

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

Faculté de technologie

Département de Génie Civil



Domaine : science technologique

Filière : technologique

Option : Géotechnique

Mémoire présenté Par :

Ghafs Ghada

Pour l'obtention du diplôme de master académique

Intitulé :

**Influence de la teneur en eau initiale sur la
vitesse de déformation des sols affaissables**

Soutenu devant le jury composé de

Mr Khemissa Mohamed Prof. Université de M'sila

Président

Mr Seddiki Ahmed MC Université de M'sila

Examineur

Mr Belouahri Brahim MACC Université de M'sila

Encadreur

Université de M'sila

Co-encadreur

Année universitaire : 2019/2020

Remerciements

Nous remercions Allah le tout puissant de nous avoir donné la santé, le courage et la foi pour réaliser ce modeste travail avec volonté.

En premier lieu, notre encadreur Dr Belouahri Brahim son aide, ses conseils précieux il nous a guidé dans notre travail et nous a aidé à trouver de solution pour avancer.

Je remercie aussi ma famille pour sa grande attention, son grand soutien et encouragement tout au long de l'accomplissement de ce travail.

Aussi, je remercie tout particulièrement chaque personne qui de près ou de loin nous ont apporté leur soutien dans la réalisation de ce projet.

Enfin, j'exprime ma grande gratitude pour les membres du jury qui évaluera notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail à : Ma Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce modeste travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère.

A mon cher père,

A l'homme, mon précieux offre du dieu, qui doit ma vie, ma réussite et tout mon respect

A ma chère mère,

A la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse

A ma chère grand-mère,

(Yamna)

Qui je souhaite une bonne santé.

A mes frères

(Anes, Maz.Anis, Dhm.Makhlouf)

n'ont pas cessée de me conseiller, encourager et soutenir tout au long de mes études. Que Dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur

A mes chères sœurs

(Israe, Anfel)

qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille.

A mes chères ami (e)s

(Sarrah, Fatima, Yasmin, Chahra)

Pour leurs aides et supports dans les moments difficiles et m'accompagner à chaque instant

A mes grands-mères, mes oncles et mes tantes. Que Dieu leur donne une longue et joyeuse vie

Liste des notations

W : Teneur en eau.
S_r : Degré de saturation
τ: Contrainte tangentielle moyenne.
σ: Contrainte de compression
γ_s: Le poids volumique des grains solides.
γ: Le poids volumique.
n: La porosité.
e: l'indice de vide.
σ': La contrainte effective.
σ: Contrainte totale.
ΔH: Variation de la hauteur après mouillage.
H₀ : Hauteur initiale de l'échantillon
K: Coefficient d'affaissement.
e_L: Indice des vides à la limite de liquidité.
e₀: Indice des vides initial.
w_L: Limite de liquidité.
w₀: Teneur en eau initial.
I_p: Indice de plasticité.
ESP: Equivalent de sable par piston.
ESV: Equivalent de sable visuel.
γ_w: Poids volumique de l'eau.
γ_d: Poids volumique sec.
G_s: Densité des grains solides.
w_p: Limite de plasticité.
n₀: Porosité du sol.
γ_{dl}: Poids volumique sec à la limite de liquidité.
i_{mgj}: Coefficient de tassement mesuré à l'oedomètre.
h_j : Epaisseur de la couche j.
I_{mg}: Le potentiel de l'affaissement total.
γ_h: Poids volumique humide du sol
C_U: Coefficient d'uniformité du sol.

e: L'indice des vides

e_{moy} : L'indice des vides moyens

C_C: Le coefficient de courbure.

DC : le degré de collapse

C_p : Potentiel de collapse

w_{opt}: Teneur en eau particulière optimum.

RESUME

Mots clés : Effondrement du sol, déformation, teneur en eau.

Un sol affaissable est connu comme un sol fort et cohésif qui se caractérise par la conservation de son humidité naturelle car il se trouve dans les zones semi-arides, mais lorsque l'eau l'atteint celui-ci s'affaiblit et subit un changement de volume soudain et très important (effondrement), ce qui provoque de graves problèmes structurels.

A travers ce thème, un travail expérimental a été consacré à l'étude de l'influence de la teneur en eau initiale sur la vitesse de déformation des sols affaissables. Nous avons traité un échantillon composite de ce sol et réaliser une série d'essais dont le plus important était : l'eodomètre.

Les résultats obtenus montrent qu'une augmentation de la teneur en eau entraîne une diminution du potentiel de collapse CP et de la vitesse de déformation axiale de ces sols.

ABSTRACT

Key words: collapsing soil, deformation, water content.

A collapsible soil is known as a strong and cohesive soil which is characterized by the conservation of its natural moisture since it is found in semi-arid areas, but when water reaches this layer it weakens and suffers. a sudden and very large volume change (collapse), which causes serious structural problems.

Through this theme, an experimental work was devoted to the study of the influence of the initial water content on the rate of deformation of collapsible soils. We treated a composite sample of this soil and carried out a series of tests, the most important of which was: the eodomèter.

The results obtained show that an increase in the water content leads to a decrease in the CP collapse potential and in the axial deformation rate of these soils.

المخلص

الكلمات المفتاحية: التربة الانهيارية، التشوه، المحتوى المائي.

تعرف التربة القابلة للانهيار بالتربة القوية والمتماسكة التي تتميز بالحفاظ على رطوبتها الطبيعية حيث توجد في المناطق شبه القاحلة ولكن عندما تصل المياه إلى هذه الطبقة فإنها تضعف ويحصل لها تغير (انهيار) مفاجئ وكبير للغاية، مما يسبب مشاكل هيكلية خطيرة.

من خلال هذا الموضوع، تم تخصيص عمل تجريبي لدراسة تأثير المحتوى المائي الأولي على معدل تشوه التربة القابلة للطي. عالجنا عينة مركبة من هذه التربة وأجرينا سلسلة من الاختبارات، كان أهمها: مقياس الودومتر.

أظهرت النتائج التي تم الحصول عليها أن الزيادة في محتوى الماء تؤدي إلى انخفاض في إمكانية انهيار وفي معدل التشوه المحوري لهذه التربة.

Table des Matières

1. Introduction générale :	I
2. Objectif de cette étude :	II
3. Structure du mémoire :	II

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables

I.1- Introduction :	1
I.2- Définitions des sols affaissables :	2
I.3. Les Dénominations Des Sols Affaissables:	3
I.4- Formation des sols:	4
I.5. Natures du processus d'affaissement et conditions nécessaires :	4
I.6. Répartition et étude des sols macroporeux à travers le monde. Les sols macroporeux :	5
I.7. - Les causes d'inondation des sols affaissables:	6
I.8. Les propriétés physiques des sols affaissables:	7
I.8-1 Le poids volumique des grains solides (γ_s):	7
I.8-2 Le poids volumique (γ_v):	7
I.8-3 Le teneur en eau (ω):	7
I.8-4 La porosité (n):	8
I.8-5 l'indice de vide(e) :	8
I.8-6 Les limites d'atterbergs :	8
I.9-Classement des sols affaissables:	8
I.9-1Groupe 1 :	8
I.9-2- Groupe 2 :	8
I.10- Les principaux types des sols affaissables:	8
I.10.1. Les loess :	9
I.10.2. Dépôts éoliens :	9
I.10.3. Dépôts alluvionnaires :	9
I.10.4. Dépôts résiduels :	10
I.10.5. Autres types des sols Affaissables :	10
I.11. Mécanisme de l'affaissement :	11
I.12. Paramètres influant sur l'effondrement des sols:	13
I.13. Prédiction des sols affaissables :	14

I.13.1. Méthodes expérimentales :.....	14
I.13.1. a. Essais œdométrique simple :	14
I.13.1.b. Essai œdométrique double :	16
I.13.1.c. Affaissement données par les deux types d'essais :.....	17
I.13.2. Méthodes empiriques :	17
I.13.2. a. Critères prédiction fondé sur l'état des sols :	18
I.13.3. Les méthodes théoriques :.....	22
I.14.Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables:	22
I.14.1. Les procédés de traitement des sols Affaissables:	23
I.14.1.a. Traitement par compactage :	23
I.14.1.b. Vibrocompactage:	24
I.14.1.c. Traitement par pré mouillage	25
I.14.1.d. Traitement chimique :	25
I.14.1.e. Traitement par pré chargement :.....	26
I.14.1.f. Traitement par colonne ballastée	26
I.14.1.g. Traitement par injection :	27
I.14.1.h. Traitement par pieu de sable:	27
I.15-les choix des techniques traitements des sols affaissables:	28
I.15.1-le choix basé sur profondeur du sol :	28
I.15.2-le choix basé sur la classe granulométrique et l'état du sol :	29
Conclusion	30

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

II.1. Introduction :	31
II.1.2. Le sable :	31
II.1.3. L'argile (rouge) :	32
II.1.4. Le sol reconstitué:.....	32
II.1.5. L'eau d'inondation :.....	32
II.1.6. Reconstitution des sols d'essais :	32
II.2. Programme d'essais préliminaires :	32
II.2.1. Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :.....	33
II.2.2. L'analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) :	33
II.2.3. Masse volumique absolue :.....	36
II.2.4. Equivalent de sable (ES):.....	38

II.2.5. Essais d'Atterberg : (NF P 94-015)	41
II.2.6. L'essai au bleu de méthylène :	47

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

III.1. Introduction :	55
III.2. Appareil de l'oedomètre :	55
III.3. Principe de l'essai :	57
III.4. Exécution d'essai :	58
III.5. Discussion des résultats :	59
III.5.1. Résultats d'essais oedométriques :	60
III.5.1.2. Résumé des résultats des essais oedométriques:	63
III.5.1.3. Interprétation de courbe oedomètre pour les différents d'essais :	63
III.5.1.4. Vérification de l'Affaïsement du sol reconstitué :	64
III.5.1.5. Vérification de la répétabilité des essais oedométriques :	64
III.5.2. L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaïsement des sols:	66
III.5.2.2. Étude de la variation du potentiel de collapse (Cp) en fonction de degré de saturation du sol (Sr):	66
III.5.2.3. Variation du degré de collapse en fonction du temps:	67
III.5.2.4. Influence de la teneur en eau initiale sur la vitesse de déformation de sols affaïssables:	71

Chapitre IV : conclusion, recommandation et perspective

Conclusion générale :	74
Références Bibliographiques :	76

Liste des figures

Figure I.1 : L'affaïsement du pont de Malan ville, Septembre dernier, a mis en péril le trafic entre le Bénin et le Niger.	5
Figure I.2: Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits.	6
Figure I.3: Effondrement de la ville de Chine.	6
Figure. I.4: Les principaux types des sols affaïssables (d'après Rogers, 1995)	10
Figure I.5 : les liaisons.	11
Figure I.6: Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré Par Casagrande (1932), (d'après Houston et al. 1988).	12
Figure. I.7.a : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).	15
Figure. I.7.b: Double oedomètres (Knight et Jennings 1975).	16

Figure.I.8: des rouleaux compacteurs.	23
Figure.I.9:Atelier de compactage dynamique et impacts de masse	24
FigI.10: étapes du vibrocompactage	24
Fig.I.11 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.....	25
FigI.12 : Principe de traitement par pré chargement.....	25
FigI.13: Mise en œuvre des colonnes ballastées.....	26
FigI.14 : Traitement par injection.	26
Fig I.15: les champs d'application des différentes techniques de traitement.	29
fig II.1:le sable.	31
fig II.2:l'argile rouge.	32
Figure II.3:série des tamis et la tamiseuse.	34
Figure II.4: courbe granulométrique de sable.	35
Figure II.5: courbe granulométrique de sol reconstitué.	36
Figure II.4: Masse volumique absolue γ_s (pycnomètre).	36
Figure II.5:Appareillages et matériels utilisés pour l'équivalent de sable.	39
Figure II.6:Lire la hauteur H1 et H2.	40
Figure II.7: appareil de casagrande et matériels de la limite de liquidité.	42
Figure II.8:Les étapes de limite de liquidité.	43
Figure. II.9: Courbe de limite de liquidité WL	47
Figure. II.10: position de l'argile rouge dans l'abaque de casagrande.....	47
Figure. II.10: Appareillage de L'essai au bleu de méthylène.	48
Figure. II.11: Résultat de valeur au bleu de méthylène.	49
Figure. II.12: courbe de Proctor.....	51
Figure. II.13: Matériels de l'essai de Proctor.	52
Figure. II.14: Mode opératoire pour l'essai Proctor.	53
Figure. II.15: courbe Proctor de sol reconstitué.....	54
Figure III.1: Appareil de l'oedomètre.....	55
Figure III.2: Cellule de l'oedomètre.	56
figure III.3:dame de compactage.	57
Figure III.4: L'anneau.....	57
Figure III.5: Courbe oedométrique ($W_0=2\%$, $E_c=20$ coups).	61
Figure III.6: Courbe oedométrique ($W_0=4\%$, $E_c=20$ coups).	62
Figure III.7: Courbe oedométrique ($W_0=6\%$, $E_c=20$ coups).	63

Figure III.8: Variation du potentiel de collapse "Cp" en fonction de la teneur en eau initiale "W ₀ "(Ec=20coups).....	66
Figure III.9: courbe du degré de collapse "DC" pour w ₀ =2% en fonction de temps.	70
Figure III.10: courbe du degré de collapse "DC" pour w ₀ =4% en fonction de temps.	70
Figure III.11: courbe du degré de collapse "DC" pour w ₀ =6% en fonction de temps.	71
Figure III.12: courbes de degré de collapse en fonction de temps (w ₀ =2%,4%,6%;Ec=20)... ..	72
Figure III.9: variation du degré de collapse "DC" en fonction de temps.....	73

.....

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975).....	17
Tableau I.2: Méthodes de traitement des sols affaissables selon Bara (1976).....	28
Tableau I.3: Résumé générale des sols effondrables.	29
Tableau II.1: Granulométrie par tamisage du sable.	35
Tableau II.2: Granulométrie par tamisage du sol reconstitué.	36
Tableau II.3 : Masse volumique des grains solides du sol reconstitué.	38
Tableau II.4 : Caractéristique de sable (ES).	38
Figure II.5:Appareillages et matériels utilisés pour l'équivalent de sable.	39
Tableau II.5:Equivalent de sable visuel.	41
Tableau II.6:Equivalent de sable par piston.....	42
Tableau II.7: Classement de sol par rapport leur indice de plasticité.	45
Tableau II.8:la limite de liquidité de l'argile rouge.....	46
Tableau II.9:la limite de plasticité de l'argile rouge.....	47
Tableau II.10:valeur de bleu de méthylène pour l'argile rouge.	51
Tableau II.11: valeur de bleu de méthylène pour le sol reconstitué.	51
Tableau II.12:Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué.....	55
Tableau III.1: Programme des essais oedométrique.	59
Tableau III.2: Résultats de l'essai oedométrique (W ₀ =2%, Ec=20 coups).	61
Tableau III.3: Résultats de l'essai oedométrique (W ₀ =4% , Ec=20 coups).	62
Tableau III.4: Résultats de l'essai oedométrique (W ₀ =6% , Ec=20 coups).	62
Tableau III.5:Cp pour un sol.	63
Tableau III.6: Cractéristiques initiales du sol reconstitué au laboratoire.....	64
Tableau III.7: la répétabilité des essais (w=2% ,Ec=20).du sol reconstitué.	65
Tableau III.8: Résultats de calcul du degré de collapse.....	70

Tableau III.9: Résultats du degré de collapse DC% sur le temps. 71

Tableau III.9: Résultats de DC% 73

INTRODUCTION

GÉNÉRALE

1. Introduction générale :

Le sol est la couche superficielle meuble de la lithosphère terrestre, présentant une épaisseur variable de quelques centimètres à plusieurs mètres. Il est constitué par un mélange de Matériaux minéraux et organiques. Le terme "sol" est utilisé en génie civil pour désigner un matériau constitué d'un agrégat naturel de particules minérales de dimensions comprises dans des limites prédéfinies. La plupart des sols peuvent créer des problèmes du point de vue de construction. Dans ce cas, le sol ne peut pas être utilisé à des fins de construction et nécessite donc des Techniques d'amélioration.

L'ingénieur est donc souvent confronté à des problématiques majeures lors de l'étude des ouvrages construits sur ce genre de sols car souvent les campagnes de reconnaissances géotechniques ne prévoient pas la mesure de plusieurs paramètres attachés à certains phénomènes. Parmi les causes d'instabilité d'ouvrages les plus rencontrés dans le monde entier et l'Algérie en particulier, le phénomène de gonflement, l'effondrement (dont il question de cette étude) et le glissement.

Les trois phénomènes cités sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les constructions en surface (bâtiments, routes et ouvrages de soutènement, remblais etc.) que pour les ouvrages enterrés.

Les sols affaissables sont ceux qui ont des structures ouvertes et métastables et deviennent instables sous certains chargements ou conditions environnementales, ils se trouvent en générale sous forme de dépôts. A 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 effondrement soudain des particules du sol.

L'affaissement du sol est associé aux deux propriétés fondamentales : une structure ouverte d'indice des vides élevé avec une faible masse volumique sèche et une résistance de liaison inter-granulaire relativement faible, Féda et al (1993). Ces sols sont localisés dans de nombreuses régions du monde, particulièrement quand elles sont arides ou semi-arides. Ils concernent un nombre important de pays notamment ceux situés entre les 30e et 55e parallèles de l'hémisphère nord ainsi que des pays d'Amérique du sud.

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

Introduction générale

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.

2. Objectif de cette étude :

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de la teneur en eau sur la vitesse de déformation des sols susceptibles d'effondrement, lors de l'inondation. En plus d'une série d'essais préliminaires sur les matériaux composant les sols d'étude, des essais œdométriques, avec plusieurs valeurs de la teneur en eau initiale sont nécessaires pour la détermination des potentiels d'effondrement et degrés de collapse.

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 GÉNÉRAL
SUR LES SOLS
AFFAISSABLES.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.1- Introduction :

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. Plusieurs définitions des sols affaissables ont été présentées par différents chercheurs dont la majorité définissent l'affaissement du sol comme étant une réduction considérable du volume due à une augmentation du degré de saturation du sol partiellement saturé, avec ou sans chargement supplémentaire. Cette définition est limitée aux sols rencontrés dans les régions arides et semi-arides, et ne comprend pas les autres types de sols ayant des structures métastables tels que les sols résiduels et les argiles sensibles.

Les sols affaissables ont causé des dommages des constructions et des ouvrages routiers en Algérie ainsi que dans plusieurs pays dans du monde comme les Etats Unis, la chine etc.

Une étude approfondie de ces sols affaissables s'avère nécessaire.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.2- Définitions des sols affaissables :

Le sol à effondrement brusque est défini comme le sol qui est sujet à une réduction importante et soudaine du volume lors du mouillage. Les dépôts de sols affaissables se partagent deux caractéristiques principales :

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

La plupart des chercheurs ont considéré le sol affaissable comme étant un sol partiellement saturé, ou encore comme étant tout sol non saturé qui subit un réarrangement des particules et une grande diminution de volume due à l'inondation, avec ou sans chargement appliqué.

Par exemple :

Sultan (1969) a défini un sol affaissable comme étant un sol qui subit une quantité appréciable de variation de volume sous l'effet de saturation, de l'application d'une charge ou de la combinaison des deux.

Selon Dudley (1970) qui a défini le sol affaissable comme étant tout sol non saturé qui subit un réarrangement des particules et une grande diminution de volume due à la saturation, avec ou sans chargement appliqué.

Zur et Wiseman (1973) définissent l'effondrement comme étant 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_r).
- ✚ Contrainte tangentielle moyenne (τ).
- ✚ Contrainte de compression (σ).
- ✚ La pression interstitielle (U).

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

- La plupart des définitions se limitent aux sols non saturés qui s'affaissent par
Saturation

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

- Toutes les définitions n'ont pas évalué la quantité de tassement qui se produit à cause de l'effondrement de la structure du sol
- Des auteurs ont utilisé des termes géotechniques comme consolidation qui pourraient conduire à une confusion considérable selon la terminologie

Toutes ces définitions se basent sur le concept que l'affaissement du sol se produit principalement à cause de l'effet de saturation. Finalement, il a défini le sol affaissable comme étant le sol dans lequel les parties constituantes ont un arrangement ouvert et qui forment une structure métastable qui peut s'affaisser pour former une structure plus stable et plus dense de volume considérablement réduit.

I.3. Les Dénominations Des Sols Affaissables:

Parmi les nominations des sols effondrables on note (J.P MAGNAN, 2000) :

- ✓ Sols effondrables.
- ✓ Sols affaissables.
- ✓ Sols collapsibles.
- ✓ Sols à macropores.
- ✓ Sols lœssiques.
- ✓ Sols sensibles au mouillage.
- ✓ Sols à rupture brusque.
- ✓ Sols métastables.
- ✓ Sols autotassants.

Autres noms :

- ✓ Sols partiellement saturés.
- ✓ Sols évolutifs.
- ✓ Arènes argileuses.
- ✓ Argiles limoneuses.

I.4- Formation des sols:

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

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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).

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

- a-** Humidification locale 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. Natures du processus d'affaissement et conditions nécessaires :

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

- Les sols doivent être caractérisés par une porosité élevée (empilement lâche des particules).

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

- L'humidification des sols doit s'effectuer de façon que les contacts entre particules et agrégats dans le sol lâssiques soient inondés et la résistance doit être plus faible que les contraintes qui existent au point de contact sous l'état de contrainte considéré.

I.6. Répartition et étude des sols macroporeux à travers le monde. Les sols macroporeux :

particulièrement les lœss couvrent près de 13 millions de kilomètres 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, Il existe de vaste territoire occupé par ces comme le cas de la Russie, l'Afghanistan, la chine l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions.



Figure I.1 : L'affaissement du pont de Malan ville, Septembre dernier, a mis en péril le trafic entre le Bénin et le Niger.

Il est important de noter que l'affaissement de Cheria à l'Est algérien en 2009 à constitue un bon exemple, où un grand effondrement a été enregistré, dans lequel des dizaines de constructions se sont enfoncées de plus de deux mètres et demi dans le sol. En attendant d'accomplir les mesures de l'expertise technique, le constat préliminaire impute cette catastrophe à un mouvement dans les nappes phréatiques.



Figure I.2: Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

En plus des sols salins, les sols effondrables de Chine se caractérisent par le fait qu'ils sont affaissables jusqu'à des profondeurs de 35 à 40 m, bien que dans certaines régions l'épaisseur des less dépassent les 200 m. Ce problème se produit parce que le loess sous les fondations subit un affaissement structural quand il est inondé.



Figure I.3: Effondrement de la ville de Chine.

I.7. - Les causes d'inondation des sols affaissables:

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

1- Un mouillage superficiel 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

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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 remontée 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'affaiblit partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité.

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

I.8. Les propriétés physiques des sols affaissables:

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

I.8-1 Le poids volumique des grains solides (γ_s):

La valeur des poids volumiques des grains solides varie de 25,1 à 28.4 KN/m³

I.8-2 Le poids volumique (γ_v):

Le poids volumique des sols affaissables varie de 12,8 à 21,1 KN/m³

I.8-3 Le teneur en eau (ω):

Dans la majorité des cas les sols affaissables se caractérisent par une faible teneur en eau, qui varie de 6 à 11%

I.8-4 La porosité (n):

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

I.8-5 l'indice de vide(e) :

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

I.8-6 Les limites d'atterbergs :

Les valeurs de la limite de plasticité des lœss sont généralement comprises entre 12 et 18%.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.9-Classement des sols affaissables:

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

I.9-1Groupe 1 :

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

I.9-2- 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.10- Les principaux types des sols affaissables:

Généralement la structure des sols Affaissables est formée en nid 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. Ils sont souvent partiellement saturés.

Sont jugés comme affaissables les sols suivants :

I.10.1. Les loess :

Le loess habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire Détritique meuble formé par l'accumulation de limon issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO_3). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50 μm . Ainsi au niveau granulométrique le loess est un limon il contient en proportion moindre des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonatée des grains il résulte de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (less) peut être due à la proximité de la zone source loss et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al. (2009).

I.10.2. Dépôts éoliens :

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

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

I.10.3. Dépôts alluvionnaires :

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

I.10.4. Dépôts résiduels :

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

I.10.5. 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 lâches cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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.

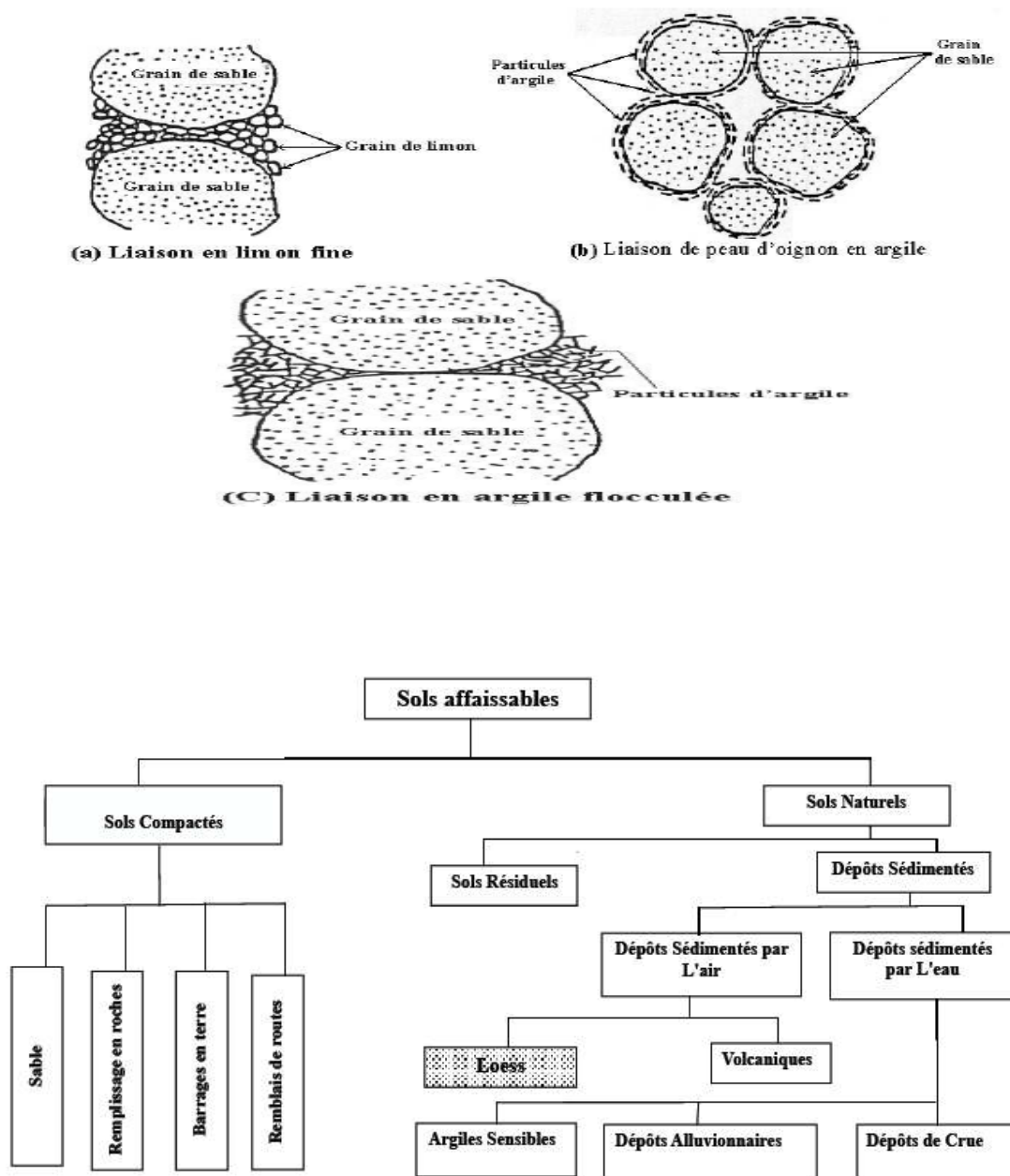


Figure. I.4: Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995)

I.11. Mécanisme de l'affaissement :

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

- 1 - Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.
- 3- Un matériau de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

4- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation du matériau de liaison. Par conséquent, les liaisons interarticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol. Quel que soit la nature de liaison entre les grains des sols Affaissables, ces dernières perdent leur résistance par addition d'eau.

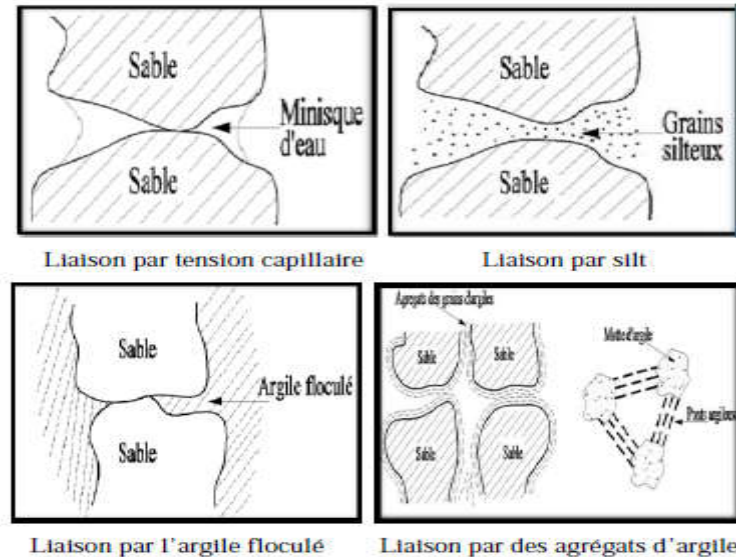


Figure I.5 : les liaisons.

Un grand nombre de mécanismes d'affaissement ont été imaginés, d'après les résultats obtenus sur une variété de sols :

- ❖ **(Knight, 1961)**, avait supposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains se réduisait par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons et l'affaissement ou l'effondrement se produit ;
- ❖ **(Barden L., 1969)**, PRUSZA et CHOUDRY (1979) ont suggéré que l'affaissement est du essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présente dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.

Dans une étude récente (AYADAT et BELOUAHRI, 1996), il a été constaté que la granulométrie a une influence directe sur l'amplitude et le taux d'affaissement. Il a été aussi avancé que la migration des particules fines dans le sol, d'un horizon à un autre (phénomène de suffusion), peut être l'une des causes de l'effondrement (T. AYADAT, 1998).

Casagrande (1932) a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable. L'application de la contrainte au sol à sa teneur en eau naturelle provoque une légère

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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

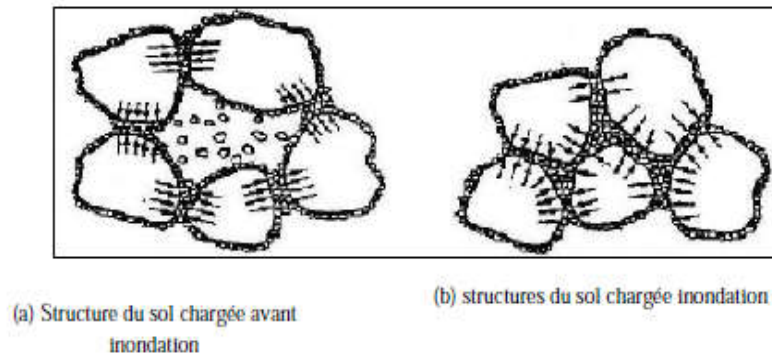


Figure I.6: Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré Par Casagrande (1932), (d'après Houston et al. 1988).

I.12. Paramètres influant sur l'effondrement des sols:

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

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

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

Ayadat (1990), Abbeche et al (2005,2007). Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au de là de laquelle l'affaissement n'apparaît pas.

Les études menées **par Mishu (1963), Booth(1975)** ont abouti à une limite de degré de saturation légèrement inférieure que la précédente 50% à 60% et montre que les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette limite, leur potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Booth (1975), et Lawton (1989) montrent que pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'affaissement est maximal est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol.

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

I.13. Prédiction des sols affaissables :

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

Les inconvénients de cette simulation résident dans la spécificité des essais et le temps nécessaire à leur accomplissement ainsi que la prise en considération des différentes conditions réelles du sol, propre à chaque région. Par conséquent l'étude par simulation revient très chère.

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

I.13.1. Méthodes expérimentales :

Des bancs d'essai au laboratoire et des essais in situ ont bien apprécié quantitativement le phénomène de collaps. À cause de la localisation des sols affaissables dans les régions arides souvent éloignées des centres de recherches, la plupart des sols testés dans les diverses manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. , la plupart des sols testés dans les diverses manipulations sont généralement des échantillons reconstitués. Dans la plupart des cas l'identification d'effondrement se fait en laboratoire avec les méthodes de l'oedomètre simple et de l'oedomètre double.

I.13.1. a. Essai œdométrique simple :

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

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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 : 1-7-a.

Le potentiel d'affaissement est défini comme suit :

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

Où : $\Delta e_c = e_1 - e_2$

e_0 : Indice des vides initial;

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

$$C_p = H_c / H_0$$

Où :

H_c : Variation de la hauteur après mouillage ;

H_0 : Hauteur initial de l'échantillon;

Le potentiel d'affaissement ainsi défini donne une appréciation sur le degré d'affaissement du sol. Les valeurs suggérées par Knight (1975) sont donné au tableau (1-2).

En se basant sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegeger et al (1988) ont proposé le même essai oedométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 300 KPa.

Le potentiel d'affaissement suggéré est défini comme suit :

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

Où: $\Delta e_c = e_1 - e_2$

e_1 : Indice des vides au début de la saturation.

e_2 : Indice des vides à la fin de la saturation.

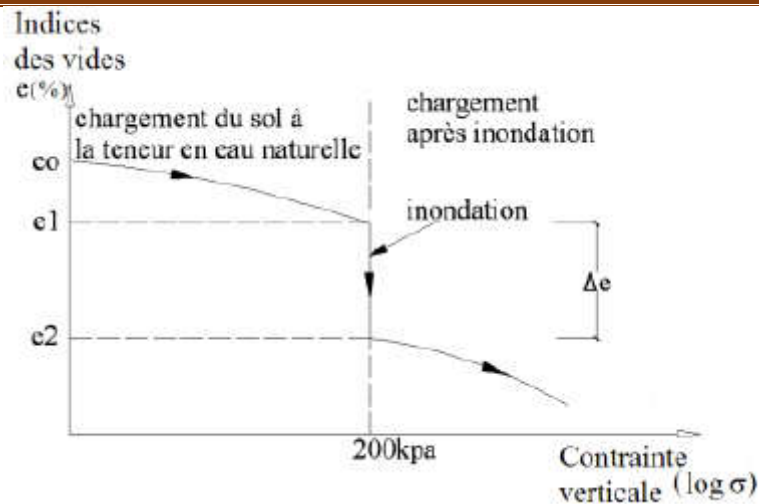


Figure. I.7.a : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

I.13.1.b. Essai œdométrique double :

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

En suite les deux essais sont conduits à leurs chargements maximaux tout en doublant la charge toutes les 24 heures. A la fin du chargement, avant saturation d'un des échantillons, les indices des vides des deux échantillons pourraient être différents et que les deux courbes ne partent pas du même point.

Après avoir tracé les deux courbes œdométriques sur un même diagramme, on calcule la contrainte effective réelle P_0 due au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon et on positionne cette valeur sur la courbe $e=f(\log \sigma)$ pour les deux courbes.

On détermine en suite la pression de prés consolidation P_c à partir de la courbes œdométriques de l'échantillon saturé.

La courbe à partir de laquelle sera calculé l'affaissement est construite par translation parallèle à la courbe relative à l'échantillon à teneur en eau naturelle au point (e_0, P_0) (voire figure : I-7.b). Si l'augmentation du chargement et de ΔP teneur, le sol à la teneur en eau.

Naturelle aura un tassement de :

$$\left[\frac{\Delta e_s}{1 - e_0} \right]$$

Si le chargement reste constant et le sol subit une saturation, le tassement additionnel sera de:

$$\left[\frac{\Delta e_c}{1 - e_0} \right]$$

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Jennings et Knight (1975) rapportent suite à leurs études que les tassements observés et ceux prédit par cette méthode sont suffisamment comparables et que depuis plusieurs mécanismes d'affaissement ont été avancés ainsi que plusieurs techniques de prédiction, et qu'il est souhaitable à chaque fois qu'il est possible d'effectuer des essais in situ à fin de vérifier les analyses au laboratoire et l'efficacité de la technique d'inondation utilisée. Seulement le majeur inconvénient des essais sur site réside dans les dépenses coûteuses et le temps considérable nécessaire à leur accomplissement.

D'après Piggs (1978) et Piggs et Schmidh (1980) les essais de plaque, les tests au laboratoire ou les essais standards peuvent être utilisés et que la teneur en eau initiale reste le critère fondamental dans le choix de la méthode à entreprendre.

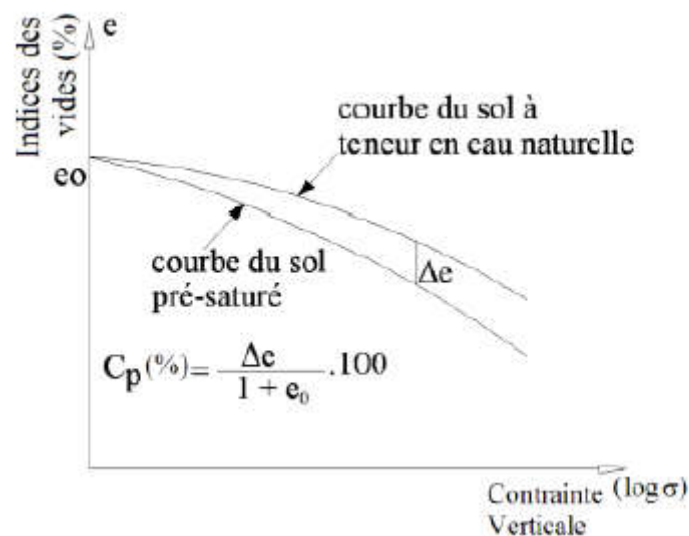


Figure. I.7.b: Double oedomètres (Knight et Jennings 1975).

I.13.1.c. Affaissement données par les deux types d'essais :

Nous pouvons citer les études menées par **A.Luttenegger (1988)**, **A. Zur (1669)** et **P. Delage (1993)** sur différents types des sols affaissables sur lesquels ont été effectués des essais œdométriques simples et des essais œdométriques doubles, qui montre dans tous les cas que l'affaissement obtenu par l'oedomètre double est toujours supérieur à celui obtenu par l'essai simple. Pour **A. Luttenegger (1988)**, le rapport entre les deux potentiels d'affaissement varie entre 0,94 et 0,35.

Le **tableau I.1**: donne le classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight:

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

CP (%)	Gravité du problème
0 à 1 %	Sols non affaissables (pas de problème)
1 à 5%	Trouble moyennes
5 à 10%	Troubles
10 à 20%	Troubles sévères
> à 20%	Troubles très sévères

Tableau I.1: Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975).

I.13.2. Méthodes empiriques :

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

1.13.2. a. Critères de prédiction fondé sur l'état des sols :

Denisov (1951): Défini un coefficient d'effondrement K basé sur l'indice de vide.

$$K = \frac{e_L}{e_0}$$

Où:

e_L : Indice des vides à la limite de liquidité.

e_0 : Indice des vides initial.

K= 0.5 -0.75: Sol à affaissement important.

K= 1.0: Sol à affaissement faible.

K=1.5 -2.0: Sol non affaissable.

Gibbs (1961): $R = W_{sat}/W_L [(\gamma_w/\gamma_d)-1 / G_s] / w_l$

Si $R \geq 2\%$, il y a risque d'effondrement avec:

W_{sat} : Teneur en eau à l'état saturé,

W_0 : Limite de liquidité

Où:

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

γ_w : Poids volumique de l'eau ;

γ_d : Poids volumique sec;

Gs: Densité des grains solides;

R>2% sol affaissables.

Feda (1966):

$$K_L = \frac{\frac{W_0}{S_r} - W_p}{I_p}$$

Un sol risque de s'effondrer lorsque $K_L > 0.85$ et $S_r < 0.6$.

Avec :

W_0 : Teneur en eau naturel.

W_p : Limite de plasticité.

I_p : Indice de plasticité.

S_r : Degré de saturation initial.

Feda (1966): Si la porosité initiale $n_0 \geq 40\%$, le sol est susceptible à l'affaissement.

Goldshtein (1969): $\delta_w = \delta_K [(G_{cr} - G_w) / (G_{cr} - W_0)]$ avec:

δ_w : Tassement relatif.

δ_K : Tassement relatif à G_{cr} .

$G_{cr} = 0.60$ à 0.70 (dépend de la charge).

W : teneur en eau.

W_0 : Teneur en eau initial.

Markin (1969): $L = \frac{e_0 - e_L}{1 - e_0}$

Ce critère est plus proche de la méthode de détermination du simple oedomètre, il est basé sur l'état de sol à la limite de liquidité.

Si $K > -0.1$ et $S_r < 60\%$ le sol est susceptible à l'affaissement.

Avec:

e_0 : Indice des vides initial.

e_L : Indice des vides à la limite de liquidité.

Zur (1973): proposa un critère en termes de poids volumiques secs.

$K = \gamma_d / \gamma_{dli}$

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Avec:

γ_d : Poids volumique sec

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

Si $K < 1.1$, le sol est affaissable.

Si $K > 1.3$, le sol est gonflant.

Bally (1973):

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

Où :

i_{mgj} : Coefficient de tassement mesuré à l'oedomètre quand l'échantillon est inondé sous ($2 \times 3 \text{ kg/cm}^2$);

h_j : Epaisseur de la couche j;

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

Jennings et Knight (1975):

Le potentiel collapse:

$$c_p = \frac{e_1 - e_2}{1 - e_0}$$

Avec:

e_0 : Indice des vides initial,

e_1 : Indice des vides sous $P = 200 \text{ kPa}$.

e_2 : Indice des vides sous $P = 200 \text{ kPa}$ (inondé).

0 -1%: pas de problème.

1-5%: trouble modéré.

5-10%: trouble.

10 -20%: trouble sévère

> 20%: trouble très sévère.

Krastilov (1980):

$$\delta(3, 5) = 0.166 \cdot I_{p2} + 0.665 I_p + 0.1655 I_{p2} - 0.854 I_p \cdot I_{p2}$$

Si $\delta(3,5) \geq 2\%$, le sol est affaissables.

Minkov et al (1980):

$$\delta = 0.05 (n_0 - 40) \cdot (30 - W_0)$$

Si $\delta \geq 2\%$, le sol est affaissables.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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 $\gamma_0 \cdot w_0 \leq 1.5$.

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.

Lin et Wang (1988) :

Indice de Collapse:

$$i_{cz} = \frac{h_z - h_{zs}}{h_1}$$

Avec:

h_z et h_{zs} : les épaisseurs d'échantillon de sol dans l'essai l'odomètre respectivement sous chargement et sous le même chargement inondé.

h_1 : l'épaisseur initiale de l'échantillon de sol.

0-1%: sol non affaissable

1-5%: l'affaissement peut se manifester.

5-10%: sols affaissables.

10 -20% sols très affaissables.

> 20%: sols extrêmement affaissables.

Priklonskij d'après Huergo(1989):

Priklonskij d'après Huergo(1989) a utilisé l'indice de consistance I qu'il a noté K_d :

$$K_d = I_c = (w_L - w_0)/I_p$$

Il a définie la susceptibilité de l'affaissement des sols de la façon suivante:

$K_d < 0.5$: Sols très affaissables. $K_d > 0.50$: Sols non affaissables.

$K_d > 1.0$: Sols gonflants.

Reginatto(1992):

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Basé sur le critère de Markin(1969), Reginatto suggère que le sol est susceptible à l'affaissement Si: $K_1 > 0.02$

Ayadat et Abbeche (1997):

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

Ayadat et Belouahri (1996):

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.

Ayadat et Abbeche (1992): $w_L \leq 1.25(w_L/w_0)$: le sol est susceptible à l'affaissement.

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 $I_p = 0.5w_L - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissables.

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.13.3. Les méthodes théoriques :

Les travaux publiés dans ce domaine sont très limités. Il semble qu'actuellement le développement d'une méthode analytique est très difficile.

La méthode de prédiction qui conduit à un résultat plus précis, nécessite des essais in-situ avec la charge réelle sur place. Ceci est malheureusement coûteux et demande beaucoup de temps et ne peut être généralisé puisqu'il ne montre que le comportement de surface ou de régions testées.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Enfin on peut conclure que la prédiction basée sur des essais œdométriques est plus efficace que les prédictions empiriques ou analytiques. Car elle tient compte de la structure actuelle de sols.

I.14.Méthodes De Traitement Des Sols Affaissables:

Les sols affaissables en place sont probablement très compressible, et de faible consistance après 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 affaissables par des procédés, qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser au-dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui, le plus souvent obéissent à des contraintes technique et surtout économiques.

Pour le traitement des sols 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 chers, d'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

I.14.1. Les procédés de traitement des sols Affaissables:

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Il doit envisager d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante.

Un grand nombre de procédés existent et diffèrent selon la nature du sol et le type de projet à exécuter. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers. D'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

I.14.1.a. Traitement par compactage :

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques qui conduisent à accroître la densité en place d'un sol. Cette action augmente la capacité du sol, resserre la texture du matériau réduit les possibilités de déformation du terrain et améliore sa capacité portante. .

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodromes.

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

Il ya trois type de compactage :

- Une pression exercée par un rouleau compacteur. (Fig.I.8).
- Une masse qui chute sur une hauteur donnée. (Fig.I.9).
- Une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) (vibro-compactage) (Fig.I.10).



Figure.I.8: des rouleaux compacteurs.



a. Atelier de compactage dynamique

b. Impacts de la masse à la surface du sol

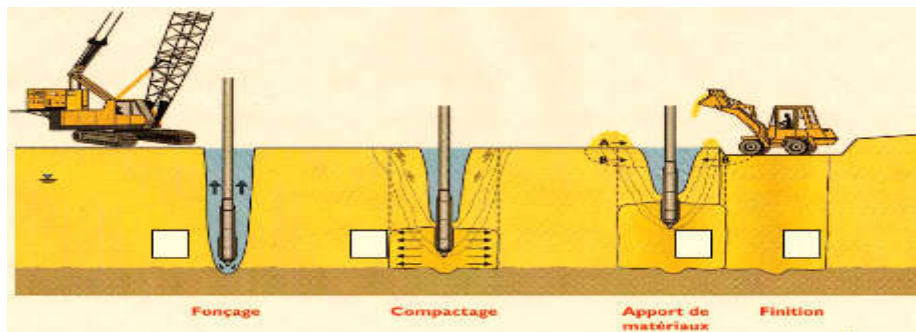
Figure.I.9:Atelier de compactage dynamique et impacts de masse

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.14.1.b. 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.

Le vibrocompactage est exécuté sur une profondeur variant de 3 m à 56 m, selon des mailles où la distance entre les points de traitement varie de 1m à 5m. La performance du vibrocompactage est d'atteindre généralement une densité relative du sol amélioré qui varie de 75% à 100% selon le projet.



FigI.10: étapes du vibrocompactage

I.14.1.c. Traitement par pré mouillage

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

I.14.1.d. 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 :

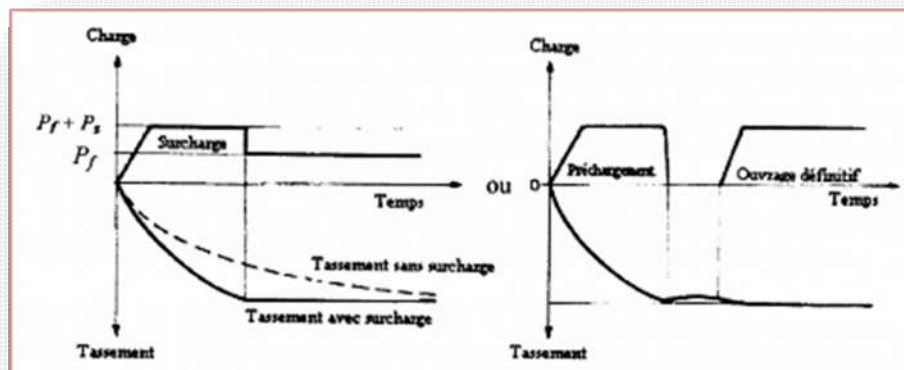
- 1- Traitement à la chaux.
- 2- Traitement au ciment.
- 3- Les colonnes de sol traité.



Fig.I.11 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.

I.14.1.e. 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.



FigI.12 : Principe de traitement par pré chargement.

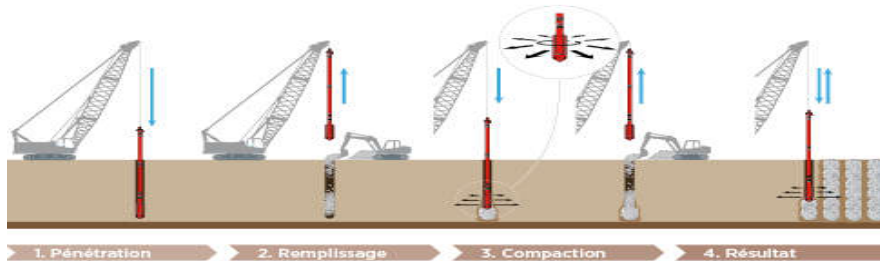
I.14.1.f. Traitement par colonne ballastée

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

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

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

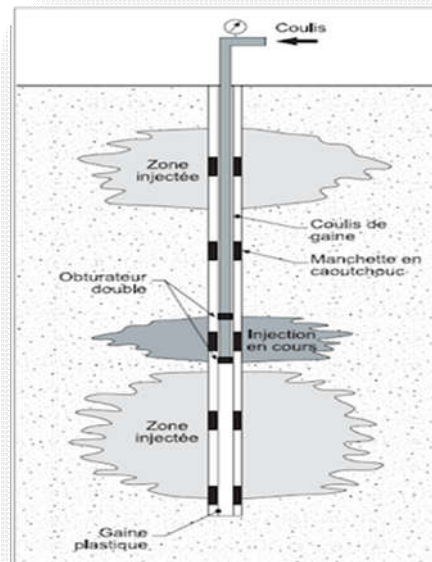
- ➡ L'augmentation de la capacité portante du sol.
- ➡ L'augmentation de sa résistance au cisaillement.
- ➡ L'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.



FigI.13: Mise en œuvre des colonnes ballastées.

I.14.1.g. 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.



FigI.14 : Traitement par injection.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.14.1.h. Traitement par pieu de sable:

Le traitement des sols effondrables par pieu de sable est une technique qui s'est développée très rapidement. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet dévier de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité, issus des carrières qui sont utilisés parfois dans le même but.

Technique maintenant très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.15-les choix des techniques traitements des sols affaissables:

I.15.1-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 méthode utilisé d ns le passé et vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara (1976) et sont reprises dans le tableau suivant :

Profondeur du sol à traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m 1.50 à 10 m	Méthode courantes: • Mouillage du sol et compactage. • Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment)
Plus de 10 m	Contrôle des sources d'eau par drainage: • Vibroflottation. • Utilisation des pieux. • Injection du silt ou de la chaux. Inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes (imperméables). • Inondation et infiltration d'eau par des puits. • Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs. Futures méthodes: • 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.2: Méthodes de traitement des sols affaissables selon Bara (1976).

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

I.15.2-le choix basé sur la classe granulométrique et l'état du sol :

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

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

Tableau I.3: Résumé générale des sols effondrables.

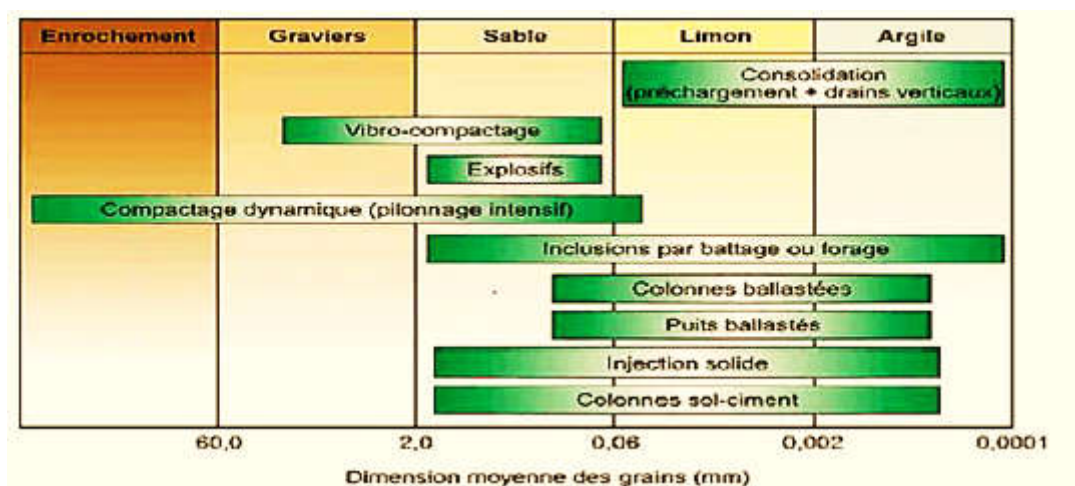


Fig I.15: les champs d'application des différentes techniques de traitement.

Chapitre I : aperçu général sur les sols affaissables.

Conclusion :

Ce chapitre a comporté une synthèse bibliographique sur les sols affaissables et leurs comportements ainsi qu'une présentation de la prédiction des sols affaissables. Parmi les problèmes rencontrés lors d'existence d'un sol soit naturel ou compressé est l'effondrement qui est la diminution du volume d'un sol. Et on a donné à l'ingénieur praticien l'ensemble des informations nécessaires pour reconnaître un sol effondrable ainsi que les différentes solutions et technique d'amélioration de ces types de sols par différentes méthodes.

**CHAPITRE II :
MATÉRIAUX,
MATÉRIEL ET ESSAIS
PRÉLIMINAIRES**

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 question par les essais oedométriques.

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.1.2. Le sable :

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



Fig. II.1:le sable.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

II.1.3. L'argile (rouge) :

L'argile est extraite du gisement **d'Oualtem (Boussaâda)** dans **la wilaya de M'sila**. Pour la fabrication de la brique. Cette argile est de couleur rouge, Voie humide : tamisage (0.08mm); l'eau de lavage contenant les particules fines inférieures à 0.08mm est recueillie dans des bacs propres. Voie sèche ; la quantité broyée, séchée à l'étuve (60°C) pendant 24heurs ; puis, on la fait passer à travers le tamis 0.08mm, les particules passant récupérées et les retenus de nouveau séchées, broyées puis passées de nouveau au tamis 0.08mm ; ainsi de suite jusqu'à l'épuisement du stock.



Fig. II.2:l'argile rouge.

II.1.4. Le sol reconstitué :

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

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

II.1.5. L'eau d'inondation :

On a utilisé l'eau distillée commercial : C'est une eau non minéralisée, de conductivité 6 us/cm et de PH 6.38.

II.1.6. Reconstitution des sols d'essais :

On a reconstitué notre sol en mélangeant les matériaux secs (80% de sable et 20% d'argile rouge) et en ajoutant une teneur en eau désirée comme indiqué dans le programme des essais principaux à l'oedomètre.

II.2. 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.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

II.2.1. Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

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

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

II.2.2. L'analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056) :

➤ Définition :

On appelle (analyse granulométrique) l'opération permettant de déterminer la granulométrie : c'est-à-dire la détermination de la grosseur des grains et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles des grains constituant les échantillons. Elle se fait sur la fraction du sol ayant un diamètre supérieur à 0.08mm.

➤ But de l'essai :

La distribution dimensionnelle des grains constituant les granulats dont les dimensions sont supérieures à 0.08

➤ Appareillage

- Une série de tamis (de maille carrée) • Tamis de 0.08mm pour le lavage • Une étuve pour le séchage
- Un fond
- Une brosse métallique
- Une balance

➤ Principe :

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (2-1.6-1-0.8 -0.5 -0.2-0.16 et 0.08mm). Emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissantes du haut vers le bas.



Figure II.3: série des tamis et la tamiseuse.

➤ **Mode opératoire :**

On procède suivant le mode suivant :

- Prélever 1,5 kg de matériau sec.
- Verser le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse.
- Agiter pendant cinq minutes.
- Peser chacun des tamis et porter les résultats sur la feuille de calcul.

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

➤ **Résultats d'essai :**

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés(g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	10.03	10.3	0.66	99.34
1	62.33	72.36	4.82	95.18
0.8	49.23	121.59	8.10	91.90
0.5	142.4	263.99	17.59	82.41
0.2	856.73	1120.72	74.71	25.29
0.16	231.60	1352.32	90.15	9.85
0.08	135.86	1488.18	99.21	0.79

Tableau II.1: Granulométrie par tamisage du sable.

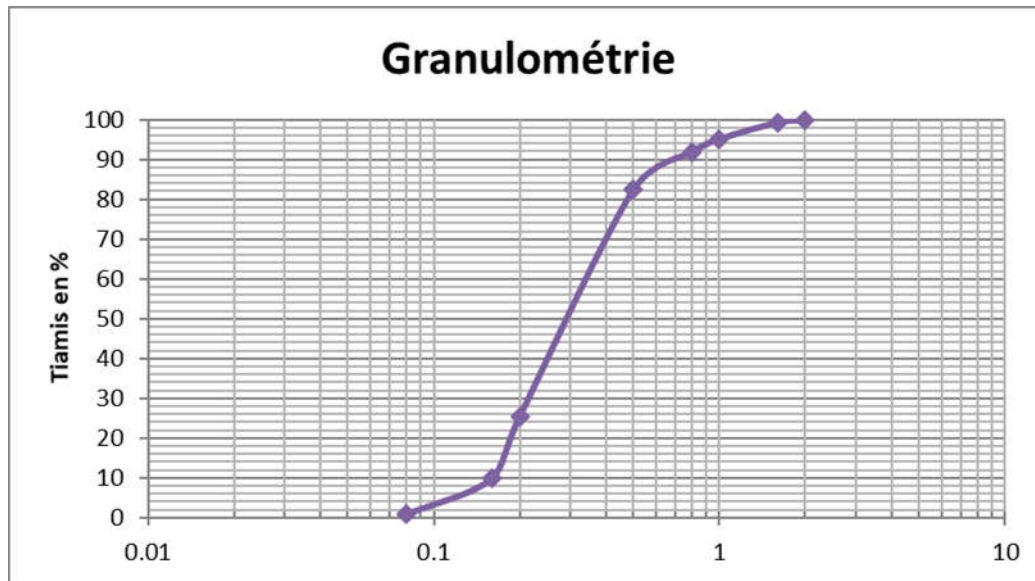


Figure II.4: courbe granulométrique de sable.

$$C_U = d_{60} / d_{10} = 2.18$$

$$C_G = (d_{30})^2 / d_{10} \cdot d_{60} = 0.87$$

Tamis (mm)	Poids refus (g)	Poids refus cumulés(g)	Refus cumulés en%	Tamisât en %
2	0	0	0	100
1.6	7.66	7.66	0.51	99.49
1	52	59.66	3.97	96.03
0.8	37.66	97.32	6.48	93.52
0.5	108	205.32	13.68	86.32
0.2	834.33	1039.65	69.31	30.69
0.16	165	1204.65	80.31	19.69
0.08	181.33	1385.98	92.39	7.61

Tableau II.2: Granulométrie par tamisage du sol reconstitué.

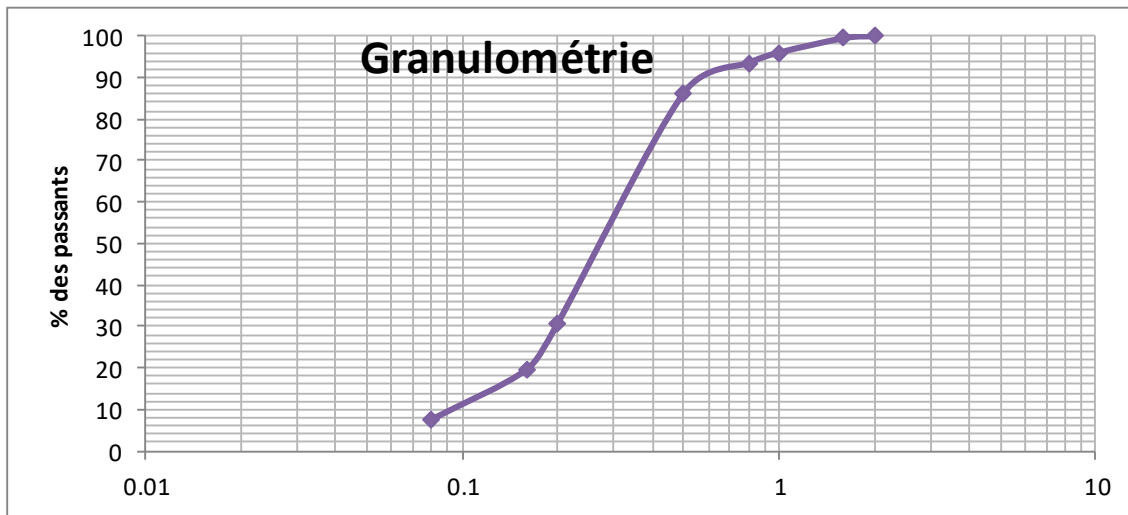


Figure II.5: courbe granulométrique de sol reconstitué.

➤ Conclusion :

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

II.2.3. Masse volumique absolue :

C'est la masse de l'unité de volume absolue du corps, c'est-à-dire de la matière qui constitue le corps, sans tenir compte du volume des vides. Elle est exprimée par ρ_s , qui est la masse par unité de volume de la matière qui constitue le granulat.

➤ Appareillage :

- 03 Pycnomètre en verre de 100 cm
- Une balance de précision : force de 4 à 5 kg sensibilités 1 à 2 cg
- Un entonnoir à long col.

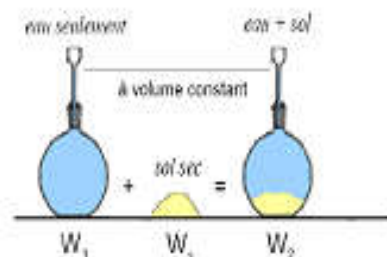


Figure II.4: Masse volumique absolue γ_s (pycnomètre).

➤ Mode opératoire :

- Préparer un échantillon de sol reconstitué, sèche à l'étuve et refroidi.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

- ➡ Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M0.
- ➡ Deviser le couvercle et introduire 30 g du matériau, peser l'ensemble, soit M1.
- ➡ Remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.
- ➡ Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et Remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- ➡ Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle.
- ➡ Laisser Reposer un bon moment.
- ➡ Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M2.
- ➡ Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- ➡ Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M3.
- ➡ Reprendre mêmes étapes pour deux autres échantillons non utilisés

➤ Exploitation des résultants :

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

$$\gamma_s = \frac{(M_1 - M_0) \cdot \rho_{eau}}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} \text{ g/cm}^3$$

✚ M0: masse du pycnomètre.

✚ M1: masse du (pycnomètre + les grains solides).

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

✚ M3: masse du (pycnomètre + l'eau).

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ_s (g/cm ³)	γ_s^{moy} (g/cm ³)
P ₁	68.33	88.03	188.25	175.96	2.66	≈ 2.7
P ₂	68.112	87.458	186.487	174.31	2.7	
P ₃	69.441	88.392	188.004	174.12	2.68	

Tableau II.3 : Masse volumique des grains solides du sol reconstitué.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

II.2.4. Equivalent de sable (ES):

L'équivalent de sable est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable ou d'un grave. Il indique la teneur en éléments fins, d'origine essentiellement argileuse, végétale ou organique à la surface des grains. Ce terme désigne également l'essai qui permet de déterminer cet indicateur. On parle « d'essai d'équivalent de sable piston » ou, plus simplement, « d'essai d'équivalent de sable ».

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.

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

Tableau II.4 : Caractéristique de sable (ES).

➤ Principe de l'essai :

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

❖ Appareillage et matériels utilisés :

- ➡ Une balance.
- ➡ Un Tamis 2mm.
- ➡ Trois éprouvettes cylindriques transparentes en matière plastique, chacune est graduée en 1/10 de centimètre à partir de la base jusqu'à 38cm.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

- Un entonnoir pour verser l'échantillon dans l'éprouvette.
- Un chronomètre.
- Un agitateur mécanique de course 25cm
- Un bouchon en caoutchouc permettant de fermer l'éprouvette.
- Une règle.
- Un piston taré en métal inoxydable.
- Un flacon de 5 litres placé à 1m environ au-dessus de la table de travail contenant la solution normalisée, et muni d'un système de siphon.
- Un tube laveur relié au flacon par un tube caoutchouc muni d'une pince pour sa fermeture, La quantité de sable nécessaire pour cet essai est: $m=120g$.



Figure II.5: Appareillages et matériels utilisés pour l'équivalent de sable.

➤ Mode opératoire :

- Prendre 500gr de l'échantillon de sable passant au tamis 5mm.
- Dans une éprouvette graduée, siphonner la solution lavant jusqu'à une hauteur de 10cm. Verser soigneusement une mesure de 120 gr de l'échantillon à l'aide de l'entonnoir, dans l'éprouvette placer verticalement
- Taper à plusieurs reprises la base de l'éprouvette cylindrique fortement sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser un bon mouillage de l'échantillon, laisser reposer 10 minutes.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

- ➔ Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30 secondes avec une course d'environ 20 cm. En suite placer l'éprouvette verticalement.
- ➔ Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavant, réglée à un faible débit. En descendant le tube laveur dans l'éprouvette, rincer les parois, puis enfoncer le tube jusqu'au fond pour laver le sable et faire remonter les particules argileuses.
- ➔ Arrêter les l'écoulement lorsque le niveau du liquide atteint le repère supérieur 38 cm, relever ensuite lentement le tube laveur.
- ➔ Laisser reposer, sans perturbation pendant 20 minutes
- ➔ Au bout de ces 20 minutes mesurer h1, h2, h'2.

h1 : hauteur du sable.

h2: hauteur du sable +éléments fins.

h'2: hauteur des éléments fins pris à partir du piston

L'équivalent de sable et déterminer par:

$$E_s(Piston) = \left(\frac{h'2}{h'1} \right) \times 100$$

$$E_s(visuel) = \left(\frac{h2}{h1} \right) \times 100$$

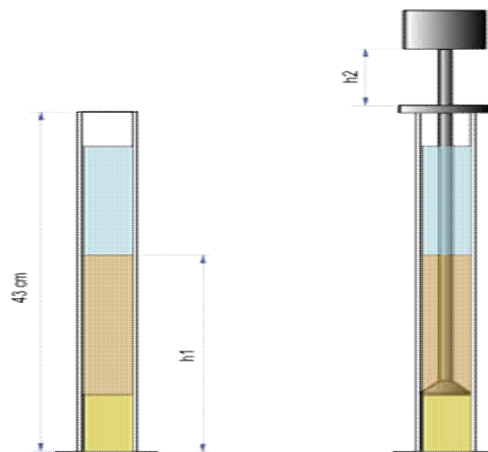


Figure II.6: Lire la hauteur H1 et H2.

➤ Résultats d'essai:

- Equivalent de sable visuel:

$$ESV = \frac{h_1}{h_2} \times 100$$

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

N° d'essai	1	2	3
La hauteur h_2 (cm)	8.4	7.8	8
La hauteur h_1 (cm)	13.3	12.4	12.8
ES (%)	63.15	62.9	62.5
ES moyenne	62.85		

Tableau II.5:Equivalent de sable visuel.

- Equivalent de sable par piston:

$$ESP = \frac{h_1}{h'_2} \times 100$$

N° d'essai	1	2	3
La hauteur h'_2 (cm)	6.1	7.2	6.8
La hauteur h_1 (cm)	13.3	12.4	12.8
ES (%)	45.86	58.06	53.12
ES moyenne	52.34		

Tableau II.6:Equivalent de sable par piston.

II.2.5. Essais d'Atterberg : (NF P 94-015)

➤ Introduction:

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassement, en particulier sous l'action des variations de teneur en eau.

Notons que cet essai se fait uniquement sur les éléments fins du sol et il consiste à faire varier la teneur en eau de l'élément en observant sa consistance, ce qui permet de faire une classification du sol. Selon sa teneur en eau, un sol sensible à l'eau peut se présenter sous trois états :

- État solide (état solide avec retrait et état solide sans retrait)
- État de plastique.
- État liquide.

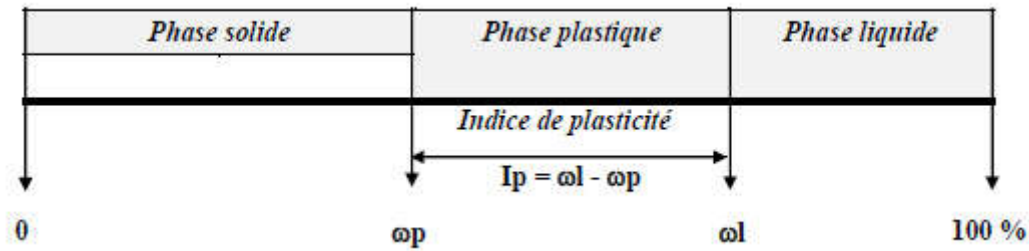


Figure II.6: Présentation des limites d'Atterberg.

➤ But de l'essai :

Déterminer les teneurs en eau remarquables situées à la frontière entre ces différents états

Sont les « Limites d'Atterberg »:

- limite de Liquidité : WL (frontière entre état plastique et liquide).
- limite de Plasticité : WP (frontière entre état solide et plastique).

➤ Appareillage

- Appareil de casagrande.
- Balance de 5kg (précision 1g).
- Etuve ventilé.
- Planche à roulets.
- Capsules en verre.
- Spatules.
- Mortier et pilon en porcelaine.



Figure II.7: appareil de casagrande et matériels de la limite de liquidité.

➤ Mode opératoire:

N.B : Cet essai est réalisé sur la partie granulométrique appelée mortier inférieur à 0,4mm.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

- On malaxe rigoureusement la totalité de l'échantillon afin de bien homogénéiser
- On remplit la coupelle au tiers
- On trace le milieu de l'échantillon à l'aide d'un outil à rainurer et l'essai comme immédiatement
- La coupelle fixée à l'appareil est soumise à une série de chocs réguliers jusqu'à ce que les deux lèvres se ferment (le nombre de coups de fermeture doit être compris entre 15 et 35)
- Pour confirmer le nombre de chocs, il faut recommencer immédiatement l'essai, si les deux essais successif ne diffèrent pas plus d'un choc, on prélève à l'aide d'une spatule deux échantillon de chaque côté des lèvres et on détermine la teneur en eau.



Figure II.8: Les étapes de limite de liquidité.

❖ Limites 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.

❖ 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

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

de diamètre en le roulant (souvent avec les doigts), après 5 à 10 aller-retour 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.



Figure II.8: les étapes de limite de plasticité.

➤ L'indice de plasticité I_p :

Il donne l'étendue du domaine plastique $I_p = W_L - W_P$. La plasticité d'un sol (c'est-à-dire sa faculté de devenir très déformable en absorbant de l'eau) est appréciée par le couple (W_L, I_p) qui dépendent de la nature des minéraux argileux contenus dans le sol et de leur quantité. C'est ainsi que Casagrande a défini un diagramme dit "Abaque de plasticité de Casagrande" qui permet de classer les sols fins.

Les sols peuvent se classer comme suit :

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

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

➤ Résultats d'essai:

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

Nombre de coup	1		2		3		4	
Masse de tare $m_t(g)$	52.66	50.402	48.08	53.646	45.714	51.261	52.314	44.02
Masse du sol Humide târ $(m_h+m_t) (g)$	62.16	60.42	66.50	63.711	58.729	67.437	69.126	53.342
Masse(du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	59.19	57.17	60.974	63.994	55.17	62.047	63.714	55.808
Masse d'eau (m_w) (g)	6.53	6.768	12.89	10.348	9.456	10.786	11.427	9.788
Masse du sol sec $(m_d) (g)$	2.97	3.59	5.596	4.717	3.559	5.39	5.385	3.534
Teneur en eau $W\%$	45.48	53.04	43.4	45.58	37.63	49.97	47.12	36.1
$W_{moy}(\%)$	49.26		44.49		43.8		41.61	

Tableau II.8:la limite de liquidité de l'argile rouge.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

Nombre de coup	1		2		3		4	
Masse de tare $m_t(g)$	51.453	52.622	49.534	51.351	48.143	51.595	43.782	49.887
Masse du sol Humide tår $(m_h+m_t) (g)$	52.667	53.421	50.24	52.133	48.774	52.174	44.723	50.617
Masse (du sol sec+tare) $(m_d+m_t) (g)$	52.063	52.744	49.639	51.462	48.233	51.675	43.911	49.982
Masse d'eau $(m_w) (g)$	0.604	0.677	0.601	0.671	0.541	0.449	0.812	0.635
Masse du sol sec $(m_d) (g)$	0.11	0.122	0.105	0.111	0.09	0.08	0.129	0.095
Teneur en eau $W\%$	18.21	18.02	17.47	16.54	16.53	16.03	15.88	14.96
$W_{limoy}(\%)$	18.11		17.00		16.33		15.42	

N° de l'essai	W(%)
1	18.11
2	17.00
3	16.33
4	15.42

Tableau II.9:la limite de plasticité de l'argile rouge.

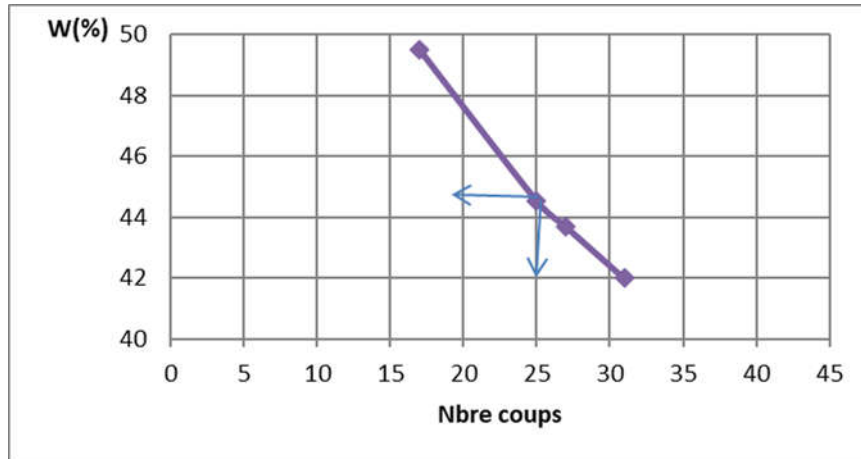


Figure. II.9: Courbe de limite de liquidité WL

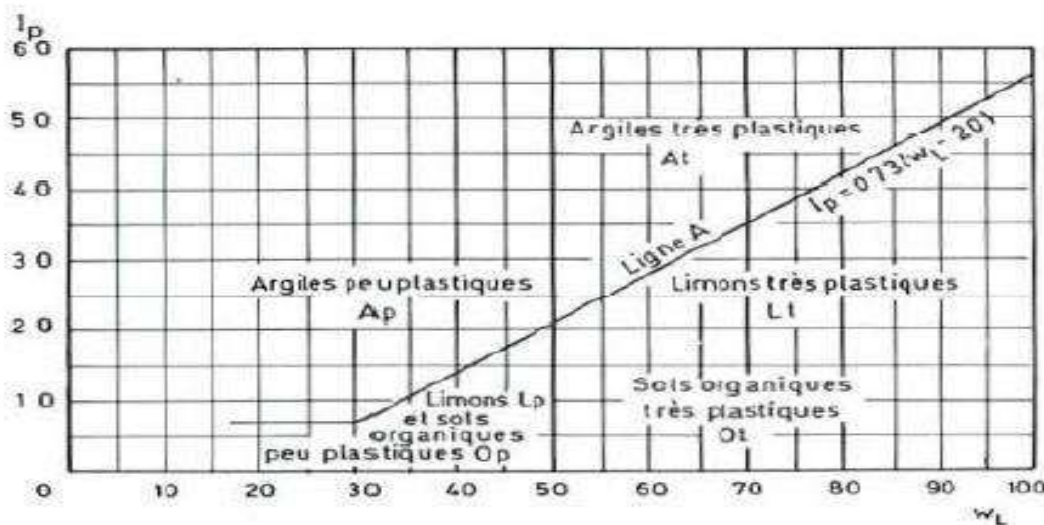


Figure. II.10: position de l'argile rouge dans l'abaque de casagrande

Conclusion : l'argile utilisée est moyennement plastique à peu plastique.

II.2.6. 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).

❖ Principe de l'essai :

Il consiste à déterminer la capacité d'adsorption ionique d'un sol en mesurant la quantité de colorant de bleu de méthylène nécessaire pour recouvrir la surface totale, externe et interne, particules argileuses présentes dans la solution à étudier par une monocouche de bleu

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

de méthylène. On appelle cette quantité, la valeur au bleu, notée VB et exprimée en grammes de bleu par grammes de sol, tel que montre l'équation : $VB = VBM/M_{sol}$

Où : VBM est la quantité de bleu de méthylène adsorbé (ml), et masse sol sec de la prise d'essai (g)

NORME A CONSULTER : NE P 94-093 : Sols: reconnaissance et essais - Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol Ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tâche.

❖ Appareillage spécifique:

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



Figure. II.10: Appareillage de 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.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

- Nous avons commencé par introduire dans la suspension, maintenue en agitation, 5cm³ de bleu, puis prélever une goutte de liquide, qu'on dépose sur le papier filtre.
- Le test s'avérant négatif, nous avons continué le dosage jusqu'à 15cm³, en suite nous avons ajouté 5cm³ de bleu, le teste est positive.

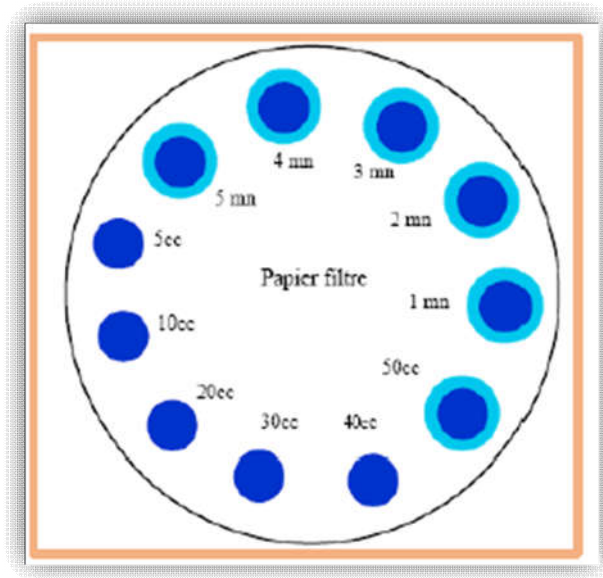


Figure. II.11: Résultat de valeur au bleu de méthylène.

❖ 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 :

	Essai n°1	Essai n°2	Essai n°3
Volume de bleu méthylène	160	165	170
VBS	5.33	5.50	5.66

Tableau II.10: valeur de bleu de méthylène pour l'argile rouge.

	Essai n°1	Essai n°2	Essai n°3
Volume de bleu méthylène	15	10	15
VBS	0.5	0.33	0.5

Tableau II.11: valeur de bleu de méthylène pour le sol reconstitué.

Conclusion : Il s'agit d'un sol sablo limoneux, sensible à l'eau.

II.2.7 Essai Proctor (NF P 94-093):

➤ Définition:

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

➤ 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 γ_d (ou un poids volumique) maximum.

La 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 conventionnelle. Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du sol et on établit la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

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

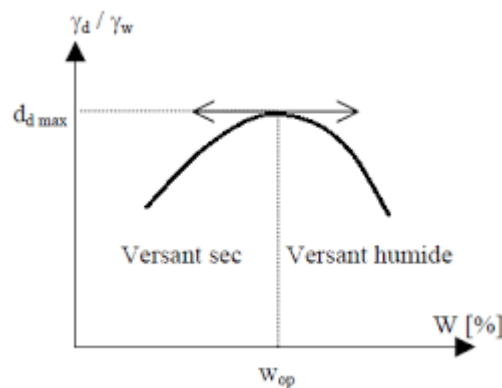


Figure. II.12: courbe de Proctor.

. NORME A CONSULTER

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

➤ Appareillage :

❖ 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:

- Eprouvette graduée et burette d'eau pour humidifier le sol.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

- Four.
- Balance de précision.
- Petits récipients pour mesurer la teneur en eau à posteriori



Figure. II.13: Matériels de l'essai de Proctor.

➤ Mode opératoire pour l'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.

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

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.



Figure. II.14: Mode opératoire pour l'essai Proctor.

❖ Expression des résultats :

Masse d'eau ajoutée à chaque compacte	2%	3%	4%	5%	7%
Masse total humide	6795	7018	7261	7542	7463
Masse du moule	2869	2869	2869	2869	2869
Masse du sol humide	3926	4149	4392	4673	4594
Masse du sol sec	3864	4015	4215	4453	4362
Volume moule	2339.62	2339.62	2339.62	2339.62	2339.62
Masse volumique humide	1.67	1.77	1.87	1.99	1.96
Masse volumique sèche	1.64	1.70	1.79	1.89	1.81
Tare N°	1	2	3	4	5
Masse de la tare	23.69	32.59	26.93	31.27	24.11

Chapitre II : matériaux, matériel et essais préliminaires

Masse (sol humide +tare)	63.92	69.69	65.68	67.59	82.13
Masse (sol sec + tare)	63.02	68.46	64.19	65.88	77.33
Masse d'eau	0.9	1.23	1.49	1.71	4.8
Masse du sol sec	39.33	35.87	37.26	34.61	50.22
Teneur en eau W%	2.28	3.42	3.99	4.94	9.55

Tableau II.12:Résultat d'essai Proctor sur le sol reconstitué.

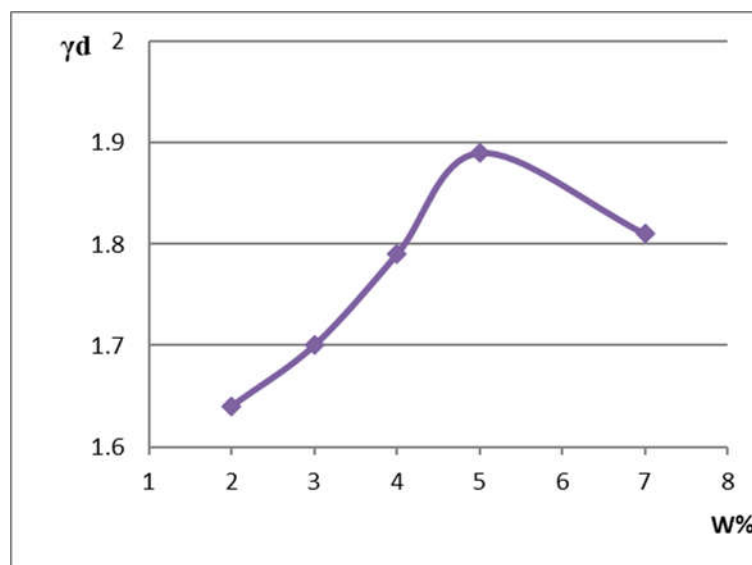


Figure. II.15: courbe Proctor de sol reconstitué.

**CHAPITRE III : ESSAIS
PRINCIPAUX,
PRÉSENTATION DES
RÉSULTATS ET
DISCUSSION**

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.1. Introduction :

La gestion des sols à effondrement brusque est un enjeu majeur pour la stabilité et la durabilité des structures. Le phénomène collapse des sols macroporeux est très important dans l'étude géotechnique. C'est un fait très complexe, car il fait intervenir les caractéristiques de résistance et de déformation du sol. Aussi, il découle de plusieurs paramètres, notamment la granulométrie, la présence d'éléments fins, l'état de compacité, la teneur en eau initiale, le degré de saturation et certains paramètres liés à la minéralogie du sol. Concernant la prédiction du potentiel d'affaissement, un effort immense a été consacré ces dernières années aux méthodes expérimentales ; mais la plupart de ces expérimentations utilisent l'appareillage courant. À cet effet, nous avons essayé à travers cette recherche d'utiliser en plus de l'oedomètre.

III.2. Appareil de l'oedomètre :

L'oedomètre est un appareil de laboratoire utilisé en géotechnique, cet appareil permet de mesurer le tassement d'un échantillon de sol sous un effort donné et en fonction du temps à fin d'en déterminer ses propriétés mécaniques lors de calculs de mécanique des sols.

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

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



Figure III.1: Appareil de l'oedomètre.

➤ Cellule oedométrique :

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

La cellule oedométrique, en matériaux inerties chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient, comporte les éléments suivants :

- Une bague oedométrique terminée par une trousse coupante ou une enceinte cylindrique rigide qui reçoit l'éprouvette de matériau. Le diamètre intérieur D de la bague doit être supérieur ou égal à 60 mm et sa hauteur telle que la hauteur initiale de l'éprouvette (H_i), exprimée en millimètre, satisfasse à la condition suivante : $10 < H_i < 0.4D$
- Un réservoir servant de bac d'imbibition muni d'un logement recevant la bague oedométrique.
- Un dispositif permettant de répartir l'effort appliqué sur l'éprouvette de matériau par l'intermédiaire d'un cylindre rigide de diamètre très légèrement inférieur à celui de l'éprouvette afin de coulisser librement.
- Dans le cas l'utilisation d'un piston, ce dernier doit posséder en son centre, à sa partie supérieure, un logement pour rotule transmettant l'effort axial.
- Deux disques drainants rigides (pierres..... etc.) plans et éventuellement reliés à des orifices pour la circulation des fluides.

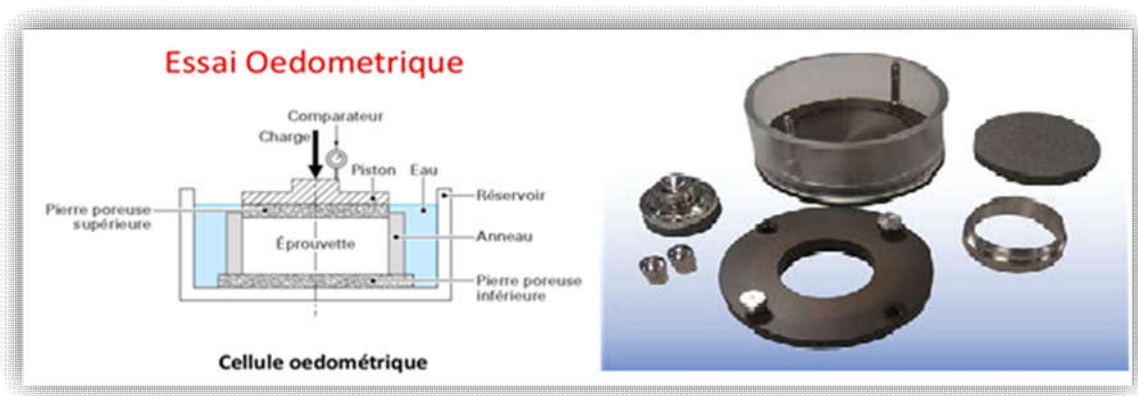


Figure III.2: Cellule de l'oedomètre.

➤ Dame de compactage :

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

- Un disque rigide de diamètre 50 mm
- Fixer à une tige de guidage d'une hauteur de 150mm.
- Une dame de forme de disque de masse de 132.5g, perforée d'un trou de diamètre supérieur à celui de la tige.

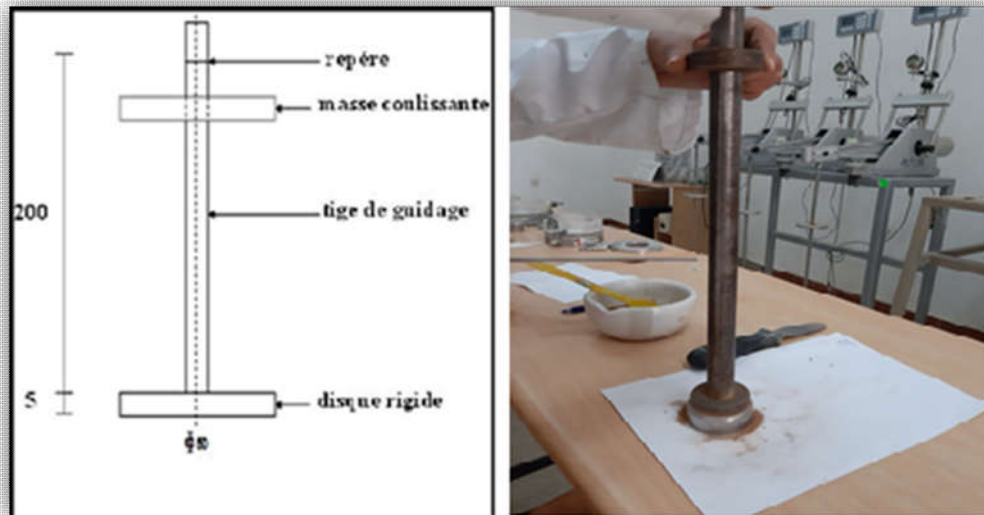


Figure III.3:dame de compactage.

➤ Le bâti :

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

➤ L'anneau (bague annulaire) :

D'une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette de sol, sa hauteur est 20 mm, diamètre intérieure 50mm, volume 39.25 cm et son poids 54.578g.

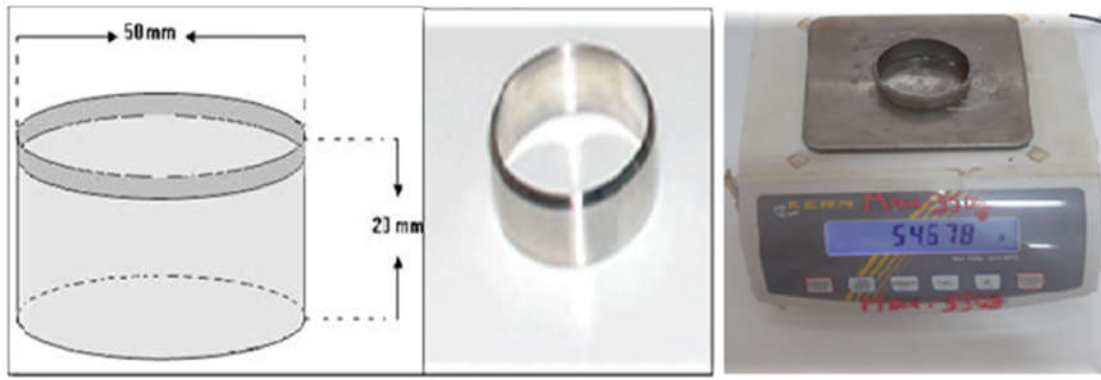


Figure III.4: L'anneau.

III.3. Principe de l'essai :

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

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

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.

➤ 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 : 0.5-1-2-4-8 (kg)

➤ Préparation de l'éprouvette :

Le sol de l'essai est constitué de sable et de l'argile selon les proportions mentionnées au (prg II.1.4.) On amène le sol à la teneur en eau voulue par ajout de l'eau distillée, l'ensemble sol - eau doit être bien homogénéisé dans un mortier en porcelaine. La gâchée de sol est ensuite versée dans le moule de l'oedomètre puis compactée à l'aide de la dame de compactage.

Le compactage du sol consiste à laisser tomber le mouton qui coulisse à travers la tige de la dame d'une hauteur $H=15$ cm, ce qui va percuter le disque qui transmet le choc à l'échantillon. Pour la rendre parfaitement plane, la face supérieure de l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

Les essais de compressibilité à l'oedomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 0.5, 1, 2, 4kg. Ensuite, procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement, puis augmenter le chargement jusqu'à 8kg. Au cours de l'essai, les lectures des tassements sont relevées à 30s, 1min, 2min, 5min, 10min, 30min, 60min et 24h. (L'instant initial $t=0$, marque le commencement du tassement suite à l'inondation sous 200Kpa).

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.

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

Puis on la laisse pendant 24 heures. Au cours de cette période on a relevé le lecteur du comparateur aux instants suivants : 30sec, 1 mn, 2mn, 3mn, 5mn, 10mn, 20 mn, 1/2h ,1h, 2h ,24h (l'instant initial $t=0$, marque le début du tassement après inondation sous 200 Kpa). Le test oedométrique est alors poursuivi à son chargement maximal limite.

➤ Mise en place de l'éprouvette:

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

➤ 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.

➤ Programme des essais oedométrique :

N° d'essai	Teneur en eau (%)	Nbre de coups Ec
1	2	20
2	4	20
3	6	20

Tableau III.1: Programme des essais oedométriques.

III.5. Discussion des résultats :

Après la présentation des essais préliminaires et la procédure de chaque essai (matériaux étudiés, matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats). Nous abordons dans ce chapitre les résultats des essais principaux qui sont arrangés :

On a commencé par l'utilisation des données de consistance des sols et les résultats des essais oedométriques pour la vérification de la susceptibilité d'affaissement. Une présentation détaillée des essais de compressibilités est accomplie dans l'objectif de calculer le potentiel d'affaissement des différents échantillons testés. Les courbes oedométriques sont illustrées en fonction des paramètres retenus, ce qui permet de visualiser l'importance de chaque terme.

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

III.5.1. Résultats d'essais oedométriques :

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

Les courbes oedométriques (e , $\log \sigma$) sont tracées sur les figures (III. 5 jusqu'à III. 7).

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

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

Où :

C_p: potentiel de collapse (%).

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

h₀: Hauteur initiale de la cellule oedométrique.

❖ Essai01: sol reconstitué.

Pression (Kpa)	Δ H (mm) Moyenne	H ₁ =H ₀ -ΔH (mm) Moyenne	$e=(H_1-H_s)/H_s$ Moyenne	C _p (%) Moyenne
50	0.105	19.895	0.744	14.28
100	0.255	19.745	0.731	
200	0.377	19.623	0.720	
200	3.230	16.77	0.470	
400	3.415	16.585	0.454	

Tableau III.2: Résultats de l'essai oedométrique ($W_0=2\%$, $E_c=20$ coups).

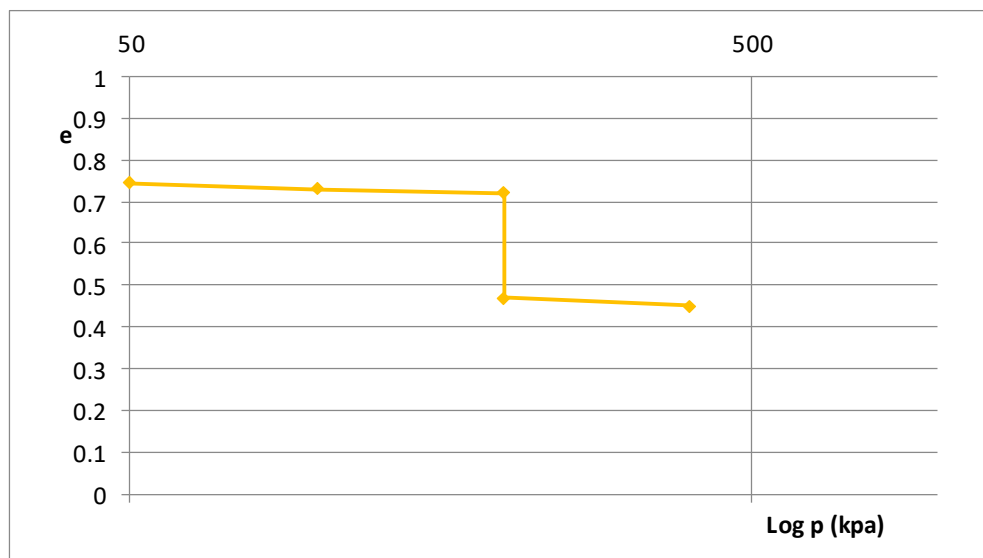


Figure III.5: Courbe oedométrique : Essai 01 ($W_0=2\%$, $E_c=20$ coups).

❖ **Essai 02: sol reconstitué.**

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	$C_p(\%)$
50	0.135	19.865	0.655	10.27
100	0.215	19.785	0.649	
200	0.314	19.686	0.640	
200	2.368	17.632	0.469	
400	2.588	17.412	0.451	

Tableau III.3: Résultats de l'essai oedométrique ($W_0=4\%$, $E_c=20$ coups).

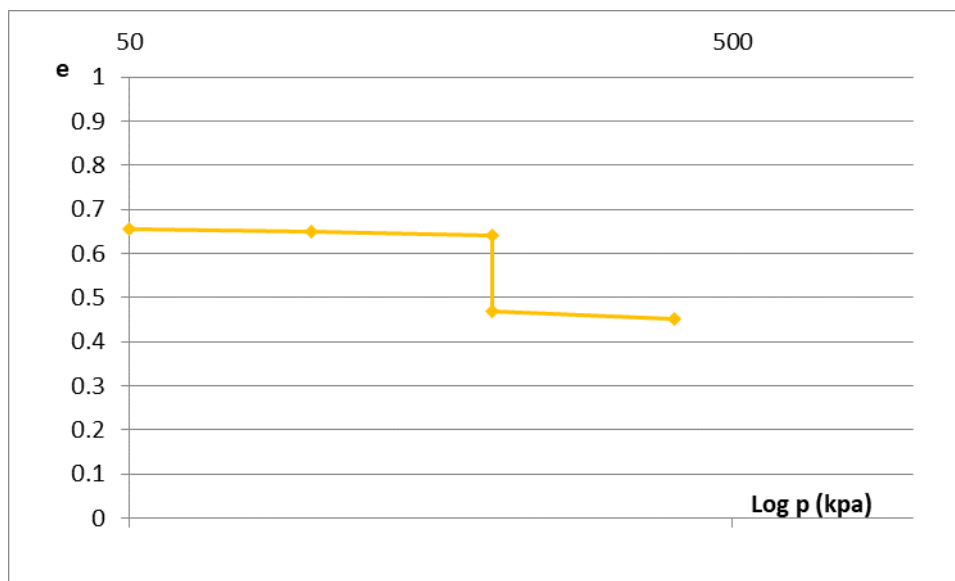


Figure III.6: Courbe oedométrique : Essai 02 ($W_0=4\%$, $E_c=20$ coups).

❖ **Essai 03: sol reconstitué.**

Pression (Kpa)	ΔH (mm)	$H_1 = H_0 - \Delta H$ (mm)	$e = (H_1 - H_s) / H_s$	Cp(%)
50	0.138	19.862	0.606	4.68
100	0.220	19.78	0.599	
200	0.371	19.629	0.587	
200	1.307	18.693	0.5111	
400	1.488	18.512	0.496	

Tableau III.4: Résultats de l'essai oedométrique ($W_0=6\%$, $E_c=20$ coups).

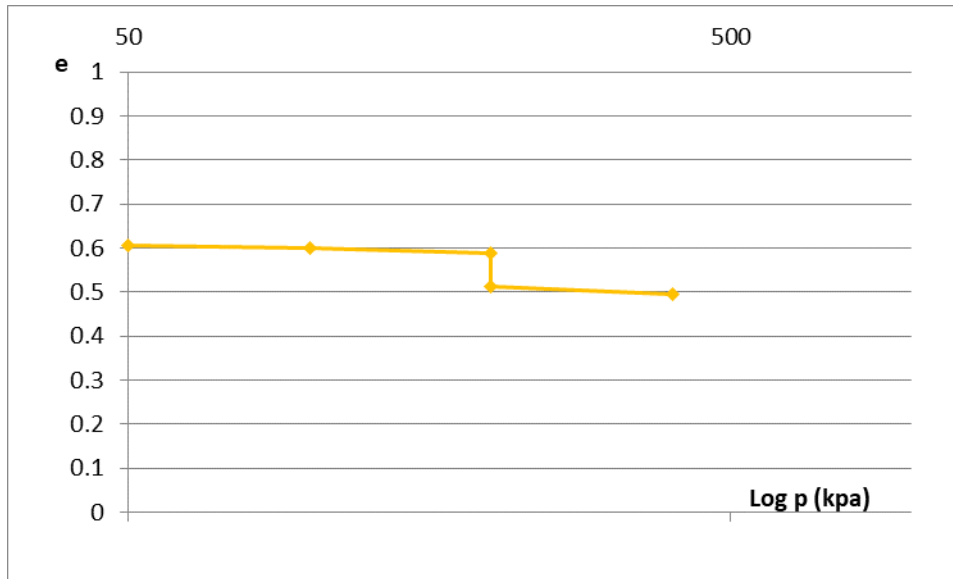


Figure III.7: Courbe oedométrique : Essai 03 ($W_0=6\%$, $E_c=20$ coups).

III.5.1.2. Résumé des résultats des essais oedométriques :

Nombre de coups	20	20	20
$W_0(\%)$	2	4	6
$C_p (\%)$	14.28	10.27	4.68

Tableau III.5 : C_p pour un sol.

Selon la classification proposée par Jennings et Knight mentionnée à chapitre I, ces résultats correspondent aux rubriques : trouble moyenne (essai 03) et trouble sévère (essais 01 et 02). Le détail des valeurs des potentiels d'affaissement déterminées à partir des essais oedométriques, en fonction des teneurs en eau et du nombre de coups, est présenté dans le tableau. III.5

III.5.1.3. Interprétation de courbe oedomètre pour les différents essais :

On remarque que pour une énergie de compactage $E_c=20$ coups, le potentiel de collapse C_p est supérieur à 1% pour les teneurs en eau initiales : $W_0 = 2\%$, 4% et 6% donc le sol est affaissable.

Sol Etudié	Energie de compactage (Ec)	Teneur en eau initiale W_0 (%)	Poids volumique Sec γ_{d0}	Indice des vides initial e_0	Le degré de saturation S_{r0} (%)	Potentiel L'affaissement C_p (%)
Sol reconstitué	Ec=20	2	1.53	0.764	7.06	14.28
		4	1.59	0.698	15.47	10.27
		6	1.67	0.617	26.256	4.68

Tableau III.6: Caractéristiques initiales du sol reconstitué au laboratoire.

III.5.1.4. Vérification l'Affaissement du sol reconstitué :

D'après les essais oedométriques sur le sol reconstitué les résultats qu'on a obtenus sont présentés dans le tableau **III.6**,

D'après la classification de Jennings et Knight (1975), les résultats qu'on a obtenus dans le tableau **III.6** sont :

- ❖ Pour $W. = 2\%$, $Ec=20$. $C_p=14.28 > 1\%$.
- ❖ Pour $W. = 4\%$, $Ec=20$. $C_p=10.27 > 1\%$.
- ❖ Pour $W. = 6\%$. $Ec=20$. $C_p=4.68 > 1\%$.

Conclusion : Le sol reconstitué est donc affaissable.

III.5.1.5. Vérification de la répétabilité des essais oedométriques :

Généralement trois tests sont suffisants pour vérifier si l'intervalle de confiance des résultats est acceptable. Pour cela nous avons choisi arbitrairement trois échantillons du même sol avec le même nombre de coups ($Ec = 20$ coups) et la même teneur en eau ($w = 2\%$). Les résultats des trois tests sont représentés dans le **tableau III.7**.

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

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

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

Avec:

e_{moy} : l'indice des vides moyens pour un nombre d'essai oedométriques comparable.

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

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

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

L'écart type donne par e_{moy}

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

Charges (kg)	Indices des vides (%) (Essais répétés)			e_{moy}	σ écart type	Δe max Différence Max.	$\Delta e \leq 2.8\sigma$
	N°1	N°2	N°3				
0.5	74.4	74.2	73.4	74.0	0.432	0.2	1.209OK
1.0	73.1	73.3	72.7	73.03	0.741	0.6	2.074OK
2.0	72.0	72.1	71.3	71.8	0.356	0.8	0.997OK
2.0	47.0	46.7	46.8	46.83	0.573	0.3	1.604OK
4.0	45.4	45.2	45.0	45.2	0.163	0.4	0.456OK

Tableau III.7: la répétabilité des essais ($w=2\%$, $E_c=20$).du sol reconstitué.

- Conclusion :**

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

III.5.2. L'influence de la teneur en eau initiale sur l'affaissement des sols:

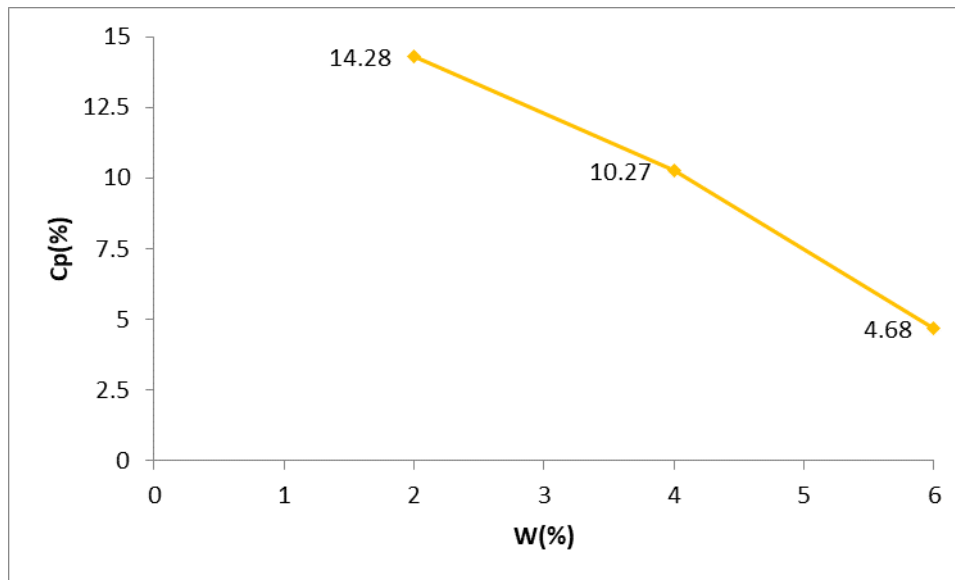


Figure III.8: Variation du potentiel de collapse "Cp" en fonction de la teneur en eau initiale "W₀" (E_c=20coups).

La figure III.8, illustre la variation du potentiel de collapse en fonction de la teneur en eau initial w₀.

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage fixe le potentiel de collapse «Cp» décroît lorsque la teneur en eau « w₀» augmente.

Pour la variation de la teneur en eau w₀ considérée (2%, 4%,6%) inférieure ou égale à l'optimum Proctor W_{opt} liés à la succion, cette dernière a une influence sur le taux de collapse.

Les potentiels d'affaissement élevés ont été constatés pour les teneurs en eau initiales faibles.

III.5.2.2.Étude de la variation du potentiel de collapse (Cp) en fonction de degré de saturation du sol (Sr):

Le degré de saturation est donné par la relation suivante :

$$S_r = \frac{W \times \gamma_s}{e \times \gamma_w}$$

Cette relation permet de calculer le degré de saturation initial du sol d'essai (voir tableau III.6).

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

D'après les résultats obtenus nous constatons que pour une énergie de compactage fixe, le potentiel de collapse « Cp » diminue si le degré de saturation «Sr » augmente, et cela renforce l'idée de l'influence de la succion sur le potentiel de collapse.

III.5.2.3.Variation du degré de collapse en fonction du temps:

On définit le degré de collapse DC, comme étant le rapport entre le potentiel de collapse à l'instant (t) pendant l'inondation à l'eau et le potentiel de collapse final Cp (t= 24 h).

Soit:

$$DC = \frac{C_p(t)}{C_{pfin}} \times 100$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Chapitre III : essais principaux, présentation des résultats et discussion

Temp s	MASSE S SUR LES PLATE AUX en Kg	CONT RAIN TE NOR MALE EN kPa	Teneur en eau			Teneur en eau			Teneur en eau		
			$W_o = 2 \%$			$W_o = .4 \%$			$W_o = 6 \%$		
			$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 20 \text{ coups}$			$E_c = 20 \text{ coups}$		
			Δh	E	DC%	Δh	E	DC%	Δh	E	DC%
	1	50	0.105	0.744		0.135	0.655		0.138	0.606	
	2	100	0.255	0.731		0.215	0.649		0.220	0.599	
	4	200	0.373	0.720		0.314	0.640		0.371	0.587	
0	inondation										
0.5mn			2.630		79.02	1.860		75.26	0.965		63.46
1			3.150		97.23	2.32		97.66	0.986		65.70
2			3.203		99.08	2.339		98.58	1.003		67.52
3			3.207		99.229	2.343		98.78	1.010		68.26
5			3.211		99.369	2.347		98.97	1.014		68.69
10			3.215		99.509	2.350		99.12	1.027		70.08
20			3.218		99.579	2.353		99.26	1.035		70.94
30			3.220		99.649	2.355		99.36	1.039		71.36
1h			3.222		99.719	2.358		99.51	1.045		72.008
2h			3.225		99.859	2.361		99.65	1.050		72.54
24h			3.230	0.470	100	2.368	0.469	100	1.307	0.5111	100

Tableau III.8: Résultats de calcul du degré de collapse.

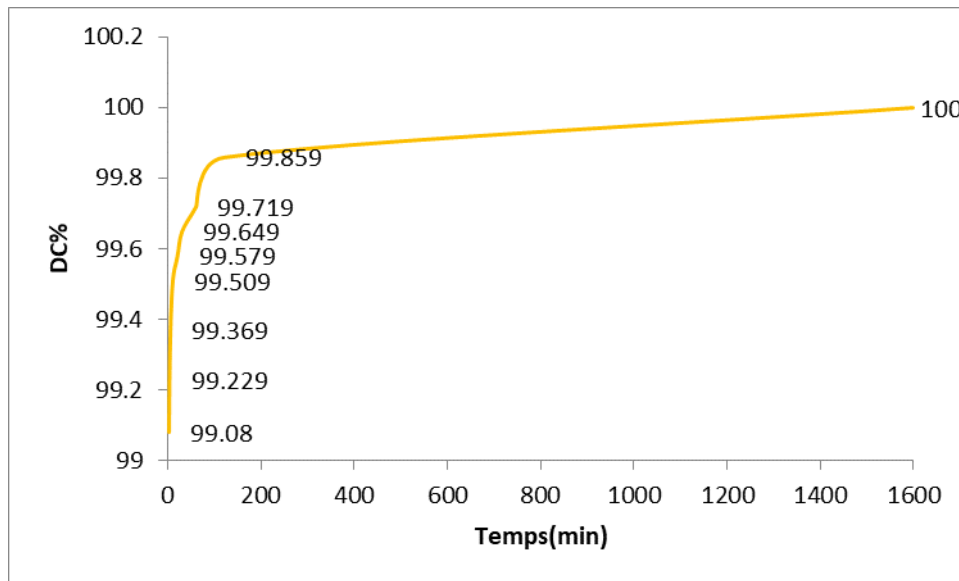


Figure III.9: courbe du degré de collapse "DC" pour $w_0=2\%$ en fonction de temps.

D'après la courbe (III.9), le degré de collapse DC atteint (99.649%) à l'instant $t=30\text{min}$

Après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

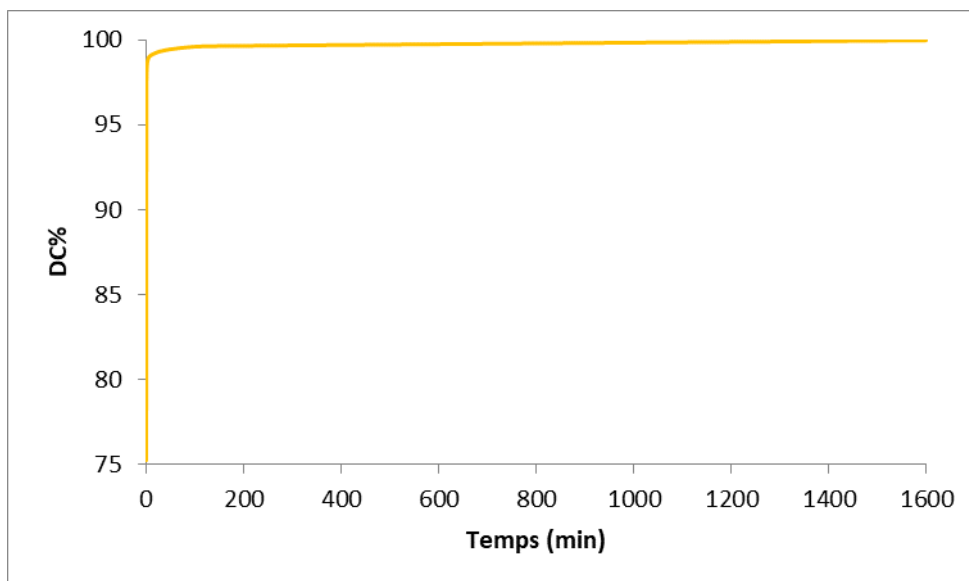


Figure III.10: courbe du degré de collapse "DC" pour $w_0=4\%$ en fonction de temps.

D'après la courbe (III.10), le degré de collapse DC atteint (98.58%) à l'instant $t=2\text{min}$

Après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

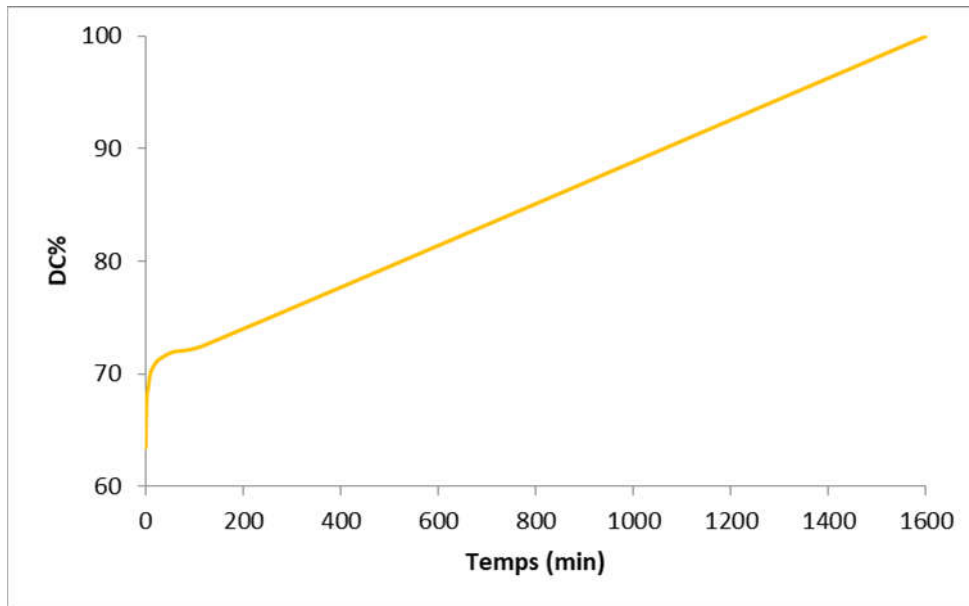


Figure III.11: courbe du degré de collapse "DC" pour $w_0=6\%$ en fonction de temps.

D'après la courbe (III.11), le degré de collapse DC atteint (65.70%) à l'instant $t=1$ min

Après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.

III.5.2.4. Influence de la teneur en eau initiale sur la vitesse de déformation de sols affaissables:

	DC%		
Temps	$W_0=2\%$	$W_0=4\%$	$W_0=6\%$
0.5 mn	79.02	75.26	63.46
1	97.23	97.66	65.70
2	99.08	98.58	67.52
3	99.229	98.78	68.26
5	99.369	98.97	68.69
10	99.509	99.12	70.08
20	99.579	99.26	70.94

Tableau III.9: Résultats de degré de collapse DC% sur le temps.

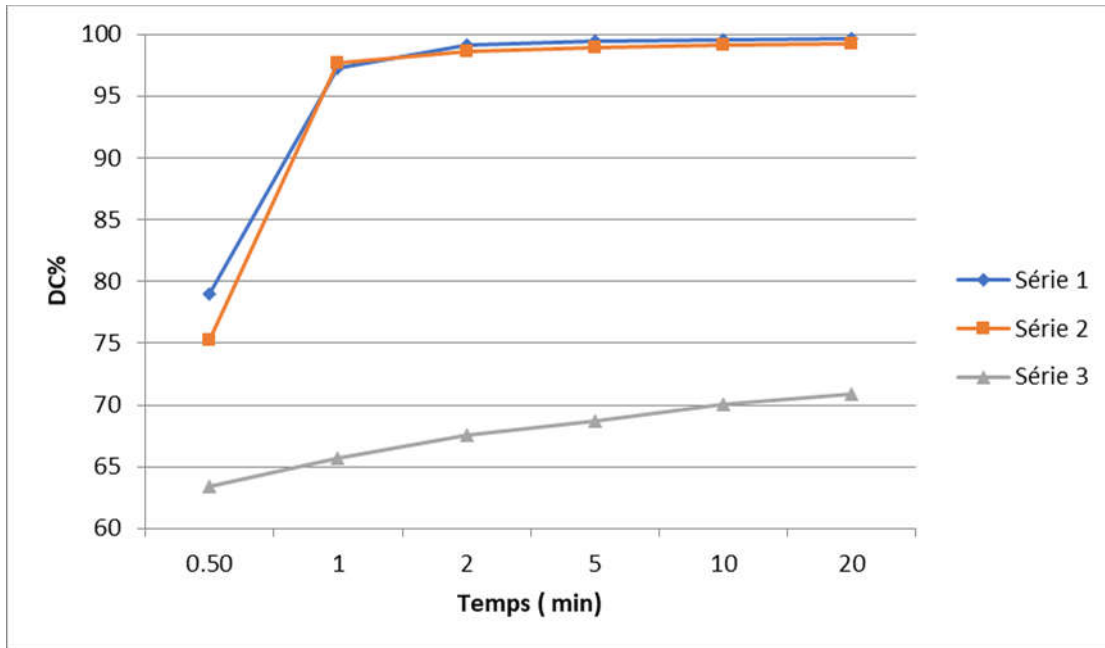


Figure III.12: courbes de degré de collapse en fonction de temps ($w_0=2\%,4\%,6\%$; $E_c=20$).

Conclusion:

- D'après la figure III.12 lorsque la teneur en eau augmente, le degré de collapse DC% de ce sol diminue.

$W_0=2\%$ (série 1)	DC=99.1 % à T = 2mn	($\Delta h = 3.203$ mm)
$W_0=4\%$ (série 2)	DC=98.6 % à T = 2mn	($\Delta h = 2.339$ mm)
$W_0=6\%$ (série 3)	DC=67.5 % à T = 2mn	($\Delta h = 1.003$ mm)

Si on prend un intervalle de temps donné pour les trois teneurs en eau W_0 2%, 4% et 6% (exemple ci-dessus : T = 2 mn après inondation du sol sous 200 KPa) les déformations axiales Δh et les degrés de collapse DC respectifs augmentent, lorsque W_0 décroît. Et on peut conclure que la teneur en eau initiale a une influence notable sur la vitesse de tassement des sols affaissables

.

CHAPITRE IV :
CONCLUSION,
RECOMMANDATION
ET PERSPECTIVE.

➤ Conclusion générale :

Dans cette étude, nous avons donné dans un premier temps un aperçu détaillé sur l'état de connaissance des sols affaissables, en suite pour contribuer dans la recherche de ces sols, des échantillons de sol, sont préparés à partir d'un mélange proportionné de sable et d'argile avec une énergie de compactage fixé et plusieurs teneurs en eau initiales.

Les principales conclusions qu'on peut tirer de cette étude sont résumées comme suit :

- Les types du sol affaissable les plus répandus dans le monde sont : les dépôts éoliens (Les lœss), les dépôts des cours d'eau, les sols résiduels et d'autres types de sols fabriqués artificiellement.
- Les sols affaissables ont une structure en nids d'abeilles, dont les grains sont retenus sur place par une liaison matérielle ou une force. Ce lien est susceptible d'être réduit ou supprimé par addition d'eau, dans ce cas les gros grains glissent les uns par rapport aux autres, tout en remplit les vides qui les entourent. Donc la résistance de ces sols n'est que temporaire.
- L'identification des sols affaissables peut être faite à partir de trois méthodes : les méthodes empiriques, les méthodes expérimentales et les méthodes théoriques.
- La formation artificielle d'un sol susceptible à l'effondrement, au laboratoire, peut être obtenue par mélange de matériaux granulaire (sable, silt et argile), compactés avec une certaine énergie à une teneur en eau inférieure à l'optimum Proctor.
- Pour une énergie de compactage fixe, le potentiel de collapse « C_p » diminue lorsque le teneur en eau augmente, et cela renforce l'idée de l'influence de la succion sur le potentiel de collapse.
- Lorsque la teneur en eau initiale est basse ($W_0=2\%$), le pourcentage du degré de collapse DC atteint (**99%**) à l'instant **$t=2\text{min}$** , après inondation, ce qui justifie le caractère brusque de l'affaissement du sol.
- Lorsqu'on augmente légèrement la teneur en eau initiale ($W_0=4\%$), le pourcentage du degré de collapse DC décroît (**98.58%**) à l'instant **$t=2\text{min}$** , après inondation.
- Lorsque la valeur de la teneur en eau initiale augmente d'avantage ($W_0=6\%$ proche de l'optimum Proctor), le pourcentage du degré de collapse DC enregistre une décroissance aigue et atteint (**67.5%**) à l'instant **$t=2\text{min}$** après inondation du sol, d'où une lenteur du tassement.

.Chapitre IV : conclusion, recommandation et perspective

- ➡ La valeur de la teneur en eau initiale des sols affaissables a une influence sur la vitesse de déformation axiale, ainsi si cette teneur en eau augmente, la vitesse décroît.

Limitations de cette étude et perspectives :

- ✓ Dans cette étude on a utilisé 80% de sable et 20% d'argile il est souhaitable d'utiliser d'autres proportions pour voir leur influence sur l'affaissement des sols.
- ✓ Dans cette étude on a utilisé un seul type de sable et d'argile, il est souhaitable d'en utiliser d'autres types pour voir leur influence sur le comportement de ces sols.
- ✓ Les essais sont réalisés sur des échantillons de sols reconstitués au laboratoire, on préfère bien les valider sur des échantillons de sol naturel non remanié.

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

Références Bibliographiques :

- **Douailia saousene, bahloul marwa:** (Etude de sol affaissable), mémoire de master, université 08 mai 1945 de Guelma.
- **Ben Belkheir Mohamed:** (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement). mémoire de master, université Mohamed Boudiaf, M'sila.
- **Abderrahmane Gherbi:** (Influence du degré de saturation initial sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement). mémoire de master, université Mohamed Boudiaf, M'sila.
- **Ghazal Ratiba:** (TRAITEMENT D'UN SOL AFFAISSABLE PAR DE FORTES TENEURS EN DECHETS D'ALUMINIUM).mémoire de master, université Mohamed Boudiaf, M'sila.
- **Bouh Mohamed Ahmad Salém, Itawal Oumrou El Hacen:**(L'influence de la granulométrie des grains ($> 80\mu\text{m}$) sur la résistance de cisaillement des sols affaissables)

mémoire de master, université Mohamed Boudiaf, M'sila.

❖ www.almohandiss.com

❖ <http://www.wikipédia.com>.

❖ Les Normes:

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

✚ **NE P 94-057 AFNOR (1992)** Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais - Analyse granulométrique des sols.

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

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

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

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