîte inférieure.
- 3) Piston rigide.
- 4) Dispositif d'application de L'effort vertical N centré sur le piston.
- 5) Solidarisation des demi-boîtes.
- 6) Plaque drain ante supérieure.
- 7) Plaque drain ante inférieure amovible.
- 8) Dispositif de mesure de l'effort horizontal T .
- 9-Disposition de mesure du déplacement relatif horizontal δl .
- 10-Disposition de mesure du déplacement vertical δh .
- 11-Châssis étanche.
- 12-Glissières sans frottement.
- 13-Système de déplacement à vitesse constants.
- 14-Vis de soulèvement de la demi-boîte.



Figure III .13 : Appareillage de cisaillement

Les dimensions intérieures des demi-boîtes couramment utilisées sont de (6*6cm).

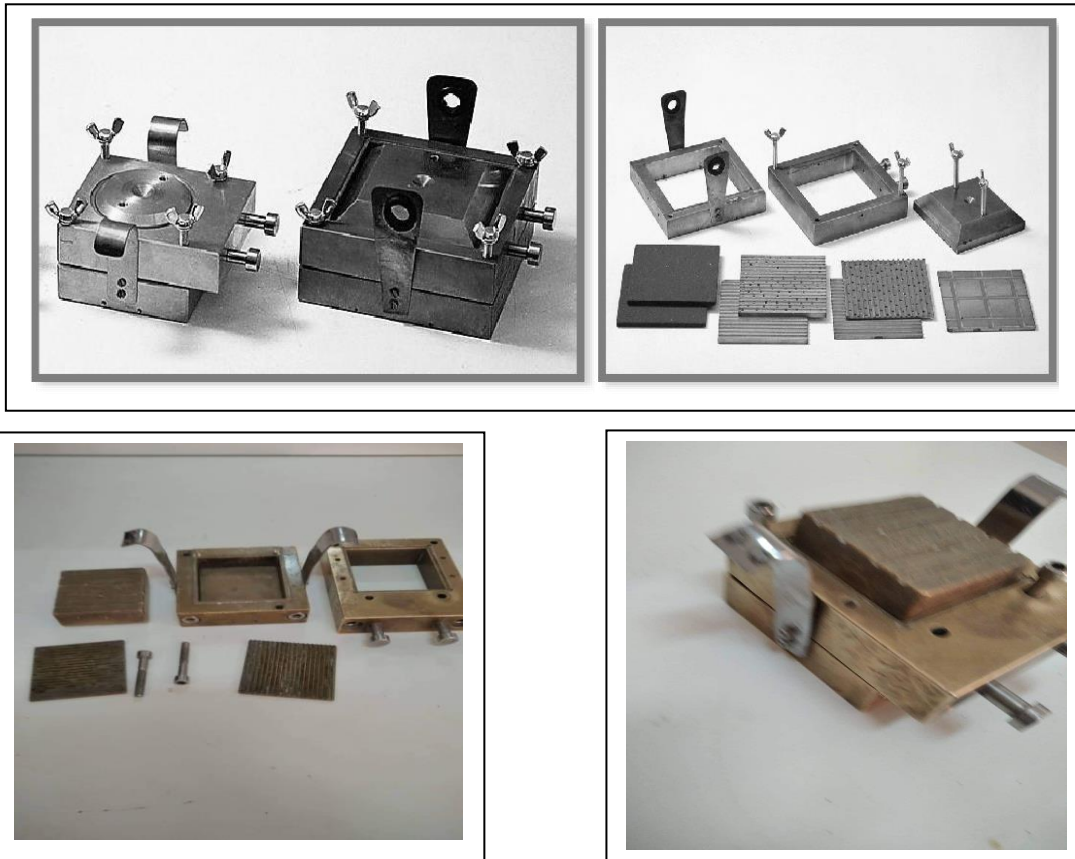
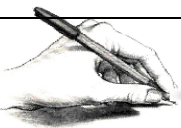
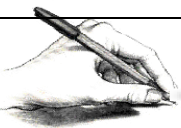


Figure III .14 : la boîte de CASAGRANDE.

❖ **Procédure de l'essai :**

Elle comporte les étapes suivantes :

- Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte. Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro.
- On met la boîte dans la machine de cisaillement.
- On place la bille sur le piston.
- On place l'étrier sur le piston et à l'aide d'un levier,
- On charge le plateau.
- Désolidariser les deux demi- boîtes en enlevant les goupilles.
- On met la machine en marche.
- On note toutes les 15, 30, 45 seconde les lectures.
- Enfin on arrête la machine quand le cisaillement est achevé.



❖ *Avantage et inconvénients de l'essai de cisaillement direct*

❖ **Avantage :**

- rapide
- économique (peu coûteux).
- Simple

❖ **Inconvénient :**

Les conditions de drainage ne sont pas maîtrisées :

- Pour les sols pulvérulents ; le drainage est rapide ; et les contraintes appliquées sont des contraintes effectives.
- **Pour les sols fins:**
 - ✓ Si le cisaillement est rapide : contraintes totales et comportement à court terme.
 - ✓ Si le cisaillement est lent ($\mu\text{m}/\text{min}$): contraintes effectives et comportement à long terme.
- La surface de l'échantillon, soumise aux efforts de cisaillement, varie au cours de l'essai, puisqu'il y a déplacement relatif des deux demi boites.
- La répartition des contraintes sur le plan de cisaillement n'est pas uniforme ; la contrainte de cisaillement est maximale au centre de l'échantillon et décroît pour s'annuler vers les bords.

La boîte de Casa grande, malgré ces imperfections, est la plus utilisée dans la pratique courante.





III.12. L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE (NF P 94-077) :

❖ . Définition

S'exécute sur des échantillons cylindriques d'élanement compris entre deux et trois le diamètre, il est conseillé d'utiliser des éprouvettes de $\varnothing = 50$ mm

➤ Principe :

Cet essai consiste à appliquer un effort de compression à un échantillon reposant sur une surface indéformable. Cette sollicitation provoque un écrasement de l'éprouvette.

On mesure simultanément les contraintes et déformation au cours de l'essai.

Pour obtenir des résultats comparatifs en compression il est nécessaire d'employer des éprouvettes de forme, de dimensions et de mode de préparation identiques, et de les soumettre à l'essai dans des conditions bien définies de traitement préalable, de température, d'humidité et de vitesse de mise en charge.



Figure. III .15 : Appareil compression simple



III.13 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents essais effectués dans cette étude, à savoir les essais d'identification physique, dont nous avons préféré donner une petite définition suivie de la norme qui s'y rapporte, car ils sont bien connus par les lecteurs géotechniciens. Par contre pour les essais les moins utilisés, nous avons essayé de donner quelques détails concernant le principe puis la façon d'exécuter ces essais.



INTRODUCTION :

Le programme expérimental a été réalisé dans des laboratoires différents et qui sont : le laboratoire du génie civil de l'université de M'sila et le laboratoire Central des Travaux Publics Antenne de M'sila (L.C.T.P). Les résultats qui seront exploités et analysés dans ce chapitre sont obtenus à partir de l'exécution selon les normes des essais préliminaires et principaux décrits dans le chapitre précédent.

RÉSULTATS DES ESSAIS PRÉLIMINAIRES :

IV. ANALYSE GRANULOMETRIQUE :

Elle se fait par voie sèche pour la plupart des cas, et par voie humide pour les sols dont les éléments sont supérieurs à $80\mu\text{m}$ (NF P94-056) ou par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à $80\mu\text{m}$ (NF P94- 057).

➤ IV.1. Granulométrie des sables :

Les résultats obtenus par cet essai sont donnés dans les tableaux suivant :

Tamis (mm)	Mass (g)	% refus	% tamisas
5,000	2	0,1	99,9
2,000	123	8,2	91,8
1,000	121	8,0	83,8
0,500	585	39,0	44,7
0,400	162	10,8	33,9
0,315	132	8,8	25,1
0,200	183	12,2	12,9
0,100	83	5,5	7,3
0,080	9	0,6	6,8
fond	6	0,4	
Mass total =	1500g		

Tableau. IV.01: résultats de l'analyse granulométrique du sable

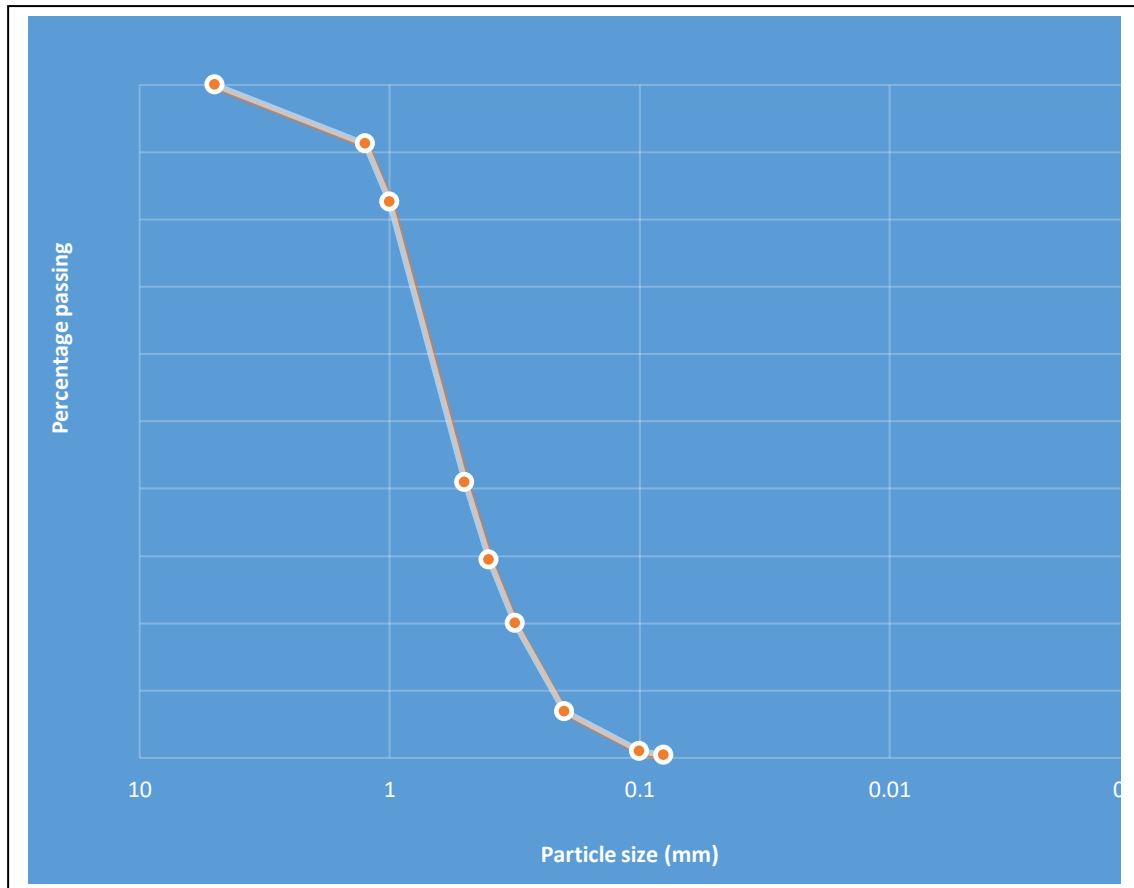


Figure VI.01 : courbe granulométrique par tamisage de sable

Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

- Coefficient d'uniformité : $C_u=2.33$
- Coefficient de courbure : $C_c = 0.92$



IV.2 Analyse granulométrique du kaolin :

Tamis (mm)	Tamisât en %
0,080	70
0,075	67.07
0,055	60.23
0,038	53.72
0,025	47.27
0,017	41.43
0,012	34.97
0,008	28.61
0,005	20.93
0,002	13.95

Tableau IV .02 : Granulométrie par laser de kaolin.

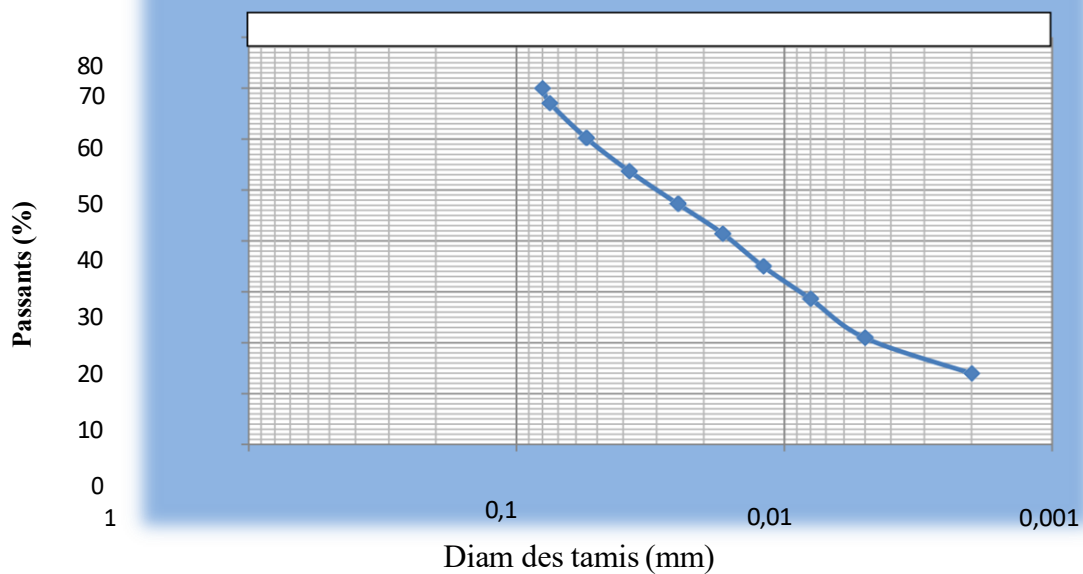


Figure. IV.02 : Granulométrie par laser du kaolin.



❖ Analyse granulométrique par tamisage du sol reconstitué

Tamis en (mm)	Tamisât
2	99,95
1	96,4
0,4	89,64
0,2	45,65
0,1	34,19
0,08	22,05
0,04	17,95
0,02	12,29
0,01	7,35
0,004	2,71
0,002	0,25

Tableau IV..03 : Résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols reconstitué

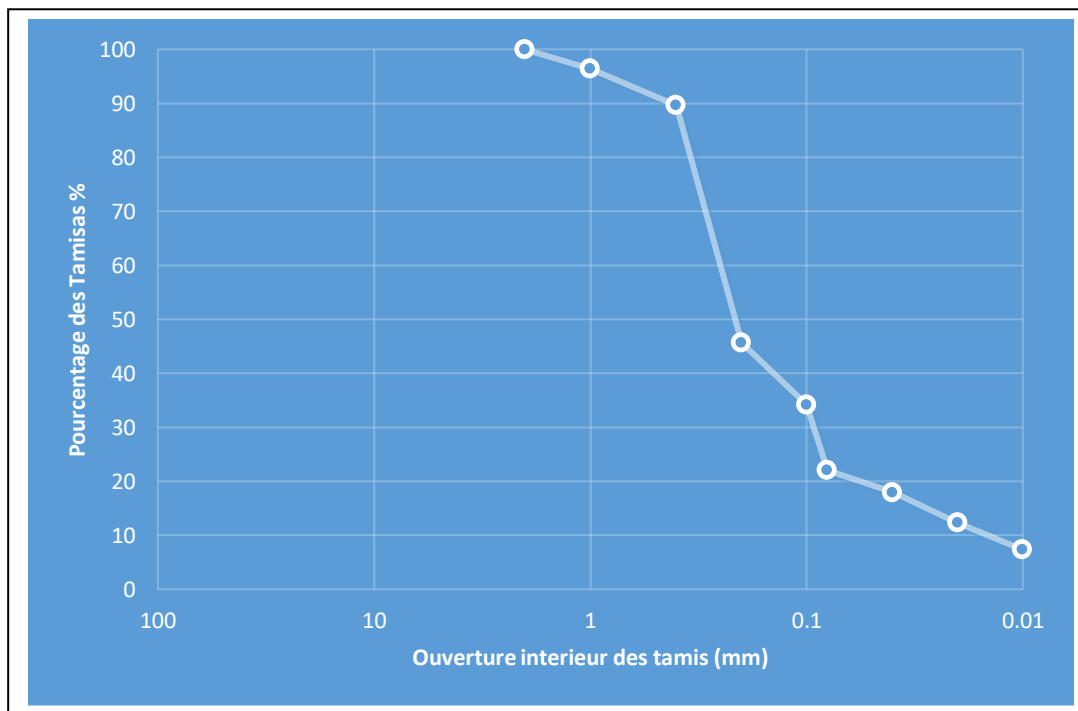


Figure IV..03 : courbe granulométrique par tamisage de sol reconstitué.



Donc les caractéristiques du sable utilisé sont :

- Coefficient d'uniformité : $C_u = 0.01725 \rightarrow C_u = 14.7$.
- Coefficient de courbure : $C = 0.25 (0.910) 0.172 \rightarrow C_c = 1.94$

IV.2 EQUIVALENT DE SABLE

L'objectif de l'essai est de déterminer la propreté d'un sable.

Les résultats d'équivalent de sable sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV .04 : résultats d'équivalent de sable.

	H 1	H 2	H' 2	Esv (visuel)	Esp (piston)
Essai 01	12.2	9.25	9.8	75.81	80.88
Essai 02	12.1	9.2	9.1	75.72	75.20
Essai 03	12	9	9	75,00	75.00
				75.51	77.02

IV.3 LA MASSE VOLUMIQUE :

la masse volumique absolue :

On rappelle que :

$$\rho = \frac{(M1 - M0)}{(m3 - M0) - (m2 - M1)}$$

- 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.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

- **La masse volumique absolue du sable : (méthode des éprouvettes graduées) :**

$$\gamma_s = \frac{M}{V_2 - V_1}$$



Tableau IV.5 : résultats du poids spécifique du sable.

Masse (graduées)	Volume 1 (V1)	Volume 2 (V2)	Masse volumique	Moyenne
150	150	202	2.88	
150	150	201	2.94	2.9 g/cm³
150	150	202	2.88	

➤ **La masse volumique absolue du sable (méthode de pycnomètre) :**

Tableau IV .6 : résultats du poids spécifique du sable.

	M0 (g)	M1(g)	M2 (g)	M3 (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moye (g/cm ³)
Essai 1	70.30	110.30	198.92	174.10	2.58	
Essai 2	69.10	108.40	195.19	170	2.78	2.65 g/cm³
Essai 3	69.98	109.00	195.59	171.21	2.55	

➤ **La masse volumique absolue du kaolin (méthode de pycnomètre) :**

Tableau IV.7 : résultats du poids spécifique absolu du kaolin.

	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moye (g/cm ³)
Essai 1	68.8	98.3	185.8	166.30	2.95	
Essai 2	69.2	99.2	186	168.70	2.36	2,64(g/cm³)
Essai 3	67,5	97,9	185,1	166,30	2,62	

➤ **La masse volumique absolue du sol reconstitué :**

Tableau IV.8 : résultats du poids volumique spécifique du sol reconstitué

	M0 (g)	M1 (g)	M2 (g)	M3 (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moye (g/cm ³)
Essai 1	72,000	101,5	196,00	177,4	2,70	
Essai 2	70,520	100,55	195,100	175,90	2,77	2.7g/cm³
Essai 3	70,310	100,100	193,00	174,50	2,63	



Tableau : IV.9 résultats du poids volumique spécifique du la crasse d'aluminium.

	M0(g)	M1(g)	M2 (g)	M3(g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s moy (g/cm ³)
Essai 1	67.93	97.93	187.06	169.45	2.42	
Essai 2	69.45	99.46	188,86	170,00	2,69	2.20 g/cm³
Essai 3	67.70	97.73	186.25	176.30	1,49	

La masse volumique apparente de sable

➤ **Sans choc (lâche) : V = 900 cm³.**

Tableau IV.10 : Masse volumique apparente de sable sans chocs.

N.de l'essai	M vide (g)	M totale (g)	M du sol (g)	γ_d (g/cm ³)	γ_d moy (g/cm)
Essai 1	117,120	1458,5	1341,38	1.49	
Essai 2	117,120	1413,6	1296,48	1.44	1.45g/cm³
Essai 3	117,120	1395,2	1278,08	1.42	

➤ *Avec choc : V = 900 cm³.*

Tableau IV.11: Masse volumique apparente de sable avec chocs.

N°.de l'essai	M vide (g)	M totale (g)	M du sol (g)	γ_d (g/cm ³)	γ_d moy (g/cm)
Essai 1	117,120	1575	1457,88	1,619	
Essai 2	117,120	1600	1482,88	1,647	1.62 g/cm³
Essai 3	117,120	1570	1452,88	1,614	

- Kaolin Sans chocs (lâche) : $V = 900 \text{ cm}^3$.

Tableau IV.12: Masse volumique apparente de kaolin sans chocs.

N°.de l'essai	M vide (g)	M totale (g)	M du sol (g)	$\gamma_d (g/cm^3)$	$\gamma_d \text{ moy}(g/cm)$
Essai 1	117,120	650	532,88	0.59	
Essai 2	117,120	640	522,88	0.58	0.59 g/cm³
Essai 3	117,120	660	542,88	0.60	

- Kaolin avec choc : $V = 900 \text{ cm}^3$.

Tableau IV .13 : Masse volumique apparente de kaolin avec chocs.

N°.de l'essai	M vide (g)	M totale (g)	M du sol (g)	$\gamma_d(g/cm^3)$	$\gamma_d \text{ Moy} (g/cm)$
Essai 1	117,120	855	737,88	0.819	
Essai 2	117,120	862	744,88	0.827	0.82 g/cm³
Essai 3	117,120	860	742,88	0.825	

La masse volumique apparente de la crasse d'aluminium :

Tableau IV.14 : Masse volumique apparente du la crasse d'aluminium

N°.de l'essai	M vide (g)	M totale (g)	M du sol (g)	$\gamma_d (g/cm^3)$	$\gamma_d \text{ Moy}(g/cm)$
Essai 1	117,120	844	726,88	0.807	
Essai 2	117,120	850	732,88	0.814	0.81 g/cm³
Essai 3	117,120	857	739,88	0.822	

IV.3 Bleu de méthylène :

- *Le sable :*

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



Tableau IV .15: résultats d'essai bleu de méthylène du sable.

	M du sol (g)	Vde la solu (cm ³)	VBS (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	30g	15ml	0.5	0.50g/cm³
Essai 2	30g	15ml	0.3	
Essai 3	30g	15 ml	0.5	

➤ *Le kaolin :*

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

Tableau IV .16 : résultats d'essai bleu de méthylène du kaolin.

	M du sol (g)	V de la solu (cm ³)	VBS (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	30g	50 ml	1.66	1.94g/cm³
Essai 2	30g	65 ml	2.16	
Essai 3	30g	60 ml	2	

➤ *Sol reconstitué :*

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

Tableau IV.17 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué 2%.

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	30g	25 ml	0.816	0.870g/cm³
Essai 2	30g	30 ml	0.980	
Essai 3	30g	25 ml	0.816	

Tableau. IV 18 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué 4 %.

	M du sol (g)	V de la solu (cm ³)	VBS (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	30g	20ml	0.66	0.71g/cm³
Essai 2	30g	20 ml	0.66	
Essai 3	30g	25 ml	0.83	



Tableau IV.19 : résultats d'essai bleu de méthylène du sol reconstitué 6 %.

	M du sol (g)	V de la solu (cm ³)	VBS (g/cm ³)	Moyenne
Essai 1	30g	15ml	0.5	0.553g/cm³
Essai 2	30g	15 ml	0.5	
Essai 3	30g	20 ml	0.66	

IV.4 LIMITE DE LIQUIDITE

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV .20 : Limite de Liquidité du sol reconstitué avec 6% de crasse d'aluminium.

N° de coup	16		20		26	
Masse de la Tare	5,4	5,4	5,4	5,4	2,0	2,4
M de sol hum + tare	20,8	21,4	21,2	19,9	20,6	21,00
M de sol sec + tare	18,7	19,1	19,00	18,00	18,5	18,8
Masse de l'eau	2,1	2,3	2,2	1,9	2,1	2,2
M de sol Sec	13,3	13,7	13,6	12,6	16,5	16,4
Teneur en eau	15,789	16,788	16,176	15,079	12,727	13,415
Moyenne	16,289		15,628		13,071	



Figure. IV.04 : limite de liquidité pour le sol reconstitué.6%



➤ Limite de plasticité :

Tableau IV.20 : Limite de Plasticité du sol reconstitué avec 6% de crasse d'aluminium.

N° de coup	Essai 1	Essai 2	Essai 3
M de la Tare	10,2	10,3	10,2
M de sol hum + tare	13,3	16,00	15,5
M de sol sec + tare	12,9	15,6	14,9
Masse de l'eau	0,40	0,40	0,60
M de sol Sec	2,70	5,30	4,70
Teneur en eau	14,815	7,547	12,766
Moyenne	11,62		
IP	3,38		

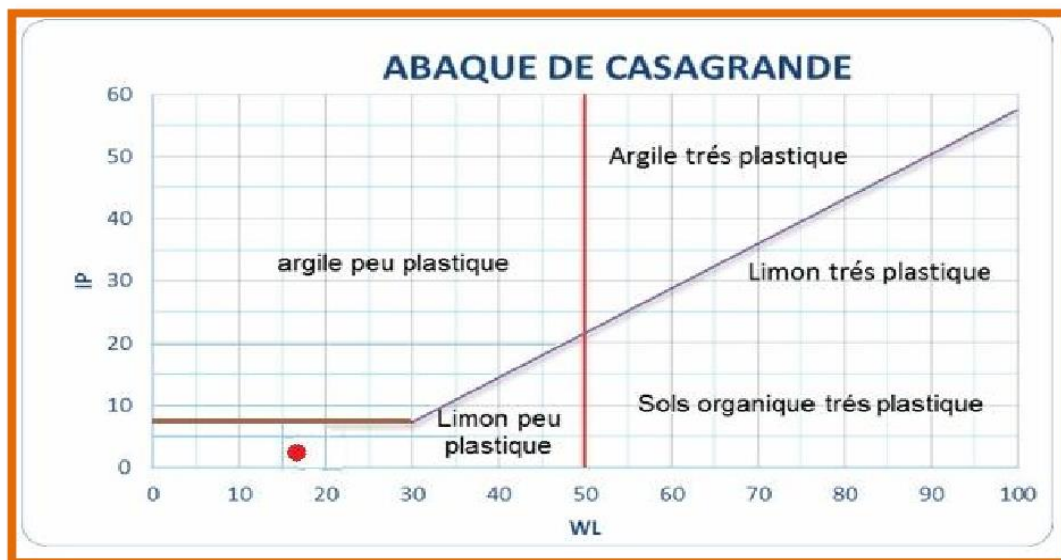


Figure IV.05 Position du sol reconstitué dans l'abaque de Casagrand.

WL=15.00%.

WP=11.62%.

Ip=WL-Wp=3.38

Ip=3.38

- Les résultats obtenus pour le traitement à 4% de crasse d'aluminium sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV .21 : Limite de Liquidité du sol reconstitué avec 4% de crasse d'aluminium.

N° de coup	15		20		26	
M de la Tare	17,1	18,3	17,4	17,3	18,6	17,5
M de sol hum + tare	29,9	29,8	30,4	31,3	32,7	31,1
M de sol sec + tare	27,9	28,00	28,4	29,3	30,7	29,1
Masse de l'eau	2,00	1,8	2,00	2,00	2,00	2,00
M de sol Sec	10,8	9,7	11,00	12,00	12,1	11,6
Teneur en eau	18,519	18,557	18,182	16,667	16,529	17,241
Moyenne	18,538		17,424		16,885	

- **Limite de plasticité :**

Tableau IV.21 : Limite de Plasticité du sol reconstitué avec 4% de crasse d'aluminium.

N° de coup	Essai 1		Essai 2		Essai 3	
M de la Tare	18,4	18,1	18,1	18,2	18,1	18,1
M de sol hum + tare	22,6	22,6	22,2	22,2	21,5	20,3
M de sol sec + tare	22,1	21,9	21,8	21,7	21,00	20,00
Masse de l'eau	0,50	0,70	0,40	0,50	0,50	0,30
M de sol Sec	3,70	3,80	3,70	3,50	2,90	1,90
Teneur en eau	13,514	18,421	10,811	14,286	17,241	15,789
Moyenne	15,967		12,548		16,515	
IP	2,61					

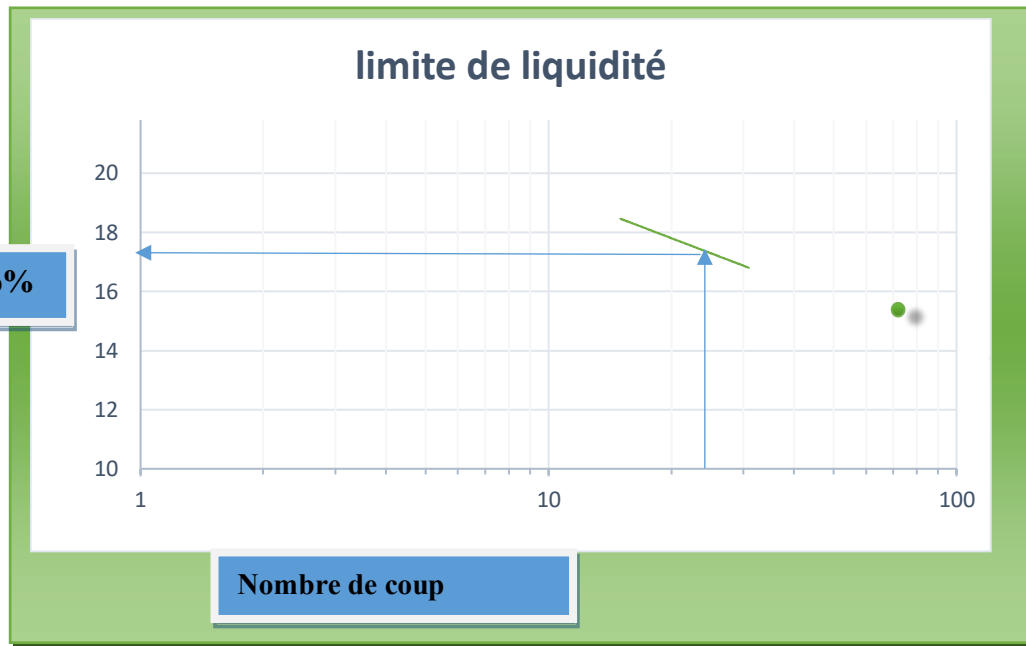


Figure IV..04 : limite de liquidité pour le sol reconstitué.4%

WL=17.62%.

WP=15.01%.

Ip=WL-Wp=2.61

Ip=2.61

➤ Les résultats obtenus sont 2% donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV .22. Limite de Liquidité du sol reconstitué avec 2% de crasse d'aluminium.

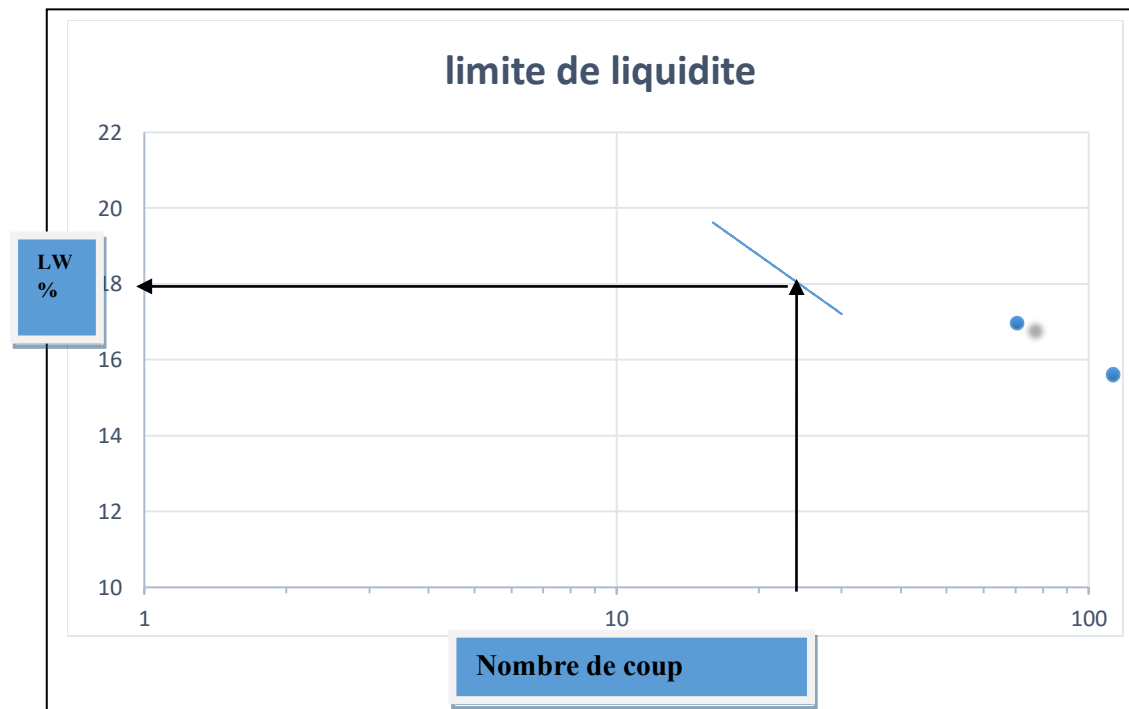
N° de coup	15		20		25	
M de la tare	17,9	12,4	5,5	5,5	2	2,4
M de sol hum + tare	37,2	30,1	20,5	20,5	11,8	15,6
M de sol sec + tare	34,2	27,3	18,00	18,1	10,5	13,5
Masse de l'eau	3,00	2,8	2,5	2,4	1,3	2,1
M de sol sec	16,3	14,9	12,5	12,6	8,5	11,1
Teneur en eau	18,4056	18,792	20,000	19,048	15,294	18,919
Moyenne	18,598		19,524		17,107	



➤ Limite de plasticité :

Tableau IV.22 : Limite de Plasticité du sol reconstitué avec 2% de crasse d'aluminium.

N° de coup	Essai 1	Essai 2	Essai 3
M de la Tare	16,8	20,6	7,5
Mde sol hum+ tare	20,1	25,7	11,1
M de sol sec + tare	19,6	25,2	10,5
Masse de l'eau	0,50	0,50	0,60
M de sol sec	2,80	4,60	3,00
Teneur en eau	17,857	10,870	20,000
IP	2,17		



$$WL=18.41\%$$

$$WP=16.24\%$$

$$Ip=WL-Wp=2.17$$

$$Ip=2.17$$

IV.5. ESSAI PROCTOR

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Sol reconstitué non traité :

- $\gamma_d = 1.72$
- $W_{opt} = 10.60$

Tableau IV.23 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).

Teneur en eau approximative (%)	6%		8%		10%		12%		14%		16%	
Masse du moule (g)	1710,36											
Volume du moule (cm ³)	944											
Masse du sol humide avec moule (g)	3399,90											
Masse du sol humide (g)	1689,54											
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,79											
Masse sol humide + tare (g)	81,29	92,95	68,99	59,93	52,00	52,54	25,60	26,03	72,11	63,35	71,18	84,78
Masse sol sec + tare (g)	79,31	90,37	66,83	58,05	50,25	50,62	24,15	24,39	65,20	58,01	63,25	75,62
Masse de la tare (g)	18,26	17,04	17,91	16,75	22,62	20,53	5,40	5,45	18,28	17,33	17,49	20,85
Teneur en eau W (%)	3,24	3,52	4,42	4,55	6,33	6,38	7,73	8,66	14,73	13,13	17,33	16,72
Teneur en eau W (%)	3,38		4,48		6,36		8,20		13,93		17,03	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,73											
	1,73		1,81		1,88		1,93		1,87		1,77	

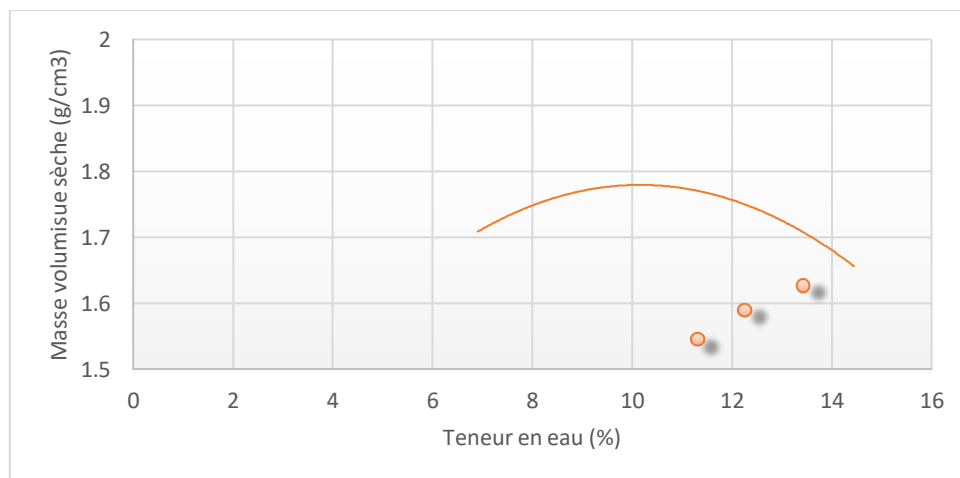


Figure. IV .6 : résultats de l'essai Proctor (sol non traité).



Sol reconstitué traité :

Résultats d'essai Proctor traité à 6% de crasse d'aluminium

➤ $\gamma_d = 1.93$

➤ $W_{opt} = 10.38$

Tableau IV .24 : résultats de l'essai Proctor (sol traité) 6 %.

Teneur en eau approximative (%)	6%		8%		10%		12%		14%		16%	
Masse du moule (g)	1710,36											
Volume du moule (cm ³)	944											
Masse du sol humide avec moule (g)	3399,90											
Masse du sol humide (g)	1689,54											
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,79											
Masse sol humide + tare (g)	81,29	92,95	68,99	59,93	52,00	52,54	25,60	26,03	72,11	63,35	71,18	84,78
Masse sol sec + tare (g)	79,31	90,37	66,83	58,05	50,25	50,62	24,15	24,39	65,20	58,01	63,25	75,62
Masse de la tare (g)	18,26	17,04	17,91	16,75	22,62	20,53	5,40	5,45	18,28	17,33	17,49	20,85
Teneur en eau W (%)	3,24	3,52	4,42	4,55	6,33	6,38	7,73	8,66	14,73	13,13	17,33	16,72
Teneur en eau W (%)	3,38		4,48		6,36		8,20		13,93		17,03	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,73		1,81		1,88		1,93		1,87		1,77	

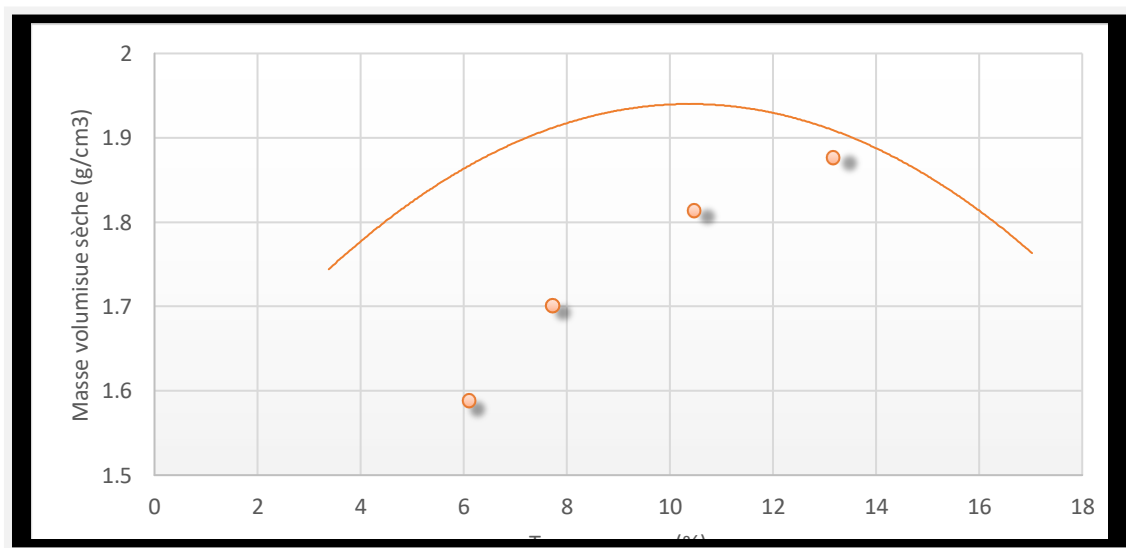


Figure. IV .7 : résultats de l'essai Proctor (sol traité). 6%

Résultats d'essai Proctor du sol traité à 4% de crasse d'aluminium :

- $\gamma_d = 1.88$
- $W_{opt} = 10.09$

Tableau IV.25: résultats de l'essai Proctor (sol traité) 4%.

Teneur en eau approximative (%)	8%		10%		12%		14%		16%	
Masse du moule (g)	1710,36		1710,36		1710,36		1710,36		1710,36	
Volume du moule (cm ³)	944		944		944		944		944	
Masse du sol humide avec moule (g)	3449,10		3508,20		3554,20		3705,40		3605,14	
Masse du sol humide (g)	1738,74		1797,84		1843,84		1995,04		1894,78	
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,84		1,90		1,95		2,11		2,01	
Masse sol humide + tare (g)	85,80	80,30	94,60	82,30	51,84	65,34	65,70	49,50	33,55	28,09
Masse sol sec + tare (g)	81,40	76,30	89,10	77,90	47,88	60,20	61,00	45,90	30,70	25,80
Masse de la tare (g)	17,30	18,30	18,20	24,30	17,06	20,94	12,40	13,40	5,39	5,49
Teneur en eau W (%)	6,86	6,90	7,76	8,21	12,85	13,08	9,67	11,08	11,26	11,28
Teneur en eau W (%)	6,88		7,98		12,96		10,37		11,27	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,72		1,76		1,73		1,91		1,80	

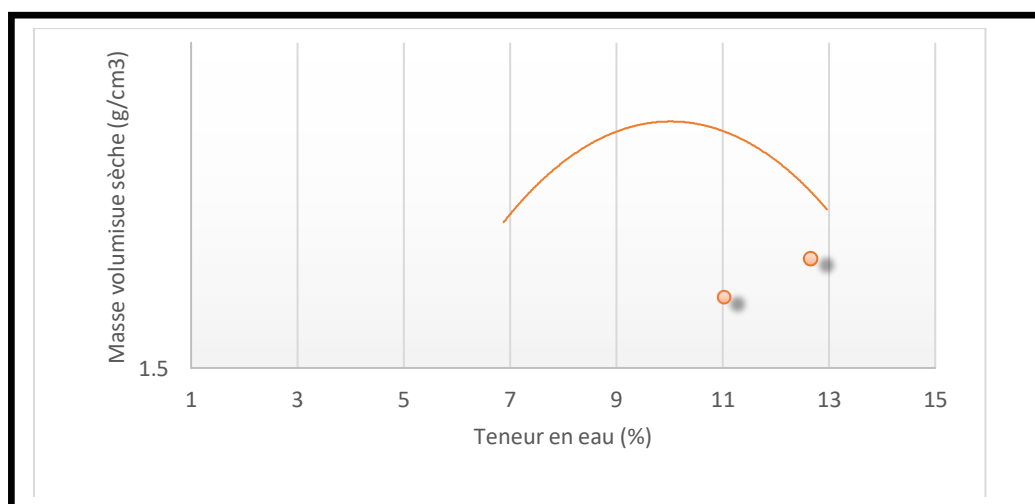


Figure. IV.8 : résultats de l'essai Proctor (sol traité).4%



Résultats d'essai Proctor du sol traité à 2% de crasse d'aluminium :

- $\gamma_d = 1.76$
- $W_{opt} = 9.50$

Tableau IV.26: résultats de l'essai Proctor (sol traité) 2%.

Teneur en eau approximative (%)	8%		12%		12%		14%		16%	
Masse du moule (g)	1710,36		1710,36		1710,36		1710,36		1710,36	
Volume du moule (cm ³)	944		944		944		944		944	
Masse du sol humide avec moule (g)	3420,90		3461,50		3511,30		3557,77		3522,48	
Masse du sol humide (g)	1710,54		1751,14		1800,94		1847,41		1812,12	
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,81		1,86		1,91		1,96		1,92	
Masse sol humide + tare (g)	100,90	95,60	82,90	97,60	76,00	81,20	27,48	23,83	26,10	28,14
Masse sol sec + tare (g)	96,00	90,90	78,40	92,00	71,80	76,30	25,50	22,00	23,80	25,60
Masse de la tare (g)	17,38	18,40	18,79	17,66	19,38	19,80	5,53	5,40	5,44	5,38
Teneur en eau W (%)	6,23	6,48	7,55	7,53	8,01	8,67	9,91	11,02	12,53	12,56
Teneur en eau W (%)	6,36		7,54		8,34		10,47		12,54	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,70		1,72		1,76		1,77		1,71	

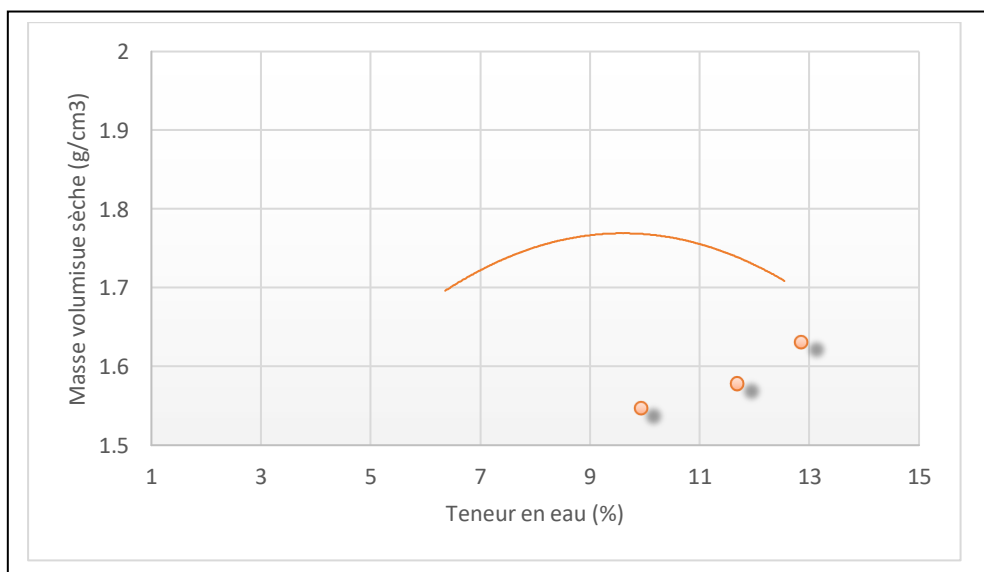


Figure. IV .8 : résultats de l'essai Proctor (sol traité) 2%

IV.6 ESSAI PROCTOR MODIFIE

Le principe de cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle. Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du Matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau suivant :

Sol reconstitué non traité :

- $\gamma_d = 1.85$
- $W_{opt} = 11.67$

Tableau IV.27 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol non traité).

Teneur en eau approximative (%)	8%		10%		12%		14%	
Masse du moule (g)	1821,6		1821,6		1821,6		1821,6	
Volume du moule (cm ³)	944		944		944		944	
Masse du sol humide avec moule (g)	3696,00		3772,50		3842,20		3810,09	
Masse du sol humide (g)	1874,40		1950,90		2020,60		1988,49	
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,99		2,07		2,14		2,11	
Masse sol humide + tare (g)	32,50	34,50	33,60	33,70	65,20	72,10	37,40	41,80
Masse sol sec + tare (g)	30,56	32,35	31,10	31,10	59,34	65,63	33,51	37,31
Masse de la tare (g)	5,60	5,60	5,60	5,60	10,20	10,20	5,30	5,60
Teneur en eau W (%)	7,77	8,04	9,80	10,20	11,93	11,67	13,79	14,16
Teneur en eau W (%)	7,90		10,00		11,80		13,97	
Masse volumique sèche (g/cm³) ; $\rho_d = \rho_h / (1 + W)$	1,84		1,88		1,91		1,85	

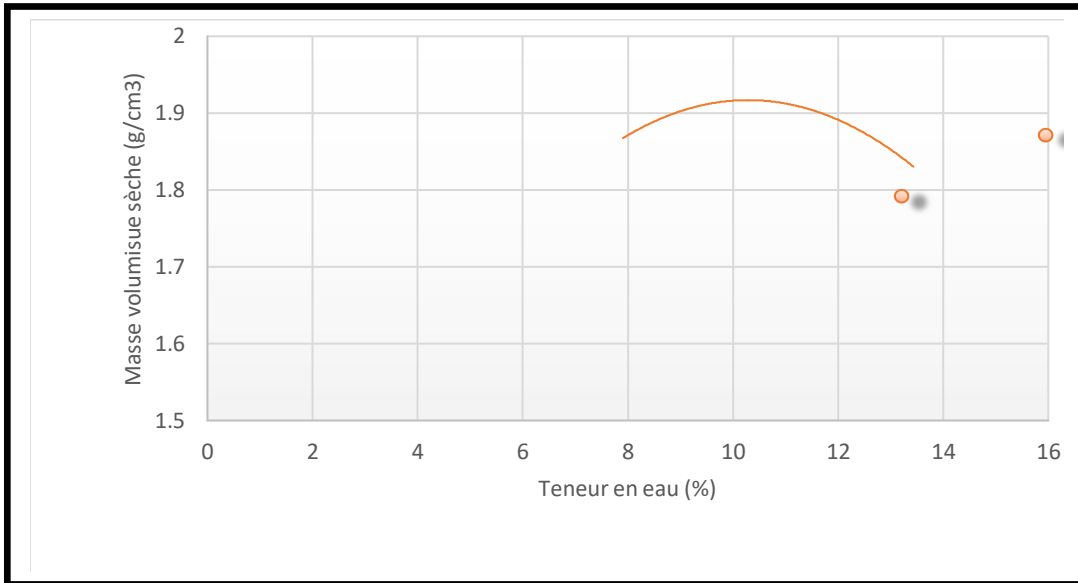


Figure IV. .9 : résultats de l'essai Proctor modifié (sol non traité).

Sol reconstitué traité 6 % :

➤ $\gamma_d = 1.91$

➤ $W_{opt} = 11.21$

Tableau IV.28: résultats de l'essai Proctor modifié (sol traité) 6%

Teneur en eau approximative (%)	8%		10%		12%		14%	
Masse du moule (g)	1821,6		1821,6		1821,6		1821,6	
Volume du moule (cm ³)	944		944		944		944	
Masse du sol humide avec moule (g)	3711,60		3811,00		3819,30		3783,50	
Masse du sol humide (g)	1890,00		1989,40		1997,70		1961,90	
Masse volumique humide (g/cm ³)	2,00		2,11		2,12		2,08	
Masse sol humide + tare (g)	56,90	50,90	84,60	89,50	57,90	71,00	124,00	131,20
Masse sol sec + tare (g)	53,60	48,10	78,65	83,11	52,70	64,48	110,90	117,60
Masse de la tare (g)	10,10	10,00	17,40	18,10	10,00	10,10	17,20	18,10
Teneur en eau W (%)	7,59	7,35	9,71	9,83	12,18	11,99	13,98	13,67
Teneur en eau W (%)	7,47		9,77		12,08		13,82	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,86		1,92		1,89		1,83	

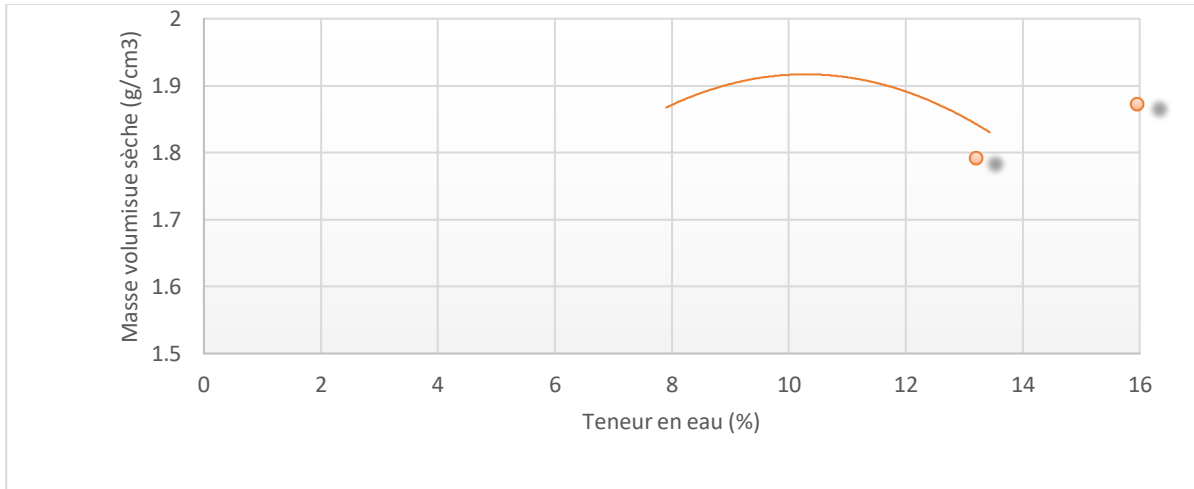


Figure. IV .10 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol traité). 6%

Sol reconstitué traité 4 % :

➤ $\gamma_d = 1.90$

➤ $W_{opt} = 10.40$

Tableau IV .29 : résultats de l'essai Proctor modifie (sol traité) à 4%

Teneur en eau approximative (%)	6%		8%		10%		12%		14%		16%	
Masse du moule (g)	1710,36											
Volume du moule (cm ³)	944											
Masse du sol humide avec moule (g)	3389,90		3483,57		3602,13		3668,80		3721,90		3669,00	
Masse du sol humide (g)	1679,54		1773,21		1891,77		1958,44		2011,54		1958,64	
Masse volumique humide (g/cm ³)	1,78		1,88		2,00		2,07		2,13		2,07	
Masse sol humide + tare (g)	81,29	92,95	68,99	59,93	52,00	52,54	25,60	26,03	72,11	63,35	71,18	84,78
Masse sol sec + tare (g)	79,31	90,37	66,83	58,05	50,25	50,62	24,15	24,39	65,20	58,01	63,25	75,62
Masse de la tare (g)	18,26	17,04	17,91	16,75	22,62	20,53	5,40	5,45	18,28	17,33	17,49	20,85
Teneur en eau W (%)	3,24	3,52	4,42	4,55	6,33	6,38	7,73	8,66	14,73	13,13	17,33	16,72
Teneur en eau W (%)	3,38		4,48		6,36		8,20		13,93		17,03	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,72		1,80		1,88		1,92		1,87		1,77	

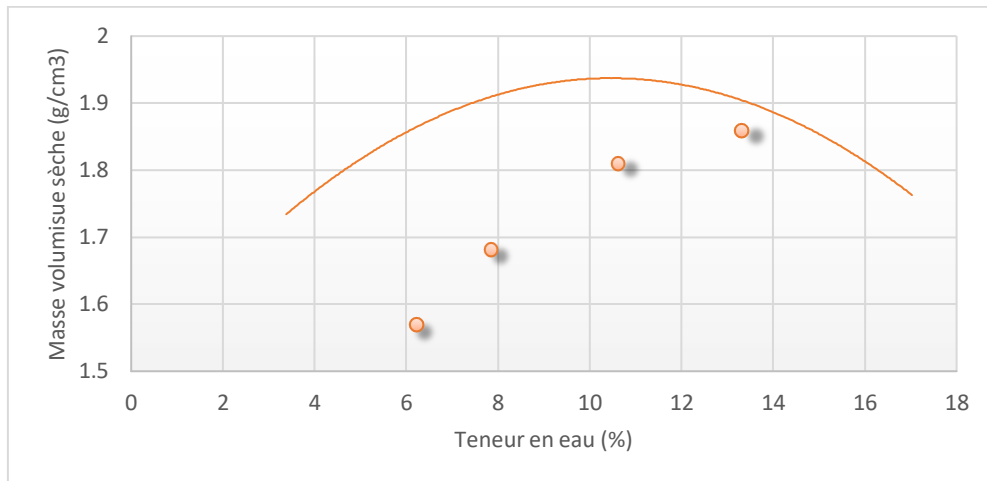


Figure. IV.11 : résultats de l'essai Proctor modifié (sol traité).4%

Sol reconstitué traité 2 % :

➤ $\gamma_d = 1.89$

➤ $W_{opt} = 9.41$

Tableau IV.30: résultats de l'essai Proctor modifié : sol traité à 2%

Teneur en eau approximative (%)	10%		12%		14%		16%	
Masse du moule (g)	1710,36		1710,36		1710,36		1710,36	
Volume du moule (cm ³)	944		944		944		944	
Masse du sol humide avec moule (g)	3688,70		3750,80		3755,20		3696,60	
Masse du sol humide (g)	1978,34		2040,44		2044,84		1986,24	
Masse volumique humide (g/cm ³)	2,10		2,16		2,17		2,10	
Masse sol humide + tare (g)	18,60	18,10	18,70	18,30	24,90	19,90	32,00	24,30
Masse sol sec + tare (g)	17,33	17,30	17,50	16,90	22,90	18,10	28,60	21,90
Masse de la tare (g)	3,80	3,50	5,40	5,40	5,40	5,40	5,60	5,50
Teneur en eau W (%)	9,39	5,80	9,92	12,17	11,43	14,17	14,78	14,63
Teneur en eau W (%)	7,59		11,05		12,80		14,71	
Masse volumique sèche (g/cm ³) ; $\rho_d = \rho_h / (1+W)$	1,95		1,95		1,92		1,83	

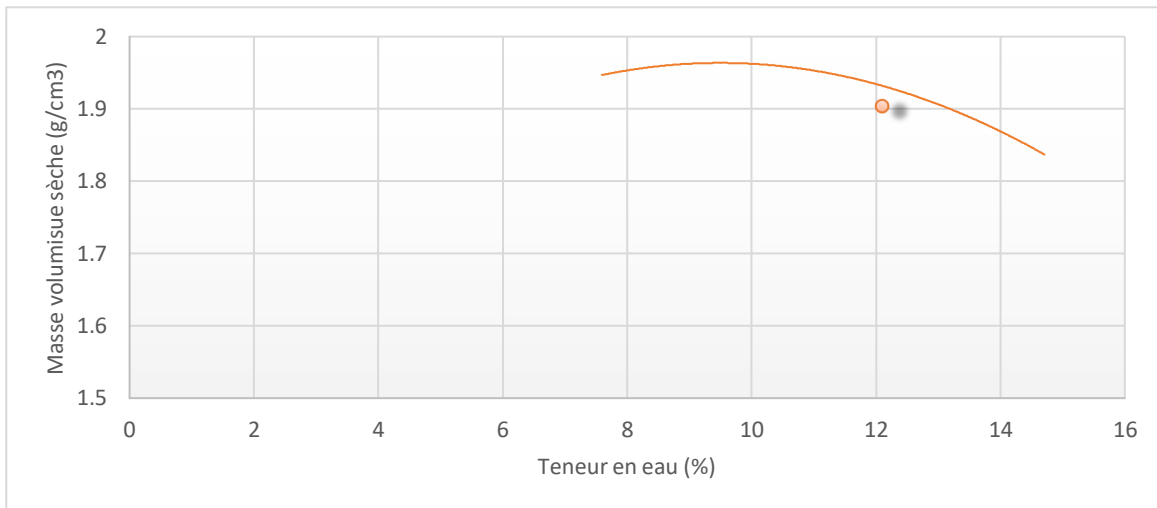


Figure. IV .12 : résultats de l'essai Proctor modifié (sol

IV.7 ESSAI DE CISAILLEMENT :

A. Echantillon faiblement compacté

IV.7. 1.. Sol non traité :

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt} = 10.60\%$) et 0 % crasse d'aluminium

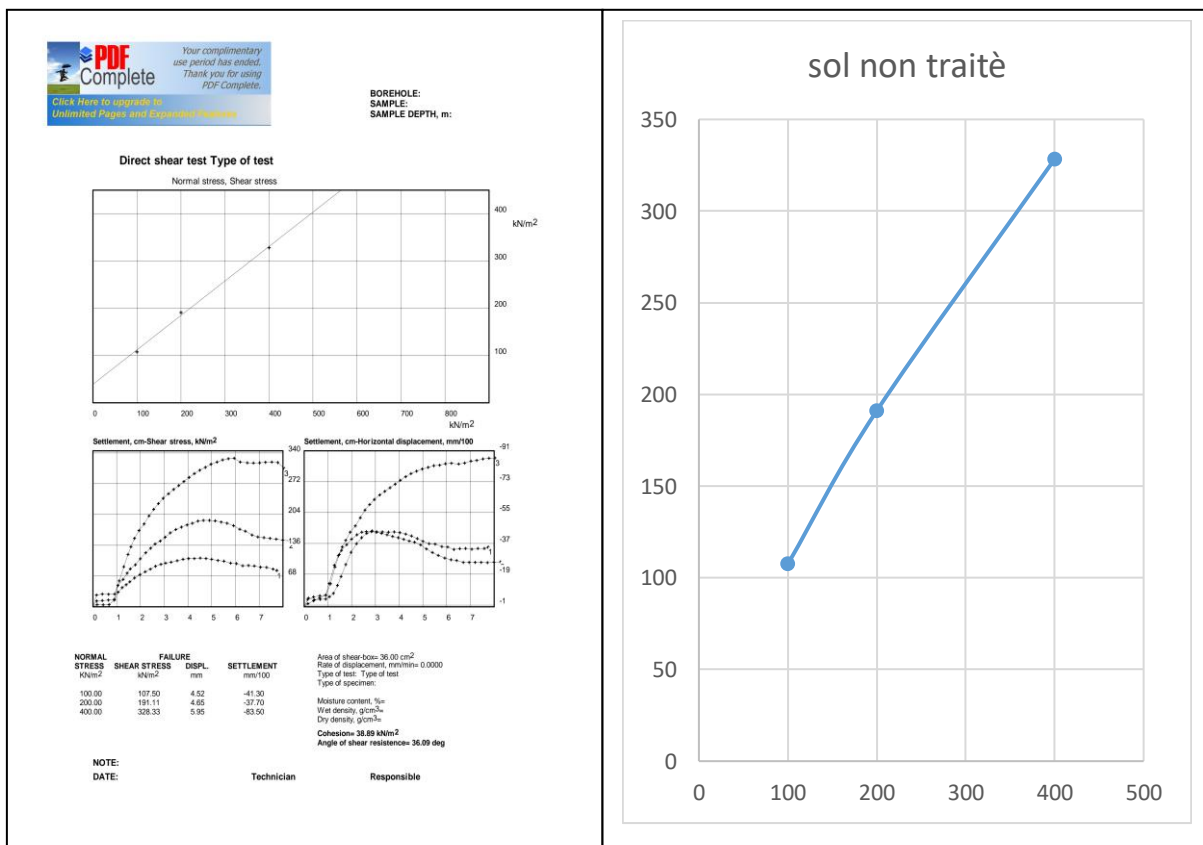


Figure. IV .13 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 10.60 \%$) et 0 % crasse d'aluminium

Tableau. IV.31 : Résultats d'essai de cisaillement non traité

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	107.5	191.11	328.33
Angle de frottement (degré)	36.09		
Cohésion (KN/m ²)	38.89		

- Sol traité :

Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 10.38\%$) et 2 % crasse d'aluminium

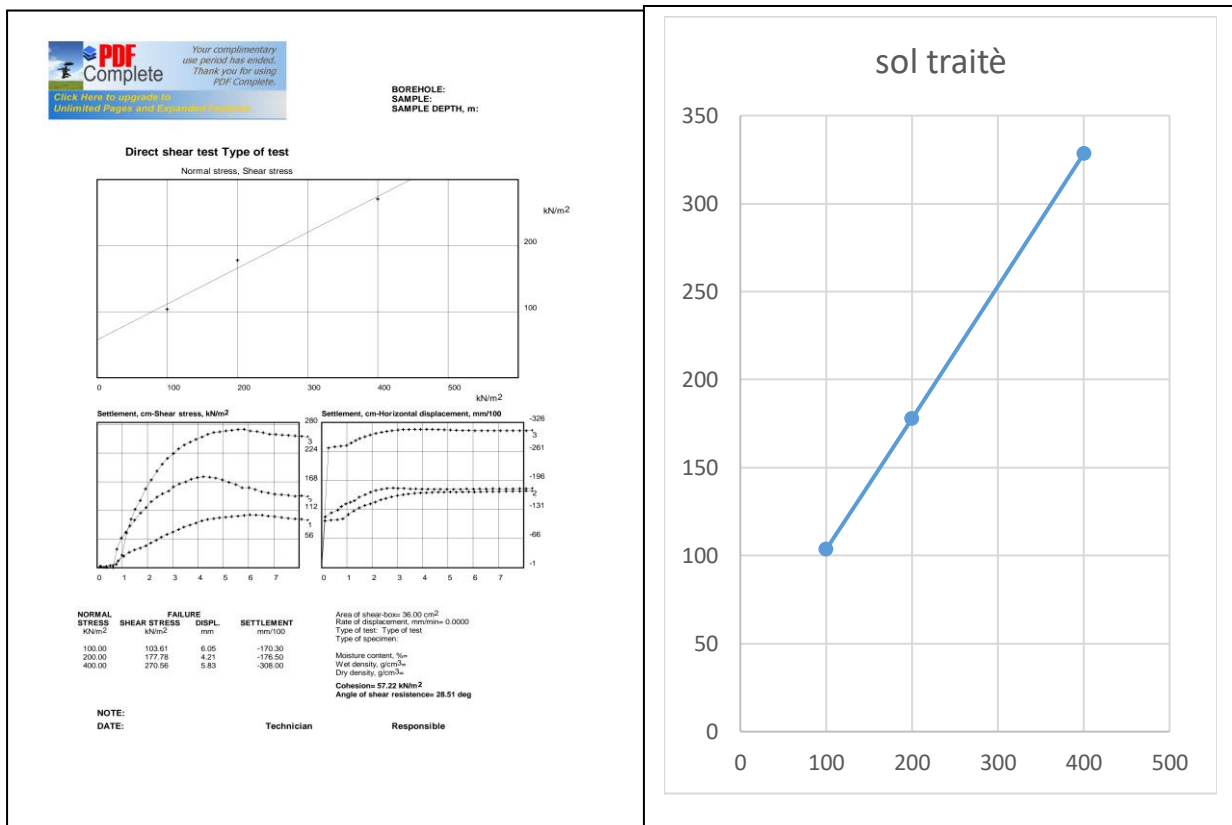


Figure. IV.14 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- ☐ Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 10.38 \%$) et 2 % crasse d'aluminium

Tableau. IV.32 : Résultats d'essai de cisaillement 2%

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	103.61	177.78	270.56
Angle de frottement (degré)	28.51		
Cohésion (KN/m ²)	57.22		

. a. Sol traité

- ☐ : Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 10.09 \%$) et 4 % crasse d'aluminium
- ☐

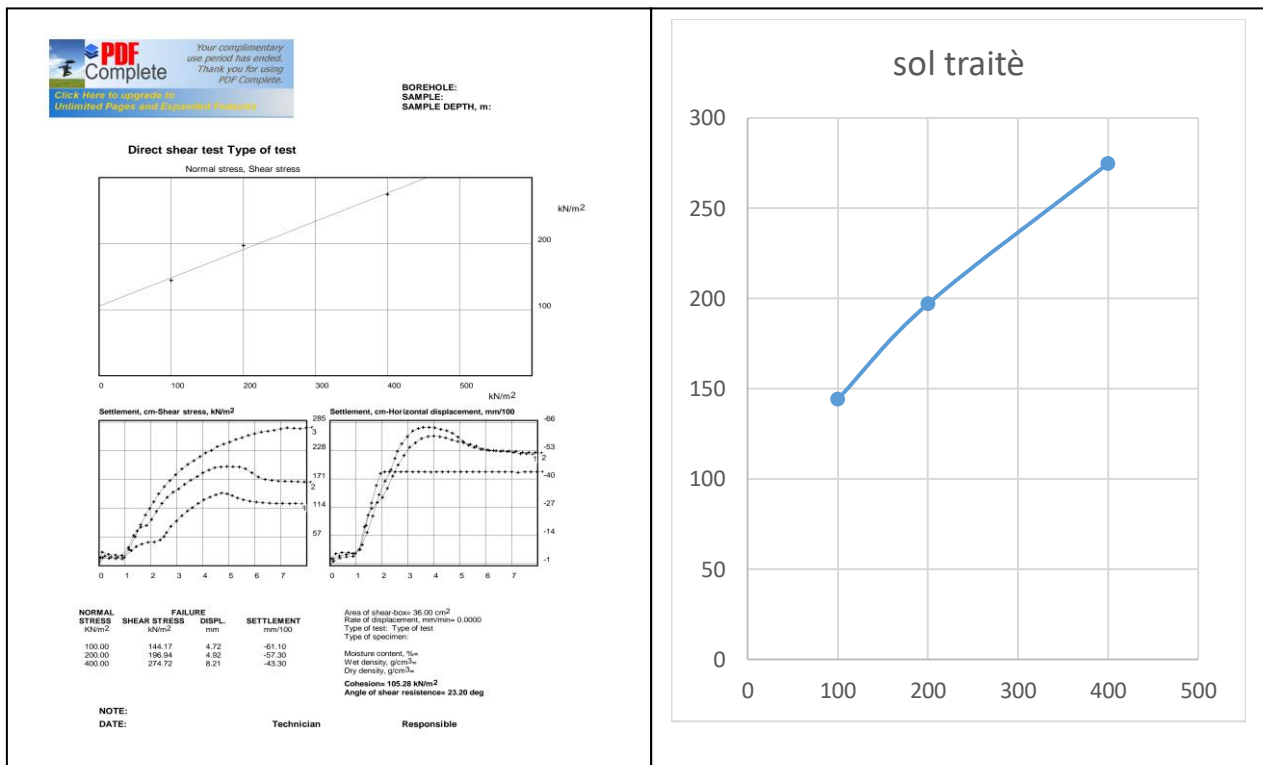


Figure. IV 15 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt} = 10.09\%$) et 4 % crasse d'aluminium

Tableau. IV .33 : Résultats d'essai de cisaillement 4 %

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	144.17	196.94	274.72
Angle de frottement (degré)	23.20		
Cohésion (KN/m ²)	105.28		

- a. Sol traité :
- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt} = 09.50\%$) et 6 % crasse d'aluminium.

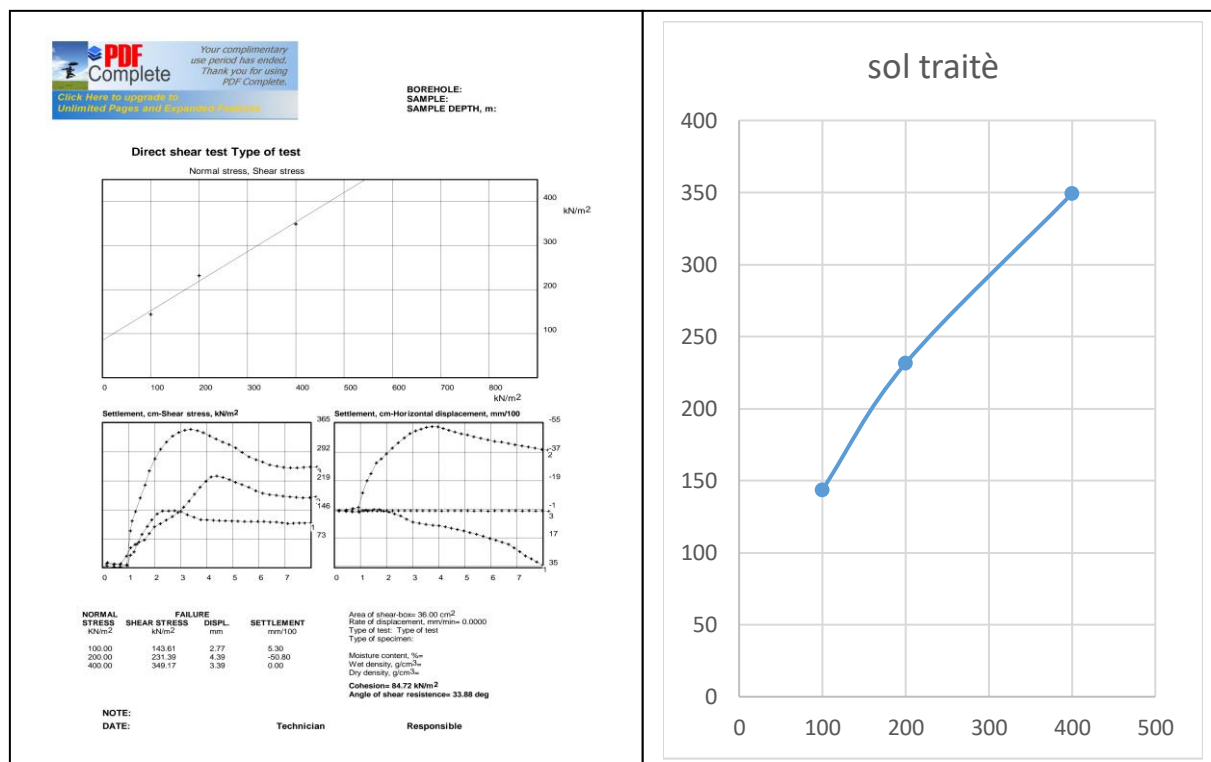


Figure. IV.16 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt} = 09.50\%$) et 6 % crasse d'aluminium

Tableau. IV .34 : Résultats d'essai de cisaillement 6%

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	143.61	231.39	349.17
Angle de frottement (degré)	22.88		
Cohésion (KN/m ²)	114.72		

B. Echantillon fortement compacté :

a. Sol non traité :

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt} = 11.67\%$) et 0 % crasse d'aluminium

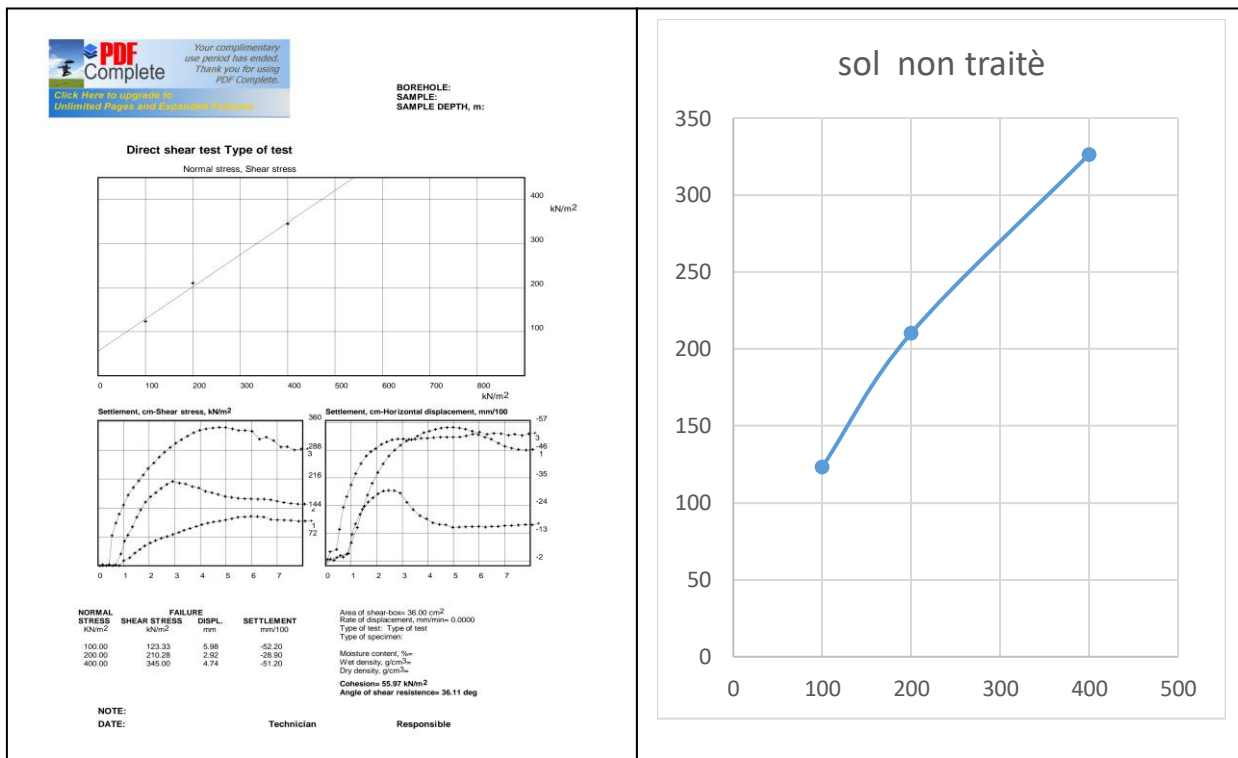


Figure IV.17 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 11.67 \%$) et 0 % crasse d'aluminium

Tableau IV .35 : Résultats d'essai de cisaillement S.T

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	123.33	210.28	345
Angle de frottement (degré)	36.11		
Cohésion (KN/m ²)	55.97		

a. Sol traité :

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 11.21 \%$) et 2 % crasse d'aluminium

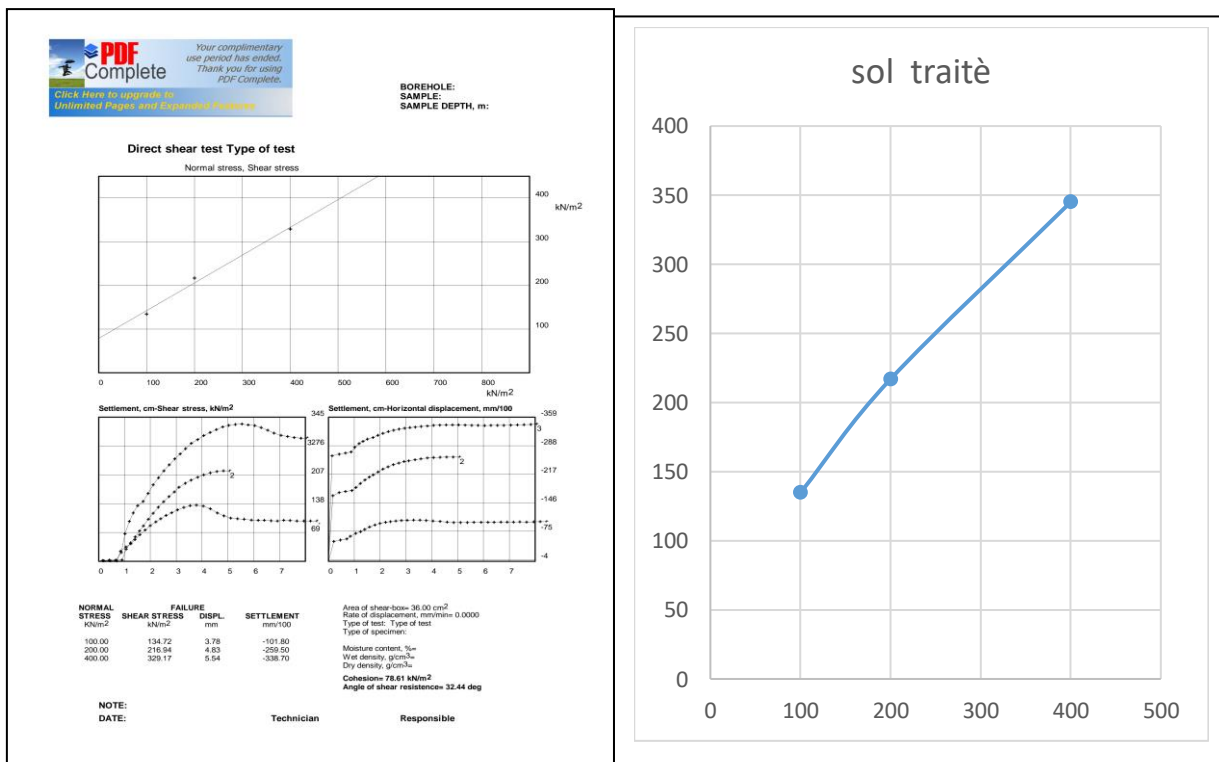


Figure. IV .18 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale



- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}=11.21\%$) et 2 % crasse d'aluminium

Tableau. IV.36 : Résultats d'essai de cisaillement 2%

Contrainte verticale (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	134.72	216.94	329.17
Angle de frottement (degré)	32.44		
Cohésion (KN/m ²)	78.61		

. a. Sol traité :

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 10.40 \%$) et 4 % crasse d'aluminium

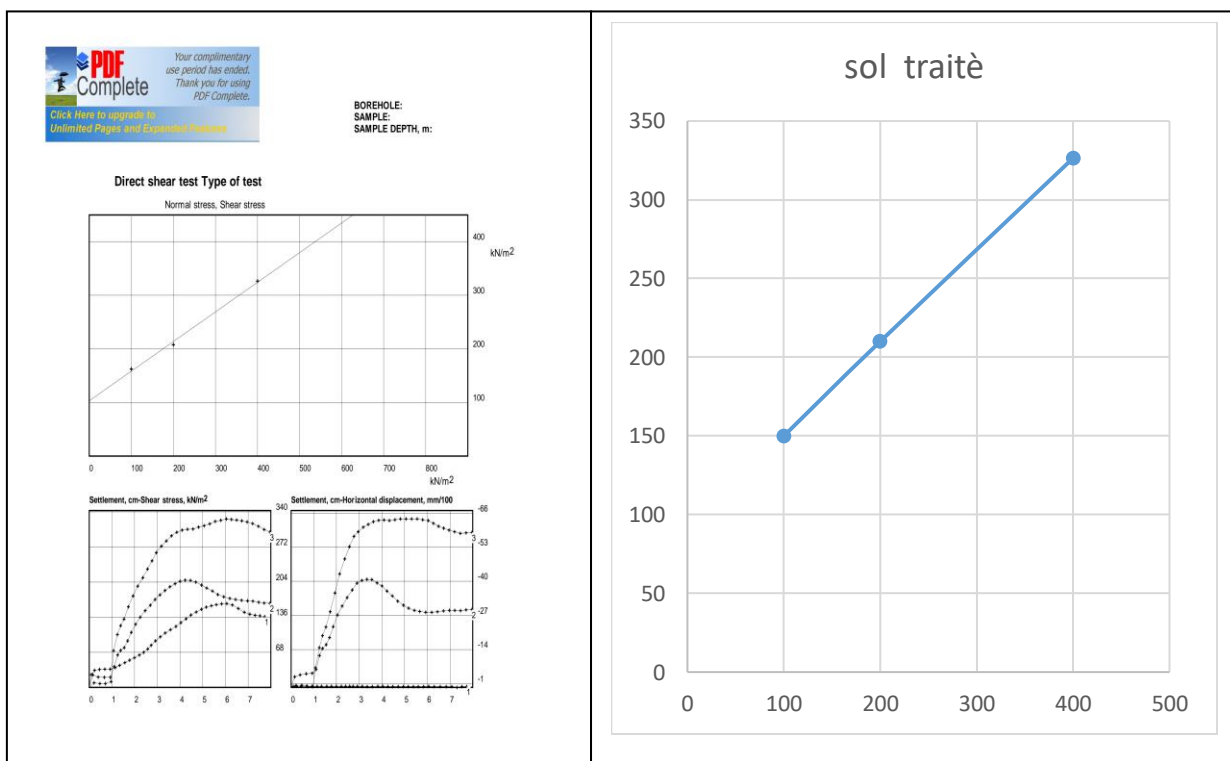


Figure. IV .19 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 10.40\%$) et 4 %crasse d'aluminium

Tableau. IV.37 : Résultats d'essai de cisaillement 4%

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	134.72	320.28	329.17
Angle de frottement (degré)	29.33		
Cohésion (KN/m ²)	130.28		

Essai de Cisaillement :

. a. Sol traité :

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 9.41 \%$) et 6 %crasse d'aluminium

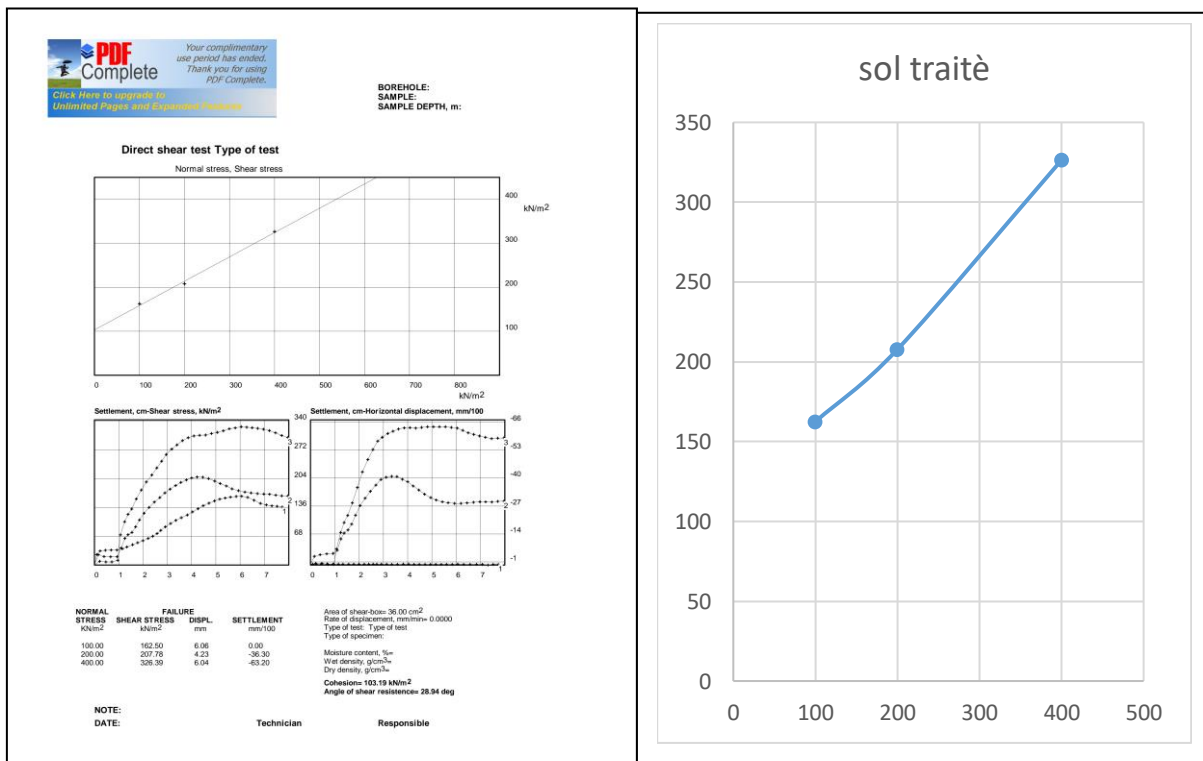


Figure. IV.20 : l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale

- Sol traité avec une teneur en eau ($w_{opt}= 9.41 \%$) et 6 %crasse d'aluminium



Tableau. IV .38 : Résultats d'essai de cisaillement 6%

Contrainte vertical (KN/m ²)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m ²)	162.50	207.78	326.39
Angle de frottement (degré)	28.94		
Cohésion (KN/m ²)	103.19		

IV.8. L'ESSAI DE COMPRESSION SIMPLE

L'essai de compression simple	RC	Cu ((KN/m ²))
Sol non traité	80	40
Sol traité 2%	110.8	55.4
Sol traité 4%	215.6	107.8
Sol traité 6%	230.2	115.1

Tableau. IV .39 : Résultats d'essai de compression simple

4.9. Comparaison L'essai de compression simple et Essai de Cisaillement :

	Essai de Cisaillement	Compression simple
L'essai de compression simple	Cu ((KN/m²))	Cu ((KN/m²))
Sol non traité	38.89	40
Sol traité 2%	57.22	55.4
Sol traité 4%	105.28	107.8
Sol traité 6%	114.72	115.1

Conclusion Générale

Le travail présenté dans cette étude est de caractère essentiellement expérimental, c'est une contribution modeste à la technique de stabilisation d'un sol reconnu affaissable par l'ajout des Déchets d'aluminium. Plus précisément, le but de ce travail est de fournir quelques éléments de réponse concernant l'impact de la contribution de la substance thérapeutique sur l'effondrement des terres effondrables.

Les zones sensibles à l'effondrement peuvent être suspectées par une étude géologique préliminaire, complétée par l'étude des paramètres géotechniques du sol. L'effondrement des sols est un phénomène complexe impliquant de nombreux facteurs fondamentaux et environnants qui doivent être interprétés pour tirer les conclusions nécessaires et apporter des solutions efficaces à ce problème. Le manuscrit se compose principalement de deux parties, la première consacrée à la synthèse des connaissances sur le phénomène de l'effondrement des sols (recherche bibliographique). La deuxième partie, qui est un élément clé de cette étude, est basée sur différentes expériences qui ont été menées. Nous avons ajouté des Déchets d'aluminium dans différentes proportions (2 % — 4 % — 6 %).

Grâce aux résultats obtenus, nous avons pu nous assurer que l'ajout de résidus d'aluminium affecte positivement le comportement mécanique du sol confirmant les travaux de recherche antérieurs.

. À la fin de cette étude, nous pouvons conclure que l'effet de l'ajout de Déchets d'aluminium sur la symétrie du sol était acceptable, et que l'augmentation du taux de traitement des additifs avait pour effet de réduire la pression sur le sol, rendant le sol moins effondrable. Les propriétés mécaniques sont ainsi améliorées.

Et en raison de l'intimité de ce sol et des différents pourcentages de traitement. Des études plus approfondies sont nécessaires.

Normes :

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

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1]. **BAKIR Nassima** ; Etude de L'effet du renforcement par les fibres de verre sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement brusque

[2]. **Megag Hanane** ; TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE PAR UN AJOUT MIXTE DE FIBRE DE VERRE ET DE CIMENT

[3]. **MANSOURI Ouahiba** ; Rhéologie des sols affaissables - Application pour la conception des fondations.

[4]. **ZM Mansour, Z. Chik ET M. Taha**, 2008. Sur les procédures de sol Collapse évaluation potentielle. Journal of Applied Sciences,8: 4434-4439.

[5]. **ZUR A, WISEMAN G. (1973)**, A study of collapse phenomena of an un disturbed, Proc. Of the Inter. Conf. on soil Mech. And Found. Eng, Vol 2.2, p. 225-269.

[6]. **BOOTH A R. (1977)**, collapse Settlement in Compacted Soils. CSIR Research Report 321 NITRR, Pretoria, South Africa Bulletin 13.

[7]. **HOCINE ZIANI** :(Etude de l'influence du gradient hydraulique sur l'affaissement de la structure des sols a effondrement brusque en utilisant la méthode double consolidation) thèse de magister université hadj Lakhdar –Batna 2011.

[8]. **LAOUAR MOHAMED SALAH** : (prédiction des sols a effondrement brusque par des méthodes expérimentales) thèse de doctorat en sciences option mécanique des sols université hadj Lakhdar –Batna.

[9]. **CHERDOUD SIHAM** : (étude de l'effet des déchets d'aluminium sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques d'un sol affaissables) thèse de master université de m'sila 2013.

[10]. **FAO. 2005** : Utilisation des engrais par culture en Algérie. FAO Rome, 61 p.

[11]. **Douailia Saousene Bahloul marwa** ; Thème : Etude des sols affaissables

[12]. **KHALDI ABDELHAMID** :(étude de l'influence de la granulométrie sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols par la méthode de double consolidation) thèse de magister université hadj Lakhdar –Batna2011.

[13] : **Fayez KASSABJI, François Clemendot** : le traitement des crasses d'aluminium.

[14]. **JEAN-FRANCOIS BRUCHON** :(Analyse par microtopographie aux rayons X de l'effondrement capillaire dans les matériaux granulaires) Thèse de DOCTORAT D'ETAT l'Université Paris-Est Spécialité : Géomatériaux Ecole Doctorale : SCIENCES, INGÉNIERIE ET ENVIRONNEMENT Thèse soutenue le 04/04/2014.