

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

**MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR**

**ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**Université Kasdi Merbah Ouargla**



**FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES**

**Département de Génie Civil et Hydraulique**

**Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme de**

**Master : Génie civil.**

**Spécialité : Structures.**

**Thème**

**Mise en place du prototype de fondation  
sur sol gonflant in Mughniyeh.**

**Présenté par :**

❖ **Mouchi Abdelkader.**

❖ **Brahimi Tayeb.**

**Soumis au jury composé de :**

**AKCHICHE Hamida.**

**MAB**

**à**

**UKMO**

**Présidente**

**HACINI Slimane.**

**MAA**

**à**

**UKMO**

**Examineur**

**ZENKHRI Abderrezak.**

**MAA**

**à**

**UKMO**

**Encadreur**

***Année Universitaire : 2022 / 2023***

---

---

# REMERCIEMENT

*Nous remercions Dieu Tout-Puissant de nous avoir donné le courage, la force et la volonté de faire cet humble acte nos sincères remerciements vont au **Dr. ZENKHRI Abderrezak**. Professeur à l'Université qasida Merbah, pour sa patience et son aide face aux difficultés, à la mise en œuvre des tâches et au suivi de ce travail de près et de loin. Nous tenons à remercier les membres du jury pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant de lire et de juger cet ouvrage. Une grande miséricorde à ceux qui n'ont pas aidé de loin ou de près, et nous tenons également à remercier tous les enseignants qui se sont intéressés à notre formation.*

## الاهداء

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات  
الحمد لله الذي وفقنا لنتمين هذه الخطوة في  
مسيرتنا لطلب العلم بمذكرتنا هذه، ثمرة  
الجهد والنجاح  
امي التي فضلها سبق انجازاتي، انت  
جمهوري الوفي الدائم الى تاج فخر طالما  
حملته على راسي، ابي لك كامل الشكر  
والعرفان اخوتي من بهم أكبر وعليهم اعتمد،  
اليكم يانعم السند، اخوتي لمن لم تقصر لا  
بكلمة ولا بفعل في سبيل تشجيعي، ومن  
قضيت برفتهم أجمل الأيام وعشت معهم  
أحلى الذكريات فكانوا اسعد بنجاحي  
الى كل من سهر، وبذل وساهم في سبيل  
وصولي الى هنا، وتبقي قائمتي مفتوحة فلا  
تسعني الورقة، ولا تسعني الكلمات ...  
اليكم جميعا اهدي تخرجي.

موشي

## RESUME :

En raison de la grande diversité des sols en Algérie et des graves dommages causés aux bâtiments construits sur ce type de sol, les méthodes d'études expérimentales sont largement utilisées. Afin de bien comprendre l'influence des phénomènes de compression, gonflement et retrait, ce travail vise à fournir un modèle de test expérimental sur le comportement des semelles isolantes sur les sols gonflés.

Le sol argileux bentonitique étudié, qui provient de la région de Mughniyeh à Tlemcen dans l'ouest de l'Algérie, a été soumis à un certain nombre de tests en laboratoire pour identifier et caractériser le sol.

L'objectif est de comprendre et de prédire la capacité du sol à se contracter et à se dilater.

Un modèle miniature avec des couches monolithiques d'argile et un système de fondation a été utilisé comme site de test pour l'expérience.

Les résultats encouragent les chercheurs à tester des versions simplifiées de ces modèles d'essais afin de développer de nouvelles lois comportementales qui prennent en compte la différence de taille des particules de sol allongées.

Mots clés : Argile, Bentonite, Fondation, Semelle, Gonflement, Capacité portante, Sols gonflant.

## الملخص:

نظرا للتنوع الهائل للتربة في الجزائر والأضرار الجسيمة التي لحقت بالمباني المبنية على هذا النوع من التربة، تستخدم طرق الدراسة التجريبية على نطاق واسع. من أجل فهم تأثير ظواهر الانضغاط والانتفاخ والانكماش بشكل كامل، يهدف هذا العمل إلى تقديم نموذج اختبار تجريبي حول سلوك الأساس العازلة على الأرضية المتضخمة.

خضعت التربة الطينية البنتونيت المدروسة، والتي تأتي من منطقة مغنية بتلمسان في غرب الجزائر، لعدد من الاختبارات المعملية للتعرف على التربة وتصنيفها.

الهدف هو فهم قدرة التربة على التوسع والتنبؤ بها.

نموذج مصغر مع طبقات متجانسة من الطين ونظام الأساس بمثابة موقع اختبار للتجربة.

تشجع النتائج الباحثين على اختبار إصدارات مبسطة من نماذج المحاور هذه من أجل تطوير قوانين سلوكية جديدة تأخذ في الاعتبار الاختلاف في حجم جزيئات التربة الممتدة.

الكلمات المفتاحية: طين، بينتونيت، أساس، انتفاخ، تربة انتفاخية، قدرة التحمل، انكماش، الانكماش.

---

## **ABSTRACT :**

Due to the great diversity of soils in Algeria and the serious damage caused to buildings built on this type of soil, experimental study methods are widely used. In order to fully understand the influence of compression, swelling and shrinkage phenomena, this work aims to provide an experimental test model on the behavior of insulating soles on swollen soils.

The bentonite clay soil studied, which comes from the Mughniyeh region of Tlemcen in western Algeria, was subjected to a number of laboratory tests to identify and characterize the soil.

The goal is to understand and predict the soil's ability to contract and expand.

A miniature model with monolithic layers of clay and a foundation system was used as a test site for the experiment.

The results encourage researchers to test simplified versions of these test models in order to develop new behavioral laws that take into account the difference in size of elongated soil particles.

Key words: Clay, Bentonite, Foundation, Sole, Swelling, Bearing capacity, Soils.

---

---

# SOMMAIRE

<b>INTRODUCTION GENERALE</b>	1
<b>CHAPITRE I : ÉTUDIER LES FONDEMENTS ET LES METHODES DE CALCUL DE LA CONTRAINTE ADMISSIBLE DANS LES SOLS GONFLENT</b>	
<b>I.1. INTRODUCTION</b>	3
<b>I.2. LES ARGILES</b>	3
I.2.1. Définition	3
I.2.2. Types d'Argiles	4
I.2.3. Structure Moléculaire Microscopique des Argiles	5
<b>I.3. GONFLEMENT</b>	6
I.3.1. Définition	6
I.3.2. Types de Gonflement	7
<b>I.4. PRELUDE</b>	7
I.4.1. Semelles isolée superficielles	7
I.4.2. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle	8
I.4.2.1. Rupture générale par cisaillement	8
I.4.2.2. Les sols gonflés ne parviennent pas à tondre	9
I.4.3. Contrainte admissible du sol de fondation	11
1) sur une couche de sol $\theta=0$ homogène d'épaisseur limitée	11
2) Capacité portante de la semelle peu profonde sur l'argile molle améliorée par les cendres volantes compactées	12
3) Théories de la capacité portante (charge verticale Centrée)	13
3.1) Théorie de Terzaghi	14
3.2) Théorie de Meyerhof (1963)	17
3.3) Théorie de Prandtl (1920)	17
<b>I.5. LOIS DE COMPORTEMENT</b>	20

---

## **I.6. CONCLUSION**

21

# **CHAPITRE II : TECHNIQUES UTILISEES DANS LES ETUDES EXPERIMENTALES DE FONDATIONS SUR SOLS GONFLES.**

<b>II.1. INTRODUCTION</b>	24
<b>II.2. MODÈLES DE PROTOTYPES</b>	24
II.2.1. Modèle de Mohammed Y. Fattah a.,Aysar H.S., et Al-Lami b.(2016)	24
II.2.1.1 Pneu sol sous fondations en sols gonflants	25
1) Cas de l'argile seule	25
2) Cas de l'argile avec Pneu sol	25
II.2.1.2 Comment reconnaître un sol expansif	26
II.2.2.Matériaux utilisés dans le modèle de Mohammed Y. et al. (2016)	27
II.2.3. Description du modèle de Mohammed Y. et al. (2016)	27
II.2.4. Modèle de Sireesh S.,Sitharam T.G., et Sujit Kumar Dash (2009)	28
II.2.5. Modèle de Julie Lovisa, Sanjay Kumar Shukla, Nagaratnam Sivakugan (2010)	29
II.2.5.1 Matériaux utilisés dans le modèle de Julie Lovisa, et al., (2010)	30
II.2.5.2 Description du modèle de Julie Lovisa, et al., (2010)	30
II.2.6. Modèle de P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar et S. Sreehari (2009)	31
II.2.6.1 Matériaux utilisés dans le modèle de P. Vinod et al. (2009)	31
II.2.6.2 Description du modèle de P. Vinod et al. (2009)	31
II.2.7 Modèle de Sireesh S., Sitharam T.G., et Sujit Kumar Dash (2009)	33
II.2.7.1. Matériaux utilisés dans le modèle de Sireesh S., et al., (2009)	33
II.2.7.2. Description du model de Sireesh S., et al., (2009)	34
<b>II.3. CONCLUSION</b>	36

---

## **CHAPITRE III: CONCEPTION ET ESSAI SUR PROTOTYPE**

<b>III.1. INTRODUCTION</b>	37
<b>III.2. LA CONCEPTION DU PROTOTYPE AU LABORATOIRE</b>	37
III.2.1. Le Remplissage du Bac	38
III.2.2. Mise en Place des Accessoires	39
III.2.3. Mise en Place du système de fondation	40
III.2.4. Justification du Prototype	41
III.3. essai de cisaillement a la boite : « NF P 94-071-1»	42
<b>IV : ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS EXTRAITS A PARTIR DU PROTOTYPE CONSIDERE</b>	
<b>IV.1.ESSAIS SUR PROTOTYPE</b>	44
IV.1.1Dérroulement et description de l'essai :	44
IV.1.2. Calcul de la Capacité Portante du Sol sous une Semelle Isolée	47
<b>IV.2. NTERPRÉTATION DES RÉSULTATS</b>	48
<b>IV.3. CONCLUSION</b>	52
<b>CONCLUSION GENERALE</b>	54
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES</b>	46



---

# LISTE DES TABLEAUX

## CHAPITRE III

### Tableau III.1

Représente les valeurs « C » et «  $\phi$  » d'un échantillon d'argile « Bentonite » par le cisaillement non consolidé non drainé.

**43**

## LISTE DES FIGURES

---

### CHAPITRE I

<b>Figure I.1</b>	Particule d'argile	5
<b>Figure I.2</b>	Type d'argiles d'après Mitchell cité par	6
<b>Figure I.3</b>	Rupture générale par cisaillement	8
<b>Figure I.4</b>	Le poinçonnage par cisaillement a échoué	9
<b>Figure I.5</b>	Contrainte admissible du sol de fondation	10
<b>Figure I.6</b>	Semelle filante chargée axialement sur une couche de sol d'épaisseur limitée	11
<b>Figure I.7</b>	Pied rectangulaire sur C. F. A., notez que: largeur de la colonne de cendres volantes compactées C. F. A. = W, largeur du pied = B, W = B.	12
<b>Figure I.8</b>	Notation du problème	13
<b>Figure I.9</b>	Variation de $N_c^*$ avec $H/B$ et $m$ pour $C_{u1-0} / C_{u2-0} = 5$ en cas de Pied rugueux.	14
<b>Figure I.10</b>	Une comparaison des valeurs actuelles de $N_c^*$ avec celles de la littérature	14
<b>Figure I.11</b>	Surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle Continue	16
<b>Figure I.12</b>	Cisaillement dans le sol sous une fondation	17
<b>Figure I.13</b>	Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse	18
<b>Figure I.14</b>	Mécanisme de déformation plastique pour une fondation peu profonde sur argile.	19
<b>Figure I.15</b>	Comportement au cisaillement	20

### CHAPITRE II

<b>Figure II.1</b>	Essai de référence	25
<b>Figure II.2</b>	Essai avec pneu sol	26
<b>Figure II.3</b>	Les 24 trous à la base de réservoir.	27
<b>Figure II.4</b>	La semelle du modèle avec deux ailes.	28
<b>Figure II.5</b>	La configuration du modèle ailes.	30

# LISTE DES FIGURES

---

<b>Figure II.6</b>	Montage expérimental.	
<b>Figure II.7</b>	Vue photographique du renfort expérimental en corde de coco tressée.	<b>32</b>
<b>Figure II.8</b>	Section du lit de fondation renforcé de corde de coco tressée.	<b>33</b>
<b>Figure II.9</b>	Sols utilisés dans les essais.	<b>32</b>
<b>Figure II.10</b>	Coupe verticale du prototype.	
<b>Figure II.11</b>	Configuration de test.	<b>35</b>

## CHAPITRE III

<b>Figure III.1</b>	Remplissage du Bac.	<b>39</b>
<b>Figure III.2</b>	Les outils de fixation des caméras et les comparateurs.	<b>39</b>
<b>Figure III.3</b>	Les dispositions de caméras proposées.	<b>40</b>
<b>Figure III.4</b>	Système de fondation du modèle réduit	<b>40</b>
<b>Figure III.5</b>	La disposition finale du modèle réduit.	<b>42</b>
<b>Figure III.6</b>	Représente l'échantillon sous expérience.	<b>43</b>
<b>Figure III.7</b>	L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé.	<b>43</b>

## CHAPITRE IV

<b>Figure IV.1</b>	L'ajout du poids aux fondations.	<b>44</b>
<b>Figure IV.2</b>	La propagation d'eau à travers les couches d'argiles.	<b>44</b>
<b>Figure IV.3</b>	Apparition de fissures à la surface de la couche argileuse.	<b>45</b>
<b>Figure IV.4</b>	Formation des fissures de 1 à 2 cm d'épaisseur sur la surface et en Profondeur	<b>46</b>
<b>Figure IV.5</b>	L'effondrement des semelles dues au gonflement du sol argileux.	<b>46</b>
<b>Figure IV.6</b>	La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 2.	<b>48</b>
<b>Figure IV.7</b>	La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 4.	<b>49</b>
<b>Figure IV.8</b>	La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 1.	<b>50</b>
<b>Figure IV.9</b>	La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 3.	<b>51</b>

## LISTE DES FIGURES

---

**Figure IV.10** Superposition de 4 courbes des fondations avec l'indice de déformation par rapport à la pression et au temps **52**

# NOTATION :

---

$e$  : Indice des vides.

$Q_L$ : La charge limite ultime.

$B$  : Largeur de la semelle.

$q_a$  : La contrainte admissible.

$F_s$  : Coefficient de sécurité.

$d$ : Epaisseur du couche de sol.

$q_u$  : Capacité portante ultime.

$q_{adm}$  : Capacité portante admissible.

$F_S$  : Facteur de sécurité.

$\sigma$ : Contrainte normale.

$\tau$ : Contrainte de cisaillement.

$\lambda$ : Facteur de forme.

$C$  : Cohésion du sol.

$\phi$ : Angle de frottement interne du sol.

$\gamma$ : Densité du sol.

$D_f$  : Profondeur de l'ancrage.

$K_p$  : Le coefficient des poussées des terres passives.

$N_c, N_{qet}$  : Coefficients de capacité portante de Terzaghi.

$N'_c, N'_q \text{ et } N'_\gamma$  : Facteurs de la capacité portante modifiée.

$M_w$ : La masse d'eau.

$M_d$ : La masse du sol sec.

$W$  : Teneur en eau.

$W_{moy}$  : Teneur en eau moyenne.

$W_L$  : La limite de liquidité.

$W_P$  : La limite de plasticité.

$IP$  : Indice de plasticité.

$A_c$  : L'activité des sols argileux défini par Skempton.

# INTRODUCTION GENERALE

En génie civil, le phénomène de gonflement s'explique par une pression donnée les couches atteignent une distance interlobaire d'équilibre, le phénomène indispensable pour comprendre le comportement de gonflement des sols.

Le gonflement est lié aux variations de la teneur en eau, lorsque celle-ci augmente, on observe le phénomène de gonflement, et si la teneur en eau diminue,

Un rétrécissement est observé.

Le gonflement du sol affecte tous les types de construction (bâtiments légers, chaussée, etc.) a causé d'importants dommages et a nécessité un renforcement très cher, et sa mise en œuvre est souvent mal maîtrisée.

Certains auteurs proposent des solutions pour :

- Éviter de transférer le soulèvement du sol à la structure. Telle que l'effet des rotules sur le transfert de moment dans les structures travaux publics.
- Corriger les mouvements du sol qui peuvent être transmis à la superstructure leur développement.

La méthode de calcul de la capacité portante ne tient pas compte changement de volume et comportement des particules solides dans l'argile Plastique et cohésif. Ce point guide les chercheurs pour proposer de nouvelles lois Comportement de l'argile.

Le but de cette recherche est d'introduire une compréhension du comportement du sol argileux potentiellement expansif. L'étude était basée sur une conception d'un modèle simplifié en laboratoire représentant des structures basées sur des sols expansifs. Cette thèse est composée de quatre chapitres :

**Chapitre 1:** fait l'objet d'une recherche bibliographique sur les sols gonflés. Ce dernier Il permet d'étudier les bases de surface et d'énumérer certaines des méthodes des auteurs pour calculer la contrainte admissible les sols gonflés.

**Chapitre 2:** les technologies utilisées, les prototypes et les diverses idées qui ont été développés dans des études expérimentales antérieures sur les fondations dans le sol gonflé.

## **INTRODUCTION GENERALE**

---

**Chapitre 3:** une étape pratique importante de cette recherche. Elle consiste en la conception et le test du premier prototype de l'étude en cours.

**Chapitre 4 :** analyse et interprétation des résultats extraits du prototype considéré.

**CHAPITRE I :**  
**«Étudier les fondements  
et les méthodes de calcul  
de la contrainte admissible  
dans les sols gonflants. »**



# CHAPITRE I : Étudier les fondements et les méthodes de calcul de la contrainte admissible dans les sols gonflés.

## I.1. Introduction

La construction fait face à plusieurs problèmes majeurs et spécialement la construction des fondations, que ce soit sur des sols de faible portance ou même sur des sols argileux potentiellement expansifs. Ce dernier réside dans le changement initial de la taille du sol, qu'il s'agisse d'un gonflement du sol ou de retrait (perte d'eau).

Par conséquence, et par le biais du gonflement/retrait, les contraintes se développent dans les dans les nœuds de la superstructure et occasionnent des dégradations et endommager profondément la superstructure.

Dans ce chapitre, un aperçu sur le phénomène du gonflement du sol est présenté.

## I.2. Les argiles

### I.2.1. Définition

L'argile est une roche sédimentaire à grain fin qui est dense lorsqu'elle est sèche et plastique lorsqu'elle est humide. Les argiles sont constituées d'un ou plusieurs minéraux du groupe du kaolin (dérivé du nom de la région kaolin en Chine), de la montmorillonite ou d'autres pierres de lune stratifiées (minéraux argileux), mais peuvent contenir des particules de sable et des carbonates. En règle générale, le minéral rocheux dans l'argile est la kaolinite ( $Al_4 [Si_4O_{10}] (OH)_8$ ), composition : 47 % (en poids) d'oxyde de silicium (IV) ( $SiO_2$ ), 39 % d'oxyde d'aluminium ( $Al_2O_3$ ) et 14% Eau (2 h) (Caillère et Henin 1982).

$Al_2O_3$  et  $SiO_2$  - constituent une part importante de la composition chimique des argiles

jaunes, brunes, bleues, vertes, violettes et même noires. La couleur est due

aux impuretés des ions - chromophores. (Boek et Skipper 1995).

Propriétés de l'argile : plasticité, retrait au feu et à l'air, réfractaire, propriétés de frittage, couleur des fragments de céramique, viscosité, retrait, porosité, gonflement, dispersion. L'argile est l'agent d'imperméabilisation le plus stable - la perméabilité à l'eau est l'une de ses qualités. En conséquence, les sols limoneux sont le type de sol le plus stable qui ait été développé dans les friches et les friches. L'imperméabilité de l'argile est utile pour maintenir la qualité des eaux souterraines

## CHAPITRE I :

---

- une grande partie des ressources artésiennes de haute qualité se trouvent entre les couches d'argile (Boek et Skipper 1995).

### I.2.2. Types d'Argiles

Il existe plusieurs types d'argile. Chacun d'eux est utilisé à sa manière. Les argiles avec une limite de plasticité de 0,17 à 0,27 sont appelées légères, plus de 0,27 - lourdes. La majeure partie de l'argile extraite et vendue est du kaolin, qui est utilisé dans l'industrie des pâtes et papiers et dans la production de porcelaine et de produits réfractaires. Le deuxième matériau de construction le plus important est l'argile et la roche commune. L'argile réfractaire est utilisée dans la fabrication de briques réfractaires et d'autres produits réfractaires.

La bentonite occupe une place importante parmi les types d'argile. On pense que cette boue s'est formée à la suite de la décomposition chimique des cendres volcaniques. Lorsqu'il est immergé dans l'eau, il gonfle et grossit plusieurs fois. Principalement utilisé dans les fluides de forage lors du forage de puits.

L'argile de Fuller est évaluée pour ses propriétés de blanchiment dans le raffinage des produits pétroliers. Les filtres à boue complète sont utilisés pour purifier les huiles végétales et minérales.

L'argile de poterie, également appelée grumeleuse, est utilisée pour faire des plats.

L'argile ou le schiste bitumineux est une matière première importante qui est utilisée avec le calcaire dans la fabrication du ciment Portland.

Les plus courantes dans la nature sont : l'argile rouge, l'argile blanche (kaolin) et l'argile gréseuse. Articles en argile - pour la production de poterie, de faïence et de produits réfractaires - kaolin.

- Les argiles plastiques sont des argiles molles et très déformables qui, en revanche, sont indurées et présentent un comportement dû à la présence de carbonates et de quartz.
- au-delà de la limite élastique, les argiles raides, plus fragiles que ductiles. Deux types différents de particules d'argile ont été décrits dans la littérature : Argile TOT (figure I.1) argile.
- Dit TO (figure I.1) (Berthaud 2013).

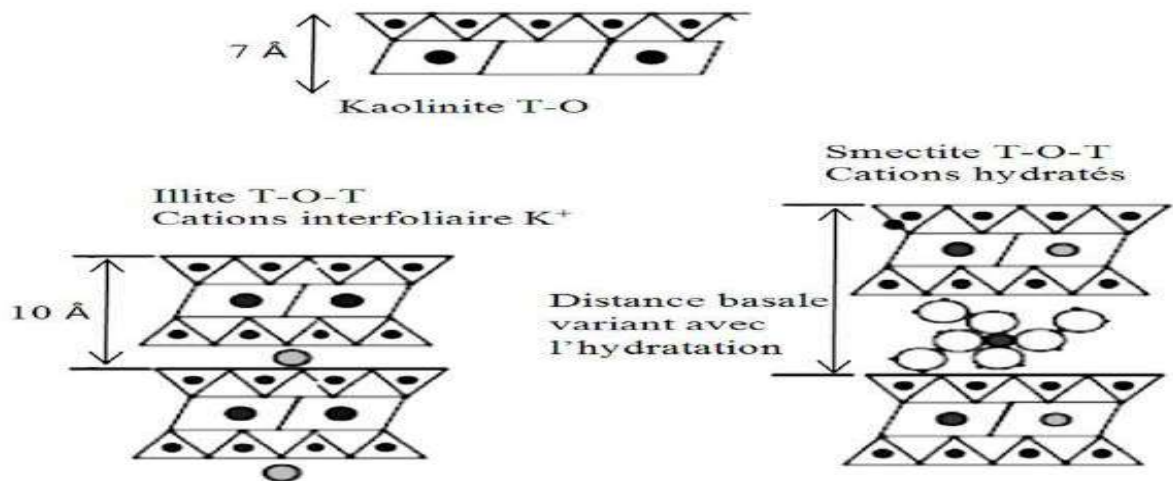


Figure (I.1) : Composition partielle des particules d'argile (Berthaud 2013).

### I.2.3. Structure Moléculaire Microscopique des Argiles

La feuille élémentaire idéale comporte un empilement de deux ou trois unités fondamentales. Des liaisons moins puissantes mais cruciales assurent l'assemblage des feuillets élémentaires tandis que des liaisons covalentes et ioniques assurent la structure rigide du feuillet élémentaire.

Les forces de liaison entre feuillets sont principalement :

- Les forces d'attraction moléculaires de **Van der Waals** qui sont des liaisons faibles.
- Les liaisons hydrogène qui apparaissent avec des atomes fortement électronégatifs, comme par exemple l'oxygène dans le cas des argiles.
- Les substitutions isomorphes, qui consistent à remplacer certains des cations constitutifs du réseau cristallin par d'autres de valence plus faible. Ce dernier phénomène se traduit par des déficits de charge qui réduisent l'intensité des forces ioniques maintenant les feuillets entre eux (l'ion  $Si_4^+$  dans la couche tétraédrique de silice est remplacé par un ion  $Al_3^+$ , et un ion  $Al_3^+$  dans la couche octaédrique d'aluminium est remplacé par un ion  $Mg_2^+$ ). En conséquence, les particules captent une charge négative et sont capables d'adsorber de manière réversible les cations et les dipôles d'eau pour devenir électro neutres. La capacité d'échange d'ions (C.E.C.) (milléquivalents/100 g d'argile sèche) permet de mesurer la charge positive nécessaire pour atteindre l'électro neutralité. (DJAANI –BENMANSOUR 2011).

De ce fait, les particules sont soumises à un ensemble de forces attractives et répulsives qui évoluent avec la teneur en eau et dépendent de substitutions isomorphes. même si la structure des argiles semble simple. La disposition des particules du sol argileux, qui

## CHAPITRE I :

interagissent avec l'eau et les ions qu'elle transporte, dépend fortement du milieu de dépôt, notamment de sa salinité.

Kaolinite, illite et sont les quatre variétés d'argile les plus populaires.

Montmorillonite et chlorite. (DJAANI –BENMANSOUR 2011).

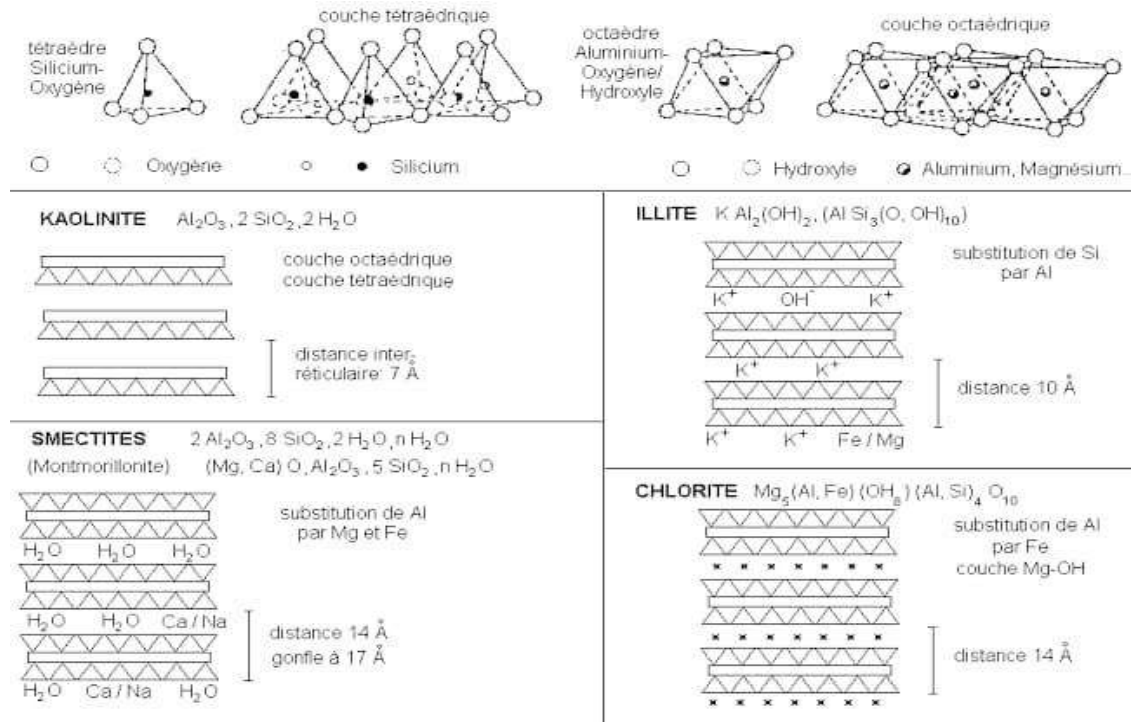


Figure (I.2) : Types d'argile (Berthaud 2013).

Après avoir mentionné les propriétés de l'argile, il nous faut signaler le phénomène de gonflement du sol. Ce dernier est comme suivant :

### I.3. Gonflement

#### I.3.1. Définition

Le gonflement est une augmentation du volume du sol ou de ses éléments structurels individuels lorsqu'il est mouillé. Le gonflement dépend de la propriété des colloïdes à absorber l'eau et à former des croûtes hydratées autour des particules minérales et organiques, les amenant à se séparer les unes des autres. Plus la surface interne de la masse de sol est grande, plus la capacité des particules de sol à retenir l'eau est grande, plus la couche qu'elles peuvent créer autour d'elles est forte, plus le gonflement d'un tel système est élevé. Cependant, le rôle principal dans l'hypertrophie du sol n'appartient pas tant à la Dispersion de la base minérale qu'à sa composition minérale.

## CHAPITRE I :

---

Les minéraux tris couches avec un réseau cristallin en mouvement déterminent non seulement l'absorption de l'eau de surface, mais également son entrée dans les espaces interraciaux. Dans ce cas, la distance entre les emballages peut passer de 0,96 à 2,14

### I.3.2. Types de Gonflement

Il existe deux types de gonflement, on les cite :

Un gonflement intra particulaire (inter foliaire) et autre interarticulaire (Mouroux et al, 1988).

- **Gonflement inter particulaire**

C'est un processus dans lequel les plaquettes (groupes de feuilles d'argile) réagissent avec l'eau ionisée lorsque les dipôles d'eau se fixent sur toutes les surfaces des groupes de feuilles. Cette réaction peut se produire dans tous les types de sols argileux.

- **Renflement entre les couches**

Plusieurs argiles ont la propriété d'admission de molécules d'eau entre les feuillets grâce à sa distance inter foliaire qu'elle soit suffisamment grande.

On peut dire que le gonflement inter foliaire est plus grand que le gonflement Interarticulaire.

Les scientifiques ont longtemps lutté avec la question des fondations dans les sols perméables, ce qui les a incités à chercher un moyen de calculer les fondations et de développer un remède approprié au problème du gonflement du sol sous les fondations. En fait, le phénomène d'expansion du sol n'est pas reflété avec précision par les lois du comportement du sol, comme il s'est avéré. Des méthodes de détermination de la capacité portante des fondations ont été proposées par de nombreux chercheurs dans ce domaine.

### I.4.1. Semelles isolée superficielles

Une fondation de surface est un type de fondation en maçonnerie qui transfère la charge structurelle à la terre près de la surface, plutôt qu'à travers une couche souterraine ou une plage de profondeur, comme le fait une fondation profonde. Habituellement, une fondation peu profonde est considérée comme superficielle lorsque la largeur de toute la fondation est supérieure à sa profondeur. Par rapport aux fondations profondes, les fondations superficielles sont moins techniques, ce qui les rend plus économiques et plus utilisables pour des structures relativement légères.

Les placements sont toujours supérieurs aux membres qui les soutiennent. Les charges structurelles d'une colonne ou d'un mur sont généralement supérieures à 1000 kPa, tandis que la capacité portante est

## CHAPITRE I :

sols est généralement inférieure à cela (généralement inférieure à 400 kPa). En ayant une plus grande surface portante, la fondation répartit la pression sur le sol, ce

qui réduit la pression portante à des valeurs admissibles. La structure n'est pas limitée à un pied. Plusieurs types de bases peuvent être utilisés dans un projet de construction.

### I.4.2. Mécanisme de rupture d'une fondation superficielle

Les défaillances des fondations de surface dues aux défaillances du sol sont traitées dans cette résistivité. En plus de la défaillance du sol, la fondation peut échouer en raison d'une défaillance de la capacité structurelle. Dans cette résistance, nous discutons de la fondation qui a appliqué une charge La fondation doit être conçue pour la capacité portante admissible. La fondation peut atteindre sa capacité portante maximale pour les charges appliquées pour former la structure. Il y a trois façons dont la défaillance des fondations peu profondes se produit. Rupture générale par cisaillement Rupture locale par cisaillement Le poinçonnage par cisaillement a échoué Discutons en détail de chaque type de panne. (CHELGHOUM ,2006)

#### I.4.2.1. Rupture générale par cisaillement

Une augmentation progressive de la charge sur la fondation entraînera une augmentation de la stabilité de la base et une augmentation de la pression sous la fondation.

Lorsque la pression sous la fondation atteint la pression finale que le sol peut supporter, la fondation échouera soudainement.

Ces types de ruptures de fondation se produisent dans des sols à faible compression.

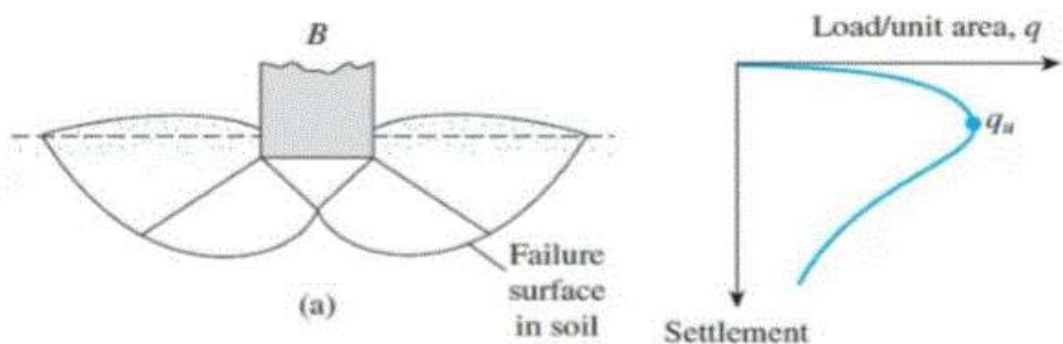


Figure (I.3) : Rupture générale par cisaillement (CHELGHOUM ,2006)

La contrainte finale que le sol peut supporter est la capacité portante de la fondation. Comme décrit ci-dessus, lorsqu'une charge atteint sa capacité de charge maximale, elle tombe en panne.

Ces types de ruptures de fondation peu profondes se produisent dans du sable dense ou un sol cohésif dur.

Les sols denses, durs et peu compressifs conduisent à une rupture par cisaillement.

L'inclinaison de la fondation se produit lors de l'échec.

#### I.4.2.2. Les sols gonflés ne parviennent pas à tondre

Ce type de défaillance de la fondation de surface se produit lorsque la fondation repose sur un sol quelque peu gonflé où le tassement de la fondation est plus élevé.

Les surfaces de cisaillement ne sont pas développées en raison du compactage du sol.

La sous-section sous la fondation est comprimée et ne peut pas supporter la pression exercée par la fondation. (CHELGHOUM ,2006)

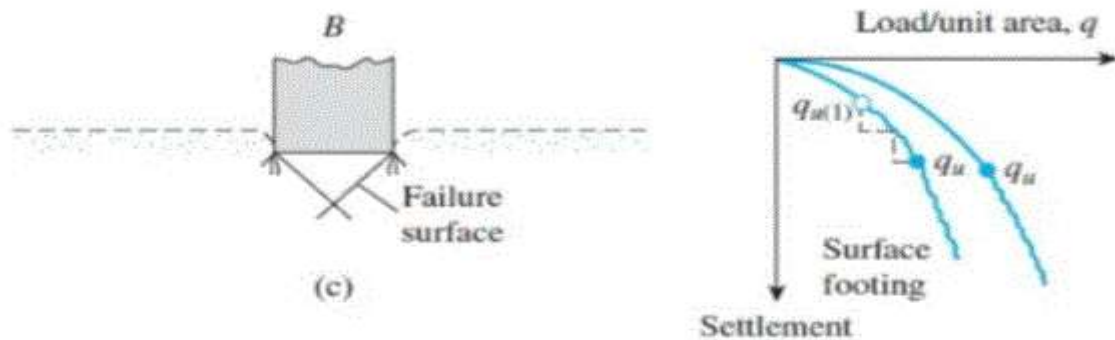


Figure (I.4) : Les sols gonflés ne parviennent pas à tondre (CHELGHOUM ,2006)

La figure ci-dessus montre la surface de rupture et la courbe de nivellement de charge de la fondation.

Les améliorations du sol de l'article peuvent être référées à des méthodes d'amélioration de l'état du sol pour obtenir une capacité portante plus élevée.

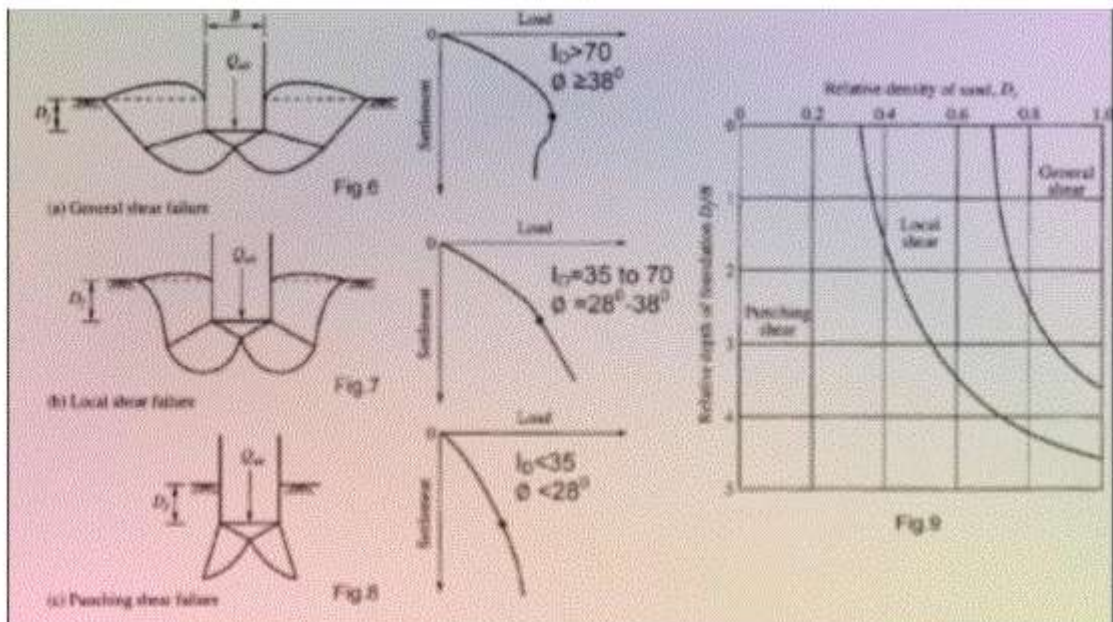
De plus, la lecture de l'article Comment déterminer le type de fondation peut être utile pour en savoir plus sur les méthodes de détermination du type de fondation

### I.4.3. Contrainte admissible du sol de fondation

La capacité portance d'une semelle verticalement chargée placée sur la surface d'un sol homogène peut être estimée relativement la théorie conventionnelle de portance de **Terzaghi** dans laquelle les valeurs appropriées des facteurs de portance sont adoptés.

Si la fondation est établie sur un sol mou ou meuble, la surface de rupture ne s'étendra pas à la surface de la terre. Le schéma de perte de charge utile pour cette interaction serait raide et linéaire dans la pratique. Cette rupture est appelée « rupture par cisaillement ou rupture par trou ». **(CHELGHOU, 2006)**

Différents types de défaillances de capacité portante sont illustrés ci-dessous :



**Figure (I.5) :** Résistance admissible aux contraintes du sol dans la fondation.

**(CHELGHOU, 2006).**

D'examens sur place tels que PLT, SPT et CPT

Les informations nécessaires pour évaluer la capacité portante du sol sont obtenues à partir de l'examen du site. Une étude en laboratoire d'échantillons non endommagés ou des essais de sol sur site peut être effectuée afin d'obtenir les paramètres de résistance au cisaillement nécessaires pour l'évaluation de la capacité portante. Plusieurs corrélats existent pour relier les Propriétés du sol in situ du test de pénétration au cône à la capacité portante du sol.

L'examen du sol est donc l'une des activités les plus importantes à effectuer avant de commencer tout projet de construction. Dans le rapport d'analyse du sol, l'ingénieur



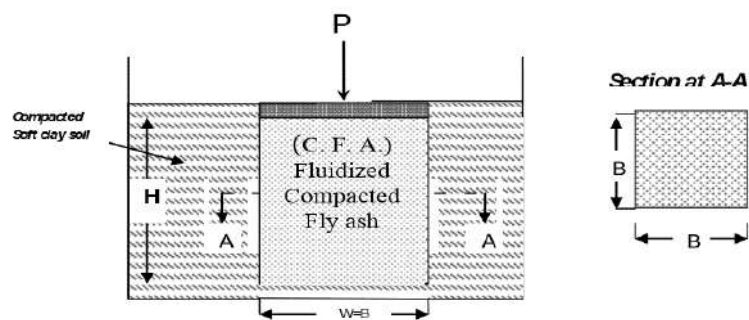
## CHAPITRE I :

géotechnicien doit déterminer la résistance du sol dans différentes couches et finalement recommander une fondation appropriée. Certains des paramètres utilisés pour décrire la résistance de la formation du sol dans le but d'estimer la capacité portante des sols sont la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

Dans cet article, nous donnerons un exemple de la façon de déterminer la capacité portante du sol en utilisant l'équation générale de la capacité portante.

### 1) Capacité portante de la semelle peu profonde sur l'argile molle améliorée par les cendres volantes compactées

Afin de simuler le comportement d'une semelle peu profonde sur un sol faible, des techniques spéciales ont été utilisées pour atteindre cet objectif. Ces techniques comprennent la fabrication de boîtes en acier ayant les dimensions (36×36×25) cm. Cette boîte était remplie de kaolin préparé à teneur en eau proche de sa limite liquide. De plus, une plaque d'acier de (6×6 × 0,5)cm a été utilisée pour simuler la semelle peu profonde. Une tranchée a été faite sous le pied qui repose sur du kaolin mou. La tranchée avait les mêmes dimensions de semelle et excavée à des profondeurs différentes ( $D = B$ ,  $D=2B$ ,  $D=3B$ ), où  $B$  représente la largeur de la semelle. Ensuite, la tranchée remplie de cendres volantes compactées (à sa teneur optimale en humidité) à la profondeur souhaitée. **Figure (I.7)** montre une section simple dans le test de chargement du modèle et le détail de la semelle et de la colonne de cendres volantes qui la soutiennent. Ensuite, la semelle est chargée au début de l'essai jusqu'à ce que la défaillance soit atteinte. Le tassement au centre et au bord de la semelle est enregistré à l'aide d'une caméra vidéo. (Terzaghi.,1943)



**Figure (I.7) :** Pied rectangulaire sur C. F. A., notez que: largeur de la colonne de cendres volantes compactées C. F. A. =  $W$ , largeur du pied =  $B$ ,  $W = B$ . (Terzaghi.,1943)

#### Équations obtenues à partir des résultats expérimentaux

Nombre d'essais de chargement en laboratoire de pieds carrés peu profonds soutenus par des colonnes (CFA) en argile molle ont été présentés, sur la base de ces résultats, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

$$\text{Ratio d'amélioration (r) \%} = \frac{Q_{\text{amélioré}} - Q_{\text{sans Amélioration}}}{Q_{\text{sans Amélioration}}} \quad \text{Eq(I.5)}$$

**2) Théories de la capacité portante (charge verticale Centrée)**

Pour la conception des fondations, la capacité portante d'une semelle en bande peu profonde reposant sur une seule couche homogène est généralement déterminée à l'aide de l'équation suivante de Terzaghi (1943) : (MEYERHOF, 1976)

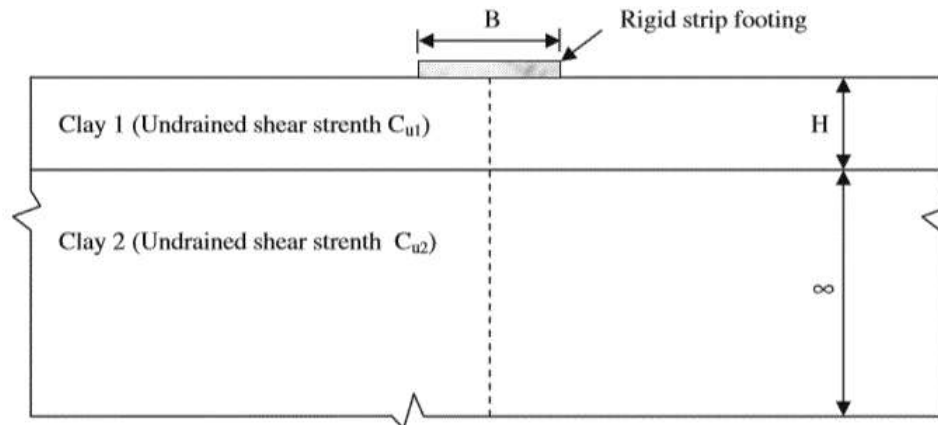
$$q_u = 0.5 \times \gamma \times B \times N_y \times C \times N_c + q \times N_q \quad \text{Eq(I.6)}$$

**Définition du Problème**

Le problème de la portance en déformation plane des argiles à deux couches qui a été étudié dans cet article est illustré à la **Figure (I.7)**. Une semelle en bande de largeur B repose sur un sommet

Pour une semelle en bande de surface reposant sur une seule couche d'argile Homogène non drainée, les praticiens utilisent généralement l'expression de Terzaghi pour calculer les charges ultimes de la semelle. Pour une semelle en bande de surface sans supplément, l'expression de la capacité portante ultime (Eq. 1) est réduit à :

$$q_u = N_c \times C_u \quad \text{Eq(I.7)}$$



**Figure (I.8) :** Notation du problème. (MEYERHOF, 1976)

La cohésion des deux couches de sol augmente linéairement avec la profondeur de la manière suivante :

$$C_{u1} = C_{u1-0} \times m \times C_{u1-0} \times \frac{z}{B} \quad \text{Eq(I.8)}$$

$$C_{u2} = C_{u2-0} \times m \times C_{u2-0} (z - H) / B \quad \text{Eq(I.9)}$$

où Eq(I.6)  $z$  est la profondeur à partir de la surface du sol; Eq(I.7)  $C_{u1}$  et  $C_{u1-0}$  sont les valeurs de cohésion à une profondeur  $z$  et à la surface du sol de la

couche supérieure, respectivement; Eq(I.8)  $C_{u2}$  et  $C_{u2-0}$  sont les valeurs de cohésion à une profondeur  $(z - H)$  et à la surface supérieure de la couche inférieure, respectivement et Eq(I.9) facteur misa non-dimensionnel qui définit la vitesse à laquelle la cohésion augmente avec la profondeur.

Calculs La capacité portante des bases de ruban sur un profil d'argile à deux couches non filtré a été dérivée à l'aide du code Flac. Et en termes de facteur de

capacité de charge ajusté  $N_c^*$  dans chacun des graphiques pour faciliter leur utilisation dans une solution pratique

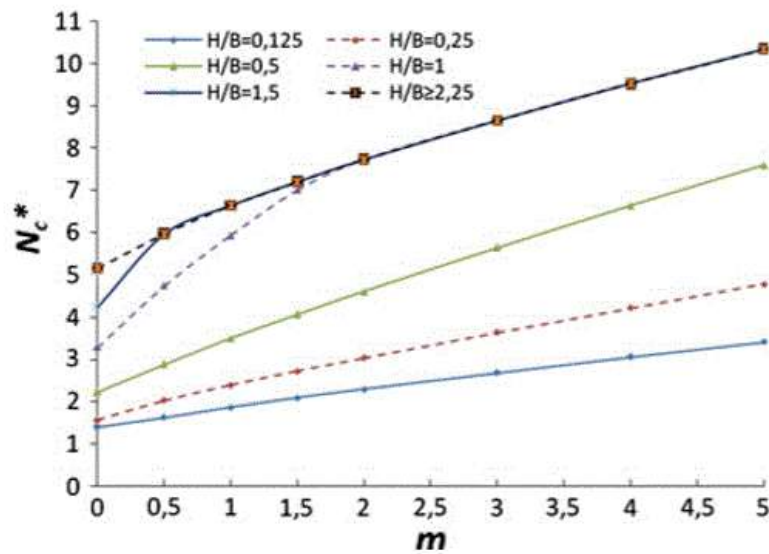


Figure (I.9) Variation de  $N_c^*$  avec  $H/B$  et  $m$  pour  $C_{u1-0} / C_{u2-0} = 5$  en cas de Pied rugueux.

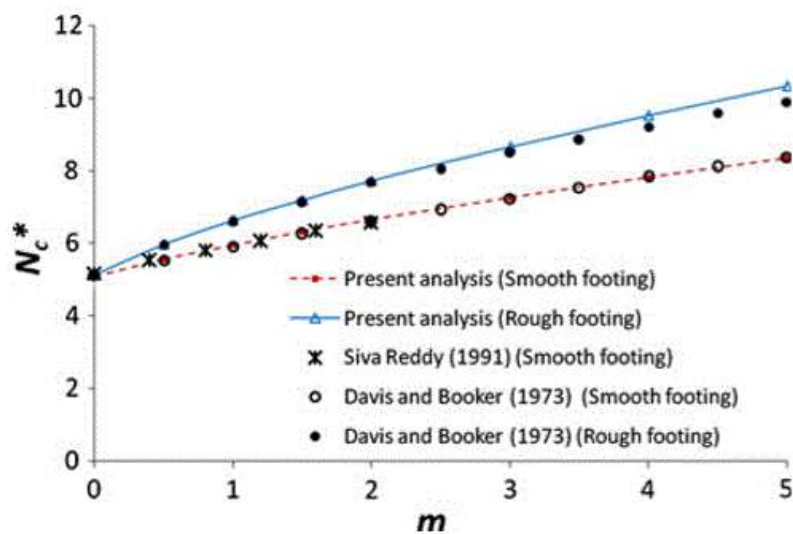


Figure (I.10) : Une comparaison des valeurs actuelles de  $N_c^*$  avec celles de la littérature

### 3.1) Théorie de Terzaghi :

Terzaghi a défini les paramètres géométriques de la fondation superficielle comme suite :

$B \leq D_f$  ( $B$ : Largeur de la semelle;  $D_f$ : Profondeur de l'ancrage, la surface de rupture dans le sol provoquée par la charge ultime «  $qu$  »). La surface de rupture du sol sous la fondation peut

être divisée en trois (03) majeures zones, ce sont :

- **Zone abc** : c'est zone triangulaire élastique située immédiatement sous la fondation. L'inclinaison des faces  $ac$  et  $bc$  avec l'horizontale est l'angle  $\alpha = \Phi$  (angle de frottement du sol).
- **Zone bcf** : Cette zone est dite zone de cisaillement radial de Prandtl.
- **Zone bfg** : C'est la zone passive de Rankine. Les lignes inclinées dans cette zone font un angle de  $\pm (45 - \Phi/2)$  avec l'horizontale. Il est à noter que la zone de cisaillement radial 2, et la zone passive de Rankine '3' existe aussi à gauche du triangle élastique zone  $abc$ , cependant ils ne sont pas montrés. La ligne  $ciof$  est un arc spiral logarithmique définie par L'équation  $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \Phi}$  (LEKOUARA,2010).

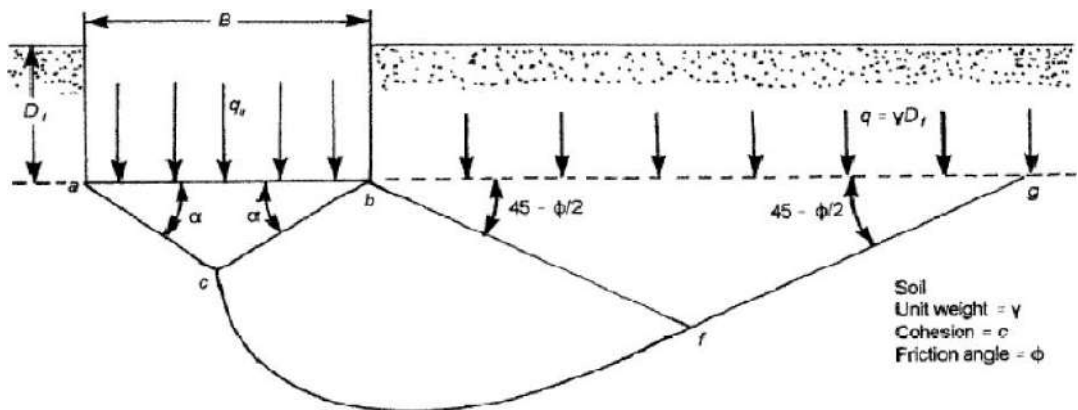


Figure (I.11) : surface de rupture dans le sol à charge ultime pour une semelle continue (Terzaghi.,1943)

L'étude de l'équilibre du massif de sol par TERZGHI donne l'équation de la capacité portante ultime sous la forme :

$$qu = cNc + qNq + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot BN\gamma \quad \text{Eq(I.10)}$$

$$Nc = \cot \Phi \cdot \left[ \frac{e^{[(\frac{3\pi}{2} - \Phi) \cdot \tan \Phi]}}{2 \cos^2 (\frac{\pi}{4} + \frac{\Phi}{2} - 1)} \right] \quad \text{Eq(I.11)}$$

$$N_q = \left[ \frac{e^{[(\frac{3\pi}{2}-\theta).ton\theta]}}{2COS^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\theta}{2}-1)} \right] \quad \text{Eq(I.12)}$$

$$N_y = \frac{1}{2} ton\theta. \left( \frac{K_p}{COS^2\theta} - 1 \right) \quad \text{Eq(I.13)}$$

- Le premier terme est appelé terme de cohésion : il est proportionnel à la cohésion C.
- Le deuxième terme est appelé terme de profondeur : il est proportionnel à la profondeur de fondation.
- Le troisième terme est appelé terme de surface : il est proportionnel à la largeur de fondation B.

$$N_c = cot\theta. \left[ \frac{e^{[(\frac{3\pi}{2}-\theta).ton\theta]}}{2COS^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\theta}{2}-1)} \right] \quad \text{Eq(I.14)}$$

$$N_q = \left[ \frac{e^{[(\frac{3\pi}{2}-\theta).ton\theta]}}{2COS^2(\frac{\pi}{4}+\frac{\theta}{2}-1)} \right] \quad \text{Eq(I.15)}$$

$$N_y = \frac{1}{2} ton\theta. \left( \frac{K_p}{COS^2\theta} - 1 \right) \quad \text{Eq(I.16)}$$

$N_c$ ,  $N_q$  et  $N_y$  sont des nombres purs qui dépendent uniquement de l'angle de frottement interne du sol et sont connus comme étant les coefficients de capacité portante de **TERZGHI**. (CHELGHOUM, 2006).

$K_p$  : est le coefficient des poussées des terres passives. La variation des coefficients de capacité portante en fonction de l'angle de frottement interne.

Pour les autres fondations la capacité portante ultime est donnée par l'équation :

#### Fondation carré

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_y \quad \text{Eq(I.17)}$$

#### Fondation circulaire

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_y \quad \text{Eq(I.18)}$$

Pour les fondations qui développent une rupture au cisaillement locale, **TERZGHI** propose les modifications suivantes : (CHELGHOUM, 2006).

$$q_u = cN_c + qN_q + 1.2\gamma BN \quad \text{Eq(I.19)}$$

Fondation carrée [B=L]

$$qu = 1.3cNc' + q'Nq' + 0.4\gamma BN\gamma \quad \text{Eq(I.20)}$$

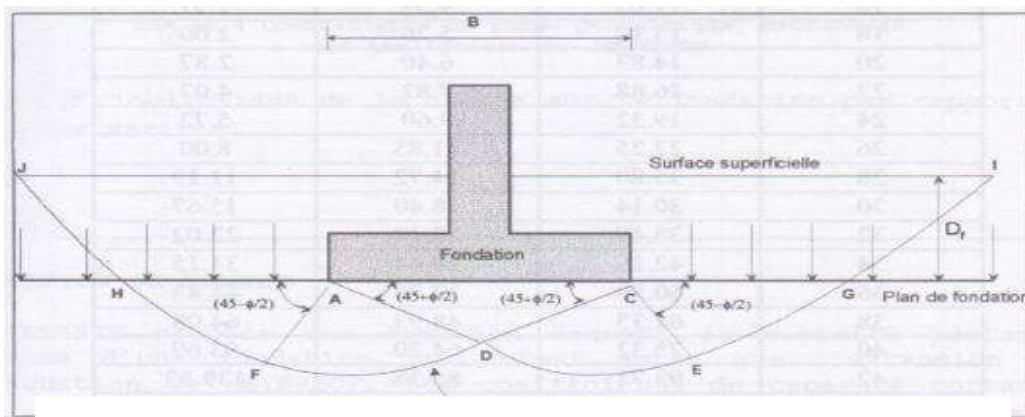
Fondation circulaire [B= diamètre]

$$qu = 1.3cNc' + q'Nq' + 0.3\gamma BN\gamma \quad \text{Eq(I.21)}$$

Avec :  $Nc'$ ,  $Nq'$  et  $N\gamma$  facteurs de la capacité portante modifiée (LEKOUARA,2010).

### 3.2) Théorie de Meyerhof (1963) :

Elles ne concernent pas en considération le cisaillement du sol au-dessus du niveau de la base de fondation comme le montre la **figure (I.8)**, plus encore, la charge sur la fondation peut être inclinée. L'équation de la capacité portante vue jusqu'à présent est pour des fondations continues, carrées ou circulaires soumises uniquement à des charges verticales.



**Figure (I.12).** Cisaillement dans le sol sous une fondation (MEYERHOF, 1976)

Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :

### 3.3) Théorie de Prandtl (1920) :

D'après Prandtl (1920), le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse, donc un état actif de Rankine est développé dans le coin AA'O (Figure II.9) : Le système est formé par trois zones successives : - La zone I en équilibre de poussée de Rankine. - La zone II en équilibre de Prandtl. - La zone III en équilibre de butée de Rankine (SAIFI, 2017).

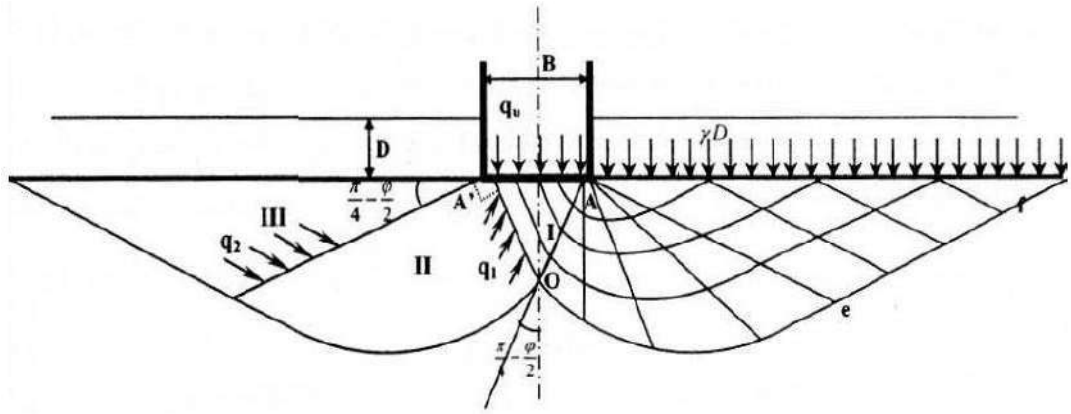


Figure (I.13). Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920))

Dans la **zone I** et **III**, la famille de lignes de glissement est formée de droites. Dans la **zone II**, une famille de ligne de glissement est constituée de courbe. Il s'agit de lignes de glissement appartenant à cette même famille et qui sont homothétiques entre elles et forment des spirales logarithmiques. L'autre famille des lignes de glissement est formée de droites, faisant un angle de  $\theta$  avec la normale aux points d'intersection avec les spirales, et ayant toutes un point de rebroussement à l'intersection des deux surcharges.

Il est à noter que les spirales logarithmiques peuvent s'écrire sous la forme, en coordonnées polaires, de :  $r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \phi}$

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc (AOe) en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul.

Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant d'angle de frottement interne  $\phi$  et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniformes, a été résolu pour la première fois par (Prandtl (1920))

On notera  $q_1$  et  $q_2$  les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de buttée de Rankine dans un milieu non pesant donne (SAIFI, 2017).

$$q_1 = q_u \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Eq(I.22)}$$

$$q_2 = \gamma \cdot D \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{Eq(I.23)}$$

La formule finale est :

$$q_u = \gamma \cdot D \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad \text{Eq(I.24)}$$

Et

$$N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad \text{Eq(I.25)}$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl Caquot, car ces deux auteurs l'ont publié, indépendamment l'un de l'autre vers (1920) (SAIFI, 2017).

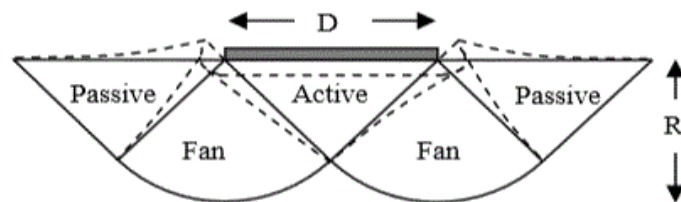
### Mécanisme de déformation plastique

Formulation théorique Cette solution utilise la géométrie du mécanisme bien connu de Prandtl (**Figure I.10**) pour l'indentation par déformation plane afin de proposer une région plastique de déformation continue sous un poinçon circulaire rigide. À l'extérieur de cette région, on suppose que la souche est négligeable (S., Sireesh et al.,(2009))

La solution comprend trois zones de cisaillement réparti. Ces zones sont supposées se cisailier et se déformer de manière compatible et continue sans glissement relatif à leurs limites. Les déformations du sol et les déformations compatibles sont développées en fonction de la contrainte de cisaillement qui maintient la fondation en équilibre. Les contraintes de cisaillement dans le sol sont liées à la charge externe de la semelle par le coefficient de portance habituel ( $N_c$ ) :

$$\sigma_{mob} = N_c c_{mob}$$

Il est très important de modéliser correctement la rigidité du sol dans l'analyse et la conception des fondations peu profondes. Aux fins de la conception de semelles circulaires dans des sols homogènes, on peut supposer que les déplacements sont contrôlés par la rigidité moyenne du sol dans une zone typique de déformation plastique. Les données de contrainte-déformation d'un échantillon de sol non perturbé prélevé à mi- profondeur du mécanisme de déformation peuvent être utilisées pour déduire la résistance au cisaillement moyenne, qui doit être mobilisée à la contrainte de cisaillement requise dans les calculs MSD.



**Figure (I.14)** Mécanisme de déformation plastique pour une fondation peu profonde sur argile. (S., Sireesh et al.,(2009))

Cette application peut satisfaire approximativement à la fois aux exigences de sécurité et de facilité d'entretien et peut prédire les contraintes et les déplacements dans les conditions de travail.

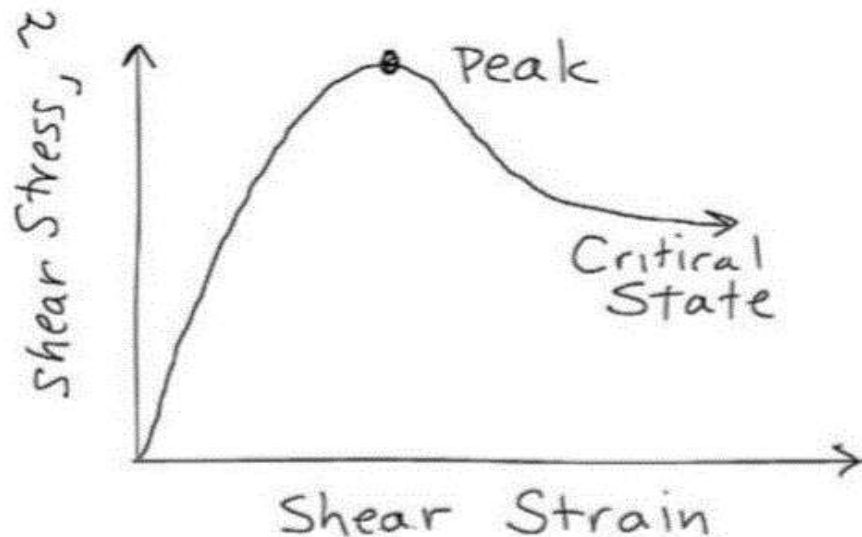


## CHAPITRE I :

Le principal avantage de la méthode MSD est qu'elle donne aux concepteurs la possibilité d'examiner la sensibilité d'une proposition de conception au comportement non linéaire d'un élément de sol représentatif. Cela accentue l'importance d'acquérir des échantillons raisonnablement non perturbés et de les tester avec un degré de précision approprié dans la mesure locale des souches (par exemple 0,01%).

### I.5 lois de comportement :

Comportement au cisaillement : rigidité et résistance



**Figure (I.15) :** Comportement au cisaillement. (Ali Bouafia (2018))

Une courbe contrainte-déformation idéale pour un échantillon de sol sec et expansif.

L'élasticité (rigidité) du sol et sa résistance au cisaillement déterminent si oui ou non cet échantillon sera stable ou combien de déformation il peut subir après le cisaillement. Connaître la résistance au cisaillement du sol est nécessaire. Pour déterminer si la pente est stable après l'effondrement ou pas, ou si le bâtiment ou le pont s'enfoncera très profondément dans le sol, ainsi que de connaître les limites de pression sur les murs de soutènement. Il est également important de faire la distinction entre la rupture d'un composant du sol et la rupture d'une structure géotechnique (par exemple, effondrement d'une fondation de bâtiment ou d'un mur de soutènement) ; Certains éléments du sol peuvent atteindre leur résistance maximale avant que l'installation ne s'affaisse. Différents critères peuvent être utilisés pour déterminer la quantité de résistance du sol au cisaillement et la limite d'élasticité d'un composant du sol à partir de la courbe de contrainte et de déformation Cisaillement à l'état critique avec la valeur obtenue après de grandes déformations lorsque la valeur de résistance au cisaillement est fixe . Si la courbe contrainte-déformation ne se stabilise pas avant la fin de l'essai de résistance au

## **CHAPITRE I :**

---

Cisaillement, la valeur de résistance au cisaillement peut parfois être considérée comme la valeur de résistance lorsque la déformation est comprise entre 15 % et 20 %. La résistance au Cisaillement du sol dépend de nombreux facteurs, notamment la contrainte effective et le taux de vide

L'élasticité et la rigidité du sol lors du cisaillement sont également importantes, par exemple, elles sont importantes pour évaluer l'ampleur des déformations se produisant dans les fondations avant la rupture, car elles sont liées à la vitesse de l'onde de cisaillement. La pente de la partie initiale de la courbe contrainte-déformation de cisaillement qui est approximativement linéaire est appelée module de cisaillement

### **I.6.conclution**

Les principes de base du calcul des fondations peu profondes, leur fonctionnement et leurs mécanismes de rupture sont illustrés dans ce chapitre. De plus, les différentes techniques de calcul de capacité portante sont présentées. Cette section a souligné l'importance de la recherche sur les sols expansifs et de la prise en compte des variations de volume des particules du sol. Pour cela, le comportement doit être mieux exprimé, et une loi de comportement propre à ce type de sol doit être établie.

**CHAPITRE II**  
**«Techniques utilisées dans  
les études expérimentales  
de fondations sur sols  
gonflants.»**

## CHAPITRE II : TECHNIQUES UTILISEES DANS LES ETUDES EXPERIMENTALES DE FONDATIONS SUR SOLS GONFLES.

### II.1. Introduction :

De nombreux chercheurs en génie civil ont adopté l'idée de construire des modèles miniatures sur différents types de sols afin d'en apprendre davantage sur le comportement du sol et l'interaction de la structure du sol.

Les tests sont rapides, répétables et peuvent échouer.

Un modèle réduit est un prototype de petite taille qui permet d'examiner des hypothèses analytiques, de vérifier des résultats numériques et de prédire le comportement dans une masse de sol réelle.

### II.2. Méthodes typiques :

Une variété de types de modèles réduits est présentée dans la bibliographie. Cette section fournit une analyse fiable de quelques prototypes qui ont été documentés dans le passé.

#### II.2.1. Modèle de Mohammed Y. Fattah a., Aysar H.S., et Al-Lami b.(2016):

Des études limitées ont porté sur les sols non saturés expansifs dans le cas d'un modèle à grande échelle proche des conditions de terrain. Dans cette étude, des sols expansifs (mélange de bentonite et sable (**BeS**)) et non expansifs (kaolin) ont été testés dans différents teneurs en eau et poids unitaires secs choisis à partir de la courbe de compactage pour examiner l'effet du changement de teneur en eau sur les propriétés du sol (pression de gonflement, indices de dilatation, résistance au cisaillement (cohésion du sol) et succion du sol) pour les petits échantillons de sol. (Ali Bouafia (2018))

Un modèle à grande échelle a, également, été utilisé pour montrer l'effet du changement de teneur en eau sur différentes relations (gonflement et succion avec le temps écoulé).

Le comportement d'un sol non saturé expansif pendant la saturation peut être mieux comprise grâce aux essais surveillés de laboratoire. Les détails concernant les matériaux utilisés, préparation du modèle, procédure d'essai et le programme pour effectuer le travail sont présentés dans cette section.

### II.2.1.1. Matériaux utilisés dans le modèle de Mohammed Y. et al. (2016)

Les sols utilisés étaient de plasticité faible et élevée afin de fournir une comparaison entre eux. La bentonite a été mélangée avec un sable (80% de bentonite et 20% de sable). Différents mélanges de (B-S) ont été testés pour obtenir le mélange utilisé en fonction de la plasticité requise. Le kaolin était également utilisé pour représenter le sol non expansif à faible plasticité.

Les échantillons de kaolin et La bentonite ont été fournis à partir d'un site à l'ouest de la ville de Bagdad, tandis que le sable utilisé provenait de la ville d'Ali Al-Gharbi dans le gouvernorat de Missan au sud de Bagdad en Irak.

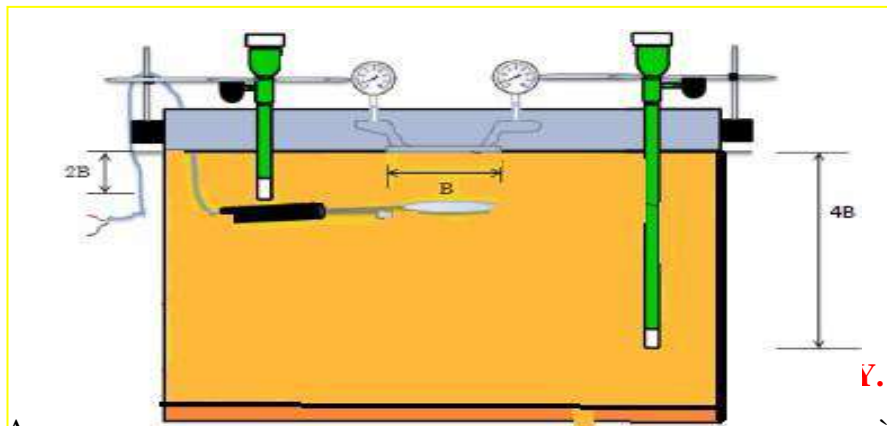
### II.2.1.2. Description du modèle de Mohammed Y. et al. (2016) :

Réservoirs métalliques : deux réservoirs métalliques ont été utilisées avec des dimensions intérieures de 70 cm longueur de côté de la base carrée et hauteur 60cm. La base de chaque réservoir a 24 trous pour permettre à l'air emprisonné de s'échapper pendant la phase de saturation, comme le montre la Figure (II.3).



Figure (II.3).les 24 trous à la base de réservoir (M.Y. Fattah, et al. (2016).

La semelle du modèle : était en plaque d'aluminium carrée de 8 cm « longueur » et 1 cm « épaisseur ». La semelle a été placée d'une manière que le centre de la semelle coïncidait avec le centre du lit de sol. Il a ensuite été mis en contact avec la surface supérieure du sol. La semelle était fournie avec deux ailes en tôle d'aluminium avec 1 mm d'épaisseur pour supporter les jauges à cadran fixées sur les côtés de cadre avec deux supports magnétiques, comme le montre la Figure II.3.



**Y. Fattah, et al. (2016).**

Après préparation du lit de sol dans le réservoir, deux tensiomètres ont ensuite été installés à des profondeurs de 15 cm et 30 cm, respectivement, pour mesurer l'aspiration du sol aux profondeurs  $2B$  et  $4B$  sous la semelle, où  $B$  « est la largeur de la semelle ».

Après avoir placé la semelle, deux jauges à cadran d'une résolution de 0,01 mm ont ensuite été placées à la base et attachés aux côtés de la boîte par deux supports magnétiques.



**Figure (II.5).**La configuration du modèle ailes. **(M.Y. Fattah, et al. (2016).**

Les valeurs moyennes du règlement mesuré et le gonflement ont été enregistrés.

L'étude révèle que les conditions initiales du sol (teneur en eau et poids unitaire sec) affectent la cohésion, la succion et le gonflement du sol, où tous ces paramètres diminuent légèrement avec l'augmentation de la teneur en eau du sol en particulier du côté humide de la teneur en eau optimale. Le tassement de chaque sol à la rupture augmente avec l'augmentation des degrés de saturation du sol puisque l'aspiration matricielle réduit la capacité du sol à se déformer. Le tassement observé dans le mélange BeS est plus élevé que celui du kaolin en raison de l'effet du gonflement plus élevé observé dans le mélange BeS et de l'énorme quantité d'eau absorbée qui a transformé le sol en sol hautement compressible.

**II.2.1.3. Matériaux utilisés dans le modèle de Julie Lovisa, et al., (2010):**

Les auteurs ont utilisé le sable de plage propre séché au four, l'angle de frottement interne est déterminé par l'essai de cisaillement direct  $\phi=55\text{kPa}$ .

Une seule couche de géotextile tissé (SG 40/40) a été utilisée pour renforcer le lit de sable.

**II.2.1.4. Description du modèle de Julie Lovisa, et al., (2010):**

Les essais de chargement ont été effectués sur une semelle rigide circulaire fabriquée en acier doux. La semelle du modèle avait une épaisseur de **20 mm** et **100mm** de diamètre (figure II.3.A). Trois profondeurs d'encastrement différentes de **0.5mm** et **10 mm** ont été étudié.

La précontrainte appliquée était de **2%** de la résistance admissible à la traction du géotextile (**environ 0.84kN/m**) et était répartie sur trois poulies en X et Y directions.

Le bac d'essai a été construit à partir de Perse suivant les dimensions (**0.8x0.8x0.6**) m **comme montre la figure (II.6)**.

La semelle circulaire en acier était considérée comme rigide en raison de sa résistance et de sa rigidité élevée et propriétés.

**Julie Lovisa, et al.**, ont adopté d'étudier expérimentalement le degré d'amélioration généré par la précontrainte de la couche géosynthétique à plusieurs profondeurs d'encastrement d'une semelle reposant sur un lit de sable renforcé. Par conséquent, les tests physiques de modèle réduit en laboratoire et les analyses par éléments finis ont été menés pour étudier le comportement d'un lit de sable renforcé de géotextile précontraint



**Figure (II.6).** Montage expérimental.( J. Lovisa et al., (2010).

.Le règlement a été mesuré à l'aide de deux cadrans jauges situées à égale distance de la semelle, et moyennées à obtenir le tassement au centre de la semelle. Le test était conclu lorsque la capacité de charge du cric a été atteinte, ou lorsque la défaillance s'est produite dans le sol car la quantité prédéfinie de déplacement ou inclinaison de la semelle. Le réservoir d'essai a été vidé et rempli pour chaque test, afin de garantir que les conditions standardisées maintenues tout au long de l'enquête.

### **II.2.2. Modèle de P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar et S. Sreehari (2009):**

P. Vinoud et al. (2009) ont mené des travaux pour valoriser le coco, qui est l'écorce de noix de coco mûres, dans le renforcement des sols. Ceci car selon **Ramanatha Ayyar et al., (2002) et Sivakumar Babu et al.,(2008)** ce matériau est réputée d'être le plus fort et le plus durable en Inde, Indonésie, Brésil, Sri Lanka et dans certains autres pays asiatiques.

#### **II.2.2.1. Matériaux utilisés dans le modèle de P. Vinod et al. (2009) :**

Le sol utilisé pour simuler le dépôt de sable meuble nécessitant une stabilisation était du sable de **mer sèche**. Le sol est classé comme un sable uniforme ou mal classé avec le symbole de lettre SP selon l'USCS. Le sable a été placé dans la cuve d'essai à un poids unitaire de  $16,9 \text{ kN/m}^3$  (ce qui correspond à une densité relative  $D_r = 25\%$ ).

Des cordes tressées de 5, 7 et 9 plis obtenus auprès de National « **Coir Research and Management Institute (NCRMI)** », Kerala, Inde ont été utilisées comme renforcement dans cette étude, dont les propriétés de base sont connues.

#### **II.2.2.2. Description du modèle de P. Vinod et al. (2009) :**

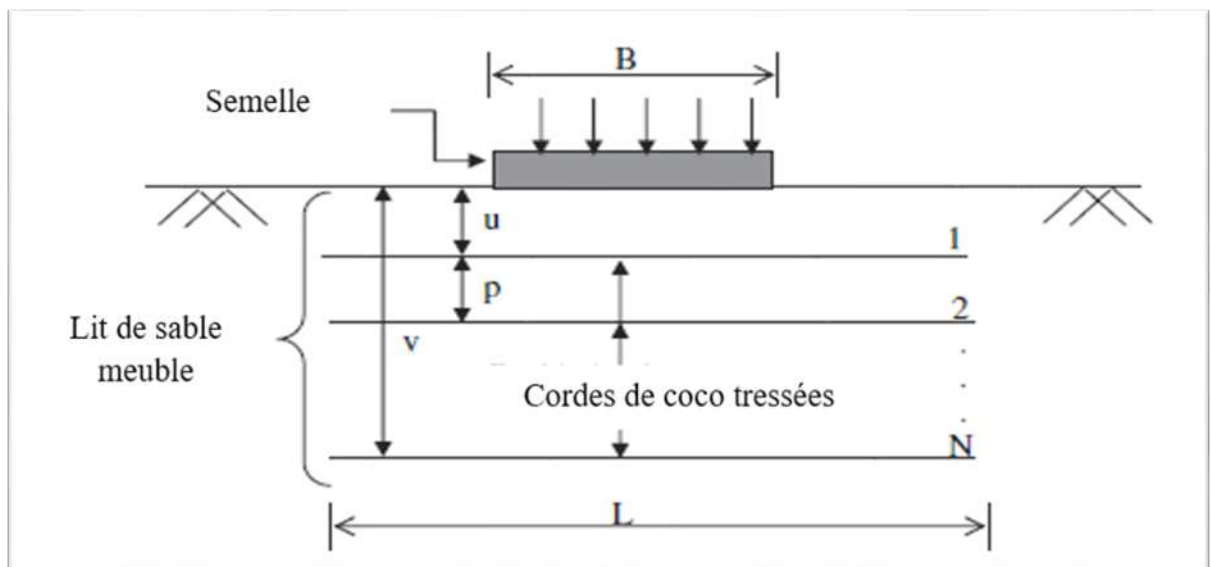
La présente enquête a été effectuée dans Laboratoire d'ingénierie des fondations, Département de génie civil, Collège d'Ingénierie Trivandrum, Inde par les chercheurs **P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar, S. Sreehari**. Les essais sur le modèle ont été menés en laboratoire dans une cuve d'essai en acier conçue en tenant compte de la taille de la semelle du prototype à tester et de la zone d'influence.

Les dimensions intérieures du réservoir ont été fixées à **900 mm** de longueur, **900 mm** de largeur et **750 mm** de profondeur. Le réservoir a été renforcé par un certain nombre de poutres en acier en forme de canal dans les deux directions verticales et horizontales pour éviter la déformation latérale des parois du réservoir lors de la mise en place du sol et du chargement.



La semelle modèle utilisée était une plaque d'acier doux rigide de taille (150 x 150) mm et épaisseur 25 mm. La base (en bas) de la semelle du modèle a été rendue rugueuse en y cimentant une fine couche de sable à l'aide de la colle époxy. La semelle était chargée par un vérin hydraulique manuel d'une capacité de 50kN appuyé contre un châssis de renforcement métallique d'une capacité de 200kN.

La mise en place du sable et des cordes tressées de noix de coco mûres ont été effectués avec des conditions et dispositifs prédéfinis par les chercheurs comme illustre la **figure (III.8)**.



**Figure (II.8).** Section du lit de fondation renforcé de corde de coco tressée.

(P. Vinod et al., 27 (2009).

Lors du remplissage du réservoir de sable jusqu'au sommet, la surface supérieure de sable a été nivelée et la semelle du modèle a été placée sur l'alignement prédéterminé de sorte que la charge du vérin de chargement soit transférée axialement sur la semelle. Cette dernière a été chargée par petits incréments de 0,2kN. L'amplitude des charges appliquées à la semelle a été enregistrée à l'aide d'une bague de vérification sensible pré calibrée d'une capacité de 25kN placée entre le vérin hydraulique et la poutre de réaction. Chaque incrément de charge a été maintenu constant jusqu'à ce que la vitesse de déplacement soit inférieure à 0,01 mm / h. Le déplacement (tassement) de la semelle du modèle a été mesuré en utilisant deux comparateurs

à cadran situés de chaque côté de la ligne médiane de la semelle capables de mesurer des mouvements jusqu'à 0,01 mm.



**Figure (II.9).**Sols utilisés dans les essais  
(M.Y. Fattah, A.H.S. Al-Lami., (2016))

Les comparateurs à cadran étaient montés sur des profilés rigides en acier au moyen de bases magnétiques. Les déplacements rapportés sont la moyenne des deux lectures du comparateur à cadran, qui étaient presque identiques.

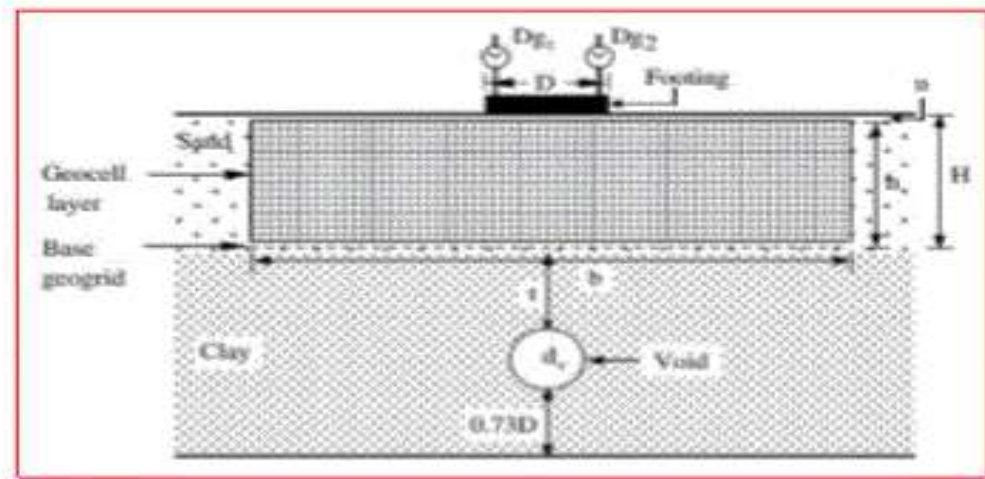
### **II.2.3. Modèle de Sireesh S., Sitharam T.G., et Sujit Kumar Dash (2009) :**

La présence d'un vide souterrain peut causer de graves problèmes d'ingénierie conduisant à l'instabilité de la fondation donc des problèmes à la super structure. Dans ce contexte **Sireesh S et al., (2009)** ont réalisés un modèle réduit d'essai au laboratoire comme présente la **figure II.8).**

#### **II.2.3.1. Matériaux utilisés dans le modèle de Sireesh S., et al., (2009) :**

Les chercheurs ont utilisés une couche de sable surmontant une couche d'argile limoneuse, peu plastique, renforcée par géo cellule contenant un vide (conduite).

La matrice a subi une série de test sur modèles réduits en laboratoire. Les paramètres variés dans le programme de test comprennent l'épaisseur de la couche de sable non renforcée au-dessus de la couche d'argile, la largeur et la hauteur du matelas géo cellulaire, la densité relative du remplissage de sable dans les géo cellules et l'influence d'une couche supplémentaire de géo grille plane placée à la base du matelas Ge cellulaire comme montre la **figure (II.10).**



**Figure (II.10).** Coupe verticale du prototype. (S., Sireesh et al.,(2009)

géo cellules et l'influence d'une couche supplémentaire de géo grille plane placée à la base du matelas Ge cellulaire comme montre la **figure (II.10)**

### II.2.3.2. Description du model de Sireesh S., et al., (2009) :

Les essais sur modèle ont été menés dans un réservoir métallique de chargement d'essai en laboratoire.

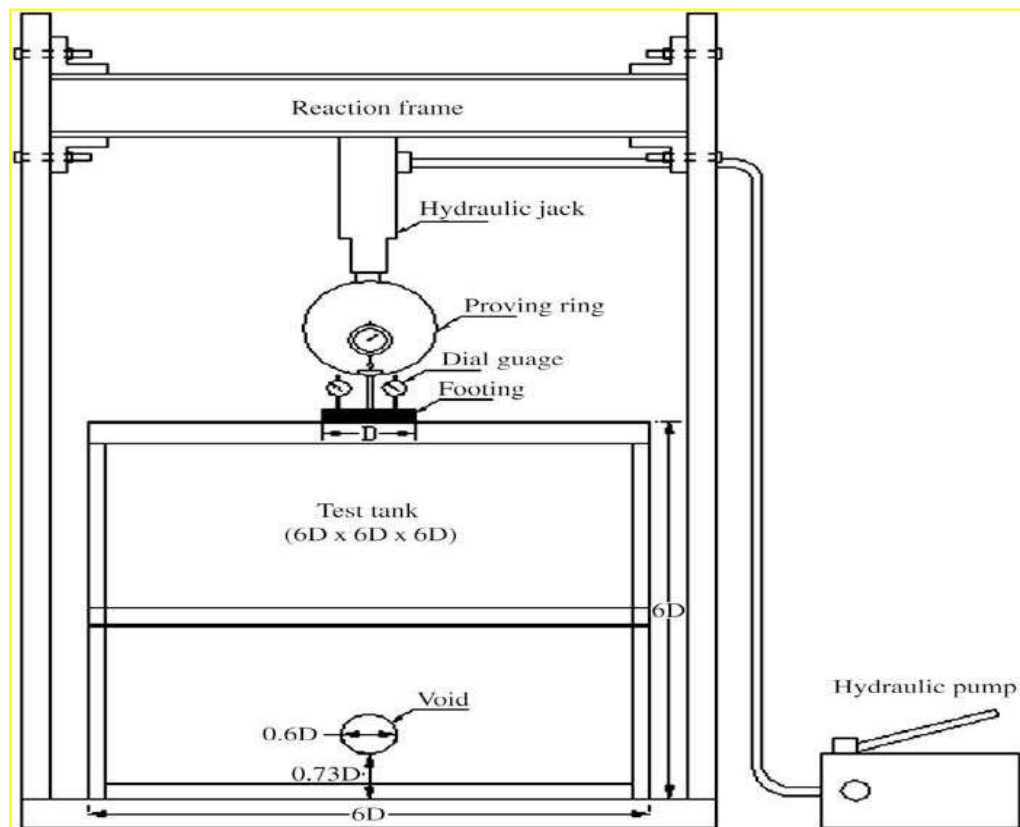
La semelle du modèle était constituée d'une plaque en acier rigide de 0.15m de diamètre (D) et 0.03m d'épaisseur.

Les couches de sol ont été préparées dans un réservoir d'essai avec des dimensions de (0.9x0.9x0.9) m.

Une fenêtre circulaire de 0.095m de diamètre a été réalisée sur la paroi latérale du réservoir d'essai le long de la ligne médiane, à une hauteur de 0.11m (0.73D) de la base du réservoir.

Sur le lit d'argile une couche de sable a été placée et la semelle du modèle a été mise en place sur la couche de sable. La base de la semelle du modèle a été rendue rugueuse par en y cimentant une fine couche de sable avec de la colle époxy. La semelle était chargée avec un

vérin hydraulique appuyé contre le cadre du réservoir. La configuration du l'essai est illustrée dans la **Figure (II.11).**



**Figure (II.11).** Configuration de test. (S., Sireesh et al.,(2009).

Buas et Wang (1983) ont observé qu'avec le vide dans la couche de fondation, la semelle subit une rupture par poinçonnement, la masse de sol en dessous s'effondrant dans le vide que les plans de cisaillement sont confinés à la masse de sol juste en dessous de la semelle. Dans les expériences de la présente étude, la semelle avait subi une défaillance de poinçonnement observable. Lors d'essais pilotes, la pression sur les parois du réservoir d'essai a été mesurée à l'aide de cellules de pression de terre. Aucun changement de pression n'a été enregistré jusqu'à la fin des essais. Ces observations indiquent que le réservoir utilisé dans la présente enquête est suffisamment grand et n'est pas susceptible d'interférer avec les zones de défaillance et donc les résultats expérimentaux.

Lors du remplissage du réservoir jusqu'à la hauteur désirée, la surface de remplissage était nivelée et la semelle a été placée sur un alignement prédéterminé, de sorte que les charges, du vérin hydraulique seraient transférés axialement à la semelle.

Un renforcement a été fait dans la semelle plaque en son centre pour recevoir un roulement à billes à travers lequel des charges verticales ont été appliquées à la semelle.

Avant de charger la semelle, les canalisations en PVC ont été soigneusement retirées à travers la paroi latérale de fenêtre pour créer un vide dans le sous-sol en argile.

Les résultats des tests indiquent qu'une amélioration substantielle des performances

peut être obtenue avec la fourniture d'un matelas géo cellulaire, de taille adéquate, sur la plate-forme d'argile avec vide. Pour avoir un effet bénéfique, le matelas géo cellulaire doit s'étendre au-delà du vide sur au moins une distance égale au diamètre du vide. L'influence du vide sur la performance de la semelle réduit la hauteur du matelas géo cellulaire supérieure à 1,8 fois le diamètre de la semelle. Une meilleure amélioration des performances est obtenue pour les géo cellules remplies de sol dense.

### **II.3. Conclusion :**

Les aspects" expérimentaux et numériques " de ces modèles sont liés à la détermination des lois de comportement du prototype.

Les modèles réduits doivent respecter des conditions souvent difficiles à obtenir, comme la nature du sol par rapport à l'état naturel.

Pour obtenir des résultats plus précis, la conception et la taille du modèle doivent être appliquées à différentes exigences.

**CHAPITRE III :  
« CONCEPTION ET  
ESSAI SUR  
PROTOTYPE »**

## CHAPITRE III : CONCEPTION ET ESSAI SUR PROTOTYPE

### III.1. Introduction :

Dans le domaine des sciences appliquées, la recherche scientifique repose principalement sur deux méthodes d'investigation.

Méthodes numériques basées sur des modèles mathématiques pour simuler, définir et exprimer des relations, des prédictions, des variables, des paramètres, des entités et des relations entre variables et/ou entités ou opérations. Autrement dit, le modèle est basé sur une ou plusieurs lois de comportement. Il est utilisé pour analyser le comportement de systèmes complexes dans des situations difficiles à observer dans la réalité.

Approche expérimentale, basée sur un ensemble de tests expérimentaux effectués sur le prototype. Ce dernier reflète un problème principal complexe avec des états et des conditions similaires à la réalité, mais dans un modèle simplifié. Cette méthode est plus efficace Comprendre des phénomènes complexes et établir des lois de comportement mathématique.

Souvent, les chercheurs combinent les deux approches.

Pour la conception de modèles réduits, plusieurs variantes doivent être étudiées, une Réservé, avec des résultats logiques réalistes, conformes aux besoins réelset finances.

Ce chapitre présent un modèle simplifié pour simuler l'infrastructure du bâtiment Quatre (4) semelles individuelles repose sur le sol élargi. Ce prototype a été réalisé en laboratoire Exploitation et valorisation des ressources naturelles dans les zones arides (Ali Bouafia (2018)).

### III.2. La conception du prototype au laboratoire :

Le prototype est constitué d'un réservoir rempli de sol expansif qui reçoit un système Fond isolé. Le système est surveillé par des caméras de surveillance qui enregistrent mouvement de la pie.

#### III.2.1. Le Remplissage du Bac :

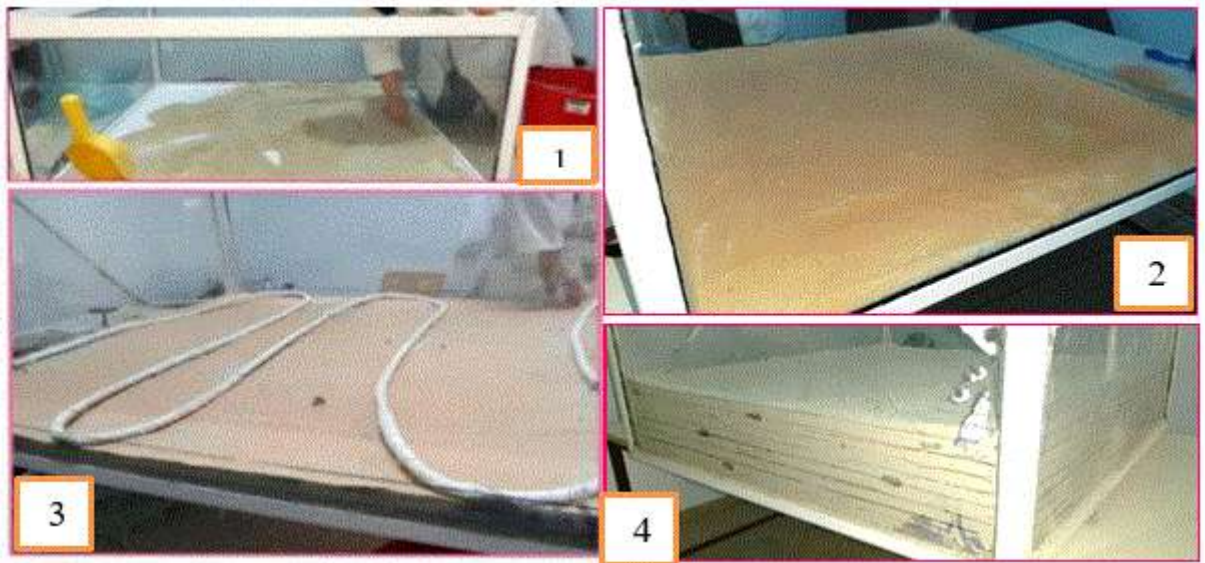
La mise en place du sol se fait par couche mince d'argile, peu compactées, de 2cm d'épaisseur et d'une masse de 24Kg comme la présente la **figure (III.1.1)**. Les couches sont séparées par un lit fin de sable de dune rouge afin de bien remarquer les déformations produites

dans le sol par distinction entre les couleurs comme montre la **figure (III.1.2)**.

La mise en place d'un système d'alimentation en eau et le fixé sur les parois du bac pour assurer la distribution équitable, souhaitée, de l'eau entre les couches **figure (III.1.3)**.

Le serpentin prend place après chaque trois couche d'argiles.

En fin, dix (10) couche d'argiles sont mises en place par la procédure décrite ci-dessus **Eq(I.24)Figure (III.1.4)**.



**Figure (III.1).**Remplissage du Bac.

### III.2.2. Mise en Place des Accessoires :

Le prototype était équipé d'un appareil de mesure. Cela doit être corrigé pour assurer son rôle assigné. A cet effet, le modèle est équipé du système de fixation suivant :

1. Une barre d'acier à tube carré ( $30 \times 30$ ) est utilisée, ce qui est suffisamment rigide Comparateur fixe. Les deux tuyaux sont fixés horizontalement et parallèlement au Utilisez le boulon pour translater le mur. Ces tubes sont fournis avec des tiges filetées pour Réception du comparateur de mesure.
2. Le système de caméra de surveillance a placé un équipement d'éclairage 24 heures sur 24.





**Figure ( III .2).**Les outils de fixation des caméras et les comparateurs.

Un protocole de transmission des images, via internet, afin de consulter le déroulement du travail, par un ordinateur ou un Smartphone, depuis n'importe qu'elle endroit a été utilisé. Les caméras sont reliées à un enregistreur vidéo numérique (DVR) pour former un système de surveillance vidéo.

Des essais préliminaires de positionnement des caméras ont été effectués. Deux orientations sont à signaler.

-La première orientation **figure ( III .3.1)**. Consiste à mettre une caméra au milieu de quatre facettes du système de fondation. Ceci permet à la caméra d'enregistré deux semelles simultanément. Cependant, une image elliptique est obtenue par cette position **figure ( III .3.2)**.

-C'est le système adopté car les images obtenues sont plus nettes et plus claires et la vision elliptique a disparu grâce à la centralisation de la fondation avec l'axe de l'objectif de la caméra.

Cela a permis une lecture correcte.

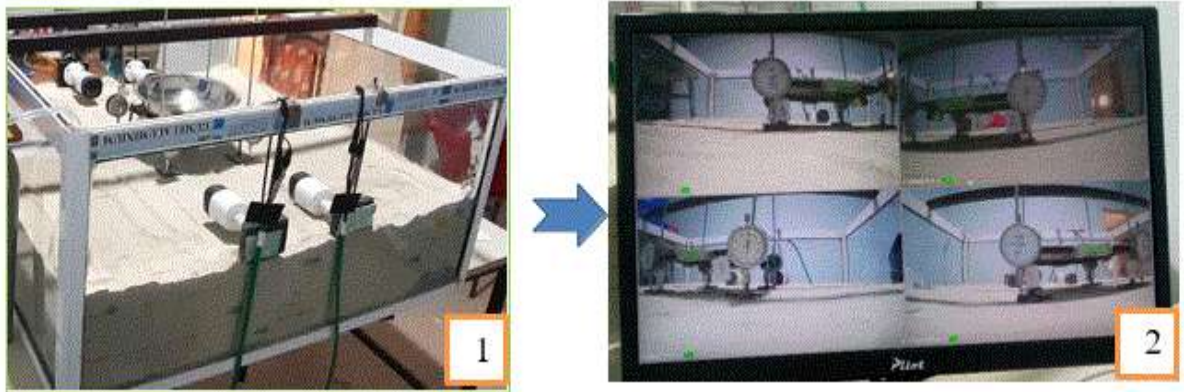


Figure (III.3) : Les dispositions de caméras proposées.

### III.2.3. Mise en Place du système de fondation :

Le système de fondation se compose de quatre fondations carrées séparées ( $5 \times 5 \times 1$ ) centimètres cubes ceci est simulé sur la base de la taille réelle ( $1 \times 1 \times 0,2$ ) m<sup>3</sup>

La semelle est maintenue par des barres de fer carrées assez rigides. La distance entre La tige mesure 20 cm. Cette infrastructure est simulée comme une infrastructure à échelle réelle ( $4 \times 4 \times 1$ ) mètres cubes, et une fondation de taille ( $1 \times 1 \times 0,2$ )m<sup>3</sup>.

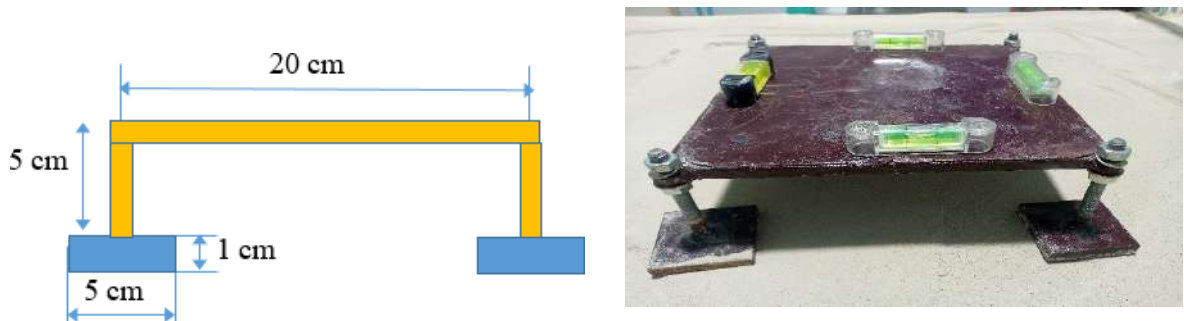


Figure (III.4).Système de fondation du modèle réduit.

Installer des fondations carrées en acier rigide ( $5 \times 5$ ) cm<sup>2</sup> au centre du réservoir avec des comparateurs, chacun avec un comparateur pour mesurer les phénomènes qui se produisent Pendant la production, l'appareil photo est connecté à l'ordinateur. La figure (III.5).montre la disposition finale du modèle réduit.



Figure (III.5) : La disposition finale du modèle réduit.

#### III.2.4. Justification du Prototype :

Prototypage basé sur des critères géométriques et des hypothèses comme suit :

1. Le système de fondation a une bonne rigidité et le système ne se déforme pas considéré.

2. Le sol est de la bentonite, broyée en particules très fines ( $D < 80 \mu\text{m}$ ). C'est mis en place avec soin. Cela se traduira par un sol uniforme.

3. Placez les serpentins d'irrigation à égale distance pour assurer répartition égale de l'eau.

4. Les pièces du plateau sont donc très solides sans aucune déformation lors des tests.

5. Le mur est loin de la fondation, sans interférence ni réflexion chargement parce que le modèle de (Sireesh S., et al., (2009)) Utilise un réservoir

• Les dimensions sont six fois ( $6 \times D$ ) le diamètre dans les deux directions. Donc pour la situation actuelle ;

$$6 \times D = 6 \times 5 = 30 \text{ cm.}$$

La distance entre le mur et la semelle est de **40 cm**. C'est le chèque.

6. Les parcelles sont considérées comme semi-infinies.

Selon Newmark-Steinbrenner (1936) : un massif est considéré semi infiniment si son épaisseur  $H$  est supérieure à  $L+2B$ . (Ali Bouafia (2018)).

$$L= 5\text{cm et } B = 5 \text{ cm} \Rightarrow 3 \times 5 = 15\text{cm} < 20\text{cm}$$

### III.3. Essai de cisaillement triaxial : « nf p 94-071-1 »

**Objectif :** Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement triaxial d'un échantillon sous charge constante.

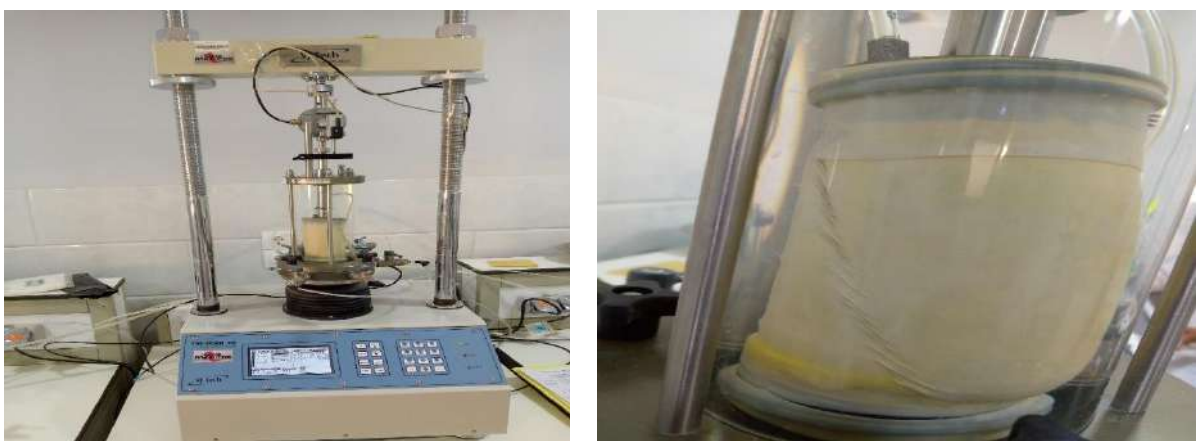
L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\varphi$  et sa cohésion  $C$ .

Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles. (NF P 94-074 (AFNOR1994)).

Deux essais de cisaillements sont effectués, l'essai consolidé non drainé et l'essai non consolidé non drainé.

L'essai de cisaillement rectiligne consolidé drainé, pour cette argile, n'est réalisable. Ceci car la perméabilité de cette argile est très faible. Cette perméabilité ne permet pas à l'opérateur de réduire la vitesse de cisaillement afin de permettre à l'eau de s'évacuer.

**Exécution de l'essai :**



**Figure (III.6).** Représente l'échantillon sous expérience.

Les résultats d'essai de cisaillement à la boîte :

- Pour l'essai non consolidé non drainé (non saturé) (UU) :

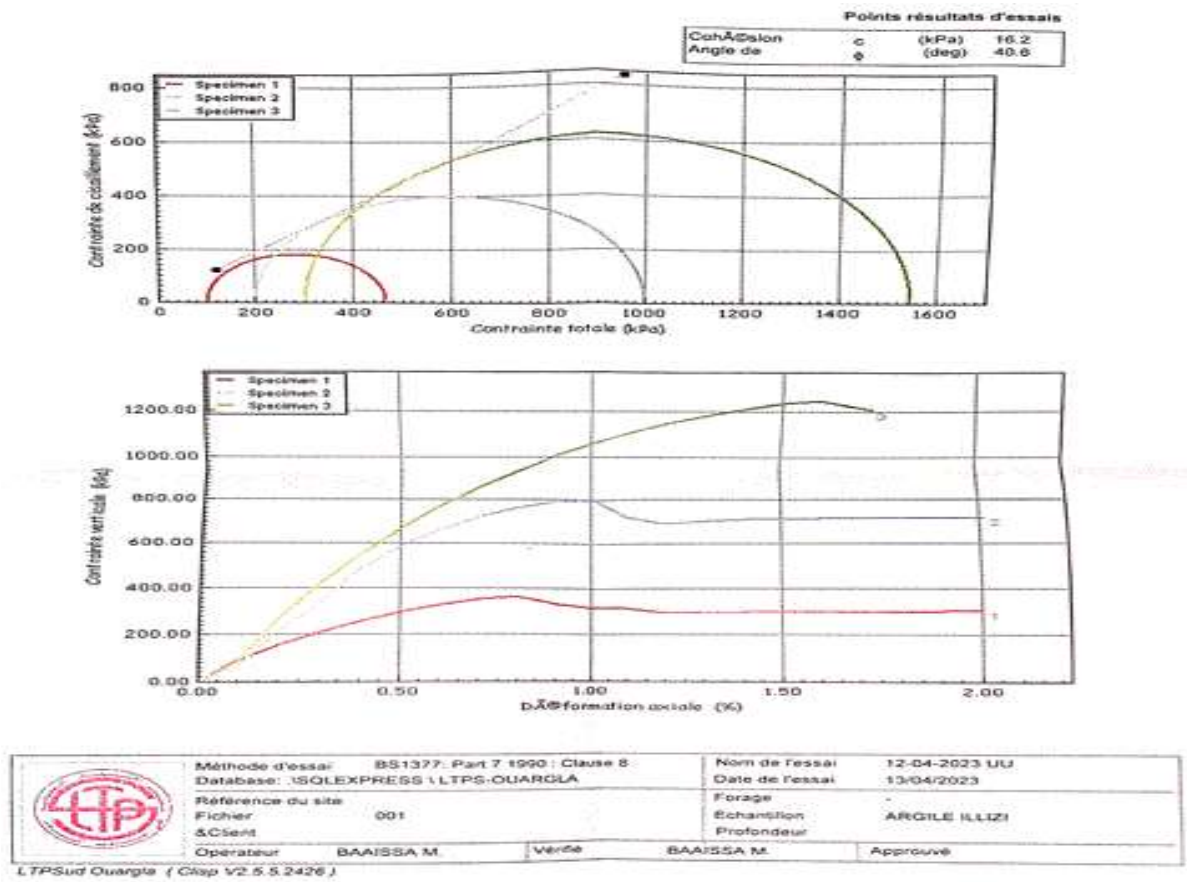


Figure (III.7). L'essai de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé.

Tableau (III.1). Représente les valeurs « C » et «  $\phi$  » d'un échantillon d'argile « Bentonite » Par le cisaillement non consolidé non drainé.

La cohésion « C » (KPa)	16.2
Angle de frottement interne « $\phi$ »	40.6

Le cisaillement traduit l'instauration des tests testés, ainsi que la piste de test et les notes prises sur les échantillons par la suite. En raison de la finesse des particules, l'argile a très peu de perméabilité. Les résultats de l'essai de cisaillement (UU) garantissent la parfaite cohésion du sol.

**CHAPITRE IV :**  
**«Analyse et interprétation  
des résultats extraits à  
partir du prototype  
considéré»**

## CHAPITRE IV : ANALYSE ET INTERPRETATION DES RESULTATS EXTRAITS A PARTIR DU PROTOTYPE CONSIDERE

### IV.1. Essais sur prototype:

Avant d'entamer la mise en place des fondations et le suivi de l'essai, une préparation et vérification du bac sont effectuées tels que le nettoyage des comparateurs des poussières, nivellement du sol ainsi la mesure de la masse volumique du sol par échantillonnage.

#### IV.1.1. Déroulement et description de l'essai:

- La progression du test a été réalisée en fixant la structure au sol gonflé sous son propre poids. Ensuite, nous ajoutons progressivement au poids jusqu'à ce que nous atteignons le poids souhaité de 2 kg (fig. IV-1). La semelle est sensible à la pression. Après l'installation.
- Les colonies sont enregistrées, une fois les lectures stabilisées, nous nous nourrissons avec de l'eau.



Figure (IV.1) : L'ajout du poids aux fondations.

Après le début d'alimentation de système par l'eau, la propagation de l'eau entre les couches est visiblement remarquée, les mesures sont prises par les comparateurs et enregistrés par les caméras reliées à l'ordinateur. Les caméras sont réglées à prendre 2 photos par seconde.



Figure (IV.2) : La propagation d'eau à travers les couches d'argiles.

L'alimentation en eau a rapidement provoquée des phénomènes remarquables.

Just après environ une demi-heure (30 mu), des fissures sur la surface du sol sont, nettement, remarquables. La figure (IV.3) montre apparition de fissure. Ceci, peut-être, est dû à un réarrangement des particules de sol. L'eau à provoquer un tassement excessif et immédiat.



**Figure (IV.3) :** Apparition de fissures à la surface de la couche argileuse.

Lorsqu'une fissure apparaît, le processus initié peut créer d'autres fissures qui vont se développer entre les premières, tout en s'élargissant au cours du temps.

Hallaire (1984, 1988) a étudié la fissuration d'un sol argileux in situ et au laboratoire. Les résultats mettent en évidence deux phases de fissuration du sol au cours du retrait. **Hallaire (1984, 1988).**

Dans la première phase : l'épaisseur des fissures augmente, il en résulte alors un réseaudense de fissures fines.

La seconde phase : referme une partie de ces fissures fines et continue d'accroître l'épaisseur des fissures résiduelle, il en résulte alors un réseau plus lâche de fissures larges. **(AMMOUR.A, BOUHANNA.B.,2016).**





**Figure (IV.4) :** Formation des fissures de 1 à 2 cm d'épaisseur sur la surface et en profondeur.

Le contact eau sol à la surface a fait perdu portance et les semelles ont commencées à s'enfoncer dans le sol (figure IV.5).



**Figure (IV.5) :** L'effondrement des semelles due au gonflement du sol argileux.

**IV.1.2. Calcul de la Capacité Portante du Sol sous une Semelle Isolée:**

Les résultats obtenus de l'essai de cisaillement à la boîte de Casa grand (UU) sont comme suit

$$C = 16.2 \text{ KPa et } \varphi = 40.6^\circ$$

Valeurs des paramètres  $N_y, N_c$  selon DTR-BC 2.331

$$\varphi = 40.6^\circ \quad N_c = 75.30 \quad N_\gamma = 1000$$

$$C = 18.64 \text{ KPa.}$$

$$L = B = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m ;}$$

$$\gamma_1 = 0 \text{ et } \gamma_2 = 1.225 \text{ g/cm}^3 = 12.25 \text{ KN/m}^3$$

$$S_\gamma = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 0.8$$

$$S_c = 1 - 0.2 \frac{B}{L} = 1.2$$

$$D = 0, \quad = 3$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{1}{F_S} (0.5 \cdot B \cdot \gamma_2 \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma + \gamma_1 \cdot D \cdot S_D \cdot N_D + C \cdot N_c \cdot S_c) = 528 \text{ kN/m}^3$$

$$\bar{\sigma}_{sol} \approx 5.28 \text{ kg/cm}^2.$$

$$5 \times 5 = 25 \text{ cm}^2.$$

$$5.28 \times 25 = 132 \text{ kg (pour une semelle)} \rightarrow 132 \times 4 = 528 \text{ kg (pour les 4 semelles).}$$

$$4 \text{ m} \rightarrow 20 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m} \rightarrow 5 \text{ cm}$$

$$1 \text{ m}^2 \rightarrow 25 \text{ cm}^2$$

$$F = m \times g \leq 132 \rightarrow m \leq \frac{132}{g}$$

$$m_1 \leq 13.46 \text{ Kg}$$

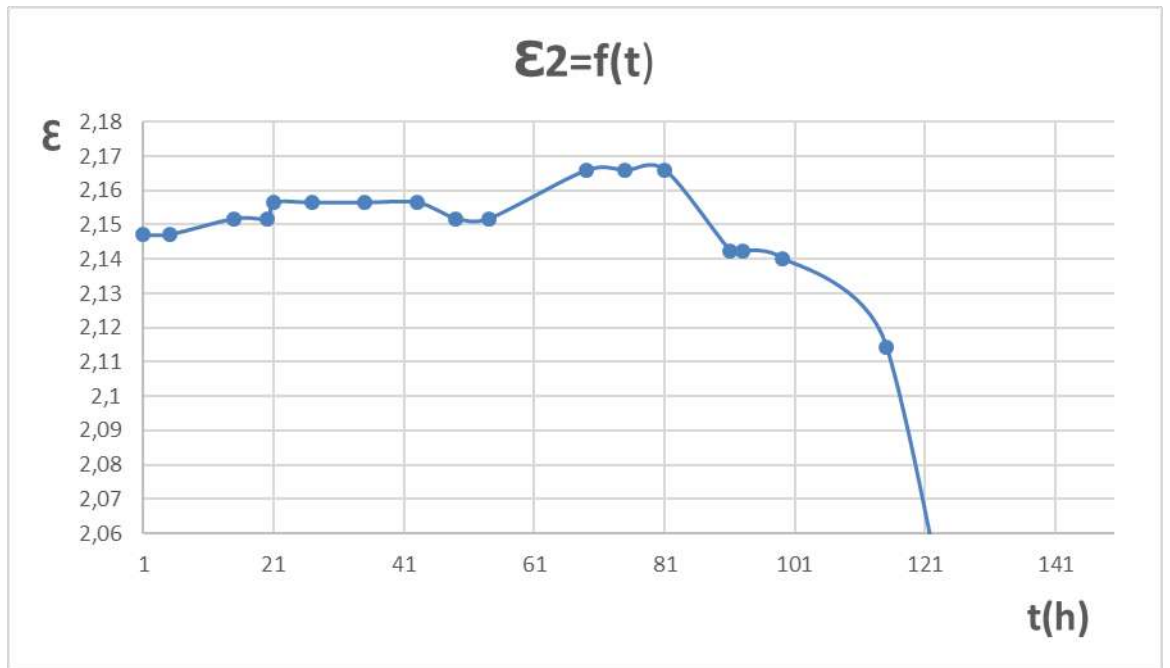
$$m = m_1 \times 4 = 53.84 \text{ Kg.}$$

$$\frac{1}{10} = 5.4 \text{ Kg.}$$

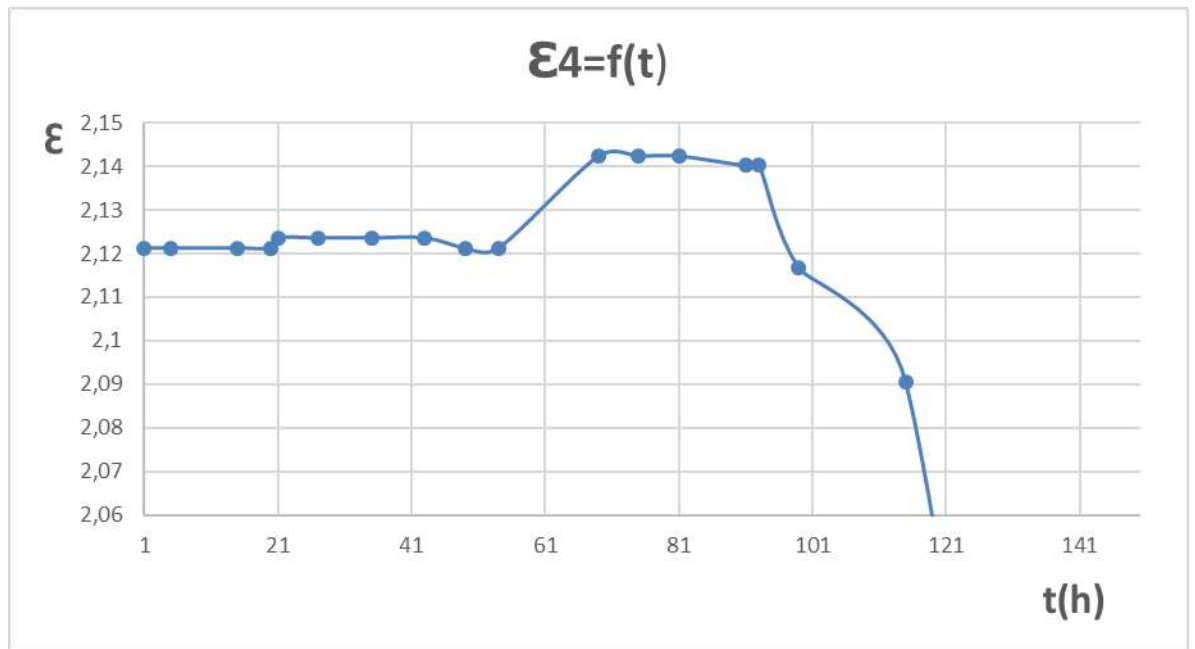
**IV.2. Interprétation des résultats:**

Dans un premier temps, les lectures des enregistrements seront notées dans un tableau. Deux types de courbes sont présentés ci-dessous. Courbes représentatives liées au taux de déformation en fonction de la pression et du temps et une autre représentation de l'indice de déformation en fonction du temps.

Pour clarifier la question, nous devons étudier la relation empirique entre le temps appliqué (t) et l'indice de déformation ( $\epsilon$ ). La courbe  $\epsilon = f(t)$  sera tracée pour chaque semelle, ce qui est similaire au tracé d'essai d'odométrie.



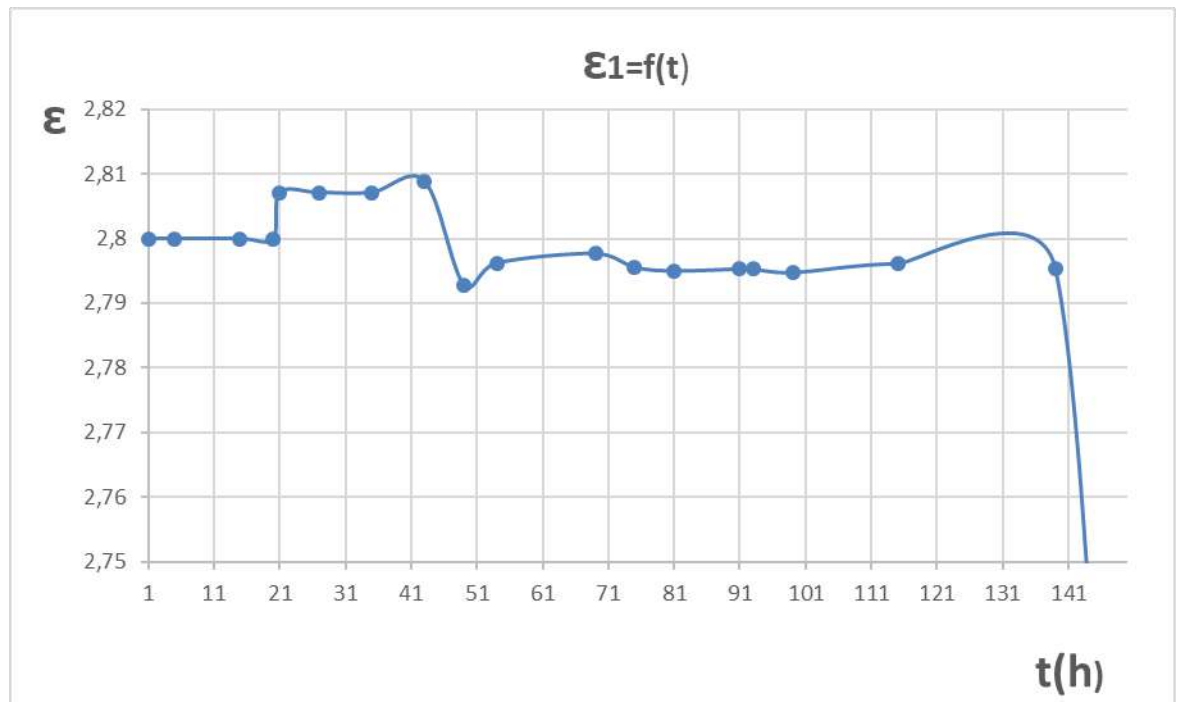
**Figure (IV.6) :** La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 2.



**Figure (IV.7) :** La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 4.

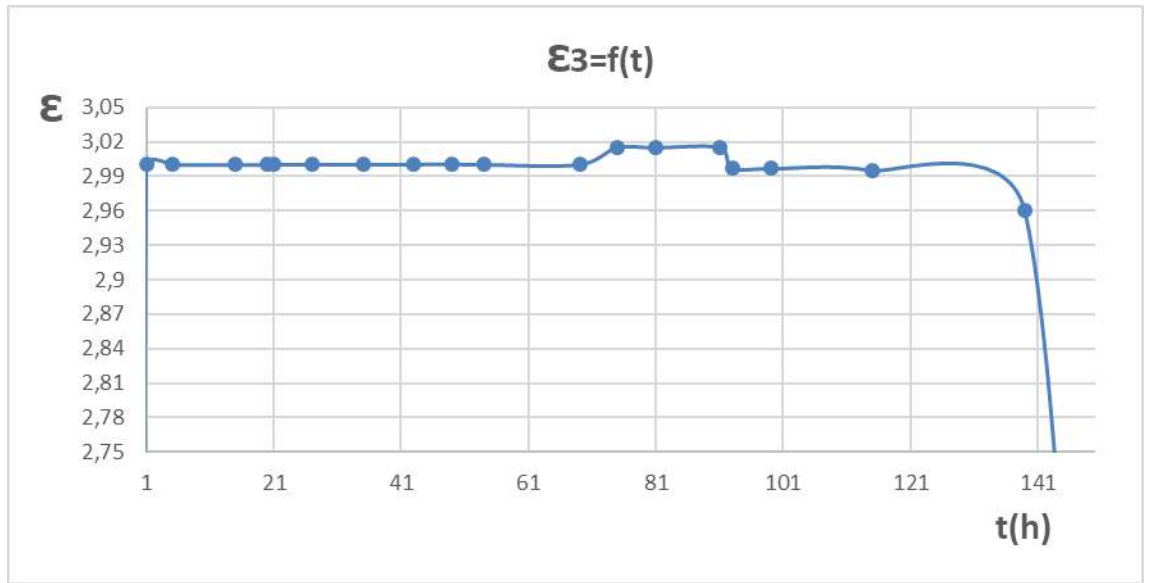
Les deux courbes graphiques représentent les indicateurs de déformation pour les deux bases de la Figure (IV.6.7), qui ont deux formes distinctes et simples ( $\epsilon = f(t)$ ), où l'on remarque la stabilité des deux bases à la valeur initiale, du fait de la stabilité du poids propre de la fondation avant de placer la charge, on assiste alors à une diminution des deux assises et ceci Pour augmenter les charges régulièrement à 2 kg le sol n'étant pas saturé d'eau, on constate une légère augmentation de les fondations, et cela résulte de l'alimentation en eau du modèle et de l'émergence de vides entre les sols (gonflement). Les fondations restent dans un état de stabilité,

En raison de l'égalité de la résistance du sol et du poids de la fondation avec la charge. Il y a eu un effondrement ou une diminution soudaine des fondations à la suite de la défaillance de la résistance du sol et de la disparition des vides entre les couches de sol après que le sol a été saturé d'eau et son retour à l'état d'origine.



**Figure (IV.8) :** La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 1.

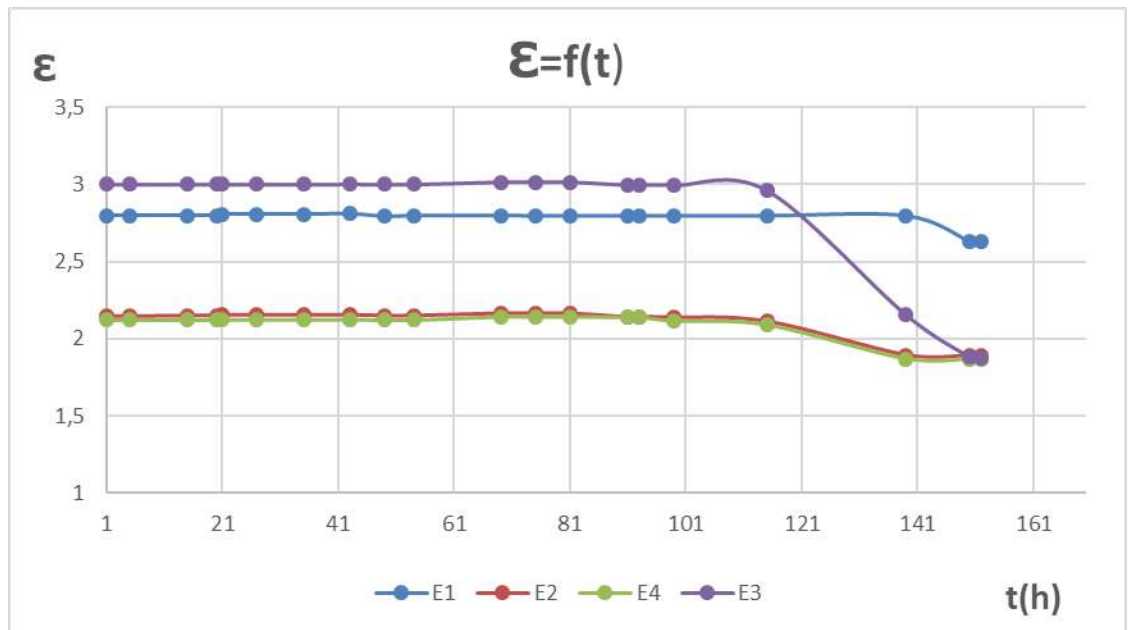
Le graphique **Figure (IV.8)  $\epsilon_1=f(t)$**  représente la stabilité de la fondation à la valeur initiale de Max II avec le poids subjectif des fondations, puis exprime une diminution continue de la fondation avec l'augmentation des pressions appliquées, car le sol est insaturé après l'alimentation en eau, nous observons une légère augmentation de la base due à l'engorgement du sol, au changement de ses particules et à l'apparition de vides entre les couches de sol, à partir de la fondation, il a été installé en raison de la résistance du sol à la compression pendant une longue période de temps, la fondation a été stabilisée en raison de la résistance du sol à la compression pendant une longue période de temps, après quoi la résistance du sol a échoué, ce qui a entraîné une diminution continue avec la disparition des branches qui se trouvaient entre les couches du sol .



**Figure (IV.9) :** La courbe de l'indice de déformation par rapport aux pressions et au temps n'est qu'en base 3.

Le diagramme ( $\epsilon_3=f(t)$ ) a une forme caractéristique et simple, stabilité de la fondation à une valeur maximale initiale avec le poids propre des fondations, puis il exprime la légère décroissance de la fondation avec la première charge et la deuxième charge qui donne les restrictions appliquées en tenant compte du fait que le terrain n'est pas saturé

Après avoir été stabilisé pendant quelques heures, la résistance du sol a été étonnamment réduite.



**Figure (IV.10) :** Superposition de 4 courbes des fondations avec l'indice de déformation par rapport à la pression et au temps.

**Interprétation des courbes :** La Figure (IV.10) montre que le tassement de la fondation sous charge identique et conditions identiques n'est pas similaire. A l'état sec non saturé, les tracés superposés des courbes montrent que la semelle 3 l'est plus que les autres (1 et 2), puisque la susceptibilité à la déformation du sol diminue significativement avec l'augmentation de la pression, alors que la sole (1) est la seule qui avait le comportement inverse, on peut expliquer qu'il était affecté par le comportement général des autres chaussons.

### IV.3.Conclusion:

Dans ce chapitre, les études expérimentales et les résultats sont présentés tant que le sol Très fins, dénaturés, et le morping peut être très rapide, ils correspondent à Evacuation et compression de l'air du sol.

Evolution des tassements dans le temps (diminution des vides au sol) Étant donné une augmentation de contrainte totale, celle-ci sera décrite par la courbe fusionner.

Argile "bentonite" pour l'approvisionnement en eau Les fondations installées sur ce terrain ont rapidement gonflé et se sont complètement effondrées L'apparition de fissures primaires en surface est transmise aux fissures secondaires profondeur.

Cette étude met en évidence un comportement distinct des bases isolées Terrain gonflé. En effet, la distribution de l'eau dans le sol est aléatoire. Argile avec Arrosez d'une manière que vous ne maîtrisez pas encore. Celle-ci nécessite d'autres recherches plus Approfondies.



## CONCLUSION GENERALE

Sous le nom de sols expansifs, nous incluons l'argile, le sol Le gonflement est présent dans plusieurs régions d'Algérie telles qu'Illizi, In-Amena, Maghnia, Bordj Omar Driss, Sidi Aissa, Oranie et Tlemcen. Les habitants de Maghnia et In-Amenas ont un Structure plus sensible et connue pour avoir un potentiel d'expansion élevé. Sa réaction" Effets visibles des changements "spontanés" de la teneur en eau sur le comportement bâtiment.

De nombreuses études de constructibilité ont été réalisées sur ce type de sol. Cette La solution issue de ces études est fonction du degré de gonflement du sol, Objectifs de confort et mise en œuvre. Les porteurs de projet doivent choisir un Dans la variante proposée comme disposition constructive.

Ce document de recherche vise à mieux définir et comprendre Comportement des fondations isolées sur sols expansifs, quelques résultats expérimentaux Les résultats obtenus montrent que ce type de sol est très plastique et peut en quelque sorte se dilater Rapide et continue en présence d'eau, car compressible, la semelle est Le comportement de l'argile a tendance à se soulever/se déposer, donc dans un cas L'instabilité et les structures subissent des dégradations plus ou moins importantes.

Idées pour rechercher des problèmes à l'aide de modèles simplifiés le compactage/expansion du sol vient d'une vision sans modèle mathématique Expliquer le comportement des sols expansifs et les changements de volume des particules de sol. NATALIYA DOLZHENKO (2002) a montré deux caractéristiques principales du modèle réduire :

- ❖ La première fonction est celle qui prédit directement le comportement prototype. Pour obtenir cette fonctionnalité, il faut Le modèle est une bonne représentation du terrain et des conditions primaires du prototype La similarité est respectée.
- ❖ La maquette est un support expérimental destiné à démontrer :

1. Hypothèses sur le comportement du sol, ainsi que les lois de comportement et Méthode de calcul.
2. Mettre l'accent sur les mécanismes de comportement du sol.
3. Proposer de nouvelles méthodes.

Les modèles réduits présentés dans cette étude montrent plusieurs signes positifs. Ces Les résultats sont à l'étude. Système d'inscription pour vous aider à démarrer images, il faut cependant multiplier le nombre de caméras pour enregistrer Mouvement de base.

Les résultats obtenus dans ce rapport montrent que les fondations ont connu différents sports. Tassement différentiel de l'ordre de 4 mm. Un sujet Le test a été interrompu car le comparateur a cessé de fonctionner.

De manière générale, les études menées sur des prototypes ont confirmé les hypothèses présentées.

**LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :**

1. Caillère S., Henin S. (1982) Minéralogie des argiles, 2ème Edition Masson, Paris.
2. ES Boek, PV Coveney, NT Skipper 1995, Monte Carlo molecular modeling studies of hydrated Li-, Na-, and K-smectites: Understanding the role of potassium as a clay swelling inhibitor, Journal of the American Chemical Society 117 (50), 12608- 12617
3. Berthaud, Y, et al. 2013. Aide-mémoire de mécanique des sols. Paris, France:DUNOD, 2013. 978-2-10-059354-5.
4. DJAANI Mabrouka, BENMANSOUR Samah Farah (2011) - Stabilisation des sols
5. Mouroux P., Margron P. et Pint J.C., (1988), La construction économique sur sols
6. Chelghoum Nouredine (2006), calcul et conception des fondations, publications de l'université badji mokhtar-annaba.
7. Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, New York: John Wiley and Sons, INC.
8. Meyerhof G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 102 (ASCE# 11962), p. 195228. USA.
9. LAKOUARA (2010) - Analyse numérique du comportement d'une semelle.
10. Saifi Insaf (2017) - Contribution à l'évaluation de la portance non-drainée des fondations circulaires et annulaires par approche numérique-Thèse présentée en vue de l'obtention Du diplôme de Doctorat en Génie Civil ANNÉE 2017 : Université de Biskra.
11. Prandtl, L., 1920. Über die Härte plastischer Körper. In Nachrichten von der Gesellschaft der Wissenschaften zu Göttingen, Mathematisch-Physikalische Klasse.
12. S. Sireesh, T.G. Sitharam, Sujit Kumar Dash 2009, Bearing capacity of circular footing on geocell-sand mattress overlying clay bed with void, Geotextiles and Geomembranes 27 (2009) 89-98

13. BOUAFIA Ali (2018), Calcul des ouvrages géotechniques problèmes résolus, université SAAD Dahleb de Blida.
14. Charles, Lucian. 2008. Geotechnical Aspects of Building on Expansive soils in Kibaha, Tanzania. Thèse de doctorat. Stockholm, Sweden, 2008.
15. Bahar R., Kaoua F. et Melbouci B., (2003) Sols et fondation, Groupement Économique de Contrôle Technique de la Construction (GECOTECH), Groupement des CTC.
16. Mohammed Y. Fattah, Aysar H.S. Al-Lami, Behavior and characteristics of compacted expansive unsaturated bentonite-sand mixture, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering 8 (2016) 629-639
17. Julie Lovisa, Sanjay Kumar Shukla, Nagaratnam Sivakugan (2010) - Behaviour of prestressed geotextile-reinforced sand bed supporting a loaded circular footing- Geotextiles and Geomembranes 28 (2010) 23–32
18. P. Vinod, Ajitha B. Bhaskar, S. Sreehari(2009)- Behaviour of a square model footing on loose sand reinforced with braided coir rope- Geotextiles and Geomembranes 27 (2009) 464–474
19. Hallaire, V., 1988. La fissuration d'un sol argileux au cours du dessèchement. I Description in situ. Agronomie, 8,2, 139-145.
20. Ammour A., bouhanna B. (2016) - contribution a l'étude de la fissuration des argiles- Thèse MASTERE ANNÉE 2016 Université Aboubekr Belkaid Telmcen.