

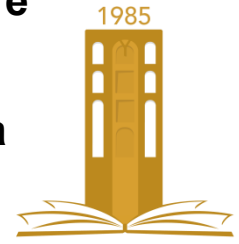


جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



جامعة محمد بوضياف - المسيلة
Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : géotechnique

THEME

**Influence du compactage et de la teneur en argile sur les
caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du
cisaillement**

Dirigé par :

Mr. BELOUAHRI BRAHIM

Présenté par :

LOUCIF TAHAR

NOUIBAT ABDERAHMAN

Promotion : 2016/2017



REMERCIEMENTS

En premier lieu, nous remercions Dieu de nous avoir donné la capacité d'achever ce travail de mémoire de fin d'étude, et nous avoir aidés à dépasser toutes les difficultés rencontrées.

En second lieux n'oublions pas de remercier chaleureusement nos parents, et nous exprimons notre profonde reconnaissance et nos sincères remerciements à notre encadreur de mémoire, Mr. BELOUAHRI BRAHIM, Professeur à l'université de M'sila, pour l'orientation, a confiance, la patience, qui a constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être menée au bon port, qu'il trouve de ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nous tenons à remercier vivement toutes personnes qui nous ont aidés à élaborer et réaliser ce mémoire (l'équipe de laboratoire GC de m'sila), et le chef de département de génie civil Mr : BAALI LAID, ainsi à tous ceux qui nous ont aidés de près ou de loin à accomplir ce travail.

En fin nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis et collègue pour le soutien moral et matériel.



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- + Ma mère Z.Malika.*
- + Mon père Smaïl .*
- + Ma tante et deuxième maman hagira.*
- + Mes sœurs et mes frères.*
- + Toute la famille « Loucif ».*
- + Tous mes amis intimes surtout S.samir ,S
abdo, Z.laïd et H.mabrouk.*
- + A tous ce qui ont aidés de loin ou de près
pour la réalisation de ce mémoire.*
- + Toute la promotion 2016 /2017.*

Loucif.T



DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à:

- + Ma mère A.djamila.*
- + Mon père Tayeb.*
- + Mes deux grand-mères.*
- + Mes sœurs Safa, Amel et mes frères Smaïl et
massaoud.*
- + Toute la famille « Nouibat ».*
- + Tous mes amis intimes.*
- + A tous ce qui ont aidés de loin ou de près
pour la réalisation de ce mémoire.*
- + Toute la promotion 2016 /2017.*

Nouibat.A

Résumé :

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur les sols affaissables. Notre travail consiste à étudier l'influence du compactage et du pourcentage d'argile sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement.

Nous avons effectué dans cette étude des essais œdométriques et des essais de cisaillement sur plusieurs sols affaissables reconstitués artificiellement au laboratoire.

Nous avons constaté que l'augmentation du pourcentage d'argile dans ces sols entraîne une diminution sensible de la résistance vis-à-vis du cisaillement, ainsi que la croissance de l'énergie de compactage nous donne la valeur optimale de la résistance au cisaillement.

خلاصة القول :

الدراسة التي قدمت في هذه المذكرة هي جزء من برنامج أبحاث على التربة الإنهيارية . مهمتنا هي التحقيق في تأثير الضغط ونسبة الطين على خصائص مقاومة التربة للطي بالنسبة للقص.

أجرينا في هذه الدراسة تجارب oedometer وتجارب القص على عدة أترربة إنهيارية تم تشكيلها صناعيا في المختبر.

وجدنا أن زيادة نسبة الطين في التربة يحدث انخفاض محسوس وجها لوجه مع مقاومة القص , كما أن الزيادة في قوة الضغط يعطي القيمة المثلى من قوة القص.

Abstract:

The study presented in this thesis is part of a research program on collapsible soils. Our work consists in studying the influence of the compaction and the percentage of clay on the resistance characteristics of soils that are collapsible with shear.

In this study, we performed oedometric tests and shear tests on several artificially reconstituted collapsible soils in the laboratory.

We have found that increasing the percentage of clay in these soils results in a significant decrease in shear strength, and the growth of compaction energy gives us the optimum value of shear strength.

Sommaire

DEDICACE.....	1
REMERCIEMENT	
SOMMAIRE	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES NOTATIONS.....	
Résumé.....	
INTRODUCTION GENERALE.....	

Chapitre I

Aperçu général sur les sols affaissables.

I.1-Introduction :	1
I.2.Définitions Des Sols Affaissables :	1
I.3- Les Dénominations Des Sols Affaissables :.....	1
I.4- Phénomènes d’effondrement :	2
I.5-Répartition Des Sols Affaissables A Travers Le Monde :.....	3
I.6- Les propriétés physiques des sols affaissables	3
I.7- Les Causes D’inondation Des Sols Affaissables :	4
I.8-Classement Des Sols Affaissables :.....	5
I.9- Types Des Sols Affaissables :	5
I.10. Les études sur les sols Affaissables :.....	6
I.11.Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables :	6

I.12.Le choix des techniques de traitement des sols :	12
I.13- Les Mécanismes De L'affaissement :	14
I.14-Paramètres influant sur l'effondrement des sols	17
I.15-Méthodes expérimentales de caractérisation.....	18

Chapitre II

Matériaux, matériel et essais préliminaires

II.1- Introduction:	21
II.2- Matériaux:	21
II.2.1- Description des sols :	21
II-2-2 le sable:	21
II-2-3 L'argile (rouge).....	21
II-2-4 Le sol reconstitué :.....	21
II.3- Programme d'essais préliminaires :	22
II.3.1- L'analyse granulométrique :	22
II.3.2-Équivalent de sable (ES) :.....	24
II.3.3-Limite d'Atterberg:	26
II.3.3.1.But de l'essai :.....	26
II.3.3.2.Mode opératoire :	27
II.3.3.4.Résultats d'essai :.....	27
II.3.4. L'essai au bleu de méthylène:	29
II.3.4.1.Définition.....	29
II.3.4.2.Appareillage spécifique :.....	29
II.3.4.3. Mode opératoire : Bleu de méthylène.	30

II.3.4.4.Expression des résultats:	30
II.3.5. Masse volumique absolue γ_s :	31
II.3.5.1.Mode opératoire :	32
II.3.5.2.RESULTATS D'ESSAI :	32
II.3.6- Essais Proctor:	33
II.3.6.1But de l'essai :	33

Chapitre III

Essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.1. Essai oedometrique :.....	35
III.1.1. But:	35
III.1.2. Appareillage :	35
III.1.3. préparation et principe de l'essai :	35
III.1.4. Résultats d'essais œdométriques :	36
III.1.5. Vérification l 'Affaissement du sol reconstitué :	38
III.1.6. Vérification de la répétabilité des essais œdométriques :	39
III.1.7. Influence du sur l'affaissement des sols :	40
III.1.7.Variation du degré de collapse en fonction du temps :.....	41
III.2.Cisaillement.....	44
III.2.1.Le but :	44
III.2.2.Appareillages :	44
III.2.3.Préparation d'échantillon :.....	45
III.2.4.Préparation de sol :	45
III.2.5.Mise en place de la boîte sur la machine :	46

III.2.6. résultats des essais de cisaillement à la boîte	46
III.2.7. les valeurs C et ϕ :	47

Chapitre IV

<u>□ Conclusion générale</u> :	56
<u>□ Limitations de cette étude et perspectives</u> :	57

Liste des Figures

Chapitre I

Aperçu général sur les sols affaissables

Figure I. 1 : affendrement des villes.	3	
Figure I. 2 : Un rouleau compacteur	Figure I. 3 : Compactage dynamique.	7
Figure I. 4 : Compactage par vitro-sonde.	8	
Figure I. 5 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.	9	
Figure I. 6 : Mise en œuvre des colonnes ballastées.	10	
Figure I. 7 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.	14	
Figure I. 8 : les liaisons	16	
Figure I. 9 : courbe oedométrique simple (Jennings et knight 1957)	19	
Figure I. 10 : double oedomètres (Jennings et knight 1957).	19	

Chapitre II

Matériaux, matériel et essais préliminaires

Figure II. 1 : Série des tamis sur la tamiseuse.	22
Figure II. 2 : Courbe granulométrique de sols	23
Figure II. 3 : Courbe granulométrique de sols.	24
Figure II. 4 : mode opératoire de l'équivalent de sable.	25
Figure II. 5 : Appareil de Casagrande	26
Figure II. 6 : Représentation des limites d'atterberg.	26
Figure II : Les étapes de la limite de plasticité.7	28
Figure II. 9 : appareillage.	30
Figure II. 10 : Appareillage de la masse volumique absolue.	32
Figure II. 11 moule Proctor.	33
Figure II. 12 : Courbes Proctor de sol reconstitué.	35

Chapitre III

Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Tableau III. 1: les valeurs de C_p	38
Tableau III. 2 : la répétabilité des essais ($w=2\%$; argile 15% ; $E_c=10$).du sol reconstitué	40
Tableau III. 3 : calcul de degré de collapse D_c	42
Tableau III. 4. Les sols reconstitués.....	45
Tableau III. 5 : présenté C et ϕ	47
Tableau III. 6 : les valeurs des résistances de cisaillement et C_p	53

Liste des Figures

Chapitre I

Aperçu général sur les sols affaissables

Figure I. 1 : affondrement des villes.	3	
Figure I. 2 : Un rouleau compacteur	Figure I. 3 : Compactage dynamique.	7
Figure I. 4 : Compactage par vitro-sonde.	8	
Figure I. 5 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.	9	
Figure I. 6 : Mise en œuvre des colonnes ballastées.	10	
Figure I. 7 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.	14	
Figure I. 8 : les liaisons	16	
Figure I. 9 : courbe oedométrique simple (Jennings et knight 1957)	19	
Figure I. 10 : double oedomètres (Jennings et knight 1957).	19	

Chapitre II

Matériaux, matériel et essais préliminaires

Figure II. 1 : Série des tamis sur la tamiseuse.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 2 : Courbe granulométrique de sols	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 3 : Courbe granulométrique de sols.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 4 : mode opératoire de l'équivalent de sable.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 5 : Appareil de Casagrande	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 6 : Représentation des limites d'atterberg.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II : Les étapes de la limite de plasticité.7	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 9 : appareillage.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 10 : Appareillage de la masse volumique absolue.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 11 moule Proctor.	Erreur ! Signet non défini.
Figure II. 12 : Courbes Proctor de sol reconstitué.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III

Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Figure III 1 : cellule et l'appareille œdométrique.	35
Figure III 2 : boîte œdométrique	36
Figure III 3 : courbe œdométrique (argile 10%, EC = 10-20et 40coups).	37
Figure III 4 : courbe œdométrique (argile 15%, EC = 10-20et 40coups).....	37
Figure III.5 : courbe œdométrique (argile 30%, EC = 10-20et 40coups).....	38
Figure III 6 : Variation du potentiel de collapse « Cp» en fonction du pourcentage d'argile et ($E_c=10-20$ et 40coups).	40
Figure III 7 : Variation du potentiel de collapse « Cp» en fonction de nombre des coups et teneur en argile 10-15 et 30%.	41
Figure III 8 : Variation du degré de collapse « DC» en fonction le temps.	43
Figure III 9 : Appareille de cisaillement	44
Figure III 10 : la boîte de cisaillement	44
Figure III 11 : la boîte de cisaillement	45
Figure III 12 : la dame.	46
Figure III 13 : contrainte normal de cisaillement en fonction de déplacement horizontal	47
Figure III 14 : contrainte normal en fonction de contrainte tang	47
Figure III 15 : nombre des coups E_c en fonction de cohésion C	48
Figure III 16 : nombre des coups E_c en fonction de l'angle de frottement	48
Figure III 17 : courbe, argile % en fonction de résistance de cisaillement ($E_c=10$).....	49
Figure III 18 : courbe, argile % en fonction de résistance de cisaillement ($E_c=20$).....	50
Figure III 19 : courbe, argile % en fonction de résistance de cisaillement ($E_c=40$).....	50
Figure III 20 : E_c en fonction de résistance de cisaillement (10% argile).....	51
Figure III 21 : courbe ; E_c en fonction de résistance de cisaillement (15% argile).	51
Figure III 22 E_c en fonction de résistance de cisaillement (30% argile).	52
Figure III 23 : résistance de cisaillement en fonction de C_p (10% argile).	54
Figure III 24 : résistance de cisaillement en fonction de C_p (15% argile).	54
Figure III 25 : résistance de cisaillement en fonction de C_p (30% argile).	55

Liste des notations

- ω : Teneur en eau.
- S_r : Degré de saturation.
- τ : Contrainte tangentielle moyenne.
- σ : Contrainte de compression.
- U : La pression interstitielle.
- γ_s : Le poids volumique des grains solides.
- γ : Le poids volumique.
- n : La porosité.
- e : l'indice de vide.
- σ' : La contrainte effective.
- σ : Contrainte totale.
- ΔH : Variation de la hauteur après mouillage.
- H_0 : Hauteur initiale de l'échantillon.
- K : Coefficient d'affaissement.
- e_L : Indice des vides à la limite de liquidité.
- e_0 : Indice des vides initial.
- w_L : Limite de liquidité.
- w_0 : Teneur en eau initial.
- I_p : Indice de plasticité.
- γ_w : Poids volumique de l'eau.
- γ_d : Poids volumique sec.
- G_s : Densité des grains solides.

w_p : Limite de plasticité.

n_0 : Porosité du sol.

γ_{dl} : Poids volumique sec à la limite de liquidité.

i_{mgj} : Coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre.

h_j : Épaisseur de la couche j.

I_{mg} : Le potentiel de l'affaissement total.

γ_h : Poids volumique humide du sol.

C_u : Coefficient d'uniformité du sol.

D_x : C'est le diamètre qui à travers lequel passe x%.

I_w : Indice de maniabilité.

C_p : Le potentiel du collapse.

e_1 : L'indice des vides à la limite de liquidité.

e_2 : Indice des vides après l'inondation.

C_c : Le coefficient de courbure.

I. INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

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

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

L'effondrement des formations argileuses suscite actuellement l'intérêt de la plupart des chercheurs du fait de leur abondance dans le domaine sédimentaire et de leur responsabilité des désordres occasionnés sur différents ouvrages. En effet, des chercheurs réalisent de nombreux essais au laboratoire et ce à travers le monde, ce qui 16

INTRODUCTION GENERALE

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

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

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

II. L'objectif de la mémoire :

L'objectif de notre travail est d'étudier l'influence de la teneur en argile sur les caractéristique de résistance des sols affaisables via à vis du cisaillement. Lors de l'inondation des sols affaisables

En plus d'une série d'essais oedométrique et d'essais de cisaillement, avec différent énergie de compactage et fixation de teneur en eau et nécessaires pour la détermination des potentielle d'effondrement et la résistance de cisaillement.

III. Structure du mémoire :

- 1) Chapitre I :** Aperçu général sur les sols affaisables.
- 2) Chapitre II :** Matériaux, matériel et essais préliminaires.
- 3) Chapitre III :** Essais principaux, présentation des résultats et discussion.
- 4) Chapitre IV :** Conclusion, recommandation et perspective.

***Chapitre I : Aperçu général sur les
sols affaissables.***

I.1-Introduction :

Est considéré les risque naturels et industriels des ingénieurs et des équipes de ion des Taches, telles que le risque recherche pour l'étude des terres et la répartit d'affaissement du sol, a donné lieu à des accidents fréquents causés par ce type de sol à la concentration de la recherche autre

Sol affaissable ou effondrable et a plusieurs autre noms, ces sol sont Caractérisés comme sensibles et l'eau sont distribués dans plusieurs régions du monde en particulier des zones sèches et arides.

I.2.Définitions Des Sols Affaissables :

Les sols affaissables sont définies comme étant des 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. Zur et Wiseman (1973) définissent l'effondrement, toute diminution rapide du Volume de sol Causé par l'augmentation de l'un des facteurs

Taux d'humidité (teneur en eau) (W).

Degré de saturation (Sr).

Contrainte tangentielle moyenne (τ).

Contrainte de compression (σ).

La pression interstitielle (U).

Reconnaissant donc que l'effondrement de la structure du sol peut être le résultat de Différents processus de saturation, Renato (1977) suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation liquide et la fraction argileuse.

I.3- Les Dénominations Des Sols Affaissables :

Parmi les nominations des sols Affaissables on note :

Sols Affaissables.

Sols effondrables.

Sols collapsibles.

Sols a macroporeux.

Sols lœssiques.

Sols sensibles au mouillage.

Sols à rupture brusque.

Sols métastables.

Sols autotassants.

Sols partiellement saturés.

Sols évolutifs. Arènes argileuses.

Argiles limoneuses.

I.4- Phénomènes d'effondrement :

Les sols effondrables, comme les sols gonflants, attirent depuis longtemps l'attention des chercheurs de par les problèmes de stabilité qu'ils posent aux bâtiments, aux ouvrages géotechniques et aux infrastructures linéaires. D'après

Dudley (1970), Terzaghi et Fröhlich (1936) avaient déjà observé la tendance que peuvent avoir certains sols non saturés à s'effondrer lorsqu'ils sont inondés.

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

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 des sols saturés soumis à des 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).

Chapitre I : Aperçu général sur les sols affaissables.

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.

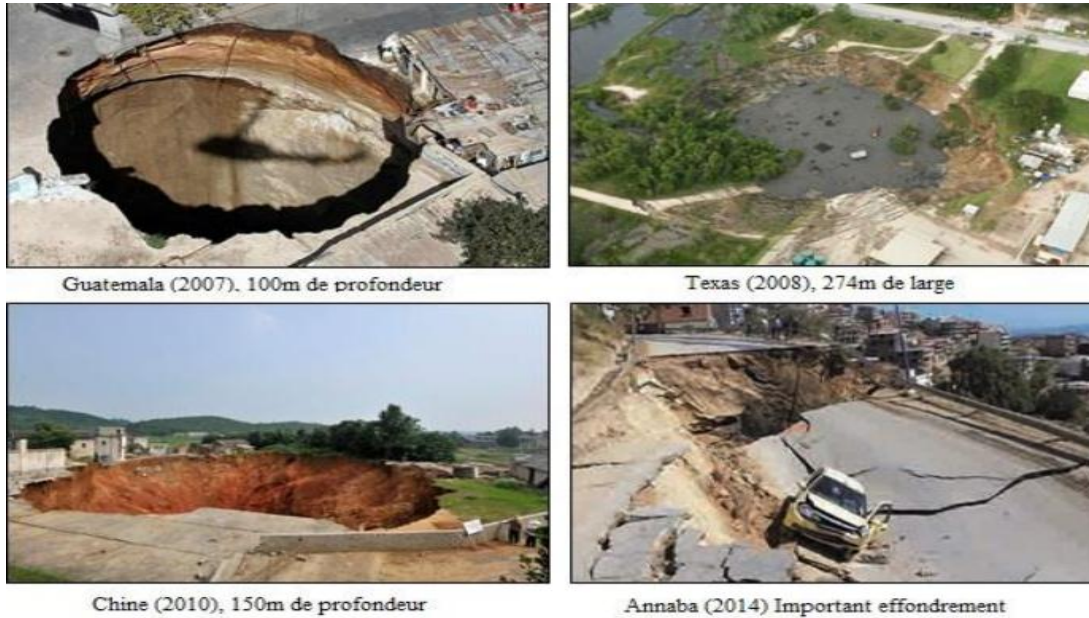


Figure I. 1 : effondrement des vills.

I.5-Répartition Des Sols Affissables A Travers Le Monde :

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les loëss couvrent près de 13 million de Kilomètre carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées, Abelev(1979). Il existe de vaste territoire occupé par ces sols comme le cas de la Russie, L'Afghanistan, la chine l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, L'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions

I.6- Les propriétés physiques des sols affaissables:L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaissables PermetD'établir les caractéristiques principales des sols loëssiques ou affaissables On peut énumérer :

I.6-1 Le poids volumique des grains solides : La valeur des pois volumiques des grains solides varie de 25,1 à 28.4 KN/m³

I.6-2 Le poids volumique : Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21 ,1 KN/m³ .

I.6-3 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%.

I.6-4 La porosité (n) : Les valeurs de la porosité des sols affaissable peuvent servir comme indirect de la probabilité

D'existence des propriétés d'affaissabilité de ces sols. La porosité totale des sols lœssiques est Comprise entre 30 et 60%.

I.6-5 l'indice de vide(e):L'indice de vide des sols lœssiques est compris entre 42.85 et 150%

I.6-6 Les limites d'atterbergs : Les valeurs de la limite de plasticité des loëss sont généralement comprises entre 12 et 18 %.

I.7- 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 débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.

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

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

du sol s'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 plus le chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps.

I.8-Classement Des Sols Affaissables :

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

8-1Groupe 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.

8-2Groupe 2 : Les sols, qui sans la présence ou le changement des conditions provoquant l'effondrement même s'il n'y a pas de changement brusque de la pression. Tel est le cas des 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, cependant par un changement significatif du volume dû à l'augmentation de la pression interstitielle des pores provoquant l'appauvrissement de la Résistance du sol au cisaillement.

I.9- 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 :

- 1) Les löss
- 2) Les dépôts éoliens.
- 3) Dépôts alluvionnaires.
- 4) Dépôts résiduels.

I.10. Les études sur les sols Affaissables :

Les recherches effectuées sur les argiles macroporeux d'Algérie par L. Drukhin et Al Abelev (1979), ont montré que dans ces sols, les macrospores se sont formées par suite de l'évaporation de l'eau des couches supérieures des sols argileux et de l'élimination des bulles d'air, c'est précisément ainsi que ces auteurs expliquent l'existence de petits canaux de formes et de dimensions variées dans les argiles limoneuses d'Algérie. Afin de confirmer cette hypothèse, ils ont testé des éprouvettes d'argiles limoneuses de structure remaniée. Ces éprouvettes furent humidifiées par saturation capillaire, puis on les fit sécher. Au bout de dix cycles de séchage successifs, de petits canaux se formèrent dans ces argiles. Il est important de noter que l'affaissement de Cheria en 2009 à l'Est algérienne constitue un bon exemple, où un grand effondrement a été enregistré, dans lequel des dizaines de constructions se sont enfoncées de plus de deux mètres et demi dans le sol, le constat préliminaire impute cette catastrophe à un mouvement dans les nappes phréatiques.

Aussi une étude géotechnique faite par (LNHC Batna, 2000) dans le cadre de la réalisation d'une station de gaz naturel à Hassi Messaoud montre que le site est composé de deux couches de nature Affaissable, la solution adoptée est la substitution de la première couche et de prendre des mesures pour éviter l'infiltration des eaux à la seconde couche. Par ailleurs, les dégradations qu'ont subies plusieurs bâtiments d'habitation à Biskra sont dues aux infiltrations des eaux (CTC Biskra, 2002).

I.11. Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables :

Les sols affaissables en place est probablement très compressible, et de faible consistance. Après l'humidification Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible,

La solution possible reste la stabilisation du sol : c.à.d. l'amélioration des propriétés du sol.

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

Pour le traitement des sols collapsables ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requièrent

l'ouvrage. Comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers, d'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

-I.11.1.Traitement par compactage :

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

La densification mécanique du sol peut entraîner :

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

Il ya trois type de compactage :

- une pression exercée par un rouleau compacteur. (Fig. I.02).
- une masse qui chute sur une hauteur donnée. (Fig. I.03).
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) (vibrocompactage). (Fig. I.04).



Figure I. 2 : Un rouleau compacteur



Figure I. 3 : Compactage dynamique.



Figure I. 4 : Compactage par vitro-sonde.

❖ **Vibrocompactage :**

Inventé en 1934 en Allemagne par Steurmann et Degen, c'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.

I.11-2-Traitement par pré mouillage :

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuivie dans les sites urbains,

Cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus du sol << collapsible >> le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

I.11-3-Traitement chimique:

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

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

- 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 I. 5 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.

I.11-4-Traitement par pré 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 la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

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.

I.11-5-Traitement par colonne ballastée :

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

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

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

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

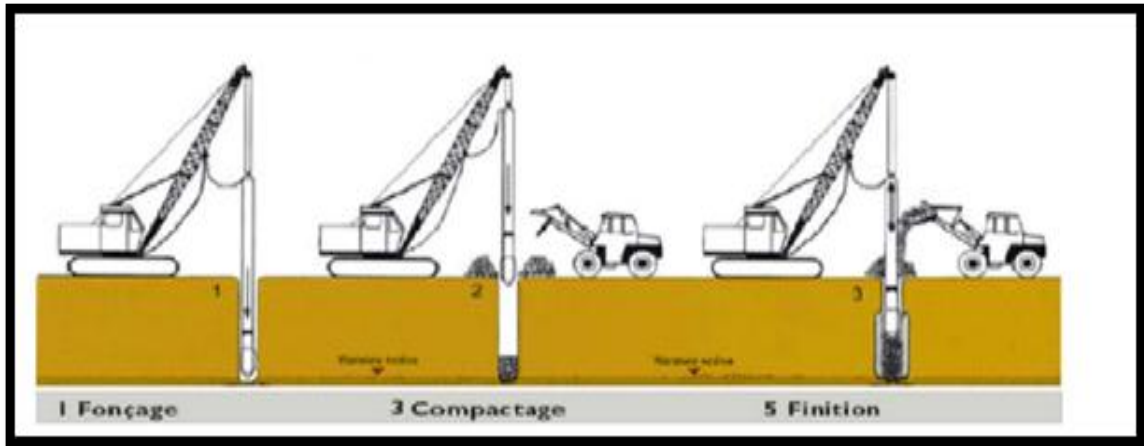


Figure I. 6 : Mise en œuvre des colonnes ballastées.

I.11-6-Traitement par substitution :

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de Carburant à Hassi Ramel, (rapports 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).

I.11-7-Traitement par injection :

Par l'intermédiaire de forages, on introduit dans les vides du sol un produit liquide (coulis) se rigidifiant par la suite, l'injection du coulis est amenée en profondeur du sol par

Chapitre I : Aperçu général sur les sols affaissables.

l'intermédiaire d'un tube de diamètre compris entre 25 et 50 mm, souvent en matière plastique. Le tube est scellé au terrain par une gaine en coulis argile-ciment tous les 30 cm, le tube est percé de trous, lesquels sont couverts d'une manchette, en caoutchouc. Un train de tiges, creux, muni à son extrémité d'un double obturateur, permet d'envoyer le coulis désiré aux endroits des couches à traiter, par tranches de 30 cm. Le coulis est envoyé sous pression pour composer les diverses pertes des charges (train de tiges, obturateur, manchette, gaines). On commence généralement par le fond et en retire le train de tiges au fur et à mesure de l'injection.

Les coulis utilisés sont généralement des suspensions stables à base de ciment. Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argile, auxquelles il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel. La prise au ciment est plus rapide que celle de la chaux (qui évolue encore au bout d'un an les constituants hydratés du ciment relie les grains de sable entre eux en formant des sortes de ponts nombreux et solides, d'où l'augmentation de la portance et de la résistance mécanique. On utilise des ciments de classe 45 qui sont les meilleurs marchés. Les doses varient de 3,5 à 5 % du poids de sol sec à traiter. Marquons aussi d'autres types de traitement en bentonite et en résines.

I.12. Le choix des techniques de traitement des sols :

I.12. Le choix basé sur profondeur du sol:

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

Profondeur du sol à traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m	Méthodes courantes : - Mouillage du sol et compactage. - Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment).
1.50 à 10m	

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

Tableau I. 1 : Méthodes de traitement des sols Affaissables selon bara (1976).

a) Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol:

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

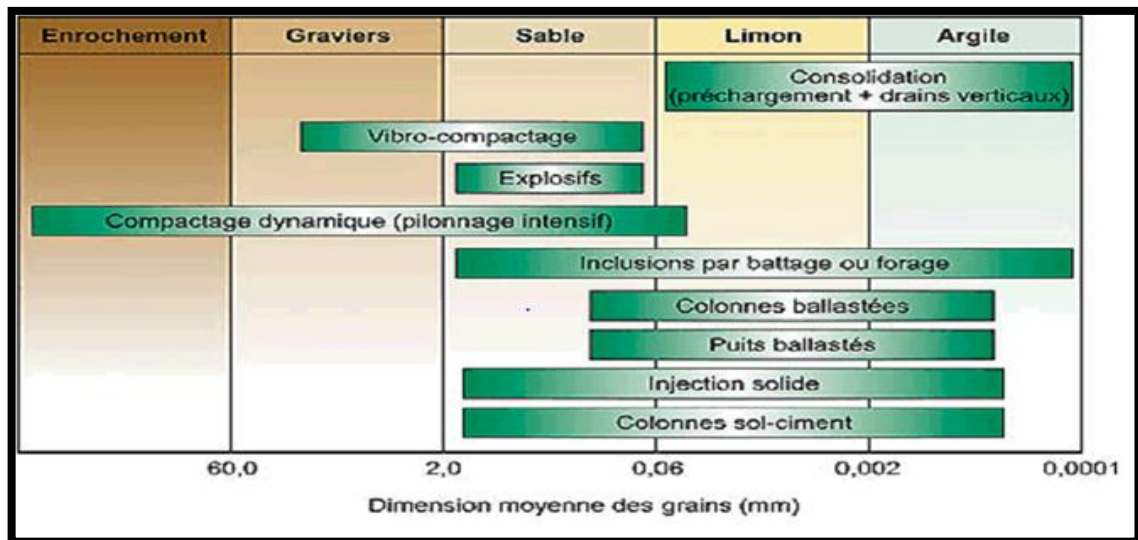


Figure I. 7 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

I.13- Les Mécanismes De L'affaissement :

La plus part des études effectuées sur les sols affaissables ont avancé que ces derniers sont des structures qui ressemblent à la composition des nids d'abeilles, et que les grains sont liés entre eux par une matière liante ou par une force. Lorsque ces liaisons de contacts sont déplacées, par perte de résistance au cisaillement, les grains peuvent glisser les uns sur les autres en occupant les espaces vides, donnant ainsi une nouvelle configuration de l'ossature granulaire du sol.

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

La structure du sol doit être partiellement saturée et potentiellement instable.

L'existence au niveau du sol d'une contrainte assez élevée, appliquée ou existante, offrent les conditions d'un affaissement.

L'existence de forces de liaisons ou de cimentations, stabilisant les contacts inter granulaires du sol, qui disparaissent par inondation, produisent ainsi un affaissement.

La première condition exige la présence d'un sol non saturé, qui perd un réarrangement de ses particules, suivi d'une importante diminution de volume lorsqu'il est inondé avec ou sans chargement.

Ce chargement, se rapportant à la deuxième condition, traduisant la présence de la contrainte due au poids des terres ou appliqué sur le sol.

Les forces de liaisons stabilisatrices énoncées dans la troisième condition assurent une bonne résistance au cisaillement du sol à sa teneur en eau naturelle. Cette résistance dépend de l'angle de frottement interne, de la cohésion à un degré moindre généralement négligée, de la contrainte effective et des forces moléculaires de répulsions d'attraction et de cimentation.

L'un des facteurs entrant dans la résistance au cisaillement est la résistance temporaire intervenant dans la plus part des sols due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol sèche en dessous de sa limite de retrait, l'eau restante partiellement en contact avec les grains dans les espaces étroites en reliant les particules entre elles par une force due à l'interface air-eau qui place l'eau sous tension.

L'excès de la pression interstitielle de l'eau (u) dans l'expression habituelle ($\sigma' = \sigma - U$) devient négatif et la contrainte effective devient plus grande que la contrainte totale appliquée.

Les autres paramètres intervenants dans la résistance du sol sont : l'angle de frottement interne, les agents de cimentation qui dépendent principalement des matériaux qui le constituent, leur liaison dans la composition de la structure et de son mode de formation.

En se basant sur la recherche bibliographique on peut définir les structures suivantes :

1- Dans le cas où le sol est constitué par du sable et silt fin la résistance temporaire de ce sol est due à la tension capillaire. En effet, lorsque le sol est desséché en dessous de la limite de retrait l'eau reste se retire à l'intérieur des espaces étroites à proximité des jonctions des grains. L'interface air-eau, met l'eau sous tension capillaire. Ainsi, l'excès de pression interstitielle (u), dans l'expression usuelle de la contrainte effective :

($\sigma' = \sigma - u$) devient négative et σ' dépasse la contrainte totale ($> \sigma$) appliquée par les charges.

Ceux-ci augmentent la résistance apparente du sol. Cependant, l'addition d'eau réduit considérablement cet effet avantageux et si le sol est poreux il peut venir une grande diminution de son volume.

2- Dans le cas des liaisons en argile, l'histoire de la formation du sol devient importante car des différents types d'arrangement des particules d'argile sont possibles. Lorsque l'argile

provient d'une réaction entre le sol ou l'eau de pluie et le feldspath, l'un des arrangements est de type parallèle confèrent au sol une résistance élevée à son état desséché.

Une addition d'eau importante provoque la séparation des particules d'où un affaissement. Lorsque la quantité d'eau de pluie n'est pas assez importante, il est possible que l'effet de séparation des particules soit faible et qu'un arrangement flocculent arc-bouté se crée autour des grains et développe, après évaporation de l'eau, une résistance appréciable.

3- Les agents de cimentation telle que l'oxyde de fer et le carbonate de calcium ont un effet de soudage des contacts entre les grains et fournissent une certaine résistance pour ces sols. Cette action de cimentation a été souvent observée dans les loëss.

Quel que soit la nature de liaison entre les grains des sols Affaissables, ces dernières perdent leur résistance par addition d'eau.

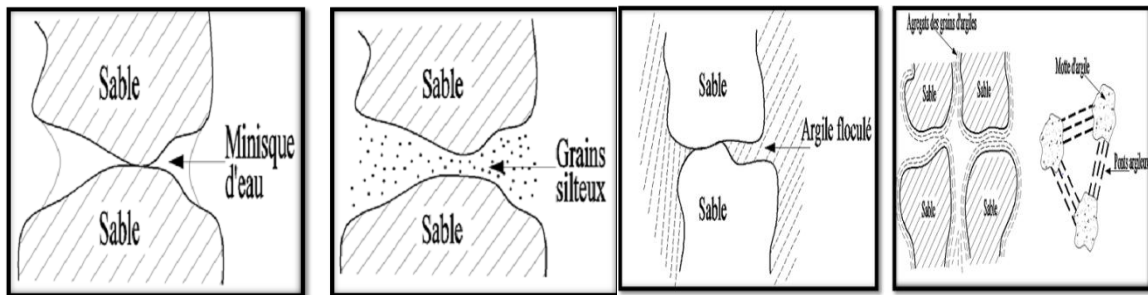


Fig. I.02 : Liaison par tension capillaire.

Fig. I.03 : Liaison par silt.

Fig. I.04 : Liaison par de l'argile flocculé.

Fig. I.05: Liaison par des agrégats d'argile.

Figure I. 8 : les liaisons

Il y'a plusieurs mécanismes de l'affaissement ont été postulés sur la base des données des testes, obtenus à partir d'une variété de sols, on à donner ce qui suit :

1- Knight (1961) : dans ces hypothèses n'avait proposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains, se réduit par suite d'addition d'eau à l'échantillon on sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons argileuses et l'effondrement se produit.

2-Dudley (1970) : deux type d'effondrements peuvent se présenter, dans le cas où la structure est cimentée l'effondrement ne dépende pas de l'humidification, mais il est lié au niveau de contrainte appliquée. Dans le cas du le sol est constitué de grains liés avec des matériaux fins (argiles ou limons) induisant des forces de liaison importante due à la succion

ou à la cimentation, l'humidification conduit à une annulation de la succion entraînant une diminution importante de la résistance favorisant ainsi l'effondrement si la contrainte mécanique est suffisamment grande.

3-Ganésan (1982) : Y. Cui et P. Delage (2002) : avaient suggéré que l'effondrement est du essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présentée dans ces sols qui sont les plus souvent partiellement saturés.

4-Clemence (1985) : avait proposé que l'effondrement est très immédiat dans le cas où les particules sont liées par succion capillaire, lent dans le cas de la cimentation chimique et beaucoup plus lent dans le cas des liaisons argileuses.

5-Y.Cui et P. Magnan (2001) : en se basant sur le critère de Mohr-Coulomb généralisées ont montré que l'effondrement est contrôlé par plusieurs facteurs à savoir : la minéralogie des matériaux constitués la fraction argileuse, la granulométrie, la teneur en eau naturelle, l'indice des vides, la dimension et la forme des pores les éléments de cimentation ainsi que la nature et la concentration des ions dans l'eau interstitielle.

I.14-Paramètres influant sur l'effondrement des sols

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

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

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

Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au de laquelle l'affaissement n'apparaît pas. Les études menées par Mishu (1963), Booth (1975) ont abouti à une limite de degré de saturation légèrement inférieure que la précédente 50% à 60% et montre que les sols ayant un degré de

saturation supérieur à cette limite, leur potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

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

I.15-Méthodes expérimentales de caractérisation

I.15-a) 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 pouvons regrouper ces critères en fonction des paramètres utilisés.

I.15-a)-1) Critères basés sur l'indice des vides

Denisov (1951) : $K = e_L/e_0$ Ou:

K : coefficient d'affaissement

e_L : indice des vides à la limite de liquidité

e_0 : indice des vides initial

$K = 0.50$ à 0.75 : sol à affaissement important

$K = 1.00$: sol à affaissement faible

$K = 1.50$ à 2.00 : sol non affaissable

I.15-a)-2) Critères basés sur la teneur en eau et les limites d'Atterberg

Prikloonskij (1952) : $K_d = (w_L - w_0) / I_p$

- Où :
- w_L : limite de liquidité
 - w_0 : teneur en eau initial
 - I_p : indice de plasticité
 - $K_d < 0$: sol à affaissement important
 - $K_d \geq 0.50$: sol non affaissable ; $K_d > 1.00$: sol gonflant

I.15-a)-3 Critères basé sur la densité sèche et les limites d'Atterberg :

a- Gibbs (1961) : $R = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1] G_s / w_L$ Ou :

γ_w : poids volumique de l'eau

γ_d : poids volumique sec

G_s : densité des grains solides

$R \geq 2\%$ sol affaissable

I.15- b) Essais œdométrique :

I.15- b).1 : Essais œdométrique simple :

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

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

Où : $\Delta e = e_1 - e_2$

e_0 : indice des vides initial

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c / H_0$$

Où :

H_c : variation de la hauteur après mouillage ;

H_0 : hauteur initial de l'échantillon ;

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol.

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

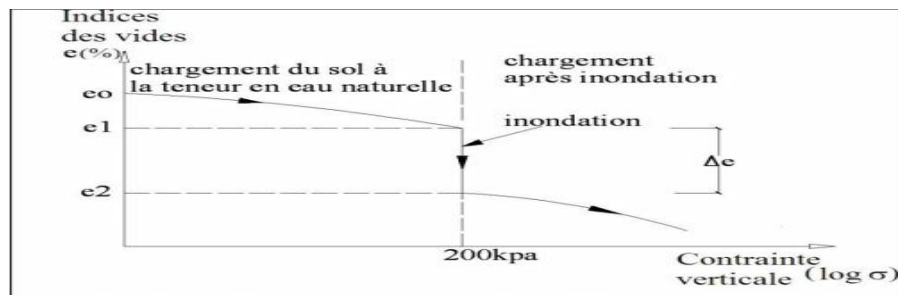


Figure II.2 : Courbe oedométrique simple (Jennings et Knight, 1957)

Figure I. 9 : courbe oedométrique simple (Jennings et knight 1957)

I.15- b).2 Essai œdométrique double :

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

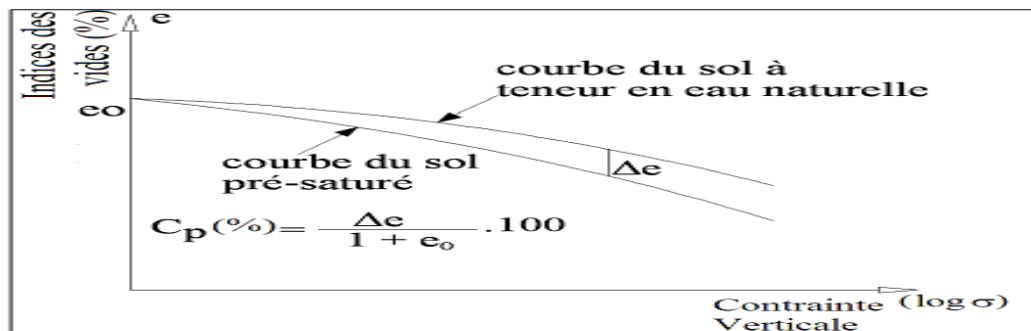


Figure II.3 : Double œdomètres (Jennings et Knight (1975)

Figure I. 10 : double œdomètres (Jennings et knight 1957).

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

- Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)

CP (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)

Chapitre I : Aperçu général sur les sols affaissables.

1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
>à 20%	Troubles très sévères

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

I.15- c) Les méthodes théoriques :

En ce qui concerne la prédiction de l'effondrement par des méthodes théoriques, très peu de travaux ont été publiés dans ce sens. Il semble qu'actuellement, le développement d'une méthode analytique est très difficile.

La méthode qui donne des résultats plus exactes, exige des essais in-situ avec la charge réelle appliquée, ce qui est coûteux et consomme beaucoup de temps et ne peut être généralisée, puisqu'elle ne montre que le comportement de surface de la région testée.

I.16 : Conclusion :

Ce chapitre a comporté une synthèse bibliographique sur les sols affaissables et leurs comportements ainsi qu'une présentation de la prédiction des sols affaissables.

La littérature offre aussi certains remèdes à des problèmes géotechniques propres à ces sols. Pour la prédiction de l'affaissement il existe des méthodes quantitatives et qualitatives. Les remèdes sont basés essentiellement sur des méthodes de substitution, de traitement et de renforcement ainsi que des traitements chimiques.

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

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

***Chapitre II : Matériaux, matériel et
essais préliminaires.***

II.1- Introduction:

Dans ce chapitre, on présente d'une manière générale des sols affaissables, les instruments utilisés ainsi que les procédures suivies pour la réalisation du programme des essais.

II.2- Matériaux:

II.2.1- Description des sols :

Deux composantes principales entrent dans la composition des sols d'essais

Le sable et l'argile.

II-2-2 le sable:

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

II-2-3 L'argile (rouge) :

L'argile est extraite du gisement d'**Oualtem (Boussaâda)** dans la wilaya de **M'sila**.

Pour la fabrication de la brique. Cette argile est de couleur rouge,

Voie humide : tamisage (0.08mm) ; l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 0.08 est recueillie dans des bacs propres.

II-2-4 Le sol reconstitué :

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

- Le sable (0.080 mm <D < 2 mm).
- Argil (D <0.080 mm.)

En mélangeant les deux matériaux, on a reconstitué trois sols :

- sol 1: sable (90%) et argile (10%).
- sol 2: sable (85%) et argile (15%).
- sol 3 : sable (70%) et argile (30%).

Et on a utilisé l'eau distillée commerciale : C'est une eau non minéralisée, de conductivité 6 μ_s/cm et de PH 6,38.

II.3- Programme d'essais préliminaires :

Du point de vue géotechnique, il est nécessaire de réaliser les essais préliminaires, qui sont d'une importance vitale

En plus de la détermination de caractéristiques physiques des sols testés, ils permettent d'identifier les états des sols.

Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométrique.
- Équivalent de sable (ES).
- Les limites d'atterberg.
- L'essai Proctor du sol reconstitué.
- L'essai au bleu de méthylène.
- Masse volumique absolue γ_s .

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

II.3.1- L'analyse granulométrique :

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

Emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.



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

Granulométries des sables :

Utiliser 500 g de sable et remballer le tableau suivant :

- ✓ Sable

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.25	18	18	3.6	96.4
0.63	27	45	9	91
0.315	117	162	32.4	67.6
0.160	218	380	76	24
0.08	114	494	98.8	1.2

Tableau II. 1 : Granulométrie par tamisage du sable

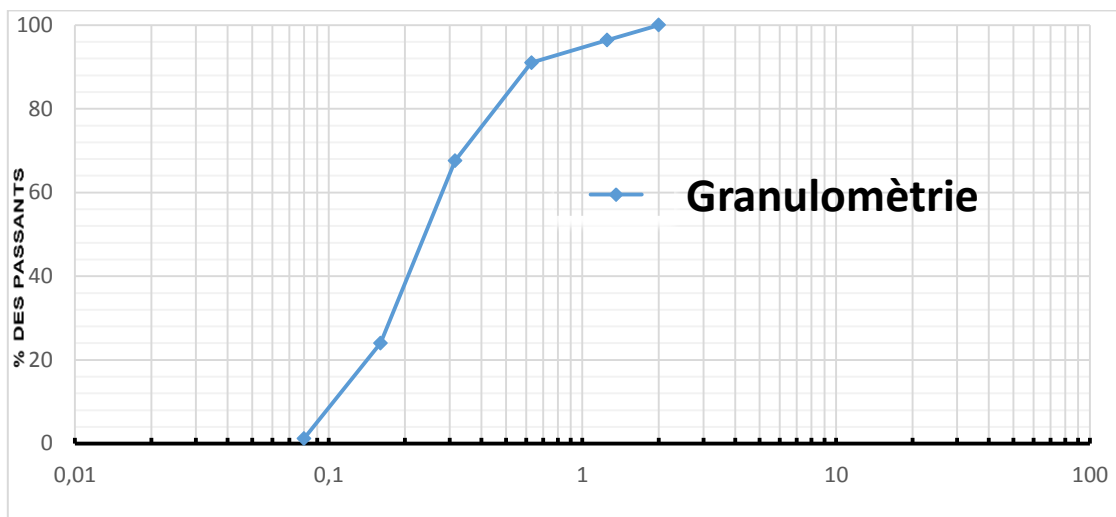


Figure II. 2 : Courbe granulométrique de sols

Module de finesse :
$$Mf = \frac{\sum(Rc\%)}{100} = 2.19$$

$2 < 2.19 < 2.5$ Donc sable moyen.

- $C_u = d_{60}/d_{10} = 2.18$
- $C_c = (d_{30})^2/d_{10}.d_{60} = 0.87$

✓ **Sols:** utiliser 500g (argile 15% + sable 75%)

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.25	2.55	2.55	0.51	99.49
0.63	30.9	33.45	6.69	93.31
0.315	37.12	70.57	14.114	85.88
0.160	335.2	405.77	81.154	18.84
0.08	62.56	468.33	93.66	6.34

Tableau II. 2: Granulométrie par tamisage de sols

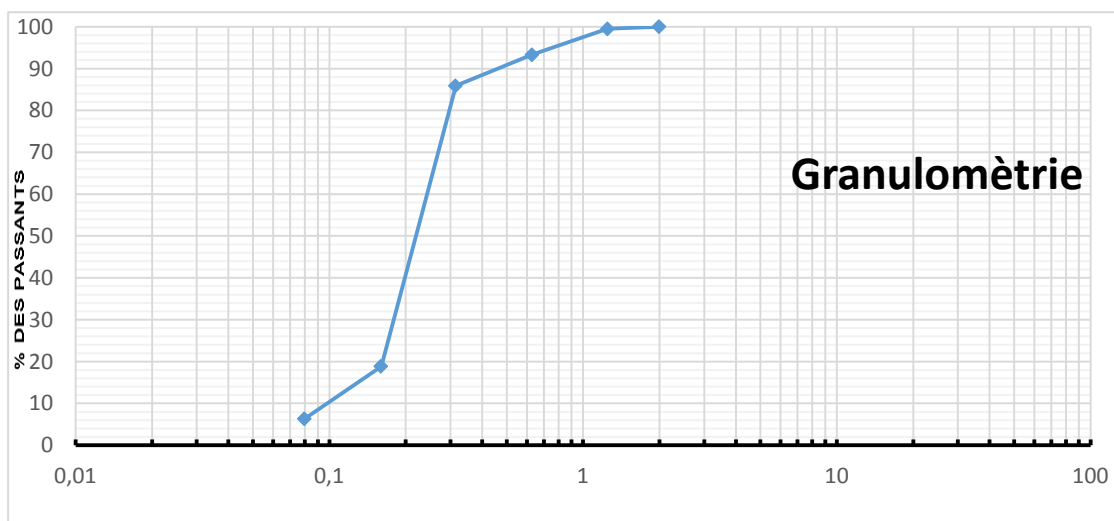


Figure II. 3 : Courbe granulométrique de sols.

- $C_u = d_{60} / d_{10} = 3.11$
- $C_c = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 1.29$.

- **Conclusion :** qualité du sable: sable propre à faible proportion de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.

II.3.2-Équivalent de sable (ES) :

La mesure de l'équivalent de sable a l'avantage d'être réalisable sur le chantier et a pour d'apprécier la qualité d'un sol sablonneux en évaluant la proportion relative des poussières fines ou des éléments argileux dans ce sol par rapport aux éléments sableux.

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.

Tableau II. 3 : Caractéristique de sable (ES).

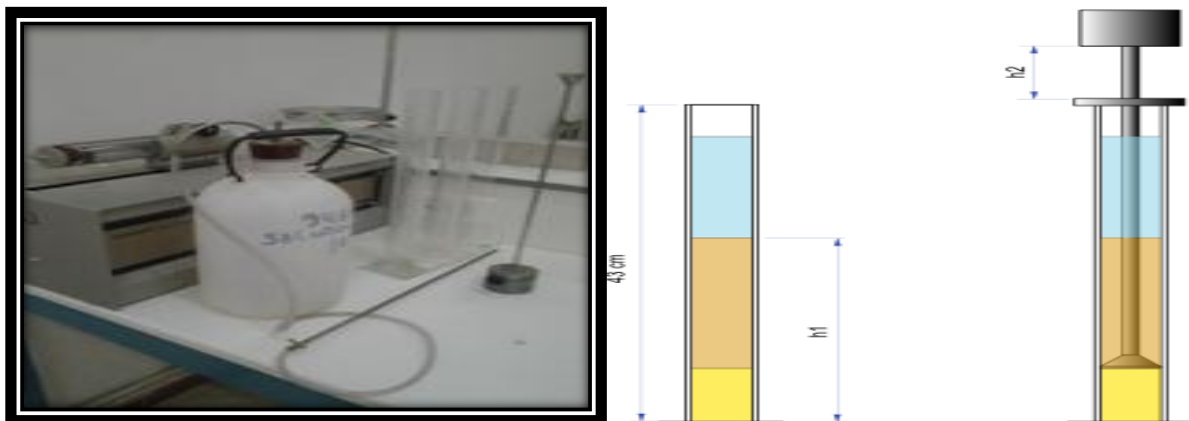


Figure II. 4 : mode opératoire de l'équivalent de sable.

***Résultats :** Les résultats obtenus sont:

$$ESp = H_2 \times \frac{100}{h_1} \quad ES \text{ visuel} = H'_2 \times \frac{100}{H_1}$$

N°del'éprouvette	1	2	3
La hauteur H_1 (cm)	12.4	11.8	11.8
La hauteur H_2 (cm)	8.7	8.5	8.6
La hauteur H'_2 (cm)	9.1	8.7	8.9
ESp (%)	70.16	72.03	72.88
ESv (%)	73.38	73.72	75.4
ESp (%) moy	71.69		
ESv (%) moy	74.16		

Tableau II. 4 : Equivalent de sable visuel et Equivalent de sable par piston.

▪ **Conclusion :**

Sable propre à faible proportion de fines argileuses.

II.3.3-Limite d'Atterberg:

II.3.3.1. But de l'essai :

On détermine par cet essai les limites de liquidité et de plasticité d'un sol. Cet essai est réalisé sur la partie de sol passant au tamis de 0.4mm. Les limites d'Atterberg sont des paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état.



Figure II. 5 : Appareil de Casagrande

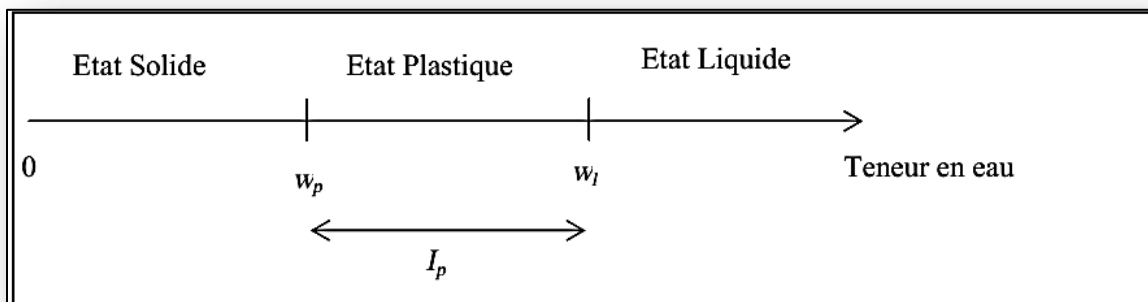


Figure II. 6 : Représentation des limites d'atterberg.

II.3.3.2.Mode opératoire :

Placer le sol dans le petit récipient en prenant soin de ne pas enfermer de bulles d'air. Placer le récipient sous le pénétromètre Remonter le cône au plus haut. A l'aide de la vis, descendre l'ensemble cône + bâti jusqu'à effleurement du sol Agir sur le cercle pour une mise à 0 Effectuer un lâcher Mesurer l'enfoncement en agissant doucement sur l'aiguille (molette centrale). ATTENTION à la graduation du cercle, elle est en 1/100 de cm, lire 300 signifie 3,00 cm ou 30 mm Recommencer le processus pour d'autres teneuses en eau.

- **Limite de liquidité :**

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

II.3.3.4.Résultats d'essai :

Nombre de coups	17		20		25		35	
Masse de la tare (g)	13.67	13.68	10.78	8.51	13.77	13.69	13.63	13.73
Masse total humide (g)	27.80	34.08	31.42	27.97	26.04	34.13	34.61	33.75
Masse total sec (g)	22.28	26.05	23.68	20.60	21.48	26.52	27.41	26.85
Masse d'eau : (m_w) (g)	5.52	8.03	7.74	7.37	4.56	7.61	7.2	6.9
Masse du sol sec (g)	8.61	12.37	12.9	12.09	7.71	12.83	13.78	13.12
Teneur en eau : W%	64.11	64.91	60+	60.95	59.14	59.31	52.24	52.59
W_{moy} (%)	64.51		60.47		59.22		52.41	

Tableau II. 5 : La limite de liquidité de l'argile rouge.

- **Limite de plasticité :**

On mélange l'échantillon avec des quantités variables d'eau; on façonne avec la pâte un rouleau de 6 mm de diamètre pour une centaine de mm de longueur. Puis on atteint 3mm de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 allers-retours maximum. La limite de plasticité est la teneur en eau en % du rouleau qui se fissure et se brise lorsqu'il atteint un diamètre de 3 mm

CHAPITRE II : MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

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



7 .Figure II : Les étapes de la limite de plasticité.

Nombre de l'essai	1		2		3		4	
Masse de la tare (g)	8.72	8.53	8.9	8.43	8.62	8.93	8.48	21.38
Masse totalhumide(g)	9.34	9.28	9.53	9.08	9.31	9.69	9.10	22.09
Masse total sèche (g)	9.255	9.154	9.405	8.964	9.195	9.564	8.987	21.964
Masse d'eau (g)	0.085	0.126	0.125	0.116	0.115	0.126	0.113	0.126
Masse du sol sèche(g)	0.535	0.624	0.505	0.534	0.575	0.634	0.507	0.584
Teneur en eau : W%	15.88	20.19	24.75	21.72	20	19.87	22.28	21.57
W_{moy} (%)	18.035		23.23		19.93		21.92	

Tableau II. 6 : La limite de plasticité de l'argile rouge.

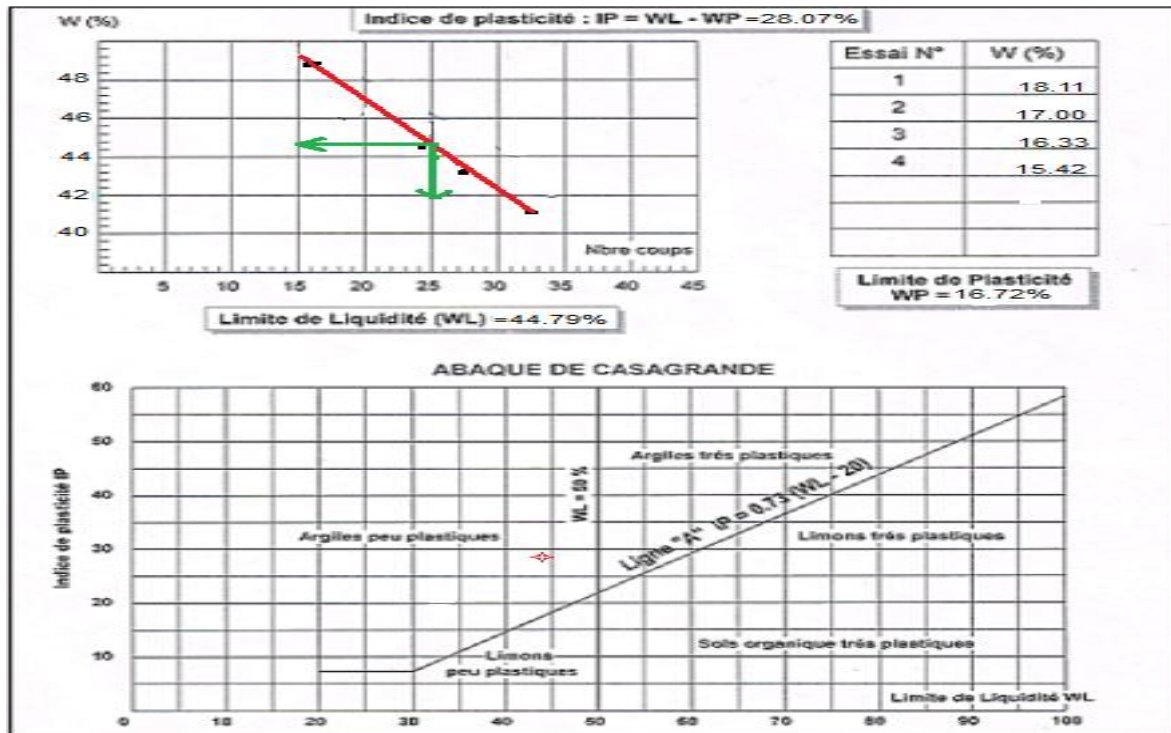


Fig. II.10 : Position de l'argile rouge dans l'abaque Casagrande.

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

Tableau II. 7 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.

- L'indice de plasticité : $I_p = Wl - Wp = 28.07$
- Conclusion :
 $15 < I_p < 40$ sol reconstitue de classement : plastique.

II.3.4. L'essai au bleu de méthylène:

II.3.4.1. Définition :

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et d'en déterminer la concentration.

On appelle «valeur de bleu VBS d'un sol, la quantité en gramme de bleu de méthylène adsorbé par 100g de sol (2mm).

II.3.4.2. Appareillage spécifique :

- ✓ Pipette d'Andréasen.
- ✓ Papier filtre blanc.
- ✓ Baguette en verre.
- ✓ Récipient cylindrique en verre.
- ✓ Agitateur magnétique.



Figure II. 8 : appareillage.

II.3.4.3. Mode opératoire : Bleu de méthylène.

- ✓ On prend 60g de sol.
- ✓ Après inhibition de 5 minutes de la prise d'essai.
- ✓ on procède au dosage au bleu de méthylène.
- ✓ Nous avons commencé par introduire dans la suspension, maintenue en agitation, 5cm³ de bleu, puis prélever une goutte de liquide, qu'on dépose sur le papier filtre.
- ✓ Le test s'avérant négatif, nous avons continué le dosage jusqu'à 15 cm³, ensuite nous avons ajouté 5 cm³ de bleu, le teste est positive .

II.3.4.4. Expression des résultats:

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

Il est effectué sur la fraction 0.2 mm du sol et on distingue les valeurs suivantes :

- **VBS < 0.1** : sol insensible à l'eau.

- $0.2 \leq VBS < 1.5$: sol sablo limoneux, sensible à l'eau.
- $1.5 \leq VBS < 2.5$: sol sablo argileux, peu plastiques.
- $2.5 \leq VBS < 6$: sol limoneux de plasticité moyenne.
- $6 \leq VBS < 8$: sol argileux.
- $VBS > 8$: sols très argileux

II.3.4.5.les résultats de bleu méthylène présenté dans les tableaux suivants:

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
V de bleu (ml)	160	165	170
VBS	5.33	5.5	5.66

Tableau II. 8 : Valeur de bleu méthylène (argile).

	Essai 1	Essai 2	Essai 3
V de bleu (ml)	16	15	17
VBS	0.53	0.5	0.56

Tableau II. 9 : Valeur de bleu méthylène (sol reconstitue).

Conclusion :

$0.2 \leq VBS < 1.5$ donc: sol sablo limoneux, sensible à l'eau.

II.3.5. Masse volumique absolue γ_s :

Le poids volumique des grains du sol c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol $\gamma_s = W_s/V_s$.

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un sol pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105° et balane de précision.

- **La formule utilisés :**

$$\gamma_s = \frac{(M1 - M0) \cdot \rho_{eau}}{M3 + M1 - M0 - M2} \text{ g/cm}^2$$

Avec :

- M_0 : Masse de pycnomètre.
- M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides).
- M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).
- M_3 : Masse de (pycnomètre + eau).



Figure II. 9 : Appareillage de la masse volumique absolue.

II.3.5.1.Mode opératoire :

- Préparer un échantillon de sable, sèche a l'étuve et refroidi.
- Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M_0 .
- Peser une masse de 25 g des matériaux de sable et remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.
- Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle. Laisser reposer un bon moment.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_2 .
- Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M_3 .
- Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés.

II.3.5.2.RESULTATS D'ESSAI :

N° d'essai	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	γ_S (g/cm ³)	γ_S moy (g/cm ³)
P ₁	69.07	99.56	194.69	176.285	2.52	2.62
P ₂	68.13	105.82	198.88	175.44	2.64	
P ₃	68.24	102.34	196.95	175.48	2.7	

Tableau II. 10 : Poids spécifique du sable.

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _S (g/cm ³)	γ _S moy (g/cm ³)
P ₁	69,07	81,105	183,12	175,945	2,476	2,51
P ₂	65,78	80,061	184,61	176,175	2,442	
P ₃	68,25	89,174	188,327	175,369	2,626	

Tableau II. 11 : Poids spécifique d'argile.

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
P ₁	69.07	98.994	194.841	176.29	2.63	2.61
P ₂	65.788	95.815	192.461	173.97	2.60	
P ₃	68.248	98.241	193.975	175.48	2.61	

Tableau II. 12 : Poids spécifique de sol reconstitué(15% argile).

II.3.6- Essais Proctor:

II.3.6.1 But de l'essai :

L'essai Proctor a pour but de déterminer **la teneur en eau optimale** (ω) pour un sol de remblai donné à laquelle doit être compactée cette sol pour obtenir la **densité sèche maximum** (γ_d) et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore capacité portante maximale.

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : Essai Proctor normal ou Essai Proctor modifié.

❖ Principe de l'essai :

L'essai Proctor consiste à mesurer le poids volumique d'un sol (argile +sable) disposer en trois couches dans un moule Proctor de volume connu, dans chaque couches étant compacter avec la dame Proctor l'essai répété plusieurs fois et on varie à chaque fois la teneur en eau(2-4-6 et 8%) et on fixe l'énergie de compactage (3*25).

Appareillage : Moules Proctor avec leurs hausses de compactage

Diamètre du moule : 10,16cm. Et

Hauteur du moule : 11,17cm.

Volume du moule : 948,55 cm.³

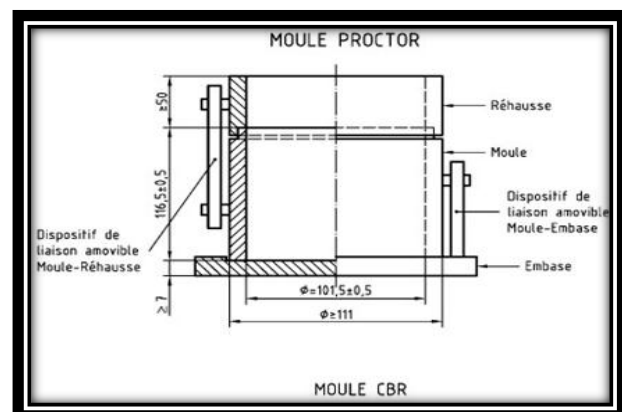


Figure II. 10 moule Proctor

CHAPITRE II : MATERIAUX, MATERIEL ET ESSAIS PRELIMINAIRES

Dame de compactage de caractéristique : poids 2.49 kg et diamètre 5.08 cm , hauteur de chute 30.5 cm.

❖ Resultants de l'essai :

Masse d'eau ajoutée à chaque compact	2%		4%		6%		8%	
masse total humide (g)	5134		3590		3778		3855	
masse du moule (kg)	3.492		1.825		1.815		1.825	
masse du sol humide (g)	1642		1765		1963		2030	
masse du sol sec (g)	1609.16		1694.4		1845.22		1867.6	
volume moule (cm ³)	946.21		946.21		946.21		946.21	
Poids volumique h (kg)	1.73		1.86		2.07		2.14	
Poids volumique s (kg)	1.7		1.79		1.950		1.83	
tare N°	1	2	3	4	5	6	7	8
masse de la tare	23.13	23.56	24.28	19.79	20.67	37.3	28.4	30.34
masse (sol humide+tare)	76.2	88.1	76.5	58.05	77.2	92.4	92.23	110.1
masse (sol sec+tare)	75.3	87.3	74.9	56.7	74.1	89.2	88	104.8
masse d'eau	0.9	0.8	1.6	1.35	3.1	3.2	4.23	5.3
masse du sol sec	52.17	63.74	50.62	36.91	53.43	51.9	59.6	74.46
teneur en eau W%	1.5		3.4		5.9		7.1	

Tableau II. 13 : Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué(15% argile).

Degré de saturation : 2% → $\gamma_d = 1.8$

4% → $\gamma_d = 1.99$

6% → $\gamma_d = 2.06$

8% → $\gamma_d = 1.93$

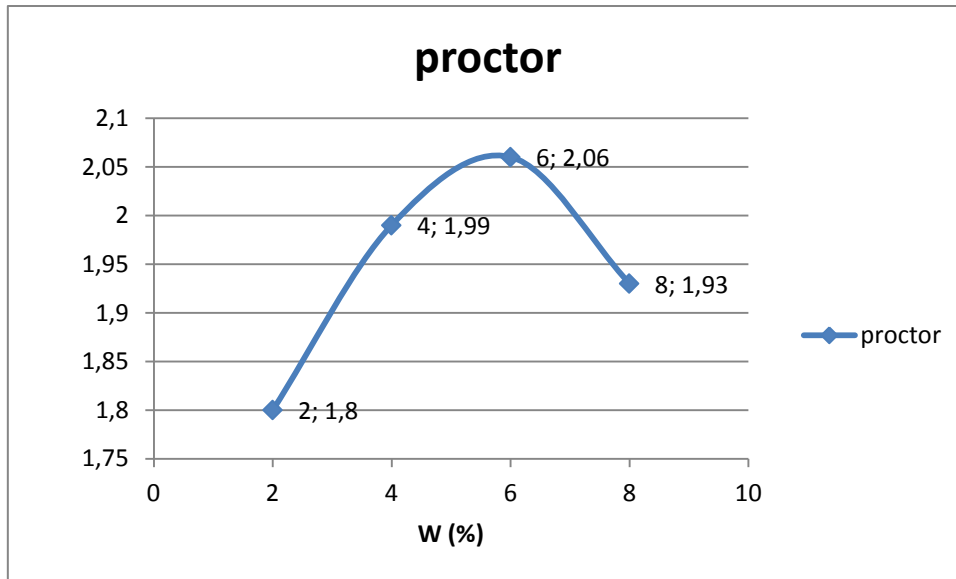


Figure II. 11 : Courbes Proctor de sol reconstitué.

***Chapitre III : Essais principaux,
présentation des résultats et
discussion.***

III.1. Essai oedométrique :

III.1.1. But:

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

Pour estimer tassement final, on reproduit le phénomène au laboratoire.



Figure III 1 : cellule et l'appareille œdométrique.

III.1.2. Appareillage :

L'œdomètre comporte les éléments suivants :

- Un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes (0.5-1-2-4-et 8 kg
- Une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée
- Un système de mesure permettent de connaitre les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps

La réalisation de l'essai nécessite en outre l'appareillage courant pour l'extractions des échantillons de leur conteneur, la préparation des éprouvettes et la détermination des teneurs en eau et des masses volumiques.

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.1.3. préparation et principe de l'essai :

Utiliser un échantillon de sol composé (argile + sable) dans des proportions différentes et mélanger en utilisant 2% de l'eau et de les mettre à l'intérieur de la cellule avec deux fois le nombre de coups différentes à chaque fois.

Nous utilisons pour compactage sur l'échantillon une dame $M=358,7$ g et hauteur de compactage 15 cm à chaque fois (Figure III.4.).

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure de **Jenningset Knight**(1975), Prenez l'échantillon et le mettre dans la machine œdometrique et les applique différents poids (0.5-1-2-4 et 8kg) avants et après l'addition d'eau

Au cours de l'essai, les lectures des tassements sont relevées à 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 30min, 60min et 24h. (L'instant initial $t=0$, marque le commencement du tassement suite à l'inondation sous 200Kpa)

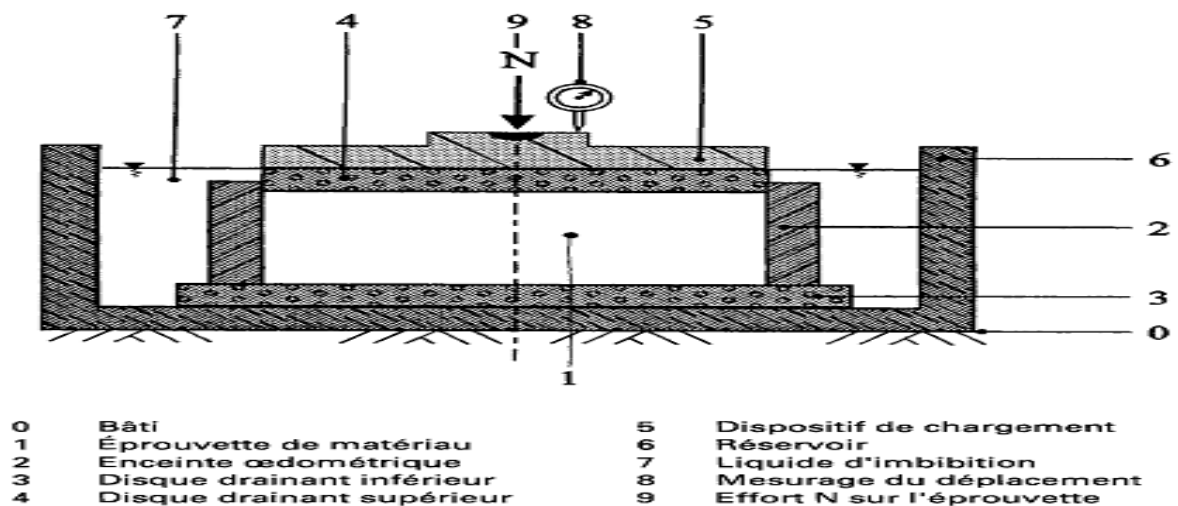


Figure III 2 : boîte œdométrique .

III.1.4. Résultats d'essais œdométriques :

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits dans l'objectif de vérifier si ces sols possèdent les propriétés des sols affaissables. D'après Y.M. Reznik (2000), la façon la plus précise pour évaluer le potentiel d'affaissement des sols à effondrement brusque et des lœss, est l'essai œdométrique. En ce sens parvient la présentation des résultats de cette partie expérimentale. La variation des teneurs en eau fixation des énergies de compactage permet d'obtenir différentes courbes œdométriques dont l'allure est similaire à celle de Knight (1975), ceci signifie la justesse de la procédure expérimentale.

Les courbes œdométriques (e , σ normal) sont tracées sur les figures (III.3 jusqu'à III.5).

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Celle-ci nous permet de calculer les potentiels de collapse (C_p) pour chaque essai qui donnera la relation suivante :

$$C_p = \frac{\Delta h}{h_0} \times 100$$

Où :

C_p : potentiel de collapse (%).

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

h_0 : Hauteur initiale de la cellule œdométrique.

❖ Résultats de calcul de σ_n , et l'indice de vide (e) ressemé dans les courbes suivantes :

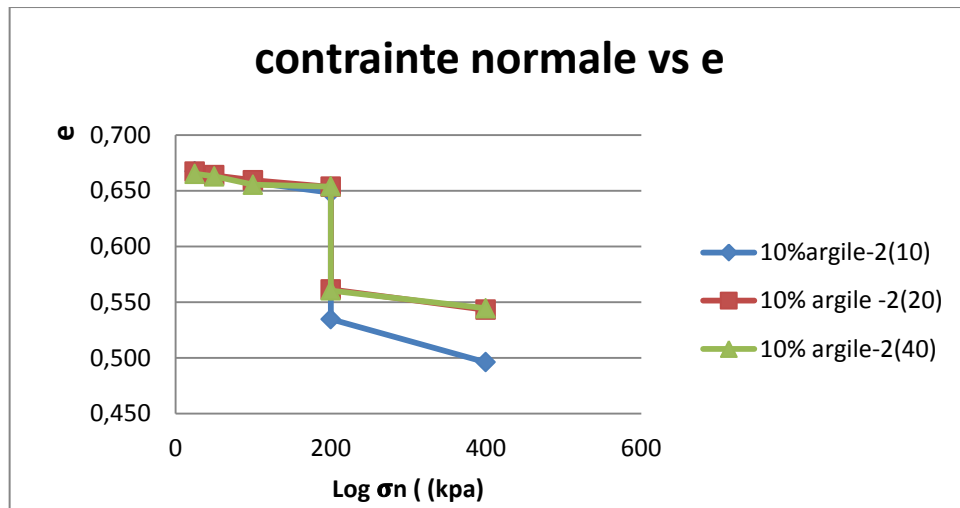


Figure III 3 : courbe œdométrique (argile 10%, EC = 10-20et 40coups).

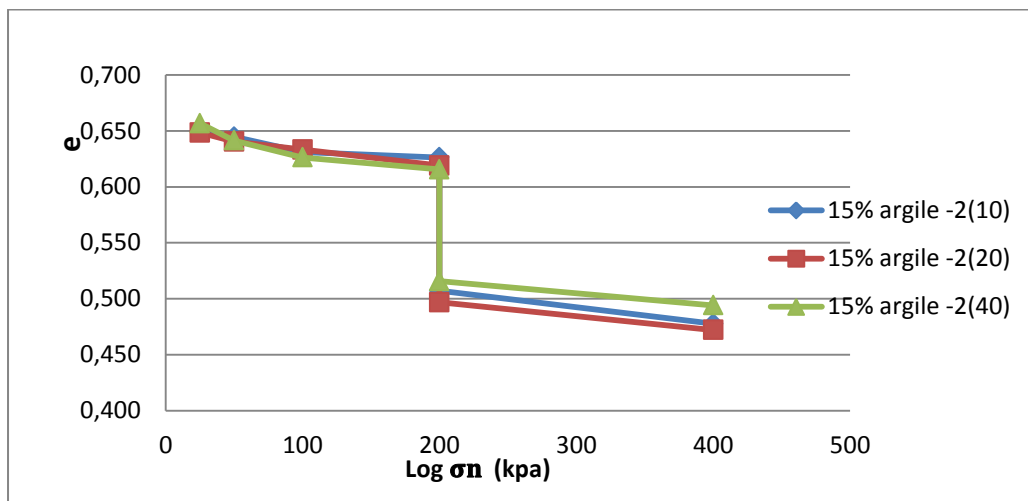


Figure III 4 : courbe œdométrique (argile 15%, EC = 10-20et 40coups)

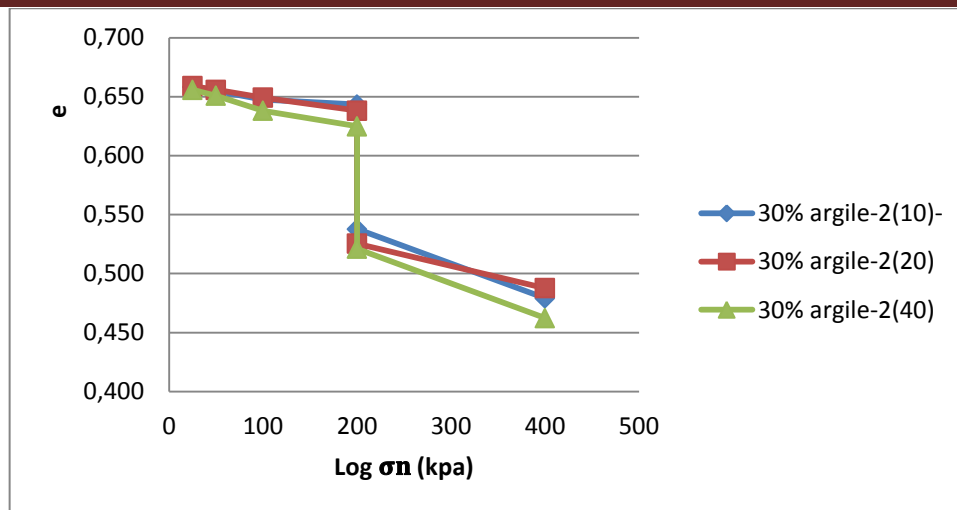


Figure III.5 : courbe œdométrique (argile 30%, EC = 10-20 et 40 coups)

Commentaire : pour les courbes Fig.III.03, III.04 et III.05

Après l'inondation dans le point 200 kpa nous avons noté l'indice des vides qui diminue (tassement brusque).

➤ **Résumé des résultats des essais œdométriques :**

Argile %	10 %			15 %			30 %			
	Essais	1	2	3	1	2	3	1	2	3
	Nombre Des Coups	2(10)	2(20)	2(40)	2(10)	2(20)	2(40)	2(10)	2(20)	2(40)
	Cp	9.1	6.6	6.54	8.89	9.79	7.26	9.82	9.05	9.73

Tableau III. 1: les valeurs de Cp.

III.1.5. Vérification l'Affaissement du sol reconstitué :

D'après les essais œdométrique sur les sols reconstitués les résultats qu'on a obtenus sont présentés par le tableau III.1.

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), les résultats suivants:

➤ Sol 1: Pour argile 10 % : $E_C=10$ et $E_C=20$ et $E_C=40$

$C_p=9.1 > 1\%$ $C_p=6.6 > 1\%$ $C_p=6.54 > 1\%$

➤ Sol 2 : Pour argile 15 % : $E_C=10$ et $E_C=20$ et $E_C=40$

$C_p=8,89 > 1\%$ $C_p=8,79 > 1\%$ $C_p=7.26 > 1\%$

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

➤ Sol 3 : Pour argile 30 % : $E_C=10$ et $E_C=20$ et $E_C=40$

$C_p=9.82 > 1\%$ $C_p=9.05 > 1\%$ $C_p=9.73 > 1\%$

Le sol reconstitué a un $C_p > 1\%$. Donc ces sols sont affaissables.

III.1.6. Vérification de la répétabilité des essais œdométriques :

Généralement trois tests sont suffisants pour vérifier si l'intervalle de confiance des résultats est acceptable. Pour cela nous avons choisi arbitrairement trois échantillons du même sol avec le même nombre de coups ($E_C = 10$ coups), la même teneur en eau ($w = 2\%$) et la même pourcentage d'argile 15%. Les résultats des trois tests sont représentés dans le tableau III.2.

III.2.

La variance de l'indice des vides e est donnée par la formule suivante :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (e_i - e_{\text{moy}})^2}{n} \dots\dots\dots (1)$$

Avec :

e_{moy} : L'indice des vides moyens pour un nombre d'essais œdométriques comparables.

$$e_{\text{moy}} = \frac{\sum_{i=1}^n e_i}{n} \dots\dots\dots (2)$$

La relation (1) peut s'écrire sous la forme :

$$X^2 = \frac{\sum_{i=1}^n e_i^2}{n} - e_{\text{moy}}^2 \dots\dots\dots (3)$$

L'écart type est donné par :

$$\sigma_n = \left[\frac{\sum_{i=1}^n e_i^2}{n} - e_{\text{moy}}^2 \right]^{1/2} \dots\dots\dots (4)$$

Charges (kg)	Indices des vides(%)			e_{moye}	Σ Ecart type	Δe_{max}	$\Delta e \leq 2.8 \sigma$
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3				
0.5	0,65	0,71	0,61	0,66	0,47	0,1	✓ 0,28
1.0	0,64	0,57	0,62	0,61	0,49	0,07	✓ 0,196
2.0	0,63	0,66	0,59	0,63	0,48	0,07	✓ 0,196
4.0	0,62	0,65	0,57	0,61	0,49	0,08	✓ 0,224
4.0	0,5	0,49	0,51	0,50	0,50	0,02	✓ 0,056
8.0	0,47	0,45	0,48	0,47	0,50	0,04	✓ 0,112

Tableau III. 2 : la répétabilité des essais ($w=2\%$; argile 15% ; $E_c=10$).du sol reconstitué

- **Conclusion :** l'écart max entre les mesures des tests ($\Delta e \leq 2.8 \sigma$), l'intervalle de confiance est acceptable (les essais sont répétables).

III.1.7. Influence du sur l'affaissement des sols :

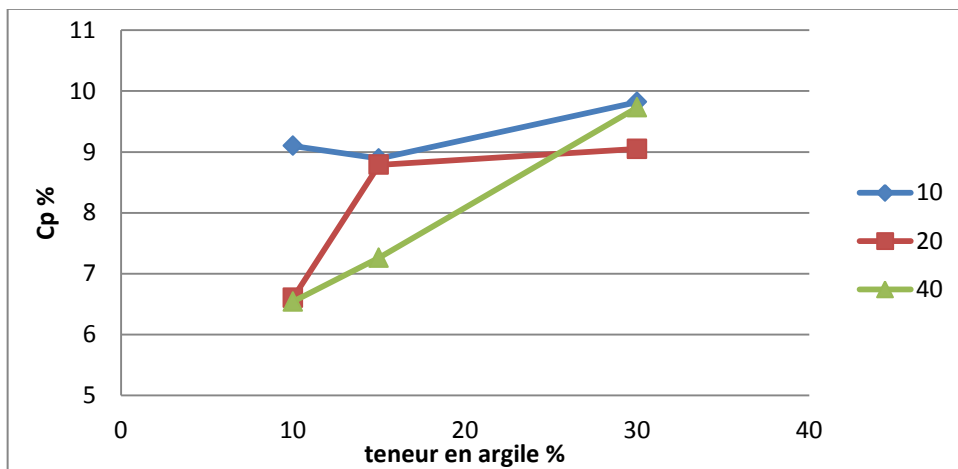


Figure III 6 : Variation du potentiel de collapse « C_p » en fonction du pourcentage d'argile et ($E_c=10-20$ et 40coups).

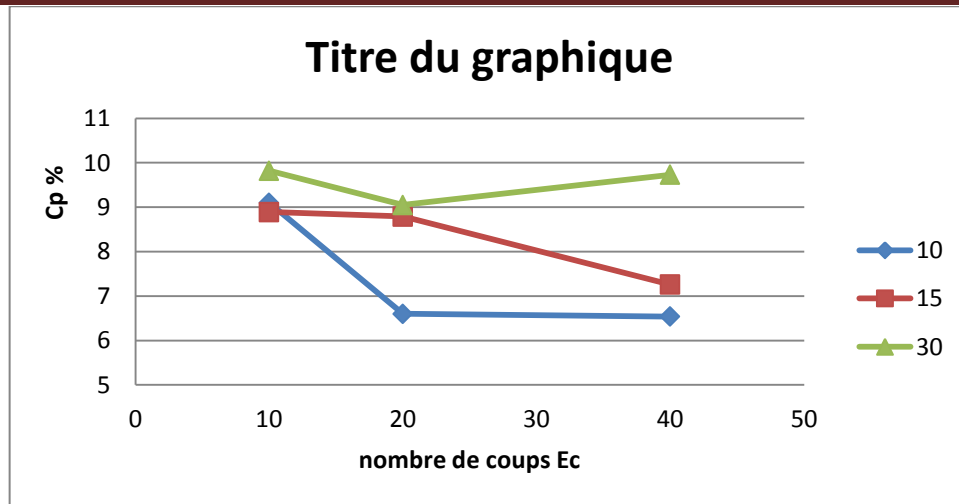


Figure III 7 : Variation du potentiel de collapse « Cp » en fonction de nombre des coups et teneur en argile 10-15 et 30%.

Discussion :

- à partir de la courbe Figure III.6 : La valeur de Cp croissante entre le pourcentage d'argile de 15 à 30%, quand le pourcentage d'argile augmente la valeur de Cp ce diminué.
- à partir de la courbe Figure III.7 : lorsque l'énergie de compactage augmente, le potentiel de collapse « Cp » diminue et ceci pour un pourcentage d'argile croissant.

III.1.7. Variation du degré de collapse en fonction du temps :

On définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final Cp, soit :

$$DC = \frac{c_p(t)}{c_p \text{ fin}} \times 100$$

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

Résultats résumés dans le tableau III.1.03

Temps	Masse sur Les plateaux Kg	Contrainte Normale Kpa	sol reconstitué		
			w _o =2%		
			Argile 15%		
			Ec=2(10)		
			Δh	e	DC%
	0.5	25	0,264		
	1	50	0,355		
	2	100	0,485		
	4	200	0.543		
0 mn			Inondation		
0.5			1,564	0,541	66,299
1			1,75	0,525	74,184
2			1,931	0,510	81,857
4			2,035	0,502	86,265
8			2,064	0,499	87,495
20			2,137	0,493	90,589
30			2,141	0,493	90,759
1h			2,143	0,493	90,844
2h			2,157	0,491	91,437
4h			2,285	0,481	96,863
8h			2,349	0,475	99,576
24			2,359	0,475	100,000

Tableau III. 3 : calcul de degré de collapse Dc.

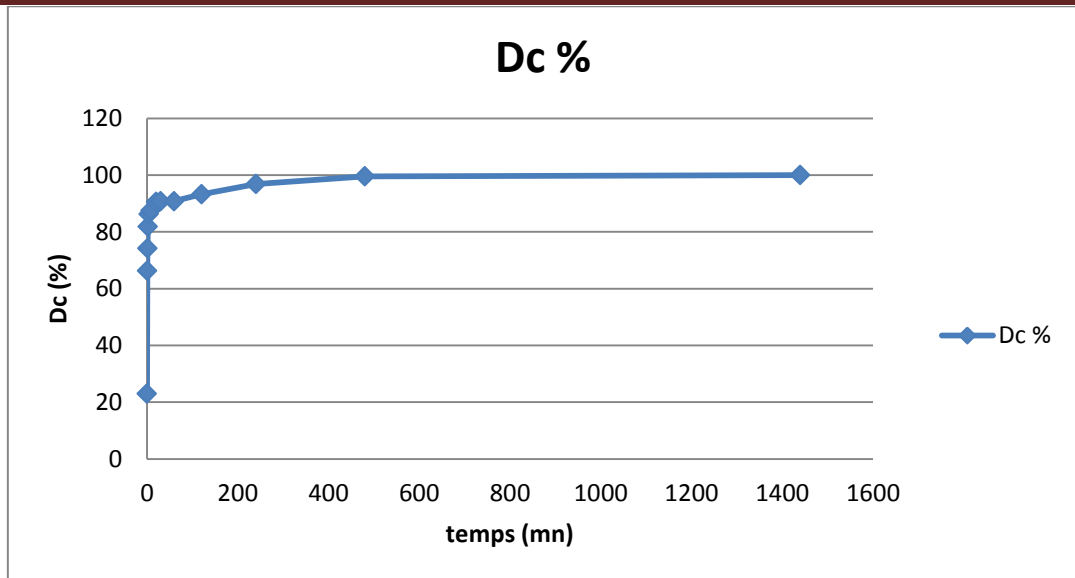


Figure III 8 : Variation du degré de collapse « DC» en fonction le temps.

- **Discussion** : à partir la courbe **FigureIII.8** :

Après inondation : on note que 90% de l'augmentation de la valeur de Dc dans les premiers 20mn et elle est presque stable après la 20^{ème} mn.

III.2.Cisaillement.

III.2.1.Le but :



Figure III 9 : Appareille de cisaillement

Il s'agit de déterminer expérimentalement la courbe intrinsèque d'un sol , et la caractéristique mécaniques de sol , puis en déduire les paramètres de cisaillement qui permettent d'estimer la contrainte de rupture sous une fondation



Figure III 10 : la boîte de cisaillement

III.2.2.Appareillages :

L'appareillage spécifique a l'essai comprend :

- La bâti : la boîte de cisaillement **Figure III.10** (deux demi-boîte qui peuvent se déplacer horizontale)
- Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette
- Le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps

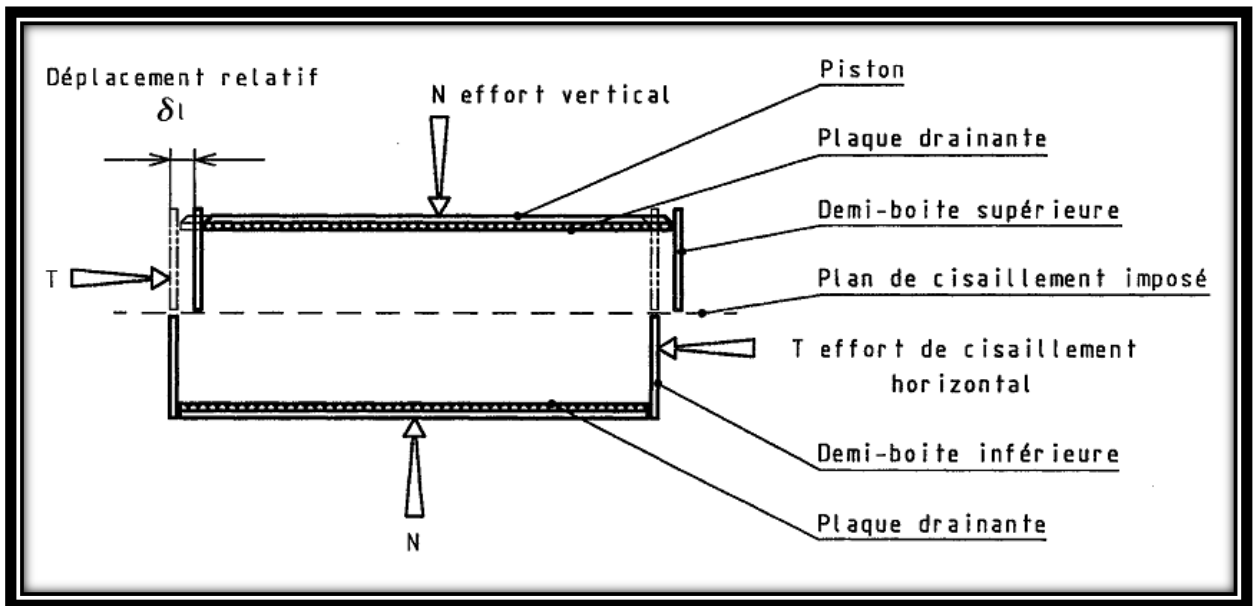


Figure III 11 : la boîte de cisaillement

III.2.3. Préparation d'échantillon :

Prélever des échantillons de sol avec des proportions variables d'argile (rouge + sable) et le mettre dans une boîte de cisaillement en deux étapes, à chaque fois on change le nombre des coups sur l'échantillon comme il est indiqué dans le tableau suivant :

Argile %	Sable %	Nombre des coups	Eau %
10	90	2(10)-2(20)-2(40)	2 %
15	85		
30	70		

Tableau III.4. Les sols reconstitués.

III.2.4. Préparation de sol :

En utilisant des échantillons mélangés d'argile rouge et de sable selon les pourcentages indiqués dans le Tableau III. 4 et tous jours teneur en eau constante (2 %).

Nous utilisons pour le compactage sur l'échantillon une dame $M=471,31$ g et hauteur de chute 15 cm à chaque coup (.Figure III.12).

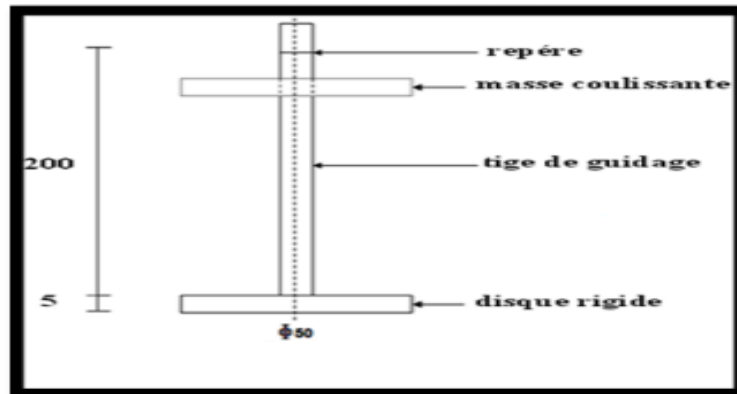


Figure III 12 : la dame.

III.2.5. Mise en place de la boîte sur la machine :

On met la boîte dans la machine de cisaillement (Figure III.-1-) et nous avons configuré et ajusté au début de l'expérience comme suit:

- On applique sur la face supérieure de l'éprouvette un effort vertical (N) 100-200 et 400 kPa
- avec les données suivantes :

La vitesse de cisaillement : 1mm/mn

La Course : 10 mn

Le cycle : 0

Et à la fin on désolidarise les deux demi boites en enlevant les goupilles.

III.2.6. résultats des essais de cisaillement à la boîte

L'objectif de cette partie expérimentale, en premier, est la détermination des paramètres de cisaillement sol et qui sont : l'angle de frottement interne φ , la cohésion C et la résistance au cisaillement.

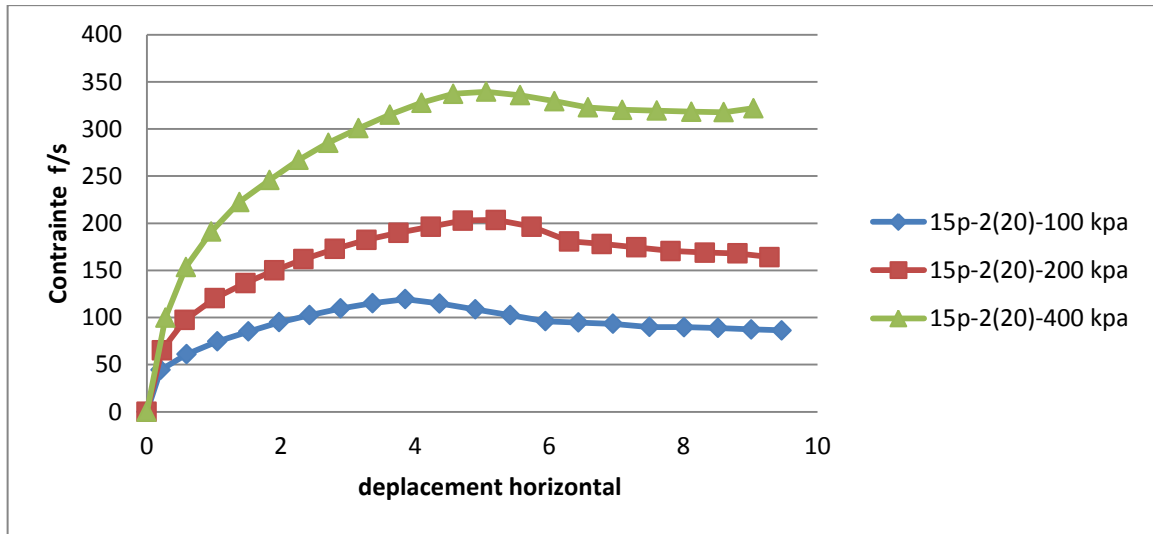


Figure III 13 : contrainte normal de cisaillement en fonction de déplacement horizontal

15% argile-2(20)			
Contraint N (kpa)	100	200	400
Résistance τ (kpa)	119,44	203,61	339,44

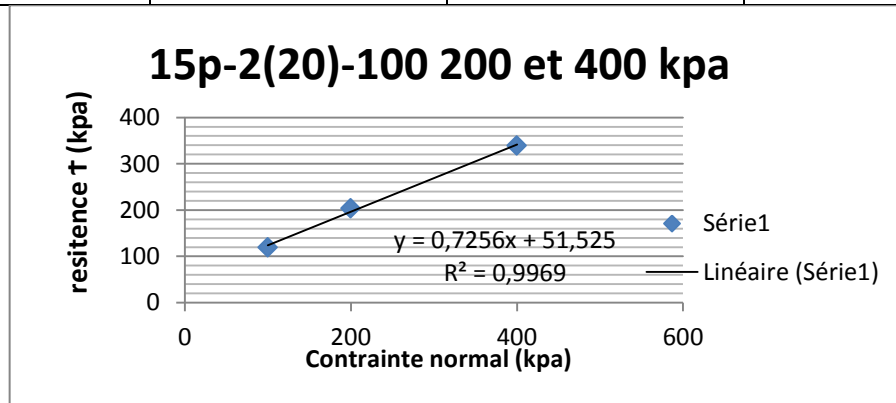


Figure III 14 : contrainte normal en fonction de contrainte tang.

III.2.7. les valeurs C et ϕ :

Essai n° :	1			2			3		
Argile(%)	10			15			30		
Nbr des coups	2(10)	2(20)	2(40)	2(10)	2(20)	2(40)	2(10)	2(20)	2(40)
C	43.61	30.27	28.6	30	51.52	50.96	26.52	36.64	6.2
ϕ	35.25	38.49	40.11	38.41	35.96	36.80	38.48	37.75	47.36

Tableau III. 5 : présenté C et ϕ

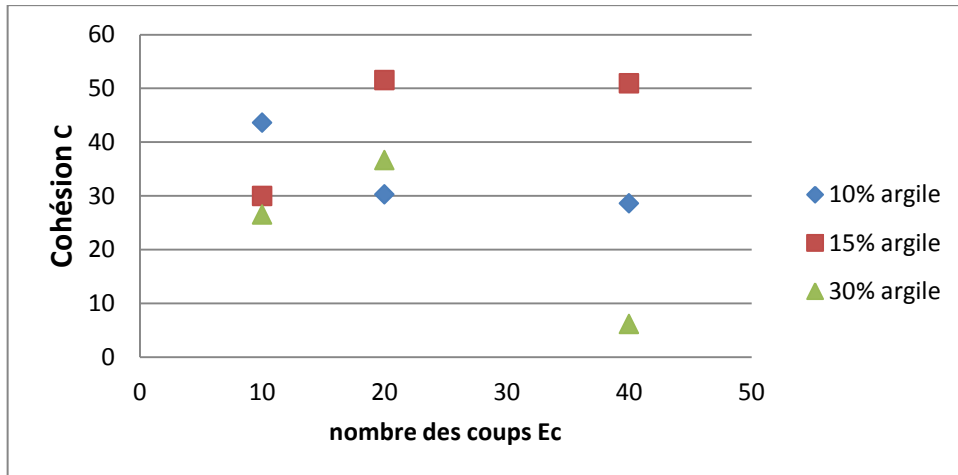


Figure III 15 : nombre des coups Ec en fonction de cohésion C

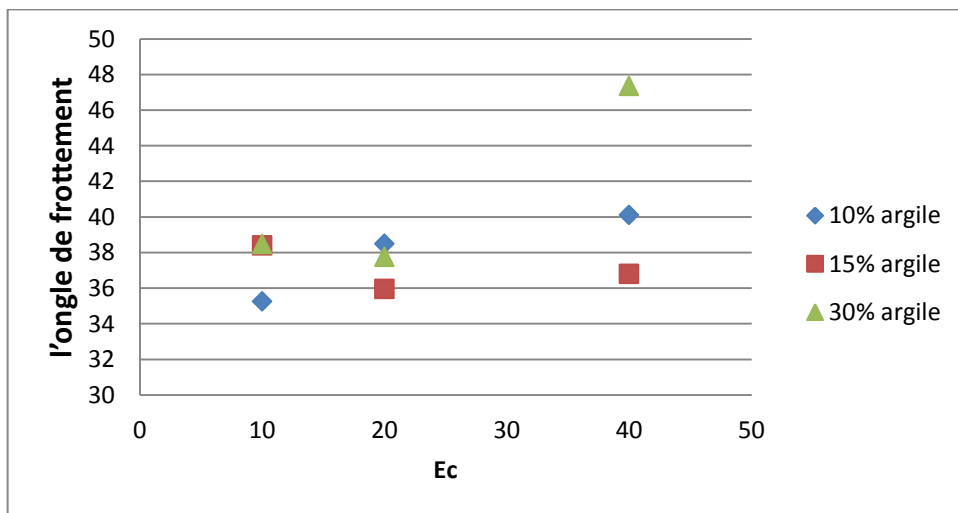


Figure III 16 : nombre des coups Ec en fonction de l'angle de frottement

Discussion :

Figure.III.15 : lorsque le pourcentage d'argile 10% et pour un compactage $E_c=2(10)$ la cohésion est maximale.

Et lorsque le pourcentage d'argile est 15%, pour les compactages $E_c=2(20)$ et $E_c=2(40)$ la cohésion atteint une valeur plus grande par rapport au compactage $E_c=2(10)$.

Figure.III.16: les valeurs de l'angle de frottement interne ϕ sont comprises entre (35 à 40°). Pour les trois pourcentages d'argile et les trois niveaux de compactage.

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.2.8. les tableaux et les courbes suivant présenté les résistances de cisaillement en fonction de pourcentage d'argile de chaque charge (100-200 et 400 kpa)

2(10)			
argile (%)	$\sigma=100$ kpa	$\sigma=200$ kpa	$\sigma=400$ kpa
10	113,33	186,38	303,88
15	111,66	185	348,33
30	107,5	182,77	344,72

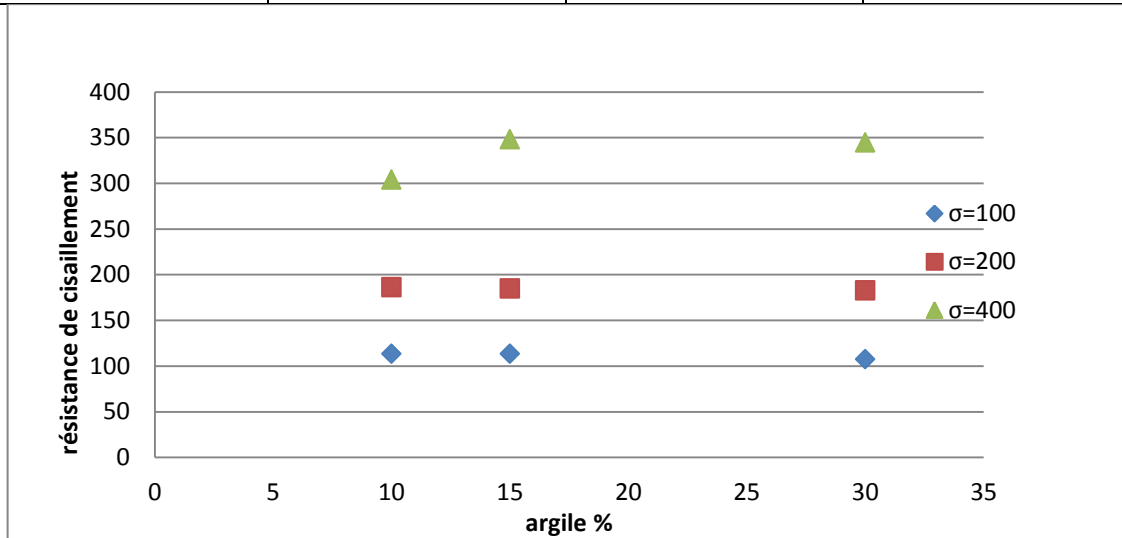


Figure III 17 : courbe, argile % en fonction de résistance de cisaillement ($E_c=10$)

2(20)			
argile (%)	$\sigma=100$	$\sigma=200$	$\sigma=400$
10	105,55	195,55	346,11
15	119,44	203,61	339,44
30	115,83	188,05	347,22

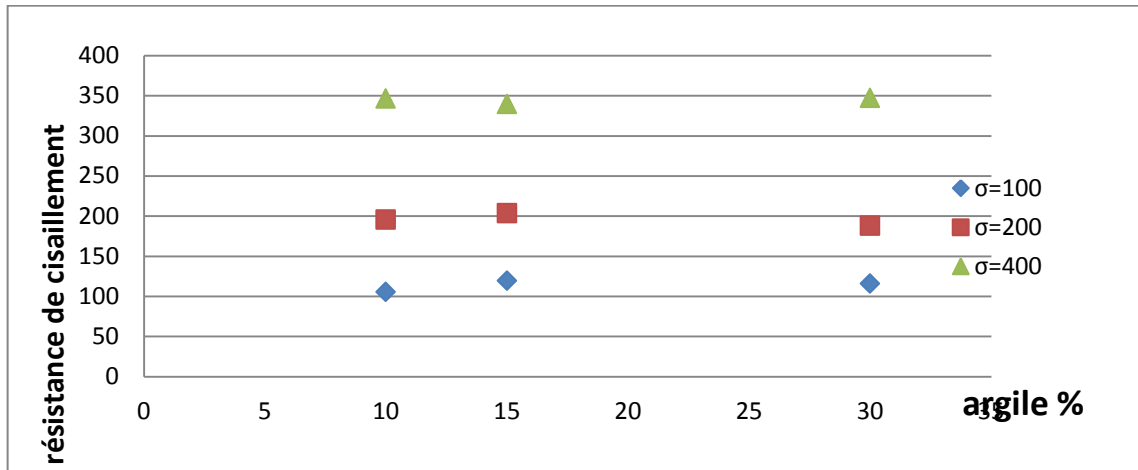


Figure III 18 : courbe, argile % en fonction de résistance de cisaillement ($E_c=20$).

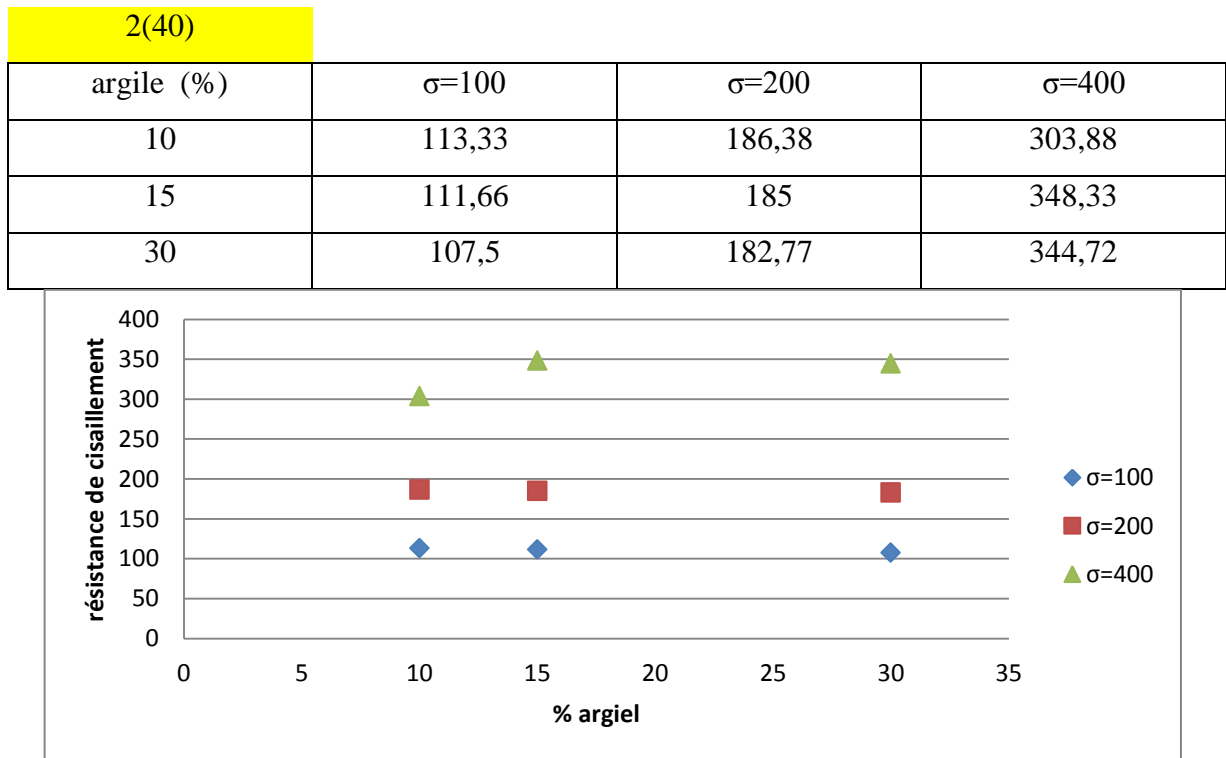


Figure III 19 : courbe, argile % en fonction de résistance de cisaillement ($E_c=40$).

Commentaire : à partir des tableaux et les courbes au-dessus : lorsqu'on augmente le pourcentage d'argile on note une faible diminution de la résistance au cisaillement.

III.2.9. et les tableaux et les courbe suivant présenté les résistances de cisaillement en fonction de nombre des coups de chaque charge (100-200 et 400 kpa)

10% argile

Ec	$\sigma=100$	$\sigma=200$	$\sigma=400$
2(10)	113,33	186,38	303,88
2(20)	105,55	195,55	346,11
2(40)	113,33	186,38	303,88

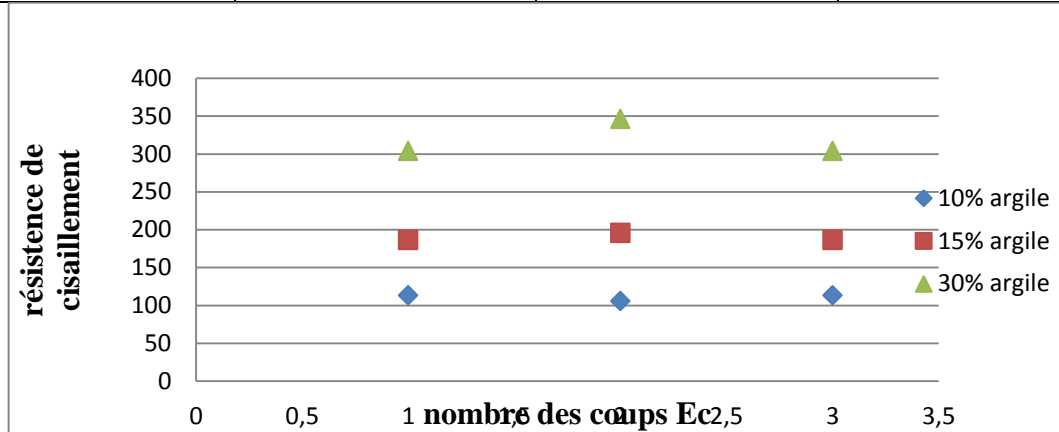


Figure III 20 : Ec en fonction de résistance de cisaillement (10% argile)

15% argile

Nbr de coups	$\sigma=100$	$\sigma=200$	$\sigma=400$
2(10)	111,66	185	348,33
2(20)	119,44	203,61	339,44
2(40)	111,66	185	348,33

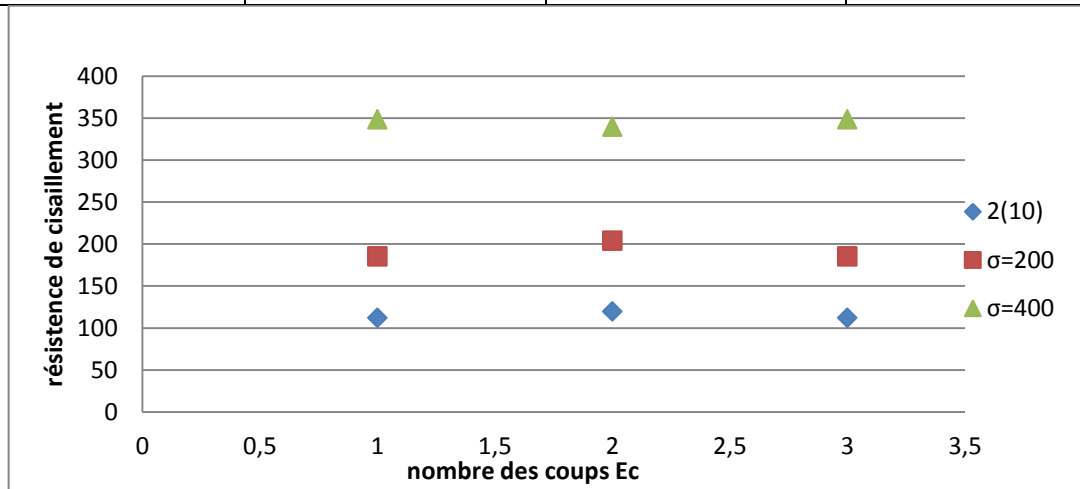


Figure III 21 : courbe ; Ec en fonction de résistance de cisaillement (15% argile).

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

30 % argile			
Nbr de coups	$\sigma=100$	$\sigma=200$	$\sigma=400$
2(10)	107,5	182,77	344,72
2(20)	115,83	188,05	347,22
2(40)	107,5	182,77	344,72

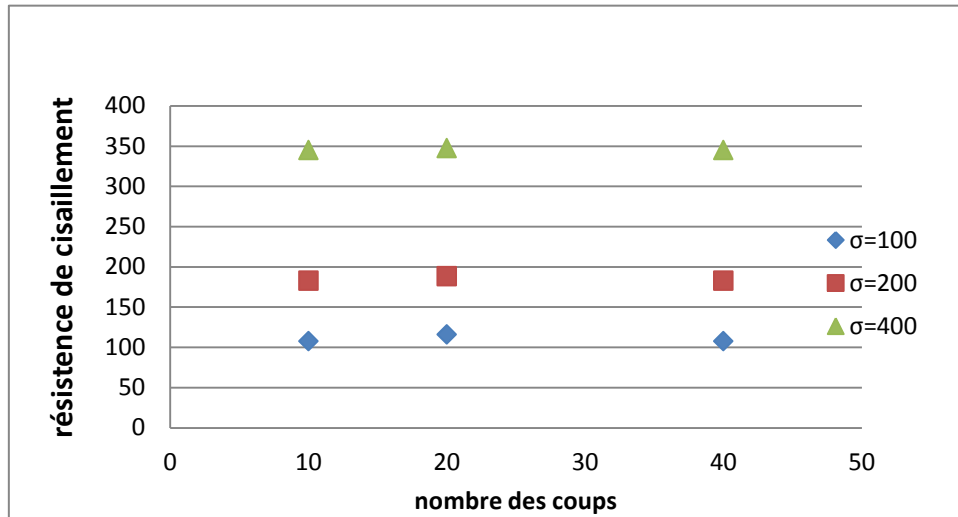


Figure III 22 Ec en fonction de résistance de cisaillement (30% argile).

Commentaire : à partir les Figure III.20 Figure III.21 Figure III.22 :

Lorsqu'on augmente l'énergie de compactage, la résistance au cisaillement reste presque constante.

Chapitre III Essais principaux, présentation des résultats et discussion

- III.2.10. Le tableau et les courbes suivant présenté les résistances de cisaillement et les valeurs du Cp de chaque essai dans le pourcentage d'eau constante 2% .

Les Essais	1			2			3		
Argile (%)	10			15			30		
Nbr Des Coups	2(10)	2(20)	2(40)	2(10)	2(20)	2(40)	2(10)	2(20)	2(40)
résistances de cisaillement (100 kpa)	113,3 3	105,5 5	117,7 7	111,6 6	119,4 4	116,9 4	107,5	115,8 3	127,2 2
résistances de cisaillement (200 kpa)	186.3 8	195.5 5	189.7 2	185	203,6 1	213,8 8	182,7 7	188,0 5	217,2 2
résistances de cisaillement (400 kpa)	303.8 8	346.1 1	368.0 5	348,3 3	339,4 4	345,8 3	344,7 2	347,2 2	326,3 8
Cp	9.1	6.6	6.54	8.89	9.79	7.26	9.82	9.05	9.73

Tableau III. 6 : les valeurs des résistances de cisaillement et Cp.

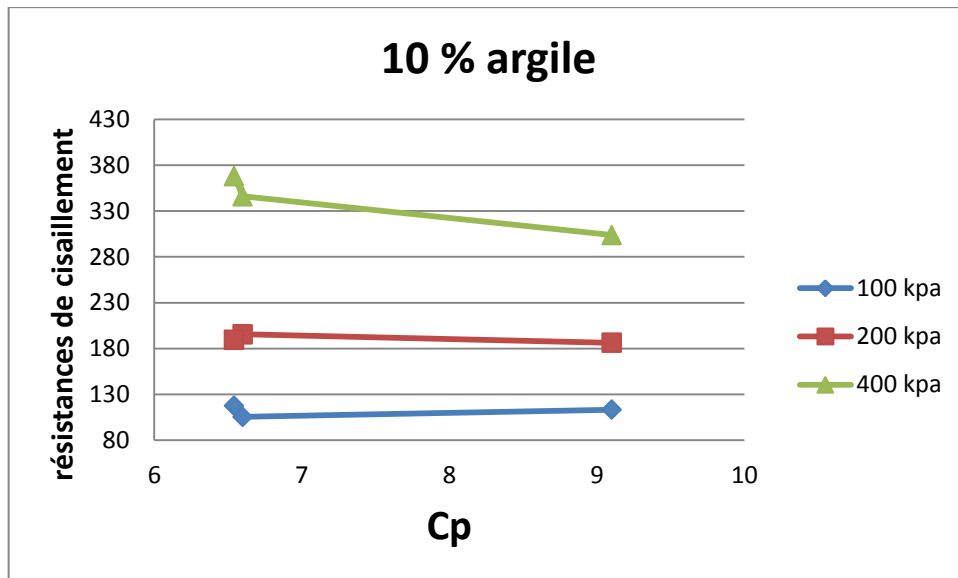


Figure III 23 : résistance de cisaillement en fonction de Cp (10% argile).

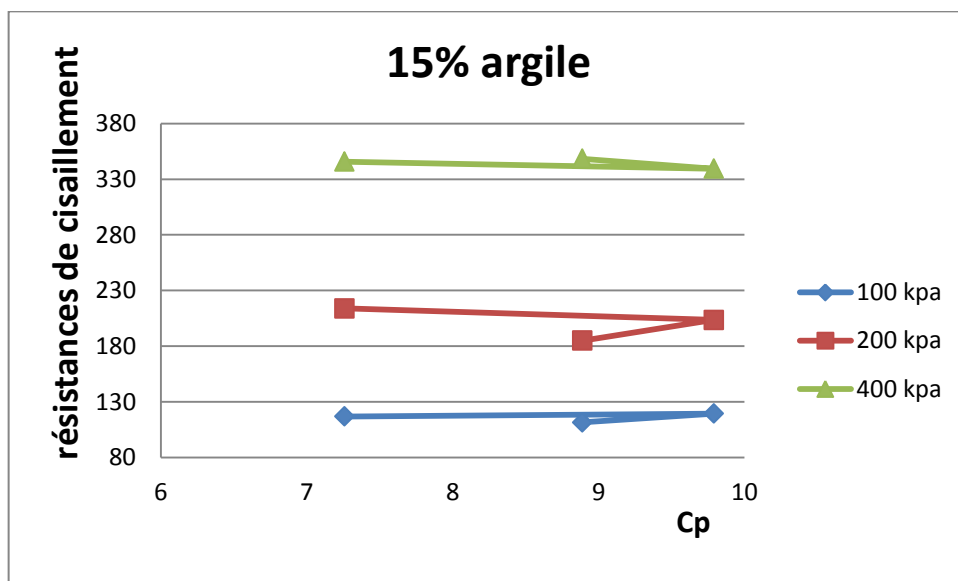


Figure III 24 : résistance de cisaillement en fonction de Cp (15% argile).

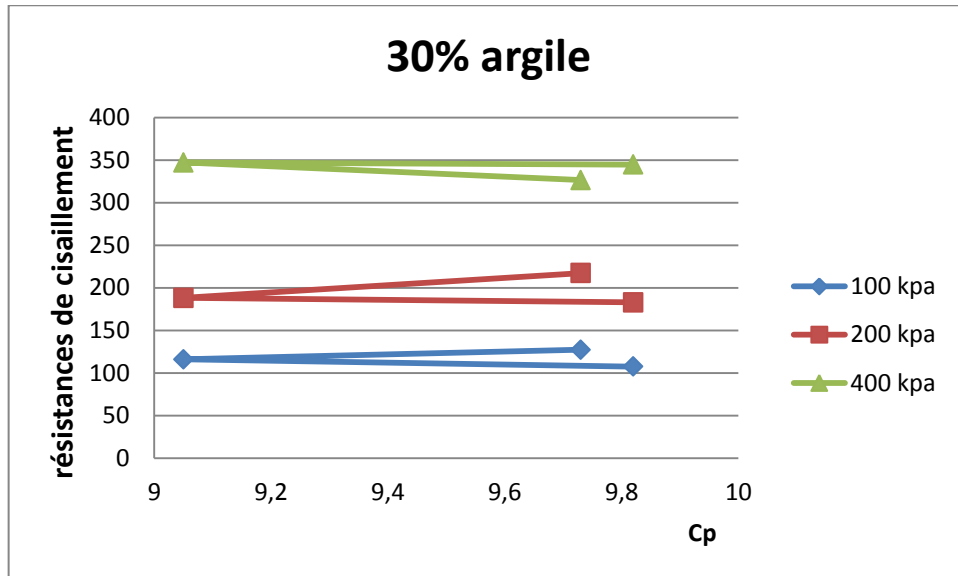


Figure III 25 : résistance de cisaillement en fonction de Cp (30% argile).

- **Discussion :**

Lorsque le potentielle d'affaissement augmente, la résistance au cisaillement diminue sensiblement.

***Chapitre IV : Conclusion,
recommandation et perspective.***

❖ Conclusion générale :

Dans ce mémoire, nous avons donné un aperçu général sur les sols affaissables. afin d'être à jour sur les connaissances actuelles concernant ces sols. cette étude a été établie dans le but de mieux comprendre l'influence du compactage et la teneur en argile sur les caractéristiques de résistance des sols affaissable vis-à-vis du cisaillement

Les principales conclusions qui peuvent être tirées de cette étude expérimentale sont :

- Les types des sols affaissables les plus répandues dans le monde sont : les dépôts éoliens (les lœss), les dépôts alluvionnaires, les sols résiduels et d'autres types des sols fabriqués artificiellement.
- Les méthodes de caractérisation sont : Méthodes empiriques, Essais œdométrique (simple ou double) et Les méthodes théoriques.
- La formation artificielle d'un sol susceptible à l'effondrement, au laboratoire, peut être obtenue par mélange de matériaux granulaire (sable et argile), compactés à une teneur en eau très inférieure à l'optimum Proctor.
- Les sols affaissables ont une structure en nids d'abeilles, dont les grains sont retenus sur place par une liaison matérielle ou une force. Ce lien est susceptible d'être réduit ou supprime par addition d'eau, dans ce cas les gros grains glissent les uns par rapport aux autre, tout en remplissent les vides qui les entourent. Donc la résistance de ces sols n'est que temporaire.
- La valeur de C_p croissante entre le pourcentage d'argile de 15 à 30%, quand le pourcentage d'argile augmente la valeur de C_p diminue.
- Quand l'énergie de compactage E_c augmente, le potentiel de collapse « C_p » diminue et d'autant plus que la teneur en argile augmente.
- on note que 90% du tassement se produit dans les premières 20mn, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol reconstitué de cette étude.
- la cohésion augmente et l'angle de frottement interne ϕ reste constant avec l'augmentation du pourcentage d'argile initiale et le nombre de coups.
- Quand augmente le pourcentage d'argile on note une diminution de la résistance au cisaillement.
- La valeur de résistance de cisaillement maximal est entre le domaine de pourcentage d'argile 15 à 30%.

- Lorsque le potentielle d'affaissement augmente, la résistance au cisaillement diminue sensiblement.
- ❖ **Limitations de cette étude et perspectives :**
 - ✚ Les essais sont réalisés sur des échantillons de sols reconstitués, on préfère bien les valider sur des échantillons de sol naturel.
 - ✚ Dans cette étude, l'utilisation de trois pourcentages d'argile seulement, utiliser plus les pourcentages pour des résultats plus précis et leur impact sur l'affaissement du sol.
 - ✚ On doit effectuer des études plus poussées portant sur l'angle de frottement et la cohésion afin de connaître leurs effets sur l'affaissement du sol.

Références bibliographiques

- ◆ **(1): Bahloul Ouassila :** (étude de l'influence des sels sur le taux et l'amplitude de l'affaissement d'un sol à effondrement brusque par différentes contraintes verticales. thèse de doctorat Université Hadj lakhdar -Batna 2015.)

- ◆ **(2) : Touil lakhder :** (l'influence du potentiel d'effondrement sur la résistance de cisaillement des sols affaissables)

Mémoire de master génie civil Université de M'sila Hadj (2015/2016).

- ◆ **(3) : LAOUAR MOHAMED SALAH :** (PRÉDICTION DES SOLS AEFONDREMENT BRUSQUE PAR DES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES)
Thèse de Doctorat en Sciences Option Mécanique des sols Université Hadj lakhdar -Batna.

- ◆ **(4) : BOUDRAF Tarek :** (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) mémoire de master génie civil université de M'SILA (2015/2016).

- ◆ **(5) : AOUIDJI Mohamed :** (Etude de l'influence du traitement chimique par les silicates de sodium sur le potentiel d'affaissement d'un sol à effondrement brusque.) mémoire de master génie civil université de M'SILA.

❖ .Normes :

- **NF P 94 -056** AFNOR (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais - Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.
- **NF P94-071-1** Sols: reconnaissance et essais (Essais de cisaillement).
- **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

Références bibliographiques

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