

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

DOMAINE : SCIENCES ET  
TECHNOLOGIES

FILIERE : GENIE CIVIL



FACULTE : TECHNOLOGIE  
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL  
N° D'ORDRE: .....

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE EN VUE DE L'OBTENTION DU  
DIPLOME DE MASTER

Présenté par :

**Bouh Mohamed Ahmed Salém**

**Itawel Oumrou EL Hacem**

INTITULE

**L'influence de la granulométrie des grains  
( $> 80\mu\text{m}$ ) sur la résistance de cisaillement des sols  
affaissables**

Soutenue le 21 /09/ 2019 devant le jury composé de :

<b>RAHMOUNI Z.ELABIDINE</b>	<b>UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA</b>	<b>Président</b>
<b>BELOUAHRI BRAHIM</b>	<b>UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA</b>	<b>Encadreur</b>
<b>AHMED SEDDIKI</b>	<b>UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA</b>	<b>Examinateur</b>
<b>LAKHDAR MEKKI</b>	<b>UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA</b>	<b>Examinateur</b>

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2018/ 2019



السلام عليكم ورحمة الله وبركاته

## DEDICACES



*Je dédie ce modeste travail à:*

✚ *Ma mère Nejah .*

✚ *Mon père Ahmed Salém .*

*qui m'ont toujours soutenu durant tous les périodes de vie, que dieu le tout puissant les protègent et les gardent.*

✚ *Ma grande mère Fatimettou .*

✚ *Mes tantes Nevissa , Alya et Aziza .*

✚ *Mes sœurs et mes frères.*

✚ *Toute la famille « Bouh ».*

✚ *Tous mes amis intimes.*

✚ *A tous ce qui ont aidés de loin ou de près pour la réalisation de ce mémoire.*

✚ *Toute la promotion 2018 /2019.*

*Bouh Mohamed*

## DEDICACES



*Je dédie ce modeste travail à:*

- ✚ Ma mère YACINE Fall*
- ✚ Mon père Itawal Oumrou*  
*qui m'ont toujours soutenu durant tous les périodes de*  
*vie, que dieu le tout puissant les protègent et les gardent.*
- ✚ Mes sœurs et mes frères.*
- ✚ Toute la famille « el bechir».*
- ✚ Tous mes amis intimes.*
- ✚ A tous ce qui ont aidés de loin ou de près pour la*  
*réalisation de ce mémoire.*
- ✚ Toute la promotion 2018 /2019.*

*Itawel Oumrou Hassen*



## 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 professeures 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.



## SOMMAIRE

I. Introduction générale :.....	1
1. L'objectif de la mémoire :.....	2
2. Problématique :.....	2
3. Structure du mémoire: .....	2
<b>CHAPITRE I:APERÇU GENERALE SUR LES SOLS AFFAISSABLES</b>	
I.1- Introduction .....	4
I.2- Définitions des sols affaissables .....	4
I.3- Les dénominations des sols affaissables .....	5
I.4- Formation des sols affaissables .....	5
I.5-Répartition des sols affaissablesa travers le monde .....	6
I.6-Quelque propriétés physiques des sols affaissables.....	6
I.6-1 Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) .....	6
I.6-2 Le poids volumique ( $\gamma_v$ ) .....	6
I.6-3 Le teneur en eau ( $\omega$ ) .....	6
I.6-4 La porosité (n) .....	7
I.6-5 l'indice de vide(e) .....	7
I.6-6 Les limites d'atterbergs .....	7
I.7- Les causes d'inondation des sols affaissables .....	7
I.8-Classement des sols affaissables.....	8
I.8-1-Groupe 1 .....	8
I.8-2- Groupe 2 .....	8
I.9- Types des sols affaissables .....	8
I.9-1- Les loess .....	9
I.9-2-Les sols éoliens (transportés par le vent).....	9
I -9-3- Les sols alluviaux (transportés par l'eau) .....	9
I -9-4- Les sols résiduels.....	9
I.10- Autres types des sols affaissables .....	10
I.11- Les mécanismes de l'affaissement.....	10
I.12- Les paramètres qui influent sur l'effondrement .....	13
I -12-1- Influence des particules fines (<80 $\mu$ m) sur le CP.....	14
I -12-2-Influence de la contrainte verticale (p) sur le Cp .....	15
I.13-Méthodes de traitement des sols affaissables .....	15

I.13-1-Traitement par compactage .....	16
I.13-2-Traitement par pré mouillage .....	17
I.13-3-Traitement chimique .....	17
I.13-4- Traitement par pré chargement .....	18
I.13-5- Traitement par colonne ballastée .....	19
I.13-6-Traitement par substitution .....	20
I.13-7-Traitement par injection .....	20
I.13-8-Le choix des techniques de traitement des sols .....	20
I.14-Prédiction de l'affaissement .....	22
I.15-Les méthodes prédictives d'affaissement.....	22
I-15-1- Méthodes empiriques.....	22
I.15-2-Méthodes expérimentales .....	26

## **CHAPITRE II: MATERIAUX, MATERIELS ET ESSAIS**

### **PRELIMINAIRES**

II.1- Introduction .....	30
II.2- Matériaux .....	30
II.2.1- Description des sols .....	30
II-2-2- le sable .....	30
II-2-3- L'argile (rouge).....	31
II-2-4- Le sol reconstitué .....	31
II.2.5- L'eau d'inondation .....	31
II.2.6- Reconstitution des sols d'essais .....	31
II.3- Programme d'essais préliminaires .....	31
II.3.2-Équivalent de sable (ES) .....	35
II.3.3- Limite d'Atterberg .....	39
II.3.4- Essais Proctor .....	43
II.3.5- L'essai au bleu de méthylène .....	46
II.3.6- Masse volumique absolue $\rho_s$ .....	47

## **CHAPITRE III: ESSAIS PRINCIPAUX, RESULTATS ET DUSCUSSION**

III.1 Introduction .....	51
III.2- Essai œdométrique.....	51
III.2.1- odomètre .....	52
III.2.2-Description de l'appareillage .....	52

III.3-Principe de l'essai .....	52
III.3.1-Les poids .....	53
III.3.2-Préparation de l'éprouvette .....	53
III.3.3-Cellule œdométrique .....	53
III.3.4-saturation de la cellule .....	55
III.3.5-Dame de compactage .....	55
III.4-Exécution d'essai .....	55
III.4.1-Les principaux paramètres déduits de l'essai œdométrique .....	56
III.4.2-mise en place de l'éprouvette .....	57
III.4.3-La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective ....	57
III.5- Résultats d'essais .....	58
III.6 Analyse et discussion des résultats .....	69
III.6.1 -Vérification l'affaisabilité du sol reconstitué .....	69
III.6.2 Vérification de la répétabilité des essais œnométriques.....	70
III.6.3 Vérification du la densité sèche ( $\rho_s$ ) sur l'affaissement des sols .....	70
III.6.4 Influence du coefficient d'uniformité sur le potentiel de collapse. ....	70
III.6.5 Influence du coefficient de courbure sur le potentiel de collapse.....	70
III.6.6 Influence du coefficient d'uniformité sur le degré de collapse .....	70
III.6.7 Influence du coefficient de courbure sur le degré de collapse .....	71
III.7 Essai de cisaillement direct sur les sols .....	71
III.7.1. But de l'essai .....	71
III.7.2. Le Principe de l'essai .....	71
III.7.3 Appareillage spécifique .....	71
III.7.4 Procédure de l'essai .....	73
III.7.5 Influence du coefficient d'uniformité sur la résistance de cisaillement.....	79
III.7. 6 Influence du coefficient de courbure sur la résistance de cisaillement.....	79

## **CHAPITRE IV: CONCLUSION RECOMMANDATION, PERSPECTIVE**

Conclusion générale .....	82
Limitation de cette étude .....	82
Perspectives .....	82
Références Bibliographiques .....	84
Résume .....	86

# Liste des figures

## Chapitre I

Fig. I.01 : Liaison par tension capillaire.....	12
Fig. I.02 : Liaison par silt.....	12
Fig. I.03 : Liaison par de l'argile floclé.....	12
Fig. I.04 : Liaison par des agrégats d'argile.....	12
Fig. I.05 : Un rouleau compacteur.....	16
Fig. I.06:Compactage dynamique.....	17
Fig. I.07 Étapes du vibrocompactage.....	17
Fig. I.08:Traitement chimique à la chaux et au ciment.....	18
Fig. I.09 :principe de traitement par préchargement.....	18
Fig. I.10: Mise en œuvre des colonnes ballastées.....	19
Fig. I.11: Traitement par injection.....	20
Fig. I.12: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.....	22
Fig. I.13: Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara.....	24
Fig. I.14 : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).....	27

## Chapitre II

Fig. II.01 : Les Sables.....	30
Fig. II.02 : L'argile rouge.....	31
Fig. II.03: Série des tamis sur la tamiseuse.....	32
Fig. II.04 : Courbe granulométrique de sable(A).....	33
Fig. II.05 : Courbe granulométrique de sable(B).....	34
Fig. II.06 : Courbe granulométrique de sable(C).....	35
Fig. II.7 : Appareillage équivalent de sable.....	36
Fig. II.08:Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.....	39
Fig. II.09 : Les étapes de la limite de liquidité.....	40
Fig. II.10 : Les étapes de la limite de plasticité.....	40
Fig. II.11 : Position de l'argile rouge dans l'abaque Casagrande.....	42
Fig. II.12 : Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).....	43
Fig. II-13: mode opératoire de Proctor.....	44
Fig. II-14: courbe Proctor.....	45
Fig. II.15 : Mode opératoire L'essai au bleu de méthylène.....	46
Fig. II.16 : Masse volumique absolue $\gamma_s$ (pycnomètre).....	48

### Chapitre III

Fig. III.01: Appareille odomètre .....	51
Fig. III.02:Détail œdomètre. ....	52
Fig. III.03: Cellule œdométrique.....	53
Fig. III.04 : composition de cellule. ....	55
Fig. III.05 : dame de compactage.....	55
Fig. III.06: Mode opératoire de l'essai œdométrique. ....	56
Fig. III.07 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	58
Fig. III.08 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	59
Fig. III.09 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	59
Fig. III.10 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	60
Fig. III.11 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	61
Fig. III.12 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	61
Fig. III.13 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	62
Fig. III.14 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	63
Fig. III.15 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	63
Fig. III.16 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	64
Fig. III.17 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	65
Fig. III.18 : courbe œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).....	65
Fig. III.19 : la variation du $C_u$ en fonction du $C_p$ .....	68
Fig. III.20 : la variation du $C_c$ en fonction du $C_p$ .....	69
Fig. III.21 : courbe de degré collapse DC moy en fonction de temps.....	69
Fig. III.22 : La machine de cisaillement:.....	72
Fig. III.23: Appareillage de cisaillement. ....	72
Fig. III.24:La boîte de cisaillement.....	73
Fig. III.25: courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement du sol reconstitue A, force en fonction du déplacement. ....	75
Fig. III.26: l'effort de cisaillement en fonction de contraint verticale .....	75
Fig. III.27: courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement du sol.....	76
Reconstitue B, force en fonction du déplacement.....	77
Fig. III.28: l'effort de cisaillement en fonction de contrainte verticale.....	77
Fig. III.29: courbe de contrainte déformation d'essai de cisaillement du sol.....	78
Reconstitue C, force en fonction du déplacement.....	78
Fig. III.30: l'effort de cisaillement en fonction de contrainte verticale.....	78

Fig. III.31: la résistance de cisaillement en fonction de coefficient d'uniformité .....	79
Fig. III.32: la résistance de cisaillement en fonction de coefficient de courbure.....	80

# Liste des tableaux

## Chapitre II

Tableau II.01 : Granulométrie par tamisage du sable(A).....	33
Tableau II.02: Granulométrie par tamisage du sable(B).....	34
Tableau II.03 : Granulométrie par tamisage du sable(C).....	35
Tableau II.04 : Caractéristique de sable (ES).....	36
Tableau II.05 : Equivalent de sable visuel .....	37
Tableau II.06 : Equivalent de sable par piston .....	37
Tableau II.07 : Equivalent de sable visuel .....	37
Tableau II.08 : Equivalent de sable par piston .....	38
Tableau II.09 : Equivalent de sable visuel .....	38
Tableau II.10 : Equivalent de sable par piston .....	38
Tableau II.11 : la limite de liquidité de l'argile rouge .....	41
Tableau II.12 : La limite de plasticité de l'argile rouge.....	41
Tableau II.13 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité .....	42
Tableau II.14 : Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué.....	45
Tableau II.15: Valeur de bleu de méthylène : argile rouge.....	47
Tableau II .16: Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué (A).....	47
Tableau II .17: Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué (B).....	47
Tableau II .18: Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué (C).....	47
Tableau II.19: Poids spécifique d'argile rouge.....	48
Tableau II.20: Poids spécifiques du sable (A).....	49
Tableau II.21: Poids spécifiques du sable (B).....	49
Tableau II.22: Poids spécifiques du sable (C).....	49

## Chapitre III

Tableau III.01 : Programme des essais œdométrique. ....	57
Tableau III.02: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	58
Tableau III.03: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	58
Tableau III.04: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	59
Tableau III.05: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	60
Tableau III.06: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	60
Tableau III.07: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	61
Tableau III.08: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , EC = 20 coups). ....	62

Tableau III.09: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).	62
Tableau III.10: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).	63
Tableau III.11: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).	64
Tableau III.12: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).	64
Tableau III.13: résultats de l'essai œdométrique ( $w_0 = 2\%$ , $EC = 20$ coups).	65
Tableau III.14 : Caractéristique initiales du sol reconstitué au laboratoire.	66
Tableau III.15: D'essai répétable ( $W_0=2\%$ . $Ec=20$ ).du sol reconstitué (A).	66
Tableau III.16 : D'essai répétable ( $W_0=2\%$ . $Ec=20$ ). du sol reconstitué (B).	66
Tableau III.17 : D'essai répétable ( $w=2\%$ . $Ec=20$ ) du sol reconstitué (C).	67
Tableau III.18 : Résultats de calcul de $\Delta h_{moy}$ , indice de vide moyen.	67
Tableau III.19 : Résultats de calcul de degré de collapse.	68
Tableau III.20 : la relation en $C_u$ , $C_c$ et $C_p$ .	68
Tableau III.21: Programme des essais cisaillement Pour un sol reconstitué.	74
Tableau III.22: Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitue A ( $w_0=2\%$ , $Ec=20$ coups)...	74
Tableau III.23: Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitue A , force et déplacement ( $w_0=2\%$ , $Ec=20$ coups).....	74
Tableau III.24: Résultats d'essai de cisaillement sable B ( $w_0=2\%$ , $Ec=20$ coups) .....	76
Tableau III.25: Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitue B , force et déplacement ( $w_0=2\%$ , $Ec=20$ coups).....	76
Tableau III.26: Résultats d'essai de cisaillement sable C ( $w_0=2\%$ , $Ec=20$ coups). .....	77
Tableau III.27: Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitue C, force et déplacement ( $w_0=2\%$ , $Ec=20$ coups).....	77

# Liste des notations

$\omega$  : Teneur en eau.

$S_r$  : Degré de saturation.

$\tau$  : Contrainte tangentielle moyenne.

$\sigma$  : Contrainte de compression.

$U$  : La pression interstitielle.

$\gamma_s$  : Le poids volumique des grains solides.

$\gamma$  : Le poids volumique.

$n$  : La porosité.

$e$  : l'indice de vide.

$\sigma'$  : La contrainte effective.

$\sigma$  : Contrainte totale.

$\Delta H$  : Variation de la hauteur après mouillage.

$H_0$  : Hauteur initiale de l'échantillon.

$K$  : Coefficient d'affaissement.

$e_0$  : Indice des vides initial.

$W_1$  : Limite de liquidité.

$w_0$  : Teneur en eau initial.

$I_p$  : Indice de plasticité.

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau.

$\gamma_d$  : Poids volumique sec.

$G_s$  : Densité des grains solides.

$w_p$  : Limite de plasticité.

$n_0$  : Porosité du sol.

$\gamma_{dl}$  : Poids volumique sec à la limite de liquidité.

$\gamma_h$  : Poids volumique humide du sol.

$C_u$  : Coefficient d'uniformité du sol.

$e$  : L'indice des vides

$e_{moy}$  : L'indice des vides moyens

$C_c$  : Le coefficient de courbure.

$DC$  : le degré de collapse

$CP$  : potentiel de collapse

$P_{sec}$  : poids de sol sec.

S: section droite de l'éprouvette

$h_0$ : hauteur initiale de la cellule œdométrique.

$\Delta h$ : tassement observé au cours d'un cycle de chargement de 24h.

C : cohésion.

$\Phi$  : angle de frottement

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau

$\gamma_d$ : Poids volumique sec ;

$G_s$ : Densité des grains solides ;

# **INTRODUCTION**

## **GENERALE**

# INTRODUCTION GENERALE

---

## Introduction générale :

Plusieurs phénomènes qui déterminent le comportement des sols sont complexes et ne peuvent pas toujours être ramenés à des causes purement mécaniques, mais souvent d'autres facteurs (chimique, environnement... etc.) qui produisent un comportement inhabituel du sol. Ce groupe de sols est connu génériquement comme "Sols structurellement instables"

Les sols affaissables appelés dans la littérature anglo -saxonne « Collapsible soils » sont définis comme des structures non saturées (partiellement saturées) pouvant avoir une importante déformation potentielle après mouillage avec ou sans chargement. C'est -a – dire subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharges.

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

L'argile joue le rôle de ciment (liant) au niveau des contacts interarticulaires pour donner à la structure du loess une résistance considérable quand il est sec. Puisque l'argile constitue une fraction très faible par rapport à la masse totale du sol, une faible augmentation dans la teneur en eau peut affecter la résistance du sol. A l'état saturé, la structure du sol peut s'effondrer complètement sous une charge imposée (ou même sous son poids propre) et de larges tassements se produisent. Ce phénomène s'appelle affaissement.

Les sols affaissables ont une structure ouverte de masse volumique sèche relativement faible et d'indice des vides élevé. L'affaissement de ces sols forme un risque majeur aux constructions dans plusieurs régions du monde.

Le sud Algérien est formé en grande partie par ces sols affaissables ; notamment les investigations menées dans la région du sud Est de l'Algérie ont montré qu'ils étaient susceptibles d'affaissement. Ce problème spécial qui est une réalité au terrain nécessite une attention particulière, une étude approfondie et une certaine maîtrise de la part des spécialistes en géotechniques pour mieux comprendre ce phénomène « collapse » et de déterminer les facteurs qu'ils gouvernent afin de trouver les solutions techniques pour stabiliser ces sols à risques.

# INTRODUCTION GENERALE

---

## 1. L'objectif de la mémoire :

L'objectif de notre recherche est étude de l'influence de la granulométrie des grains ( $> 80\mu\text{m}$ ) sur la résistance de cisaillement des sols affaissables, lors de l'inondation des sols affaissables. En plus d'une série d'essais œdométriques et d'essais de cisaillement, avec fixation énergie de compactage teneur en eau et, nécessaires pour la détermination des potentiels d'effondrement et la résistance de cisaillement.

## 2. Problématique :

Les sols affaissables sont connus par leur tassement excessif et brusque après avoir été inondés par l'eau. Quand ils sont dans un état partiellement saturé, leurs résistances vis-à-vis de la compression et du cisaillement sont très élevées, ce qui représente un danger pour la stabilité des ouvrages fondés sur ces types de sol. Ce thème a pour objectif principal d'analyser l'influence de la granulométrie des grains (de diamètres compris entre 2mm et 0.08mm) sur la résistance de cisaillement de ces sols. Les essais principaux au laboratoire comporteront l'odomètre et le cisaillement à la boîte.

## 3. Structure du mémoire:

L'organisation de ce travail est établie comme suit :

- Chapitre I : Aperçu général sur les sols affaissables.
- Chapitre II : Matériaux, matériel et essais préliminaires.
- Chapitre III : Essais principaux, présentation des résultats et discussion.
- Chapitre IV : Conclusion, recommandation et perspective.
- Références Bibliographiques

**CHAPITRE I**

**APERÇU GÉNÉRALE SUR**

**LES SOLS AFFAISSABLES**

## I.1- Introduction

Des désordres importants causés par l'effondrement des sols ont été constatés dans de nombreuses régions du monde, notamment quand elles sont arides ou semi-arides. Ce problème spécial, qui est une réalité sur le terrain, nécessite de la part du géotechnicien une attention particulière et la maîtrise du phénomène.

Les sols affaissables ou « collapsibles » sont définis comme des structures partiellement saturées, pouvant subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharges.

Les sols affaissables sont des sols métastables, à structure ouverte lâche, de nature non saturés, se trouvant sous forme de dépôts. À l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison inter granulaire et peuvent supporter des charges très élevées. Cependant, la saturation, même sans chargement supplémentaire, provoque la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un réarrangement des particules du sol.

Les ouvrages sur les sols affaissables constituent un problème immense compte tenu des sinistres qu'ils causent aux ouvrages, Les méthodes de la prédiction des sols affaissables peut être faite à partir de trois méthodes :

Les méthodes empiriques, les méthodes expérimentales et les méthodes théoriques.

## 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. [1]

**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 (**S<sub>r</sub>**).
- ✚ 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, **Reginatto (1977)** suggère qu'à ces facteurs peuvent s'ajouter les interactions chimiques entre la saturation liquide et la fraction argileuse.

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

1. La plupart des définitions se limitent aux sols non saturés qui s'affaissent par saturation.
2. Toutes les définitions n'ont pas évalué la quantité de tassement qui se produit à cause de l'effondrement de la structure du sol.
3. Des auteurs ont utilisé des termes géotechniques comme consolidation qui pouvaient conduire à une confusion considérable selon la terminologie géotechnique.

En considérant que la caractéristique principale de la définition de ces sols est la structure ouverte initiale, Rogers a introduit l'affaissement du sol comme étant le changement d'une structure de l'état métastable à l'état plus stable. Finalement, il a défini le sol affaissable comme étant des sols à structure partiellement saturés qui subissent un réarrangement radical de leurs particules suivis d'une grande diminution de volume après inondation à l'eau avec ou sans chargement.

### I.3- Les dénominations des sols affaissables :

Parmi les nominations des sols Affaissables on note : [2]

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

### I.4- Formation des sols

Les sols effondrables sont celles où une augmentation de la contrainte provoque une forte baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée.

En mécanique classique des sols, les sols saturés ou les sols secs, le phénomène de l'effondrement est généralement associé à un changement dans l'état de la tension dans le sol, mais dans notre cas l'effondrement est causé par un agent externe (changement dans le taux d'humidité). [1]

Selon **Goldstein (1969)**, il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher ce phénomène.

**a-** Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'y a pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au-dessus de la zone mouillée.

**b-** Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les tassements sont extrêmes et dangereux englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre.

**c-** Une augmentation uniforme de la nappe phréatique souvent due à la recharge de ce dernier par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans ce cas les tassements sont uniformes et graduels.

**d-** Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau en raison par exemple de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation d'humidité.

### **I.5-Répartition des sols affaissables à travers le monde :**

Les sols affaissables macroporeux particulièrement les loess 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 Nouvelle Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions [2]

### **I.6-Quelques propriétés physiques des sols affaissables :**

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols affaissables Permet d'établir les caractéristiques principales des sols loessiques ou affaissables On peut énumérer : [3]

#### **I.6-1 Le poids volumique des grains solides ( $\gamma_s$ ) :**

La valeur des poids volumiques des grains solides varie de 25,1 à 28,4 KN/ m<sup>3</sup>

#### **I.6-2 Le poids volumique ( $\gamma_v$ ) :**

Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21,1 KN/ m<sup>3</sup>

#### **I.6-3 Le teneur en eau ( $\omega$ ) :**

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 affaissables peuvent servir comme indirect de la probabilité d'existence des propriétés d'affaissabilité de ces sols. La porosité totale des sols loessiques est comprise entre 30 et 60%.

**I.6-5 l'indice de vide(e) :**

L'indice de vide des sols loessiques est compris entre 42.85 et 150%

**I.6-6 Les limites d'atterbergs :**

Les valeurs de la limite de plasticité des loess 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. : [4]

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 la 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 : [1]

#### I.8-1 Groupe 1 :

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

#### I.8-2- Groupe 2 :

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

### I.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. [2]

Sont jugés comme Affaissables les sols suivants :

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

La majorité des dépôts des sols affaissables sont les sols éoliens, ou les sables et les silts qui ont été déposés par le vent .en plus de ces dépôts, il existe une variété d'autres types qui ont été identifiés comme des types possédant une structure instable ; parmi ceux-ci, on cite les sols alluviaux, les dépôts résiduels, sols des rejets des volcans et les remblais artificiels.

**I.9-1- Les loess :**

Le habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire Détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO<sub>3</sub>). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50 Pm. Ainsi au niveau granulométrique le est un limon .il contient, en proportion moindre.des sables et des argiles (ces dernières pouvant êtres agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonaté des grains il résulte, à la cour du pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (loess) peut être due à la proximité de la zone source loess et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009).

**I-9-2-Les sols éoliens (transportés par le vent) :**

Ces sols sont définis comme étant des structures non cohérentes ou de faible cohésion provenant des matériaux fins, transportes par le vent allant du loess (silts) au sable fin. Ils sont caractérisés par leur faible densité relative et leur faible liaison cimentée d'argile au-delà de la saturation. Ce sont les caractéristiques des régions ou le niveau de la nappe phréatique est à une grande profondeur de la surface du sol. Ces dépôts se trouvent parfois surmontés d'une coche étanche d'argile qui empêche la pénétration des eaux. à cet effet, même durant les périodes à faible ou moyenne précipitation, ces sols gardent l'arrangement des grains qui les forment et ne présentent pas de déformations ou ils sont partiellement modifiés. [1]

**I -9-3- Les sols alluviaux (transportés par l'eau) :**

Les dépôts alluviaux sont constitués principalement de sédiments lâches, qui sont déposés par les inondations brusques et de courte durée ou bien par les pluies qui tombent pendant les que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. [1]

**I -9-4- Les sols résiduels :**

**Ces sols sont les résultats des changements climatiques qui produisent la désintégration et l'altération mécanique des composants de la roche mère. Les dimensions des particules des sols résiduels sont variables. Ils peuvent être composés par de larges fragments des graviers, des sables, de silt, des particules colloïdales et dans certains cas, on trouve des matières organiques. La structure «collapsée » de ces sols est développée comme le résultat**

**de dissolution de la matière soluble et de la matière colloïdale. Cette dissolution crée ses structures instables avec un grand indice de vide. [2]**

### **I.10- Autres types des sols affaissables :**

D'autres types de sols peuvent présenter l'affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâche cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor. [2]

### **I.11- Les mécanismes de l'affaissement :**

La plus part des études effectués 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. [4]

**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 intergranulaires 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  $\sigma'$  dépasse la contrainte totale ( $\sigma' > \sigma$ ) 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 loess.

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

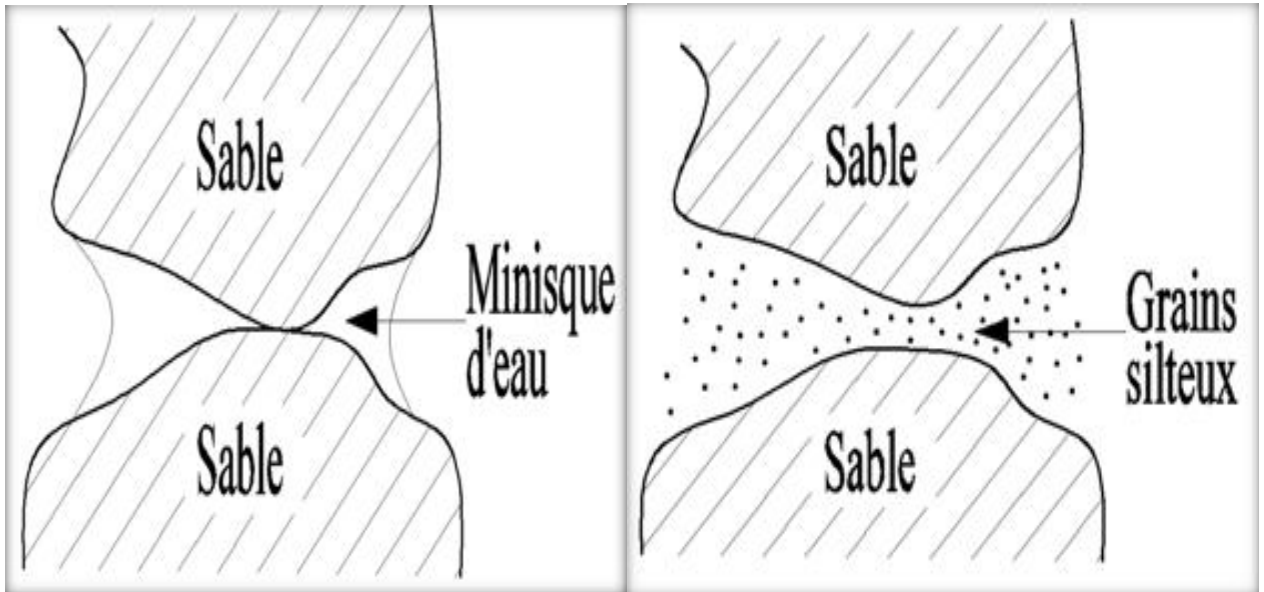


Fig. I.01 : Liaison par tension capillaire.

Fig. I.02 : Liaison par silt.

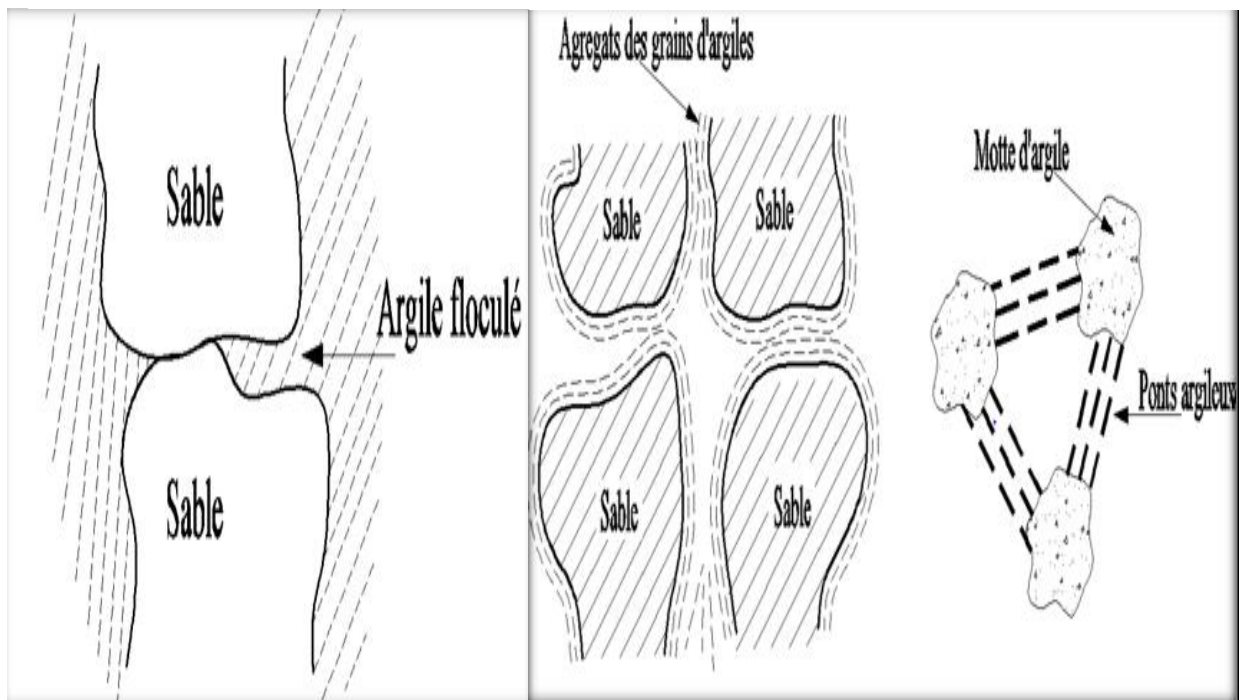


Fig. I.03 : Liaison par de l'argile flocculé.

Fig. I.04 : Liaison par des agrégats d'argile.

Il y'a plusieurs mécanismes de l'affaissement ont été postulés sur la base des données des tests, 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 types d'effondrements peuvent se présenter, dans le cas où la structure est cimentée l'effondrement ne dépend pas de l'humidification, mais il est lié au niveau de contrainte appliquée. Dans le cas où 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-Ganéshan (1982)** : Y. Cui et P. Delage (2002) : avaient suggéré que l'effondrement est dû 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.12- Les paramètres qui influent sur l'effondrement :**

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). [1]

Dudley (1970), Zur et Wiseman (1973), Morgenstern et De Matos (1975) et Ganeshan(1982)Ayadat et al (1995,1996) ont démontré que la déficience de l'humidité est l'une des principales causes de l'affaissement. Milo Vic (1969), Markin (1969), Booth (1975), Ting (1979) et Ganeshan (1982) suggèrent l'influence marquée de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré désaturation 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 désaturation initial 60% à 65% au de là de laquelle l'affaissement n'apparaît pas les études menées par Mishu (1963), Booth (1975 et 1977) et Ganeshan (1982), ont abouti à une limite de degré désaturation 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), Cox (1978) 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 émises 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 -12-1- Influence des particules fines (<80µm) sur le CP:**

Barden, A.McGown et K.collins dans leur publication de (1973) ont déduit que la première cause de collapse des structures métastables d'une argile compactée à sa densité optimum de Proctor et visuel au niveau de la macrostructure plutôt que la microstructure, cela est due à des fines particules plates d'argile qui vont s'assembler pour former un volume lâche effectif. En fin ils ont conclu que le mécanisme du collapse qui gouverne les sols métastables compactés n'est pas dû à l'arrangement des particules d'argile plates à un micro échelle mais plutôt à des agrégats plats d'argile formés par des grains effectifs de la macrostructure. Pour Fookes et Best (1996), les loess éoliens venant de Belgique qui ont 20% de matière cimentation à savoir le carbonate de calcium et un indice de vides de 0.85 peuvent subir un effondrement partiel. Dibben et al (1998) ont déduit à partir des essais œdométriques (simple et double) sur des échantillons de loess artificiels saturés à base de kaolinite chargés de 5 à 1600 Kpa, le maximum de collapse se produit lorsque le taux d'argile atteint 25% qui correspond expérimentalement à 18% de kaolinite. Dudley a conclu que la minéralogie des matières constitutives (présence d'argile) favorise le gonflement et ralentit l'effondrement cela veut dire que l'affaissement est moins important que la fraction argileuse est importante. Bull (1974) a montré que le tassement maximal peut se produire, lorsque la proportion d'argile est de 12% des grains solides, au-dessous de 5% on observe un faible tassement et au-dessus de 30% le sol

gonfle. Lawton et al (1992) n'ont montré que le maximum du potentiel D'affaissement (CP) est atteint quand le taux d'argile est compris entre 10 % à 40%,

Handy(1993) constate que le sol a une grande aptitude à l'effondrement, lorsque la teneur en argile est de 16%, entre 16 et 24% probabilité d'affaissement, entre 24% et 30% il y'a une probabilité de 50% que le sol ne s'effondre pas. Ayadat et al (1998) ont conclu que les sols sont susceptibles à s'effondrer lorsque le coefficient d'uniformité  $C_u \geq 12$ ,  $4 < C_u \leq 12$  risque d'effondrement,  $C_u \leq 4$  risque de l'effondrement à écarter. [2]

### **I-12-2-Influence de la contrainte verticale (p) sur le Cp :**

Lors de l'application d'une charge macroscopique (isotrope ou mon) , une contrainte normale  $\sigma_n$  et une contrainte tangentielle  $\tau$  vont être engendrées localement. Dans le cas d'une cimentation importante,  $\tau_{max}$  est essentiellement définie par la cohésion.

Si la condition  $\tau > \tau_{max}$  est vérifiée, des glissements relatifs des grains se produisent, cimentées. En revanche, dans le cas d'une cimentation faible,  $\tau_{max}$  est conditionnée par la succion. Une diminution de la cohésion  $c$  (ramollissement des matériaux de contact) est une diminution de la contrainte normale  $\sigma_n$ . Par conséquent, on aura une résistance au cisaillement réduite, provoquant la situation  $\tau > \tau_{max}$ , donc l'effondrement. [2]

Richard. L Hinday (1994) a conclu que la force latérale in-situ est mesurée en fonction de  $K_0$  dans les loess collapsée en deux sites testés : la première zone surfacique, la pression latérale n'influe pas sur le profil du sol et identique que le l'échantillon dans cette zone est sur-consolidé et non apte à l'effondrement. Au-dessus de cette zone, la pression latérale devient basse et avec une cimentation constante et suffisante, les loess continuent à accumuler la compression. Dans cette zone la pression latérale comprime le sol suivant la loi de Poisson, il est sous-consolidé et apte à s'effondrer. L'augmentation de cette pression après l'effondrement dépend de la force résiduelle qui apparaît pour relier la distance au-dessus de la nappe phréatique ce qui réduit la susceptibilité à l'effondrement. Dans cette zone la teneur en eau est égale ou excède de la limite de liquidité, la pression latérale et verticale seront égales est  $K_0=1$ , cette force maintient le sol de se rompre.

### **I.13-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 techniques et surtout économiques. [5]

Pour le traitement des sols collapsibles ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requiert l'ouvrage. Comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chères, d'autre part, les procédés de compactage mécanique, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

### **I.13-1-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 aéroports.

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.5).

- une masse qui chute sur une hauteur donnée. (Fig. I.6).

-une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) (vibrocompactage). (Fig. I.7).



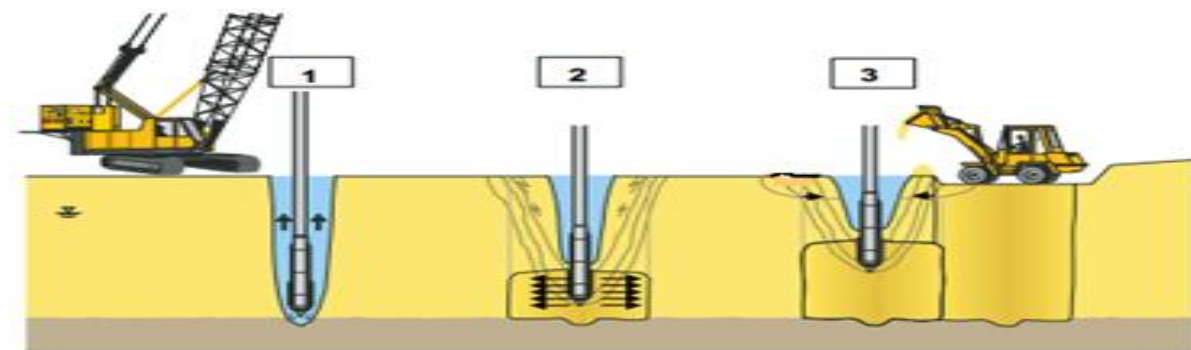
**Fig. I.05 :** Un rouleau compacteur.



Fig. I.06: Compactage dynamique.

➤ **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.



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

Fig. I.07 Étapes du vibrocompactage

**I.13-2-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 <<collapsée>> le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

**I.13-3-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 courant :

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

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

- L'incorporation de la chaux génère immédiatement la formation d'une masse granuleuse, et a pour effet de réduire le taux d'humidité. Ce procédé convient par exemple pour la réalisation de remblais, de talus ou de voies de circulation sur le chantier.
- Cette technique de stabilisation au ciment a pour effet de rendre les sols plus résistants contre les sollicitations causées par la circulation et les facteurs climatiques.



(a) épandeur/tombereau articulé



(b) rouleau-compacteur



(c) mélangeur-épandeur, avec citerne attelée sur tracteur, équipé d'un distributeur de service

**Fig. I.08:** Traitement chimique à la chaux et au ciment.

#### I.13-4- 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.

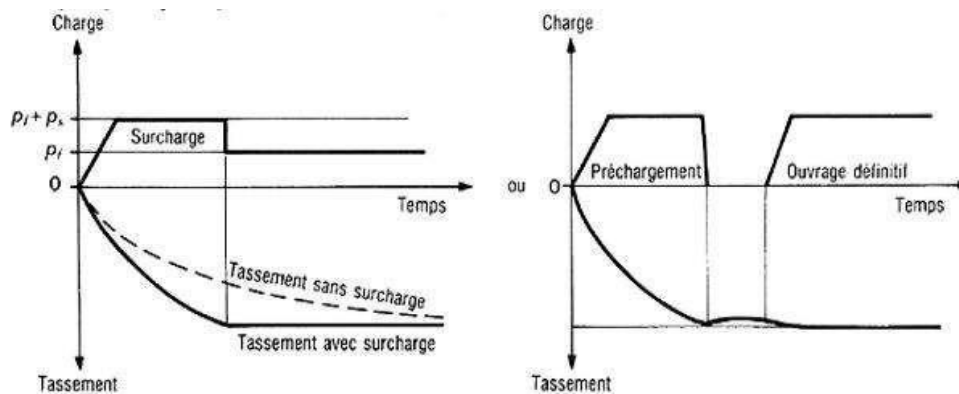


Fig. I.09 : Principe de traitement par pré chargement.

### I.13-5- 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.

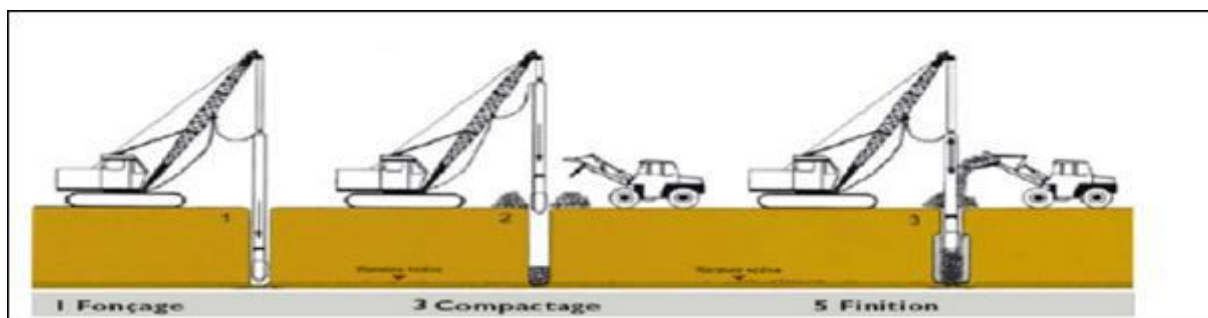


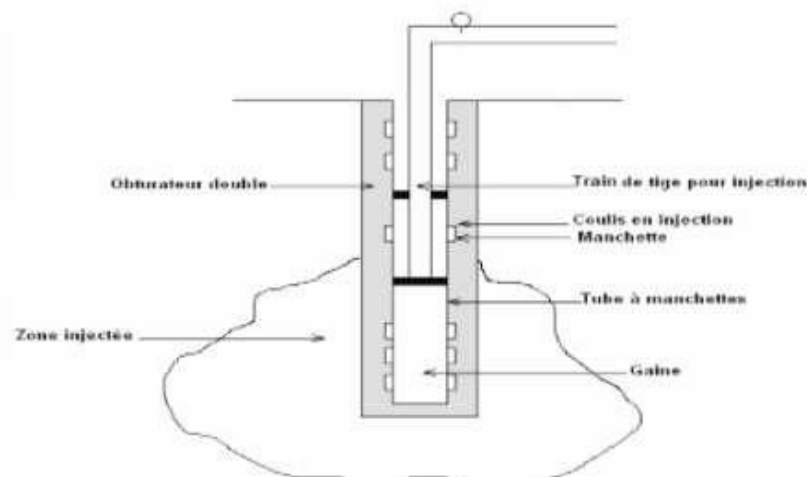
Fig. I.10: Mise en œuvre des colonnes ballastées.

**I.13-6-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 compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli (1995).

**I.13-7-Traitement par injection :**

Les injections constituent une technique d'amélioration des propriétés des sols. Cette technique s'effectue par injection de matériaux dans les pores et les fissures naturelles, ou dans des vides qui ont été créés pendant l'injection. Ce matériau est appelé coulis. Le coulis est amené en profondeur du sol par forage d'un diamètre variant entre 5 et 15 cm. L'injection est toujours faite à l'aide d'un tube de revêtement (exemple : le tube à manchette) qui est généralement en matière plastique d'un diamètre compris entre 25 et 50 mm



**Fig. I.11:** Traitement par injection.

**I.13-8-Le choix des techniques de traitement des sols :****a) 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 utilisés dans le passé et vont être probablement utilisés dans le futur ont été résumés 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	<b>Méthodes courantes :</b> - Mouillage du sol et compactage.
1.50 à 10m	- Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment). - Contrôle des sources d'eau par drainage. - Vibroflottation. - Utilisation des pieux. - Injection du silt ou de la chaux.
Plus de 10m	inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables). - Inondation et infiltration d'eau par des puits. - Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs. <b>Futures méthodes :</b> - 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.01:** Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976).

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

La Figure (I.10) 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.

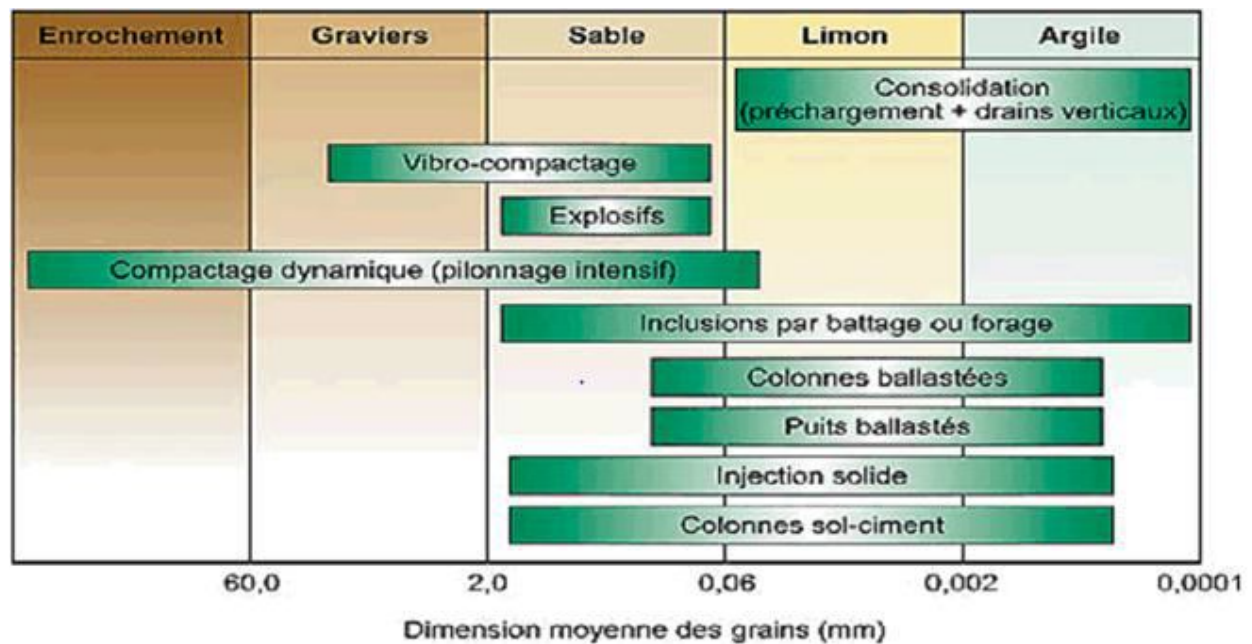


Fig. I.12: Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

### I.14-Prédiction de l'affaissement :

Le mécanicien de sol doit être capable d'identifier correctement des sols qui peuvent s'effondrer et d'indiquer exactement le taux d'affaissement résultant.

Parfois, il est concerné par le temps requis pour l'affaissement, les tests pour ces facteurs varient du simple au complexe, quelque un peuvent être réalisés par l'ingénieur sur-le-champ en quelques minutes, d'autre par contre exigent des essais en laboratoire d'un cout élevé, associés à des informations qualitatives. [6]

### I.15-Les méthodes prédictives d'affaissement :

Pour une meilleure évaluation des propriétés de sol susceptibles d'affaissement, différentes méthodes ont été adoptées par plusieurs chercheurs. Ces méthodes sont comme suit : [6]

#### I.15-1- Méthodes empiriques:

##### 1- Denis or (1951) :

$$K = e_L / e_0$$

Où :

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

**2-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;

**3-Stephanoff & Kremakova (1960):**

$$\delta = K (n - 40) \cdot (30 - w_0)$$

$K$  : coefficient dépend de la nature de sol (coefficient de Stephanoff et Kremakova).

$w_0$ : Teneur en eau initiale.

$\delta \geq 2\%$  → Le Sol est susceptible à l'effondrement

Nature	Sable Loessique	Loess Sableux	Loess	Loess Argileux	Loess très Argileux
<b>K</b>	0.02	0.03	0.05	0.08	0.09

**4-Gibbs (1961):**

$$R = [(\gamma_w / \gamma_d) - 1] / w_L$$

Où :

$\gamma_w$ : Poids volumique de l'eau ;

$\gamma_d$ : Poids volumique sec ;

$G_s$ : Densité des grains solides ;

$R \geq 2\%$  sol affaissable.

**5-Gibbs et Bara (1962):**

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

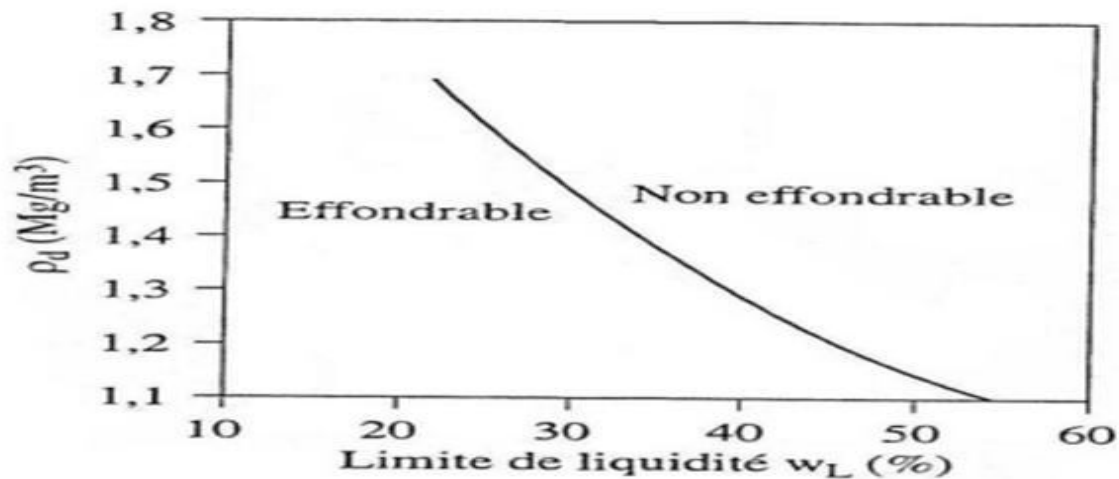


Fig. I.13: Critère d'évaluation du risque d'effondrement proposée par Gibbs et Bara (1962).

#### 6-Feda (1964):

$$k_L = [(w_0/s_r) - w_p] / I_p$$

Où :

$w_0$ : Teneur en eau naturelle ;

$w_p$ : Limite de plasticité ;

$I_p$ : Indice de plasticité ;

$s_r$ : Degré de saturation ;

Pour  $s_r < 1$  et  $k_L \geq 0,85$  sol affaissable.

#### 7-Feda (1966) :

Si  $n_0 \geq 40\%$  sol susceptible à l'affaissement

Où :

$n_0$ : porosité du sol ;

#### 8-Markin (1969):

$$R = \gamma_d / \gamma_{dl}$$

Où :

$\gamma_{dl}$ : Poids volumique sec à la limite de liquidité ;

$\gamma_d$ : Poids volumique sec.

$R > 1,3$  sol gonflant.

$R < 1,1$  sol affaissable.

#### 9-Zur et Wiseman (1973) :

$R = \gamma_d / \gamma_l$  Si  $R < (1,0 \div 1,1) \rightarrow$  sol effondrable

**10-HANDY(1973) :**

Teneur en argile (<0.02 mm)

Si

<16% - affaissabilité très probable.

De 16 à 24% -affaissabilité probable.

De 24 à 32 % - affaissabilité probable à moins de 50%.

>32 % -pas d'affaissement.

**11- Bally (1973):**

$$I_{mg} = \sum_{j=1}^n i_{mgj} h_j$$

Où :

$i_{mgj}$ : Coefficient de tassement mesuré à l'œdomètre quand l'échantillon est inondé sous (2 à 3 kg/cm<sup>2</sup>) ;

$h_j$ : Épaisseur de la couche j ;

$I_{mg}$ : Le potentiel de l'affaissement total (le loess est affaissable si  $I_{mg} = 10$  à 12cm/m).

**12-Krastilov (1980):**

$$(3.5) = 0.166 s_r^2 + 0.665 I_p + 0.078 e^{-0.165 s_r} - 0.854 I_p \cdot s_r$$

(3.5)  $\geq 2\%$  sol affaissable.

**13-Minkov et al (1980) :**

$$\delta = 0.05 (n_0 - 40) \cdot (30 - w_0)$$

$\delta \geq 2\%$  sol affaissable.

**14-Kassif d'après Austerlitz et Al (1983) :**

A défini un critère basé uniquement sur le poids volumique initial et sur la teneur en eau initial.

Pour qu'un sol s'effondre, il faut que  $w_0 \gamma_0 \leq 1.5$ .

**15-Anderson (1985):**

$$\text{Degré d'effondrement } R = 5.5 - 3.82 \log(w_L/w_p) - 1.63 \log(w_0) - 1.24$$

$$(C_u) - 0.918 \log(P_{10})$$

$$+ 0.465 \log(D_{10}/D_{40}) - 0.45 \log(D_{99}/D_{50}) - 0.303 P_{200}$$

Où :

$C_u$ : Coefficient d'uniformité du sol ( $C_u = D_{60}/D_{10}$ ).

$P_{10}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis n°10 (2mm) ;

$P_{200}$ : La fraction du sol passant à travers le tamis n°200 (0.075mm) ;

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

$R \geq 2\%$  : sol affaissable.

**16-Clevenger (1985) :**

La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols.

Si  $\gamma_d < 1.28 \text{ g/cm}^3$  : l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de teneur en eau.

Si  $\gamma_d > 1.44 \text{ g/cm}^3$  : pas l'effondrement.

Entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.

**17-Reginatto(1992) :** Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est susceptible à l'affaissement si :  $R > 0.02$ .

**18 - Ayadat et Abbeche (1992) :**

$w_L \leq 1.25 (w_0/s_0)$  : le sol est susceptible à l'affaissement.

**19- Ayadat et Belouahri (1996) :** Critère basé sur la granulométrie

Si  $C_u \geq 12$  Le sol est collapsible.

Si  $4 < C_u < 12$  le collapse est probable.

Si  $C_u \leq 4$  Le collapse ne se manifeste pas.

Avec  $C_u$  : coefficient d'uniformité.

**20- Ayadat et Abbeche (1997):**

Si  $\gamma_h \leq 0.78 \gamma_s$  sol susceptible à l'affaissement.

**21- Ayadat et Ouali (1999) :**

Si  $I_P \leq 20$  et  $15\% \leq W_L \leq 35\%$  le sol est collapsible.

Si  $I_w < 1$  le collapse est très probable.

La droite  $I_P = 0.5W_L - 10$  proposée comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.

**22- Abbeche et al (2005) :**

**Si :**  $5\% < (\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 15\%$  et  $W_L < 20\%$

L'effondrement est très probable.

**Si :**  $15\% < (\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) < 30\%$  et  $15\% < W_L < 30\%$

L'effondrement est probable.

**Si :**  $(\% \text{ des particules fine } < 2\mu\text{m}) > 30\%$  et  $W_L > 35\%$  Pas d'affaissement.

**I.15-2-Méthodes expérimentales :**

Afin de pouvoir indiquer la susceptibilité d'un sol de s'effondrer et de déterminer la quantité et le taux de déformation qui peuvent résulter, plusieurs méthodes expérimentales ont été développées dans les laboratoires.

**I.15-2-1- Essais œdométrique simple :**

Knight (1963) a proposé un essai à l'œdomètre effectué sur un échantillon, à sa teneur en eau naturelle, découpé et introduit dans l'anneau de l'œdomètre, sur lequel sera effectué un chargement progressif jusqu'à 200 kPa, à la fin de ce chargement l'échantillon est inondé puis laissé 24 heures

dans cet état, en suite l'essai est conduit à son chargement maximal. La courbe qui en résulte est représentée sur la Figure. I.12

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

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

$\Delta e : e_2 - e_1$

$e_0$  : Indice des vides initial

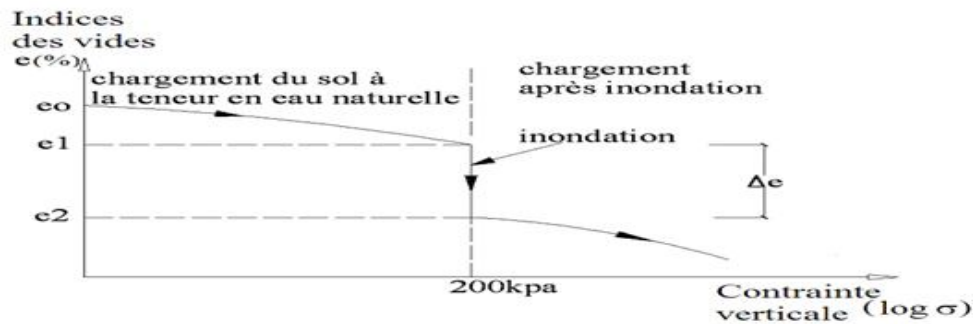


Fig. I.14 : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

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

Tableau I.02 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)

C <sub>p</sub> (%)	Degré du problème
0 % à 1	Pas de problème (sol non collapsible)
1 % à 5	Trouble les modérés (sol moyennement collapsible)
5 % à 10	Trouble
10 % à 20	Trouble sévère (sol très collapsible)
> 20%	Trouble très sévère

Les deux courbes œdométriques (figure I.13) tracées sur le même diagramme semi logarithmique, permettent de déterminer le tassement dû à l'affaissement qui pourra se produire à n'importe quelle valeur de charge appliquée sur le sol si ce dernier est inondé.

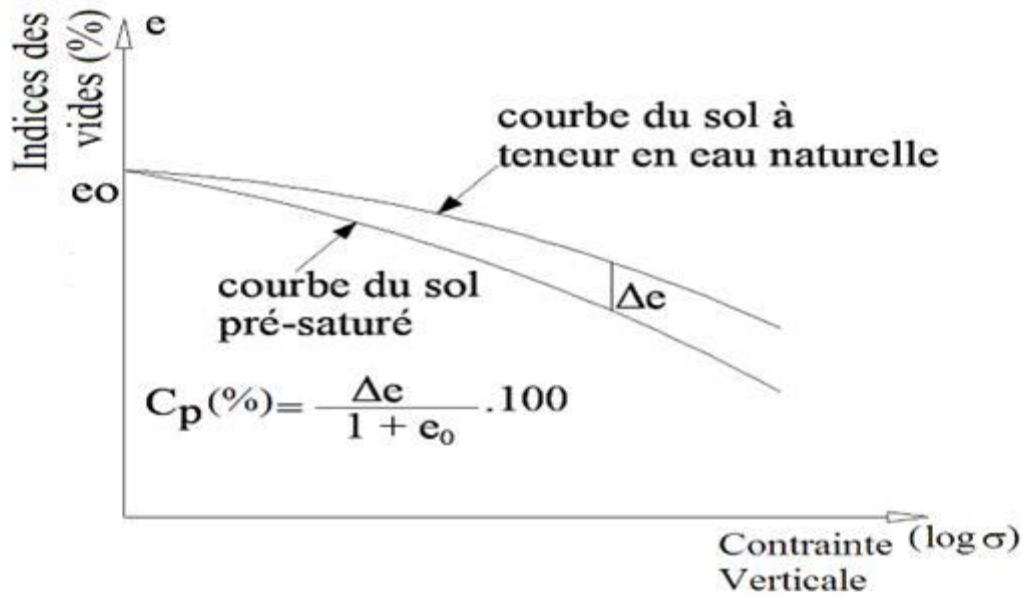


Fig. I.15: Double œdométrie (Knight et Jennings 1975).

### I.15-3-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

**CHAPITRE II**  
**MATERIAUX, MATERIELS**  
**ET ESSAIS**  
**PRELIMINAIRES**

## II.1- Introduction :

L'objectif principal de ce programme d'essais, se résume en l'étude de l'influence de certains paramètres propres aux sols sur l'affaissement. A partir de ces résultats on pourra par la suite d'une part prédire les sols à effondrement brusque en se basant sur des essais simples et rapides tels que la granulométrie et les limites d'Atterberg, d'autre part contribué à l'explication du mécanisme d'effondrement de ces sols lors de l'inondation. Ce programme d'essais comporte trois principales étapes :

- ✚ Préparation des matériaux qui composent les sols d'essais.
- ✚ Détermination des caractéristiques physiques de ces sols (granulométrie, limites d'Atterberg, teneurs en eau optimales).
- ✚ Détermination des caractéristiques de déformabilité des sols en questions par les essais œdométriques et cisaillement

Dans ce chapitre nous détaillons uniquement la première et la deuxième étape, c'est-à-dire donner une description des matériaux et de l'appareillage utilisé ainsi que la procédure employée dans les 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 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 24heurs on a procédé au tamisage (2mm) les refus sont rejetés, les particules inférieures à 2mm sont récupérées.

**Remarque :** nos sables de même source, mais les sables (B), et(C) sont des produits de sable (A), après la modification des refus.



Fig. II.01 : Les Sables.

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

L'argile est extraite du gisement du (**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.

Voie sèche ; la quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heures ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock.



**Fig. II.02 : L'argile rouge.**

**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).
- Argile (D <0.080 mm)

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

**II.2.5- L'eau d'inondation :**

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

**II.2.6- Reconstitution des sols d'essais :**

On a reconstitue notre sol en poids comme suit : 80% de sable et 20% d'argile (rouge).

**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  $\gamma_s$ .

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 :

La granulométrie a pour objet la mesure de la taille des particules élémentaires qui constituent les ensembles de grains de substances diverses, telles que farines, poudres, sables, etc..... et la définition des fréquences statistiques des différentes tailles de grains dans l'ensemble étudié.



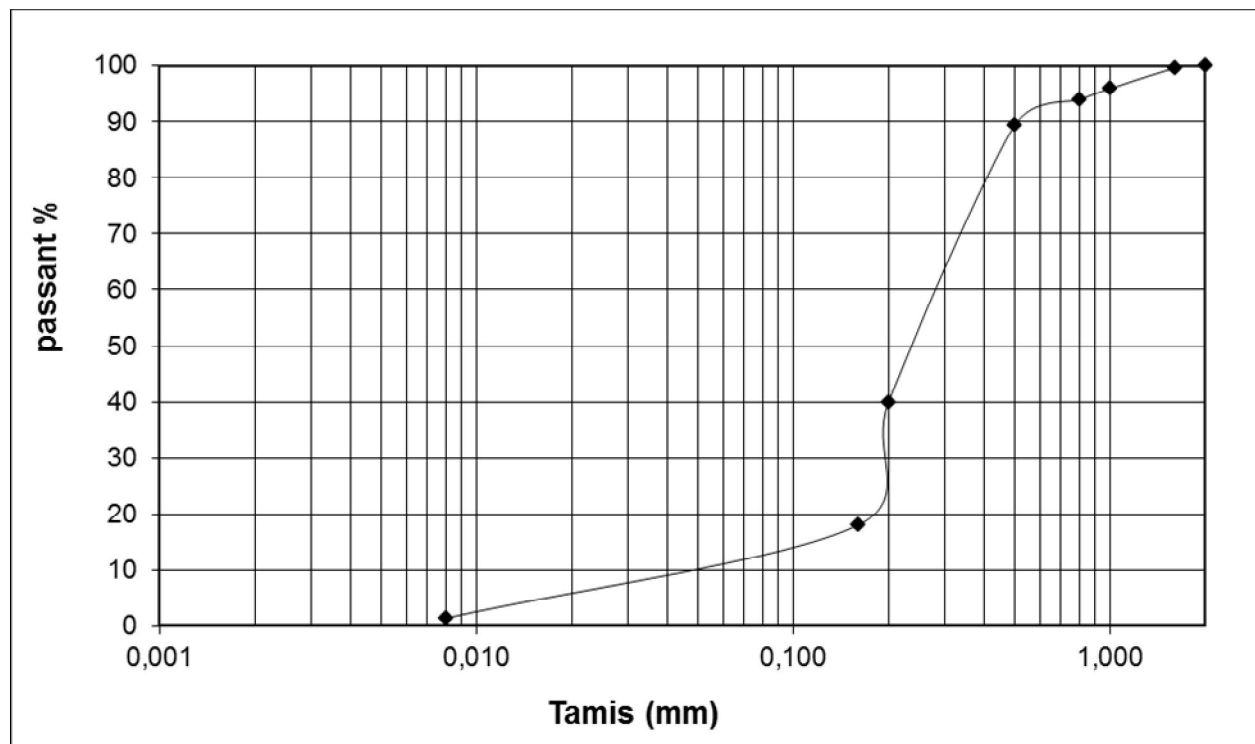
Fig. II.03: Série des tamis sur la tamiseuse.

#### ➤ Granulométries des sables :

Séparation selon leur **gros** des éléments constituent un échantillon, en employant des tamis à maille carrée à fin d'obtenir une représentation de la répartition de la masse des particules à l'état sec en fonction de leur dimension.

➤ **Sable (A) :****Tableau II.01 :** Granulométrie par tamisage du sable(A).

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	7	7	0.47	99.53
1	55	62	4.133	95.867
0.8	30	92	6.133	93.867
0.5	69	161	10.733	89.267
0.2	739	900	60	40
0.16	329	1229	81.933	18.067
0.008	251	1480	98.67	1.33

**Fig. II.04 :** Courbe granulométrique de sable(A).

➤  $C_u = d_{60} / d_{10} = 2.694$

➤  $C_c = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 1.102$

## ➤ Sable (B)

Tableau II.02: Granulométrie par tamisage du sable(B).

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	7	7	0.47	99.53
1	56	63	4.2	95.8
0.8	0	63	4.2	95.8
0.5	0	63	4.2	95.8
0.2	827	890	59.33	40.67
0.16	321	1211	80.73	19.27
0.008	186	1397	93.133	6.867

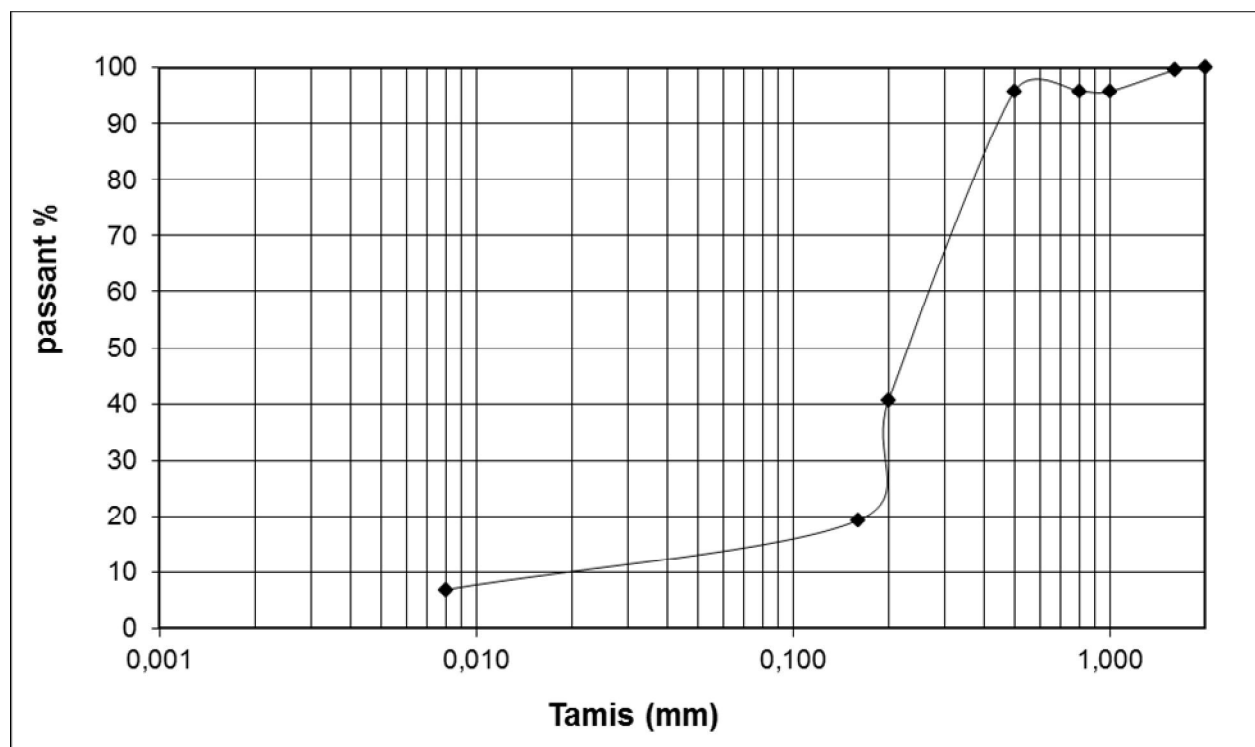


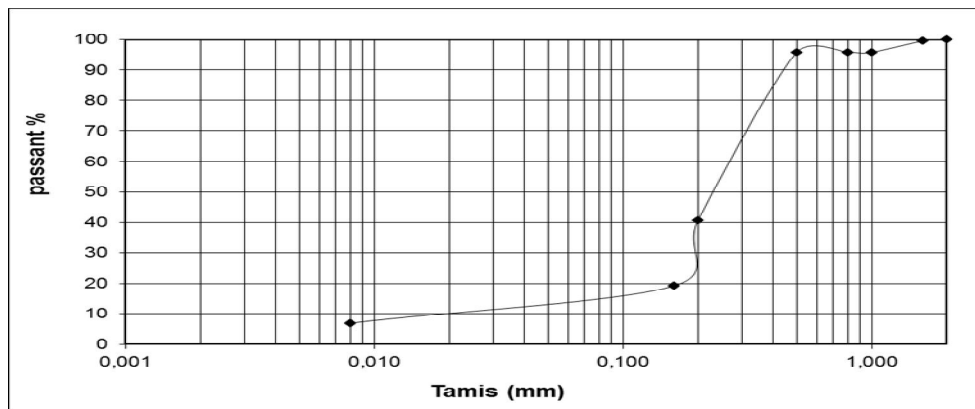
Fig. II.05 : Courbe granulométrique de sable(B).

➤  $C_u = d_{60} / d_{10} = 3.217$

➤  $C_c = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 0.81$

➤ **Sable (C) :****Tableau II.03 :** Granulométrie par tamisage du sable(C).

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés (g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	6.7	7	0.447	99.533
1	0	6.7	0.447	99.553
0.8	0	6.7	0.447	99.553
0.5	118	124.6	8.3133	91.553
0.2	760	884.7	58.98	41.02
0.16	343	1227.6	81.847	18.153
0.008	162	1389.7	92.647	7.353

**Fig. II.06 :** Courbe granulométrique de sable(C).

- $C_u = d_{60} / d_{10} = 3.144$
- $C_c = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 1.077$

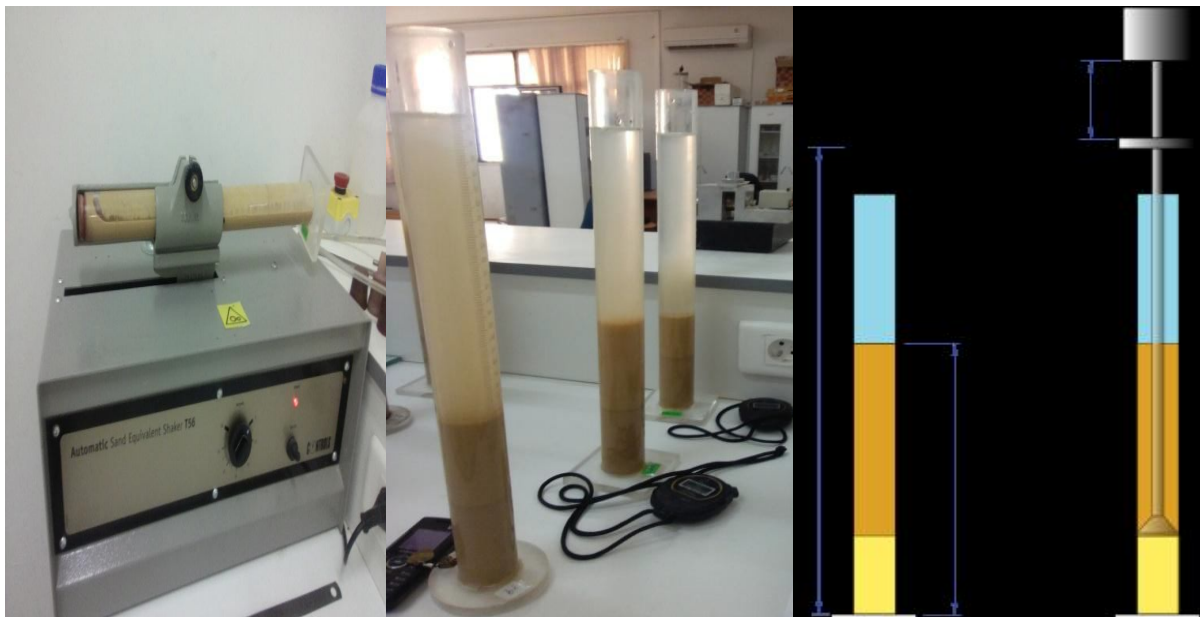
**II.3.2-Équivalent de sable (ES) :**

Essai d'équivalence de sable est spécifique aux sols grenue, il nous permette de mettre en évidence la proposition relatif de poussière fin nuisible argileux dans les sols ou les agrégats fins : il est effectuée sur des éléments de diamètre (2 mm) son importance est capital car la présence des éléments fins peut modifiée le comportement rhéologique du matériaux et pour pouvoir interpréter correctement les résultats et les indispensable de répète l'essai au moins deux fois. Il est essentiel pour le choix et le contrôle.

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature du sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'apprécier la qualité pour composer un béton.

**Tableau II.04** : Caractéristique de sable (ES).

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

**Fig. II.7** : Appareillage équivalent de sable

✓ **Equivalent desable** : sable.

- **Résultats d'essai**

• **Equivalent de sable visuel** : sable (A).

$$ESV = h1/h2 \times 100$$

**Tableau II.05 : Equivalent de sable visuel.**

N° de l'essai	1	2	3
hauteur H2 (cm)	11.3	11.6	11.5
hauteur H1 (cm)	9.3	9.2	9.1
ESV (%)	82.3	79.31	79.13
ESV moyenne	80.24		

- **Equivalent de sable piston** : sable (A).

$$ESV = h1/h2 \times 100$$

**Tableau II.06 : Equivalent de sable par piston.**

N° de l'essai	1	2	3
hauteur H2 (cm)	11,3	11,5	11,7
hauteur H1 (cm)	9	9	9
ESP (%)	79,64	78,26	76,92
ESP moyenne	78,27		

**Conclusion :**

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

- **Equivalent de sable visuel** : sable (B).

$$ESV = h1/h2 \times 100$$

**Tableau II.07 : Equivalent de sable visuel.**

N° de l'essai	1	2	3
hauteur H2 (cm)	10,8	18,87	10,7
hauteur H1 (cm)	7.8	7.9	8
ESV (%)	72,22	73,83	74,76
ESV moyenne	73,5		

- **Equivalent de sable piston : sable (B).**

$$ESV = h1/h2 \times 100$$

**Tableau II.08 : Equivalent de sable par piston.**

N° de l'essai	1	2	3
hauteur H2 (cm)	10,9	11	11,1
hauteur H1 (cm)	7,6	7,5	7,6
ESP (%)	69,72	68,18	67,56
ESP moyenne	68,49		

**Conclusion :**

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

- **Equivalent de sable par visuel : sable (C).**

$$ESP = h1/h2 \times 100$$

**Tableau II.09 : Equivalent de sable visuel.**

N° de l'essai	1	2	3
hauteur H2 (cm)	10,9	10,6	11
hauteur H1 (cm)	9	9,1	9,3
ESV (%)	82,56	85,6	84,6
ESV moyenne	84.13		

- **Equivalent de sable par piston : sable (C).**

$$ESP = h1/h2 \times 100$$

**Tableau II.10 : Equivalent de sable par piston.**

N° de l'essai	1	2	3
hauteur H2 (cm)	10,9	10,6	11
hauteur H1 (cm)	9,1	8,9	9,1
ESP (%)	83,4	83,9	82,2
ESP moyenne	83.16		

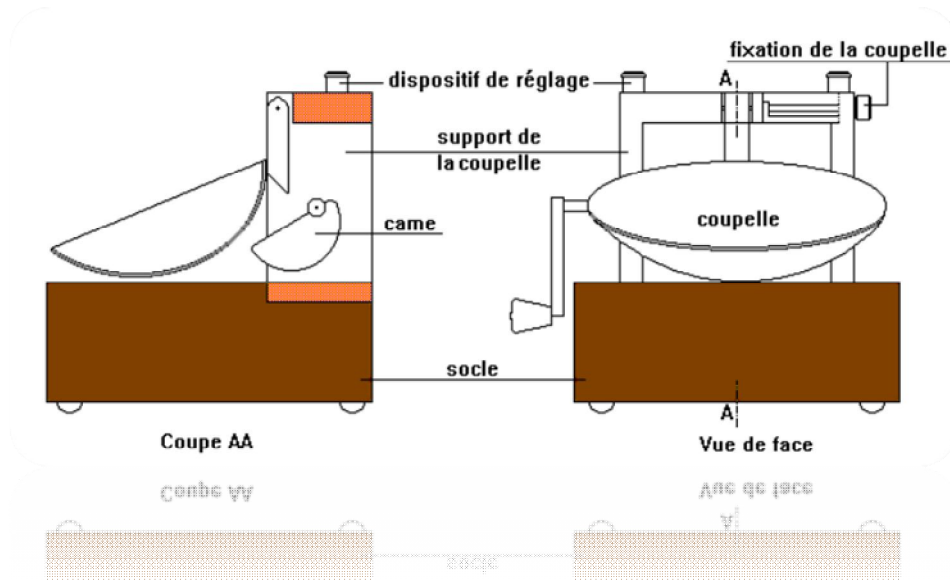
**Conclusion :**

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.

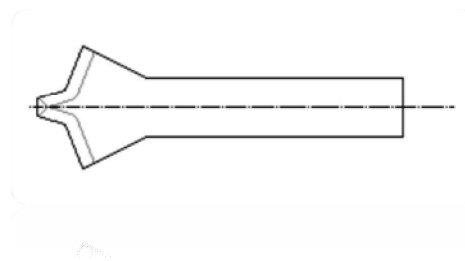
### II.3.3- Limite d'Atterberg :

- **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.



Coupelle métallique (calotte sphérique) qui tombe de 10 mm sur un socle en bois de dureté bien déterminée.



**Fig. II.08:**Appareil de Casagrande et matériel de la limite de liquidité.

- **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 teneurs 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.



**Fig. II.09 :** Les étapes de la limite de liquidité.

- **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

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.



**Fig. II.10 :** Les étapes de la limite de plasticité.

- **Indice de plasticité ( $I_p$ ) :**

Différence entre les limites de liquidité et de plasticité. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique.  $I_p = W_L - W_P$

- **Résultats d'essai :**

**Tableau II.11 : la limite de liquidité de l'argile rouge.**

Nombre de coups	19		24		29		31	
Masse de la tare $mt(g)$	13.732	13.73	8.921	8.702	13.858	12.935	8.487	8.62
Masse du sol humide+tare ( $mh+mt$ ) (g)	27.781	30.793	20.039	20.347	27.315	34.742	20.614	22.502
Masse (du sol sec+tare): ( $m_{\text{sec}}+mt$ ) (g)	25.482	27.992	18.244	18.462	25.19	31.31	18.7	20.16
Masse d'eau :( $mw$ ) (g)	2.299	2.803	1.795	1.885	2.125	3.432	1.914	2.342
Masse du sol sec : ( $md$ ) (g)	11.75	14.26	9.323	9.76	11.332	18.375	10.213	11.54
Tenure en eau : W%	19.56	19.65	19.25	19.31	18.75	18.6775	18.741	20.294
$W_{moy}$ (%)	19.605		19.3		18.714		19.5	

**Tableau II.12 : La limite de plasticité de l'argile rouge**

Masse de la tare $mt(g)$	10.03	10.03	10.08	9.97	10.07	10	10.03	10.09
Masse du sol humide+tare ( $mh+mt$ ) (g)	11.63	12.15	12.44	11.52	11.53	11.49	11.37	11.49
Masse (du sol sec+tare): ( $md+mt$ ) (g)	11.47	11.95	12.19	11.38	11.39	11.36	11.24	11.39
Masse d'eau :( $mw$ ) (g)	0.16	0.2	0.25	0.14	0.14	0.13	0.13	0.1
Masse du sol sec : ( $md$ ) (g)	1.44	1.92	2.11	1.41	1.32	1.36	1.21	1.3
Tenure en eau : W%	11.11	10.416	11.848	9.93	10.606	9.56	10.74	7.7
$W_{moy}$ (%)	10.765		10.9		10.1		9.22	

Limite de Liquidité (WL) = 19.3

N° d'essai	W(%)
1	10.765
2	10.9
3	10.1
4	9.22

Limite de Plasticité  $W_p = 10.25$

Indice de Plasticité :  $I_p = W_p - W_L = 9.05$

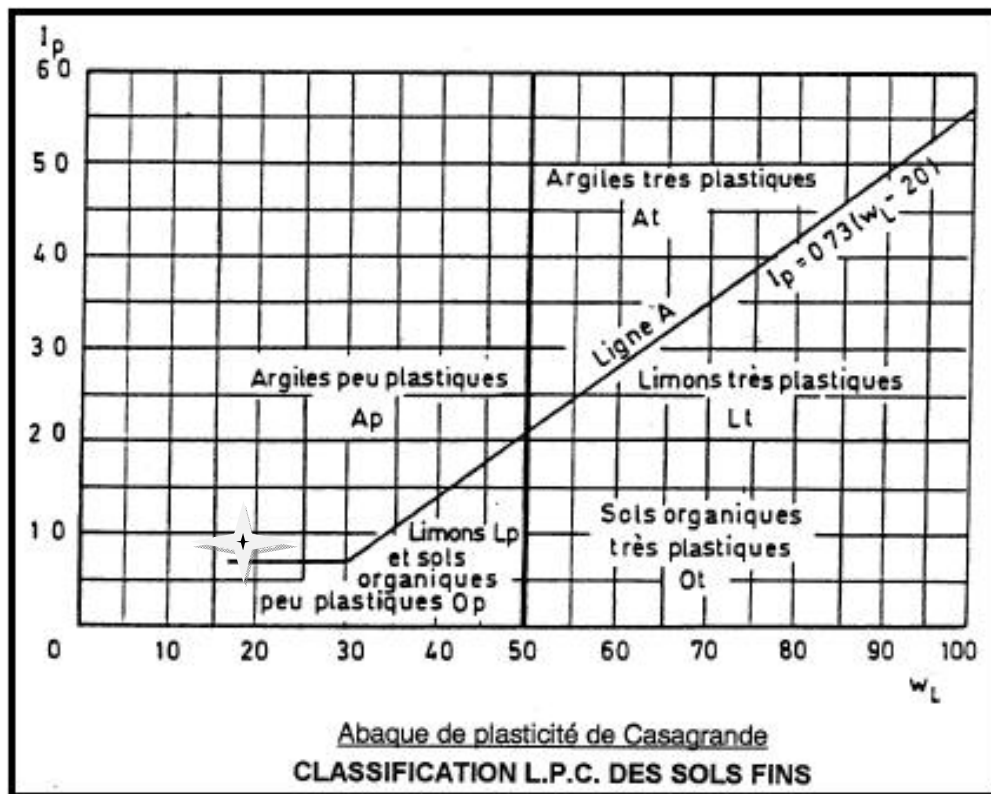


Fig. II.11 : Position de l'argile rouge dans l'abaque Casagrande.

Suivant la valeur de leur indice de plasticité. Les sols peuvent se classer comme Suit :

Tableau II.13 : Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.

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

### II.3.4- Essais Proctor :

- **Définition :**

Il y a plusieurs possibilités pour améliorer les propriétés mécaniques d'un sol remanié. Le procédé le plus économique, toujours utilisé dans la construction des remblais, est le compactage. Ce procédé a pour but d'augmenter la qualité de solides par unité de volume (la masse spécifique du sol sec) à fin d'améliorer certaines propriétés des sols ou remblais: améliorer la résistance mécanique (stabilité), diminuer la compressibilité (tassement) et diminuer la perméabilité.

- **But de l'essai Proctor :**

Il existe une teneur en eau particulière  $w_{opt}$  notée  $W_{opt}$  pour l'essai Proctor normal et  $W_{opt}$  pour l'essai Proctor modifié pour laquelle le compactage conduit à une masse volumique sèche  $\gamma_d$  (ou un poids volumique) maximum.

a masse volumique maximale correspond donc à un état de compacité maximum et à une capacité de résistance maximum.

L'essai Proctor permet de déterminer ces conditions particulières.

- **Principe de l'essai Proctor :**

Le principe de l'essai consiste à humidifier un sol à plusieurs teneurs en eau et à la compacter selon un procédé et une énergie conventionnels. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

D'une manière générale, cette courbe appelée courbe Proctor présente une valeur maximale de la masse volumique sèche, elle est obtenue pour une valeur particulière de la teneur en eau. Ce sont ces 2 valeurs qui sont appelées caractéristiques de compactage Proctor Normal ou Proctor Modifié suivant l'essai réalisé.



**Fig. II.12 :** Appareillage spécifique pour essais de compactage (Proctor Normal).

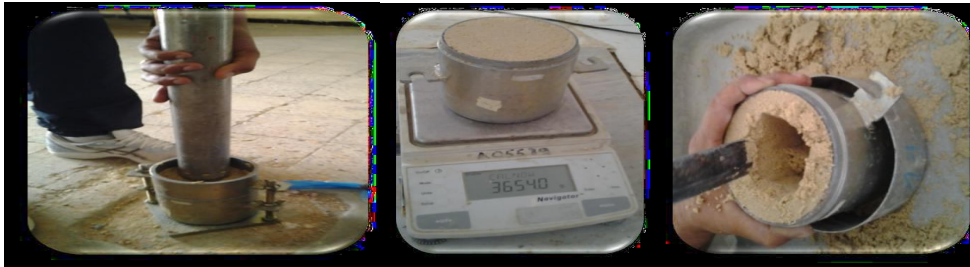
- **Matériel spécifique Proctor :**

- ✓ Moule Proctor avec embase et hausse.
- ✓ Ou moule CBR avec embase et hausse.
- ✓ Dame Proctor normal.
- ✓ Ou dame Proctor modifié.
- ✓ Règle à araser.
- ✓ Balance de portée supérieure à 6 kg.

- **Matériel connexe pour essai Proctor :**

Éprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.

Four, balance de précision, petits récipients pour mesurer la teneur en eau à postériori.



**Fig. II-13:** mode opératoire de Proctor.

- **Mode opératoire pour essai Proctor :**

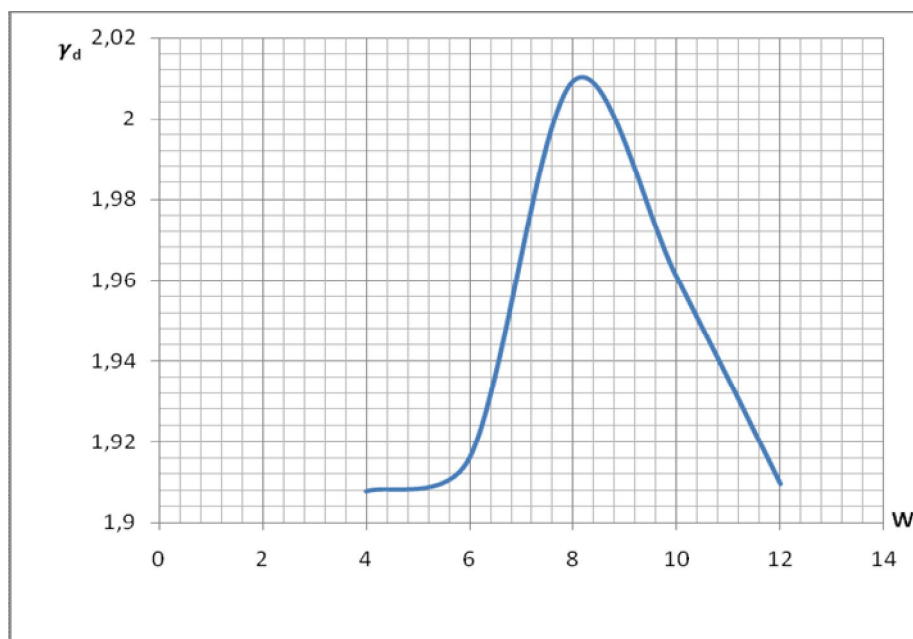
- ✓ On dispose d'un échantillon de masse  $m = 3\text{kg}$  et dont la teneur en eau initiale est supposée égale à 4%.
- ✓ On mesure le poids du moule à vide.
- ✓ Ajouter par respectivement considéré les teneurs en Eau suivantes : 04% ; 06% ; 08% ; 10% et 12%.
- ✓ A chaque étape, on procède comme suit :
- ✓ On remanie le sol jusqu'à ce que la teneur en eau soit supposée uniforme
- ✓ Une première fraction est introduite dans le moule et celle-ci est compactée à l'aide de 25 coups de la dame.
- ✓ On suit la même procédure pour une 2ème puis une 3ème fraction
- ✓ On enlève la hausse amovible du moule
- ✓ La couche supérieure débordant la partie inamovible du moule est rasée.
- ✓ On pèse le moule et son contenu.

On prélève du centre de l'échantillon, une fraction d'environ 100g placée dans une tasse et introduite dans l'étuve. La tasse et la fraction du sol ont été préalablement pesées. Après 24h

de séjour dans l'étuve, on pèse à nouveau la fraction de sol. Ces différentes valeurs sont récapitulées dans le tableau.

**Tableau II.14 : Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué**

masse d'eau	4%	6%	8%	10%	12%
masse total humide	3610.50	3654	3786	3771.5	3747.5
masse du moule	1713	1713	1713	1713	1713
masse du sol humide	1897.5	1941	2073	2058.5	2034.5
masse du sol sec	18.24	18.32	19.21	18.74	18.26
volume moule	9.56	9.56	9.56	9.56	9.56
Masse volumique humide	1.9085	1.9154	2.0093	1.9607	1.9096
masse volumique sèche	1.9478	1.9160	2.0193	1.9601	1.9596
tare N°	1	2	3	4	5
masse de la tare	146.5	145.5	146.5	146.5	146.5
sol humide+tare	726.5	740.5	535.00	550.00	847.00
sol sec+tare	704.00	707.00	506.5	513.91	775.05
masse d'eau	22.5	33.5	28.5	36.09	71.95
masse du sol sec	557.5	561.5	360.00	367.41	628.55
teneur en eau W%	4.04	5.97	7.92	9.82	11.45



**Fig. II-14: courbe Proctor.**

### II.3.5- L'essai au bleu de méthylène :

#### ❖ Définition :

L'essai au bleu de méthylène a pour but de révéler la présence de fines de nature argileuse et de 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).

#### ❖ Appareillage spécifique :

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

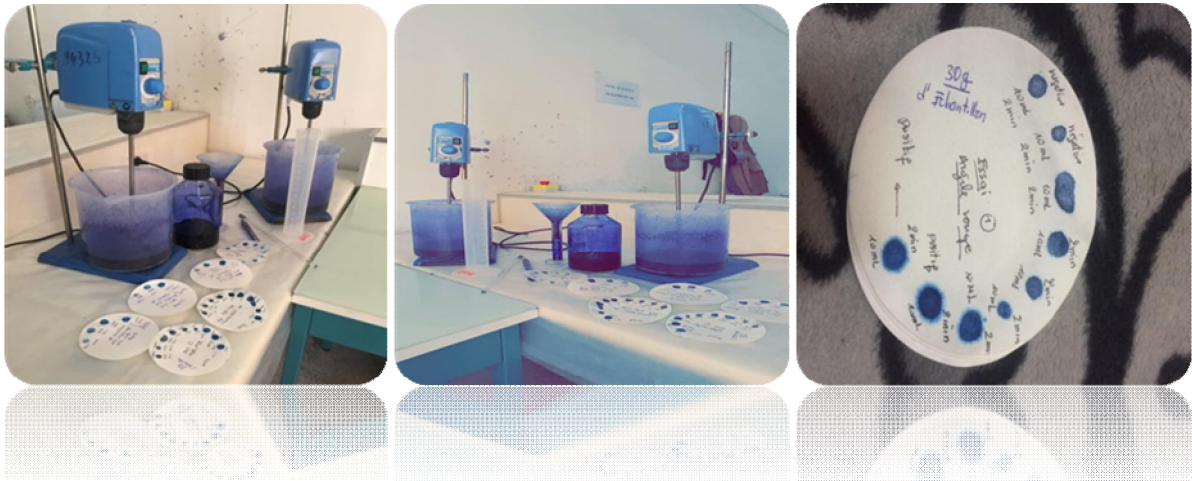


Fig. II.15 : Mode opératoire L'essai au bleu de méthylène.

#### • Mode opératoire :

- ✓ On prend 30g 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,  $5\text{cm}^3$  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  $15\text{cm}^3$ , en suite nous avons ajouté  $5\text{cm}^3$  de bleu, le teste est positive.

- **Expression des résultats :**

- ✓ Masse sèche de la prise d'essai:  $M_0 = M_1 / (1+w)$ .

- ✓ Masse de bleu introduite  $B = 0,01 * V$ .

- ✓ L'expression des résultats est (en(g) de bleu pour 100g de sol sec) :

$$VBS = 100 * B / M_0.$$

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.**

Les résultats de bleu méthylène présenté dans les tableaux suivants:

**Tableau II.15: Valeur de bleu de méthylène : argile rouge.**

N <sup>o</sup> d ' essai	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	75	80	90
VBS	2,5	2,66	2,66

**Tableau II .16: Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué (A).**

N <sup>o</sup> d ' essai	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	20	20	25
VBS	0,66	0,66	0,83

**Tableau II .17: Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué (B).**

N <sup>o</sup> d ' essai	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	15	20	20
VBS	0,50	0,66	0,66

**Tableau II .18: Valeur de bleu de méthylène : sol reconstitué (C).**

N <sup>o</sup> d ' essai	Essai 01	Essai 02	Essai 03
Volume de bleu méthylène (ml).	20	15	20
VBS	0,66	0,50	0,66

### II.3.6- Masse volumique absolue $\gamma_s$ :

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 pycnomètre, d'une étuve de 600à 1050C et une balane de précision.

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

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

Avec:

- M0: Masse de pycnomètre.
- M1: Masse de (pycnomètre + grains solides).
- M2: Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).
- M3: Masse de (pycnomètre + eau).

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées aux tableaux suivants:

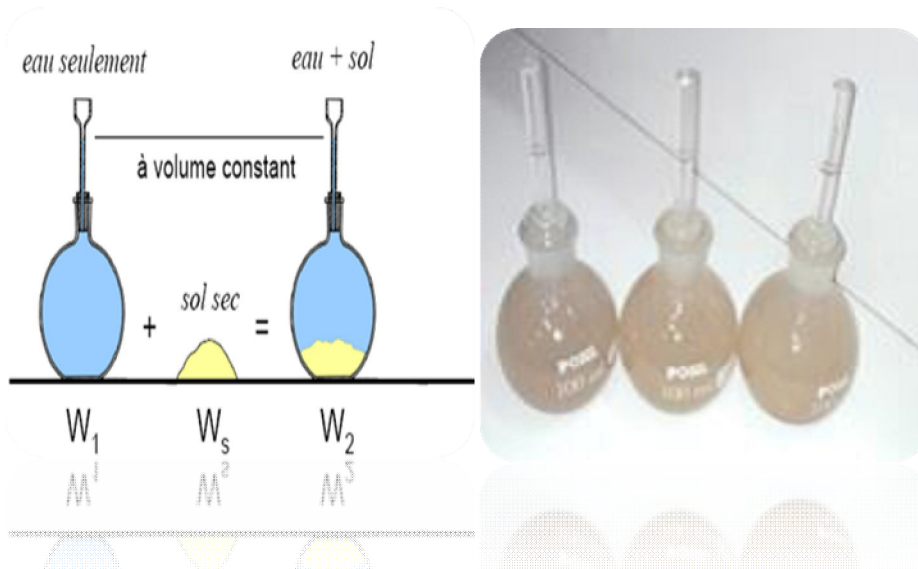


Fig. II.16 : Masse volumique absolue  $\gamma_s$  (pycnomètre).

Tableau II.19: Poids spécifique d'argile rouge.

N° d'essai	M0 (g)	M2 (g)	M2 (g)	M3 (g)	$\gamma_s(\text{g/cm}^2)$	$\gamma_{smoy}(\text{g/cm}^2)$
P1	68.33	88.03	188.25	175.96	2.66	2.68
P2	68.112	87.458	186.487	174.31	2.7	
P3	69.441	88.392	188.004	174.12	2.68	

Tableau II.20: Poids spécifiques du sable (A).

N° d'essai	M0 (g)	M2 (g)	M2 (g)	M3 (g)	$\gamma_s(\text{g/cm}^2)$	$\gamma_{s,\text{moy}}(\text{g/cm}^2)$
P1	68.610	98.648	193.932	173.982	2.97	2.59
P2	95.813	95.881	188.286	173.969	1.90	
P3	69.073	97.13	192.83	174.44	2.90	

Tableau II.21: Poids spécifiques du sable (B).

N° d'essai	M0 (g)	M2 (g)	M2 (g)	M3 (g)	$\gamma_s(\text{g/cm}^2)$	$\gamma_{s,\text{moy}}(\text{g/cm}^2)$
P1	69.461	104.311	197.158	176.58	2.47	2.49
P2	69.370	106.521	197.216	175.769	2.41	
P3	68.747	99.527	197.382	178.361	2.61	

Tableau II.22: Poids spécifiques du sable (C).

N° d'essai	M0 (g)	M2 (g)	M2 (g)	M3 (g)	$\gamma_s(\text{g/cm}^2)$	$\gamma_{s,\text{moy}}(\text{g/cm}^2)$
P1	67.513	96.271	194.942	177.769	2.48	2.48
P2	67.964	95.761	191.761	176.38	2.23	
P3	68.471	100.55	197.24	176.89	2.73	

**CHAPITRE III**  
**ESSAIS PRINCIPAUX,**  
**RESULTATS ET**  
**DUSCUSSION**

### III.1 Introduction :

La méthodologie de travail consiste à reconstituer un sol avec une certaine teneur en eau et une certaine densité sèche et le charger à l'intérieur d'un moule cylindrique rigide qui empêche toute déformation radiale lors du chargement, puis l'échantillon est compacté en une seule couche au moyen d'un appareillage de compactage conçu au laboratoire.

Cet appareillage est composé d'un disque, ayant un diamètre 4.96 (mm) légèrement inférieur à celui de la bague annulaire, fixé à une tige de guidage verticale, et d'un mouton de masse M en forme de disque.

Le mouton (dame) de masse coulisse le long de la tige tombe d'une hauteur de 20 cm et vient percuter le disque en compactant le matériau dans la bague annulaire de l'odomètre. On effectue ensuite les essais de compressibilité décrit par Jennings et Knight (1975) qui consistent à charger le sol reconstitué progressivement par paliers et de mesurer la variation de la hauteur de l'éprouvette du sol pendant l'application de la charge en fonction du temps.

Le programme des essais a été effectué sur des sols reconstitués décrits précédemment, à une teneur en eau (2%) et d'énergies de compactage: 20 coups.

### III.2- Essai oedométrique:

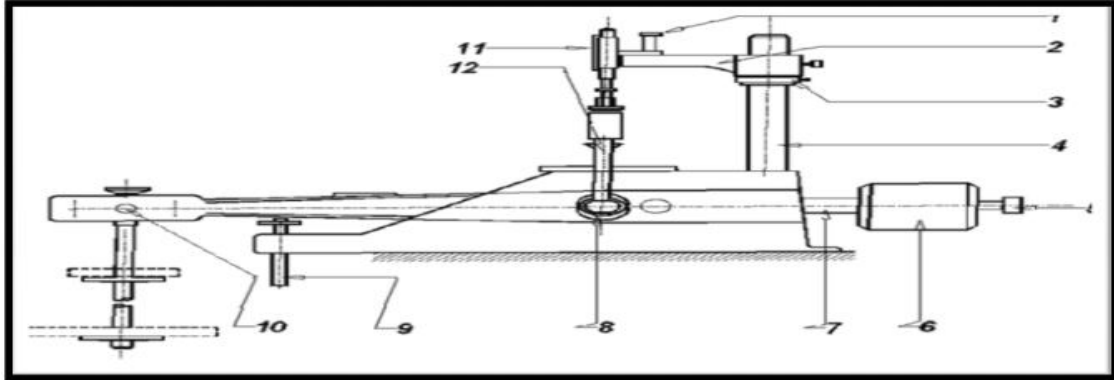


Fig. III.01: Appareille odomètre

**III.2.1- odomètre :**

L'odomètre utilisé pour réaliser les essais de compressibilité à déformation horizontale nulle compote deux parties :

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



**Fig. III.02:Détail odomètre.**

**III.2.2-Description de l'appareillage :**

- 1) Vis de fixation du comparateur ;
- 2) Console coulissante sur (04);
- 3) Réglage de la hauteur du comparateur ;
- 4) Support rigide du comparateur;
- 5) Vis de réglage du contre poids ;
- 6) Contre poids ;
- 7) Barre supportant le contre poids ;
- 8) Articulation ;
- 9) Vérin de support ;
- 10) Articulation entre la poutre et les plateaux recevant les masses ;
- 11) Comparateur au 1/1000 mm ;
- 12) Traverse de mise en charge;

**III.3-Principe de l'essai :**

L'essai s'effectue sur une éprouvette de matériau placée dans une enceinte cylindrique rigide (odomètre).

Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas est maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissants et décroissants suivant un programme défini.

Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

### III.3.1-Les poids :

Les poids nécessaires pour l'obtention des charges successives d'un essai complet constituent une série, chaque bâti de consolidation doit avoir sa série complète.

Ce sont des disques plats fendus, permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du bras de levier, pour nous les poids se constituent de :

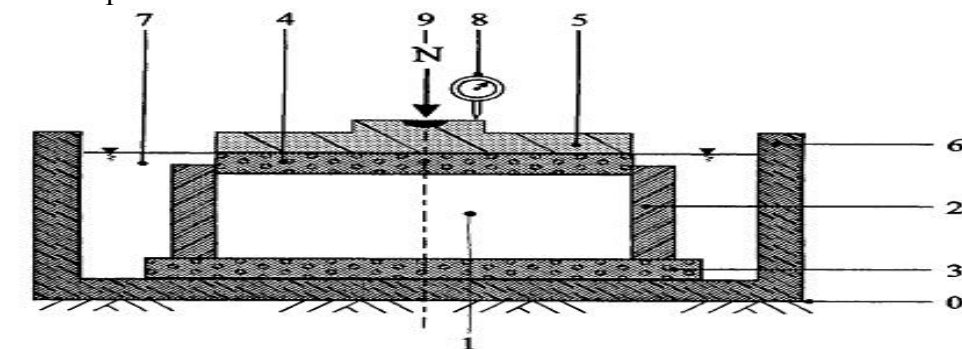
**0.25 – 0.5 – 1 – 2 – 4 (bar).**

### III.3.2-Préparation de l'éprouvette :

Le prélèvement de l'échantillon qui est la partie la plus délicate d'une reconnaissance géotechnique, se fait à l'aide d'un carottier, l'échantillon doit être représentatif de la carotte prélevée, en cas d'hétérogénéité de celle-ci, le choix effectué doit être explicite et accompagné d'une description détaillée de l'ensemble de la carotte, il convient que toutes les zones remaniées soient exclues.

### III.3.3-Cellule œdométrique :

Elle comporte



0	Bâti	5	Dispositif de chargement
1	Éprouvette de matériau	6	Réservoir
2	Enceinte œdométrique	7	Liquide d'imbibition
3	Disque drainant inférieur	8	Mesurage du déplacement
4	Disque drainant supérieur	9	Effort N sur l'éprouvette

**Fig. III.03: Cellule œdométrique.**

- 1) Eprouvette du sol ;
- 2) Enceinte œdométrique ;
- 3) Disque drainant inférieur ;
- 4) Disque drainant supérieur;
- 5) Dispositif de chargement ;
- 6) Réservoir ;

- 7) Fluide d'imbibition ;
- 8) Mesurage du déplacement ;
- 9) Effort « N » sur l'éprouvette ;
- 10) Bâti ;

Deux types de cellules œdométriques sont utilisés à l'heure actuelle. Ils se différencient par le fait que, dans un cas on peut contrôler l'écoulement de l'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol pendant l'essai, tandis que, dans l'autre cas, on ne le peut pas.

**1) Les cellules œdométrique ouvertes:** qui ne permettent pas de contrôler l'eau pendant l'essai, ils sont constitués de :

- ✚ Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol ;
- ✚ Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces supérieure et inférieure de l'éprouvette.
- ✚ Un piston coulissant à l'inférieur de l'anneau et venant charge l'éprouvette.
- ✚ Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé.

Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston, si l'on remplace la pierre poreuse inférieure par une plaque métallique, on peut réaliser les essais sur des 6 provâtes drainées d'un seul côté.

**2) Les cellules œdométrique fermées:** qui permettent de contrôler la quantité d'eau qui sort de l'éprouvette ou la pression de l'eau dans le sol, Ils comportent :

Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol.

Une embase comportant un logement pour la pierre poreuse inférieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle

Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et comportant un logement pour la pierre poreuse supérieure et un conduit pour l'évacuation de l'eau interstitielle.

Deux pierres poreuses assurant le drainage des deux faces de l'éprouvette.

Un ou deux comparateurs pour mesurer les déplacements verticaux du piston.

Les éprouvettes œdométrique ont des dimensions variables selon le matériel utilisé. Les dimensions les plus fréquentes sont les suivantes :

- diamètre : 60 ou 70mm.
- hauteur : 20 ou 25mm



Fig. III.04 : composition de cellule.

### III.3.4-saturation de la cellule:

Il est nécessaire de saturer toutes les conduites qui composent la cellule œdométrique, conduite de la contre pression, de la pression interstitielle et de la chambre par laquelle est appliquée la pression verticale, afin d'éviter la présence d'air; cette opération peut se faire avant la mise en place de l'éprouvette dans la cellule.

### III.3.5-Dame de compactage :

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

- Un disque de diamètre 50.2mm.
- Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 220mm.
- Une dame de forme de disque de masse de 130g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.

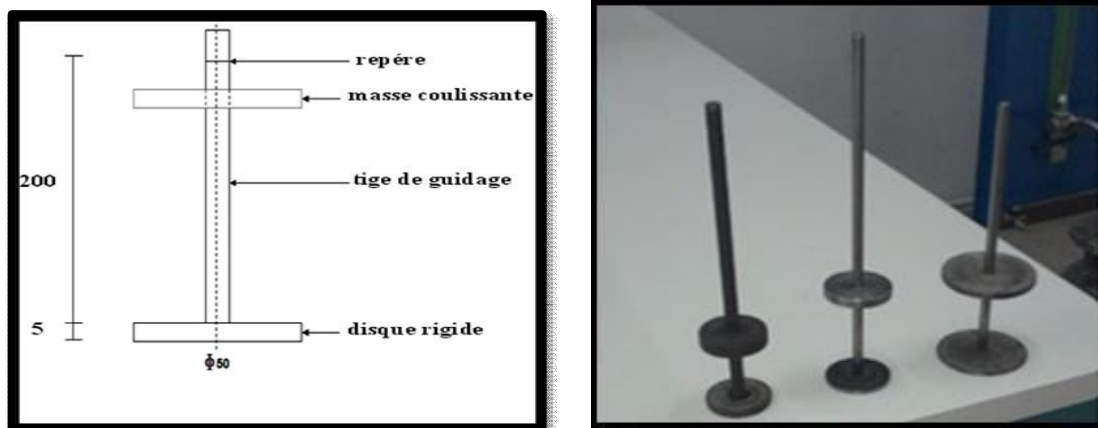


Fig. III.05 : dame de compactage.

### III.4-Exécution d'essai :

Une fois la bague contenant l'éprouvette de sol est dans la cellule, cette dernière est mise en place sur le bâti de chargement de l'oedomètre les charges sont appliquées par palier de 24 heures et chaque incrément est le double de l'incrément précédent .les tassements respectifs sont relevés sur le comparateur. Lorsqu'on arrive à une pression de 200 kpa (suggérée par Knight) et que le tassement soit complètement stabilisé (comme pour les charges précédentes), le

programme des essais comporte l'inondation par l'eau distillée afin de voir l'influence sur l'affaissement de ce sol.

Puis on la laisse pendant 24 heures. au cours de cette période on a relevé les lectures du comparateur aux instants suivants : 15 sec, 30sec, 1 mn , 2mn ,4mn, 8mn, 15mn, 30 mn , 1h,2h ,4h ,24h (l'instant initial  $t=0$ , marque le début du tassement après inondation sous **200 kpa**).

Le test œdométrique est alors poursuivi à son chargement maximal limite.



**Fig.III.06: Mode opératoire de l'essai œdométrique.**

#### **III.4.1- Les principaux paramètres déduits de l'essai œdométrique :**

Les principaux paramètres déduits de l'essai œdométrique fournissent la compressibilité et le taux de consolidation primaire du sol. Des estimations de la contrainte de pré consolidation, du coefficient de consolidation secondaire et des paramètres de gonflement sont également parfois possibles.

Les principaux paramètres pouvant être déduits de l'essai œdométrique réalisé sur des échantillons non remaniés sont.

- 1) les paramètres de compressibilité:
- 2) le coefficient de consolidation:
- 3) la contrainte apparente de pré consolidation ou la résistance du matériau:
- 4) le coefficient de consolidation secondaire:
- 5) les paramètres de gonflement:

Les principes de l'essai œdométrique à chargement par paliers sont les suivants: le chemin de contraintes correspond à une déformation unidimensionnelle, le drainage est axial et unidimensionnel.

Les chemins de contraintes et les conditions de drainage sous des fondations sont généralement tridimensionnels et des différences peuvent apparaître au niveau des valeurs calculées pour le tassement ou pour sa vitesse.

La petite dimension de l'éprouvette ne permet généralement pas de représenter correctement les hétérogénéités présentes dans les sols naturels.

L'analyse d'un essai de consolidation repose généralement sur l'hypothèse que le sol est saturé. Dans le cas de sols non saturés, certains paramètres déduits de l'essai peuvent ne pas avoir de signification physique.

#### III.4.2-mise en place de l'éprouvette:

Mettre l'éprouvette de sol entre deux papiers filtres et placer l'ensemble troussé + échantillon dans le logement prévu à cet effet, au niveau de la partie supérieure de la cellule doit être assemblée à la partie inférieure.

- **Détermination l'indice de vide et potentiel de collapse :**

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

$$e = (H_1 - h_s) / h_{shp} = P_{sec} / (\gamma_s \times S) H_1 = h_0 - \Delta h$$

**P<sub>sec</sub>** : poids de sol sec.

**S**: section droite de l'éprouvette

**h<sub>0</sub>**: hauteur initiale de la cellule œdométrique

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

Et le potentiel de collapse est égal :  $C_p = (\Delta H/H_0) \times 100\%$

#### III.4.3-La relation entre l'indice des vides et le logarithme de la contrainte effective :

A partir des résultats de l'essai de consolidation, on trace une courbe avec en ordonnée, sur une échelle arithmétique, les indices des vides en fin de palier de chargement ou de déchargement, et en abscisse, sur une échelle logarithmique, les pressions d'essai.

**Tableau III.01 : Programme des essais œdométrique.**

N <sup>o</sup> d'essais	Type de sol reconstitue	Teneur en eau(%)	Nbr de coup <b>E<sub>c</sub></b>
01	A	2	20
02	A	2	20
03	A	2	20
04	B	2	20
05	B	2	20
06	B	2	20
07	C	2	20

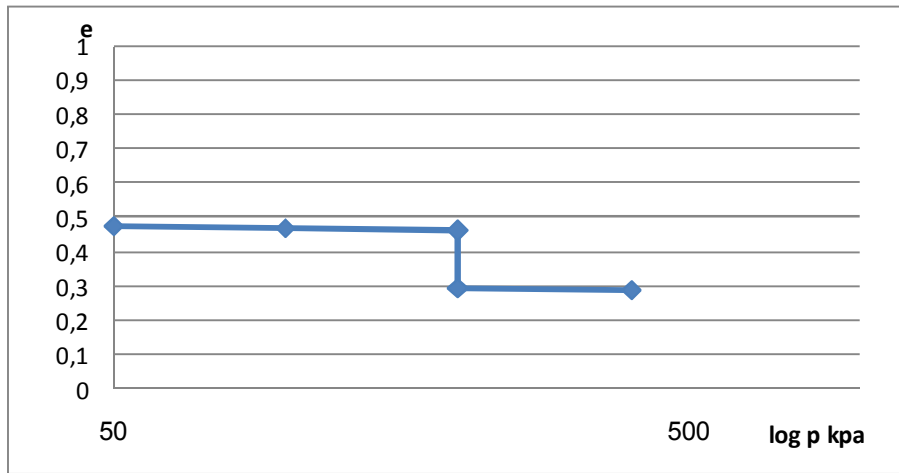
08	C	2	20
09	C	2	20

**III.5- Résultats d'essais :**

- **Essai 01 :** sol reconstitué sable (A).

**Tableau III.02: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.999	19.001	0.478	10.695
50	1.026	18.974	0.476	
100	1.118	18.882	0.469	
200	1.243	18.757	0.459	
200	3.382	16.618	0.293	
400	3.43	16.57	0.289	



**Fig. III-7 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).**

- **Essai 02 :** sol reconstitué sable (A).

• **Tableau III.03: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.726	19.274	0.499	8.775
50	0.805	19.195	0.4937	
100	0.969	18.031	0.481	
200	1.143	18.857	0.467	
200	2.898	17.102	0.331	
400	3.664	16.336	0.271	

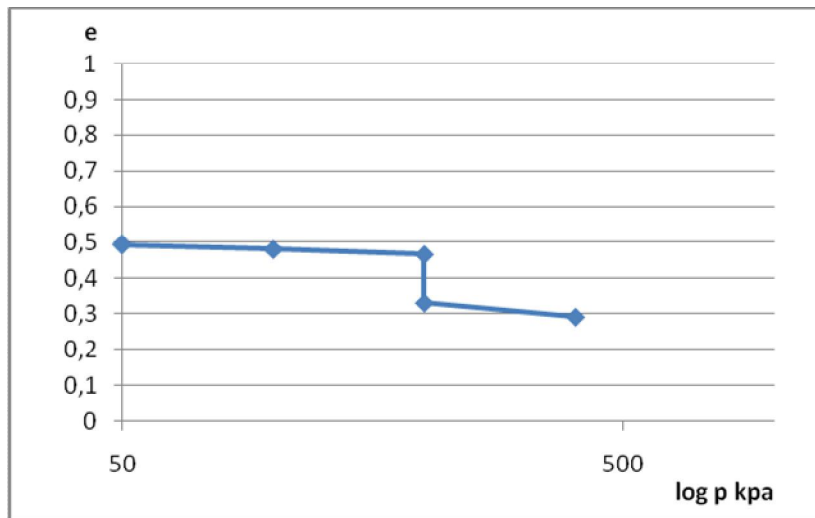


Fig. III-8 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).

- Essai 03 : sol reconstitué sable (A).

Tableau III.04: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.137	19.863	0.545	5.735
50	0.254	19.746	0.536	
100	0.531	19.469	0.515	
200	0.831	19.169	0.492	
200	1.978	18.822	0.402	
400	2.338	17.662	0.374	

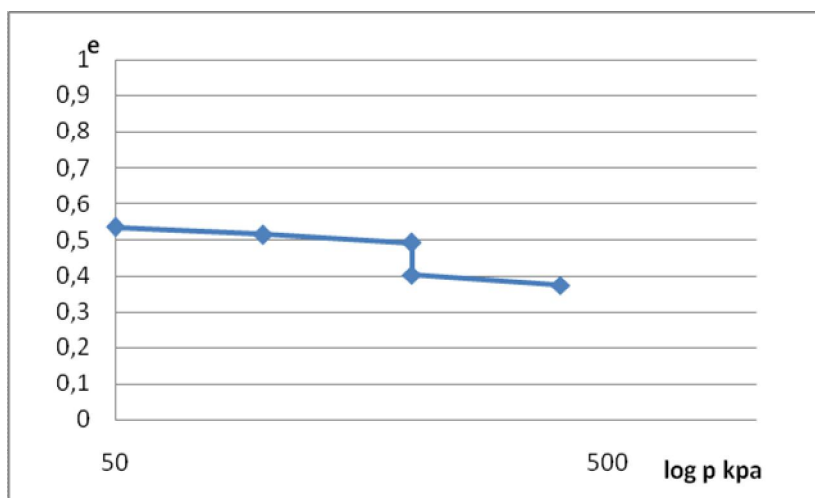
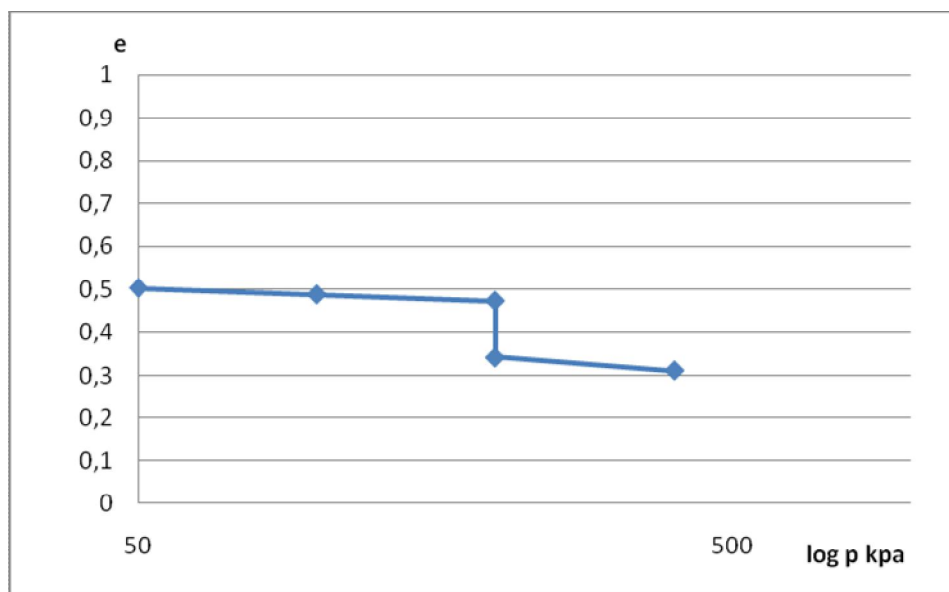


Fig. III-9 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ , EC = 20 coups).

- sol reconstitué sable (A) moyenne.

**Tableau III.05: résultats de l'essai œdométrique (W<sub>0</sub> = 2%, EC = 20 coups).**

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H <sub>1</sub> = H <sub>0</sub> -ΔH (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.62	19.379	0.508	8.403
50	0.695	19.305	0.502	
100	1.206	19.127	0.488	
200	1.072	18.927	0.473	
200	2.752	17.247	0.342	
400	3.144	16.856	0.311	



**Fig. III-10 : courbe œdométrique (W<sub>0</sub> = 2%, EC = 20 coups).**

- Essai 01 : sol reconstitué sable (B).

**Tableau III.06: résultats de l'essai œdométrique (W<sub>0</sub>= 2%, EC = 20 coups).**

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	H <sub>1</sub> = H <sub>0</sub> -ΔH (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.941	19.059	0.48	9.915
50	1.11	18.89	0.47	
100	1.5	18.5	0.44	
200	1.9	18.1	0.41	
200	3.883	16.117	0.254	
400	4.048	15.952	0.241	

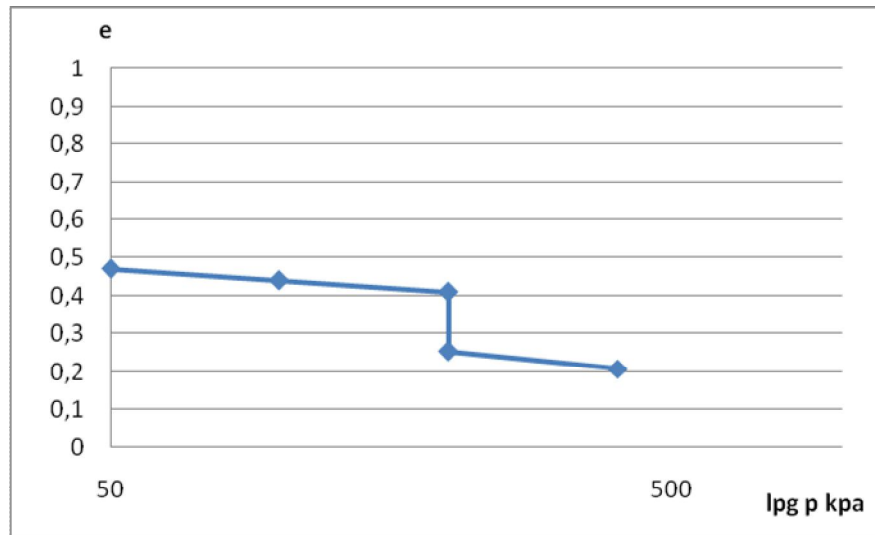


Fig. III-11 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).

- Essai 02 : sol reconstitué sable (B).

Tableau III.07: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.788	19.212	0.495	11.505
50	1.198	18.802	0.46	
100	1.295	18.705	0.45	
200	1.611	18.389	0.43	
200	3.912	16.088	0.252	
400	4.157	15.843	0.233	

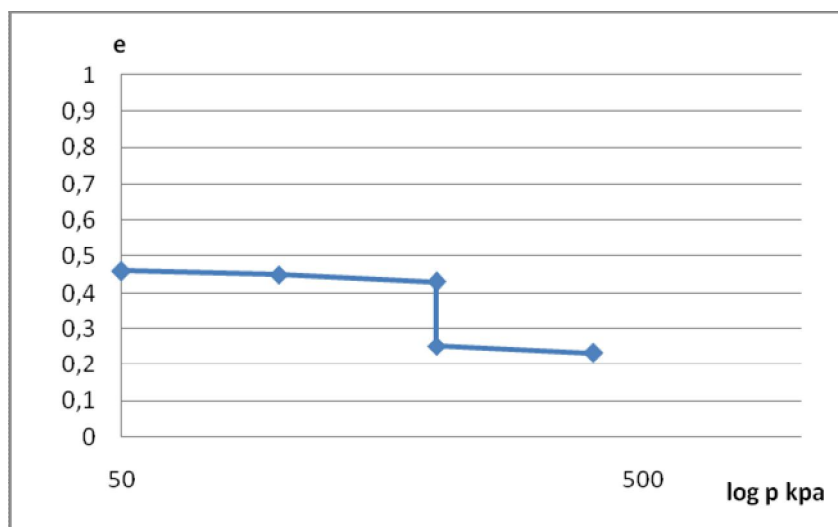
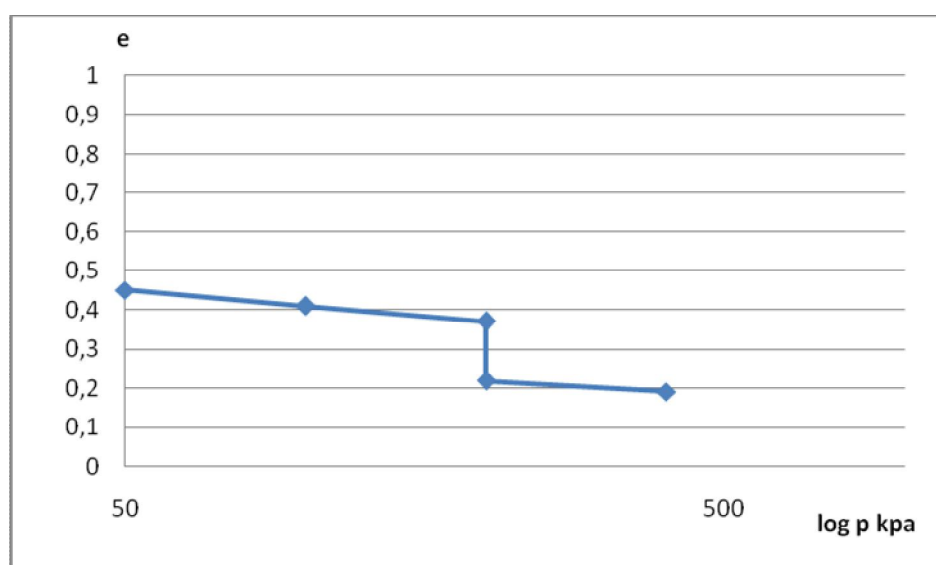


Fig. III-12 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).

- Essai 03 : sol reconstitué sable (B).

**Tableau III.08: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.97	19.03	0.48	9.745
50	1.281	18.719	0.45	
100	1.831	18.169	0.41	
200	2.331	17.669	0.37	
200	4.28	15.681	0.22	
400	5.318	14.682	0.1425	

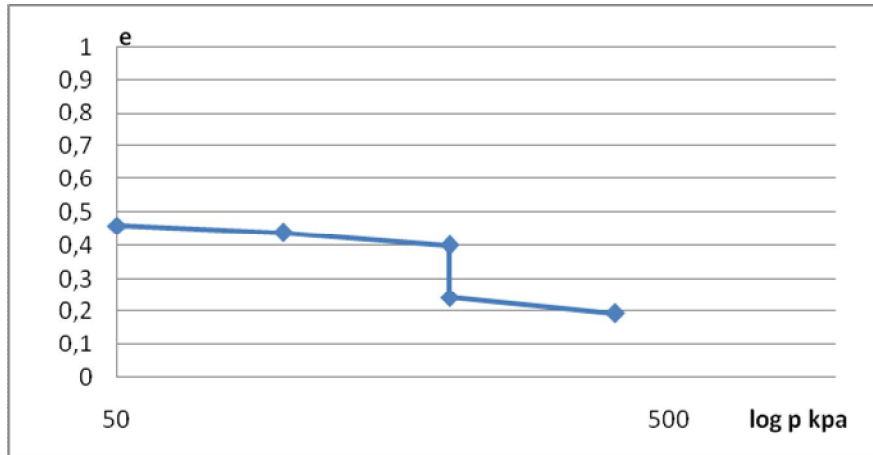


**Fig. III-13 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

- Sol reconstitué sable (B) moyenne.

**Tableau III.09: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.918	19.082	0.485	10.388
50	1.241	18.759	0.46	
100	1.522	18.478	0.438	
200	2.015	17.985	0.4	
200	4.028	15.972	0.243	
400	4.632	15.386	0.196	

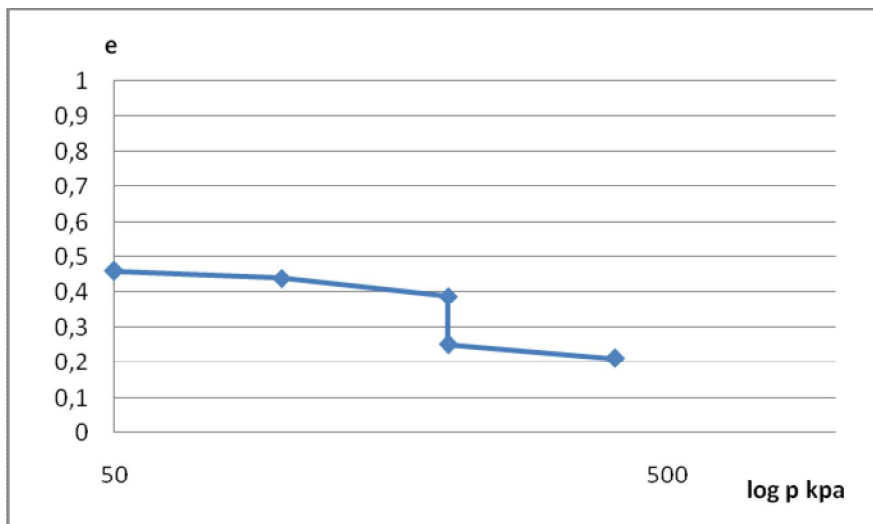


**Fig.III-14 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

- **Essai 01 : sol reconstitué sable (C).**

**Tableau III.10: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.997	19.003	0.479	8.94
50	1.245	18.755	0.46	
100	1.441	18.559	0.44	
200	2.104	17.896	0.39	
200	3.892	16.108	0.253	
400	4.422	15.578	0.212	

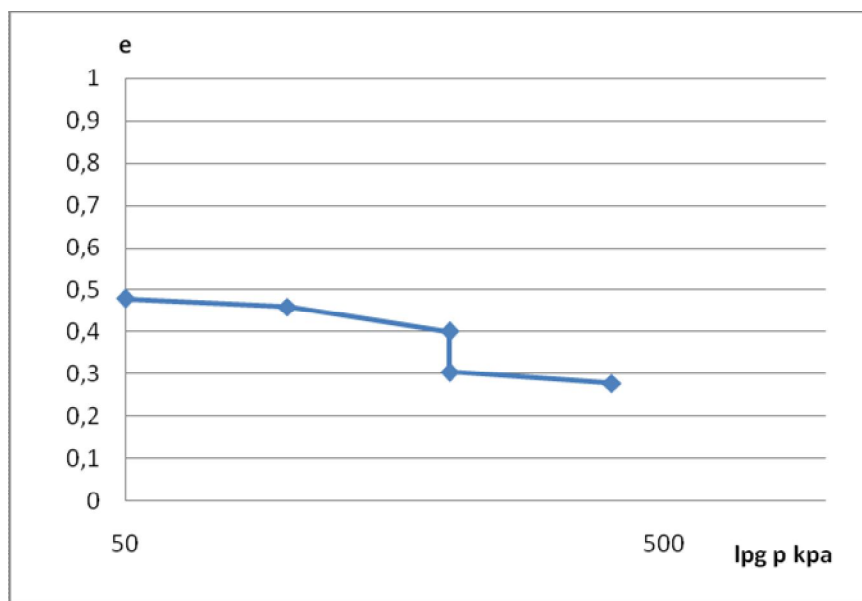


**Fig. III-15 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

- **Essai 02** : sol reconstitué sable (C).

**Tableau III.11: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.793	19.207	0.495	6.55
50	0.987	19.013	0.479	
100	1.247	18.753	0.459	
200	1.927	18.073	0.4	
200	3.238	16.762	0.304	
400	4.104	15.896	0.237	

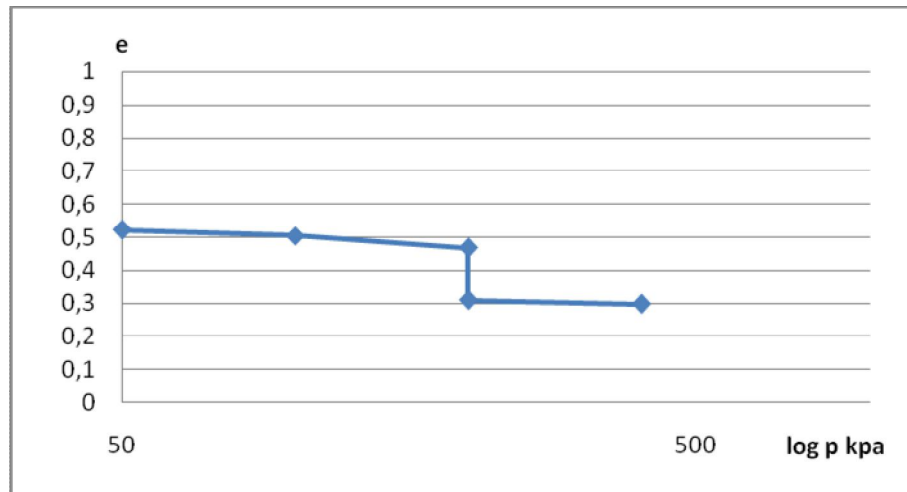


**Fig. III-16 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

- **Essai 03** : sol reconstitué sable (C).

**Tableau III.12: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.301	19.699	0.533	10.145
50	0.428	19.572	0.523	
100	0.663	19.337	0.505	
200	1.129	18.871	0.468	
200	3.158	16.842	0.31	
400	4.353	15.647	0.217	

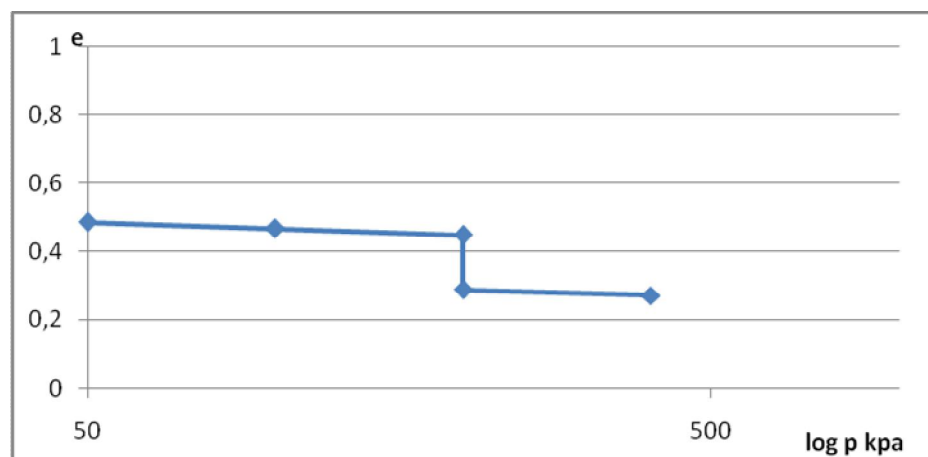


**Fig. III-17 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

- sol reconstitué sable (C) moyenne.

**Tableau III.13: résultats de l'essai œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

Pression (Kpa)	$\Delta H$ (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	CP(%)
25	0.697	19.303	0.502	8.545
50	0.886	19.114	0.487	
100	1.117	18.883	0.47	
200	1.72	18.28	0.422	
200	3.429	16.571	0.29	
400	4.293	15.707	0.22	



**Fig III-18 : courbe œdométrique ( $W_0 = 2\%$ ,  $EC = 20$  coups).**

- Résultats rats des essais œdométrique sont donnés dans les tableaux suivants :

**Tableau III.14 :** Caractéristique initiales du sol reconstitué au laboratoire.

Essais moyenne	Nbr de coup Ec	H <sub>0</sub> (mm)	W <sub>0</sub> %	γ <sub>s</sub> g/cm <sup>3</sup>	γ <sub>h</sub> g/cm <sup>3</sup>	γ <sub>d</sub> g/cm <sup>3</sup>	e <sub>0</sub> %
Sable(A)	20	20	2	2.59	1.69	1.65	56.97
Sable(B)	20	20	2	2.49	1.70	1.67	49.1
Sable(c)	20	20	2	2.48	1.70	1.66	49.4

- D'essai répétable (W<sub>0</sub>=2%.Ec=20) ; du sol reconstitué(A), (B) et(C) :

**Tableau III.15:** D'essai répétable (W<sub>0</sub>=2%.Ec=20).du sol reconstitué (A).

Charges (kg)	Indices des vides(%)			e moy	σ Ecart type	Δe max	Δe ≤2.8 σ
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3				
0.5	47.8	49.99	54.57	50.80	2.82	7.29	7.9 OK
1.0	47.6	49.37	53.66	50.21	2.54	6.6	7.2OK
2.0	46.9	48.10	51.51	48.80	1.95	5.0	5.5 OK
4.0	45.9	46.72	49.175	47.26	1.39	3.2	3.9 OK
4.0	29.3	33.09	40.25	34.20	4.54	12.1	12.8 OK
8.0	28.9	27.13	37.44	31.10	4.51	12.2	12.7 OK

**Tableau III.16 :** D'essai répétable (W<sub>0</sub>=2%.Ec=20). du sol reconstitué (B).

Charges (kg)	Indices des vides(%)			e moy	σ Ecart type	Δe max	Δe ≤2.8 σ
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3				
0.5	48.0	49.5	48.0	48.5	0.71	1.25	2.0 OK
1.0	47.0	46.0	45.0	46.0	0.81	1.95	2.3 OK
2.0	44.0	45.0	41.0	43.8	1.76	0.35	5.0 OK
4.0	41.0	43.0	37.0	40.0	2.51	4.75	7.1 OK
4.0	25.4	25.2	22.0	24.3	1.56	3.9	4.8 OK
8.0	24.1	23.3	14.25	19.6	4.56	12.25	12.8 OK

**Tableau III.17** : D'essai répétable ( $w=2\%$ ,  $E_c=20$ ) du sol reconstitué (C).

Charges (kg)	Indices des vides(%)			e moy	$\sigma$ Ecart type	$\Delta e$ max	$\Delta e \leq 2.8 \sigma$
	Essai N°1	Essai N°2	Essai N°3				
0.5	47.9	49.5	53.3	50.2	2.265	5.95	6.4 OK
1.0	46.0	47.9	52.3	48.7	2.64	7.25	7.4 OK
2.0	44.0	45.9	50.5	47.0	2.736	7.5	7.7 OK
4.0	39.0	40.0	46.8	42.2	3.475	9.5	9.8 OK
4.0	25.3	30.4	31	29.0	2.56	6.75	7.2 OK
8.0	21.2	23.7	21.7	22.0	1.1	2.89	3.1 OK

**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).

**Tableau III.18** : Résultats de calcul de  $\Delta h_{moy}$ , indice de vide moyen.

temps	Masse sur les plateaux Kg	Contrainte Normale Kpa	A		B		C	
			$w_o=2\%$ $E_c=20$		$w_o=2\%$ $E_c=20$		$w_o=2\%$ $E_c=20$	
			$\Delta h_{moy}$	e moy	$\Delta h_{moy}$	e moy	$\Delta h_{moy}$	e moy
	0,5	25	0.62	0.508	0.1899	0.485	0.211	0.552
	1,0	50	0.695	0.502	1.196	0.46	0.724	0.511
	2,0	100	1.206	0.488	1.542	0.43	1.15	0.480
	4,0	200	1.072	0.472	1.947	0.4	1.452	0.452
0	Inondation							
0,5m			2.316		2.896		2.108	
1mn			2.523		3.010		2.334	
2mn			2.9		3.288		2.348	
4mn			3.278		3.363		2.551	
8mn			3.353		3.441		2.788	
15mn			3.354		3.503		2.798	
30mn			3.357		3.571		3.016	
1h			3.358		3.593		3.18	
4h			3.364		3.7		3.21	
24h			3.382	0.342	3.883	0.424	3.238	0.297
	8.0	400	4.48	0.311	2.79	0.423	4.104	0.287

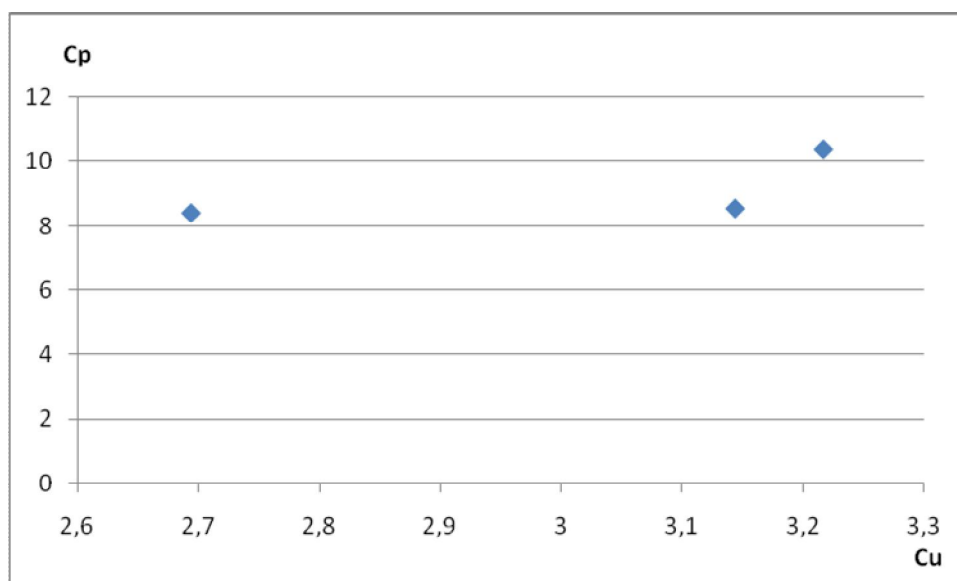
Variation du degré de collapse en fonction du temps : On définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final  $C_p$ , soit :  $DC = C_p(t)/C_p * 100$  (%)

**Tableau III.19** : Résultats de calcul de degré de collapse.

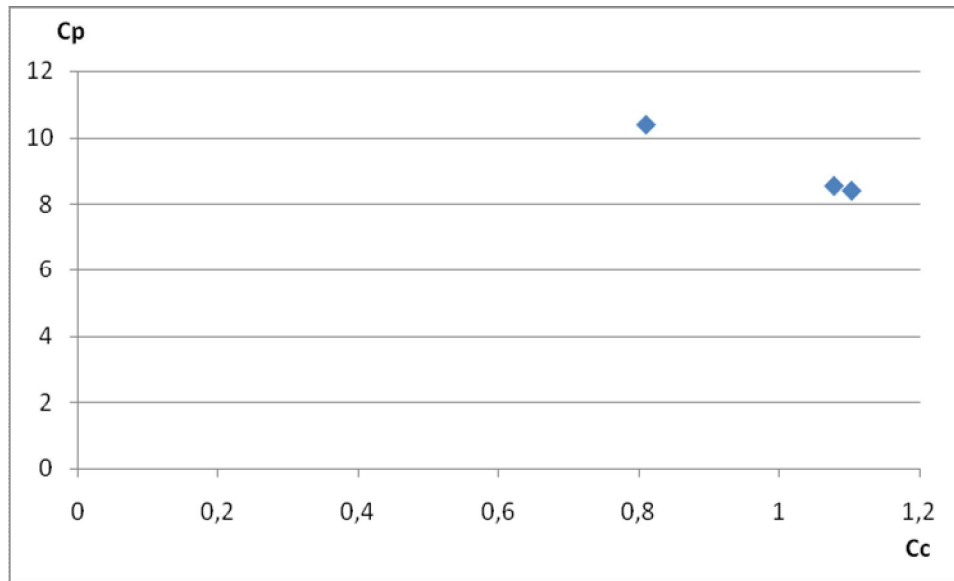
Temps	DC % ( $w_0=2\%$ $E_c=20$ ) Essai N° 1		
	A	B	C
0.5mn	50.163	50.22	44.46
1mn	59.84	55.97	76.45
2mn	77.466	69.99	76.84
4mn	95.138	73.77	80.98
8mn	98.64	77.71	83.83
15mn	98.69	80.232	84.62
30mn	98.83	80.938	86.96
2h	98.92	85.375	92.5
4h	99.16	90.77	95.47
24h	100	100	100

**Tableau III.20** : la relation en Cu, Cc et Cp.

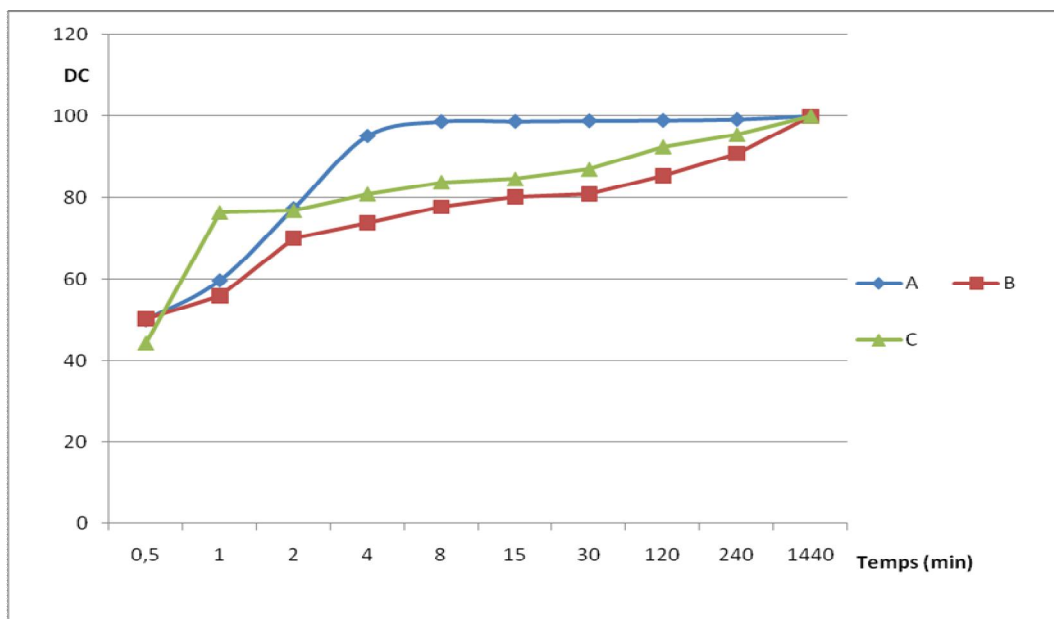
Type de sable	W%	Ec	Cu	Cc	Cp Moy
A	2	20	2.694	1.102	8.403
B	2	20	3.217	0.81	10.388
C	2	20	3.144	1.077	8.545



**Fig. III-19** : la variation du Cu en fonction du Cp



**Fig. III-20** : la variation du Cc en fonction du Cp



**Fig. III-21** : courbe de degré collapse DC moy en fonction de temps ( $w_0=2\%$ ,  $E_c=20$ ).

### III.6 Analyse et discussion des résultats :

#### III.6.1 -Vérification l'affaisabilité du sol reconstitué :

Après les essais œdométrique sur le sol reconstitué en obtenus les résultats qu'on a affiché sur précédent, le pourcentage de l'indice de vide initial varie entre Les valeurs :

$$48 < e_0 < 78 \%$$

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), les résultats qu'on a obtenus dans les tableaux (III.15) sont :

- Pour  $w = 2\%$ ,  $E_c = 20$ , et la charge (0.5, 1, 2, 4 et 8).
- Le sol reconstitué A  $C_p (\text{moy}) = 8.403 > 1\%$ .
- Le sol reconstitué B  $C_p (\text{moy}) = 10.388 > 1\%$ .
- Le sol reconstitué C  $C_p (\text{moy}) = 8.545 > 1\%$ .

$C_p > 1\%$  Donc ces sols sont affaissables.

### III.6.2 Vérification de la répétabilité des essais œnométriques.

On montre dans les tableaux (III.15, III.16, III, 17)  $\Delta e \leq 2.8 \sigma$  qui L'intervalle de confiance est acceptable.

Donc les essais sont répétables.

### III.6.3 Vérification du la densité sèche ( $\gamma_d$ ) sur l'affaissement des sols.

Les trois sols reconstitués ont une densité sèches faible  $\gamma_d$  (1.66 1.65 et 1.67), d'où tendance à s'effondrer (sols poreux), ceci et montré dans le tableau (III.14).

Ce qui justifie l'Affaissabilité de ces sols.

### III.6.4 Influence du coefficient d'uniformité sur le potentiel de collapse.

Lorsque le coefficient d'uniformité croit, la valeur du potentiel de collapse augmente (courbe III.19).

- Le sable (A) :  $C_u = 2.694$ ,  $C_p (\text{moy}) = 8.403 > 1\%$ .
- Le sable (B) :  $C_u = 3.217$ ,  $C_p (\text{moy}) = 10.388 > 1\%$ .
- Le sable (C) :  $C_u = 3.144$ ,  $C_p (\text{moy}) = 8.545 > 1\%$ .

### III.6.5 Influence du coefficient de courbure sur le potentiel de collapse.

Lorsque le coefficient de courbure est bas, la valeur du potentiel de collapse augmente (courbe III-20).

- Le sable (A) :  $C_c = 1.102$   $C_p (\text{moy}) = 8.403 > 1\%$ .
- Le sable (B) :  $C_c = 0.81$   $C_p (\text{moy}) = 10.388 > 1\%$ .
- Le sable (C) :  $C_c = 1.077$   $C_p (\text{moy}) = 8.545 > 1\%$ .

### III.6.6 Influence du coefficient d'uniformité sur le degré de collapse.

On définit le degré de collapse comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à un instant (t) donné  $C_p(t)$  et le potentiel de collapse final ( $t=24h$ )  $C_p$ .

$$DC = (C_p(t)/C_p \text{ fin}) 100\%. \text{ Ou } DC = (\Delta h(t)/ \Delta h \text{ fin}) 100\%.$$

D'après la courbe (III-21) Pour sable (C), le degré de collapse DC atteint (65.725%) à l'instant  $t=8$  mm après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol. Lorsque le coefficient d'uniformité est élevé.

### III.6.7 Influence du coefficient de courbure sur le degré de collapse.

D'après la courbe (III-21) Pour sable (B), le degré de collapse DC atteint (80%) à l'instant  $t=10$  mm après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol. Lorsque le coefficient de courbure est bas.

## III.7 Essai de cisaillement direct sur les sols :

### III.7.1. But de l'essai :

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au Cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante. L'essai de cisaillement permet détraquer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\phi$  et sa cohésion  $C$  (dans notre cas la cohésion est nulle). Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

### III.7.2. Le Principe de l'essai :

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

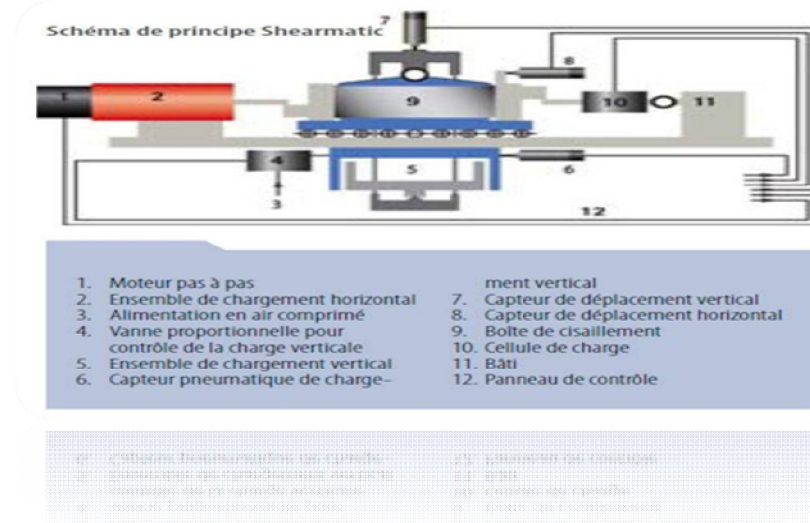
L'essai consiste à :

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

### III.7.3 Appareillage spécifique :

- ✓ Le bâti.
- ✓ La boîte de cisaillement.
- ✓ Le dispositif d'application de l'effort normal sur l'éprouvette.
- ✓ Le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi- boîte.

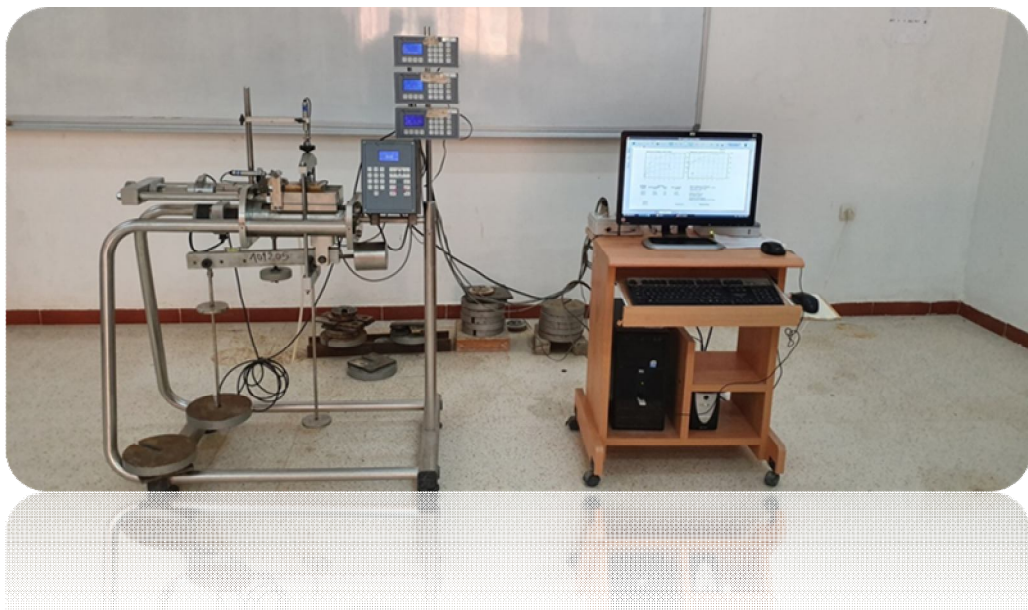
- ✓ Le système de mesure des efforts, des déplacements et du temps.



**Fig III-22 : La machine de cisaillement:**

Elle comporte essentiellement:

- ✓ Un chariot Porte- boîte, entraîné horizontalement à Vitesse constante, entraînant lui-même la demi-boîte inférieure et l'éprouvette d'essai.
- ✓ Un anneau dynamométrique, retenant la demi-boîte supérieure, dont les déformations indiquent les efforts tangentiels développés dans le plan de cisaillement.
- ✓ Un système levier-étrier, appliquant sur le piston de la boîte les charges normales désirées, trois l'aide de différent poids



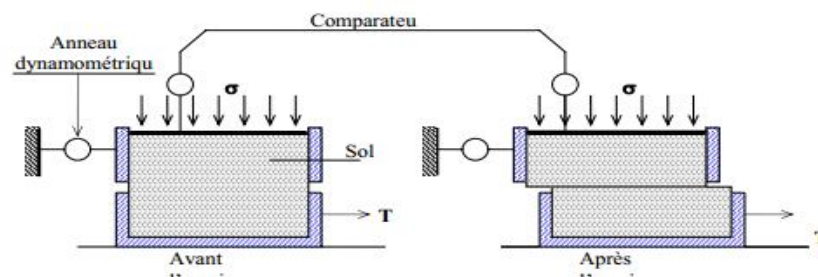
**Fig III-23: Appareillage de cisaillement.**

### La boîte de cisaillement ou boîte de casagrande

IL existe différent modèles de boîte de cisaillement, dans laquelle est mise l'éprouvette d'essai, mais tous répondent au même principe.

- ✓ Une boîte de cisaillement comporte essentiellement.
- ✓ Une demi-boîte inférieure, munie d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée,
- ✓ Une demi-boîte supérieure.
- ✓ Un piston muni a sa base d'une pierre poreuse plate, striée ou dentée, glissant librement dans la demi-boîte supérieure et transmettant à l'éprouvette l'effort vertical exercé.
- ✓ Deux goupilles, solidarissant les deux demi-boîtes, avant l'essai.

Les dimensions intérieures des demi-boîtes couramment utilisées sont de (6 x 6 cm) pour les sols cohérents homogènes, de (10 x 10cm) pour les sols pulvérulents ou hétérogènes.



**Fig. III-24:La boîte de cisaillement**

#### III.7.4 Procédure de l'essai:

Elle comporte les étapes suivantes: Placer l'étrier de charge sur le piston de la boîte. Placer le comparateur vertical et le mettre à zéro.

- ✓ On met la boîte dans la machine de cisaillement.
- ✓ On place la bille sur le piston.
- ✓ On place l'étrier sur le piston et à l'aide d'un levier, on met en règle le bras de lère.
- ✓ Désolidariser les deux demi-boîtes en enlevant les goupilles.
- ✓ On charge le plateau.
- ✓ On desserré les boulons pour que la demi-boîte supérieur ne coïncide pas avec la demi-boîte inférieur. On met la machine en marche.
- ✓ On note tous les 15, 30, 45 seconde les lectures.
- ✓ Enfin on arrête la machine quand le cisaillement est achevé.

Le programme d'essais réalisé :

Pour un sol reconstitué sans traitement :

**Tableau III.21:** Programme des essais cisaillement Pour un sol reconstitué.

Nombre du sol	Wo	e Ec	Contrainte vertical (KN/m2)	Hauteur de chute (cm)	Nombre total d'essai
3	2%	20	100	15	3
			200		
			400		
		20	100		3
			200		
			400		
		20	100		3
			200		
			400		

**Résultats des essais de cisaillement des sols reconstitué**

🚧 Sable A :

**Tableau III.22:** Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitué A ( $w=2\%$ ,  $E_c=20$ coups).

Contrainte vertical (KN/m2)	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m2)	0,09277778	0,145	0,2539
Angle de frottement (degré)	28.28 deg		
Cohésion (KN/m2)	38.33 kN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.23:** Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitué A , force et déplacement ( $w_0=2\%$ ,  $E_c=20$ coups).

100			200			400		
F[N]	$\zeta$ (Mpa)	$\Delta L$ [mm]	F[N]	$\zeta$ (Mpa)	$\Delta L$ [mm]	F[N]	$\zeta$ (Mpa)	$\Delta L$ [mm]
111	0,03083333	0,156	226	0,06277778	0,218	391	0,1086	0,372
163	0,04527778	0,527	315	0,0875	0,577	530	0,1472	0,833
244	0,06777778	0,892	386	0,10722222	0,97	620	0,1722	1,285
242	0,06722222	1,356	443	0,12305556	1,409	683	0,1897	1,748
245	0,06805556	1,828	473	0,13138889	1,875	725	0,2014	2,219
280	0,07777778	2,283	491	0,13638889	2,342	765	0,2125	2,691
294	0,08166667	2,774	509	0,14138889	2,812	799	0,2219	3,163
311	0,08638889	3,253	518	0,14388889	3,291	830	0,2306	3,646

319	0,08861111	3,733	522	0,145	3,807	867	0,2408	4,108
325	0,09027778	4,203	520	0,14444444	4,317	894	0,2483	4,601
330	0,09166667	4,699	520	0,14444444	4,823	909	0,2525	5,102
334	0,09277778	5,205	478	0,13277778	4,87	914	0,2539	5,603

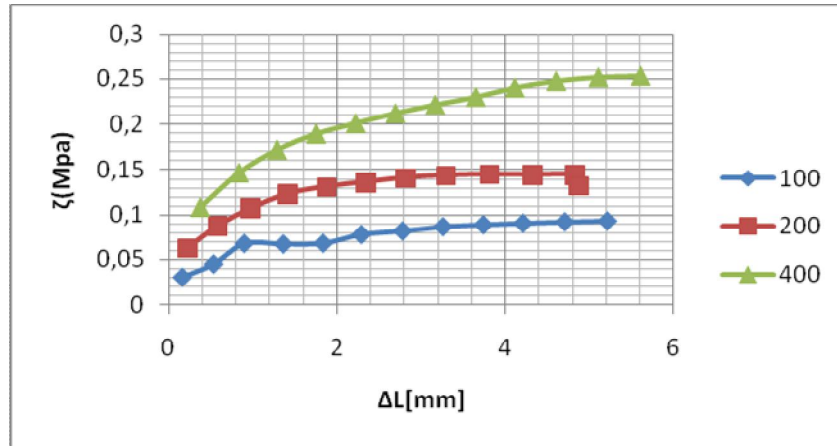


Fig. III-25: courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement du sol reconstitué A , force en fonction du déplacement.

$\zeta$ (Mpa)	F[N]
100	0,09277778
200	0,145
400	0,2539

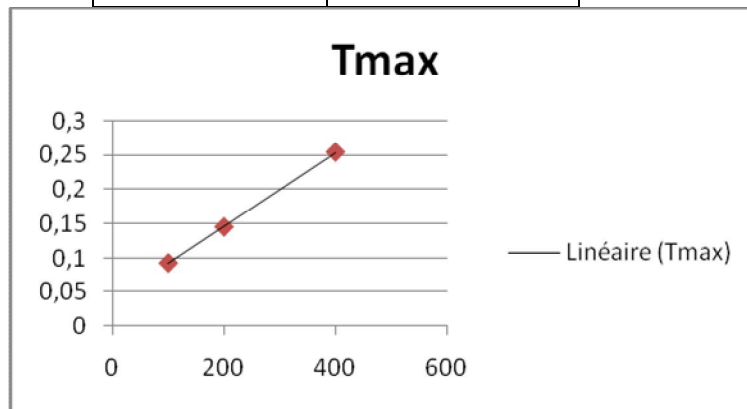


Fig. III.26: l’effort de cisaillement en fonction de contraint verticale (w=2%, Ec=40).

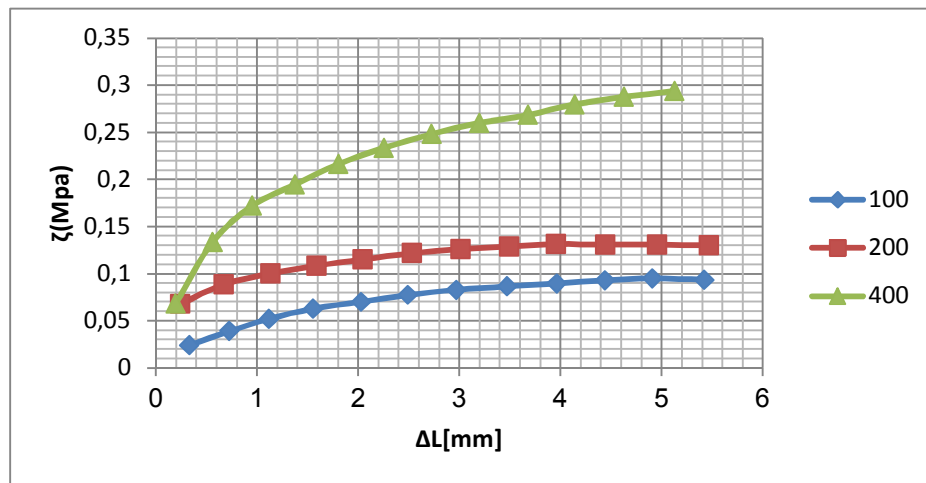
✚ Sable B :

**Tableau III.24:** Résultats d’essai de cisaillement sable B ( $w_0=2\%$ ,  $E_c=20$ coups)

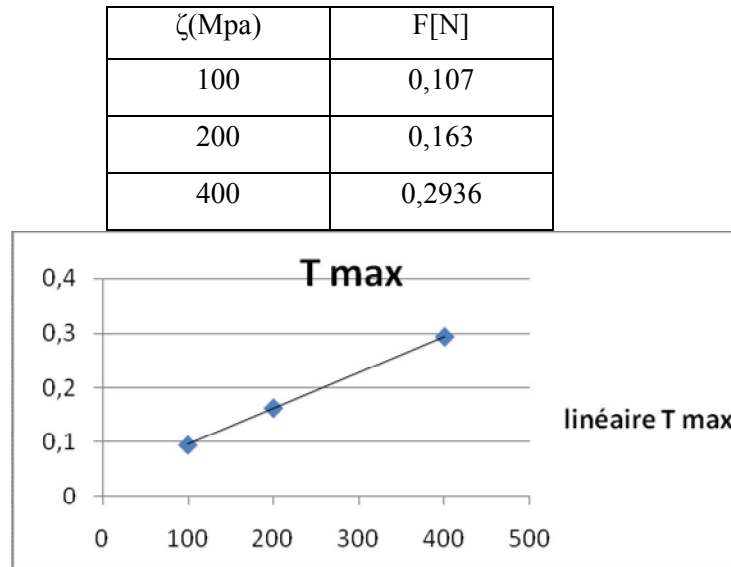
Contrainte vertical (KN/m <sup>2</sup> )	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	0,107	0,163	0,2936
Angle de frottement (degré)	34.35 deg		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	<b>13.75 kN/m<sup>2</sup></b>		

**Tableau III.25:** Résultats d’essai de cisaillement du sol reconstitue B , force et déplacement ( $w_0=2\%$ ,  $E_c=20$ coups).

100			200			400		
F[N]	ζ(Mpa)	ΔL[mm]	F[N]	ζ(Mpa)	ΔL[mm]	F[N]	ζ(Mpa)	ΔL[mm]
86	0,02388889	0,333	244	0,06777778	0,242	245	0,0681	0,196
140	0,03888889	0,728	318	0,08833333	0,67	480	0,1333	0,561
187	0,05194444	1,118	361	0,10027778	1,132	618	0,1717	0,951
226	0,06277778	1,556	390	0,10833333	1,589	700	0,1944	1,375
252	0,07	2,03	414	0,115	2,043	778	0,2161	1,806
278	0,07722222	2,493	438	0,12166667	2,53	840	0,2333	2,254
298	0,08277778	2,969	453	0,12583333	3,015	893	0,2481	2,725
311	0,08638889	3,472	463	0,12861111	3,496	935	0,2597	3,197
322	0,08944444	3,962	472	0,13111111	3,956	966	0,2683	3,679
334	0,09277778	4,442	471	0,13083333	4,445	1006	0,2794	4,14
342	0,095	4,911	471	0,13083333	4,955	1035	0,2875	4,629
336	0,09333333	5,421	468	0,13	5,468	1057	0,2936	5,128



**Fig. III.27:** courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement du sol Reconstitue B, force en fonction du déplacement



**Fig. III.28:** l'effort de cisaillement en fonction de contrainte verticale  
( $w_0=2\%$ ,  $E_c=40$ ).

**Sable C :**

**Tableau III.26:** Résultats d'essai de cisaillement sable C ( $w=2\%$ ,  $E_c=20$ coups).

Contrainte vertical (KN/m <sup>2</sup> )	100	200	400
Contrainte tangentielle (KN/m <sup>2</sup> )	0,10333333	0,155	0,2558
Angle de frottement (degré)	26.92 deg		
Cohésion (KN/m <sup>2</sup> )	59.92 kN/m <sup>2</sup>		

**Tableau III.27:** Résultats d'essai de cisaillement du sol reconstitue C, force et déplacement ( $w=2\%$ ,  $E_c=20$ coups).

100			200			400		
F[N]	$\zeta$ (Mpa)	$\Delta L$ [mm]	F[N]	$\zeta$ (Mpa)	$\Delta L$ [mm]	F[N]	$\zeta$ (Mpa)	$\Delta L$ [mm]
129	0,03583333	0,18	162	0,045	0,122	11	0,0031	0,445
217	0,06027778	0,49	236	0,06555556	0,452	342	0,0950	0,812
267	0,07416667	0,942	302	0,08388889	0,881	515	0,1431	1,256
299	0,08305556	1,417	354	0,09833333	1,33	700	0,1944	1,672
326	0,09055556	1,869	390	0,10833333	1,784	794	0,2206	2,124
344	0,09555556	2,347	425	0,11805556	2,237	829	0,2303	2,591
358	0,09944444	2,854	455	0,12638889	2,705	859	0,2386	3,055
366	0,10166667	3,342	484	0,13444444	3,172	877	0,2436	3,538
372	0,10333333	3,824	507	0,14083333	3,63	892	0,2478	4,017
366	0,10166667	4,306	523	0,14527778	4,081	913	0,2536	4,502

359	0,09972222	4,823	546	0,15166667	4,542	921	0,2558	4,968
346	0,09611111	5,349	558	0,155	5,036	903	0,2508	5,464

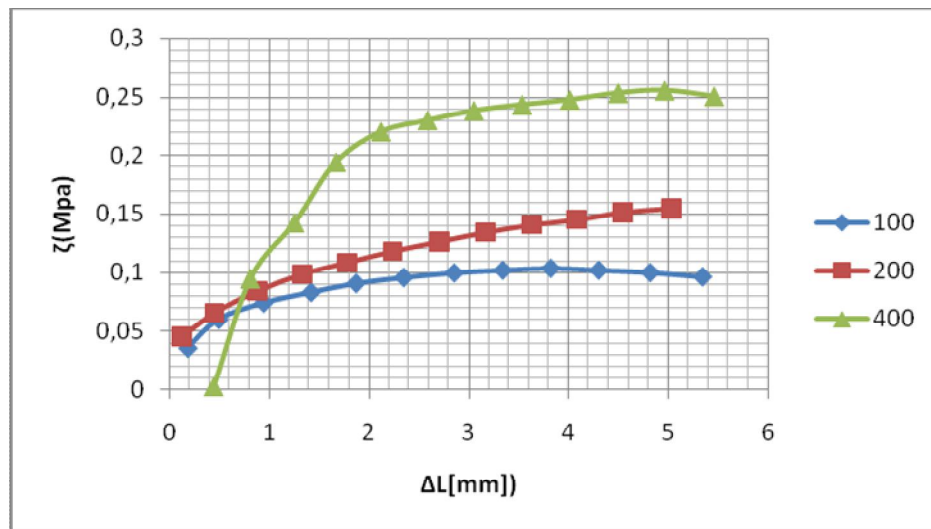


Fig. III.29: courbe de contrainte déformation d’essai de cisaillement du sol Reconstitue C, force en fonction du déplacement.

$\zeta$ (Mpa)	F[N]
100	0,10333333
200	0,155
400	0,2558

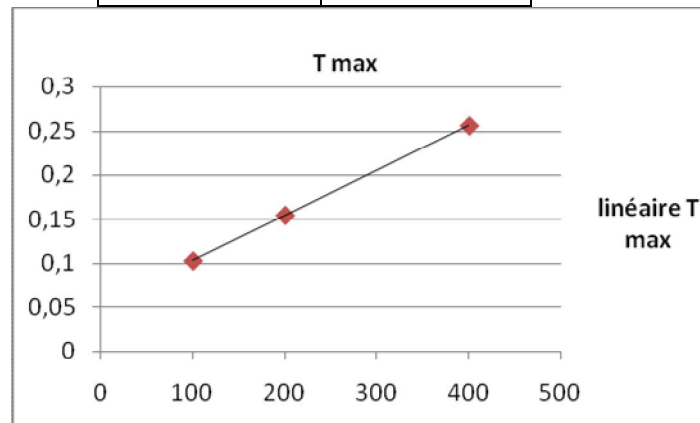


Fig. III.30: l’effort de cisaillement en fonction de contrainte verticale ( $w_0=2\%$ ,  $E_c=40$ ).

**III.7.5 Influence du coefficient d'uniformité sur la résistance de cisaillement:**

**N=100**

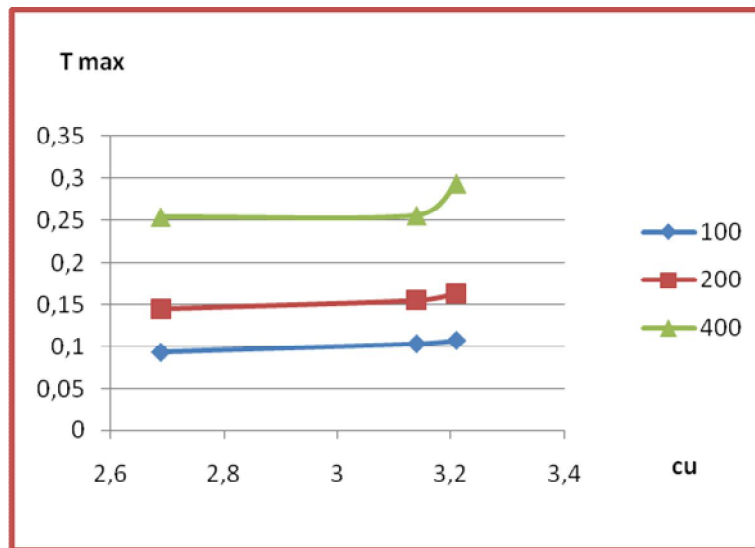
**N=200**

**N=400**

$\zeta$ (Mpa)	cu
0.09278	2.69
0.103	3.14
0.107	3.21

$\zeta$ (Mpa)	cu
0.145	2.69
0.155	3.14
0.163	3.21

$\zeta$ (Mpa)	cu
0.2539	2.69
0.2558	3.14
0.2936	3.21



**Fig. III.31: la résistance de cisaillement en fonction de coefficient d'uniformité.**

**Conclusion :**

Lorsque le coefficient d'uniformité Cu croit, la résistance du cisaillement augmente aussi

**III.7. 6 Influence du coefficient de courbure sur la résistance de cisaillement:**

**N =100**

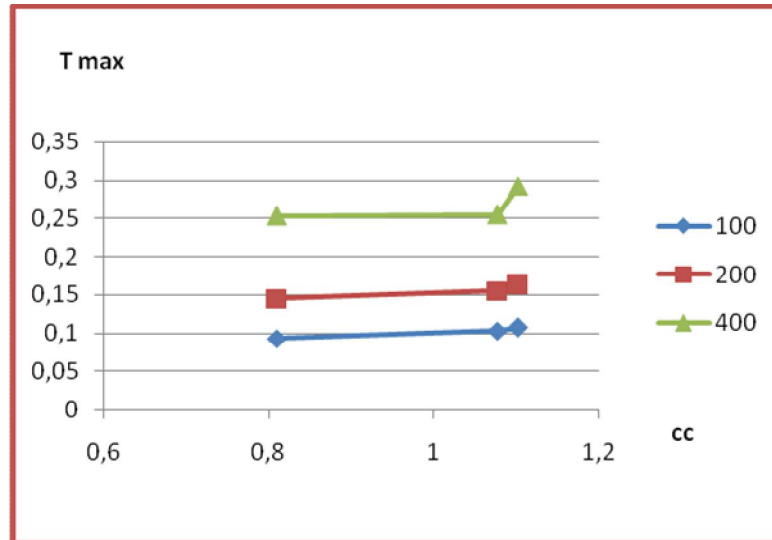
**N=200**

**N=400**

$\zeta$ (Mpa)	cc
0.09278	0.81
0.103	1.077
0.107	1.102

$\zeta$ (Mpa)	cc
0.145	0.81
0.155	1.077
0.163	1.102

$\zeta$ (Mpa)	cc
0.2539	0.81
0.2558	1.077
0.2936	1.102



**Fig. III.32: la résistance de cisaillement en fonction de coefficient de courbure.**

**Conclusion :**

Lorsque le coefficient de courbure  $C_c$  croit, la résistance du cisaillement augmente aussi.

**CHAPITRE IV**  
**CONCLUSION**  
**RECOMMANDATION,**  
**PERSPECTIVE**

### Conclusion générale

Les principales conclusions qu'art peut tirer de cette étude expérimentale sur les sols affaissables sont les suivants :

1 – Lorsque le coefficient d'uniformité  $C_u$  croît, la valeur du potentiel de collapse  $C_p$  augmente et la résistance du cisaillement augmente aussi.

2 - Lorsque le coefficient de courbure  $C_c$  est bas, la valeur du potentiel de collapse  $C_p$  augmente et la résistance du cisaillement diminue.

3 - Sable (C) lorsque le coefficient d'uniformité  $C_u$  est élevé, le degré de collapse DC atteint (60.725%) à l'instant  $t=8$  mm après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

4 – Sable (B) lorsque le coefficient de courbure  $C_c$  est bas, le degré de collapse DC atteint (77.71%) à l'instant  $t=8$  mm après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

#### Limitation de cette étude :

Les limitations de cette étude expérimentales sur les sols affaissables sont les suivantes :

1-On a utilisé seulement trois(03) sables à granulométrie différentes.

2-Une seule teneur en eau initiale  $W_0=2\%$ , a été utilisée dans ces essais, il est préférable d'essayer d'autres valeurs tels que 4% et 6%, pour voir leurs influences.

3-Un seul niveau de l'énergie de compactage ( $E_c=20$  coups) a été employé, il est souhaitable d'utiliser d'autres niveaux de compactage tels que  $E_c=30$  coups et  $E_c=40$  coup.

#### Perspectives :

Dans cette étude on a utilisé 80% de sable et 20% argile, il est souhaitable d'utiliser d'autres proportions pour voir leur influence sur l'affaissement des sols.

**REFERENCES**  
**BIBLIOGRAPHIQUES**

### Références Bibliographiques

- [1].HOCINE ZIANI : (ETUDE DE L'INFLUENCE DU GRADIENT HYDRAULIQUE SUR L'AFFAISSEMENT DE LA STRUCTURE DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE EN UTILISANT LA METHODE DOUBLE CONSOLIDATION) Thèse de Magister Université Hadj lakhdar –Batna 2011.
- [2].LAOUAR MOHAMED SALAH : (PRÉDICTION DES SOLS A EFFONDREMENT BRUSQUE PAR DES MÉTHODES EXPÉRIMENTALES) Thèse de Doctorat en Sciences Option Mécanique des sols Université Hadj lakhdar –Batna .
- [3].DENSIFICATION DES SOLS AFFAISSABLES PAR COMPACTAGE DYNAMIQUE  
Ph : Liausu Ménard Sol traitement J .P. Iorio Bouygues Ofshore W.F. Hartley Grounds Engineering and Piling.
- [4].KHALDI ABDELHAMID : (ÉTUDE DE L'INFLUENCE DE LA GRANULOMÉTRIE SUR LE TAUX ET L'AMPLITUDE DE L'AFFAISSEMENT DES SOLS PAR LA MÉTHODE DEDOUBLE CONSOLIDATION) Thèse de Magister Université Hadj lakhdar –Batna 2011.
- [5]. <http://www.oocities.org/mbenahcene/traitement.htm> (DETERMINATION DE LA PERMEABILITE D'UN SOL AFFAISSABLE A L'ETAT NATUREL
- [6].BOUDRAF TAREK :(ETUDE COMPARATIVE DES METHODES PREDICTIVES DES SOLS AFFAISSABLES) THÈME De Master Université De Mohamed Boudiaf –M'sila 2013.
- [7]. NORMES :
- NF P 94 -056 AFNOR (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais  
-Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.
  - NF P 94 -057 AFNOR (1992) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais  
-Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie.
  - NF P 94 -051 AFNOR (1993) Norme Française: Sols : Reconnaissance et Essais  
-Détermination des limites d'Atterberg  
-Limite de liquidité à la coupelle  
-Limite de plasticité au rouleau.
  - NF P 94 -068 AFNOR (1993) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais  
-Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.
  - NF P 94 -093 AFNOR (1999) Norme Française: Sols : Détermination des références de compactage d'un matériau Essai Proctor normal  
-Essai Proctor modifié

## Références Bibliographique

---

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

## Résume :

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur les sols affaissables.

Nous avons constaté dans cette thèse que l'augmentation du coefficient d'uniformité  $C_u$  entraîne une augmentation de la valeur du potentiel de collapse  $C_p$ , et ainsi que la diminution du coefficient de courbure  $C_c$  entraîne une augmentation de  $C_p$ , Lorsque  $C_u$  augmente le  $\zeta$  max augmente, Lorsque  $C_c$  augmente le  $\zeta$  max diminue

## خلاصة

الدراسة المقدمة في هذه المذكرة هي جزء من برنامج بحث حول التربة القابلة للانهييار. لقد ناقشنا في هذه المذكرة أن زيادة معامل الانتظام تؤدي إلى زيادة في قيمة احتمال الانهييار وكما أن انخفاض معامل التقعر يؤدي إلى زيادة احتمال الانهييار.

## ABSTRACT:

The study presented in this thesis is part of a research program on collapsible soils.

We have talked in this thesis about the increase of the coefficient of uniformity leads to an increase in the value of the potential of collapse, and as the decrease of the coefficient of curvature cause an increase of collapse potential.