
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



Université 20 août 1955- Skikda



Faculté de Technologie- Département de Génie Civil

Thèse

En vue de l'obtention du diplôme de

Doctorat en sciences

Option : **Géotechnique**

Présentée par :

MANSOURI Ouahiba

Thème

Rhéologie des sols affaissables - Application pour la conception des fondations.

Sous la direction du : Pr. MESSAST Salah

Soutenue publiquement à Skikda, le : 21/03/2018.

Devant le jury :

Dr.Rehab Bekkouche Souhila	Présidente,	Université de Skikda
Pr. Messaset Salah	Rapporteur,	Université de Skikda
Pr. Nouaouria Mohamed el Salah	Examineur,	Université de Guelma
Dr. Laouar Mohamed el Salah	Examineur,	Université de Tebessa

2018

Remerciements.

Je remercie premièrement dieu pour la puissance et la volonte qu'il m'a donné pour achever ce travail.

Mes reconnaissances et remerciements profonds à mon directeur de thèse monsieur Messast Salah pour son orientation et son aide pour l'élaboration de ce travail.

Mes remerciements et mes sincères gratitude à madame Rehab Bekkouche Souhila pour m'avoir fait l'honneur de participer au jury et assurer la charge de président de jury de ma thèse.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance et mon profond respect à monsieur Nouaouria Mohamed el Salah et monsieur Laouar Mohamed el Salah d'avoir accepté d'examiner ma thèse.

Je remercie le directeur de laboratoire de LNHC de Skikda pour la disposition de matériels et d'outils et tous les ingénieurs et les techniciens pour leur aide pour la réalisation des essais.

Je remercie mon marie M. Boughandjioua Samir pour son encouragement et pour la correction et la révision de la thèse.

Je remercie ma grande famille, ma mère, mes frères, mes sœurs et tous les amis et les collègues pour leur encouragement.

Résumé

Les sols affaissables sont des sols non saturés, ils sont présents dans des différents endroits du monde, en France, en Chine, en Russie, en Asie, en Afrique, etc.....

Ces sols sont caractérisés par leur fort tassement brusque et instantané lors d'une humidification, ce qui peut causer des dommages assez dangereux aux constructions.

Les principales causes d'effondrement de ce type de sol sont : la saturation, la structure macroporeuse et l'effet de succion.

La présente thèse comporte l'étude des sols naturels du sud d'Algérie, dans le but de déterminer leur susceptibilité à l'effondrement et le taux de leur affaissement.

Peux de travaux effectués sur les sols Algériens, du côté caractérisation, identification, comportement ou résistance. Cette étude s'intéresse plus particulièrement à l'effet de la teneur en eau sur le comportement de ces sols, sur sa résistance et une application numérique pour la conception des fondations sur des sols affaissables.

L'étude réalisée est divisée en deux parties :

- Etude expérimentale réalisée à l'aide d'une série d'essais (d'identification, œdométrique et cisaillement direct)
- Etude numérique effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS (modélisation des fondations placées sur les sols testés et une étude paramétrique des cas réelles des fondations bâties sur des sols affaissables).

Les résultats des études effectuées confirment le comportement affaissable de ces sols. L'étude paramétrique montre l'effet de quelques paramètres géotechniques et structurels sur l'affaissement.

Mots clé : Collapse, oedomètre, affaissable, PLAXIS, modélisation, tassement.

Abstract

The Collapsible soils are the unsaturated soils, they are present in different place of the world, in France, in China, Russia, Asia, Africa.....

These soils are characterized by their sudden and instant subsidence which may cause strong enough damage to buildings.

The main causes of this type of soil collapse are: the saturation, the macroporos structure and the effect of suction.

This thesis includes the study of the natural flooring Algerian, in order to determine their susceptibility to the collapse and the amplitude of their collapse.

Few works on Algerian soils, the side characterization, identification, behavior, or resistance. This study focuses on the effect of the water content on the behavior of these soils, their resistance and numerical application for the concept of foundations on the collapsibles soils.

The study of thesis is divided into two parts:

- Experimental study using a series of tests (for identification, oedometer and direct shear)
- Digital study using software PLAXIS (modeling of the foundations placed on the soils tested and a parametric study of reals cases of foundations batises on the collapsible soils).

The results of these studies confirm the collapse behavior of these soils. The parametric study give the effect of geotechnicals and structurals parameters on the collapse of soils.

Key words : Collapse, oedometre, collapsible, PLAXIS, modelling, settlement.

ملخص.

التربة القابلة للهبوط المفاجيء هي تربة غير مشبعة، موجودة في أماكن مختلفة من العالم، في فرنسا، في الصين، وروسيا، وآسيا، وأفريقيا...

تتميز هذه التربة بالهبوط المفاجيء والفوري الذي قد يسبب أضراراً قوية كافية لتهديد المباني.

والأسباب الرئيسية لهذا النوع من انهيار التربة: التشبع، وهيكلة الفراغات واسعة واثرت الضغط الهوائي .

تتضمن هذه الأطروحة دراسة الأراضيات الطبيعية الجزائرية، بغية تحديد تعرضها للانهيار وسعة الركود.

فئة هي الاعمال على التراب الجزائري، من جانب الوصف، والخصائص والسلوك و المقاومة. وتركز هذه الدراسة على أثر محتوى الماء على سلوك هذه التربة، على مقاومتها وتطبيق لتصميم الاساسات.

دراسة هذه الاطروحة تنقسم إلى قسمين:

- دراسة تجريبية باستخدام سلسلة من الاختبارات (لتحديد الهوية، أويديوميتر والقص مباشرة)
- دراسة رقمية باستخدام برنامج بلاكسيس (النمذجة على أسس حقيقة مبنية على تربة قابلة للهبوط و دراسة التربة اختبار التربة ودراسة حالات حدودي رقمية).

وتؤكد نتائج هذه الدراسات سلوك قابلية الهبوط لهذه التربة. الدراسة الرقمية تبين اثار حدود جيوتقنية و هيكلية على الهبوط.

الكلمات الرئيسية : انهيار، أويديوميتر، قابل للهبوط، بلاكسيس، النمذجة، الركود.

Liste des Figures

Chapitre1 : Généralité sur les sols affaissables

Figure 1.1: Distribution du loess et du sol loessique dans le monde (d'après Gallet et al. 1998°

Figure 1.2: Dépôt de loess dans le Southeastern Washington (Lobdell 1981)

Figure 1.3: Répartition du loess et du sol loessique en Nouvelle Zélande (d'après Eden et al. 1988)

Figure 1.4: Exemple d'affaissement dans le loess traversé par le TGV Nord (d'après Cui et al. 1999).

Figure 1.5: Effondrement de la ville de Cheria en 2009

Figure 1.6: Répartition des zones arides au niveau mondial

Figure 1.7: Phénomène de remontée de la nappe avec les traces gypso-salifère.

Chapitre2 : Mécanisme d'affaissement et traitement des sols

Figure 2.1: Cas d'un effondrement.

Figure 2.2: Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1957)

Figure 2.3: Double oedomètres (Jennings et Knight.1957)

Figure2.4 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie finale.

Chapitre3 : Essais réalisés

Figure 3.1: Présentation des sols étudiés.

Figure 3.2: Détermination des limites de liquidité.

Figure 3.3: Position des sols testés dans l'abaque de Casagrande.

Figure 3.4: Appareillage de l'essai Proctor.

Figure 3.5: Courbes Proctor des sols

Figure 3.6: Courbes granulométriques des sols testés

Figure 3.5: Appareil calcimètre

Figure 3.6: Séries d'oedomètres.

Figure 3.7: La cellule œdométrique

Figure 3.8 : Boîte de cisaillement de Casagrande

Figure 3.9: Appareillage de l'essai de cisaillement direct.

Chapitre4 : Résultats et interprétation des essais

Figure 4.3: Tassements œdométriques du sol S1

Figure 4.4 : Tassements œdométriques du sol S2

Figure 4.5 Le potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau

Figure 4.6: Le module de déformation en fonction de la teneur en eau

Figure 4.7: Les valeurs des contraintes de cisaillement avec la variation de la teneur en eau du sol **S1**

Figure 4.8: Les valeurs de la résistance au cisaillement avec variation de la teneur en eau du sol **S2**

Figure 4.9: Variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau

Figure 4.10: Variation de la cohésion en fonction de la teneur en eau

Figure 4.11 : Le potentiel d'affaissement en fonction de la résistance au cisaillement

Figure 4.12 : Le potentiel d'affaissement en fonction d'angle de frottement

Figure 4.13 : Le potentiel d'affaissement en fonction de la cohésion.

Chapitre5 : Modélisation des fondations et application pour la conception

Figure 5.1: Méthode de modélisation pour le sol affaissable

Figure 5.2: Le modèle numérique du sol avec fondation en multicouche

Figure 5.3: Le maillage du sol **S1** avec $w=2.89\%$ avant déformation

Figure 5.4: Maillage déformé du sol **S1** avec $w=2.89\%$

Figure 5.5: Affaissement de la fondation **S1** avec $w=2.89\%$

Figure 5.6: Affaissement de la fondation **S1** avec $w=10\%$

Figure 5.7: les points plastique sous le centre de la fondation **S1** avec $w=2.89\%$

Figure 5.8: Affaissement de la fondation **2** avec $w=4.07\%$.

Figure 5.9 : Affaissement de la fondation **2** avec $w=15\%$

Figure 5.10: Modèle numérique du sol et la fondation en multicouche

Figure 5.11: Maillage déformé du sol avec la fondation cas1 avec

Figure 5.12: Concentration des points plastic sous la fondation cas1

Figure 4.13 : Déplacement vertical sous le centre de la fondation cas 1 avec $\phi=+2^\circ$

Figure 5.14: Distribution des déplacements dans le sol sous la fondation cas1 avec $\phi=+2^\circ$

Figure 5.15: Les contraintes effectives dans le sol sous la fondation cas 1 avec $\phi=+2^\circ$

Figure 5.16 : L'affaissement de la fondation 1 avec la variation de l'angle de frottement du sol

Figure 5.17 : L'affaissement de la fondation 2 avec la variation de l'angle de frottement du sol

Figure 5.18 : L'effet de l'angle de frottement sur l'affaissement des deux cas de fondation

Figure 5.19 : L'affaissement de la fondation 1 avec la variation de la cohésion du sol

Figure 5.20 : L'affaissement de la fondation 2 avec la variation de la cohésion du sol

Figure 5.21: L'effet de la cohésion sur l'affaissement des deux cas de fondation

Figure 5.22: L'affaissement de la fondation 1 avec la variation du module de déformation du sol

Figure5.23: L'affaissement de la fondation 2 avec la variation du module de déformation du sol

Figure 5.24: L'effet du module de déformation sur l'affaissement des deux cas de fondation.

Figure 5.25: L'affaissement de la fondation 1 avec la variation du chargement appliquée

Figure 5.26: L'affaissement de la fondation 2 avec la variation du chargement appliqué

Figure5.27: L'effet du chargement appliqué sur l'affaissement des deux cas de fondation

Figure5.28: L'affaissement de la fondation 1 avec la variation de la largeur de fondation

Figure 5.29 : L'affaissement de la fondation 2 avec la variation de la largeur de la fondation

Figure 5.30 : L'effet de la largeur de la fondation sur l'affaissement des deux cas de fondation.

Liste des tableaux

Chapitre 2: Mécanisme d'affaissement

Tableau 2.1: Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)

Tableau 2.2 : Critères d'évaluation du risque d'affaissement

Tableau 2.3 : Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de Traitements (Rollins et Rogers, 1994)

Tableau 2.4: Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1999)

Chapitre 3: Essais Réalisés

Tableau 3.1: Poids spécifiques des sols

Tableau 3.2 : Limites de consistance des sols testés

Tableau 3.3: Les résultats de l'essai de compactage des sols testés

Tableau 3.4: Valeurs du VBS des sols testés

Tableau 3.5 : Valeurs des CaCO_3 des sols

Tableau 3.6 : Granulométries par tamisage des sols testés

Tableau 3.7 : Granulométrie par sédimentométrie du sol S1

Tableau 3.8 : Granulométrie par sédimentométrie du sol S2

Tableau (3.9) : Les résultats de l'essai de teneur en eau et densité des sols

Tableau 3.10 : Propriétés géotechniques des sols

Chapitre 4: Résultat et interprétation des essais

Tableau 4.1 : Caractéristiques de consistance des sols

Chapitre 5: Modélisation des fondations sur les sols étudiés - Application pour la conception des fondations.

Tableau 5.1 : Propriétés des sols étudiés utilisées dans le modèle Mohr Coulomb

Tableau 5.2 : Propriétés des sols et des fondations du modèle de référence.

Tableau 5.3: L'affaissement en fonction de la variation de la cohésion du sol

Tableau5.4: l'affaissement du sol en fonction de la variation du module de déformation

Tableau5.5: L'affaissement du sol en fonction de la variation du chargement.

Tableau 5.6: L'affaissement du sol en fonction de la variation de la largeur de la fondation

Liste des abréviations

Notation	Définition
C_p	Potentiel d'affaissement
C_u	Coefficient d'uniformité
C_c	Coefficient de courbure
C	Cohésion
D_r	Densité relative
D_x	Diamètre à travers lequel passe x% du sol
e	Indice des vides
e_0	Indice des vides initial
e_1	Indice des vides au début de saturation
e_2	Indice des vides à fin de saturation
e_L	Indice des vides à la limite de liquidité
Δe_c	Variation de l'indice des vides à l'état inondé
E	Module de déformation oedométrique
E_{sat}	Module de déformation à la saturation
ϕ	Angle de frottement interne
g	Accélération de la pesanteur
G_s	Densité spécifique
h_c	Hauteur d'ascension capillaire
h_r	Humidité relative
H_c	Variation de la hauteur après mouillage
H_0	Hauteur initiale de l'échantillon
I_c	Indice de consistance
ID	Indice de densité
I_l	Indice de liquidité
I_p	Indice de plasticité

Iw	Indice de maniabilité
K	Coefficient d'affaissement
Kb	Constante de Boltzmann
v	Coefficient de poisson
M0	Masse de pycnomètre
M1	Masse de pycnomètre + grains solides
M2	Masse de pycnomètre + grains solides + eau
M3	Masse de pycnomètre + eau
P	Pression partielle de vapeur
P0	Pression de vapeur saturante à la température T
Pc	Pression capillaire
Pcn	Pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle
Pcs	Pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé
pf	Pourcentage des fines
r	Rayon du tube capillaire
R	Constante des gaz parfait
Sr	Degré de saturation
τ	Résistance au cisaillement
T	Température absolue
ua	Pression de l'air au-dessus de l'interface
uw	Pression de l'eau en dessous de l'interface
v	Volume du matériau
Vs	Volume des grains solides
W	Teneur en eau naturelle
W0	Teneur en eau initial
Wopt	Optimum de Proctor
Wsat	Teneur en eau à l'état de saturation
Wl	Limite de liquidité

W_p	Limite de plasticité
σ'	Contrainte effective
ρ_d	Masse volumique sèche
γ_w	Poids volumique de l'eau
γ_d	Poids volumique sec
γ_h	Poids volumique humide
γ_s	Poids volumique des grains solides
α	Angle de mouillage
δ_k	Tassement relatif à G_{cr}
δ_w	Tassement relatif

Introduction générale.

Les sols affaissables abondants sont sources de nombreux désordres dans les constructions dans le monde entier.

Les problèmes liés aux sols affaissables proviennent principalement de leurs propensions à l'affaissement brutal lorsque, soumis antérieurement à un chargement (tel que fondation d'immeuble) dans leur état non saturé, ils sont saturés pour des raisons naturelles (inondation) ou anthropiques (fuite d'eau).

La raison interne de cette instabilité est la succion parfois élevée que ces sols développent dans l'état non saturé contribuant en quelque sorte maintenir artificiellement l'assemblage des particules fines.

Lors de saturation, la succion disparaît très rapidement, ce qui rend le phénomène d'affaissement brutal et instantané.

Le sud-est Algérien constitue une grande partie des sols affaissables. Cette région est connue par la construction des pipe-lines et des différentes réalisations dans le domaine des hydrocarbures. Suite aux désordres importants qui ont touchés récemment ces zones, ces sols nécessitent une attention particulière et une maîtrise, pour mieux comprendre les mécanismes d'affaissement et la recherche des méthodes de prédiction du taux et la valeur de l'affaissement ainsi que les meilleures techniques de stabilisation de ces sols.

Le travail de thèse est présenté en cinq chapitres :

- Le premier chapitre : Généralité sur les sols affaissable : Problème des sols et leur concept, l'origine et la formation des sols affaissables, et consacrer à la définition des différents types et leur distribution importante dans le monde, la composition chimique des sols affaissables. On cite les caractéristiques des sols des zones arides et semi-arides et les facteurs qui influent sur leurs comportements. On présente quelques dommages engendrés par ces types de sol et on montre les risques de construire sur des sols à effondrement brusque ce qui montre la nécessité de l'étude théorique et des travaux expérimentaux pour la résolution de ce problème.

- Le deuxième chapitre : Mécanisme d'affaissement et amélioration des sols, concerne le comportement des sols non saturé. C'est une étude critique touchant les sols affaissables, (définitions, les mécanismes du « collapse », les méthodes de détermination de l'affaissement, les études d'identification et de caractérisation, les différentes méthodes de prédiction, les paramètres influant sur l'affaissement, et les différentes méthodes de traitement et de stabilisation des sols
- Troisième chapitre : Essais préliminaires et résultats, sols, matériels, essais et résultats (présentation des caractéristiques des sols testés, matériels utilisés, les différents modes opératoire).

Cette partie est nécessaire pour la suite de la partie expérimentale et les essais principaux (essais œdométriques, essais de cisaillement direct). Présentation de l'appareillage concernant les essais principaux. Avec les différentes manipulations.

- Quatrième chapitre : Résultats des essais principaux avec leurs interprétations. (détermination du comportement des sols et les paramètres influant sur les résultats de compressibilités, de cisaillement) la mise en évidence de l'affaissement et la résistance, l'interprétation de chaque série d'essais.
- Cinquième chapitre : Modélisation des fondations- Application pour la conception des fondations (utilisation du logiciel PLAXIS avec le modèle de Mohr Coulomb), calcul numérique du comportement des fondations bâties sur nos sols naturels étudiés et études des effets des paramètres géotechniques et structurels sur le taux d'affaissement des fondations réelles bâties sur des sols affaissables.

Chapitre : 1

Généralité sur les sols affaissables

1.1 Introduction

Les sols gonflants provoquent de graves désordres dans les ouvrages de génie civil, conduisant à une dépense des dommages très élevée plus que celles résultant des dommages causés par les inondations, les typhons et les séismes. Ils font état du fait que, aux Etats Unis, 60 % des bâtiments construits seront endommagés faiblement en cours d'utilisation et 10 % seront endommagés gravement, dans certains cas impossibles à réparer.

En 1980, Krohn et Slosson (cités par Fredlund et al. 1993) ont estimé à 7 milliards de dollars la dépense annuelle pour les dommages des ouvrages construits sur sols gonflants.

Les sols affaissables présentent un risque pour les fondations et les constructions comme les sols gonflants, pour cela il existe donc une demande d'élaboration de projets de haute performance sur les sols affaissables.

L'irruption de l'eau dans ces sols non saturés crée tout à la fois des pressions interstitielles et une réduction de volume de ces sols, c'est le même processus que celui observé dans les sols gonflants, mais le sens de la variation volumique est de signe contraire.

Les sols gonflants et les sols affaissables appartiennent à la catégorie des sols non-saturés. C'est pourquoi, l'étude du sol non-saturé compacté est indispensable pour traiter les problèmes des sols affaissables. Le sol affaissable est toujours un risque potentiel pour les fondations.

Les sols affaissables ont causé des dommages des constructions et des ouvrages routiers dans plusieurs pays dans le monde comme les Etats Unis, la chine et en France.

Une étude profonde des sols affaissables est nécessaire dans le but de caractérisation, prédiction, les facteurs influant le phénomène d'affaissement et traitement de ce type de sol.

1.2 Terminologie et concept des sols affaissables

1.2.1 Terminologie

Le mot « affaissable » revient à la propriété d'affaissement des sols non saturés, lors d'une humidification naturelle (nappe phréatique), ou artificielle (fuite d'eau de canalisation) et sous

l'effet d'une charge (fondation) subissent des effondrements brusques et instantanés très forts. Derrière ce même mot, les caractéristiques du matériau affaissable sont variables et dépendent du gisement, du climat, de la géographie, ...

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

Macroporosité, non-saturé à l'état naturel ($S_r < 50\%$), absence de structure, présence de carbonates ($>10\%$), d'une faible plasticité ($I_p < 6$), et d'une grande quantité de particules limoneuses, affaissabilité en cas d'humidification sous charge (d'après Abélev, al. 1979 et Cui 1999).

1.3 Processus de formation et origine des sols affaissables

Il existe plusieurs hypothèses concernant l'origine des sols affaissables macroporeux. Les deux hypothèses les plus répandues sont celles d'une origine éolienne et celles d'une origine pédologique (d'après Abélev et al. 1979).

Mais récemment, l'hypothèse d'une origine éolienne est confirmée (d'après Liu Tungsheng 1988; Hoang Ngoc Ky 1991).

La composition du sol affaissable est généralement caractérisée par une grande quantité de particules de limon quartzifères et par l'existence d'une composante significative de carbonate de calcium et de magnésium.

On considère que les sols glaciaires sont formés par des mécanismes favorables au processus de production de limons quartzifères (Smalley 1971, cité par Liu Tungsheng 1988).

Le processus de désertification, les fortes différences de température, l'influence particulière de solutions de sel Na_2SO_4 , peuvent produire des fines particules de gros quartz dans le désert (d'après Kriger et al. 1987).

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

- a. **Calcite primaire** : Dans le désert, la surface constituée de limon quartzifère et de grains de feldspath est fréquemment couverte par du carbonate de calcium. Cette couverture est partiellement transportée avec les grains lorsque se créent des régions d'accumulation de sol affaissables dues à l'action du vent.
- b. **Carbonate secondaire** : C'est le résultat des précipitations atmosphériques, du transport par la nappe phréatique et de l'activité biologique sous terre. La haute évaporation et la précipitation sont favorables pour enrichir en carbonate le loess dans les régions arides et semi-arides.

1. 4. Age des sols affaissables

L'âge des sols affaissables dépend de l'origine de sa formation, et de la structure géologique locale :

En Nouvelle-Zélande, l'âge moyen du sol affaissable est de 60.000 à 150.000 ans, l'âge le plus jeune est de 6.500 à 10.000 ans (Ohakea et Pillans, cités par Eden et al. 1988), l'âge le plus avancé est de 500.000 ans (Wangami et Pillans, cités par Eden et al. 1988).

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

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

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

1. 5 Distribution des sols affaissables dans le monde

Les sols affaissables, couvrent environ 13.000.000 km² soit de l'ordre de 10 % de la surface de la terre (d'après Abélev et al. 1979), et sont concentrés dans les zones tempérées et dans les zones

semi-arides de la marge du désert, dans les zones appelées «ceinture de blé du monde» (d'après Kriger et al. 1987).

Dans ces zones, les sols affaissables a permis le développement de l'industrie, de l'agriculture et de hautes densités de population, et 80 % environ des céréales sont produites par ces régions (d'après Kriger et al. 1987).

La distribution des sols affaissables dans le monde est présentée sur la figure (1.1) ci-après :



Figure 1.1 : Distribution de loess et des sols lœssiques dans le monde (d'après Gallet et al. 1998).

1.5.1. En Chine

Dans « The map of loess distribution in China » (1/4.000.000, Liu Tung- sheng 1988) a estimé que la surface de loess pur est de 380.840 kilomètres carrés et celle de sol lœssique de 254.440 kilomètres carrés (occupant respectivement 3,9% et 2,65% de la surface totale de la Chine).

La répartition des diverses séquences de loess varie également selon la profondeur et dépend de la provenance, et de l'âge du sol lœssique. Les sols lœssiques de Chine s'étendent généralement

jusqu'à la profondeur de 35 à 40 m, bien que dans certaines régions l'épaisseur des loëss dépasse 200 m.

1.5.2 Aux Etats-Unis

Aux Etats-Unis, le loëss existe dans l'état de Washington, au Nebraska, au Kansas, dans l'Iowa, l'Ohio, le Wisconsin, l'Illinois, l'Idaho, le Minnesota, dans les bassins du Mississippi, et du Missouri...et il a une épaisseur de 12 à 20 m environ (Abelev 1979 ; Eden 1988 ; et Gibbs 1960). Les dépôts majeurs de loëss occupent 17 % environ de la surface des Etats-Unis (Clémence et al. 1981) et sont indiqués sur la figure (1.2)

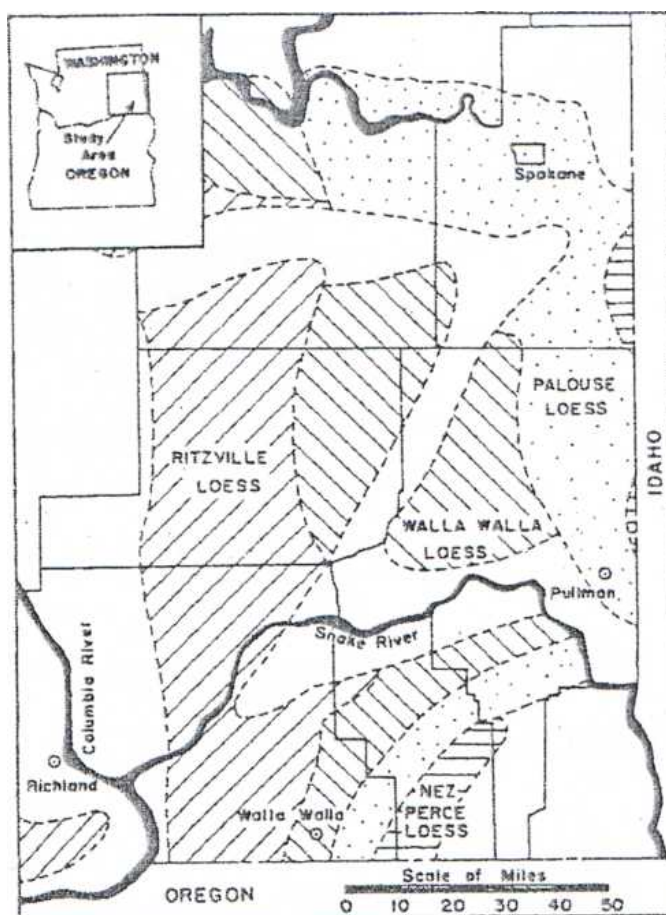


Figure 1.2 : Dépôt de loëss dans le Southeastern Washington (Lobdell 1981).

1.5.3 En Russie

On trouve de vastes surfaces occupées par des sols affaissables dans les pays de l'ex-URSS, au total près de 3,30 millions de kilomètres carrés, soit environ 14 % du territoire de l'ex-URSS,

d'après Abélev(1979). L'épaisseur des sols lœssiques en ex-URSS va généralement de 2 à 10 m, en quelques endroits elle peut atteindre 30 à 40 m (d'après Abélev 1979).

1.5.4 En Nouvelle Zélande

Il y a eu plusieurs études sur la source et la formation du sol affaissable en Nouvelle-Zélande. On dispose ainsi de sa distribution détaillée sur tout le territoire. Sa profondeur va de 0,50 à 2 m ou à 7 m. Par endroits elle peut atteindre 16 m. On a aussi trouvé du lœss ou du sol lœssique sur les plateaux aux altitudes de 118 m, 200 m, 450 m, et 600 m (d'après Eden et al. 1988). Figure (1.3)

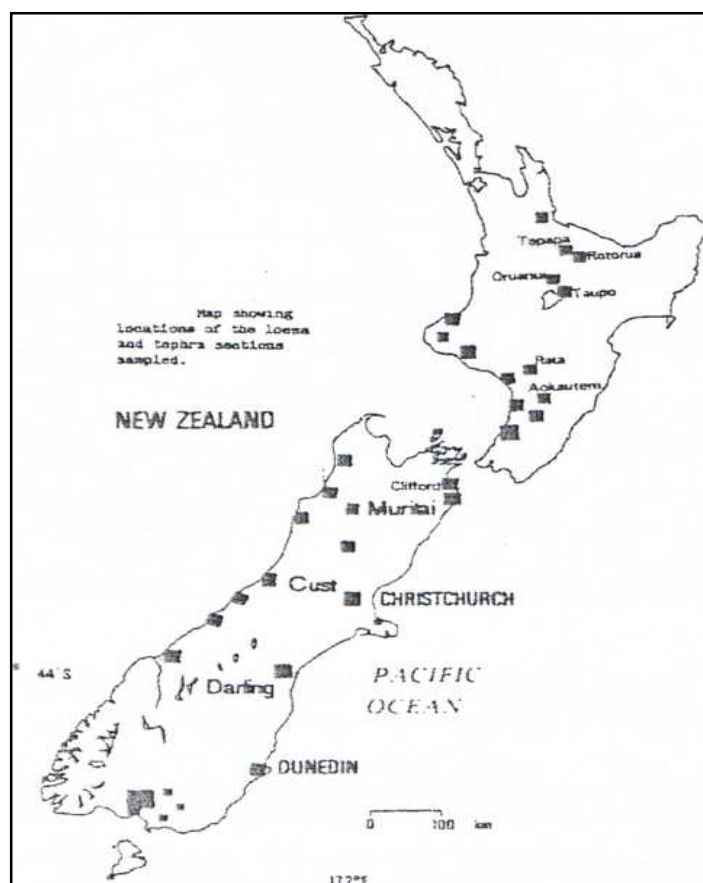


Fig. 1.3 : Répartition du lœss et du sol lœssique en Nouvelle Zélande (d'après Eden et al. 1988).

1.5. 5. En France

En France, il existe du lœss de la vallée du Rhône. Il est réparti le long du Rhône, sur les deux rives, et a une épaisseur de 5 à 6 m, voire de 8 m en quelques endroits. L'épaisseur varie généralement de 1 à 10 m, d'après Suen Tang-Yuet 1934).

Le lœss se trouve également sur les plateaux, les pentes ou des collines voisines du Rhône qui ont une altitude variable.(Suen Tang-Yuet 1934), la séquence lœssique de Saint-Vallier, proche de la vallée du Rhône, repérée en 1996, et la section détaillée de ces sols (Paste et al. 1996), la dépression située derrière Crussol proche de la vallée du Rhône (d'après Suen Tang-Yuet 1934).

Récemment, lors de la construction d'autoroutes, de voies ferrées à grande vitesse (TGV Nord) et de gazoducs on a trouvé des dépôts de lœss localisés dans le Nord et l'Est). Comme tous les lœss, ces sols ont une très faible plasticité ($I_p < 6$), ils sont très poreux ($n > 40\%$), et ils sont non-saturés à l'état naturel ($S_r < 50\%$). Cette non-saturation, peu courante dans des régions tempérées, est due à l'action combinée de la faible plasticité et de la forte porosité (Cui et al. 1999).

Cui et al. 1995 (cités par Cui et al. 1999) ont effectué des essais sur des blocs d'échantillons intacts, prélevés manuellement à différents niveaux d'une excavation de 3 m de profondeur, située à proximité du tracé du TGV Nord. Un exemple d'affaissement dans le lœss traversé par le TGV Nord est présenté à la figure (1-4).



Figure 1.4 : Exemple d'affaissement dans le lœss traversé par le TGV Nord (d'après Cui et al. 1999).

I. 5. 6. Au Vietnam

On a identifié le lœss jaune-rouge en 1983. C'est un lœss à gros grains dont la composition est : 20 à 30 % sable, 30-40 % silt, et 30-40 % argile. L'âge du lœss du Vietnam est de 600.000 - 700.000 ans environ.

Le lœss jaune-rouge occupe environ 8 % de la surface du Vietnam, ayant une bonne fertilité et favorable au développement de l'agriculture et de la sylviculture, (d'après Hoang Ngoc Ky 1991).

A Son Tây (B), Nam Dan (C), Da Nang (D), Đông Nãi (K) et Tam Nông (L), le lœss couvre la surface de la terrasse d'érosion et de sédimentation maritime, la terrasse fluviale située à une hauteur de 0m à 70 m au-dessus du niveau de la mer.

A l'île Phu Quốc (M), le lœss couvre la plate-forme de sédimentation maritime et d'érosion à la hauteur de 5 à 10 m.

A DakNong (E) le lœss est au-dessus de la bauxite latérite métamorphisée du basalte Néogène.

A DaLat (H) il se trouve au-dessus du granite et à Cao Bang (A) au-dessus de différentes roches.

Dans les trois derniers cas, il s'agit du loess jaune-rouge trouvé sur des plateaux au relief non accidenté, et à l'altitude de 800 m à 1.000 m.

1.5.7 En Algérie

Les recherches effectuées sur les argiles macroporeuses d'Algérie par L. Drukhin et Al Abelev(1979), ont montré que dans ces sols, les macropores se sont Formées par suite de l'évaporation de l'eau des couches supérieures des sols argileux et de l'élimination des bulles d'air. C'est précisément ainsi que ces auteurs expliquent l'existence de petits canaux de formes et de dimensions variées dans les argiles limoneuses d'Algérie afin de confirmer cette hypothèse, ils ont testé des éprouvettes d'argiles limoneuses de structure remaniée. Ces éprouvettes furent humidifiées par saturation capillaire, puis on les fit sécher.

Au bout de dix cycles de séchage successifs, de petits canaux se formèrent dans ces argiles. Il est important de noter que l'affaissement de Cheria en 2009 à l'est 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.

La cause principale de cette catastrophe revient à un mouvement dans les nappes phréatiques. Figure (1.5)



Figure1.5 : Effondrement de la ville de Cheria en 2009

Une étude géotechnique faite par (LNHC Batna, 2000) à Hassi Messaoud dans le cadre de la

réalisation d'une station de gaz naturel montre que le site est composé de deux couches de sol affaissable, la solution adoptée est la substitution de la première couche et de prendre des mesures pour éviter l'infiltration des eaux à la seconde couche.

Par ailleurs, les dégradations qu'ont subies plusieurs bâtiments d'habitation à Biskra sont dues aux infiltrations des eaux et la nature médiocre des sols de cette région géotechnique et géologique (CTC Biskra, 2002).

1. 5. 8 Dans les autres pays

On trouve aussi de larges territoires occupés par des sols affaissables en Afghanistan, en Argentine, en Australie, en Afrique du Nord, en Roumanie, en Bulgarie, en Hongrie, en Angleterre, en Uruguay, en Allemagne...etc.

1. 6. Caractéristique des sols des zones arides

La plupart des sols des régions arides et semi arides sont des sols affaissables, métastables, de natures non saturées, à structure ouverte lâche, se trouvant sous forme de dépôt.

A l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains leur confère une importante liaison inter granulaire et peuvent supporter des charges très éminentes.

Cependant, la saturation, même sans chargement complémentaire, incite la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol.

À cause des potentiels d'affaissement important et des conséquences pénibles qui peuvent se produire dans les constructions, ce type de sol est considéré instable comme assise de fondations.

Se présentant sous plusieurs formes et en fonction de plusieurs paramètres, les affaissements de sol sont repartis pratiquement sur l'ensemble du globe essentiellement dans les pays à climat sec ou même tropical.

Un effondrement brusque du sol peut être la cause d'autres mouvements de terrain comme l'éboulement, le fauchage, le glissement plan ou rotationnel, la coulée de débris ou boueuse.

Le géotechnicien est donc en permanence confronté à ce type de terrains et au risque d'explication aux aléas naturels, surtout avec l'aménagement croissant des territoires (infrastructures routières, urbanisation, réseaux de transport d'énergie, exploitation du sol, etc.).

De nombreux problèmes concernant le couplage entre le transfert d'eau dans le sol et le comportement mécanique, en particulier dans les zones non saturées.

La conduite des sols dans ces zones reste un des sujets importants de la mécanique des sols, qui présente encore de nombreux aspects inconnus et inexplorés.

1.6.1 Les facteurs influant les zones aride

Ce sont des régions où les précipitations sont moindres que l'évapotranspiration, au moins durant une période plus au moins longue de l'année. D'après Emerger, on peut distinguer trois domaines d'aridité d'après la pluviométrie annuelle :

- Le domaine hyper aride ($p < 100\text{mm}$)
- Le domaine aride ($100\text{mm} < p < 300\text{-}400\text{mm}$)
- Le domaine semi-aride ($300\text{-}400\text{mm} < p < 600\text{mm}$).

Ces trois domaines occupent environ 1/3 de la surface terrestre figure 1.6, soit 46 millions de km^2 englobant 55% qui doivent nourrir près de 1 milliard d'habitants, Thomas, (2003).

Les sols dénommés, sols arides ou aridi sols dans la classification américaine sont en général peu développés sur le plan morphologique de texture et ont une structure très instable du fait des variations brutales de température et d'humidité.

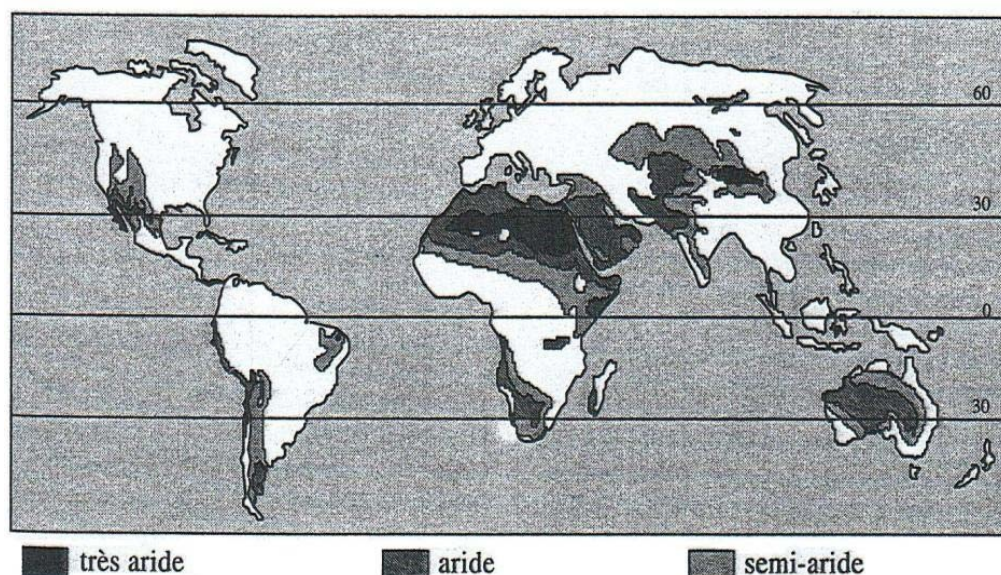


Figure1.6 : Répartition des zones arides au niveau mondial

Les principaux phénomènes de dégradation enregistrés dans les régions arides sont:

a) L'érosion éolienne

Il s'agit- là d'un des phénomènes de dégradation physique les plus typiques des régions arides bien que l'on puisse le trouver sous autres zones climatiques lorsque les conditions sont favorables. Le phénomène d'érosion va se traduire d'une part, des phénomènes d'arrachement, d'autre part, par des dépôts. Les effets de la déflation sont différents selon la vitesse et l'énergie du vent, mais aussi selon la taille des particules du sol.

Ainsi, souvent les particules sableuses grossières (500 à 1000 μm) vont ramper sur le sol (creeping); les particules de 100 à 200 μm vont sauter (saltation) et cela sera souvent l'effet majoritaire. Enfin, les particules les plus fines (2 à 100 μm) vont être entraînées en altitude et seront déplacées souvent sur de très grandes distances (parfois des milliers de km).

L'érosion éolienne entraîne un appauvrissement du fait d'une perte en sol considérable dans les régions arides de départ et au contraire un apport de sol et une source de fertilité dans les zones d'arrivée.

b) L'érosion pluviale.

Des averses intenses tombant sur des sols secs peuvent, indépendamment de la pente, provoquer la formation d'une croûte de battance, la fermeture de la porosité de la surface du sol et une érosion importante Casenove et al, (1992).

c) La salinisation des sols.

Ce phénomène de dégradation des sols peut être présent à la fois par ses trois composantes : chimique, physique et biologique, et peut même conduire à la désertification, Adopo (2009). On peut distinguer une salinisation naturelle, que l'on peut dénommer primaire, et une salinisation anthropique, généralement liée à l'irrigation, que l'on appellera secondaire.

- La salinisation primaire apparaît liée à une source naturelle précise de sel qui peut être la mer ou l'océan, mais aussi des roches salines (exemple : du trias) et quelque fois l'altération des roches volcaniques.
- La salinisation secondaire est liée à l'action anthropique et principalement à l'irrigation. Evidemment la pratique de l'irrigation s'est d'abord développée dans les régions arides et semi-arides.

Dans les deux cas évoqués ci-dessus, à l'état sec les minéraux de sel incitent de fortes liaisons entre les particules du sol. Cependant la saturation brise ces liaisons, donnant un nouveau réarrangement des grains.

L'intensité de la salinisation est en rapport avec la qualité des eaux utilisées, en particulier dans les horizons de surface, (irrigations, gâchages, etc..), qui constituent un facteur de dégradation des sols, et qui se traduit par une chute de cohésion. Notons les cas de remontées des nappes et de salinité des sols et sous-sols enregistrés dans le Sud Est Algérien.

A l'Oued et dans la plaine d'El Outaya-Biskra, le problème posé par les exploitants n'est pas lié à la disponibilité des eaux souterraines mais plutôt à la qualité. L'étude de ces eaux montre une minéralisation assez élevée et fait apparaître l'importance du faciès gypso-salifère Brinis et al (2010). En ce sens, des dépenses énormes sont lancées en vue de rabattre les nappes et traiter les

eaux salées.

Aussi, des études géologiques entamées dans la région d'Ouargla indiquent que l'évolution de la salinité des eaux des nappes de la région de M'ya et de sebkha de Bamendil, figure1.7, est due essentiellement à la dissolution des minéraux gypseux présents dans la formation géologique qui forment le paysage de la région, Saighietal(2010) et Zeddouri et al(2010).

Le même phénomène est constaté à Gafsa dans le sud tunisien l'analyse physico chimique de l'extrait des sols affirme la forte salinité des échantillons prélevés.

Le taux des insolubles dépasse 80%, le gypse représente plus de 12% alors que le calcaire est négligeable (2%).



Figure1.7 : Phénomène de remontée de la nappe avec les traces gypso-salifère.

1.7 Types des sols affaissables

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

1.7.1 Les lœss

Le lœss, habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium (CaCO_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 lœss 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, au cours du pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne.

Une dérive granulométrique vers les sables (lœss « sableux ») peut être due à la proximité de la zone source lœss est donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009).

1.7.2 Les 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 limon 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 saturation, les liaisons cimentées d'argiles faiblissent 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 croute 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.

1.7.3 Les dépôts alluviaux

Les particules fines ont une importance considérable dans le comportement de ces sols. Ce sont essentiellement des sédiments lâches, déposés par des inondations brusques ou des écoulements de flots de boues, dérivés à partir de petits cours d'eau dus à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps. Par la suite, ces dépôts sèchent et deviennent de nouveau saturés, jusqu'à l'arrivée de nouveau flots.

Ces derniers contiennent des matériaux argileux faiblement consolidés.

La quantité d'argile dans un flot a une influence importante sur le comportement de ces sols.

1.7.4 Les sols résiduels

Allant de quelques centimètres à plusieurs mètres en fonction du climat et de la physionomie de région, les sols résiduels sont causés par l'érosion due à la désintégration et l'altération de la roche- mère. Souvent, les sols résiduels se présentent sous forme de couches de différentes épaisseurs stratifiées.

Les grandeurs des particules de ces sols varient du large fragment, gravillon, sable, silt, aux colloïdes et sont parfois composés de matières organiques.

La structure affaissable des grains est le résultat d'une solution, d'un soluble et de matière colloïdale ; cette structuration donne un indice des vides plus au moins élevé et d'un arrangement instable.

1.7.5 Les sols compactés dans le versant sec de Proctor

Il y a aussi des gammes de sols reconstitués artificiellement, comme les remblais faiblement compacté sous compactés dans le versant sec de Proctor, surtout dans le versant sec de la courbe de compactage.

Ce type de sol est largement utilisé dans la construction des ouvrages enterré. La réalisation de

grands travaux, comme les remblais routiers, requiert des volumes importants de matériaux (en moyenne $100000\text{m}^3/\text{km}$ dans le cas d'autoroutes).

De ce fait, il est souvent nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents.

Les remblais en sols argileux sont fréquemment le siège de déformations verticales et horizontales, se traduisant par des affaissements plus ou moins localisés et par des fissures souvent longitudinales. Ces déformations, dans les régions arides et semi-arides, sont liées essentiellement au changement climatique séchage pendant la saison sèche et humidification pendant la saison humide.

Ces désordres sont généralement mineurs, mais ils nécessitent un entretien fréquent.

Dans certains cas, ils peuvent prendre une ampleur inacceptable avec un risque pour l'utilisateur.

L'évolution de la fissuration peut conduire à l'affaissement et à la rupture du remblai ou du moins à la formation d'un décrochement sur la voie.

Il existe d'autres types de sols qui exhibent le collapse lorsqu'ils sont inondés tels que; les sols dérivés du tuf volcanique, les argiles montmorillonites riches en sodium, les sols à forte teneur en gypse, les sables lâches cimentés par des sels solubles, les argiles dispersées et les résidus miniers et de carrière.

1.8. Les dénominations des sols affaissables

Parmi les nominations des sols affaissables on note :

- Sols affaissables
- Sols effondrables.
- Sols collapsibles.
- Sols a macroporeux.
- Sols lœssiques

- Sols sensibles au mouillage.
- Sols à rupture brusque.
- Sols métastables.
- Sols autotassants.
- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- Argiles limoneuses.

1.9 Composition du sol affaissable

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

1. 9.1. Composition minérale

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

1. 9. 2. Composition chimique

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

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

1.10 Conclusions

Sols affaissables, nous pouvons proposer les quelques conclusions suivantes :

- Le sol affaissable est un sol d'origine éolienne, caractérisé par sa structure particulière et non par sa couleur, par sa composition chimique, et par sa stratigraphie. Il couvre de grandes surfaces dans le monde.
- Il est, en général, uniformément fin, et grenu. Les grains silteux, éléments dominants du sol affaissable.
- Sa porosité est importante, son absence de structure, la présence de carbonates et de particules limoneuses, concourent à sa grande affaissabilité sous charge. Sa plasticité est très faible.
- Il est non-saturé à l'état naturel. Cette non-saturation est due à l'action combinée de la faible plasticité et de la forte porosité.
- La couleur des sols affaissables allant du gris jusqu'au rouge, dépend des degrés de décalcification, d'oxydation et de son taux d'humidification.

Dans ce chapitre, nous avons présenté la distribution, l'origine, les compositions minérales, chimiques du sol affaissable à travers le monde, spécialement dans des pays particuliers pour lesquels nous disposons d'informations détaillées.

Les éléments présentés ci-dessus sont des informations générales, nécessaires pour quantifier l'ampleur des problèmes posés par la conception de constructions sur sol affaissable.

Cette présentation constitue une introduction aux chapitres suivants.

Chapitre : 2

Mécanisme d'affaissement et traitement des sols

2.1 Introduction

L'existence des sols affaissables dans plusieurs régions du monde, ainsi que les problèmes qu'ils posent aux constructions, avaient été reconnus depuis longtemps.

Le manque d'information sur leurs dépôts est dû principalement à leurs localisations dans les régions arides et semi-arides, où le développement économique était très limité. Les progrès récents de l'irrigation et la modernisation des moyens de transport, ont rendu possible l'exploitation de ces régions, par la construction des complexes industriels et urbanistiques.

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

Dans ce contexte, l'objectif principal est de faire une synthèse bibliographique des résultats existant sur les caractéristiques, le comportement des sols affaissables ainsi que leurs prédictions.

2.2 Phénomènes d'affaissement

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

La susceptibilité à l'effondrement peut concerner les dépôts alluviaux, colluviaux et les sols éoliens.

Le lœss est un dépôt limoneux éolien, transporté dans des conditions périglaciaires et déposé dans des environnements froids de steppe, près des principales nappes glaciaires du Quaternaire, principalement autour du parallèle 50°N dans l'hémisphère Nord, mais aussi en Amérique du Sud.

On les rencontre sur des plateaux, des pentes et des grands bassins alluviaux. En Chine, les épaisseurs de “lœss du Plateau” peuvent atteindre 300 m.

Des dépôts existent aussi dans le plateau de la Sibérie en Russie, dans les bassins des rivières du Danube, du Rhin et du Mississippi (Amérique du Nord) ainsi que dans la Pampa (Argentine), l’Inde, le Pakistan, l’Arabie saoudite, l’Australie, l’Afrique du nord, et dans beaucoup d’autres régions. (Pecsi, 1990) (figure 2.1).



Chine (2010), 150m de profondeur

Figure 2.1 Cas d’un effondrement

Le phénomène d’affaissement est typiquement associé aux sols de faible plasticité et non saturés, bien qu’il puisse être aussi observé dans de sols saturés soumis à de sollicitations mécaniques.

Le lœss a tendance à subir ce phénomène du fait de ses caractéristiques spéciales telles qu’une condition in situ non saturée, une faible densité totale, une cimentation faible composée de carbonates ainsi qu’une structure particulière.

La structure du lœss est caractérisée par un indice des vides élevé et un arrangement instable des particules (Cui et al. 2004, Delage et al. 2005).

L’une des causes principales de l’effondrement dans les sols lœssiques est l’humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ. Ce phénomène a été décrit depuis longtemps dans les régions arides (Dudley 1970).

Les sols non saturés ayant une structure naturelle lâche ont tendance à s’effondrer lorsqu’ils sont soumis à une augmentation du degré de saturation (Holtz 1948, Jennings and Knight 1957, B, Jennings 1961, Knight 1961, Wagener 1960, Jennings 1965).

Ce processus entraîne la diminution de la valeur de la succion initiale et une compression volumique irréversible.

Le risque et l’intensité de l’effondrement sont associés à l’amplitude des contraintes appliquées et à la valeur de la succion initiale. Ces conditions changent d’un sol à l’autre.

Des problèmes d’instabilité des dépôts lœssiques ont été observés par divers auteurs dans différentes parties du monde (Li 1995, Huang 2008, Meier 2008, Nouaouria et al. 2008, Whalhall et Duffy 2008, Yuan et Wang 2009, d’après José MC 2011).

La difficulté de prévoir l’effondrement est liée principalement à la connaissance insuffisante des propriétés du lœss dans l’état naturel. Dans la plupart des cas, le lœss a une très faible résistance associée à une structure métastable (Yuan et Wang 2009).

Il y a aussi une faible connaissance de la relation entre les variations de la teneur en eau et le comportement mécanique.

Houston (1995) a observé de nombreuses causes d’humidification telles que, la rupture des conductions de réseaux résidentiels, canaux ou systèmes d’arrosage, l’écoulement superficiel et les systèmes déficients de drainage, les recharges de l’eau intentionnelles ou non l’ascension du niveau de la nappe phréatique, l’endiguement de l’eau dû aux chantiers de constructions, et les processus de transfert d’eau dus à la capillarité ou aux isolations thermiques.

Li (1995) a observé des phénomènes d’effondrement sur des dépôts lœssiques en Chine lors du remplissage des retenues d’eau.

D’après plusieurs auteurs, le risque d’effondrement du lœss est lié aux conditions suivantes :

- les propriétés de base, y compris la minéralogie, la teneur en argile, la forme et la distribution des pores dans le sol, la cimentation inter granulaire et les propriétés électromagnétiques de l’argile (Cui et al. 2004);

- Un indice de plasticité faible (Delage et al. 2005);
- Une porosité importante qui correspond à une structure ouverte (Barden et al. 1973);
- Une condition non saturée liée à une valeur élevée de succion (Barden et al. 1973);
- Une structure spéciale susceptible de se dégrader (Shao et al. 2007), caractérisée par une densité faible et une cimentation peu importante entre grains limoneux (Barden et al. 1973, Pereira et al. 2008, José MC 2011).

2.3 Paramètres influant sur l'effondrement des sols

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

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

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

Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au delà de laquelle l'affaissement n'apparaît pas.

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

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

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

2.4 Méthodes expérimentales de caractérisation

2.4.1 Essais œdométriques simple

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

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

Où :

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

e_0 : indice des vides initial ;

Le potentiel d'affaissement peut être aussi défini comme :

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

Avec :

ΔH : variation de la hauteur après mouillage,

H_0 : la hauteur initiale d'échantillon

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

En se basant sur l'étude d'Abelev (1961), Lutenegger et al (1988) ont proposé le même essai œdométrique effectué par Jennings et Knight (1975), mais avec une saturation de l'échantillon à un niveau de contrainte de 200 KPa (figure 2.2).

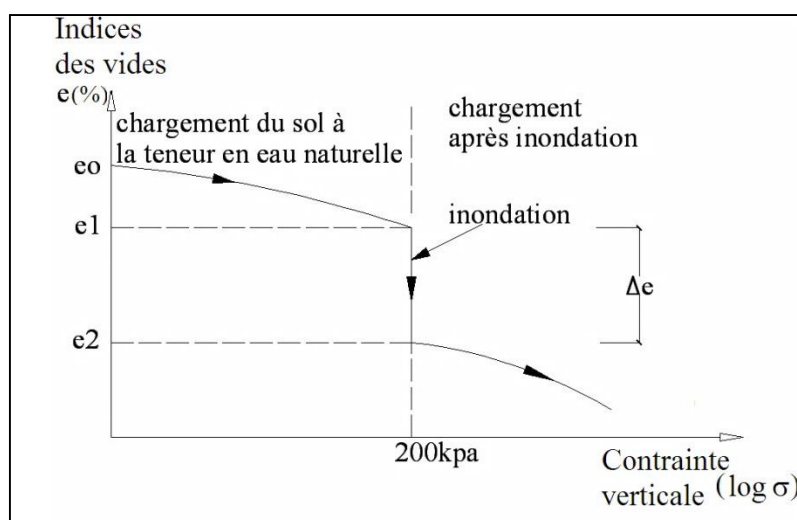


Figure 2.2 : Courbe œdométrique simple (Jennings et Knight, 1975)

2.4.2. Essai œdométrique double

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

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

Pour le deuxième, on humidifie l'échantillon sous une charge fixe et on suit le chargement en condition saturée (figure 2.3).

Dans certains cas, l'humidification du sol produit des changements importants du volume total. Ce processus implique une perte de la résistance du sol, car pour la plupart des sols non saturés, la résistance augmente lorsque le niveau de saturation diminue et la valeur de succion augmente.

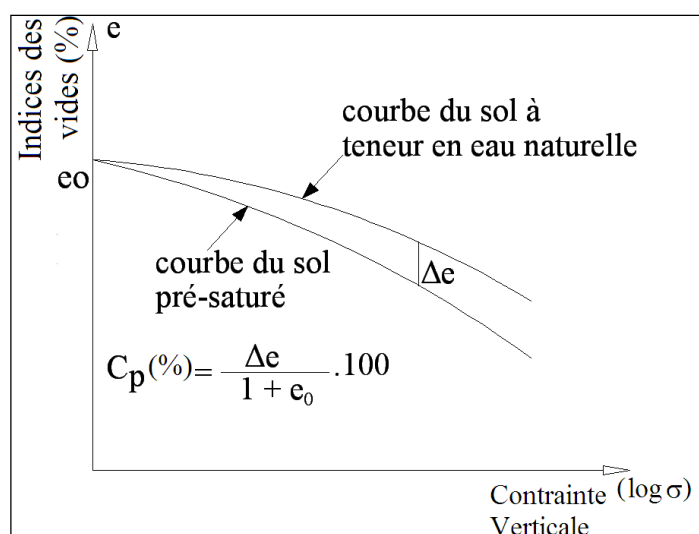


Figure 2.3 : Double oedomètres (Jennings et Knight (1975))

Le potentiel d'affaissement se définit de la même manière que pour l'essai œdométrique simple (équation 2.1).

Tableau 2.1 : Classement des sols affaissables d'après Jennings et Knight (1975)

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

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

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

du même point.

Après avoir tracé les deux courbes œdométriques sur un même diagramme, on calcule la contrainte effective réelle P_0 due au poids des terres à la profondeur de prélèvement de l'échantillon et on positionne cette valeur sur la courbe $e=f(\log\sigma)$ pour les deux courbes. On détermine en suite la pression de prés consolidation P_c à partir 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) (figure 2.3).

Si l'augmentation du chargement est de ΔP , le sol à la teneur en eau naturelle aura un tassement de :

$$\Delta e_s / (1 + e_0) \quad (2.3)$$

Avec:

Δe_s : La variation de l'indice des vides à une augmentation de charge

e_0 : L'indice des vides initial

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

$$\Delta e_c / (1 + e_0) \quad (2.4)$$

Δe_c : La variation de l'indice des vides sous un chargement constant.

e_0 : L'indice des vides initial

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.

2.5 Méthodes empiriques d'identification des sols affaissables

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

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

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

2.5.1 Méthodes empiriques

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

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

Tableau 2.2 : Critères d'évaluation du risque d'affaissement.

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

Reginatto et Ferrero (1973)	$C = \frac{p_{cs} - p_0}{p_{cn} - p_0}$ <p>p_0 : pression de surcharge totale ; p_{cn} : pression de l'affaissement à la teneur en eau naturelle ; p_{cs} : pression de l'affaissement lorsque le sol est saturé. C : coefficient de l'affaissement ; $C < 0$: le sol est très affaissable; $0 < C < 1$: le sol est conditionnellement affaissable; $p_{cn} = p_0$: pour le sol est normalement consolidé; $p_{cs} > P_0$: le sol est capable de supporter charges sous saturation.</p>
Jennings et Knight (1975)	$C_p = \left[\frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \right] \times 100$ <p>e_0 : indice des vides initial e_1 : indice des vides au début de la saturation. e_2 : indice des vides à la fin de la saturation. 0-1%: pas de problème 1 - 5%: trouble modéré 5 - 10%: trouble 10 - 20%: trouble sévère >20%: trouble très sévère</p>
Minkov et al (1980)	$\delta = 0.05(n_0 - 40). (30 - w_0)$ <p>$\delta(3,5) \geq 2\%$ sol est affaissable.</p>
Clevenger (1985)	<p>La densité sèche peut donner une vue sur la macroporosité des sols. Si $y_d < 1.28 \text{g/cm}^3$: l'effondrement se manifeste après une faible augmentation de la teneur en eau. Si $y_d > 1.44 \text{g/cm}^3$: pas d'effondrement. entre ces deux limites l'effondrement peut se manifester.</p>
Anderson (1985)	$R = 5.5 - 3.82 \log \left(\frac{w_L}{w} \right) - 1.63 \log w_0 - 1.24 \log C_u - 0.918 \log p_{10} \\ + 0.465 \log \left(\frac{D_{60}}{D} \right) - 0.45 \log \left(\frac{D_{99}}{D} \right) \\ - 0.303 P_{200}$ <p>C_u : coefficient d'uniformité du sol ; p_{10} : la fraction du sol passant à travers le tamis (2mm) ; p_{200} : la fraction du sol passant à travers le tamis (0.075mm) ; D_x : c'est le diamètre qui à travers lequel passe x% du sol $R \geq 2\%$: sol est affaissable.</p>

Ayadat et Belouahri (1996)	<p>Critère basé sur la granulométrie</p> <p>Si $Cu > 12$ le sol est collapsible</p> <p>Si $4 < Cu < 12$ le collapse est probable</p> <p>Si $Cu < 4$ le collapse ne se manifeste pas. avec Cu: Coefficient d'uniformité</p>
Ayadat et Abbeche (1997)	Si $y_h < 0.78$ le collapse est très probable
Ayadat et Ait Amar (1998)	Méthode graphique basée sur les travaux de Kennedy & Law (1985)
Ayadat et Ouali (1999)	<p>Si $I_p < 20$ et $15\% < W_L < 35\%$, le sol est collapsible</p> <p>Si $I_w < 1$ le collapse est très probable</p> <p>La droite $I_p = 0.5W_L - 10$ proposé comme limite séparant les sols affaissables des non affaissable.</p>
Abbeche et al (2005)	<p>Si $5\% < (\%2\mu) < 15\%$ et $W_L < 20\%$, Effondrement est très probable</p> <p>Si $15\% < (\%2\mu) < 30\%$ et $15\% < W_L < 30\%$, Effondrement est probable</p> <p>Si $(\%2\mu) > 30\%$ $W_L < 35\%$, Pas d'effondrement</p>

2.6 Traitement et stabilisation des sols affaissables

La stabilisation du sol a pour objet essentiel de rendre ce matériau moins sensible aux variations de sa teneur en eau et de l'empêcher à la fois de se transformer en boue ou de s'effriter sous l'action de l'humidité (Babouri, 2008).

Le but de la stabilisation est de réduire le volume des vides entre les particules solides, colmater les vides en créant des liens pour l'amélioration des liaisons existantes entre particules afin d'augmenter la résistance mécanique et de diminuer la sensibilité à l'eau.

Les sols de bonnes caractéristiques physico-mécaniques sont de plus en plus rares, d'où le recours à une opération d'amélioration du sol pour rendre faisable le terrain pour qu'ils puissent recevoir des constructions de grande importance, tout en tenant compte du coût de l'opération d'amélioration et le délai de réalisation.

On peut diviser les techniques d'amélioration des sols en trois catégories:

- Réduction de l'indice des vides et densification du sol. Ce type d'action nécessite parfois plusieurs opérations (le pilonnage, le vibro compactage, les colonnes ballastées, le pré

chargement, les drains verticaux,.....etc.

- Injection d'un liant et stabilisation chimique (Jet Grouting, lime ciment columns etc...) afin de former un nouveau matériau plus résistant.
- Utilisation d'un autre matériau pour combler les défauts du matériau du sol existant (les géo synthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

Le sol initial ou à l'état non amélioré, est identifié essentiellement par sa courbe granulométrique qui demeure un facteur essentiel en vue de lui faire subir une technique d'amélioration donnée. En effet, la figure 2.4, illustre la différence entre les techniques exécutables dans les sols fins, d'une part, et dans les sols grenus, d'autres parts. Alors que pour les sols intermédiaires les possibilités d'amélioration ne sont diversifiées.

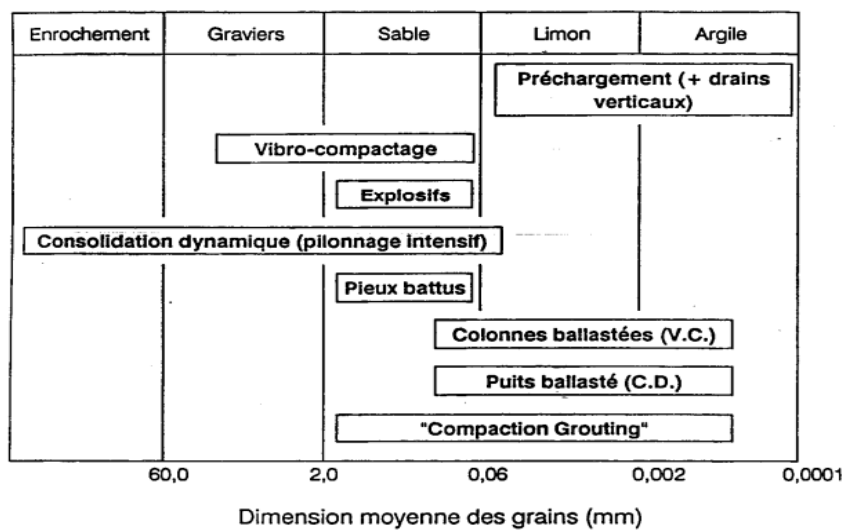


Figure 2.4 : Applicabilité des techniques d'amélioration des sols en place en fonction de la granulométrie finale.

2.6.1 Pré-chargeement

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

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

2.6.2 Vibrocompactage (ou vibroflottation)

Le Vibrocompactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent.

Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact du quel résulte une augmentation de la contrainte latérale.

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielle, qui met les grains du sol dans un état liquéfié.

2.6.3 Compactage dynamique(ou pilonnage)

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches.

Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70.

Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) pour une hauteur de chute qui varie de 10-20 à 40m. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction.

Le compactage dynamique est également recommandé pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse tels que les lœss en ex-Urss. Sa mise en exécution est rapide et, dans le cas des sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration des sols existants.

2.6.4 Densification par Vibrorefoulement

Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité. Formée sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral des sols sous l'effet combiné du poids et de l'action du vibreur assisté au besoin d'injection d'air comprimé.

De plus, si on utilise une sonde classique, elle doit être entièrement extraite du trou avant d'y déverser la pierre, de sorte que le sol soit suffisamment cohésif pour que la cavité demeure ouverte.

Cette dernière contrainte est surmontée grâce à l'utilisation de nouvelles sondes permettant l'injection de la pierre par le fond.

De plus, correctement utilisées, ces sondes permettent d'optimiser remplacement et refoulement pour construire des colonnes plus profondes qu'il ne serait possible à réaliser autrement.

Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes.

Ce procédé ne produit des colonnes profondes que dans les sols mous, donc très efficace dans les cas des sols affaissables. Quand il est nécessaire de réaliser la construction d'ouvrages sur des sols effondrables, on peut soit adapter la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des affaissements importants, soit traiter préalablement les sols.

2.6.5 Compactage par étincelle électrique

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés.

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

2.6.6 Traitement par substitution

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure. Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué.

Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de carburant à HassiR'mel, (rapport technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts.

A défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie de compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli(1995).

2.6.7 Compactage par explosion

La consolidation par explosion consiste à placer à une profondeur donnée une charge telle qu'il n'y ait pas de cratère en surface. La présence de gaz occlus dans le sol à consolider, influence l'efficacité du phénomène.

Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas un gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sols non cohérents en lieux suffisamment éloignés de toute agglomération. La quantité d'explosifs varie de 10 à 30 Kg/ m³ de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les loess.

2.6.8 Stabilisation chimique ou injection

Les techniques de stabilisation les plus utilisées dans le domaine de construction sont la stabilisation par ajout de matériaux inertes ou la stabilisation par traitement chimique.

Le choix de l'une ou de l'autre de ces méthodes dépend de plusieurs facteurs tels que la nature du sol, la disponibilité du matériau ou du produit stabilisant, les délais de réalisation, les considérations économiques et les conditions environnementales et de mise en œuvre. La stabilisation chimique est basée sur l'utilisation de produits chimique ou de liant devant permettre une diminution du potentiel d'affaissement à un niveau acceptable. Dans cette section

de traitement on constate :

La stabilisation chimique par des additifs tels que le silicate de sodium (Na_2SO_3) et le chlorure de calcium (CaCl_2) a été utilisée pendant de nombreuses années plus ou moins de succès (Abelev, 1975).

Ces additifs chimique permettent une cimentation de la structure du sol qui lors du mouillage, aurait une meilleure résistance à l'effondrement.

La pénétration des solutions chimiques dans la profondeur désirée est essentielle pour le succès de la procédure de traitement.

Cette méthode est souvent applicable à des dépôts de sable fins; et présente d'être utilisée une fois une structure déjà en place ou existante (Al Rawas A.A, 2000).

Houston et Houston(1997) ont souligné que l'injection fournit une amélioration des sols par un ou plusieurs des trois mécanismes suivants:

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

La stabilisation de silicates est généralement coûteuse. Toutefois, il a été utilisé avec succès aux Etats Unis et dans bien d'autres pays (Pengelly et al, 1997).

Les essais in-situ et au laboratoire effectués dans l'ancienne Union Soviétique montrent que le pré mouillage avec solution à 2% de silicate de sodium peut considérablement diminuer la compressibilité et augmenter la résistance à l'affaissement des sols lœssiques (Sokolovski et Semkin, 1984).

Cette méthode est utilisée pour les sols affaissables secs et mouillés qui ont une tendance à s’effondrer sous le poids des surcharges des structures futures. Cette méthode consiste en trois étapes successives:

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

Les essais in-situ sur sol sablonneux du type non carbonaté et pré traité avec le dioxyde de carbone ont montré une augmentation de la résistance de 20 à 25% (Clémence et Finbarr, 1981).

L’injection d’ammoniac seul dans le sol humide a été utilisée, cependant, l’efficacité de l’ammoniac est beaucoup moindre que celle des silicates de sodium. De plus, l’ammoniac est un produit dangereux pas facile à utiliser.

Enfin, plusieurs autres variantes ont été également testées, comme le ciment (Ismail et al, 1987), la chaux et le bitume (Bell1993) et l’acide phosphorique a été utilisé en Nouvelle Zélande pour stabiliser les sols lœssiques (EvensetBell1981).

2.6.9 Traitement par pré-mouillage du sol

Cette technique de traitement utilisée avec succès dans les années 1930 en URSS, consiste à réaliser un étang artificiel permettant d’accumuler une grande quantité d’eau au-dessus d’un sol affaissable.

L’infiltration, généralement lente, de cette eau et le poids propre du terrain constituent les conditions idéales d’affaissement.

Cette méthode reste efficace pour des sols ayant des épaisseurs d’environ 5m, elle exige une disponibilité de l’eau en grande quantité, est prescrite pour des sites urbains.

2.6.10 Traitement thermique

Destiné aux ouvrages importants, d'après le guide technique LCPC/SETRA (2000), cette méthode de traitement a été procurée pour la première fois par Ostashev en 1934. Consistant à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 200 et 800°C, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont ainsi soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait.

Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd et n'est rentable, en terme strictement financier, que lorsque les quantités de sol à traiter sont importantes.

Bell et Bruyn (1997) ont rapporté l'utilisation du traitement thermique des sols loess au sud-Est de l'Europe et de la Russie par la combustion des gaz et mazout dans des trous de forage sous pression.

Les forages sont très rapprochés et les températures peuvent atteindre 1000°C, produisant une colonne de sol stabilisée avec un diamètre de 1,5 à 2m.

2.7. Evaluation des méthodes de traitement

Des études comparatives sur l'efficacité et l'économie des diverses méthodes de traitement ont été rapportées dans la littérature. Par exemple, Rollins et Roger (1994) ont mené une étude comparative sur un site situé à Néphé Utah (Etas Unis) pour évaluer le coût et l'efficacité des différentes méthodes de traitement à partir de six essais en vraie grandeur sur les semelles carrées de 2,5m de côté.

Les méthodes de traitement ont inclus: (1) un pré mouillage avec de l'eau; (2) un pré mouillage avec une solution à 2% de silicate de sodium; (3) une excavation partielle et remplacement par remblai granulaire compacté; (4) un compactage dynamique sur sol sec et (5) un compactage dynamique sur sol pré mouillé.

L'amélioration des sols a été évaluée à l'aide de l'essai double œdomètre sur échantillons intacts ainsi que des essais de pénétration au cône et essais préssiométriques.

Le profil de sol est généralement composé de limon argileux et sablonneux (CL- ML). La teneur en eau naturelles était de l'ordre de 7% et 10%, la limite de liquidité était d'environ 22% et l'indice de plasticité était aux alentours de 5%.

La distribution granulométrique du sol se répartissait de la manière suivante: 30% de sable, 60% de limon et 10% d'argile. Le tassement prédit par essais œdométriques et le tassement mesuré par diverses méthodes est résumé dans le tableau 2.3.

Il a été constaté que le silicate de sodium et les méthodes de compactage dynamique sont les méthodes efficaces dans la réduction du tassement des sols affaissables de plus de 250mm à moins de 35mm, mais elles sont plus chères que les autres méthodes.

Tableau 2.3 : Comparaison par prédiction et mesures des effondrements par différentes méthodes de Traitements (Rollins et Rogers, 1994)

Test	Méthodes de traitement	Effondrement prédit après chargement		Effondrement après le chargement	
		Avant traitement (mm)	Après traitement (mm)	Effondrement (mm)	Fluage (mm)
1	Aucun traitement	267	N/A	282	12
2	Pré mouillage avec l'eau	270	300	243	12
3	Pré mouillage avec Silicate de Sodium	270	32	27	9
4	Excavation partielle et Remplacement avec remblai	267	183	114	9
5	Compactage dynamique à Teneur en eau naturelle	254	31a 25b	3	14
6	Compactage dynamique après Pré mouillage	396	15	11	18

a: Sous pointe de chute et b: entre point de chute

Rollin et Rogers(1994) ont également les avantages et les limites des diverses méthodes de traitement (tableau 2.4).

Des résultats similaires sur le succès de l'utilisation de compactage ont été rapportés par Souza et

al.(1995).

Leurs essais de chargement de plaque in-situ au Brésil révèlent que le compactage peut réduire l'affaissement d'environ 87 % et augmenter la charge admissible de 110 %.

Tableau2.4: Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1999)

Avantages	Limites
Pré mouillage à l'eau	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassement différentiel
Pré mouillage avec silicate de sodium	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements du saut de fluage	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
Excavation partielle et remplacement avec remblai	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrable sous-adjacent Réduction des tassements pour des volumes	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes Demande une grande expérience
Compactage dynamique à teneur naturelle	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Coût plus élevé Dégâts potentiels du saut vibrations Traitement non uniforme
Compactage dynamique après pré mouillage	

Diminution significative d'affaissement	Coût plus élevé
Efficacité de compactage	Augmentation du fluage à long terme
Réduction au niveau de vibration	Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée
Plus grande uniformité dans la densification	Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut être assez longue
Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Expérience pratique assez limitée
Amélioration jusqu'à des profondeurs	

2.8 Solution chimique idéal

Si les objectifs de recherche sont de développer un coulis chimique. Ce dernier devrait avoir les caractéristiques suivantes:

- Une poudre facilement soluble dans l'eau
- Prix abordable et dérivés de produit chimique abondant
- Non toxique, non corrosif et non explosif

Et la solution du coulis doit être :

- Une faible viscosité de préférence celle de l'eau
- Stable sur une température normale
- Non toxique, non corrosif et non explosif
- Peut être catalysé avec des produits chimiques courants
- Insoluble aux sels que l'on trouve normalement dans les eaux souterraines
- Avec un pH stable
- Capable de résister à la grande dilution

Le produit final devrait être :

- Permanent
- Non infectés par les éléments qui se trouvent dans les eaux souterraines

- Non toxique, non corrosif et non explosif
- Haute résistance

Bien sûr, ce matériau n'existe pas. Toutefois, chaque critère répertorié se trouve dans un ou plusieurs matériaux disponibles dans le commerce.

Il est important, par conséquent pour un projet spécifique, de déterminer les propriétés essentielles d'un coulis à partir d'une base solide de références (Karol, 2003).

2.9 Conclusion

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

La littérature offre aussi certains remèdes à des problèmes géotechniques propres à ces sols.

Pour la prédiction de l'affaissement il existe des méthodes quantitatives et qualitatives.

Les remèdes sont basés essentiellement sur des méthodes de substitution, de traitement et de renforcement ainsi que des traitements chimiques.

La maîtrise du phénomène d'effondrement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les sols naturels ou remblais.

Chapitre : 3

Essais réalisés

3.1 Introduction

Ce chapitre est consacré à la méthode et les outils de caractérisation de la structure des sols, aux essais de classification et d'identification des sols naturels remaniés avec des différentes teneurs en eau.

L'étude expérimentale présente des essais réalisés sur deux sols naturels Algériens. Où on s'intéresse aux propriétés physiques et mécaniques, le taux d'affaissement de ces sols et la relation de la résistance au cisaillement avec l'affaissement.

L'exploitation des résultats permet d'exprimer la variation de l'affaissement et la résistance au cisaillement en fonction de la teneur en eau.

À partir de ce chapitre on entreprend notre contribution "l'étude expérimentale" qui sera présentée comme suit:

- Caractéristiques des matériaux testés.
- Matériels utilisés et manipulation.
- Résultats et interprétation des essais.

Deux groupes d'essais seront effectués : des essais préliminaires, nécessaires à l'identification géotechnique des sols, des essais principaux réalisés dans l'objectif d'analyser le comportement de compressibilité et de résistance selon les normes propres à ce type de sols et de vérifier l'affaissabilité des échantillons testés.

3.2 Présentation des sols testés

Les sols affaissables existent au nord de l'Afrique, notamment en Algérie qui fait partie de cette existence. La majorité des sols affaissables algériens se trouvent dans le sud du pays, dans plusieurs endroits (Hassi Messaoud, Ouargla, Biskra, etc....). Le sud algérien est

considéré comme une zone aride et semi- aride ; caractérisé par la nappe phréatique profonde et des sols à base éolienne instable.

Les constructions des villes du nord sud Algérien souffrent de plusieurs problèmes d'instabilité liés surtout à la remonté de la nappe phréatique et la structure délicate des sols.

L'étude présentée dans ce travail porte sur deux types des sols naturels Algériens proviennent de la région de la ville de Biskra l'un de la route d'Outaya est dénommé **S1** et le deuxième de Tolga dénommé **S2**.Figure (3.1).



Figure : Site des sols étudiés

3.3 Les essais préliminaires (d'identification)

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

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

Ils constituent donc la plate forme des essais principaux.

Les essais préliminaires du présent travail sont les suivants :

- L'analyse granulométriques,
- Densité spécifique des grains,
- Les essais de consistance;
- L'essai de Proctor ;
- L'essai du bleu de méthylène ;
- L'essai au carbonate.

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

3.3.1 Densités spécifiques des grains solides

Le poids volumique des grains du sol c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

$$\gamma_s = \frac{W_s}{V_s}$$

Avec :

W_s : Le poids des grains solides ;

V_s : Volume des grains solide.

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre,

d'une étuve de 60° à 105°C et d'une balane de précision.

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est:

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

M_0 : Masse de pycnomètre

M_1 : Masse de (pycnomètre+grains solides)

M_2 : Masse de (pycnomètre+grains solides + eau)

M_3 : Masse de (pycnomètre+ eau).

$\rho_w = 0.9978 \text{ g/cm}^3$ pour une température de 22°.

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les sols testés sont présentées aux tableaux 3.1.

Tableau 3.1: Poids spécifiques du sol S1 et S2

SOL	M_0 (g)	M_1 (g)	M_2 (g)	M_3 (g)	(g/cm^3)
S1	96.3	126.38	374.35	355.472	2.68
S2	97.05	129.36	373.29	352.92	2.70

3.3.2 Essais de consistance

En fonction des teneurs en eau, un sol intact ou remanié se présente suivant des consistances variables. Les essais de consistance consistent à déterminer les états où se trouvent le sol à la fraction 0-400 micromètres et les limites entre ces états, ces derniers appelés : Limites d'Atterberg ou de consistance.

a) Limite de liquidité (w_L):

La teneur en eau auxquelles d'un sol change de comportement entre l'état plastique et liquide. Cette limite correspond à l'état d'hydratation au-delà duquel les interactions entre particules sont faibles pour que le sol se comporte comme un corps visqueux (figure 3.2).



Figure 3.2 détermination des limites de liquidité

b) Limite de plasticité (w_P) :

La limite de plasticité, est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de sol de 3mm de diamètre et de 100 mm de longueur se fissure ou s'émiette. Le sol change de comportement entre les états solide et plastique.

Cette limite correspond à l'état d'hydratation des particules au-delà duquel elles peuvent se déplacer les unes par rapport aux autres, et en dessous duquel les forces de tension et de friction sont si fortes qu'elles ne peuvent que très difficilement être déplacées .

c) Indice de plasticité (Ip) :

La plasticité est une propriété caractéristique des éléments très fins ou argileux du sol, en relation avec l'existence de couches d'eau adsorbée.

On conçoit donc que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de sa fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux.

L'indice de plasticité est donné par l'expression : $I_p = W_L - W_P$.

Les valeurs de limites de consistance sont sur le tableau 3.2.

Tableau 3.2 : Limites de consistance des sols testés.

Le sol	S1	S2
W _L (%)	34	30
W _P (%)	17.5	15.27
I _p (%)	16.4	14.73

Dans le diagramme de plasticité de Casagrande (figure 3.3), les sols sont classés dans le domaine des argiles plastiques.

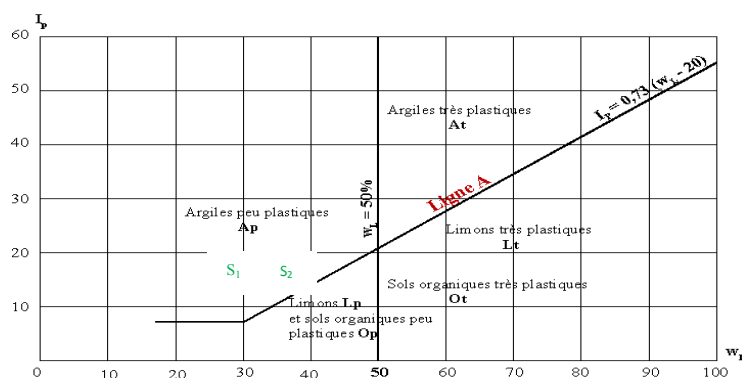


Figure3.3:Position des sols testés dans l'abaque de Casagrande

3.3.3 Essai de compactage

Dans le cadre de cette étude, le compactage a été effectué selon le principe de l'essai Proctor normal dans le but de présenter l'amélioration de la densité sèche par compactage.

L'essai consiste à compacter dans un moule normalisé, à l'aide d'une dame de compactage normalisée, selon un processus bien défini, l'échantillon de sol à étudier et à mesurer sa teneur en eau et son poids spécifique sec après compactage.

L'essai est répété plusieurs fois de suite sur des échantillons portés à différentes teneurs en eau (figure 3.4), On définit ainsi plusieurs points d'une courbe, on trace cette courbe qui représente un maximum dont l'abscisse et la teneur en eau optimale et l'ordonnée la densité sèche optimale présentés sur le tableau3.3.



Figure 3.4 : Appareillage de l'essai Proctor

Tableau3.3: Les résultats de l'essai de compactage des sols testés.

Sol	S1	S2
$\gamma_{dmax} \left(\frac{kN}{m^3} \right)$	18.5	18.9
$w_{op}(\%)$	10	10

La courbe Proctor normalisée de compactage des deux sols naturels présentés sur la figure (3.5), montre l'amélioration de la densité sèche, pour une teneur en eau optimal de 10% elle atteint la valeur de 18,5 kN/m³ pour le sol S1 et 18,9 kN/m³ pour le sol S2.

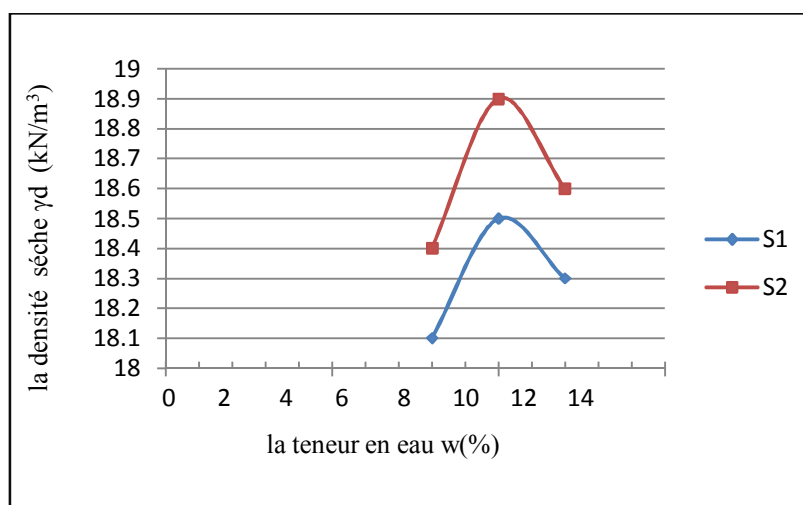


Figure 3.5 : Courbes Proctor des sols

Les deux courbes ainsi présentées indiquent la diminution très importante de l'indice des vides.

3.3.4 L'essai du bleu méthylène

Pour déterminer la valeur de bleu de méthylène à la tâche des fines. Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols.

On considère que cet essai exprime globalement la quantité et la qualité de l'argile contenue dans un sol.

Il s'agit donc d'un autre paramètre permettant de caractériser l'argilosité d'un sol. En pratique, on détermine la valeur de bleu de méthylène à la tâche sur la fraction 0/2mm, exprimée en grammes de bleu pour 100g de fines qui est donnée par la formule :

$$VBS = V/M$$

Avec :

V : Volume du bleu méthylène injecté ;

M : Masse de l'échantillon.

Les valeurs du VBS des sols sont présentées sur le tableau 3.5

Tableau 3.4 : Valeurs du VBS des sols testés.

Sol	S1	S2
VBS	2.52	2.46

Selon ces valeurs ces sols sont classés comme sable fin argileux peu plastique.

3.3.5 Essai de carbonate CaCO_3

La mesure d'argilosité et le pourcentage de calcaire de l'échantillon utilisé. L'appareil utilisé est le calcimètre (figure 3.6), le mode Opérateur est :

- Peser 1g de l'échantillon.
- Mettre l'échantillon dans l'appareil calcimètre et ajouter 10ml acide chloridrique.
- On note la lecture et on déduit la teneur en carbonates CaCO_3 de l'échantillon



Figure 3.5: Appareil calcimètre

Les pourcentages des CaCO_3 des sols sont présentés sur le tableau 3.6.

Tableau 3.5 : Valeurs des CaCO₃ des sols.

Sol	S1	S2
CaCO ₃ (%)	16.3	17.47

Le résultat de l'essai montre l'existence des traces de carbonates supérieurs à 14% cela prédit la susceptibilité de ces sols à l'affaissement.

3.3.6 Essai granulométrique

L'analyse granulométrique a pour but de déterminer les proportions de grains de différentes tailles d'un matériau. Elle s'effectue :

- par tamisage (tamis à maille carrée) pour des grains de diamètre supérieur à 80µm,
- Par sédimentométrie pour les grains les plus fins. Elle consiste à laisser une suspension de sol se déposer au fond d'une éprouvette pleine d'eau. Plus les grains sont fins, plus la vitesse de décantation est lente. (Loi de Stokes).

La mesure de la densité de la suspension à des intervalles de temps variables permet de calculer la proportion de grains de chaque diamètre.

Les analyses granulométriques par tamisage et par sédimentométrie ont été réalisées selon les normes.

a) Granulométries des sols (par tamisage)

Le tableau 3.6 présente les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage des sols testés.

Tableau 3.6 : Granulométries par tamisage des sols testés

Diamètres des Tamis (mm)	Tamisât cumulés en (%)	
	sol S1	sol S2
2	100	100
1,25	100	100
1	99	100
0,8	97	100
0,5	94	97
0,315	90	90
0,2	74	71
0.1	67	64
0,08	66	63

b) Granulométries des sols (par sédimentométrie)

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines ($\Phi < 80\mu\text{m}$) à l'aide de la loi de Stokes ; on parvient à déterminer le diamètre des particules correspondante établir ainsi la distribution en poids restante, tableau 3.7 et 3.8.

Pour cette détermination, en plus d'appareillage usuel d'usage courant, on utilise :

- Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm³ de forme torpille avec des graduations.
- Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.
- Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifié de 0 à 10000 tr/min.
- Un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai.
- Un défloculant (hexamétaphosphate de sodium).
- Un thermomètre gradué en 1/10 de degrés
- Un chronomètre donnant la seconde.

Tableau 3.7 : Granulométries par sédimentométrie du sol S1

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	Φ des Grains μm	%des grains <d
30"	26	13	1.84	14.84	80	66
1'	26	12.5	1.84	14.34	45	63
2'	26	12	1.84	13.84	30	61
5'	26	11.5	1.84	13.34	19	58
10'	26	11	1.84	12.84	14	56
20'	26	10.5	1.84	12.34	9	51
40'	26	10	1.84	11.84	7	51
80'	26	9.5	1.84	11.34	4	48
4h	26	9	1.84	10.84	3	46
24h	26	8.	1.84	10.34	1	43

Tableau 3.8 : Granulométries par sédimentométrie du sol S2

Temps de lecture	Température °C	Lecture R	Correction M	Lecture corrigé	Φ des grains	%des grains <d
30"	26	13	1.8	14.84	80	63
1'	26	12.5	1.8	14.34	60	61
2'	26	12	1.8	13.84	30	58
5'	26	11.5	1.8	13.34	19	56
10'	26	11	1.8	12.84	13	53
20'	26	10.5	1.8	12.34	9	51
40'	26	10	1.8	11.84	6	48
80'	26	9.5	1.8	11.34	4	46
4h	26	9	1.8	10.84	3	44
24h	26	8.	1.8	10.34	1	41

Les courbes granulométriques sont présentées sur la figure 3.6.

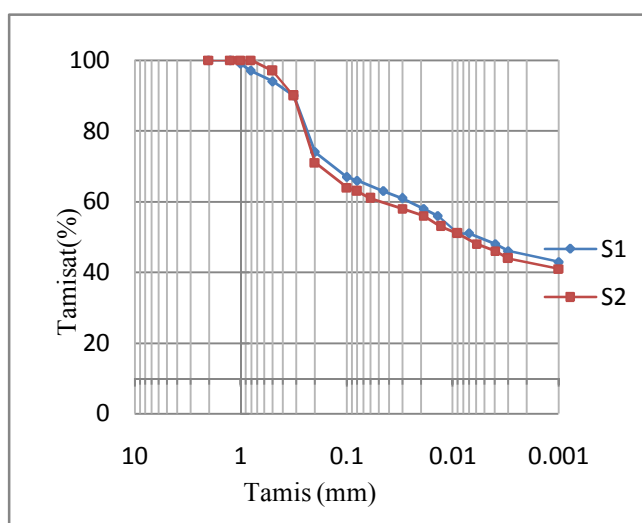


Figure 3.6 : Courbes granulométriques des sols testés

3.3.7 L'essai de teneur en eau et densité des sols

La détermination de la teneur en eau et les densités humides et sèche des sols est faite dans le même essai.

Le principe de l'essai consiste à peser deux tares, les remplir du sol à étudier et les peser pour avoir la masse humide du sol (M_h).

Placer les deux tares dans l'étuve jusqu'à dessiccation complète et les peser à nouveau pour avoir la masse sèche du sol (M_s).

Le volume de la tare est déterminé (V). On calcule :

- La teneur en eau $w = (M_h - M_s) / M_s$
- La masse volumique humide $\rho = M_h / V$
- La masse volumique sèche $\rho_d = M_s / V$

Les résultats de l'essai sont la moyenne des deux calculs des tares, présentés sur le tableau (3.9).

Tableau (3.9) : Les résultats de l'essai de teneur en eau et densité des sols

Sol	S1	S2
w (%)	2.89	4.07
ρ (g/cm ³)	1.22	1.27
ρ_d (g/cm ³)	1.18	1.23

Les essais préliminaires ont données les caractéristiques physiques présentées sur le tableau (3.10).

Tableau 3.10 : Propriétés géotechniques des sols

Sol caractéristiques	S1	S2
Sable %	44	49
Limon %	13	14
Argile %	43	37
$\gamma(kN/m^3)$	12,2	12,7
$\gamma_d(kN/m^3)$	11,8	12,3
$\omega\%$	2,89	4,07
$\omega_{sat}\%$	47,74	44,07
$\omega_{opt}\%$	10	10
$\gamma_{dmax}(kN/m^3)$	18,5	18,9
G_s	2,68	2,7
e	1,28	1,19
n %	56	55
$S_r\%$	6,05	9,19
$\omega_l\%$	34	30
$\omega_p\%$	17,58	15,27
I_p	16,42	14,73
I_c	1,89	1,76
I_w	0,17	0,27
VBS%	1.52	1.46
CaCo3%	16.3	17.47

3.4 Les essais principaux

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, 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.

A cet effet, nous avons essayé à travers cette recherche d'utiliser en plus de l'oedomètre ; la boîte de cisaillement de Casagrande pour déterminer les caractéristiques mécaniques qui influent sur l'affaissement et la variation de la résistance au cisaillement à cause d'humidification des sols.

Les paramètres de résistance résultats des essais de cisaillement sont utilisés dans la modélisation des sols qui sera une méthode de prédiction des sols affaissables.

3.4.1 Les essais œdométriques

a) Appareillage et outils d'essai œdométrique

Les essais de compressibilités sont réalisés dans des moules œdométriques (Figure 3.7).

Un bâti permettant d'appliquer les pressions de chargement sur les éprouvettes.

Une cellule dans laquelle l'éprouvette est placée; la cellule œdométrique, est en matériaux inertes chimiquement vis-à-vis de l'éprouvette et des fluides qu'elle contient, et elle comporte les éléments suivants :

- Une bague annulaire rigide contenant l'éprouvette du sol, sa hauteur est 20mm, Diamètre intérieur (70mm);
- Deux pierres poreuses assurent le drainage de l'éprouvette;
- Un piston coulissant à l'intérieur de l'anneau et venant charger l'éprouvette;
- Un réservoir d'eau dans lequel l'ensemble précédent est immergé pour permettre d'effectuer des essais sur des éprouvettes saturées et non saturées ;
- Un système de mesure permettant de connaître les variations de hauteur de l'éprouvette en fonction du temps.



Figure3.7: Série d'œdomètres

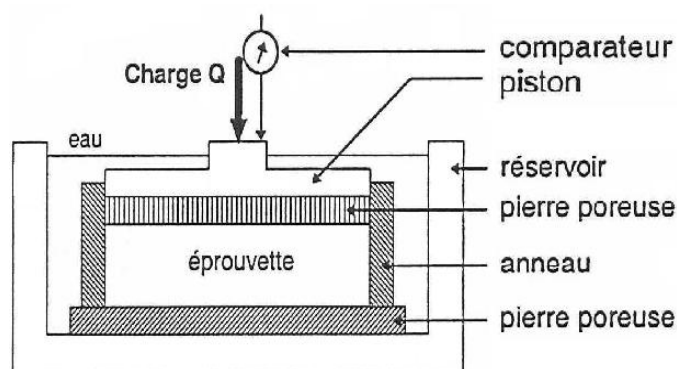


Figure 3.8 : La cellule œdométrique

b) Procédure et réalisation de l'essai œdométrique

Le sol doit être amené à des teneurs en eau voulues par ajout de l'eau distillée ; le sol est ensuite versé dans le moule de l'œdomètre l'éprouvette doit être arasée à l'aide d'une lame rigide.

Les essais de compressibilité à l'œdomètre sont faits selon la procédure de Jennings et Knight (1975) qui consiste à l'application successive des charges suivantes : 25 ; 50 ; 100 et 200kPa. Ensuite procéder à l'inondation de l'échantillon et relever la nouvelle valeur du tassement puis augmenter le chargement jusqu'à 400kPa.

Au cours de l'essai les lectures des tassements sont relevées à 15s ; 30s ; 1min ; 2min ; 5min ; 10min et 24h.

3.4.2 L'essai de cisaillement direct

a. Appareillage et outil d'essai de cisaillement direct

Pour déterminer les caractéristiques mécaniques des sols qui sont les paramètres de la résistance au cisaillement (l'angle de frottement interne et la cohésion).

Les essais de cisaillement sont effectués à l'aide de la boîte de cisaillement de Casagrande (figure 3.9), (3.10).

Le dispositif de cisaillement se compose de :

- 6 boîtes de cisaillement Φ 60mm ;
- 2 machines de cisaillement ;
- 2 jeux de poids dédiés

Pour cet essai deux bâtis œdométriques peuvent être transformés en bâti de consolidation via un adaptateur. Ce dernier permet de consolider les trois éprouvettes de sol en simultané



Figure 3.9 : Boîte de cisaillement de Casagrande



Figure 3.10 : Appareillage de l'essai de cisaillement direct

b. Procédure et réalisation de l'essai de cisaillement direct

Des échantillons remaniés amenés à des teneurs en eau différentes.

Les essais sont réalisés avec une vitesse qui dépend de type d'essai pour chaque teneur en eau on prépare 6 échantillons ; chaque deux échantillon sont soumis à un chargement différent :

6 échantillons (w_1) $\left\{ \begin{array}{l} 2 \text{ échantillons sont soumis à } 1,00 \text{ bar} \\ 2 \text{ échantillons sont soumis à } 2,00 \text{ bars} \\ 2 \text{ échantillons sont soumis à } 3,00 \text{ bars} \end{array} \right.$

Le sol est placé dans la boîte de Casagrande et ensuite la charge voulue est appliqués.

La résistance au cisaillement de chaque échantillon est mesurée en fonction du chargement appliqué.

La résistance au cisaillement est la moyenne entre deux échantillons pour un essai sous même chargement.

A l'aide du tracé des courbes intrinsèques qui lie les contraintes appliquées avec les résistances au cisaillement les caractéristiques mécaniques sont définit.

3.5 Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des essais préliminaire de caractérisation et d'identification effectués sur les sols utilisés dans notre étude.

Les essais principaux, pour définir le comportement réel des sols, le taux d'affaissement dans l'état saturé et non saturé et les paramètres influencés par l'affaissement des sols.

Tous les essais effectués sont réalisés aux laboratoires avec des appareillages et outils et méthodes de manipulation conformes aux normes géotechniques

Chapitre : 4

Résultats et interprétations

4.1 Introduction

Après la présentation des essais préliminaires et la procédure de chaque essai (matériels utilisés avec les modes opératoires et résultats).

Nous abordons dans ce chapitre les résultats des essais principaux, qui sont arrangés dans trois parties:

- La première partie commence par l'utilisation des données de consistance des sols et les résultats des essais oedométrique pour la vérification de la susceptibilité d'affaissement et présentation des tailles des essais de compressibilité est accomplie dans l'objectif de calculer le potentiel d'affaissement des échantillons testés. Les courbes œdométriques sont illustrées en fonction des paramètres retenues ; ce qui permet de visualiser l'importance de chaque terme.
- La deuxième partie est consacrée pour le calcul des caractéristiques mécaniques des sols qui sont les paramètres de résistance des sols. La résistance au cisaillement est calculée pour les sols saturés et non saturés.
- La chute de la résistance au cisaillement indique l'affaissement brusque des sols affaissables ; l'essai de cisaillement peut être aussi une méthode pour la prédiction des sols affaissables.

4.1 Essais de consistance

D'après l'étude de Ayadat (1999), un sol est susceptible à l'affaissement si au moins, l'un des critères suivants est vérifié.

- ✓ L'activité $A_C = I_p / (\%pf < 2\mu m) < 1$,
- ✓ L'indice de liquidité $I_L = (W_0 - W_p) / I_p < 0$,
- ✓ L'indice de plasticité $I_p = W_L - W_p < 20$,

- ✓ L'indice de consistance $I_C = (W_L - W_0)/I_P > 1$,
- ✓ L'indice de maniabilité $I_W = W_0/I_P > 1$.

Les résultats présentés dans le tableau 4.1 montrent que ces sols sont susceptibles à l'affaissement, et que quatre des cinq critères mentionnés ci-dessus sont vérifiés pour les deux sols testés. Ce qui confirme les résultats d'Ayadat et al (1999) et d'Abbech (2007).

Notons aussi que les caractéristiques de consistance des sols dépendent essentiellement de la teneur en eau initiale.

Tableau 4.1 : Caractéristiques de consistance des sols.

Sol	Sol 1	Sol 2
w₀	2.89	4.07
A_C	0.38	0.36
I_P	16.42	14.73
I_L	-0.89	-0.76
I_C	1.89	1.76
I_W	0.17	0.27

4.2 Résultats et interprétation des essais principaux

4.2.1 Essais œdométriques

Les sols sont saturés à des teneurs en eau à des indices de vide initial constants:

-Pour le sol S1 :2.89% ,10%, 15%, 20%.

-Pour le sol S2 :4.07%,10%,15%, 20%.

Les résultats obtenus des essais œdométriques présentent le tassement oedométrique subis sous le chargement avant inondation et après l'inondation avec la variation de la teneur en eau.

Les figures 4.1 et 4.2, représentent les courbes œdométriques des sols S1 et S2 présentées en fonction du tassement et la contrainte, ces courbes sont analogues à celle de Knight (1975).

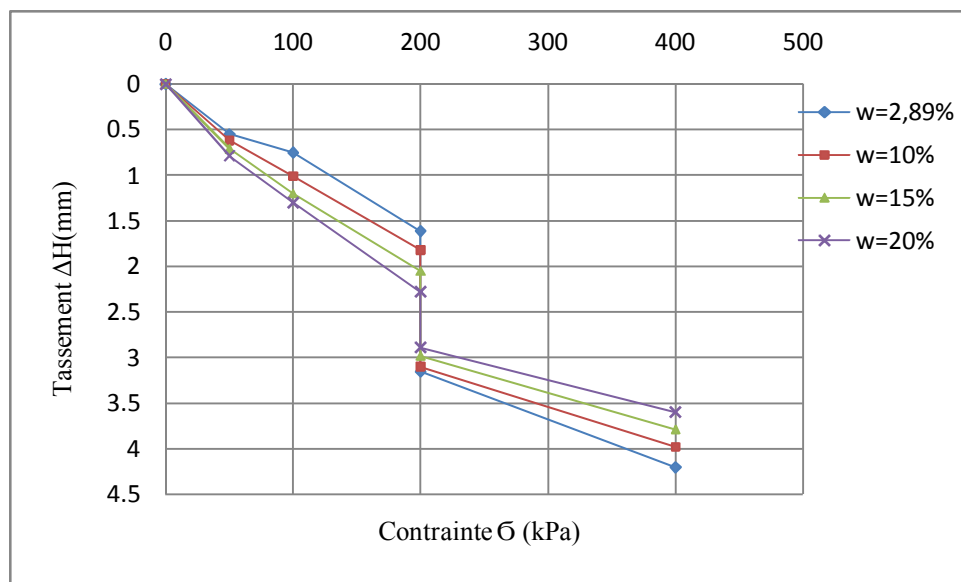


Figure 4.1 : Tassements œdométriques du sol S1

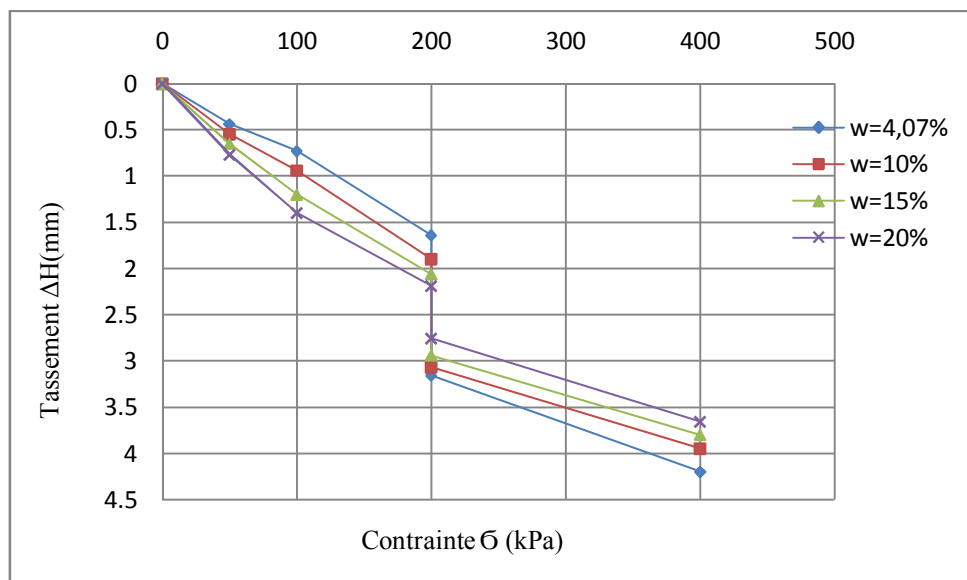


Figure 4.2 : Tassements œdométriques du sol S2

le tassement lors d'inondation définit le potentiel d'affaissement $CP = \Delta H/H_0$.

Pour le sol S1 le CP varie de **3,05%** à **7,65 %** et pour le sol S2 le CP varie de **2,85 %** à **7,15%**

D'après la classification de Jennings et Knight (1975) si le CP % est :

- De 0-1 : Sols non affaissables
- De 1-5 : L'affaissement peut se manifester
- De 5-10 : Sols affaissables
- De 10-20 : Sols très affaissables
- > 20 : Sols extrêmement affaissables.

En se basant sur cette classification, on constate que les sols sont affaissables.

● *Influence de la variation de la teneur en eau sur l'affaissement*

Le plus remarquable pour les résultats des essais œdométriques, c'est que la variation du potentiel d'affaissement est influencée par la variation de la teneur en eau. La valeur maximale du potentiel d'affaissement correspond à la valeur de la teneur en eau à l'état naturel (la teneur en eau minimale). La figure (4.3) représente la variation de l'affaissement en fonction de la teneur en eau.

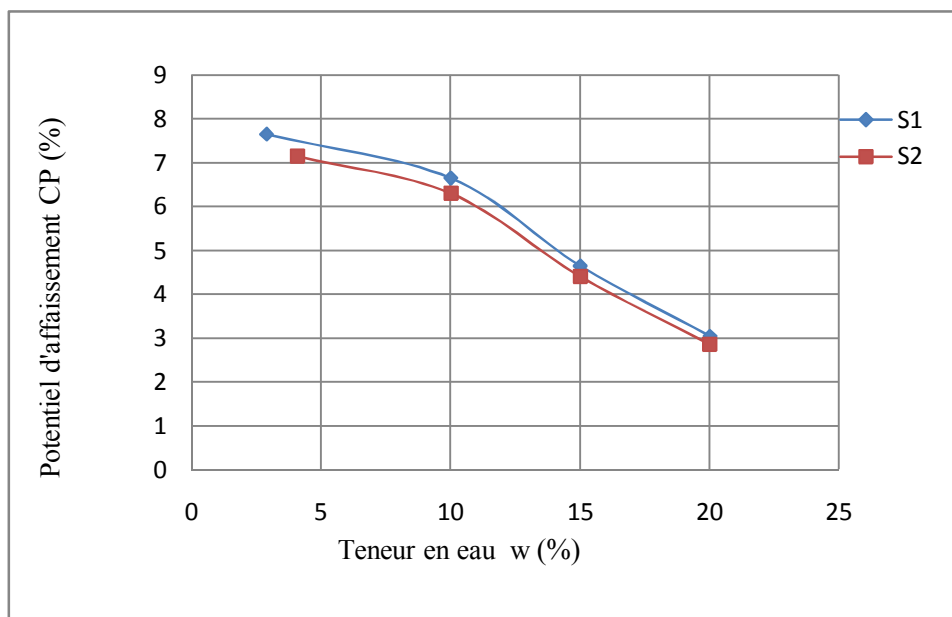


Figure 4.3 : Le potentiel d'affaissement en fonction de la teneur en eau

• *Influence de la variation de la teneur en eau sur le module de déformation*

Les résultats des essais œdométriques montrent l'influence de la variation de la teneur en eau sur le module de déformation. On remarque lors de l'humidification une chute de la valeur du module de déformation se produite.

La valeur du module après l'affaissement du sol saturé est presque la moitié de la valeur initiale avant l'affaissement. Les valeurs du module de déformation avant et après saturation sont calculées à partir de la relation

$$E = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)\sigma H_0}{(1-\nu)\Delta H_i} \quad (4.1)$$

Où :

E : module de déformation

ν : Coefficient de poisson

σ : Contrainte appliquée lors de saturation

H_0 : la hauteur initiale du sol

ΔH_i : le tassement avant et après affaissement.

La diminution du module de déformation varie de **1750 kPa** à **1312 kPa** pour le sol **S1** et de **1627 kPa** à **1217 kPa** pour le sol **S2**.

La figure (4.4) présente l'effet de la teneur en eau sur le module de déformation.

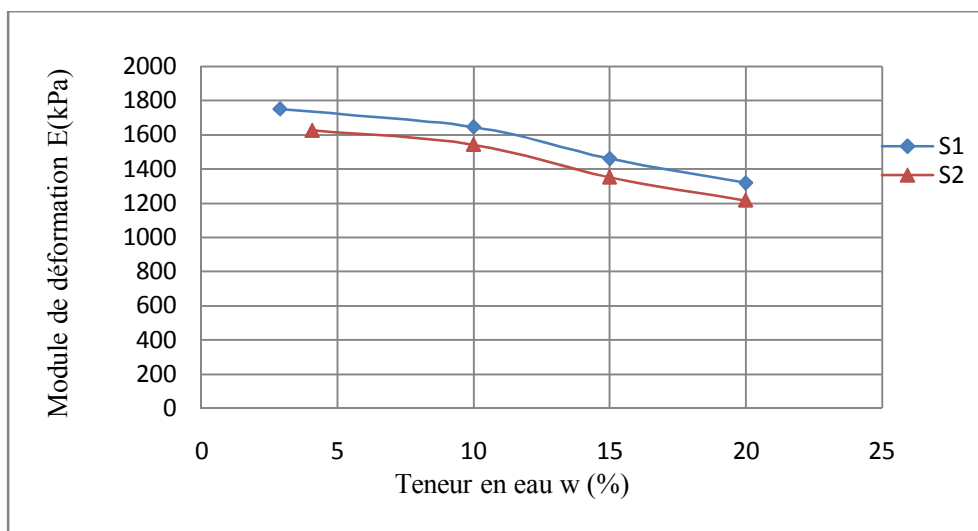


Figure 4.4 : Le module de déformation en fonction de la teneur en eau

4.2.2 Essai de cisaillement

On a préparé des échantillons remaniés avec un indice des vides constant ramenés à des teneurs en eau différentes avec des indices des vides initiaux:

- Pour le sol S1 : 2,89% ,10 %, 15 %, 20 %, 47,74 %.

- pour le sol S2 : 4,07 %, 10 %, 15 %, 20 %, 44,07%.

Les valeurs des résistances au cisaillement obtenues à partir des essais de cisaillement direct montrent qu'il existe une relation décroissante entre la résistance au cisaillement et la variation de la teneur en eau.

Lors de la saturation le sol subit une chute de la résistance au cisaillement elle atteint le un tiers de la valeur initiale à l'état naturel.

Les figures (4.5) et (4.6) présentent les courbes intrinsèques du sol **S1** et **S2** avec les différentes teneurs en eau.

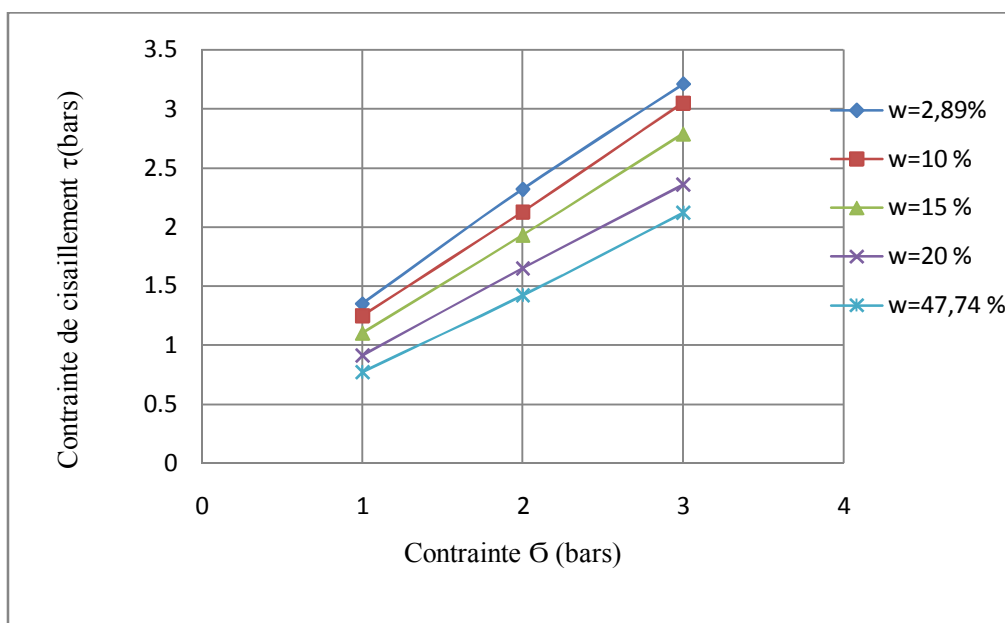


Figure 4.5: Les valeurs des contraintes de cisaillement avec la variation de la teneur en eau du sol **S1**

Pour la contrainte $\sigma = 1 \text{ bars}$ la résistance au cisaillement du sol **S1** varie de **1.43 bars** à **0.77 bars**.

Pour la contrainte $\sigma = 2 \text{ bars}$ la résistance au cisaillement du sol **S1** varie de **2.47 bars** à **1.42 bars**.

Pour la contrainte $\sigma = 3 \text{ bars}$ la résistance au cisaillement du sol **S1** varie de **3.21 bars** à **2.2 bars**.

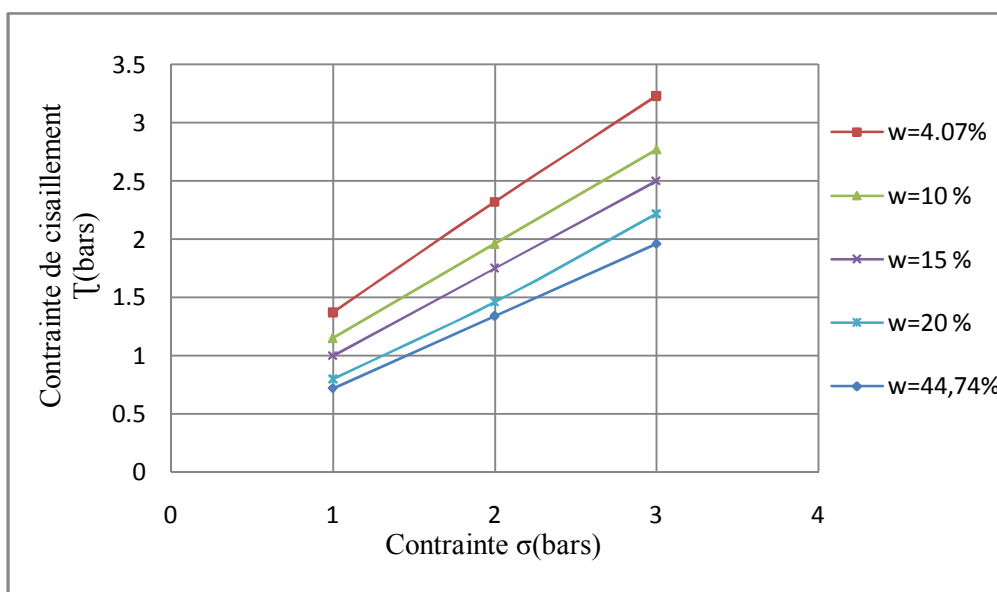


Figure 4.8 : Les valeurs de la résistance au cisaillement avec variation de la teneur en eau du sol S2

Pour la contrainte $\sigma = 1 \text{ bars}$ la résistance au cisaillement du sol S2 varie de **1.37 bars** à **0.72 bars**.

Pour la contrainte $\sigma = 2 \text{ bars}$ la résistance au cisaillement du sol S2 varie de **2.32 bars** à **1.34 bars**.

Pour la contrainte $\sigma = 3 \text{ bars}$ la résistance au cisaillement du sol S2 varie de **3.23 bars** à **1.96bars**.

•Influence de la teneur en eau sur l'angle de frottement et la cohésion du sol

L'augmentation de la teneur en eau provoque une diminution remarquable de la résistance au cisaillement, due à la diminution de l'angle de frottement et de la cohésion des deux sols.

On remarque que si la teneur en eau dépasse les **20%** le sol sera **50%** saturé, dans ce cas le sol ne sera pas affaissable, alors la diminution de l'angle de frottement et la cohésion est assez faible en fonction de la variation de la teneur en eau.

L'angle de frottement du sol **S1** varie de **44.13°** à **33.48°** et pour le sol **S2** la diminution varie de **43.57°** à **31.79°**.

La diminution de la cohésion du sol **S1** varie de **0.38 bars** à **0.1 bars**, et pour le sol **S2** les valeurs de la cohésion varient en fonction de la variation de la teneur en eau de **0.4 bars** à **0.11 bars**.

Les figures (4.9), (4.10) présentent les courbes de la variation de l'angle de frottement et la cohésion en fonction de la variation de la teneur en eau.

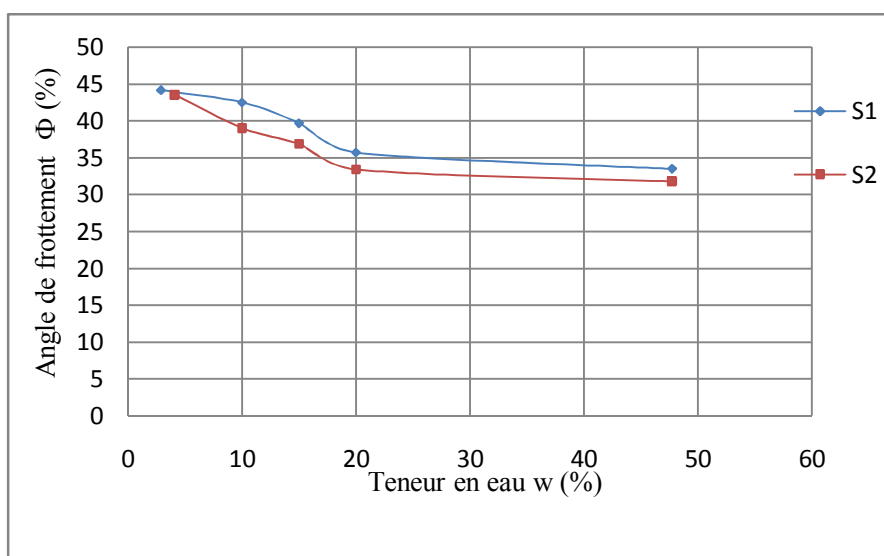


Figure 4.9 : Variation de l'angle de frottement en fonction de la teneur en eau

La valeur de l'angle de frottement se stabilise à des valeurs de teneur en eau supérieure à 20%. A partir de cette valeur de teneur en eau le sol atteint les 50% à 60% de degrés de saturation.

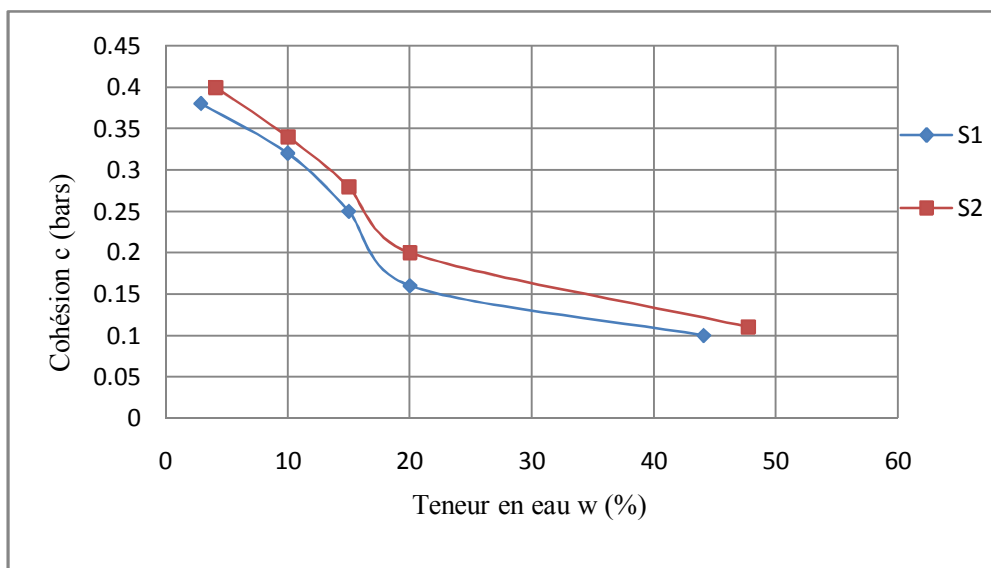


Figure 4.10 : variation de la cohésion en fonction de la teneur en eau

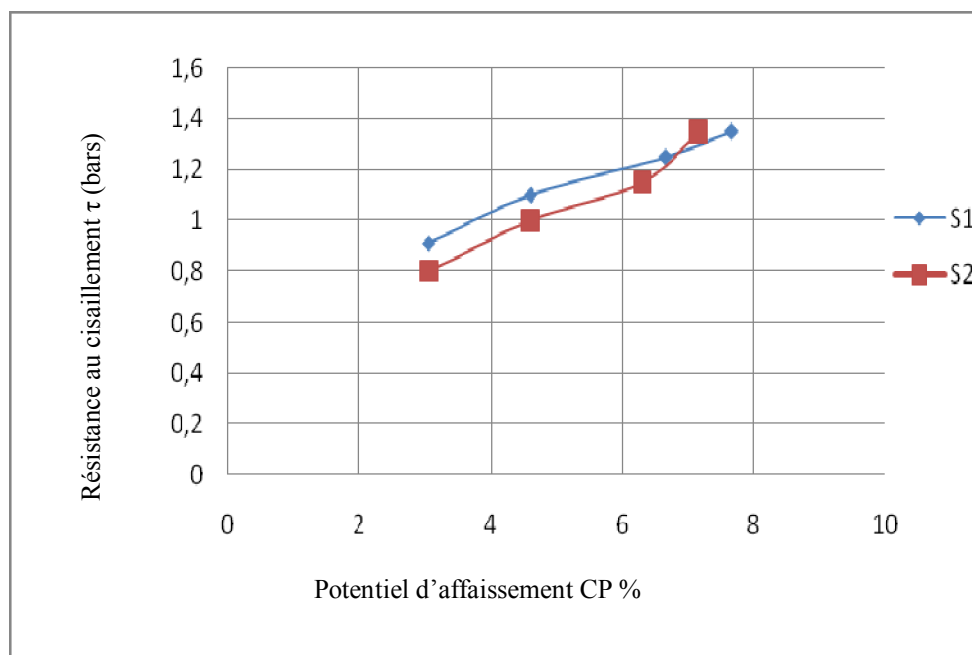


Figure 4.11: Le potentiel d'affaissement en fonction de la résistance au cisaillement

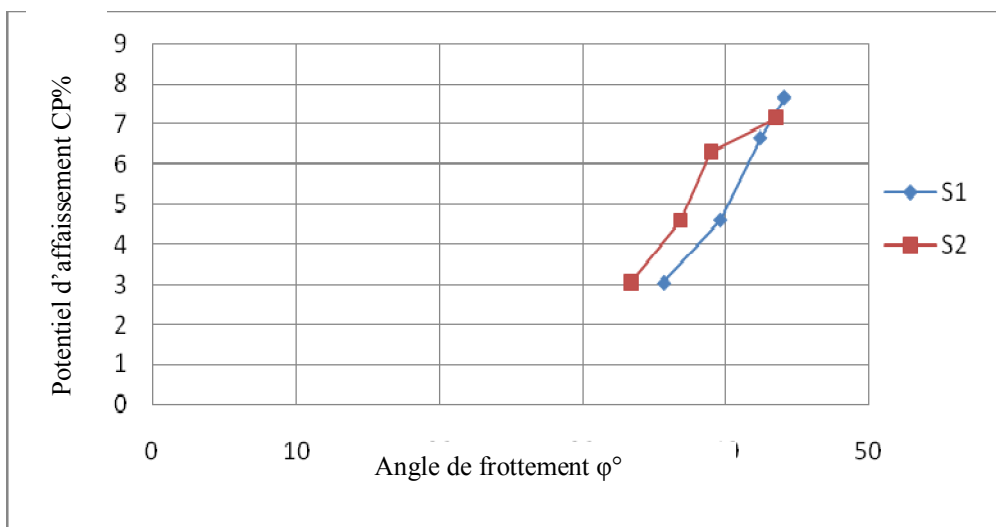


Figure 4.12: Le potentiel d'affaissement en fonction d'angle de frottement

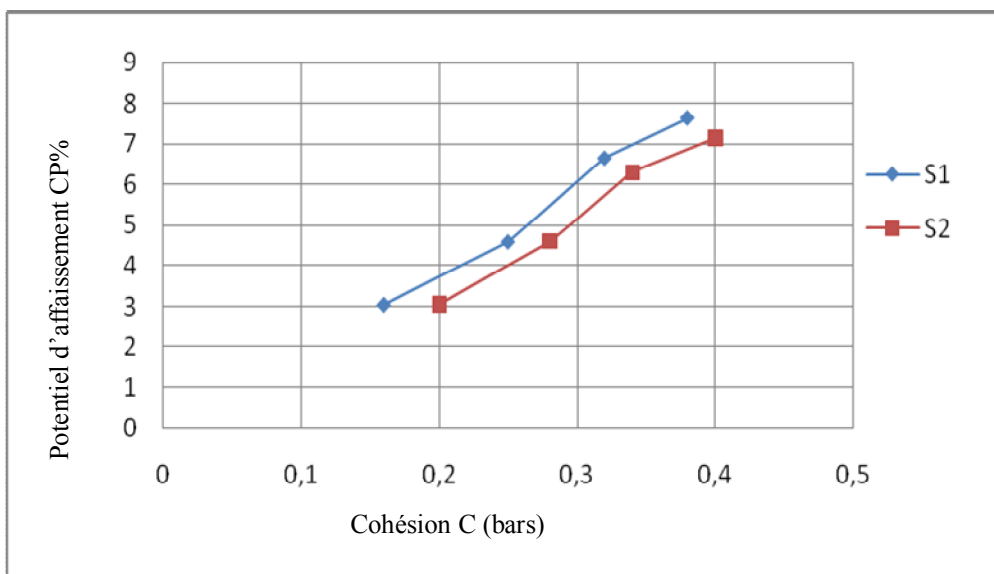


Figure 4.13: Le potentiel d'affaissement en fonction de la cohésion

4.5 Conclusion

Les conclusions principales qu'on peut tirer de cette étude se résume comme suit:

Les études qui ont été menées : essais préliminaire d'identification, de consistances et les caractéristiques montre la susceptibilité à l'affaissement, donne les proportions granulaires et les caractéristiques des sols naturels testés.

Les essais principaux de compressibilité confirment le caractère et le comportement d'effondrement des sols étudiés et donnent les taux d'affaissement.

L'essai de cisaillement confirme la chute de la résistance au cisaillement et donne l'effet de l'affaissement sur les paramètres de résistance (l'angle de frottement et la cohésion).

La variation des paramètres de résistance au cisaillement et d'autres caractéristiques géotechniques résultats des essais présentés dans ce chapitre sont utilisés dans le chapitre 5.

Chapitre:5

Modélisation des fondations

5.1 Introduction

Nous présentons ci-dessous les résultats de modélisation numérique, obtenus à l'aide du logiciel PLAXIS, du comportement d'une fondation bâtie sur sol affaissable non saturé puis soumise à une inondation.

Les résultats de calculs de modélisation doivent respecter deux critères importants suivants :

- Le chemin de déformation.
- Le chemin de contraintes.

Et les résultats modélisés doivent être appropriés aux paramètres mesurés lors des essais réalisés au laboratoire.

La modélisation comporte deux parties d'étude :

La première partie est l'étude de la modélisation, de deux cas de fondation, sur nos sols étudiés et caractérisés, dans les chapitres précédents, dans le but de décrire le comportement réel des sols sous fondations.

La deuxième partie est une étude paramétrique de la modélisation des cas de fondations réelles bâties sur des sols affaissables dans le but de montrer l'effet des paramètres géotechniques (l'angle de frottement, la cohésion et le module de déformation) et l'effet des paramètres structurels (le chargement et la largeur de la fondation), sur le taux d'affaissement des fondations.

5.2 Concept de succion

On définit la succion du sol comme une pression intérieure générée dans le sol non saturé par le processus de désaturation. A saturation complète, la succion est nulle.

Lorsque le degré de saturation diminue, la succion croît graduellement, et à l'état sec, la succion est maximum. La valeur de la succion dépend du degré de saturation et de la nature du sol.

D'après Fredlund (1993), la succion est la différence entre la pression d'air et la pression d'eau ($u_a - u_w$), et intervient dans l'expression de la résistance au cisaillement du sol non saturé.

$$\tau = C' + (\sigma - u_a)tg\phi' + (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (5.1)$$

Où : u_a : Pression interstitielle de l'air.

u_w : Pression interstitielle de l'eau.

ϕ' : Angle de frottement interne effectif.

ϕ^b : Angle de frottement associé à la variation de la succion.

C' : Cohésion effective.

Convention de signe : compression positive.

On notera que $(u_a - u_w) > 0$ correspond à une pression d'eau (dans les ménisques entre particules de sol) négative (tri-traction).

La succion est défini par la relation suivante : $S_u = u_a - u_w$

C' : C'est la cohésion effective du sol saturé ($S_u = u_a - u_w = 0$).

C : C'est la cohésion totale du sol non saturé,

$$C = C' + C_{su} \quad (5.2)$$

Où la succion contribue à une partie de la cohésion totale :

$$C_{su} = (u_a - u_w)tg\phi^b \quad (5.3)$$

C'est pourquoi une augmentation de la succion provoque une croissance de la stabilité de structure du sol.

L'angle de frottement interne effectif n'est pas fonction de la succion, l'angle de frottement associé à la variation de la succion est constant, d'après Fredlund.

Si on suit la théorie de Fredlund, la connaissance des caractéristiques de résistance d'un sol affaissable dans l'état non saturé, et des paramètres de succion (succion elle-même, et angle ϕ^b), on pourrait calculer C' , cohésion dans l'état saturé du matériau.

Ce n'est pas tout à fait vrai dans la réalité, car la saturation s'accompagne généralement de variation d'indice des vides elle-même source de variation de résistance.

L'effondrement du sol affaissable peut être causé par l'une des trois sources suivant :

- Une augmentation de la contrainte totale, d'après Fredlund et al (1993). Cet affaissement est consécutif à une augmentation du déviateur de contrainte totale ou l'eau est expulsée de l'échantillon.
- Une chute de la succion due à une diminution de la pression interstitielle de la phase air, d'après Fredlund et al (1993) ; on constate dans ce cas que la chute de pression d'air s'accompagne d'une absorption d'eau par l'échantillon.
- Une chute de la succion due à une augmentation de la pression interstitielle de la phase eau, d'après Fredlund et al (1993). Ici encore, de l'eau absorbée par l'échantillon, lorsque la pression de celle-ci s'accroît.

En résumé, la chute subite de la succion est la cause majeure de l'effondrement du sol affaissable sous une pression totale appliquée fixe.

5.3 Modélisation de la déformation du sol affaissable

Dans le chapitre précédent nous avons montré que les deux facteurs majeurs de l'affaissement sont la chute de la résistance et la chute du module de déformation du sol.

De ce chapitre, nous modélisons le rôle de la succion sur l'affaissement (variation volumique subite due à la chute de rigidité et de résistance du sol).

5.3.1 Succion naturelle

Si la pression appliquée extérieure est nulle, ce processus provoque une petite variation volumique pouvant être un gonflement ou une contraction

Dans un sol saturé il existe une succion. Et la relation entre la succion et la teneur en eau a aussi été présenté dans l'étude du Coney et Coleman(1954).

5.3.2 Méthode de modélisation

Dans l'essai oedométrique, la mesure de la succion du sol non saturé est non seulement très difficile, mais aussi une affaire des spécialistes. Les outils conventionnels utilisables dans les essais sur sol saturé ne peuvent servir à mesurer la succion dans le sol non saturé.

Dans les essais œdométriques réalisés au laboratoire, nous n'avons pas mesuré la succion, mais seulement la réponse des échantillons en déformation, qui précisément reflété les propriétés effondrables des sols étudiés, sans les relier aux variations de succion.

5.3.3 Equation d'état générale

Une adaptation de la théorie de Fredlund aux sols affaissables, sachant que l'effet de la succion effective additionnelle, ainsi que par une variation faible de l'angle de frottement effectif, Thanh.T.P(2003) a proposé une méthode possible pour modéliser un sol affaissable, elle est exposée par « l'équation d'état » générale suivante (5.4) :

$$(SNS) + (E) + \text{consolidation} = (SS) + (Aff) \quad (5.4)$$

Où :

(SNS) : sol à l'état initial non saturé.

(E) : montée de l'eau pour la saturation du sol.

(SS) : sol à l'état saturé.

(Aff) : affaissement dû à la saturation du sol.

La méthode de modélisation du sol affaissable est présentée sur la figure (5.1).

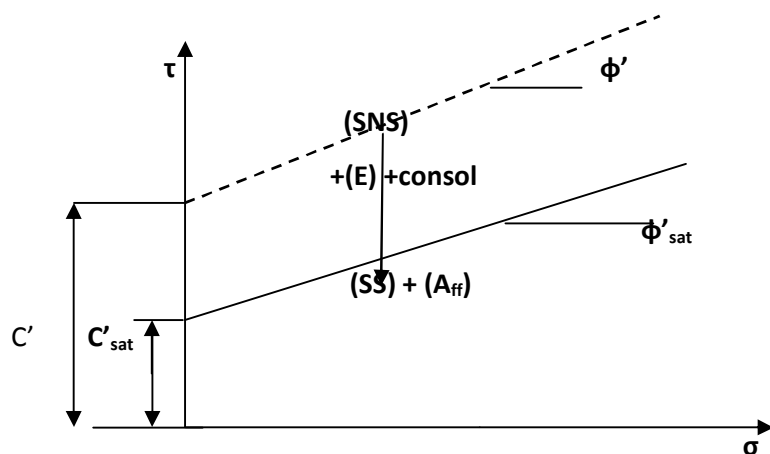


Figure 5.1 : Méthode de modélisation pour le sol affaissable.

Sur la figure (5.1), à l'état initial, un sol non saturé est désigné par la ligne pointillée indiquée (SNS). Puis le sol (SNS) devient (SS) + (A_{ff}) après une saturation et une consolidation.

C'est la saturation qui provoque la chute de la résistance au cisaillement et du module de déformation du sol ce qui entraîne son affaissement.

Les flèches sur cette figure indiquent le processus de modélisation.

5.3.4 Type de chargement

Deux multiplicateurs de chargement indépendants existent dans PLAXIS pour appliquer un chargement en contrainte : Sum-MloadA et Sum-MloadB. Toutefois nous n'utilisons qu'un chargement Sum-MloadB pour modéliser les fondations étudiés.

5.3.5 Procédure de modélisation

La modélisation numérique est calculée selon la procédure suivante :

Etat initial : Sol non saturé (SNS) drainé.

Phase 1 : Sol non saturé (SNS) drainé, chargement=Sum-MloadB.

Phase 2 : Changement du sol, de (SNS) vers (SS) non drainé.

Phase 3 : Sol (SS) non drainé, consolidation jusqu'à $P_{\min} < 1 \text{KN/m}^2$.

5.4. Modélisation des fondations sur les sols étudiés

Dans les essais œdométriques conventionnels, les échantillons sont chargés en condition drainée. Au degré de saturation initial, le sol supporte une succion.

Cette succion croît graduellement selon la désaturation du sol et a tendance à résister au tassement du sol au cours du chargement drainé. Plus la succion est forte, plus le tassement est faible.

La succion a été caractérisée par les propriétés mécaniques du sol, c'est-à-dire que dans les caractéristiques mesurées, l'effet de succion est inclus.

La même procédure de réalisation de l'essai œdométrique est effectuée dans la procédure de modélisation.

Notre travail est le calcul numérique, du comportement des deux sols naturels, étudiés avec la même charge et la même largeur de la fondation mais avec des degrés de saturation différents.

Pour chaque état de saturation, des propriétés physiques et mécaniques correspondantes (résultats des essais présentés dans le chapitre précédent) sont utilisées dans le calcul.

D'abord nous établissons le modèle de l'échantillon à modéliser.

a) Description des propriétés des sols étudiés selon le modèle Mohr Coulomb

Les propriétés mesurées du sol utilisées pour la modélisation de la fondation, sont résultats des essais réalisés dans le chapitre précédent et interprétées selon le modèle de Mohr Coulomb, sont les suivants sur le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Propriétés des sols étudiés utilisées dans le modèle Mohr Coulomb

Propriétés du sol	Sol1		Sol2		
	w=2,89%	w=10%	w=4,07%	w=15%	
Sol non saturé(SNS)	$\gamma_d(KN/m^3)$	11,8	11,8	12,3	12,3
	$\gamma_h(KN/m^3)$	12,2	13,05	12,7	14,03
	$\phi'(^{\circ})$	44,13	42,45	43,53	36,87
	$C'(KN/m^2)$	38	32	40	28
	$E(KN/m^2)$	1750	1645	1627	1453
	ν	0,3	0,3	0,3	0,3
Sol saturé (SS)	$\gamma_d(KN/m^3)$	11,8	11,8	12,3	12,3
	$\gamma_{sat}(KN/m^3)$	17,53	17,53	17,58	17,58
	$\phi'_{sat}(^{\circ})$	33,82	33,82	31,38	31,38
	$C'_{sat}(KN/m^2)$	9	9	11	11
	$E_{sat}(KN/m^2)$	973	973	964	964
	ν_{sat}	0,28	0,28	0,28	0,28

La perméabilité horizontale et verticale sont supposées de mêmes valeurs $k_x=k_y= 3 \times 10^{-3}$ m/j

Le chargement appliquée sur la fondation est estimé à $\sigma= 200$ kN/m² sur une largeur de 2 m.

b) Modèle numérique

La modèle numérique est calculée selon la procédure de modélisation citée au paravent.

Dans l'état initial non saturé, le degré de saturation du sol varie selon la teneur en eau, c'est-à-dire selon la profondeur de la fondation.

Plus la profondeur est forte, plus la teneur en eau est élevée, c'est-à-dire la succion est plus faible à profondeur plus forte.

On partageant le sol de fondation en multicouche et à l'aide du logiciel PLAXIS, nous pouvons tenir compte des différentes couches avec un degré de saturation diminuant graduellement de bas en haut, qui correspond à la résistance du sol qui augmente progressivement de bas en haut.

Le modèle numérique du sol avec fondation en multicouche est présenté sur la figure (5.2), vue la symétrie du sol avec fondation on présente juste la moitié du domaine de sol à calculer et on calcule le tassement sous le centre de la fondation.

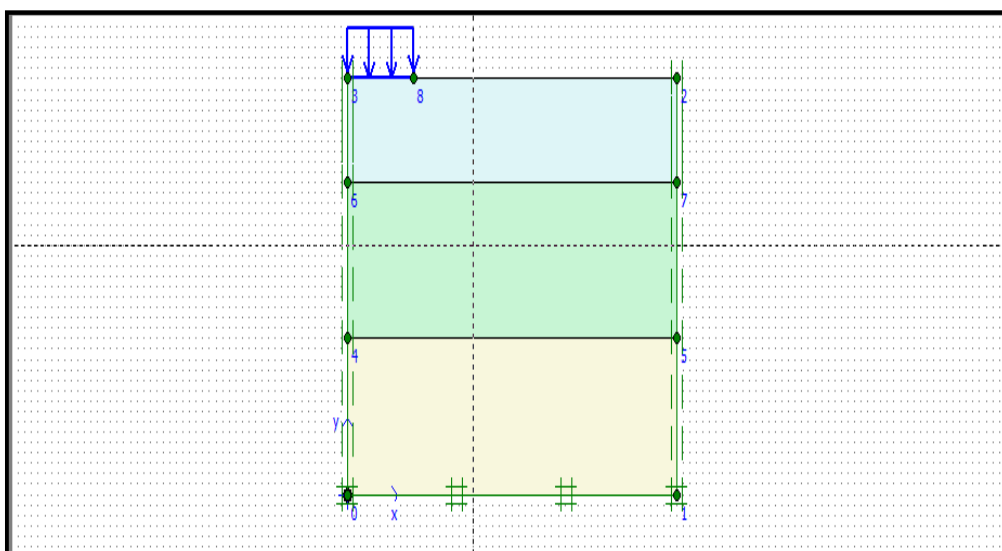


Figure 5.2 : Le modèle numérique du sol avec fondation en multicouche

L'épaisseur du sol modélisé est de 4 m divisé en 4 couches, la 1^{ère} couche est de 1m et les deux autres couches est de 1.5 m d'épaisseur pour chacune.

➤ **Cas 1 de la fondation sur le sol S1 avec une teneur en eau $w=2,89\%$**

Les propriétés des couches sont présentées, selon la procédure de modélisation, en tenant compte de l'augmentation de la teneur en eau et la diminution des autres paramètres, comme ci-dessous, pour le sol S1 avec une teneur en eau naturel $w=2,89\%$:

$$(SNS1) : w = 2.89 \%, C = 38kN/m^2, \phi = 44.13^\circ, E = 1750kN/m^2, \nu = 0,3, \gamma = 12.2kN/m^3$$

$$(SNS2) : w = 4.0 \%, C = 36kN/m^2, \phi = 42^\circ, E = 1700kN/m^2, \nu = 0,3, \gamma = 12.27kN/m^3$$

$$(SNS3) : w = 6.0\%, C = 34kN/m^2, \phi = 40^\circ, E = 1650kN/m^2, \nu = 0,3, \gamma = 12.51kN/m^3$$

Pour le sol saturé même caractéristiques pour toutes les couches :

$$\gamma_d = 11.8kN/m^3; \gamma_{sat} = 17.53kN/m^3; \phi'_{sat} = 33,82^\circ;$$

$$C'_{sat} = 9kN/m^2; E_{sat} = 973kN/m^2; \nu_{sat} = 0,28.$$

➤ Cas 2 de la fondation sur le sol S1 avec la teneur en eau $w=10\%$

On effectue la même procédure d'indication des propriétés pour le calcul du modèle de la fondation sur le sol **S1** avec la teneur en eau $w=10\%$.

Les propriétés de ce sol, utilisés dans le modèle de calcul sont :

$$(SNS1) : w = 10\%; C = 32kN/m^2; \phi = 42.45^\circ; E = 1645kN/m^2, \nu = 0,3, \gamma = 12.98 kN/m^3$$

$$(SNS2) : w = 12\%, C = 30kN/m^2, \phi = 40^\circ, E = 1600kN/m^2, \nu = 0,3, \gamma = 13.22 kN/m^3$$

$$(SNS3) : w = 14\%, C = 28kN/m^2, \phi = 38^\circ, E = 1550kN/m^2, \nu = 0,3, \gamma = 13.45 kN/m^3$$

Pour le sol saturé même caractéristiques pour toutes les couches :

$$\gamma_d = 11.8 \text{KN/m}^3; \gamma_{sat} = 17.53 \text{KN/m}^3; \quad \phi'_{sat} = 33,82^\circ;$$

$$C'_{sat} = 9 \text{kN/m}^2; \quad E_{sat} = 973 \text{kN/m}^2; \quad \nu_{sat} = 0,28.$$

➤ **Cas 3 de la fondation sur le sol S2 avec la teneur en eau $w=4.07\%$**

Pour la fondation sur le sol **S2**, on utilise la valeur de la teneur en eau $w=4.07\%$, avec les propriétés correspondantes.

La géométrie et les conditions aux limites de ce modèle, ainsi que la procédure de calcul sont semblables aux précédents (**Cas 1,2**).

Les propriétés du sol **S2** sont prises du tableau 5.1.

Les propriétés des couches sont comme suit pour le sol S2 avec une teneur en eau naturel $w=4,07\%$:

$$(\text{SNS1}) : w = 4.07\%, C = 40 \text{kN/m}^2, \phi = 43.53^\circ, E = 1627 \text{kN/m}^2, \nu = 0,3. \gamma = 12.8 \text{KN/m}^3$$

$$(\text{SNS2}) : w = 5.5\%, C = 38 \text{kN/m}^2, \phi = 42^\circ, E = 1550 \text{kN/m}^2, \nu = 0,3. \gamma = 12.97 \text{KN/m}^3$$

$$(\text{SNS3}) : w = 7.0\%, C = 36 \text{kN/m}^2, \phi = 40^\circ, E = 1500 \text{kN/m}^2, \nu = 0,3. \gamma = 13.16 \text{KN/m}^3$$

Pour le sol saturé :

$$\gamma_d = 12.3 \text{KN/m}^3; \gamma_{sat} = 17.58 \text{KN/m}^3; \quad \phi'_{sat} = 31,38^\circ;$$

$$C'_{sat} = 11 \text{KN/m}^2; \quad E_{sat} = 964 \text{kN/m}^2; \nu_{sat} = 0,28.$$

➤ **Cas 4 de la fondation sur le sol S2 avec la teneur en eau $w=15\%$**

(SNS1) : $w = 15\%$, $C = 28 \text{ kN/m}^2$; $\phi = 36.87^\circ$; $E = 1453 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$ $\gamma = 14.14 \text{ kN/m}^3$

(SNS2) : $w = 17\%$, $C = 26 \text{ kN/m}^2$; $\phi = 34^\circ$; $E = 1400 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$ $\gamma = 14.39 \text{ kN/m}^3$

(SNS3) : $w = 19\%$ $C = 24 \text{ kN/m}^2$; $\phi = 32^\circ$; $E = 1350 \text{ kN/m}^2$; $\nu = 0,3$ $\gamma = 14.64 \text{ kN/m}^3$

Pour le sol saturé :

$\gamma_d = 12.3 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{sat} = 17.58 \text{ kN/m}^3$; $\phi'_{sat} = 31,38^\circ$;

$C'_{sat} = 11 \text{ kN/m}^2$; $E_{sat} = 964 \text{ kN/m}^2$; $\nu_{sat} = 0,28$.

5.4.1 Résultats et interprétation

Les figures 5.3 et 5.4, présentent le maillage du sol **S1** avec la teneur en eau $w = 2.89\%$ avant et après déformation.

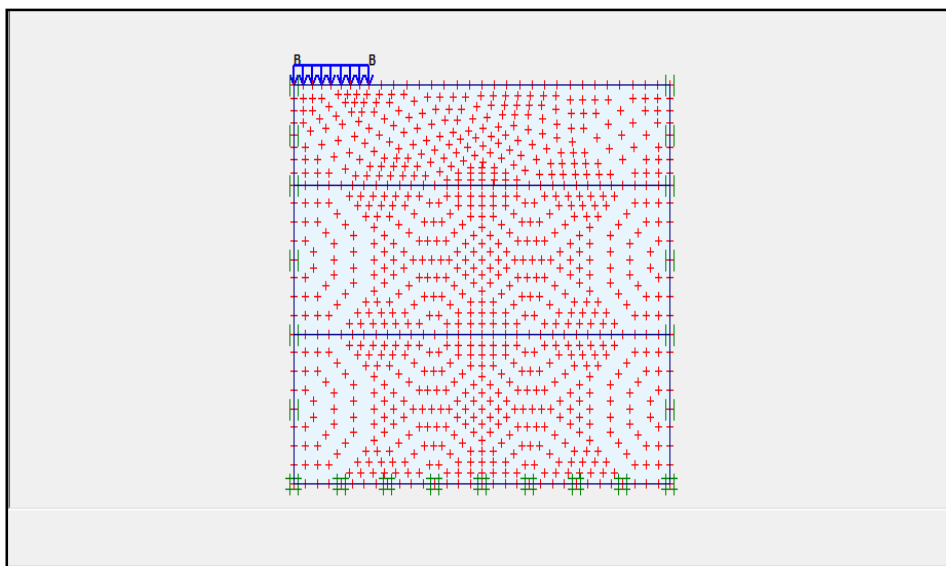


Figure 5.3 : Le maillage du sol **S1** avec $w = 2.89\%$ avant déformation

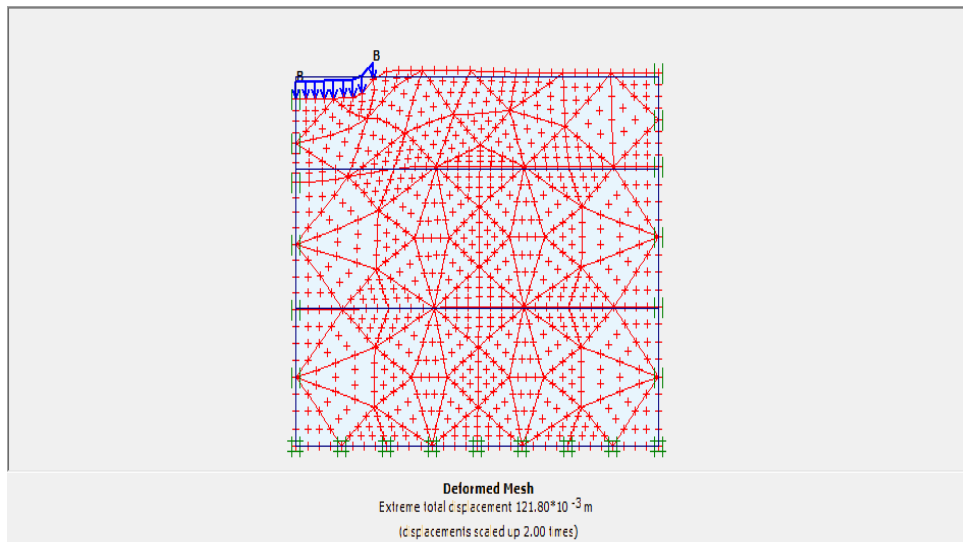


Figure 5.4 : Maillage déformé du sol **S1** avec $w=2.89\%$

Le calcul du modèle du sol **S1** avec les teneurs en eau $w=2.89\%$ et $w=10\%$ donne le tassement sous le centre de la fondation **1** après le passage par la procédure de modélisation. Les courbes de tassement en fonction du chargement appliqué sont présentées par les figures (5.5, 5.6.)

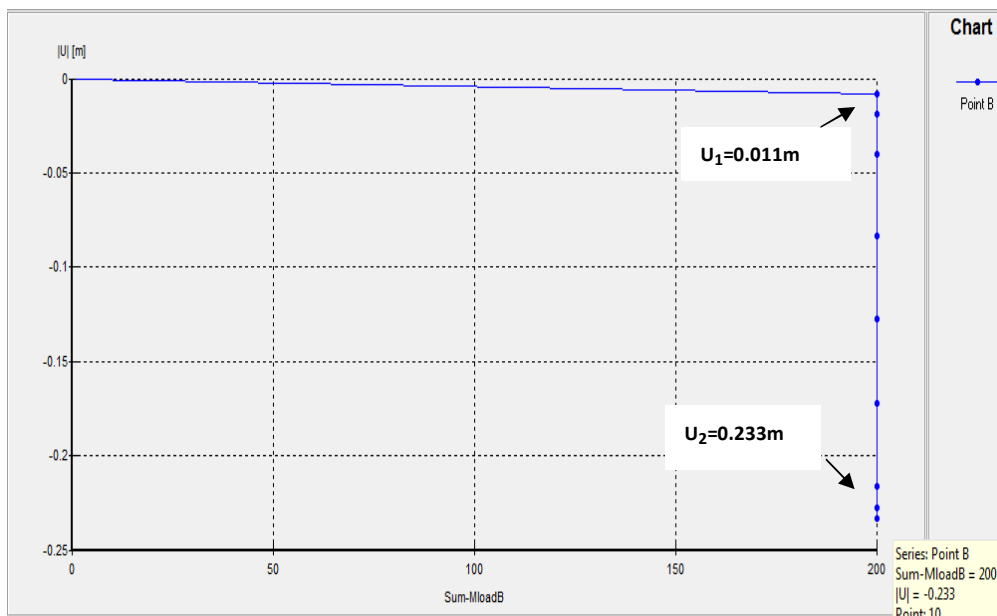


Figure 5.5 : Affaissement de la fondation **S1** avec $w=2.89\%$

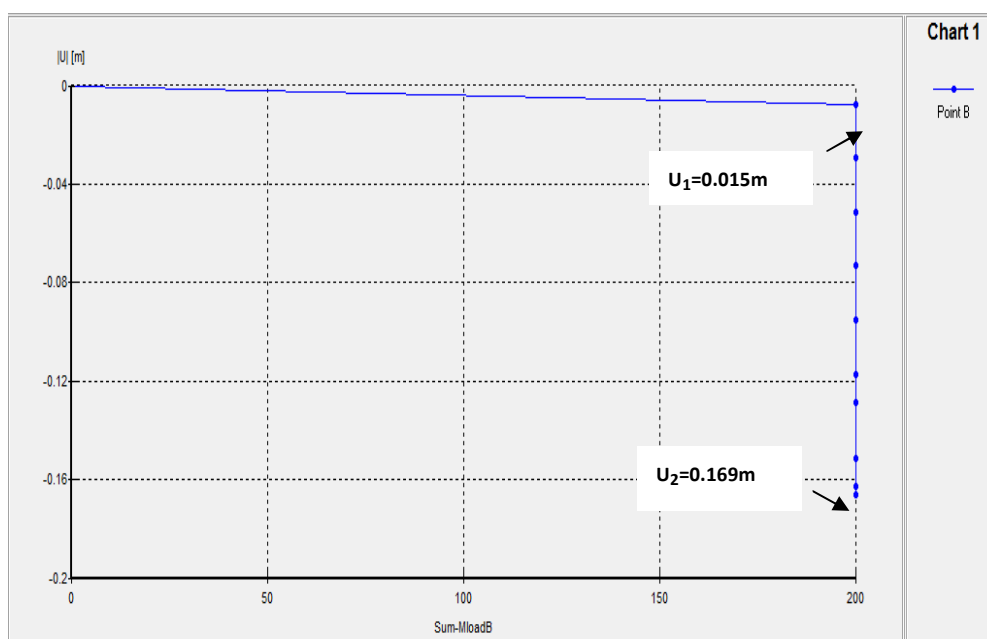


Figure 5.6: Affaissement de la fondation S1 avec $w=10\%$

La figure (5.5) et (5.6) donne la configuration générale de la déformation du modèle géométrique (2D, déformation plane), les conditions aux limites et le maillage déformé lors de la saturation. Vu la symétrie, le modèle représente la moitié de la fondation et du domaine de sol.

Le déplacement du centre de la fondation est présenté sur la figure 5.5 et 5.6. L'effondrement a lieu sous la contrainte 200kN/m^2 après l'inondation de la fondation. L'affaissement absolu du à la saturation est:

- Pour le sol **S1** avec la teneur en eau $w= 2.89\%$ sous la fondation est :

$$A_{ff} = 0.233\text{m} - 0.0078\text{m} = 0.2252\text{m}$$

- Pour le sol **S1** avec la teneur en eau $w=10\%$ sous la fondation est :

$$A_{ff} = 0.169\text{m} - 0.0117\text{m} = 0.1573\text{m}.$$

Selon les essais œdométriques réalisés, l'affaissement a lieu presque instantanément en raison de la chute de la résistance et du module de déformation.

A ce moment-là, le sol de fondation passe de l'état élastique (avant l'affaissement) à l'état plastique (pendant et juste après l'affaissement).

La zone plastique dans la fondation est matérialisée par les points plastiques de Mohr-Coulomb qui apparaissent dans le processus d'affaissement (figure.5.7).

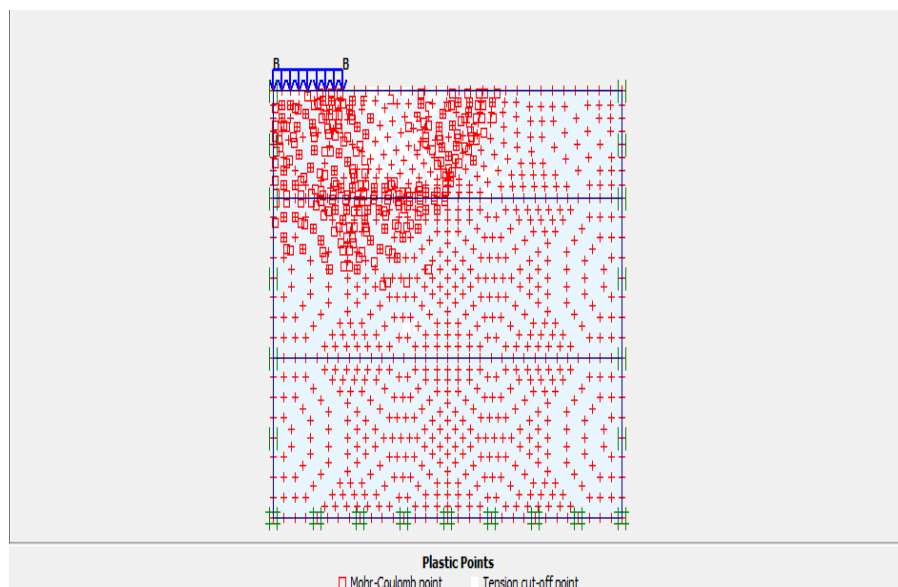
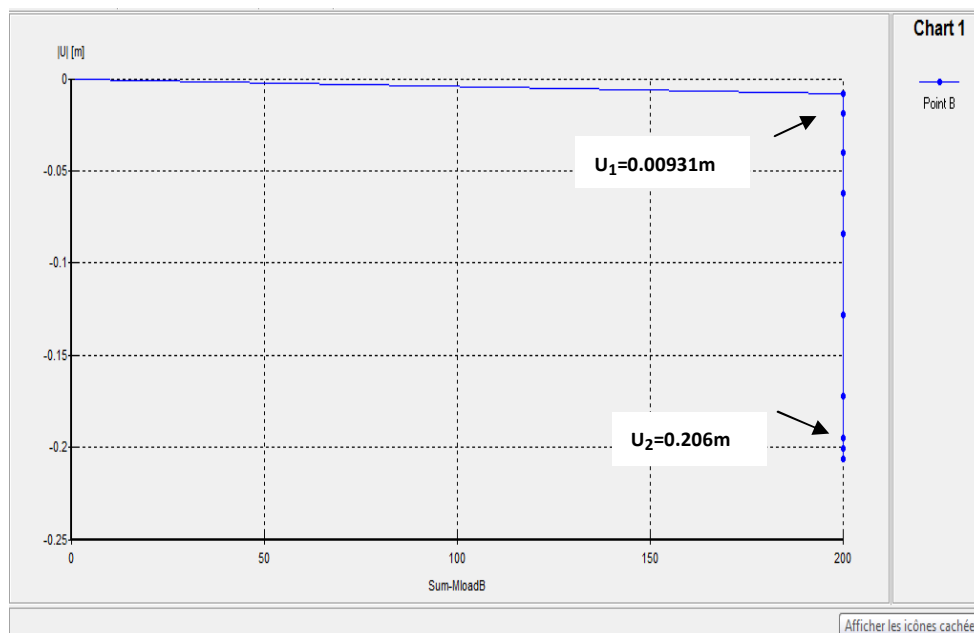
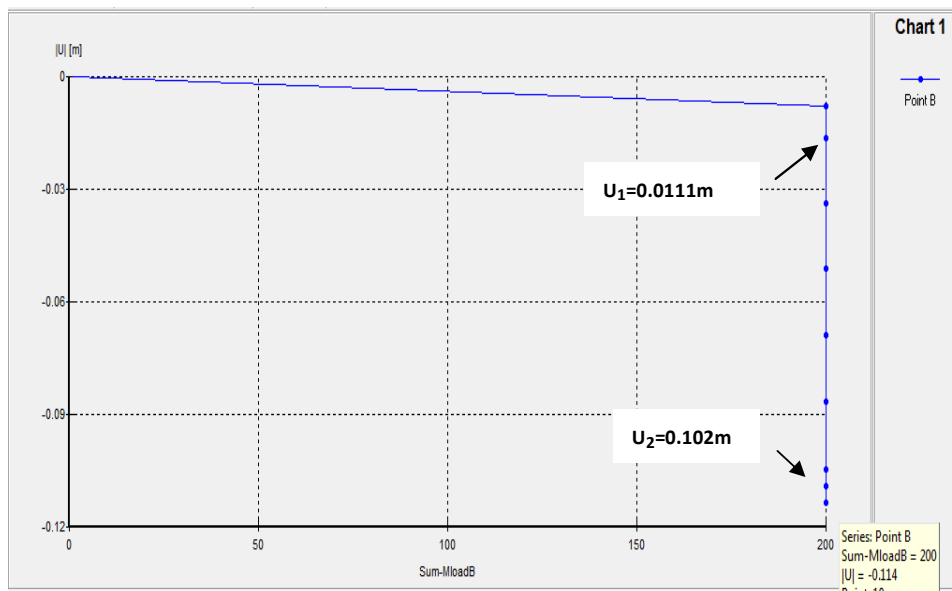


Figure5.7 : les points plastique sous le centre de la fondation **S1** avec $w=2.89\%$

Pour le cas de la fondation **2** sur le sol **S2**, on utilise le même modèle multicouche utilisé pour la fondation **1** sur le sol **S1** avec un changement des propriétés du sol ;

Les courbes des tassements sous la fondation **2** sur le sol **S2** avec les teneurs en eau $w=4.07\%$ et $w=15\%$ sont présentées sur les figures 5.8 et 5.9.

Figure 5.8 : Affaissement de la fondation sur S2 avec $w=4.07\%$ Figure 5.9 : Affaissement de la fondation sur S2 avec $w=15\%$

L'affaissement maximal calculé sous le centre de fondation est :

- L'affaissement de la fondation **2** sur le sol **S2** avec la teneur en eau $w=4.07\%$ est :
 $A_{ff}=0.206m-0.00931m=0.1967m$

- L'affaissement de la fondation **2** sur le sol **S2** avec la teneur en eau $w=15\%$ est :
 $A_{ff}=0.102m-0.011m=0.091m$.

D'après les résultats des calculs des modèles numériques, l'affaissement diminue avec l'augmentation des degrés de saturation.

L'affaissement maximal correspond à la teneur en eau minimale (la valeur initiale).

5.5 Etude de l'effet des paramètres géotechniques et structurels sur le taux d'affaissement des sols affaissables

En géotechnique, le problème du sol affaissable se présente dans le rôle du degré de saturation, qui provoque un fort et brusque tassement, qui peut causer des grands dommages, aux fondations bâtis sur ce sol.

Parmi les solutions proposées, pour minimiser ou éviter complètement, l'affaissement des sols affaissables et protéger les constructions construites prochainement c'est de procéder à l'amélioration de ce type de sol soit par stabilisation ou renforcement présenté dans le chapitre 2.

Le choix de la méthode et les techniques des traitements n'est pas basé sur une méthodologie ou une étude permis de prédire le taux de réussite du traitement utilisé et a quel pourcentage il peut éviter l'effondrement.

Cette étude est considérée comme un guide pour le choix du type de traitement des sols quand si c'est possible.

La couche des sols affaissable peut être à une profondeur assez faible ou le traitement est possible, comme elle peut exister à une profondeur importante ou entre deux couches non affaissable le traitement dans ce cas est difficile et coûteux ou des fois impossible.

On a proposé dans ce cas délicat une solution dépendante des paramètres structurels de la fondation.

Pour arriver à des résultats fiables, on a préféré d'utiliser des cas réels de fondations bâties sur des sols affaissables qui ont subi des effondrements importants.

Tra Thanh Phuang(2003) a présenté une étude numérique sur les sols affaissables et il a fait une modélisation de deux cas de fondations réelles bâties sur ces sols.

Notre modèle de référence est le résultat de calcul numérique de ces deux cas de fondation.

L'origine de ces sols est du sud de Vietnam.

Ces deux cas de fondations ont subi de fort affaissement et le résultat du calcul numérique est très proche du calcul réel (calcul du tassement effectué à partir des essais) d'après TraThanhPhuang (2003).

Cette étude présente l'influence des paramètres géotechniques (l'angle de frottement, la cohésion et le module de déformation) et les paramètres structurels (le chargement et la largeur de la fondation) sur le taux d'effondrement des sols affaissables.

5.5.1 Variation du degré de saturation en fonction de la variation de la teneur en eau et l'indice des vides

Le degré de saturation est donné par la formule :

$$S_r = G_{sw}/e \quad (5.5)$$

S_r : Degré de saturation du sol.

G_s : Densité relative des grains.

w : Teneur en eau du sol non saturé.

e : Indice des vides du sol non saturé.

La variation du degré de saturation dS_r , tient compte des deux variables indépendantes w et e , donne :

$$dS_r = \left[\frac{\partial S_r}{\partial w} \right] dw + \left[\frac{\partial S_r}{\partial e} \right] de \quad (5.6)$$

D'après la formule (5.5) :

$$dS_r = \left[\frac{G_s}{e} \right] dw - \left[\frac{G_{sw}}{e^2} \right] de \quad (5.7)$$

Dans le cas d'humidification $dw > 0$ et $de > 0$ alors dS_r est élevé et le sol est saturé.

Dans le cas de compactage $dw < 0$ et $de < 0$ alors dS_r est faible et le sol est non saturé.

Les essais de cisaillement en fonction de la teneur en eau et l'indice des vides montrent la relation entre la variation de ces deux facteurs et les paramètres de résistance C et ϕ . Tra Thanh Phuang (2003).

Quand $\Delta e < 0$ et $\Delta w < 0$ (diminue), $\Delta \phi > 0$ et $\Delta C > 0$ (compactage).

Quand $\Delta e > 0$ et $\Delta w > 0$ (augmente), $\Delta \phi < 0$ et $\Delta C < 0$ (saturation).

Δe : La variation d'indice des vides

Δw : La variation de la teneur en eau

$\Delta \phi$: La variation d'angle de frottement

ΔC : La variation de la cohésion.

5.5.2 Caractérisation du module de déformation et sa variation en fonction du degré de saturation

Le module de déformation est calculé à partir des essais œdométriques par la formule (4.1) citée dans le chapitre 4 ou selon la formule de Pière Yves Hicher (1996), s'écrit sous la forme :

$$\frac{E}{\sqrt{P'}} = \frac{450}{e} \quad (5.6)$$

$$\text{Ou} : P' = P_0 + \frac{q}{3}$$

Avec:

P_0 : la contrainte de pré consolidation

q : la contrainte appliquée

e : L'indice des vides

Le module de déformation dépend de la contrainte appliquée, la teneur en eau, l'indice des vides et le coefficient de poisson.

La relation du module de déformation avec la teneur en eau et l'indice des vides est décroissante plus la teneur en eau augmente plus le module diminue et ainsi le contraire.

5.5.3 Description des cas des fondations réelles étudiées

Les deux cas de fondation calculés par Tra Thanh Phuong (2003), sont des cas réels.

Ces fondations ont subits des effondrements. Les propriétés physiques et mécaniques de ces deux sols sont obtenues à partir des essais réalisés au laboratoire. Les propriétés interprétées selon le modèle de Mohr- Coulomb sont présentées sur le tableau (5.2).

Tableau (5.2) : Propriétés des sols et des fondations du modèle de référence.

Cas du fondation	B (m)	σ (kpa)	γ_d (kN/m ³) e_0	Etat initial non saturé (v=0.3)					Etat final saturé (v=0.28)				
				w (%)	C' (kN/m ²)	Φ' (°)	γ_{hum} (kN/m ³)	E_{oed} (kPa)	w _{sat} (%)	C' _{sat} (kN/m ²)	Φ'_{sat} (°)	γ_{sat} (kN/m ³)	E _{sat} (kPa)
cas 1	2	200	16.7 0.624	12	40	22	18.7	14000	22	18	16	20,4	6800
Cas 2	2	130	16.5 0.624	16	36	20	19.14	11000	20. 34	15	14	19.85	4000

$$K_x = K_y = 5.10^{-3} \text{ m/jour}$$

L'humidification et le compactage influent sur l'affaissement du sol. L'humidification et le compactage entraînent la variation de quelques propriétés physiques et mécaniques.

Les propriétés utiles pour la modélisation par le modèle Mohr-CouLon sont :

Les paramètres de résistance C et ϕ et le module de déformation E.

5.5.4 Modèle numérique

Le modèle numérique est le même utilisé pour la modélisation de nos sols et présenté sur la figure (5.10).

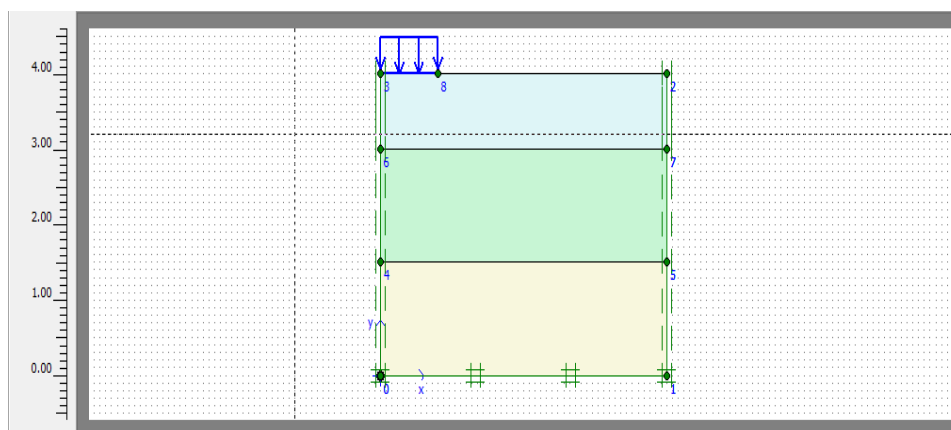


Figure (5.10) : Modèle numérique du sol et la fondation en multicouche

5.5.5 Variation de l'angle de frottement

La variation de l'angle de frottement se fait selon une fourchette de $\Phi = \pm 2^\circ$

La valeur réelle de l'angle de frottement de la fondation cas 1 est $\Phi = 22^\circ$ et pour le cas 2 $\Phi = 20^\circ$

La figure (5.11) présente la déformation du maillage du sol sous la fondation cas 1.

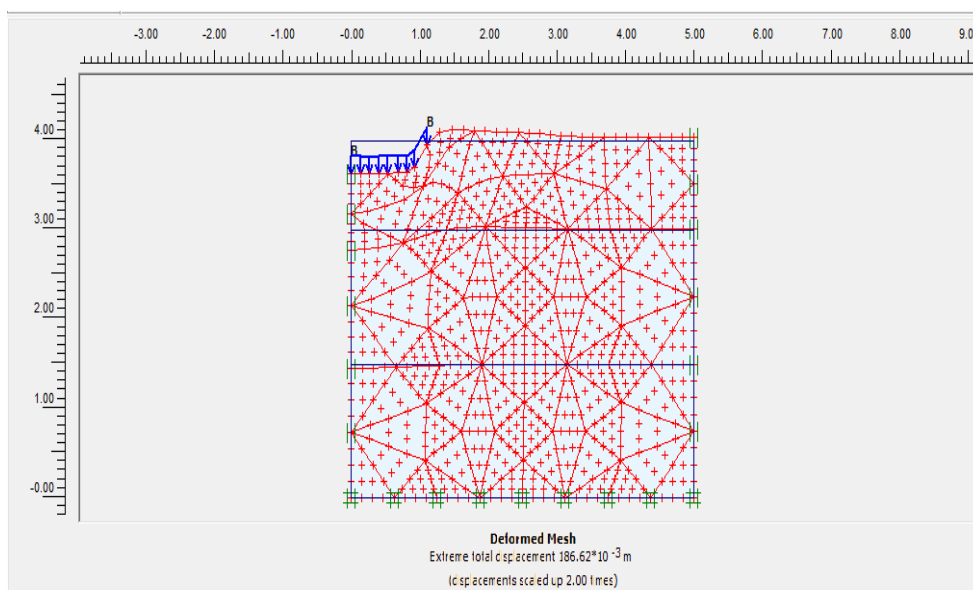


Figure (5.11) : Maillage déformé du sol avec la fondation cas 1 avec $\Phi = +2^\circ$

Les points plastiques du sol sont présentés sur la figure (5.12), définit le passage du sol de l'état élastique à non saturation à l'état plastique lors de saturation.

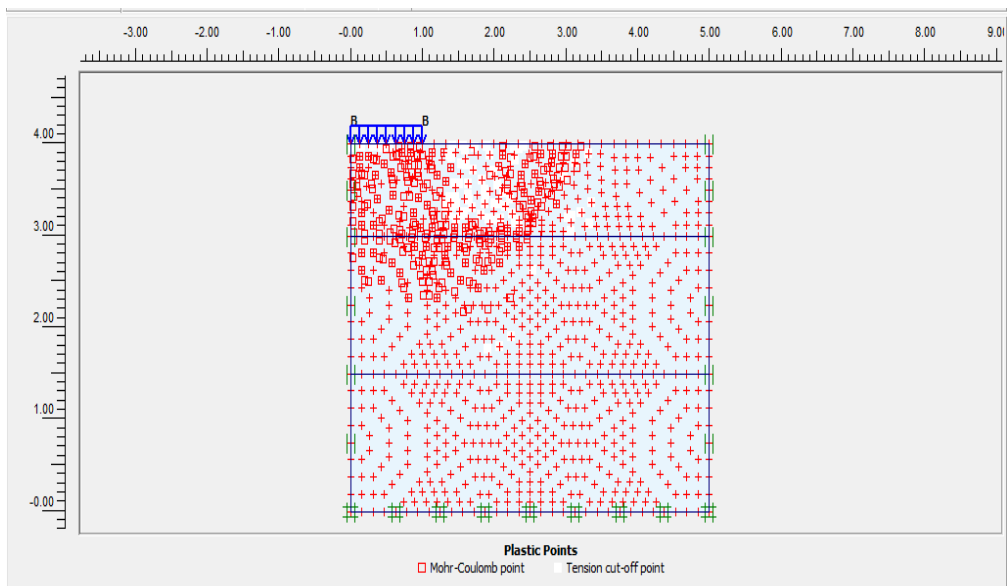


Figure (5.12): Concentration des points plastic sous la fondation cas1 avec $\Phi=+2^\circ$

L'affaissement du sol sous la fondation cas 1 est présenté par le tassement sous le centre de la fondation donné sur la figure (5.13).

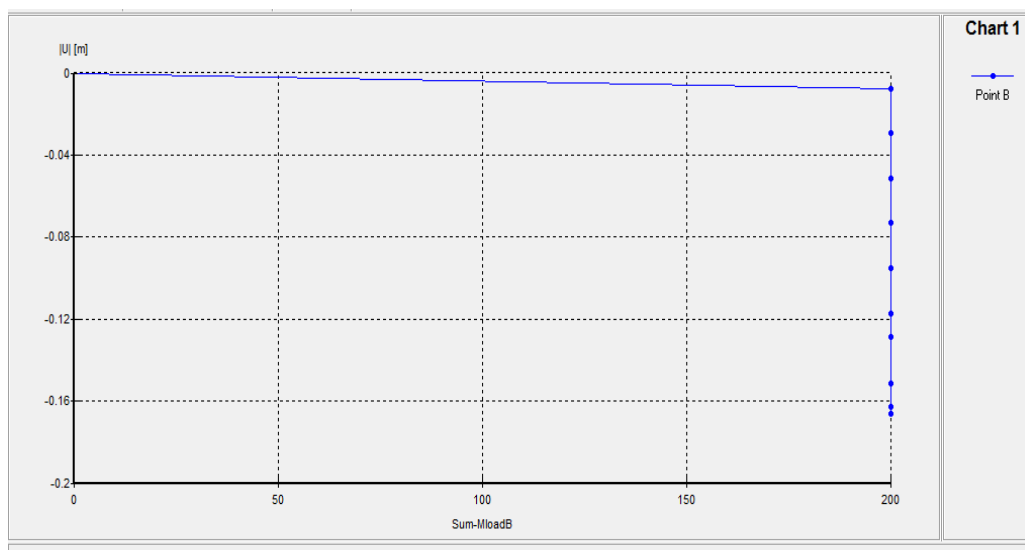


Figure (5.13): Déplacement vertical sous le centre de la fondation cas1 avec $\Phi=+2^\circ$

La distribution des tassements du sol sous la fondation cas 1 donné par la figure (5.14) présente la concentration de différentes valeurs de tassements.

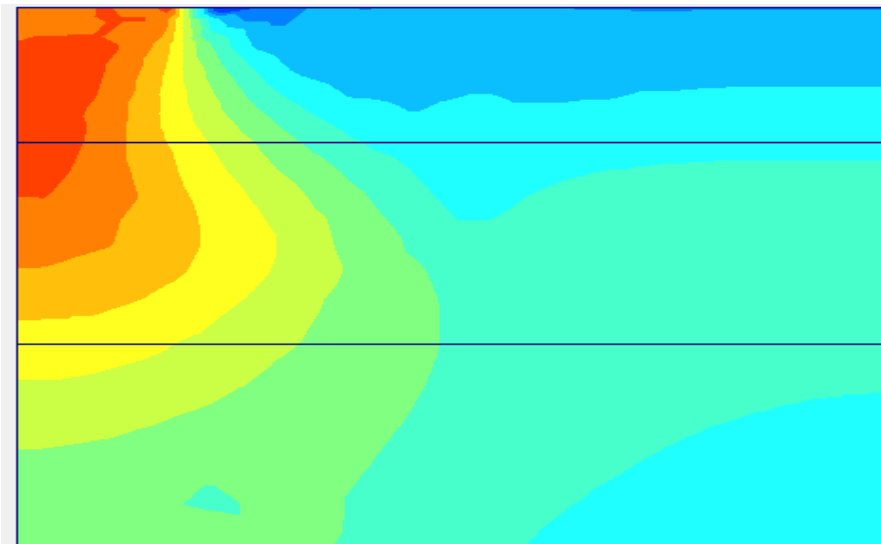


Figure (5.14): Distribution des déplacements dans le sol sous la fondation cas 1 avec $\Phi=+2^\circ$

Le tassement majeur se localise sous le centre de la fondation et sous le long de la largeur de la fondation.

Les contraintes effectives dans le sol sous la fondation varient le long de la profondeur présentées sur la figure (5.15).

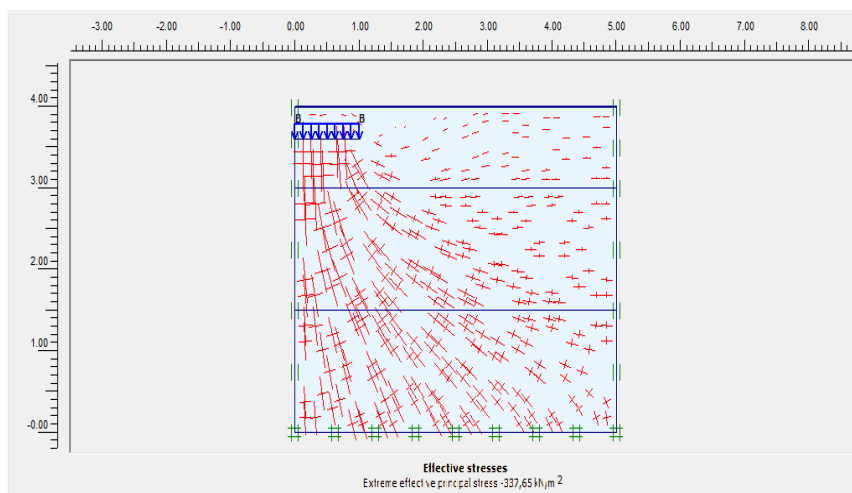


Figure (5.15): Les contraintes effectives dans le sol sous la fondation cas 1 avec $\Phi=+2^\circ$

L'influence de la variation de l'angle de frottement sur l'affaissement du sol est présentée sur le tableau (5.3).

Tableau (5.3): L'affaissement en fonction de la variation de l'angle de frottement

Fondation	Affaissement du sol (m)				
	$\phi = 18^\circ$	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 22^\circ$	$\phi = 24^\circ$	$\phi = 26^\circ$
Fondation N°1	$\phi = 18^\circ$	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 22^\circ$	$\phi = 24^\circ$	$\phi = 26^\circ$
Fondation N°2	$\phi = 16^\circ$	$\phi = 18^\circ$	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 22^\circ$	$\phi = 24^\circ$
Fondation N°1	0,11	0,0789	0,07	0,056	0,049
Fondation N°2	0,068	0,054	0,046	0,039	0,023

L'affaissement du sol pour les deux cas de fondation augmente avec la diminution de la valeur de l'angle de frottement par rapport à la valeur du modèle de référence.

Pour la fondation 1, la variation de l'angle de frottement provoque un affaissement qui varie de 0,049m à 0,11m et pour la fondation 2, elle varie de 0,023m à 0,068m. (figure 5.16 et 5.17).

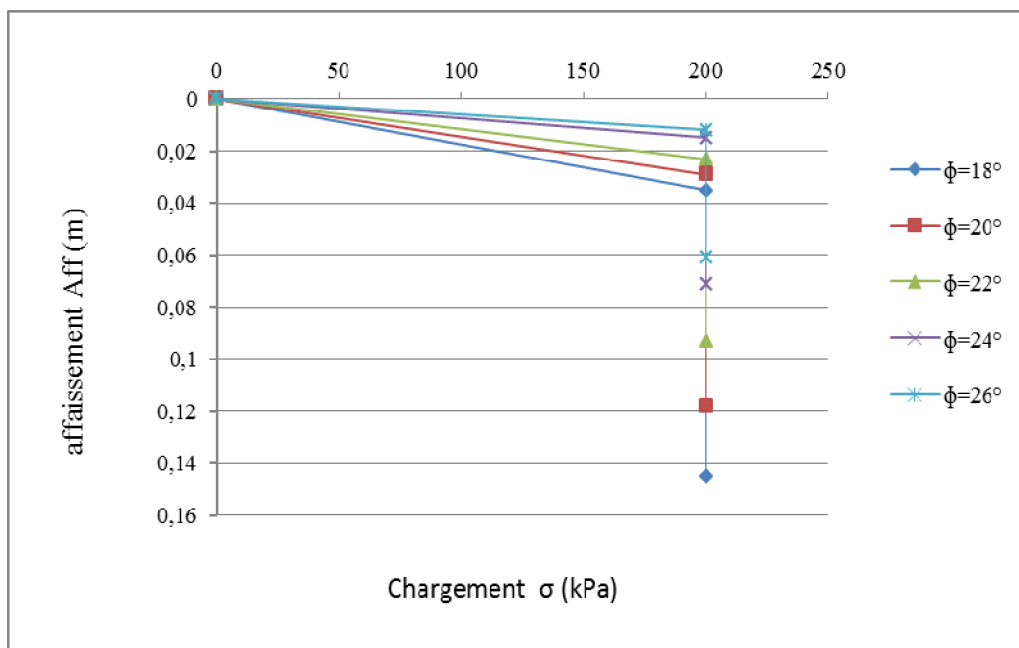


Figure 5.16 : L'affaissement de la fondation 1 avec la variation de l'angle de frottement du sol

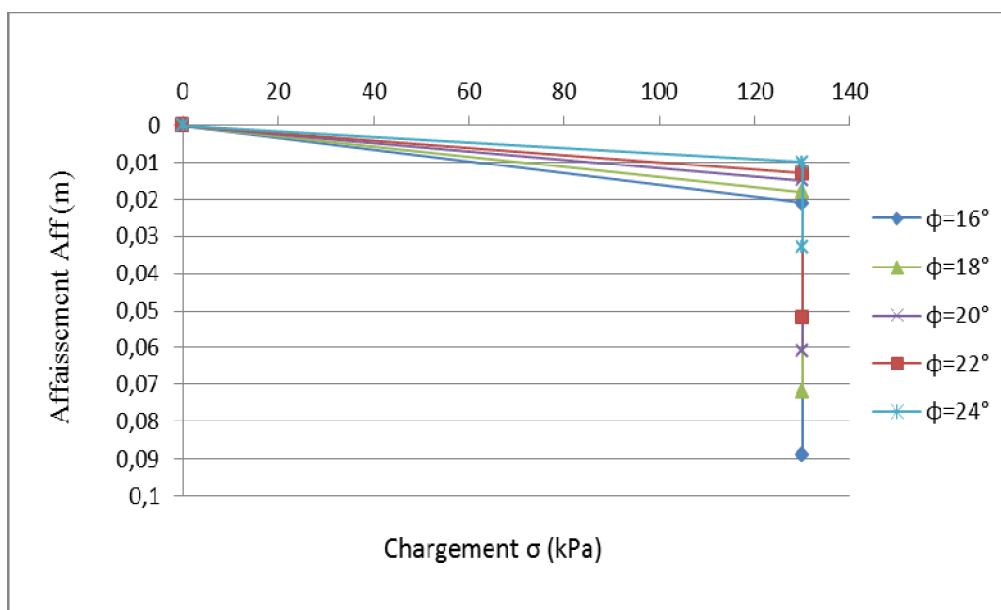


Figure 5.17 : L'affaissement de la fondation 2 en fonction du chargement avec la variation de l'angle de frottement du sol

L'effet de l'angle de frottement sur l'affaissement des fondations cas1 et cas 2 présentés sur la figure 5.18.

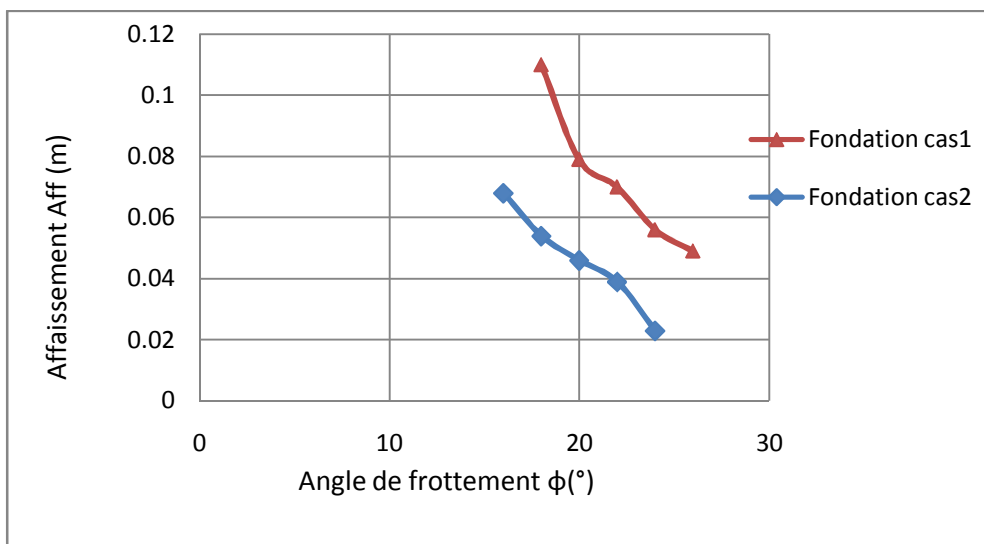


Figure 5.18 : L'effet de l'angle de frottement sur l'affaissement des deux cas de fondation

5.5.6 Variation de la cohésion

La variation de la cohésion se fait selon une fourchette de $\pm 5KPa$

Les valeurs réelles de la cohésion des deux cas de fondations sont respectivement $C = 40KPa$ et $C = 36KPa$.

La variation de l'affaissement en fonction de la variation de la cohésion est présentée sur le tableau (5.4).

Tableau (5.4): L'affaissement en fonction de la variation de la cohésion du sol

Fondation	Affaissement du sol (m)				
Fondation N°1	$C = 30kpa$	$C = 35kpa$	$C = 40kpa$ $C = 36kpa$	$C = 45kpa$	$C = 50kpa$
Fondation N°2	$C = 26kpa$	$C = 31kpa$		$C = 41kpa$	$C = 46kpa$
Fondation N°1	0,14	0,10	0,07	0,043	0,025
Fondation N°2	0,123	0,078	0,046	0,033	0,019

La diminution de la cohésion provoque une augmentation considérable de l'affaissement du sol par rapport à la valeur réelle de la fondation.

L'affaissement de la fondation 1 varie de 0,025m à 0,14m et de 0,019m à 0,123m pour la fondation 2. (Figure 5.19 et 5.20)

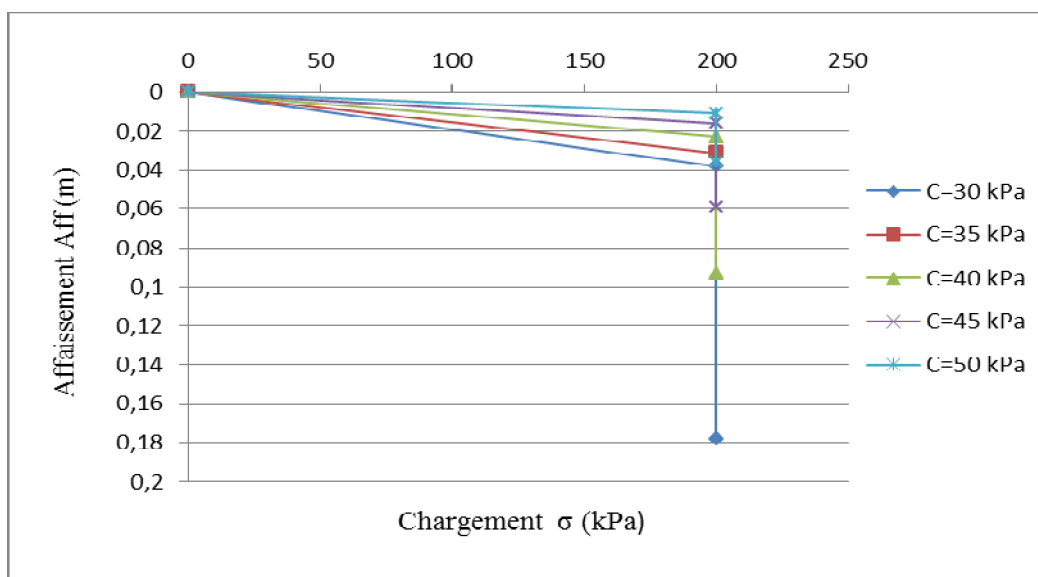


Figure 5.19 : L'affaissement de la fondation cas 1 avec la variation de la cohésion du sol

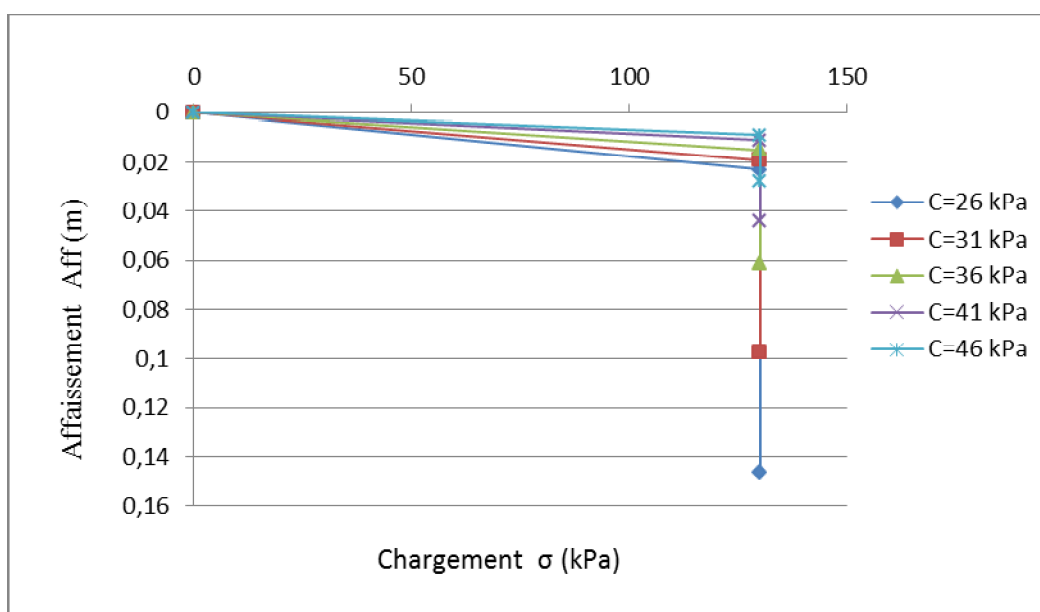


Figure 5.20: L'affaissement de la fondation 2 avec la variation de la cohésion du sol

L'effet de la cohésion sur l'affaissement des deux fondations cas 1 et cas 2 est présenté sur la figure (5.21).

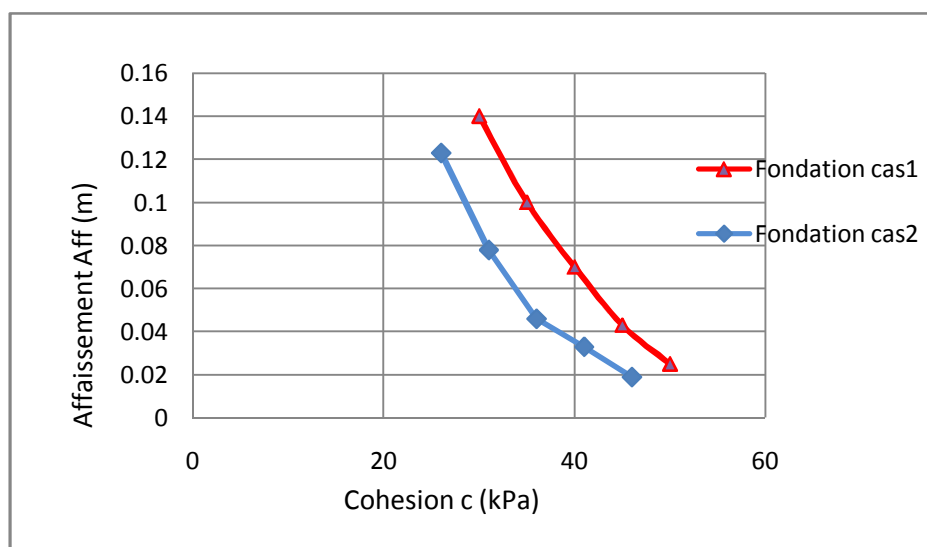


Figure 5.21 : L'effet de la cohésion sur l'affaissement des deux cas de fondation

5.5.7 Variation du module de déformation

La variation du module de déformation est selon une fourchette de $\pm 1000\text{KPa}$

La valeur réelle du module de déformation de la fondation cas 1 est $E = 14000\text{KPa}$ et pour le cas 2 $E = 11000\text{KPa}$

L'affaissement du sol pour les deux cas de fondations en fonction de la variation du module de déformation est présenté sur le tableau (5.5).

Tableau (5.5): l'affaissement du sol en fonction de la variation du module de déformation

Fondation	Affaissement du sol (m)				
	$E = 12000\text{kPa}$	$E = 13000\text{kPa}$	$E = 14000\text{kPa}$	$E = 15000\text{kPa}$	$E = 16000\text{kPa}$
Fondation N°1	$E = 9000\text{kPa}$	$E = 11000\text{kPa}$	$E = 11000\text{kPa}$	$E = 12000\text{kPa}$	$E = 13000\text{kPa}$
Fondation N°1	0,134	0,113	0,07	0,053	0,0378
Fondation N°2	0,073	0,058	0,046	0,041	0,022

L'influence de la variation est importante sur l'affaissement du sol pour les deux cas des fondations.

Cette influence atteint une valeur de 0,134m pour une valeur minimale du module de déformation de 12000KPa pour la fondation1 et pour la fondation 2, elle atteint 0,073m pour la valeur minimale du module de déformation de 9000KPa, (figures5.22 et 5.23).

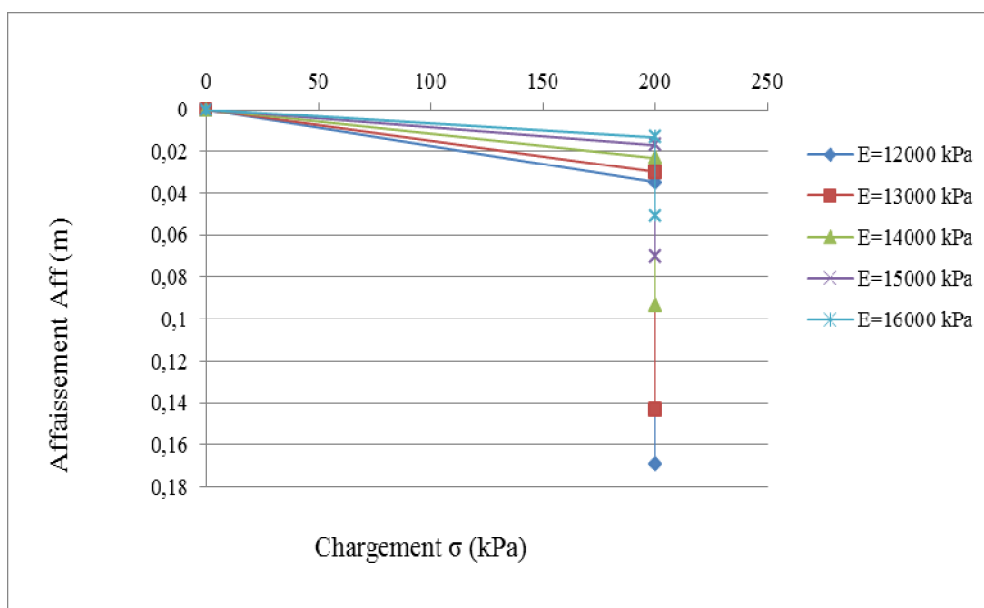


Figure 5.22 : L'affaissement de la fondation1 avec la variation du module de déformation du sol 1

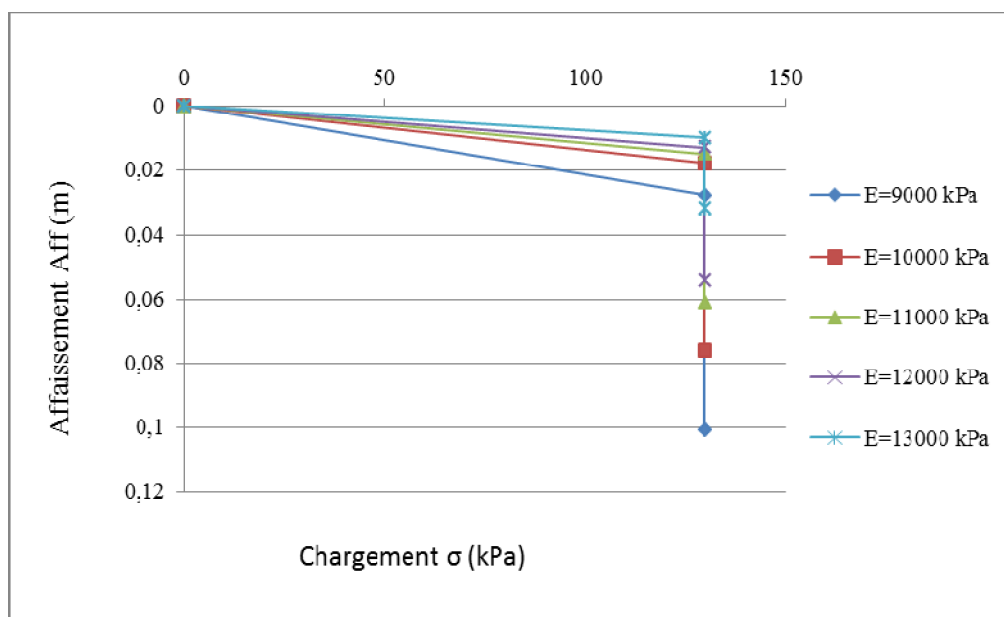


Figure 5.23 : L'affaissement de la fondation 2 avec la variation du module de déformation du sol.

L'influence atteint une valeur de 0,134m pour une valeur minimale du module de déformation de 12000KPa pour la fondation1.

Pour la fondation 2, elle atteint 0,073m pour la valeur minimale du module de déformation de 9000KPa. (Figure 5.24).

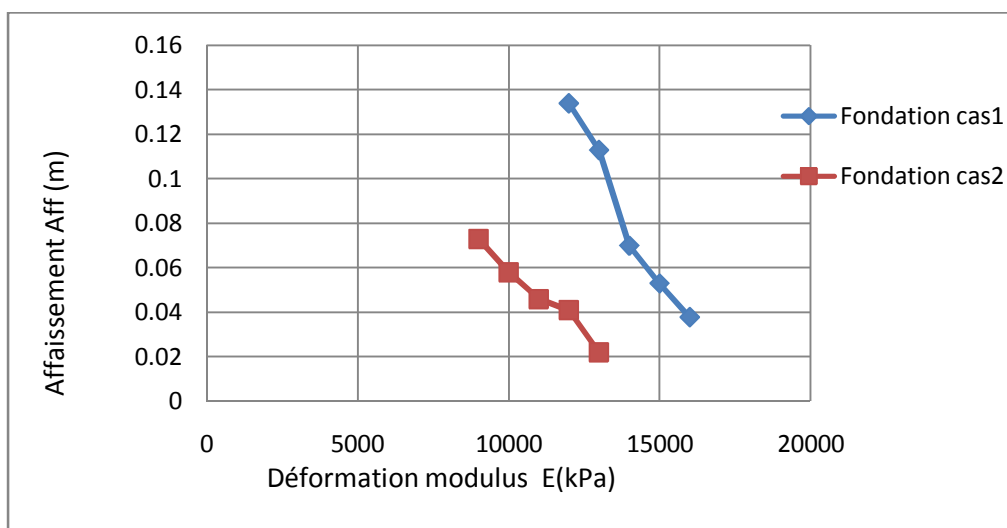


Figure 5.24 : L'effet du module de déformation sur l'affaissement des deux cas de fondation

5.5.8 Variation du chargement appliquée

La variation du chargement est selon une fourchette de $\pm 20KPa$

La valeur réelle du chargement appliqué de la fondation cas 1 est $\sigma = 200KPa$ et pour le cas 2 est $\sigma = 130KPa$.

L'affaissement du sol pour les deux cas de fondations en fonction de la variation du chargement appliqué est présenté sur le tableau (5.6).

Tableau (5.6): L'affaissement du sol en fonction de la variation du chargement

Fondations	Affaissements des sols (m)				
	$\sigma=160kPa$	$\sigma =180kPa$	$\sigma=200kPa$	$\sigma=220kPa$	$\sigma=240kPa$
Fondation N°1	$\sigma=160kPa$	$\sigma =180kPa$	$\sigma=200kPa$	$\sigma=220kPa$	$\sigma=240kPa$
Fondation N°2	$\sigma=90kPa$	$\sigma=110kPa$	$\sigma=130kPa$	$\sigma=150kPa$	$\sigma=170kPa$
Fondation N°1	0,056	0,065	0,07	0,095	0,1
Fondaton N°2	0,03	0,036	0,046	0,059	0,072

La diminution du chargement provoque une diminution faible de l'affaissement et ainsi pour l'augmentation. (Figures 5.25 et 5.26).

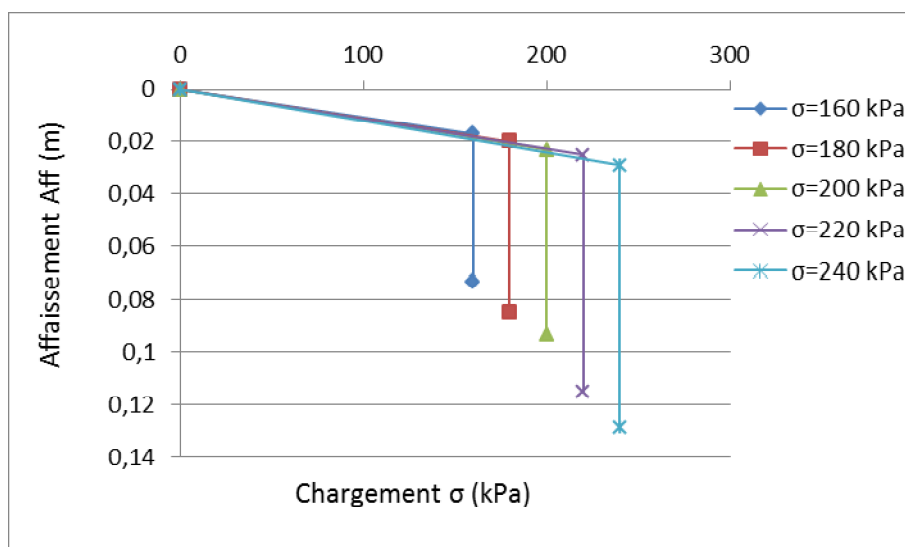


Figure 5.25 : L'affaissement de la fondation 1 avec la variation du chargement appliqué

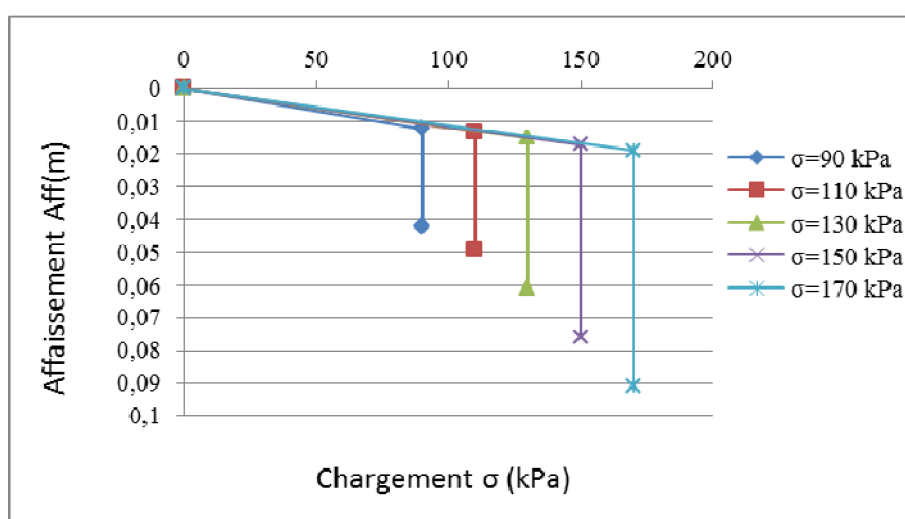


Figure 5.26 : L'affaissement de la fondation 2 avec la variation du chargement appliqué.

L'affaissement de la fondation 1 vari de 0.056 m à 0.1m en fonction de la variation du chargement appliquée par la fondation.

Pour l'affaissement de la fondation 2, vari de 0.03 m à 0.072 m en fonction de la variation du chargement appliquée. (Figure 5.27).

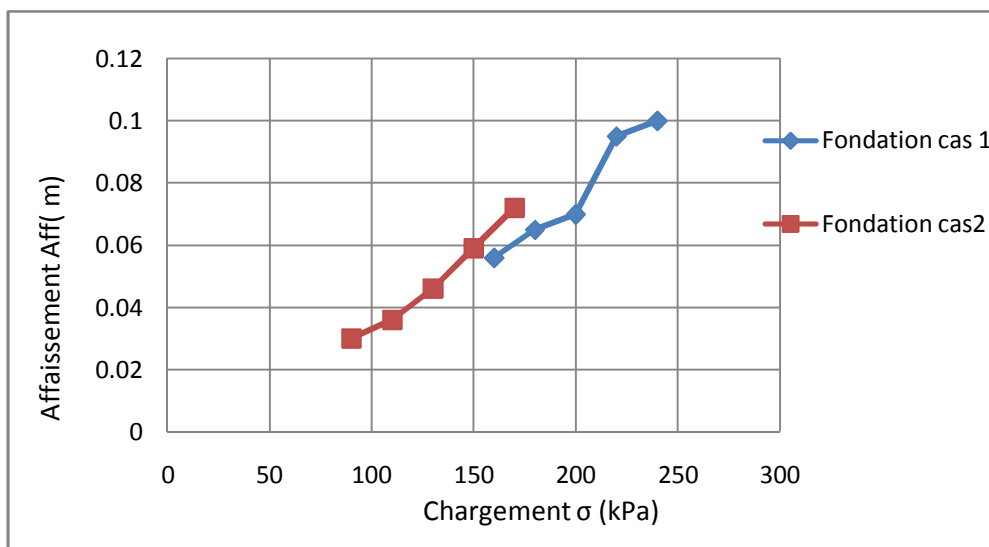


Figure 5.27: L'effet du chargement sur l'affaissement des deux cas de fondation

5.5.9 Variation de la largeur de la fondation

La variation de la largeur de la fondation est selon une fourchette de $\pm 20\text{cm}$.

La valeur réelle de la largeur des deux fondations est $B = 2\text{m}$.

L'affaissement du sol pour les deux cas de fondations en fonction de la variation de la largeur est présenté sur le tableau (5.7).

Tableau (5.7): L'affaissement du sol en fonction de la variation de la largeur de la fondation.

Fondations	Affaissements des sols (m)				
	B=1.6m	B= 1.8m	B=2.0m	B=2.2m	B=2.4m
Fondation N°1	B=1.6m	B= 1.8m	B=2.0m	B=2.2m	B=2.4m
Fondation N°2	B=1.6m	B=1.8m	B=2.0m	B=2.0m	B=2.0m
Fondation N°1	0,09	0,079	0,07	0,065	0,052
Fondaton N°2	0,07	0,055	0,046	0,039	0,035

L'affaissement des deux fondations est influencé par la largeur de la fondation d'une manière considérable. (Figures 5.28 et 5.29).

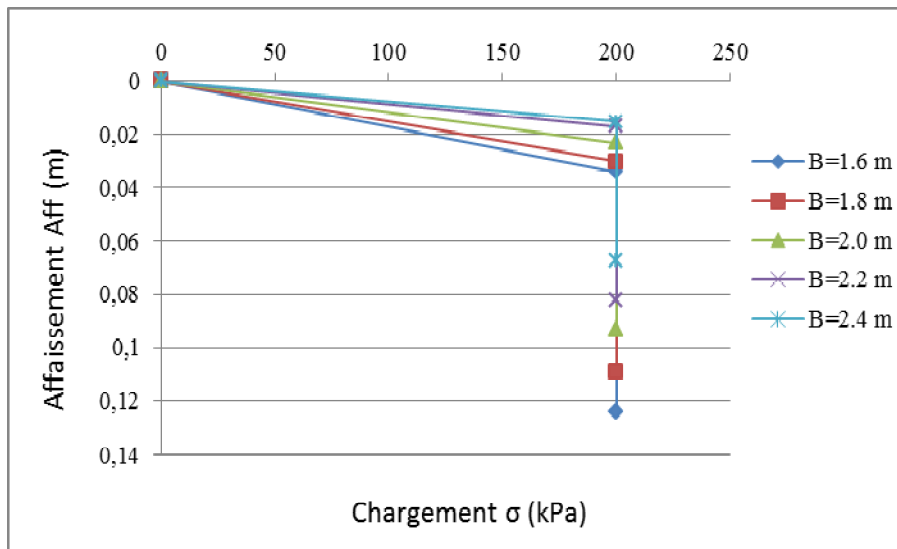


Figure 5.28 : L'affaissement de la fondation 1 avec la variation de la largeur de la fondation

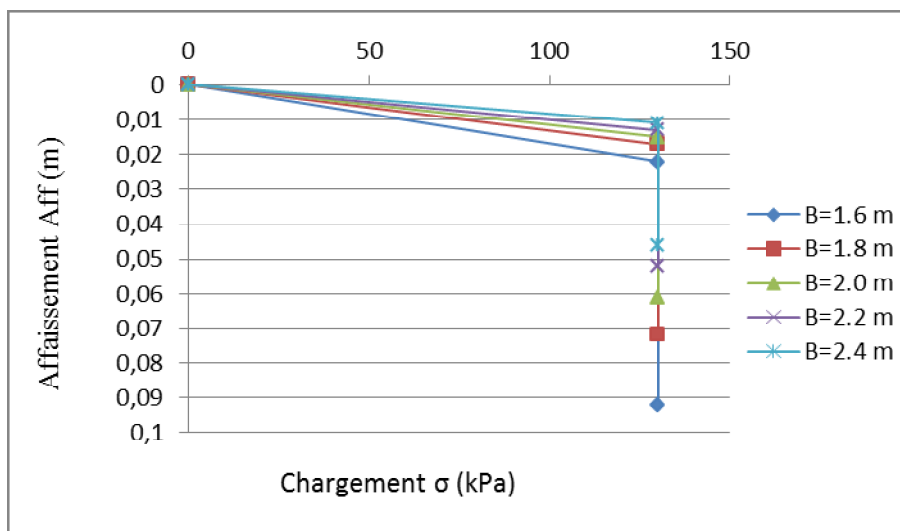


Figure 5.29 : L'affaissement de la fondation 2 avec la variation de la largeur de la fondation

L'affaissement de la fondation 1 varie de 0.052m à 0.09m et pour la fondation 2 varie de 0.07m à 0.035m.(figure 5.30).

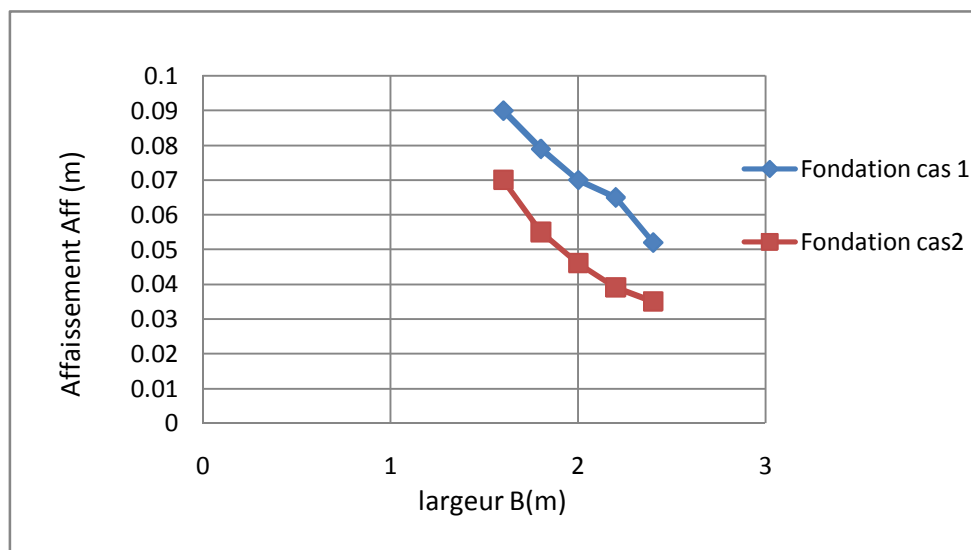


Figure 5.30 : L'effet de la largeur sur l'affaissement des deux cas de fondation

5.6 Conclusion

On utilisant le logiciel PLAXIS, la modélisation numérique du comportement effondrable du sol de la saturation et durant la phase de consolidation qui suit, possède une certaine vraisemblance.

A travers la modélisation numérique de la fondation, les deux causes majeures la chute de la résistance et du module par la saturation, qui provoquent l'affaissement instantané du sol affaissable.

L'effet de la succion sur les sols est juste même effet du degré de saturation parce que c'est la succion, une partie de la cohésion totale, qui renforce les propriétés mécanique du sol ou vice versa.

Donc la modélisation numérique a bien reflété la loi de comportement volumique du sol affaissables par rapport aux cas des fondations.

La partie numérique a permis de décrire le comportement réel du sol affaissable sous un chargement d'une fondation. Le logiciel PLAXIS est bien adapté aux sols secs et aux sols saturés. Il a permis de modéliser la phase d'effondrement des sols affaissables lors de saturation.

L'étude paramétrique confirme l'influence des paramètres géotechniques d'une manière très remarquable comparant les avec celle des paramètres structurels.

L'effet de la charge et la largeur est considérable, il reste une solution d'éviter l'affaissement quand le traitement est impossible.

Conclusion Générale

L'effondrement des sols est un phénomène très complexe qui fait intervenir un grand nombre de paramètres intrinsèques et environnants.

Nous avons suivis les différentes étapes et abordés les différents paramètres de notre recherche.

Tout d'abord une analyse bibliographique traitant du comportement des sols non saturés, au phénomène d'effondrement, prédiction et stabilisation des sols a été réalisée.

Le travail a ensuite successivement abordé la caractérisation détaillée des sols utilisés dans l'étude, l'étude du comportement des sols naturels, principalement à l'aide de l'oedomètre tout en variant la teneur en eau initiale, la contrainte verticale.

Il ressort de ce travail les conclusions suivantes :

Les comportements des sols témoins corroborent avec certains résultats existants dans la bibliographie.

Par ailleurs, en se basant sur ces données, nous avons pu conclure que l'essai à l'oedomètre permet de décrire d'une façon très satisfaisante l'affaissement d'un sol.

Les résultats des essais d'identification et de caractérisation montre que les sols étudiés sont des sols non saturé possède des proportions granulaires presque identiques, de porosité élevée, les essais de consistance montre la susceptibilité de ces sols à l'effondrement par l'utilisation des conditions d'Ayadat qui confirme le comportement d'effondrement à nos sols naturels.

Les caractéristiques de compressibilités et de consistance confirment que nos échantillons ont les mêmes caractéristiques des sols effondrables.

Le potentiel CP décroît quasi-linéairement, lorsque la teneur en eau initiale augmente.

On constate des réductions des valeurs de résistance au cisaillement au cours de

saturation.

La chute de la résistance et du module de déformation provoque l'affaissement des sols.

Basant sur les résultats des essais réalisés, les sols ainsi testés sont des sols secs, macroporosité, absence de structure, présence des traces des carbonates et un affaissement lors d'humidification sous charge.

Les paramètres de résistance (angle de frottement et la cohésion) diminuent avec l'augmentation de la teneur en eau et l'indice des vides.

Plaxis ; un logiciel adapté aux sols secs et aux sols saturés, est utilisé pour modéliser le comportement de fondation sur les sols non saturés sans utiliser de succion mais prenant en compte ses effets sur les caractéristiques effectives du sol.

Ceci permet de modéliser la phase d'effondrement des sols affaissables.

L'étude paramétrique faite sur des fondations réelles construites sur des sols affaissables déjà étudiés pour utiliser des données précises et non proposés.

L'étude paramétrique est faite dans le but de déterminer les effets des paramètres géotechniques (l'angle de frottement, la cohésion et le module de déformation) sur l'affaissement des sols affaissables, qui est d'après les résultats des calculs des modèles, très remarquable.

L'effet des paramètres structurels (le chargement de la fondation et la largeur de la fondation) est bien considérable.

L'étude paramétrique est considérée comme un guide pour le traitement des sols affaissables si c'est possible et une solution pour éviter l'affaissement si le traitement n'est pas possible (il faut minimiser la charge sur les sols affaissables ou augmenter de plus possible les dimensions des fondations).

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbeche K. (2005). Etude de l'influence de la densité relative et de l'indice de consistance sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols, PhD Thesis, University of Batna, Alegria.
- Abbeche K., Hammoud F. et Ayadat T. (2007). Influence of relative density and lay fraction on soils collapse. *Experimental unsaturated soil mechanics. Springer Proceedings in Physics.* 112:3-9.
- Abbeche K., Ayadat YAD T. et Lahmadi A. (2009). Traitement d'un sol à effondrement brusque par la chaux. *Séminaire international innovation et valorisation dans le génie civil.* PP164-168.
- Abbeche K. Laouar M. and Messaoud F. (2010). Prediction of collapsible soils by cone penetrometer and ultrasonic tests. In *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. XXXII 2:3-21.
- Abbeche K., Mokrani L. and Boumekik A. (2005). Contribution à l'identification des sols effondrables. *Revue Française de Géotechnique* 110:85-90.
- Abbeche K. Bahloul O. Ayadat T. and Bahloul A. (2010). Treatment of collapsible soils by salts using the double consolidation method. *Experimental and applied modeling of unsaturated soils, Proceedings of Geoshanghai, June 3-5, Shanghai, Chine.*doi:10 1061/41103(396)10.
- Abelev M Y. (1988). Loess and its Engineering Problems in the USSR, *Proc. of the int conf. Engineering Problems of Regional Soils.* Beijing, China.
- Aitchison G.D. (1961). Relationship of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils. *Conf. Pore Pressures, Butterworths, Lond.* (1.2.3), (1.2.4).
- Aitchinson G.D. (1965a). Editeur scientifique. Moisture equilibria and moisture changes in soils beneath covered areas. *A Symposium in print, convened by Soil mechanics section, Commonwealth scientific and industrial research Organization, Australia.* 278 p. (1.2.1).
- Aitchinson G.D. (1965b). Panelist intervention. *Proc. 6th. ICSMFE 3, Montreal.* 318-321. (1.2.4).
- Alonso E., Gens A. et Josa, A. (1990). A constitutive model for partially saturated

- soils. *Géotechnique* 40 (3). 405-430. (1.2.5), (1.2.7), (1.2.8), (4.1).
- Alonso E., Pereira J.M., Vaunat J. et Olivella S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique* 60 (12). 913-925. (1.2.5).
- Al-Rawas A.A. (2000). State of the art review of collapsible soils. *Science and technology, special review*. p 115-135.
- Al-Rawas A.A. et McGown A. (1999). Microstructure of omani expansive soils. *Canadian Geotechnical Journal* 36. 272-290. (1.2.8).
- Ahmed S., Lovell C.W. et Diamond S. (1974). Pore sizes and strength of compacted clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 100 (GT4). 407-425. (1.2.6).
- Andersen B.J. et Borns H.W. (1997). *The ice age of world*. Scandinavian University Press. Oslo. (1.3).
- Arab A. (2008). *Comportement des sols sous chargement monotone et cyclique*. Thèse de Doctorat en sciences, Université des sciences et de la technologie Mohamed Boudiaf d'Oran.
- Ayadat, T., Hanna A. (2007). Identification of collapsible soils using the fall cone apparatus. *Geotechnical Testing Journal*, vol. 30 No. 4.
- Ayadat T., Gherabli. H. (1995), *Traitement d'un sol affaissable par du ciment CPA325. annales de l'ITTBTP*, no 530, p34-43, janvier.
- Ayadat T. Belouahri B. (1996). Influence du coefficient d'uniformite sur l'amplitude et le taux de l'affaissement des sols. *Revue Française de Géotechnique*, 76:25-34.
- Ayadat T. Belouahri B. et Ait Ammar R. (1998). La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols. *Revue Française de Géotechnique*. 83:1-9.
- Ayadat T. et Ouali S. (1999). Identification des sols affaissables basée sur les limites d'Atterberg. *Note Technique. Revue française de géotechnique*.
- Ayadat, T. et Benkadja R. (2002), Influence du mouillage par des hydrocarbures sur le taux d'affaissement des sols. *Revue marocaine de genie civile*, n°97, janv-fev, 2002, pp.26-32.
- Babouri R. (2008). *Stabilisation des sols argileux par la chaux (Cas de kaolin du gisement de Djebel Debagh Guelma)*. Thèse de Magister. Université de M'sila.
- Badger W.W. and Lohnes R.A. (1973). Pore structure of friable loess, HRB record

429: 14-25.

Bahloul O.(2015). Etude de l'influence des sels sur le taux et l'amplitude de l'affaissement des sols à effondrement brusque sous les différentes contraintes verticales.

Thèse de doctorat. Université de Batna. Algérie.

Barden L., Madedor A.O. et Sides G.R. (1969). Volume change characteristics of unsaturated clays. *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs* 95, SM1. 33-51. (1.2.5), (1.2.7), (1.4).

Barden L., Mc Gown A. et Collins K. (1973). The collapse mechanism in partly saturated soil. *Eng. Geol.* 7. 49-60. (1.4.1).

Barden L. and Sides G.R. (1970). Engineering behavior and structure of compacted Clay, *ASCE* 96, SM4, pp 1171-1200.

Bell F.G. (1993). *Engineering treatment of soils*. Spon, London, 317 pp.

Bell F.G. and Bruyn I.A. (1997). Sensitive, expansive, dispersive and collapsible soils. *Bulletin of the international association of engineering geology, Paris*, 56: 19-38.

Benkadja R. (2006). Influence de l'essence sur le degré de l'affaissement des sols. The Geological Society of London. IAEG2006 Paper number 742.

Booth AR. (1975). The factors influencing collapse settlement in compacted soils. In proceedings of the 6th regional conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering. Dublin South Africa. 57-63.

Boudlal O. (2013). Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse de Doctotat. Université Tizi-ouzou, Algérie. P 217.

Burland J.B. (1961). The concept of effective stress in partly saturated soils. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand. (1.4).

Clemence S.P and Finbarr A.O. (1981). Design considerations for collapsible soils. *Journal of the geotechnical engineering division, ASCE*, 107: GT3, 305-317. Coleman

J.D. (1962). Stress strain relations for partly saturated soil. *Correspondence to géotechnique* 12 (4). 348-350. (1.2.4), (1.2.5).

Collins K. (1984). Characterisation of expansive soil microfabric. *Proc. 5th Int. Conf. Expansive soils, adelaide*. 37-41. (1.2.6).

Collins K. et McGown A. (1974). The form and function of microfabric features in a

- variety of natural soils. *Géotechnique* 24 (2). 223-254. (1.2.8).
- Croney D. et Coleman J.D. (1954). Soil structure in relation to soil suction (pF). *J. Soil Sci.* 5.75–84. (1.2.2).
- Croney D., Coleman J.D. et Black W.P.M. (1958). The movement and distribution of water in soil in relation to highway design and performance. Highway research board, special report n°40, Washington. (1.2.3).
- Cui Y.J. (1993). Etude du comportement d'un limon compacté non saturé et de sa modélisation dans un cadre elasto-plastique. Thèse de doctorat, Ecoles nationale des Ponts et Chaussées, Paris. (1.2.7).
- Cui Y.J. et Delage P. (1996). Yielding and plastic behaviour of unsaturated compacted silt. *Geotechnique* 46 (2). 291-311. (1.1), (1.2.7), (1.2.8), (3.1), (4.1).
- Cui Y.J., Delage P., Durand F., Schlosser F. et Wojnarowicz M. (1995). Comportement mécanique des loess sur le tracé du TGV Nord. XIème conférence européenne de mécanique des sols et des travaux de fondations, Copenhague, vol. 7. 45-50. (1.1), (1.3.1), (1.4.1).
- Cui Y.J., Marcial M., Terpereau J.M., Delage P., Antoine P., Marchadier G. et Ye W.M. (2004). A geological and geotechnical characterisation of the loess of Northern France. A.W. Skempton memorial conference, vol. 1. 417-428. (1.1), (1.3.1), (1.4), (1.4.1), (1.4.2).
- Cui Y.J., Tang A., Mantho A. and De Laure E. (2008). Monitoring field soil suction using a miniature tensiometer. *Geotechnical testing journal* 31 (1). 95-100. (2.1), (2.3).
- Cuisinier O et Masrouri F. (2004). Microstructure et comportement hydromécanique d'un sol gonflant non saturé. *Revue française de géotechnique*, n 108, pp. 47-56. Davalle EM. (1991). Modèle numérique du comportement d'un sol liquéfiable sous sollicitations dynamiques, Thèse de doctorat, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, EPFL.
- Delage P. (1979). Etude du milieu poreux et de la texture d'argiles sensibles du Québec, Thèse Univ. P. et M. Curie et ENSMP, 133p.
- Delage P. (2002). Experimental unsaturated soil mechanics. Proc. 3rd Int. Conf. on unsaturated soils, UNSAT'2002, (eds. Juca J.F.T., De Campos T.M.P., Marinho F.A.M.), Recife, Brazil, Balkema, 3. 973-996. (1.2.1).

- Delage P., Audiguier M., Cui Y.J. and Howat M.D. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Can. Geotech. J.* 33. 150-158. (1.2.6), (1.2.8).
- Delage, P. et Cui, Y. (2000a). L'eau dans les sols non saturés. C 301, *Traite Construction*, vol. C2. (1.2.1).
- Delage, P. et Cui, Y. (2000b). Comportement mécanique des sols non saturés. C 302, *Traite Construction*, vol. C2. (1.2.3), (1.2.4), (1.2.5), (1.2.7).
- Delage P., Cui Y.J. et Antoine P. (2005). Geotechnical Problems related with Loess deposits in Northern France. *Proceedings of international conference on problematic soils.* 517-540. (1.1), (1.3), (1.3.1), (1.4), (1.4.1), (1.4.2).
- Delage P. et Graham J. (1995). Mechanical behaviour of unsaturated soils: Understanding the behaviour of unsaturated soils requires conceptual models. *Proc; 1st Conf. On Unsaturated Soils, Paris, Rotterdam, Balkema.* 1223-1256. (1.2.7).
- Delage P. et Lefebvre G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal* 21 (1). 21-35. (1.2.8).
- Delage P., Pellerin F.M. (1984). Influence de la lyophilisation sur la structure d'une argile sensible du Québec, *Clay minerals*, vol. 19, pp 151-160.
- Delage P., Romero E. et Tarantino S. (2008). Recent developments in the techniques of controlling and measuring suction in unsaturated soils. *Keynote Lecture, Proc. 1st Eur. Conf. on Unsaturated Soils, Durham, CRC Press.* 33-52. (1.2.1).
- Delage P., Suraj de Silva G.P.R. et De Laure E. (1987). Un nouvel appareil triaxial pour les sols non saturés. *Proc. 9th European Conf. Soil Mech. Fdn Engng, Dublin, 1.* 25-28. (1.2.7).
- Denisov N.Y. (1951). *Mechanical properties of loess and loams (en russe).* Gosstroizdat, Moscou. 136p. (1.4.1).
- Donald I.B. (1960). *Discussion-Proceedings of Conference on pore pressure and suction in soils.* Butterworth, London. (1.2.4).
- Dudley J.H. (1970). Review of collapsing soils. *J. Soil Mech. Fdn Engng, Am. Soc. Civ. Engrs* 96, SM3. 925-947. (1.1), (1.2.7), (1.4), (1.4.2).
- Edil, TB., Motan, S. (1984). Laboratory evaluation of soil suction components. *Geotechnical Testing Journal.* Vol 7, pp. 173-181.

- Erol O.A. et El-Ruwaih I.A. (1982). Collapse behaviour of desert loess. Proc. 4th Cong. IAEG 1. 443- 448. (1.4).
- Evans G.L. and Bell D.H. (1981). Chemical stabilization of loess in New Zealand. Proceedings of the 10th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm, 3, 649-658.
- Feda J. (1966). Structural stability of subsident loess soil from Praha-Dejvice. Engineering geology 1 (3). 201-219. (1.4.1).
- Feda J. (1994). Mechanisms of collapse of soil structure. In E Derbyshire(Ed) Genesis and properties of collapsible soils. .NATO Series C. Mathematical and Physical sciences Vol 468. pp.149-172.Dordrecht: Kluwer.
- Ferber V. (2005). Sensibilité des sols fins compactés à l'humidification- Apport d'un modèle de microstructure. Thèse doctorat. Ecole centrale de Nantes. 285p.
- Fredlund D.G. et Morgenstern N.R. (1977). Stress state variables for unsaturated soils. J. Geotech. Engng Div., Am. Soc. Civ. Engrs 103, GT5. 447-446. (1.2.4), (1.2.5).
- Fredlund D.G., Morgenstern N.R. et Widger R.S. (1978). The shear strength of unsaturated soils. Can. Geotech. J. 15 (3). 313-321. (1.2.7).
- Fredlund D.G. et Rahardjo H. (1985). Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour. Proc. Ist Int. Conf: on Geomech. in Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia, 1. 295-306. (1.2.7).
- Fredlund D.G. et Rahardjo H. (1993). Soil Mechanics for Unsaturated Soils. John Wiley & Sons, Inc. New York. (1.2.1), (1.2.2).
- Gens A. (1995). Constitutive laws. In Modern issues in non-saturated soils (eds A. Gens, P. Jouanna and B. A. Schrefler), Berlin: Springer. 129-158. (1.2.5).
- Gerschel A. (1995). Liaison intermoléculaires. Les forces en jeu dans la matière condensée. Interéditions et CNRS Edition, Paris, 274p.
- Gibbs H.J. et Bara J.P. (1962). Predicting surface subsidence from basic soils tests. ASTM STP 322. 277-283. (1.4.1).
- Grabowska O.B. (1975). SEM analysis of microstructures of loess deposits. Bulletin of the International Association of Engineering Geology, No.11: 45-48 Krefeld.
- Hammoud F. (2006). Contribution à l'étude de la résistance au cisaillement à l'interface sol cohérent-matériau solide dans le domaine des déplacements. Thèse

- de doctorat. Université Batna, 294p.
- Halitim A., (1988). Sols des régions arides d'Algérie. O.P.U. Alger. 384p.
- Halitim A. (1985). Contribution à l'étude des sols arides (hautes plaines steppiques d'Algérie). Morphologie, distribution et rôle des sels dans la Genèse et le comportement des sols. Thesis, University Rennes : 383.
- Halitim A., Robert M. Tessier D. and Prost R. (1984). Influence de Cations Echangeables (Na^+ , Ca^{2+} Mg^{2+}) et de la Concentration Saline sur le Comportement Physique (Rétention en Eau et la Conductivité Hydraulique) de la Montmorillonite. *Agronomie*, 4:451-459.
- He L.C. (1999). Evaluation of instruments for measurement of suction in unsaturated soils. MEng Thesis, School of Civil & Structural Engineering, Nanyang technological University, Singapore. (1.2.1).
- Hicher P.Y.1996,«Elastic properties of soils». ASCE.,vol. 122, N 8, pp, 641-648, aug. 1996
- Ho D.Y.F. et Fredlund D.G. (1982). Increase in strength due to suction for two Hong Kong soils. Proc. Conf. Engng and Construction in Tropical and Residual Soils, Honolulu. 263-295. (1.2.7).
- Holtz W.G. (1948). The determination of limits for the control of placement moisture in high rolled-earth dams. Proc. Amer. Soc. Civ. Engrs. 48. 1240-1248. (1.4).
- Holtz R.D. et Covaccs. (1996). Introduction à la géotechnique. Edition de l'école polytechnique de Montréal.
- Hormdee D. (2008). Investigation on collapse potential of loess soil. Proceedings of the 18th International offshore and polar engineering conference, Vol. 2.
- Houston S.L. (1995). Foundations and pavements on unsaturated soils – Part 1: Collapsible soils. Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils UNSAT'95 3. Balkema. Paris. 1421-1439. (1.4.1).
- Houston S.L and Houston W.N. (1997). Collapsible soils engineering. Unsaturated Soil Engineering Practice,Geotechnical Special Publication, ASCE proceedings of the 1997 1st Geo Institute Conference, Logan UT, USA, Part 68, 199-232. Houston, S.L., Houston W. et Wagner AM. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotech. Testing J.*, Vol. 17 N2, pp. 185-194.
- Howayek AE., Huang T. Bisnett R and Santagata. (2011). Identification and behavior

- of collapsible soils. Publication FHWA/IN/JTRP/12. Joint transportation research program, India, department of transportation and purdue University, Wet Lafayette. Doi:10.5703/1288284314625.
- Huang R.Q. (2008) Large-scale landslides in China: Case studies. 10th International Symposium on Landslides and Engineered Slopes, Xian, China, Jun. 30 - Jul. 04, 2008. Publié: Landslides and Engineered Slopes: From the Past to the Future, Vols. 1 et 2. 2037-2053. (1.4.1).
- Hu R.L., Yeug M.R., Lee C.F., Wang S.J. (2001). Mechanical behavior and microstructural variation of loess under dynamic compaction, Engineering geology, vol. 59, n3, pp 203-217.
- Ismael N.F., Jeragh A., Mollah M.A., and Khalidi O. (1987). Factors affecting the collapse potential of calcareous desert sands. Proceedings of the 9th Southeast Asian Geotechnical Conference, Bangkok, Thailand, December 7-11, 1987, No. 5, 147-158.
- Jafarzadeh A. and Burnham C.P (1992). Gypsum crystals in soils. Journal of soil science, 43, pp 409-420.
- Jennings J.E. (1961). A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils. Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, Londres. 26-30. (1.2.3), (1.4).
- Jennings J.E. (1965). The theory and practice of construction on partly saturated soils as applied to South African conditions. Engineering Effects of Moisture Changes in Soils; Concluding Proceedings International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, Texas A & M Press. 345-363. (1.4).
- Jennings J.E. et Burland J.B. (1962). Limitations to the use of effective stress in partly saturated soils. Géotechnique 12 (2), 125-144. (1.2), (1.2.3), (1.2.4), (1.4).
- Jennings J.E. et Knight K. (1957). The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proc. 4th ICSMFE 1. 316-319. (1.2.4), (1.4), (1.4.1).
- Josa A., Alonso E.E., Lloret A. et Gens, A. (1987). Stress-strain behaviour of partially saturated soils. Proc. 9th European Conf Soil Mech. Fdn Engng, Dublin, 2. 561-564. (1.2.7).
- Josa A. (1988). Un modelo elastoplastico para suelos no saturados. Thèse de doctorat,

- Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelone. (1.2.7).
- José MC. (2011). Comportement hydromécanique d'un loess naturel non-saturé. Thèse de Doctorat Université Paris Est, p 224.
- Juang C.H. and Holtz R.D.D. (1986). Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils. *J. Geotech. Eng. Division, ASCE*, 112(9): 855-868.
- Khattab SAA. (2002). Etude multi-échelle d'un sol argileux plastique traité à la chaux. Thèse de Doctorat de l'Université d'Orléans (France), , 250p.
- Karam J.P. (2006). Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France. Application à l'évaluation de leur risque de liquéfaction. Thèse de doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. (1.1), (1.4.1).
- Karam J.P., Cui Y.J., Tang A.M., Terpereau J.M. et Marchadier G. (2009). Experimental study on the cyclic resistance of a natural loess from Northern France. *Soils and Foundations* 49 (3). 421-429. (1.1), (1.3.1), (1.4.2).
- Karol RH. (2003). Chemical grouting and soil stabilization. Third edition, Revised and expanded.
- Khalili N. et Khabbaz M.H. (1998). An effective stress based approach for shear stress strength determination of unsaturated soils. *Proc. Of the 2nd Conference on Unsaturated Soils, Unsat'98, Beijing, vol. 1. 78-83. (1.2.7).* .
- Knight K. (1961). The collapse of structure of sandy subsoils on wetting. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand. (1.4).
- Knight K. (1963). The origin and occurrence of collapsing soils. *Proc. 3rd Reg. African CSMFE* 1. 127-130. (1.4.1).
- Komine H, Ogata N. (1996). Prediction for swelling characteristics of compacted bentonite. *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pages 11-22.
- Kaufhold S., and Dohrman R. (2009). Stability of bentonites in salt solutions/sodium chloride. *Applied Clay Science*, paper No.01627.
- Lade CC., et Yamamuro JA. (1997). Effects of non plastic fines on minimum and maximum void ratio of sand. *Geotechnique Testing Journal., ASTM Vol.21N°4*, pp 336-347.
- Lambe T.W. et Whitman R.V. (1959). The role of the effective stress in the behaviour of expansive soils. *Quart. Of the Colo. Sch. Of Mines* 54 (4). 33-66. (1.2.7).
- Lambe T.W. (1958). The structure of compacted clay, *J. Soil mech. Found. Div.*

- ASCE, vol. 84, N 1655, SM2, pp 1-35.
- Laouar M.S.(2013). Prédiction des sols à effondrement brusque par les essais ultrasoniques. Thèse de doctorat. Université de Batna, Algerie.
- Lawton EC., Fragaszi R.J and James H. (1989). Collapse of compacted clayey sand. *Journal of Geotech. Eng.Div, ASCE*,vol 155,9: 1252-1267.
- Le Gressus C. (1995). Microscopie électronique à balayage, Technique de l'ingénieur, analyse et caractérisation, P 865,22p.
- Lefevbre I. Lajudie A. (1987). Détermination des capacités d'échange des argiles, corrélation avec certaines propriétés physico-chimiques. Note technique C.E.A / SESD/87.11.
- Le Roux A. (1971). La lyophilisation technique d'étude des textures des marnes et argiles. *Bulletin de laboratoires des ponts et chaussées*, n 55, pp. 27-28.
- Le Roux A. (1972). Caractérisations mécaniques des roches argileuses en relation avec leur texture. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, n61, pp 155-178.
- Le Runigo B., Ferber V. Cuisinier O., Deneele D. and Cui Y. J. (2008). Effets d'une circulation d'eau sur le comportement physico-chimique d'un limon traité à la chaux. JNGG'08 Nantes 18-20 Juin 2008.
- Levêque D. (1984). Géologie appliquée au génie civil, au génie nucléaire et à l'environnement. Paris, Lavoisier, tec et doc, édition, 1984.
- Li Z.M. (1995). Compressibility and collapsibility of compacted unsaturated loessial soils. *Proc. 1st Int. Conf. Unsaturated soils UNSAT'95* 1. Balkema, Paris. 139- Lutenegger AJ., and Saber RT. (1988). Determination of collapse potential of soils. *Geotechnical Testing J*, vol 11, 3:173-178.
- Lucas C.V. et al. (1964). Design and construction studies of shallow land subsidence for the California aqueduct in the San Joaquin Valley. California Department of Water Resources, Sacramento, California. (1.4).
- Markin BP. (1969). Discussion on standard criteria of sag in loess soils. *Soil mechanics and foundation engineering*, N 2, 137p.
- Maswoswe J. (1985). Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting. Thèse de doctorat, Imperial College, London. (1.2.7), (1.4).
- Mathieu C. et Pieltain F. (2003). Analyse chimique des sols. Méthodes choisies.

- Edition Tec et Doc, Lavoisier, 376p.
- McGown A. et Collins K. (1975). The microfabrics of some expansive and collapsing soils. Proc. 5th Pan. Am. Conf. SMFE 1, Buenos Aires. 323-332. (1.2.6).
- Meier C., Boley C. et Zou Y. (2008). Collapse and deformation behaviour of alluvial loess soils from Afghanistan. 2nd International Workshop on Geotechnics of Soft Soils, Sep. 3-5, 2008, Glasgow, Scotland. Geotechnics of Soft Soils - Focus on ground improvement.
- Milovic S. (1969). Engineering properties of loess and other collapsible structures. 7th. Soil mechanics and foundation engineering, Moscow.
- Millot G. (1964). Géologie des argiles, Ed. Masson, Paris, 451p.
- Mitchell J.K. (1993). Fundamentals of soil behavior. John Wiley & Sons, 2^{ème} Ed., New York, 437p.
- Mitchell J.K. and Soga K. (2005). Fundamentals of soil behavior. John Wiley & Sons, Ltd., 3th edition. (1.2.8), (1.4.1), (1.4.2).
- Muñoz-Castelblanco J.A., Pereira J.M., Delage P. Cui Y.J. (2011). The water retention properties of a natural unsaturated loess from Northern France. Géotechnique, accepted to publication. (2.3), (3.2).
- NF P 18-560. Analyse granulométrique par tamisage, AFNOR, Octobre 1978, 5p.
- NF P 94-057. Analyse granulométrique des sols. Méthode par sédimentation. AFNOR, Mai 1992, 17p.
- NF P 94-051. Détermination des limites d'atterberg. AFNOR, Mars 1993, 17p.
- NF P 94-068. Mesure de la quantité et de l'activité de la fraction argileuse. Détermination de la valeur de bleu méthylène d'un sol par l'essai à la tâche. AFNOR, Novembre 1993, 8p. Octobre 1999, 17p.
- NF P 94-093. Détermination des références de compactage d'un matériau. AFNOR,
- Norton LD. (1997). Stopping erosion with gypsum and PAM Agricultural research Washington. 45, 9, pp 18-20.
- Nouaouria M.S., Guenfoud M. et Lafifi B. (2008). Engineering properties of loess in Algeria. Engineering Geology 99 (1)-(2). 85-90. (1.4.1).
- Osipov V.L. (1983). Methods of studying clay microstructure. Geotechnical testing journal 6, n 1, pp, 10-17.
- Pécsi M. (1990). Loess is not just the accumulation of dust. Quaternary International

- 7/8. 1-21. (1.3).
- Pedro G. (1976). Sols argileux et argiles. Eléments généraux en vue d'une introduction à leurs études. Sci. du Sol, vol. 2. 69-84. (1.2).
- Pellerin F.M. (1980). La porosimétrie au mercure appliquée à l'étude géotechnique des sols et des roches. Bulletin de laboratoires des ponts et chaussées, n 106, pp. 105-116.
- Pengelly A.D., Boehm D.W., Rector E. and Welsh J.P. (1997). Engineering experience with in-situ modification of collapsible and expansive soils. Unsaturated Soil Engineering Practice, ASCE Geotechnical Special Publication, Proceedings of the 1997 First Geo Institute Conference, Logan, UT, USA, July 15-17, Part 68, 277-298.
- Pereira J.M., Ta A.N., Cui Y.J., Karam J.R. et Chai H.Y. (2008). A damage model for unsaturated natural loess submitted to cyclic loading. 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. 647-652. (1.4.1).
- Pereira J.M., Wong H. et Dubujet P. (2003). A general framework for constitutive models adaptation to unsaturated states. In Deformation Characteristics of Geomaterials: Proc. IS-Lyon03, Lyon. 1269–1276. (1.2.5).
- Pomerol C., Renard M. (1995). Eléments de géologie. Ed Armand Collin, Paris, 10^{ème} Ed, 629 p.
- Priklonskij V.A. (1952). Gruntovedenie (en russe). Vtoriaia Chast (Soil Science II). Gosgeolizdat, Moscow. 371p. (1.4.1).
- Praparharan S., Altschaeffl A.G. et Dempsey B.J (1985). Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. J. Geotech. Engng. ASCE 111, pp 1139-1143.
- Prusza Z, Choudry T. (1979). Collapsibility of residual soils. Proc. 13th congress on large dams, New Delhi, India, pp. 117-130.
- Rollins, K., Wayne, M. and Rogers, G. (1994). Mitigation measures for small structures on collapsible alluvial soils. Journal of geotechnical engineering, vol 120, 9 paper N°1016.
- Shao S., Yu Q.G. et Long J.Y. (2007). A stress-strain relationship with soil structural parameter of collapse loess. 3rd Sino-Japan Geotechnical Symposium,

- Chongqing, China, Nov. 4-7 2007. Publié dans: *New Frontiers in Chinese and Japanese Geotechnics*. Yao Y.P. Akagi H. et Zhang G. (Eds.). 488-500. (1.4.1).
- Shao Chi C., Chang Yu Ou. and Ming K.W. (2009). Injection of saline solution to improve the electro osmotic pressure and consolidation of foundation soil. *Applied clay science*, vol 44:218-224.
- Sokolovski V.E and Semkin V.V. (1984). Chemical stabilization of loess soils. *Journal of soil mechanics and foundation engineering*, 4: 8-11.
- Sridharan A., Altschaeffl A.G. and Diamond S. (1971). Pore size distribution studies, *j. soil mech. Fnd. Div ., ASCE 97 (SM5): 771-787*.
- Tang G.X., Graham J., Blatz J., Gray M. and Rajapakse R.K.N.D. (2002). Suctions, stresses and strengths in unsaturated sand-bentonite. *Engineering Geology 64*, Issue: 2-3. 147-156. (3.1).
- Thanh D.T. (2014). Rôle de la microstructure des sols argileux dans le processus de retrait-gonflement : de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale.
- Terzaghi K. et Fröhlich O.K. (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten*. F. Deuticke, Leipzig-Wien. (1.1), (1.2.3).
- Tessier, D. (1984). Etude expérimentale de l'organisation des matériaux argileux. hydratation, gonflement et saturation au cours de dessiccation et de la réhumectation. Thesis, Université de Paris VII: 361.
- Tessier D. and Berrier J. (1979). Utilisation de la microstructure électronique à balayage dans l'étude des sols. Observations des sols humides soumis à différents pF. *Science du sol 1* : 67-82.
- Thanh D.T. (2014). Rôle de la microstructure des sols argileux dans le processus de retrait-gonflement de l'échelle de l'éprouvette à l'échelle de la chambre environnementale. Thèse doctorat. ISTP, Paris. 235p.
- Thanh T.P. (2003), Etude rhéologique des sols loess du sud de Vietnam et modélisation du comportement des fondations bâties sur ce matériau. Grenoble, France, pp,271-294.
- Voinovitch IA., Debbras-Guenon J. Louvrier J. (1971). Analyse minéralogique des sols argileux. Edition Eyrolles 61, boulevard St Germain Paris VI, 79p
- Wagener F. (1960). Consolidation settlement of soils under repetitive loading as

- experienced in road foundations. Master of Science Thesis, Univ. of Witwatersrand. (1.4).
- Walthall S. et Duffy W.P. (2008). An example of the impact of loess soils on foundations and earthworks in Kazakhstan. 1st European Conference on Unsaturated Soils, Durham, England, Jul. 2-4, 2008. Publié dans: Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering. 973-978. (1.4.1).
- Xiang-Ling LI. (1999). Comportement Hydromécanique des Sols Fins : de l'état saturé à l'état non saturé, Thèse de Doctorat Université de Liège- France, p 375.
- Yang C., Cui Y.J., Pereira J.M. et Huang M.S. (2008). A constitutive model for unsaturated cemented soils under cyclic loading. Computers and Geotechnics 35(6). 853-859. (1.1), (1.3.1), (1.4.2).
- Yuan Z.X. et Wang L.M. (2009). Collapsibility and seismic settlement of loess. Engineering Geology 105 (1)-(2). 119-123. (1.4.1).
- Yudhbir (1982). Collapsing behaviour of residual soils. Proc. 7th Southeast Asian Geotech. Conf., Hong-Kong 1. 915-930. (1.4).

Annexe A

Les résultats des essais œdométriques

Tableau 1 : Tassements œdométriques du sol S1

w=2,89%		w=10%		w=15%		w=20%	
σ (bars)	ΔH (mm)	σ (bars)	ΔH (mm)	σ (bars)	ΔH (mm)	σ (bars)	ΔH (mm)
0,015	0	0,015	0	0,015	0	0,015	0
0,515	0,55	0,515	0,62	0,515	0,71	0,515	0,79
1,015	0,75	1,015	1,01	1,015	1,2	1,015	1,3
2,015	1,61	2,015	1,82	2,015	2,05	2,015	2,28
2,015	3,14	2,015	3,15	2,015	2,98	2,015	2,89
4,015	4,35	4,015	3,98	4,015	3,79	4,015	3,6

Tableau 2: Tassements œdométriques du sol S2

w=4,07%		w=10%		w=15%		w=20%	
σ (bars)	ΔH (mm)	σ (bars)	ΔH (mm)	σ (bars)	ΔH (mm)	σ (bars)	ΔH (mm)
0,015	0	0,015	0	0,015	0	0,015	0
0,515	0,44	0,515	0,55	0,515	0,65	0,515	0,77
1,015	0,73	1,015	0,94	1,015	1,2	1,015	1,4
2,015	1,64	2,015	1,9	2,015	2,06	2,015	2,19
2,015	3,07	2,015	3,16	2,015	2,94	2,015	2,76
4,015	4,3	4,015	3,95	4,015	3,8	4,015	3,66

Tableau 3 : indice des vides œdométrique en fonction des contraintes du sol S1

w=2,89%		w=10%		w=15%		w=20%	
σ (bars)	e	σ (bars)	e	σ (bars)	e	σ (bars)	e
0,015	1,28	0,015	1,28	0,015	1,28	0,015	1,28
0,515	1,217	0,515	1,209	0,515	1,199	0,515	1,19
2,015	1,096	2,015	1,07	2,015	1,046	2,015	1,02
2,015	0,922	2,015	0,921	2,015	0,940	2,015	0,95
4,015	0,784	4,015	0,826	4,015	0,848	4,015	0,87

Tableau 4 : indice des vides œdométrique en fonction des contraintes du sol S2

w=4.07%		w=10%		w=15%		w=20%	
σ (bars)	e	σ (bars)	e	σ (bars)	e	σ (bars)	e
0,015	1,19	0,015	1,19	0,015	1,19	0,015	1,19
0,515	1,14	0,515	1,129	0,515	1,109	0,515	1,106
2,015	1,01	2,015	0,982	2,015	0,964	2,015	0,95
2,015	0,85	2,015	0,844	2,015	0,868	2,015	0,888
4,015	0,719	4,015	0,757	4,015	0,774	4,015	0,789

Tableau 5 : Potentiel d'affaissement en fonction de la variation de la teneur en eau S1, S2

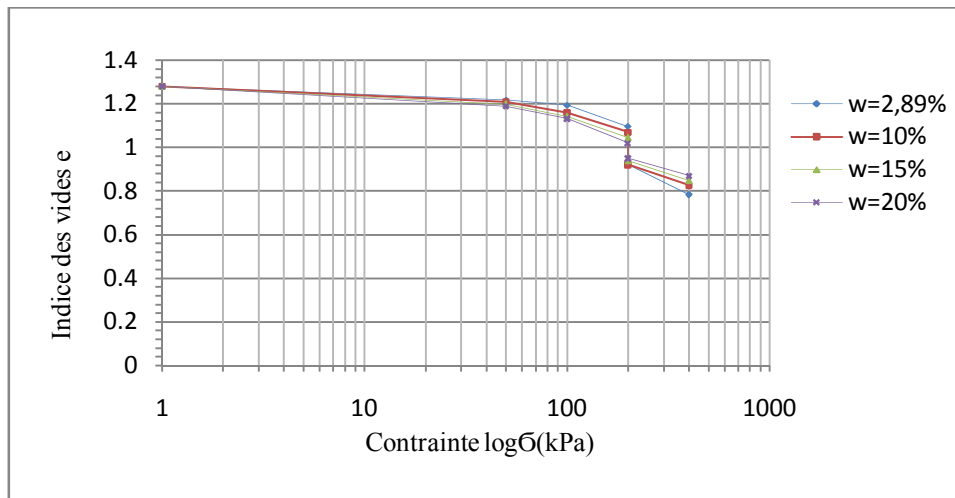
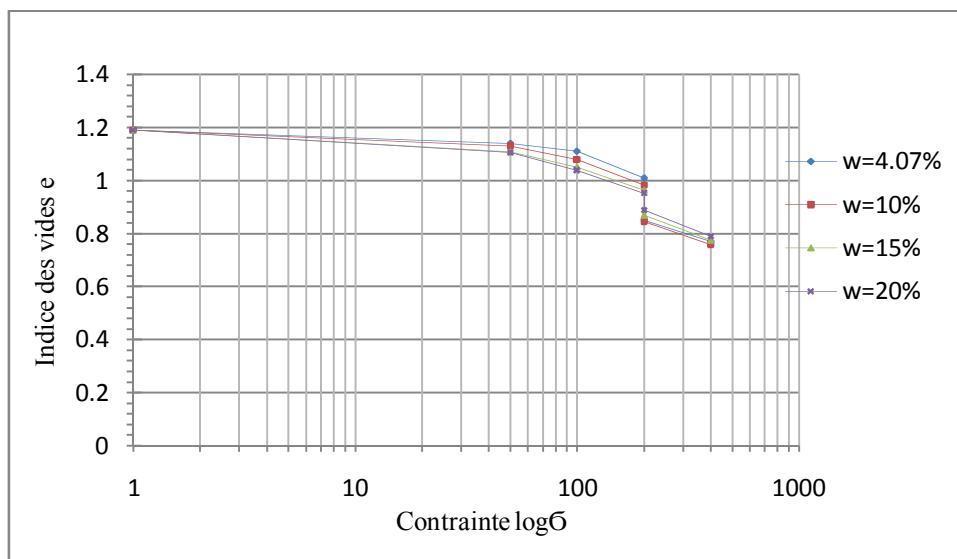
S1		S2	
w%	CP%	w%	CP%
2,89	7,65	4,07	7,15
10	6,65	10	6,3
15	4,65	15	4,4
20	3,05	20	2,85

Tableau 6: Variation du module de déformation en fonction des teneurs en eau S1, S2

S1		S2	
w%	E(kPa)	w%	E(kPa)
2,89	1750	4,07	1627
10	1645	10	1543
15	1460	15	1353
20	1319	20	1217

Tableau 7 : Potentiel d'affaissement en fonction du module de déformation S1, S2

S1		S2	
E(kPa)	CP%	E(kPa)	CP%
1750	7,65	1627	7,15
1645	6,65	1543	6,3
1460	4,65	1353	4,4
1319	3,05	1217	2,85

Figure 1 : Indice des vides en fonction des contraintes sol **S1**Figure 2: Indice des vides en fonction des contraintes sol **S2**

Annexe B

Les résultats des essais de cisaillement direct

Tableau1: Résistance au cisaillement en fonction de la variation de la contrainte sol S1

W=2,89%		W=10 %		W=15 %		W=20 %		W=47,74 %	
σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)
1	1,35	1	1,25	1	1,1	1	0,91	1	0,77
2	2,47	2	2,13	2	1,93	2	1,65	2	1,42
3	3,21	3	3,05	3	2,79	3	2,36	3	2,12

Tableau 2: Résistance au cisaillement en fonction de la variation de la contrainte sol S2

w=4.07%		w=10 %		w=15 %		W=20 %		W=44,74%	
σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)	σ (bars)	τ (bars)
1	1,34	1	1,15	1	1	1	0,8	1	0,72
2	2,32	2	1,96	2	1,75	2	1,46	2	1,34
3	3,20	3	2,77	3	2,5	3	2,22	3	1,96

Tableau 3 : Résistance au cisaillement en fonction de la variation de la teneur en eau sol S1

$\sigma=1$ (bars)		$\sigma=2$ (bars)		$\sigma=3$ (bars)	
W%	τ (bars)	W%	τ (bars)	W%	τ (bars)
2,89	1,35	2,89	2,47	2,89	3,21
10	1,25	10	2,13	10	3,05
15	1,1	15	1,93	15	2,79
20	0,91	20	1,65	20	2,36
47,74	0,77	47,74	1,42	47,74	2,12

Tableau 4 : Résistance au cisaillement en fonction de la variation de la teneur en eau sol S2

$\sigma=1$ (bars)		$\sigma=2$ (bars)		$\sigma=3$ (bars)	
w%	τ (bars)	w%	τ (bars)	w%	τ (bars)
4,07	1,34	4,07	2,3	4,07	3,2
10	1,15	10	1,96	10	2,77
15	1	15	1,75	15	2,5
20	0,8	20	1,46	20	2,22
44,07	0,72	44,07	1,34	44,07	1,96

Tableau 5 : Angle de frottement en fonction de la variation de la teneur en eau S1,S2

S1		S2	
w%	ϕ°	w%	ϕ°
2,89	44,13	4,07	43,53
10	42,45	10	39
15	39,64	15	36,87
20	35,68	20	33,42
47,74	33,48	47,74	31,79

Tableau 6 : La cohésion en fonction de la variation de la teneur en eau S1,S2

S1		S2	
w%	C(bars)	w%	C(bars)
2,89	0,38	4,07	0,4
10	0,32	10	0,34
15	0,25	15	0,28
20	0,16	20	0,2
44,07	0,1	47,74	0,11

Tableau 7 : Le potentiel d'affaissement en fonction de l'angle de frottement **S1, S2**

S1		S2	
CP%	ϕ°	CP%	ϕ°
7,65	44,13	7,15	43,53
6,65	42,45	6,3	39
4,6	39,64	4,6	36,87
3,05	35,68	3,05	33,42

Tableau 8 : Le potentiel d'affaissement en fonction de la cohésion **S1, S2**

S1		S2	
CP%	C(bars)	CP%	C(bars)
7,65	0,38	7,15	0,4
6,65	0,32	6,3	0,34
4,6	0,25	4,6	0,28
3,05	0,16	3,05	0,2

Tableau 9: Le potentiel d'affaissement en fonction de la résistance au cisaillement **S1, S2**

S1		S2	
CP%	$\tau(bars)$	CP%	$\tau(bars)$
7,65	1,35	7,15	1,37
6,65	1,25	6,3	1,15
4,6	1,1	4,6	1
3,05	0,91	3,05	0,8

Annexe C

Les résultats de l'application pour la conception des fondations

(Effets des paramètres géotechniques et structuraux sur l'affaissement des sols)

Tableau 1 : Tassement numérique de la fondation **S1** en fonction d'angle de frottement

$\phi = 18^\circ$		$\phi = 20^\circ$		$\phi = 22^\circ$		$\phi = 24^\circ$		$\phi = 26^\circ$	
U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,035	200	0,029	200	0,023	200	0,015	200	0,012	200
0,145	200	0,118	200	0,093	200	0,071	200	0,061	200

Tableau 2 : Tassement numérique de la fondation **S2** en fonction d'angle de frottement

$\phi = 16^\circ$		$\phi = 18^\circ$		$\phi = 20^\circ$		$\phi = 22^\circ$		$\phi = 24^\circ$	
U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,021	200	0,018	200	0,015	200	0,013	200	0,01	200
0,089	200	0,072	200	0,061	200	0,052	200	0,033	200

Tableau 3 : Tassement numérique de la fondation **S1** en fonction de la cohésion

$C = 30KPa$		$C = 35KPa$		$C = 40KPa$		$C = 45KPa$		$C = 50KPa$	
U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,038	200	0,031	200	0,023	200	0,016	200	0,011	200
0,178	200	0,131	200	0,093	200	0,059	200	0,036	200

Tableau 4 : Tassement numérique de la fondation **S2** en fonction de la cohésion

$C = 26KPa$		$C = 31KPa$		$C = 36KPa$		$C = 41KPa$		$C = 46KPa$	
U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,023	200	0,019	200	0,015	200	0,011	200	0,009	200
0,146	200	0,097	200	0,061	200	0,044	200	0,028	200

Tableau 5 : Tassement numérique de la fondation **S1** en fonction **S1** du module de déformation

$E = 12000KPa$		$E = 13000KPa$		$E = 14000KPa$		$E = 15000KPa$		$E = 16000KPa$	
U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,035	200	0,03	200	0,023	200	0,017	200	0,0132	200
0,169	200	0,143	200	0,093	200	0,07	200	0,051	200

Tableau 6: Tassement numérique de la fondation **S2** en fonction du module de déformation

$E = 9000KPa$		$E = 10000KPa$		$E = 11000KPa$		$E = 12000KPa$		$E = 13000KPa$	
U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,028	200	0,018	200	0,015	200	0,013	200	0,01	200
0,101	200	0,076	200	0,061	200	0,054	200	0,032	200

Tableau 7: Tassement numérique de la fondation **S1** en fonction du chargement

$\sigma = 160KPa$		$\sigma = 180KPa$		$\sigma = 200KPa$		$\sigma = 220KPa$		$\sigma = 240KPa$	
U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,017	160	0,02	180	0,023	200	0,025	220	0,029	240
0,073	160	0,085	180	0,093	200	0,115	220	0,129	240

Tableau 8 : Tassement numérique de la fondation **S2** en fonction du chargement

$\sigma = 90KPa$		$\sigma = 110KPa$		$\sigma = 130KPa$		$\sigma = 150KPa$		$\sigma = 170KPa$	
U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$	U(m)	$\sigma(kPa)$
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,012	90	0,013	110	0,015	130	0,017	150	0,019	170
0,042	90	0,049	110	0,061	130	0,076	150	0,091	170

Tableau 9 : Tassement numérique de la fondation **S1** en fonction de la largeur de la fondation

<i>B = 1.6m</i>		<i>B = 1.8m</i>		<i>B = 2m</i>		<i>B = 2.2m</i>		<i>B = 2.4m</i>	
U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,034	200	0,03	200	0,023	200	0,017	200	0,015	200
0,124	200	0,109	200	0,093	200	0,082	200	0,067	200

Tableau 10 : Tassement numérique de la fondation **S1** en fonction de la largeur de la fondation

<i>B = 1.6m</i>		<i>B = 1.8m</i>		<i>B = 2m</i>		<i>B = 2.2m</i>		<i>B = 2.4m</i>	
U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)	U(m)	σ (kPa)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,022	200	0,017	200	0,015	200	0,013	200	0,011	200
0,092	200	0,072	200	0,061	200	0,052	200	0,046	200

Tableau 11 : l'effet de l'angle de frottement cas 1 et cas 2 sur l'affaissement du sol **S1, S2**

Fondation cas 1		Fondation cas2	
Aff(m)	ϕ°	Aff(m)	ϕ°
0,11	18	0,068	16
0,0789	20	0,054	18
0,07	22	0,046	20
0,056	24	0,039	22
0,049	26	0,023	24

Tableau 12 : l'effet de la cohésion cas 1 et cas 2 sur l'affaissement du sol **S1, S2**

Fondation cas 1		Fondation cas2	
Aff(m)	C(kPa)	Aff(m)	C(kPa)
0,14	30	0,123	26
0,1	35	0,078	31
0,07	40	0,046	36
0,043	45	0,033	41
0,025	50	0,019	46

Tableau 13 : l'effet du module de déformation cas 1 et cas 2 sur l'affaissement du sol **S1, S2**

Fondation case 1		Fondation case2	
Aff(m)	E(kPa)	Aff(m)	E(kPa)
0,134	12000	0,073	9000
0,113	13000	0,058	10000
0,07	14000	0,046	11000
0,053	15000	0,041	12000
0,0378	16000	0,022	13000

Tableau 14: l'effet du chargement des fondations cas 1 et cas sur l'affaissement du sol **S1, S2**

Fondation cas 1		Fondation cas2	
Aff(m)	σ (kPa)	Aff(m)	σ (kPa)
0,056	160	0,03	90
0,065	180	0,036	110
0,07	200	0,046	130
0,095	220	0,059	150
0,1	240	0,072	170

Tableau 15 : l'effet de la largeur de la fondation cas 1 et cas 2 sur l'affaissement du sol **S1, S2**

Fondation cas 1		Fondation cas2	
Aff(m)	B(m)	Aff(m)	B(m)
0,09	1,6	0,07	1,6
0,079	1,8	0,055	1,8
0,07	2	0,046	2
0,065	2,2	0,039	2,2
0,052	2,4	0,035	2,4