



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
Republique Algerienne Democratique Et Populaire  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة العربي التبسي - تبسة

Université Larbi tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

## MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : **AIT YAHIA Riadh**  
**AMRANI Ishak**

Sujet

**Etude numérique de la capacité portante d'une  
fondation renforcée par une colonne ballastée confinée  
par géogrid**

Présenté et soutenu publiquement, le 23 / 06 /2021, devant le jury composé de :

M/HOUAM ABDELKADER

Professeur

Président

M/BOUFARH RAFIK

MCA

Rapporteur

M/BOUCHOUCHA ABDALLAH

MAA

Examineur 1

Promotion : 2020/2021



# Dédicace

Je dédie ce mémoire avant tous à :

Mes très chers parents ma mère et mon père, qui ont sacrifiés pour mon bien et qui ont éclairés ma route par leurs compréhensions, leurs soutiens, leurs amours, leurs encouragements. J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma reconnaissance

Que dieu les protège.

Qu'il me soit d'adresser une dédicace spéciale à mes frères Yazid et Anis, mes amis Bilel Mahmoud Chamsse Rochdi Amine Anouar Taki Tarek, à mes cousins Ridha Sami Ilyés Amine

A ma meilleure amie Abir.

A tous mes amis et mes collègues d'études et a tous mes professeurs qui m'ont soutenu pendant cette magnifique expérience ainsi que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.

# Remerciements

Je remercie tout d'abord le bon dieu qui m'a aidé de terminer ce travail.

Je tiens à remercier mon encadreur Dr BOUFARH Rafik pour m'avoir proposé un sujet intéressant et pour la confiance qu'il m'a accordée. Il m'a dirigé tout au long de cette étude et m'a donné les grands axes de recherche. Je le remercie aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Mes remerciements vont ensuite aux membres de jury professeur HAOUAM ABDELKADER et Mr BOUCHOUCHA ABDALLAH pour avoir accepté de présider le jury de mon mémoire et qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être mes examinateurs. Leurs idées me seront sans nul doute très utiles pour la suite de cette recherche.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements ainsi que ma grande gratitude reconnaissance envers tous mes enseignants du « Département de Génie civil » à l'université de Tébessa.

Je souhaite également remercier mes collègues et amis avec qui j'ai passé des bons moments. Je tiens à remercier enfin toute ma famille surtout Mon Père, Ma Mère, et tous ceux qui par leur compétence, leur amitié, leur soutien, leurs encouragements ou tout simplement leur présence ont contribué à la réalisation de ce travail. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma reconnaissance.

# Liste des symboles

$N_c, N_q, N_\gamma$ :	Facteurs de la capacité portante
$h_1$ :	Épaisseur de la couche supérieure du sol
$B$ :	Largeur de la fondation
$c$ :	Cohésion du sol
$\Phi$ :	Angle du frottement du sol
$\gamma$ :	Poids propre du sol
$L$ :	Longueur de la fondation
$\gamma_1$ :	Poids propre de la couche supérieur du sol
$\gamma_2$ :	Poids propre du sol inférieur
$q_u$ :	Capacité portante ultime
$R$ :	Rayon de la fondation circulaire
$E$ :	Module élastique
$\nu$ :	Coefficient de poisson
$\sigma_1$ :	Contraintes principales
$\psi$ :	Angle de dilatance
$S$ :	Tassement de la semelle sur sol non renforcé
$Q_L$ :	Indique la charge limite de la semelle
$s$ :	Facteur de forme,
$d$ :	Facteur de profondeur,
$i$ :	Facteur d'inclinaison.

# Liste des tableaux

## Chapitre 4 : Etude numérique

**Tableau 4.1.** Les caractéristiques de l'argile

**Tableau 4.2.** Les caractéristiques de granulat de la 1<sup>ère</sup> colonne ballastée

**Tableau 4.3.** Les caractéristiques de granulat de la 2<sup>ème</sup> colonne ballastée

**Tableau 4.4.** Les caractéristiques de granulat de la 3<sup>ème</sup> colonne ballastée

**Tableau 4.5.** Présentation de maillage.

**Tableau 4.6.** Les résultats de chaque phase de calcul

## Chapitre 5 : Etude paramétrique

**Tableau 5.1.** Les caractéristiques de l'argile

**Tableau 5.2.** Les caractéristiques de 1<sup>ère</sup> série des colonnes ballastées

**Tableau 5.3.** Les caractéristiques de 2<sup>ème</sup> série des colonnes ballastées

**Tableau 5.4.** Les caractéristiques de 3<sup>ème</sup> série des colonnes ballastées.

# Liste des figures

**Chapitre 1 : Aperçu générale sur les fondations superficielles.**

**Figure 1.1.** Les types des fondations.

**Figure 1.2.** Les types des fondations superficielles.

**Figure 1.3.** Chargement d'une fondation superficielle.

**Figure 1.4.** Mécanismes de rupture dans le sol (a) mécanisme général (b) mécanisme de Cisaillement localisé (c) rupture par poinçonnement VESIC, A.S,1973.

**Figure 1.5.** Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R. Frank).

**Figure 1.6** particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse Limite (Magnan et Droniuc,2001).

**Figure 1.7.** Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse TERZAGHI (1943)).

**Figure 1.8.** Schéma de rupture d'une fondation superficielle (Frank R (1999)).

**Chapitre 2 : Le renforcement de sol par les colonnes ballastées**

**Figure 2.1.** Image Réelle du Ballast.

**Figure 2.2.** Réalisation des colonnes ballastées à Tak Oradi.Ghana.

**Figure 2.3.** Les différentes étapes de réalisation des colonnes ballastées (préparation, remplissage, fonçage, compactage, finition)

**Figure 2.4.** Mode de rupture des colonnes ballastées.

**Chapitre 3 : Les renforcements de sol**

**Figure 3.1.** Un mur en terre armée.

**Figure 3.2.** La réalisation des géomembranes.

**Figure 3.3.** Les géogrilles.

**Figure 3.4.** La nouvelle technologie de tex sol.

**Figure 3.5.** Géogrille uni axiale.

**Figure 3.6.** Géogrilles bi axiale.

**Figure 3.7.** Mécanisme de confinement (auto blocage) latéral de la couche de base

**Chapitre 4 : Etude numérique**

**Figure 4.1.** Définition de modèle géométrique.

**Figure 4.2.** Le modèle avec les conditions aux limites.

**Figure 4.3.** Présentation du maillage.

**Figure 4.4.** Les pressions effectives.

**Figure 4.5.** Les valeurs de Mstage.

**Figure 4.6.** Déformation de maillage.

**Figure 4.7.** Les déplacements totaux.

**Figure 4.8.** Les déplacement total 3D.

**Figure 4.9.** Evaluation des Tassements 2D.

**Figure 4.10.** Evaluation des Tassements 3D.

**Figure 4.11.** Incrément Total 2D

**Figure 4.12.** La variation de facteur de portance pour la 1ère série

**Figure 4.13.** La variation de facteur de portance pour la 1ère série

**Figure 4.14.** La variation de facteur de portance pour la 1ère série

**Figure 4.15** Les résultats de test de validation

## **Chapitre 5 : Etude paramétrique**

**Figure 5.1.** Le modèle de l'étude paramétrique 2D.

**Figure 5.2.** Le modèle de l'étude paramétrique 3D

**Figure 5.3.** L'emplacement de la colonne ballastée confiné par les géogrilles

**Figure 5.4.** L'application de chargement sur la fondation circulaire

**Figure 5.5.** Le maillage du modèle 2D

**Figure 5.6.** Le maillage du modèle 3D

**Figure 5.7.** L'influence de l'effet longueur

**Figure 5.8.** L'influence de l'effet diamètre

**Figure 5.9.** Effet l'angle de frottement

**Figure5.10** Colonne ballastée non confiné 2D

**Figure5.11.** Colonne ballastée con confiné 3D

**Figure5.12.** Demi confinement supérieure

**Figure5.13.** Le confinement total par géogrilles 2D

**Figure5.14** Le confinement total par géogrilles 3D

**Figure5.15** L'influence du confinement par géogrilles



## Résumé

Dans les sols mous, la construction des fondations est souvent rencontrée de sérieux problèmes de stabilité. Il existe de nombreuses méthodes d'amélioration de tels sols, parmi lesquelles le renforcement des sols avec des colonnes ballastées qui est le plus courant et également respectueux de l'environnement. En outre, la performance des colonnes ballastées dépend de la pression de confinement offerte par les sols environnants. Dans le cas de sols très mous, la pression latérale de confinement peut être insuffisante et cela peut conduire à une rupture par expansion latérale de la colonne. L'encapsulation de la colonne ballastée améliore la résistance latérale contre l'expansion par une pression de confinement supplémentaire. Dans cette étude, une analyse numérique de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur une couche d'argile molle renforcée par une colonne ballastée flottante a été effectuée en utilisant la méthode des éléments finis et en se basant sur le code Plaxis. L'étude paramétrique a été réalisée afin d'évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètres tel que : type de matériaux d'agrégat, diamètres, et longueurs de la colonne ballastée, pour les trois cas de colonnes non renforcées, demi-longueur renforcées et renforcement de la totalité de longueur par géogrid.

Les résultats obtenus confirment que l'efficacité de la technique des colonnes ballastées confinées par des géogrids pour la stabilité et l'amélioration de la capacité portante d'une fondation implantée sur des sols mous.

**Mots Clés :** Fondation superficielle, Capacité portante, Colonne ballastée, Géogrids, Modélisation numérique.

## ملخص

في التربة الناعمة (القابلة للانضغاط)، بناء الأساسات تواجهها عدة مشاكل من ناحية الاستقرار. توجد عدة طرق من أجل تحسين التربة و من بينها تدعيم التربة بأعمدة من الأحجار و التي تعد من اكثر الطرق شيوعاً و ملائمتها للبيئة.

يعتمد مردود هذه الاعمدة على الضغط المحيط بالتربة المجاورة، في حالة وجود التربة الناعمة جداً، قد يكون الضغط العرضي غير كاف مما ينجر عنه فشل عن طريق التمدد الجانبي للعمود المكون من الحجارة.

ان تغليف العمود جانبياً يعطيها مقاومة أكبر ضد التمدد العرضي بضغط احاطة إضافي. في دراستنا سنقوم بإجراء تحليل رقمي لقدرة تحمل اساس سطحي موجود في طبقة بها تربة رخوة مدعمة بأعمدة من الحجارة بواسطة طريقة العناصر المنتهية المعتمدة في. plaxis

الدراسة تأثير الاعدادات من اجل تقييم عدد من العوامل كطبيعة الحجارة ، قطرها ، طولها و طبيعة الاحاطة بالشبكة الأرضية في حالة عدم التدعيم و التدعيم النصفي و الكلي.

النتائج المتحصل عليها تؤكد فعالية تقنية التدعيم بأعمدة الحجارة المحاطة بالشبكات الأرضية في استقرار و زيادة قدرة تحمل الأساس الموجود على مستوى تربة ضحلة.

الكلمات المفتاحية : اساسات سطحية ، قدرة التحمل،شبكة ارضية،اعمدة حجارة،نمذجة رقمية.

## Abstract

In soft soils, the construction of foundations often encounters serious stability problems. There are many methods of improving such soils, among which reinforcement of soils with stone columns which is the most common and also environmentally friendly. In addition, the performance of stone columns depends on the containment pressure offered by the surrounding soils. In the case of very soft soils, the lateral containment pressure may be insufficient and this may lead to lateral expansion failure of the column. Encapsulation of the ballasted column improves lateral resistance against expansion through additional confining pressure. In this study, a numerical analysis of the bearing capacity of a shallow foundation resting on a soft clay layer reinforced by floating stone columns was performed using the finite element method and based on the Plaxis code. The parametric study was carried out in order to evaluate the influence of a certain number of parameters such as: type of aggregate materials, diameters, and lengths of the ballasted column, for the three cases of unreinforced columns, half - reinforced length and reinforcement of the entire length by geogrid.

The results obtained confirm the effectiveness of the stone column technique confined by geogrids for the stability and improvement of the bearing capacity of a foundation installed on soft soils.

**Keywords:** Shallow foundation, Bearing capacity, Ballasted column, Geogrids, Numerical modeling.

# Table de matière

## Contenu

Dédicace

Remerciements

Liste des symboles

Liste des tableaux

Liste des figures

Résumé

ملخص

Abstract

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I:APERÇU GENERALE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES ..</b>	<b>2</b>
<b>1. Introduction :.....</b>	<b>3</b>
<b>2. Les fondations superficielle .....</b>	<b>4</b>
2.1 Définition.....	4
2.2 Les avantages et les inconvénients de la fondation superficielle .....	5
<b>3 Fonctionnement des fondations superficielles .....</b>	<b>5</b>
3.1 Comportement d'une semelle chargée.....	5
3.2. Mécanismes de rupture des fondations superficielles .....	6
<b>4. La capacité portante des fondations superficielle .....</b>	<b>8</b>
4.1 Définition.....	8
4.2 Les facteurs qui influent sur la capacité portante des fondations superficielle .....	9
4.3 L'analyse de stabilité des fondations superficielle .....	9
<b>4.3.1 L'analyse d'équilibre limite.....</b>	<b>9</b>
<b>4.3.2 L'analyse limite .....</b>	<b>10</b>
4.4 Evaluation de la capacité portante d'une semelle superficielle.....	12
<b>4.4.1 Méthode de Terzaghi .....</b>	<b>12</b>
<b>4.4.2 Méthode de Mayrhoft .....</b>	<b>14</b>
<b>5. Conclusion.....</b>	<b>16</b>
<b>Chapitre II : Le renforcement de sol Par les Colonnes ballastées .....</b>	<b>17</b>
<b>1. Introduction .....</b>	<b>17</b>
<b>2. Définition des Colonnes ballastées .....</b>	<b>17</b>
2.1. Définition.....	17

2.2 Rôle et constitution du ballast. ....	17
<b>3. Historique de la méthode.....</b>	<b>18</b>
<b>4. Le Contrôle Des Colonnes ballastées.....</b>	<b>19</b>
<b>5. Domaine d’application de cette méthode.....</b>	<b>19</b>
<b>6. Technique de mise en œuvre.....</b>	<b>20</b>
6.1. Colonnes exécutées par voie humide.....	20
6.2. Colonnes exécutées par voie sèche :.....	20
6.3. Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki ») :.....	20
<b>7. Mode Opérateur.....</b>	<b>21</b>
7.1. Préparation.....	21
<b>8. Dimensionnement de la colonne et choix de vibreur.....</b>	<b>22</b>
<b>9. Le Mode de rupture Des colonnes ballastées.....</b>	<b>22</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>23</b>
<b>Chapitre III : Les renforcements de sol.....</b>	<b>24</b>
<b>1. Introduction :.....</b>	<b>23</b>
<b>2. Les renforcements souples.....</b>	<b>23</b>
2.1. La terre armée.....	23
2.2. Les géo membranes.....	24
2.3. Les géogrilles.....	24
2.4. Le tex sol.....	25
2.5. Le plâsterre.....	26
2.6. Le géotextile.....	26
<b>3. Mécanismes de Renforcement.....</b>	<b>28</b>
3. 1. Mécanisme de Confinement.....	28
3.2. Mécanisme de surface de rupture modifiée (Augmentation de la capacité portante).....	29
<b>4. Conception et choix.....</b>	<b>29</b>
<b>Chapitre IV : Etude numérique.....</b>	<b>32</b>
<b>1. Introduction.....</b>	<b>31</b>
<b>2. Description de modèle.....</b>	<b>31</b>
2.1 La géométrie de modèle.....	31
2.2. Conditions aux limites.....	32
2.3. Caractéristiques des matériaux.....	33
2.4 Généralité de maillage.....	36
2.5 Conditions initiales.....	37

<b>3. Méthodes d'analyses .....</b>	<b>38</b>
<b>4. Résultats .....</b>	<b>39</b>
<b>5. Test de Validation.....</b>	<b>46</b>
<b>6. Interprétation .....</b>	<b>50</b>
<b>7. Conclusion.....</b>	<b>51</b>
<b>Chapitre V: Etude Paramétrique .....</b>	<b>52</b>
<b>1. Introduction .....</b>	<b>53</b>
<b>2. Le modèle numérique.....</b>	<b>53</b>
2.1description du modèle .....	53
2.2 Caractéristiques des matériaux.....	56
2.3 Le maillage du modèle.....	58
2.4Les conditions aux limites .....	60
<b>3. Effet des paramètres .....</b>	<b>60</b>
3.1Effet de longueur.....	64
3.2Effet de diamètre .....	64
3.3Effet de l'angle de frottement.....	65
3.4Effet de confinement.....	66
<b>4. Discussion des résultats.....</b>	<b>70</b>
<b>5. Conclusion.....</b>	<b>71</b>
<b>Conclusion générale .....</b>	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>Reference bibliographique</b>	



# Introduction générale



# INTRODUCTION GENERALE

La capacité portante est l'une des grands problèmes dans le domaine de la géotechnique, c'est-à-dire le sol souhaité pour la réalisation des constructions supporte les charges appliquées ou pas.

Les fondations sont la base de chaque structure et jouent le rôle de transmission des charges qui viennent de la superstructure vers l'infrastructure.

Le choix de fondation aussi joue un rôle très important pour les ingénieurs et il est très importants de voir ce paramètre de choix d'un côté technique et aussi d'un côté économique, les fondations peuvent être superficielles ou profondes.

Le renforcement des sols par colonnes ballastés est une technique très utilisé dans ces dernières années surtout avec le développement technologique, Le renforcement de sol améliore en général sa capacité portante.

Parfois un seul moyen de renforcement ne donne pas les résultats souhaités, une autre solution géotechnique possible qui est la combinaison des colonnes ballastées avec un autre type de renforcement qui est les géogrilles, Le concept de cette combinaison est de confiner les colonnes ballastées par les géogrilles.

Ce travail vise en premier lieu de donner des aperçus généraux sur les fondations superficielles et l'évolution de la capacité portante, et de voir la combinaison de renforcement pour améliorer les sols, par la suite des études numériques à l'aide de code de Plaxis 2d et 3d.

Notre mémoire contient cinq chapitres

- **Chapitre1** Aperçu bibliographique sur les fondations superficielles et des généralités sur la capacité portante des sols.
- **Chapitre2** Le renforcement des sols par les colonnes ballastées, une recherche bibliographique c et tout ce qui concerne cette méthode de renforcement.
- **Chapitre3** nous ferons un rappel sur les techniques de renforcement et de justifier le choix des géogrilles pour le confinement des colonnes ballastées.

- **Chapitre 4** est consacré à la description de modèle numérique utilisé dans la présente étude et de comparer les résultats obtenus par les résultats expérimentaux pour valider notre modèle.
- **Chapitre5** : une étude paramétrique a été présentée, dans laquelle on a analysé et interprété les différents résultats obtenus.

# **CHAPITRE I**

## **APERÇU GENERALE SUR LES FONDATIONS SUPERFICIELLES**

## Généralités sur les fondations superficielles

### 1. Introduction :

Ces dernières années et surtout avec le développement de l'urbanisation, il faut de plus en plus réaliser des projets sur des sites dont les sols présentent des qualités insuffisantes. Le problème qui se pose est la géotechnique et de comment fonder selon la capacité portante de sol. Les fondations sont la partie structurelle qui assure la transmission des charges qui viennent de l'ensemble infrastructure et superstructure vers le sol.

Les fondations sont construites en béton armé et peuvent être superficielle, semi-profonde ou profonde selon la situation du bon sol. La profondeur et la nature du terrain influent beaucoup sur le prix des fondations, il est nécessaire de faire une étude précise avant de choisir le type de fondation (Figure 1).

$\frac{D}{B} < 4$       **Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers).**

$4 \leq \frac{D}{B} < 10$       **Fondation semi- profondes (puits).**

$\frac{D}{B} > 10$       **Fondation profondes (pieux).**

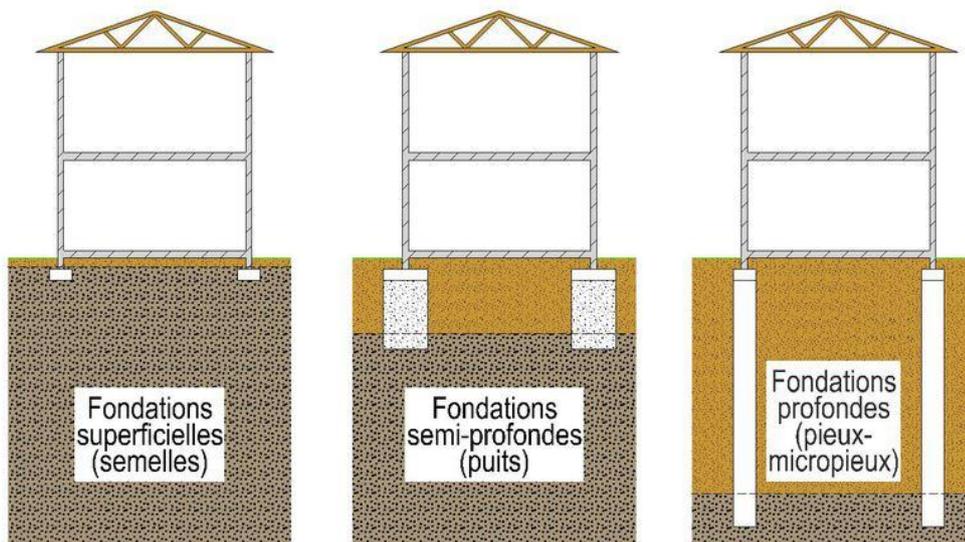


Figure 1.1 Les types des fondations. [1]

## 2. Les fondations superficielle

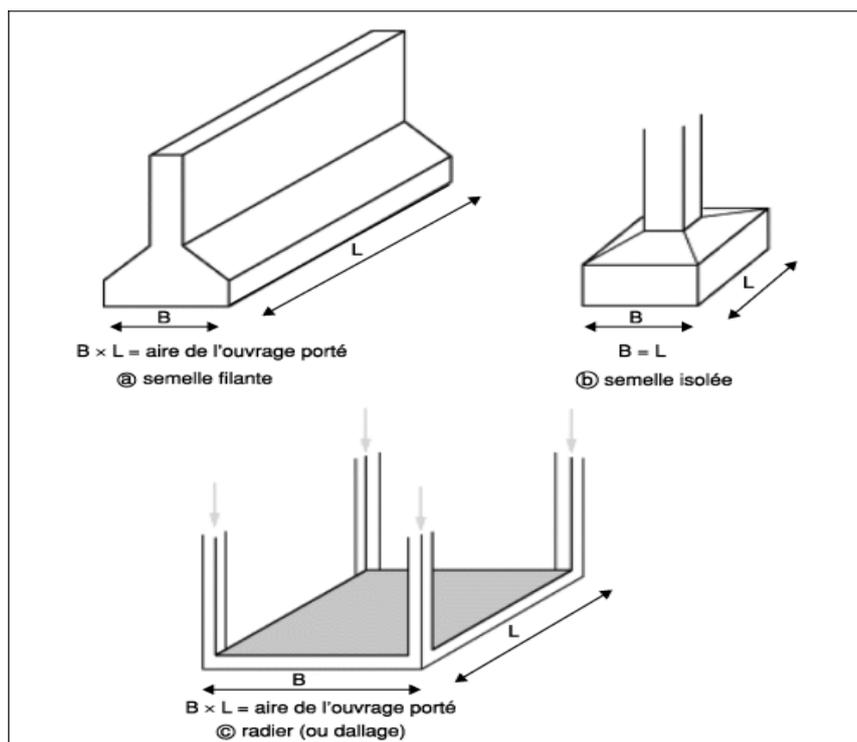
### 2.1 Définition

Une fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui est faiblement encastrée.

Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches peu profondes, dans ce cas le bon sol doit être aux couches supérieures.

Pour les fondations superficielles, la fondation est appelée :

- Semelle isolée si la fondation supporte un poteau.
- Semelle filante s'il s'agit d'une supportant un mur ou plusieurs poteaux.
- Radier général si la fondation correspond à la surface totale du bâtiment.



**Figure 1.2** Les types des fondations superficielle. a) semelle filante, b) semelle isolée et c) radier. [1].

## 2.2 Les avantages et les inconvénients de la fondation superficielle

- **Avantages**

- Coût.
- Procédure de construction.
- La disponibilité des matériaux.

- **Inconvénients**

- Tassements.
- Capacité limitée interface sol-Structure.
- Surface du sol irrégulier (pente, mur de soutènement).
- Capacité réduite si elle est soumise au retrait, moment, torsion.

## 3 Fonctionnement des fondations superficielles

### 3.1 Comportement d'une semelle chargée

Les tassements qui vont se produire sous une semelle superficielle sont en fonction de

L'intensité de la charge appliquée et qui ont en général l'allure de la courbe illustrée sur de la

Figure (1.3).

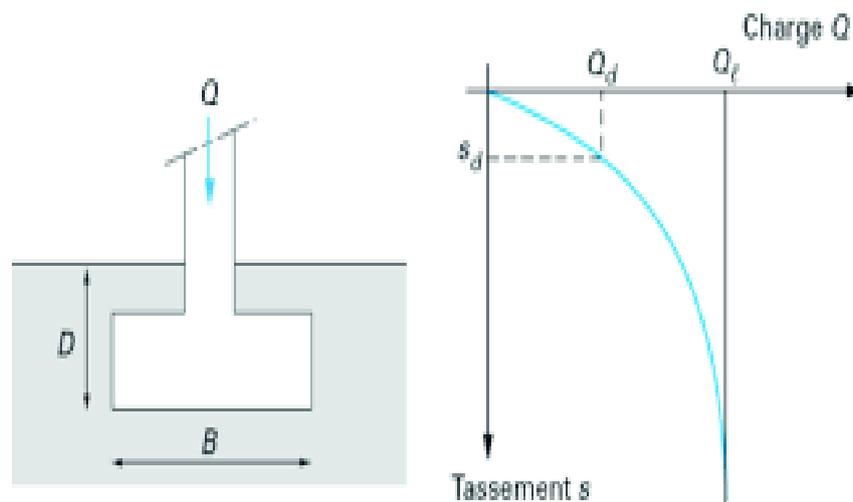


Figure 1.3 Chargement d'une fondation superficielle [2].

$Q_L$  : indique la charge limite de la semelle : c'est la charge maximale que peut supporter au moment de rupture. Comme cette valeur n'est pas très bien définie, on considère souvent que  $Q_L$  est la charge correspondant à un certain enfoncement dans le sol.

La contrainte admissible  $q_a$ , c'est la valeur de cette contrainte qui permettra au bureau d'étude de dimensionner les fondations avec une marge de sécurité. On constate sur la Figure

(1.4) que  $q_a$  devra dépendre de deux conditions :

- Un critère de rupture

Avec  $F_s$  : Coefficient de sécurité généralement pris égale à 3.

La contrainte admissible devra, être telle que tout risque de rupture est évité.

- Un critère de déformabilité : la condition précédente étant supposée remplie et la Semelle chargée de telle sorte que la contrainte admissible transmise au sol  $q_a$ ,

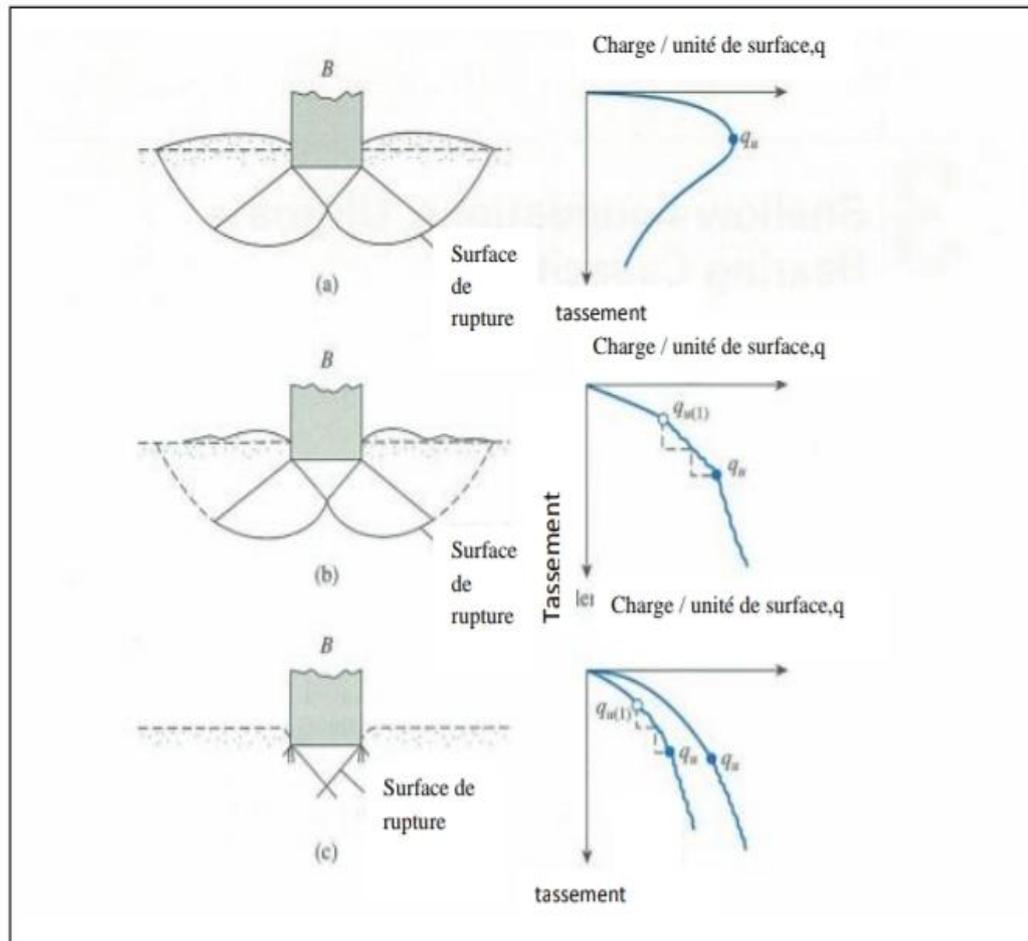
Cette semelle tassera de la valeur  $S_a$

### **3.2. Mécanismes de rupture des fondations superficielles**

Les résultats d'essais sur des semelles rigides (Vesic 1963) montrent qu'il existe trois mécanismes de rupture :

- **Un mécanisme général** : caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, qui refoule le sol latéralement selon des lignes de glissement qui se propagent jusqu'à la surface de sol. L'enfoncement de la fondation provoque généralement un soulèvement du sol d'autant plus net que la structure est moins déformable. C'est le cas pour les sols relativement résistants. Dans le sol, on constate trois zones de perturbation :
  - ✓ Zone I : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface. Le sol de cette zone est dans un état surabondant ;
  - ✓ Zone II : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Les déplacements et les efforts de cisaillement sont importants, donc la rupture est généralisée ;
  - ✓ Zone III : Les zones externes sont peu perturbées et ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.
- **Un mécanisme de cisaillement localisé**, qui ne s'étend qu'au voisinage immédiat de la fondation. Il y a également soulèvement du sol, mais après un enfoncement très important. C'est le cas pour les Sols très compressibles, comme des sables lâches ;

- Une rupture par poinçonnement, la fondation pénètre verticalement dans le massif sans perturber le sol qui n'est pas directement sous la fondation



**Figure 1.4** : Mécanismes de rupture dans le sol (a) mécanisme général ; (b) mécanisme de cisaillement localisé ;(c) rupture par poinçonnement Vesic, A.S, 1973 [3 ]

Pour les sols cohérents et saturés, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées).

Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (dés enchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de Contrainte atteint). La charge de rupture (où la capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage des fondations. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur :

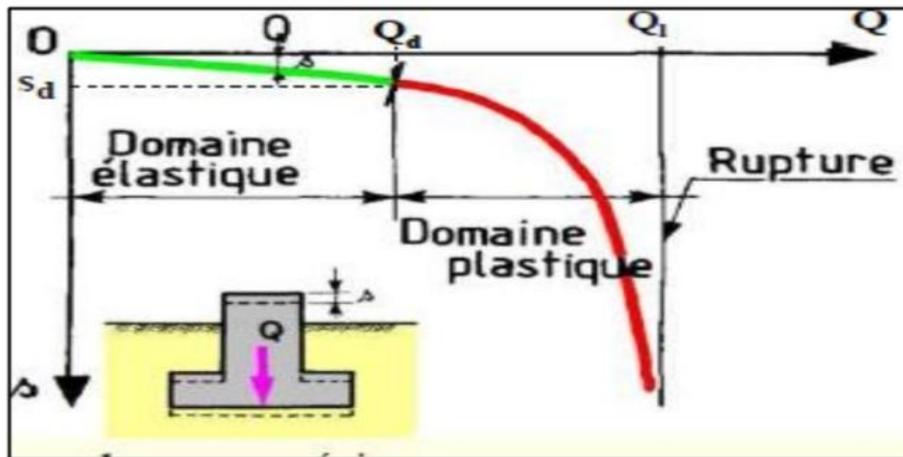
- ❖ Des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, remaniement des sols granulaires, effet du gel, affouillement, etc.)
- ❖ Des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage, vibrations, excavation de tranchée, creusement, de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

## 4. La capacité portante des fondations superficielle

### 4.1 Définition

Si on applique une charge  $Q$  croissante à une fondation, au début du chargement le comportement est sensiblement linéaire (Les déplacements verticaux évoluent proportionnellement à la charge).

A partir d'une certaine valeur  $Q_d$ , les déplacements ne sont plus proportionnels à la charge. Enfin, pour une charge  $Q_l$  les déplacements deviennent incontrôlables, le sol n'est plus capable de supporter la charge appliquée cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation. Cette charge est la charge limite ou ultime, ou encore la capacité portante de la fondation.



**Figure 1.5** Schématisation de l'évolution des déplacements verticaux sous une fondation superficielle en fonction de l'augmentation de la charge (d'après R. Frank) [1].

---

## **4.2 Les facteurs qui influent sur la capacité portante des fondations superficielle**

Il existe beaucoup de paramètres qui ont une grande influence sur la capacité portante des fondations superficielles comme :

- ❖ La forme des fondations (carrées, rectangulaires ou circulaires).
- ❖ L'inclinaison du sol (sol horizontal, sol incliné, bord de talus).
- ❖ Les propriétés mécaniques du sol (sol homogène, sol stratifié, sol cohérent, sol cohérent et frottant).
- ❖ Interaction sol-structure (contact rugueux, contact lisse).
- ❖ Les caractéristiques de la charge appliquée (charge verticale centrée, excentrée, inclinée).
- ❖ L'influence de l'eau (présence d'une nappe à différentes profondeurs).

## **4.3 L'analyse de stabilité des fondations superficielle**

On peut analyser la stabilité des fondations superficielles, mais aussi des autres ouvrages géotechniques, de différentes manières à savoir :

- ❖ Par analyse d'équilibre limite.
- ❖ Par analyse limite.
- ❖ Par des calculs en déformations.
- ❖ Par des corrélations avec des essais in situ.

### **4.3.1 L'analyse d'équilibre limite**

L'analyse d'équilibre limite s'applique en fonction des principes de base de la mécanique des matériaux et des structures. Les équilibres de forces ont vu leur première application géotechnique dans les travaux de (Coulomb ,1773) [4]. L'idée est que tout solide en équilibre (comme l'est un

Ouvrage géotechnique avant la rupture) est soumis(e) à un système de forces et moments en équilibre. La référence aux parties de solides en équilibre permet de raisonner aussi sur les forces internes, donc sur les contraintes, et de définir deux principes :

- les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées (forces et moments résultants égaux à zéro) ;
- les forces internes ou contraintes doivent être inférieures ou égales à la résistance des sols et des autres matériaux existant dans le solide considéré.

Ces principes peuvent être exprimés par deux ensembles d'équations ou la somme des forces doit être égale à zéro ainsi que la somme des moments.

La formulation de l'analyse d'équilibre limite en termes de contraintes trouve ses précurseurs dans les travaux de (Rankine, 1856) [5], de (Massau, 1899) [6], de (Caquot, 1934) [7].

La résolution des équations a fait l'objet de nombreuses recherches et est facilitée notamment par la méthode dite des caractéristiques (Sokolovskij, 1960) [8].

#### **4.3.2 L'analyse limite**

La grande différence entre l'analyse limite et l'analyse d'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture.

L'analyse des déformations permet d'une part de raisonner en termes de travail des forces internes et externes, et plus seulement en termes d'équilibres de forces, et d'autre part de tenir compte directement des conditions aux limites sur les déplacements.

L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulement plastique associée. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes, ce qui est aussi la base du calcul à la rupture de (Salençon, 1996) [9].

Deux théorèmes limites ont été établis, qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures :

- selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associée à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture.

Cette approche, dite cinématique, consiste à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol.

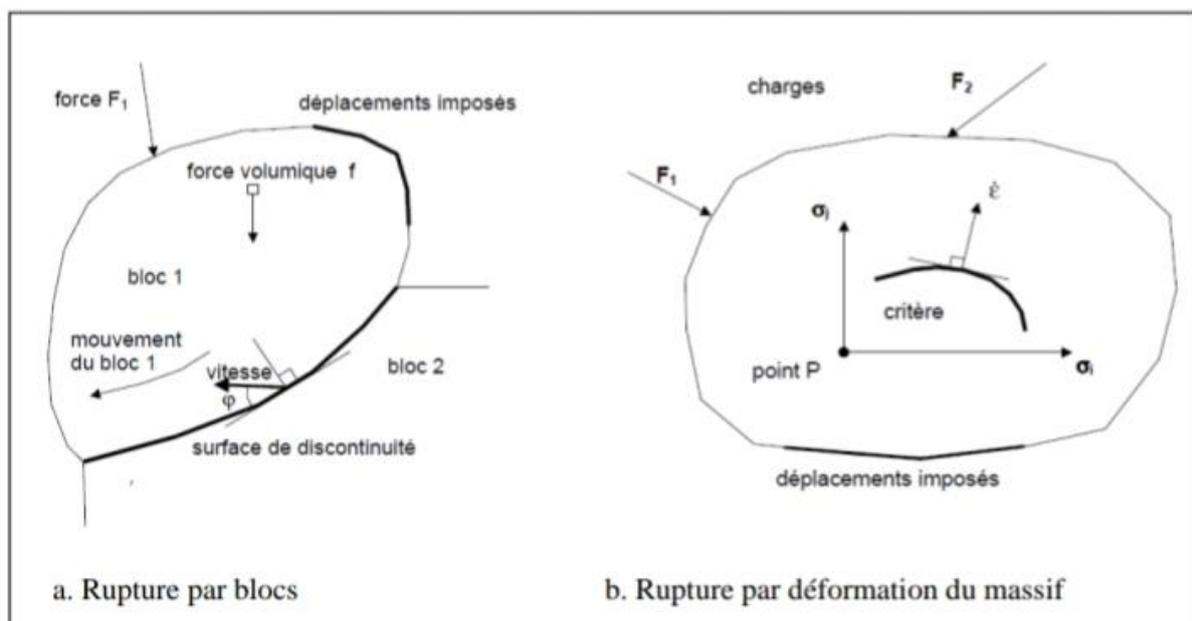
- selon le théorème des bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sols et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à

chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

La méthode cinématique a connu une grande popularité que la méthode statique et de nombreuses bornes supérieures ont été proposées pour la portance des sols. Les mécanismes de rupture correspondant à ces bornes supérieures comportent des surfaces de discontinuité, où la vitesse de déplacement instantanée fait un angle avec la surface de contact (Figure I.5a) et des zones de déformation plastique, où la loi découlement plastique associée détermine la géométrie et l'extension de la rupture.

L'angle entre la vitesse de déplacement et la surface de discontinuité explique la forme de la spirale logarithmique des surfaces de rupture dans de nombreux modèles de calcul à base de blocs. On ne peut comparer directement les analyses d'équilibre limite et les calculs d'analyse limite, qui ne résolvent pas les mêmes équations et posent différemment le problème de l'équilibre limite.

Même si l'analyse limite paraît plus proche des concepts modernes de la mécanique, elle comporte aussi des approximations fortes qui peuvent l'éloigner de la réalité des sols, tandis que la force de l'analyse d'équilibre limite réside dans le choix de mécanismes de rupture inspirés des modes de rupture observés et la grande expérience acquise dans son utilisation est celle de (Magnan et Droniuc, 2001) [[10].



**Figure1.6** : Particularités des calculs de stabilité dans l'approche cinématique de l'analyse limite (Magnan et Droniuc, 2001) [10 ].

#### 4.4 Evaluation de la capacité portante d'une semelle superficielle

L'histoire de la géotechnique porte beaucoup de développement dans ce qui concerne l'évaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle et on va voir deux méthodes, la méthode de Terzaghi et la méthode de Meyerhoff

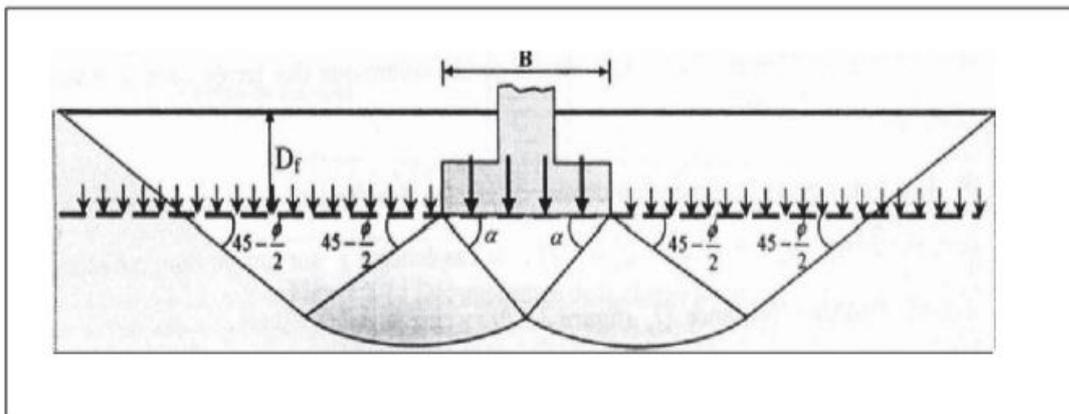
##### 4.4.1 Méthode de Terzaghi

Terzaghi était le premier à développer une théorie pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles.

Sa théorie suppose qu'une fondation est dite superficielle si sa profondeur **D** allant de **3** jusqu'à **4** fois leur largeur **B**. Terzaghi a proposé un mécanisme de rupture d'une fondation filante (figure 7).

Il est basé sa théorie sur les conditions suivantes :

- Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique.
- Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est  $\alpha$  supérieure à  $45 + \frac{\phi}{2}$ , qui résulte d'une prétention des coins actifs de Rankine.
- La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation **D**, a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.
- On assume que la semelle est rugueuse.

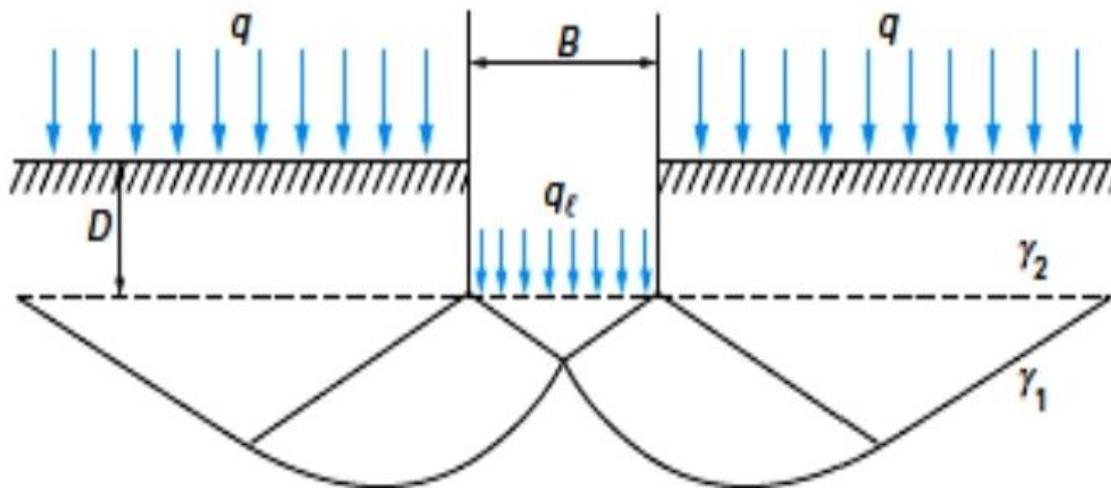


**Figure 1.7 :** Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse (Terzaghi (1943)) [11].

Capacité portante d'une semelle filante soumise à une charge verticale centrée reposant sur un massif semi infini et homogène horizontale

**Principe de superposition de Terzaghi (Terzaghi (1943))**

Considérons la figure 1.8 qui est le schéma de rupture d'une fondation superficielle :



**Figure1.8** Schéma de rupture d'une fondation superficielle (Frank R (1999)) [1].

Ce principe de superposition consiste à superposer trois états :

- Etat 1 : Résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle → entraîne une résistance «  $Q\gamma$  »
- Etat 2 : Action des terres situées au-dessus du niveau des fondations et supposées agir comme une surcharge → entraîne une résistance «  $Qp$  »
- Etat 3 : Action de la cohésion → entraîne une résistance.

La capacité portante statique, aussi appelée charge ultime, qu'une semelle peut supporter, est généralement calculée par superposition des contributions attribuables à la cohésion du sol  $c$ , à la masse volumique du sol et la surcharge  $q$ . Chaque contribution peut être exprimée sous la forme d'un facteur de capacité portante  $N$  pour donner la capacité totale (Terzaghi, 1943).

$$q_l = C \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (1.1)$$

Où  $C$  la cohésion,  $q$  la surcharge au niveau de la fondation,  $\gamma$  le poids volumique et  $B$  la largeur de la fondation. Les facteurs  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  sont fonction de l'angle interne de frottement, qui est supposé constant. Terzaghi a obtenu cette solution par la méthode de l'équilibre limite. La ligne de glissement à deux dimensions proposée par (Prandtl, 1921) [4], le mécanisme de rupture traditionnellement utilisé. Un sol homogène de masse volumique  $\gamma$  possède les caractéristiques  $C$  et  $\varphi$  (cohésion et angle de frottement) et peut être considéré comme un corps plastique rigide. Pour les fondations superficielles,  $D < B$  (profondeur

inférieure à la largeur de semelle), la surcharge est idéalisée comme une surcharge  $q = d\gamma$ , et ainsi est négligée toute résistance au cisaillement sur les plans **EF** et **AE**.

#### **4.4.2 Méthode de Mayrhoff**

La portance des semelles filantes est calculée en suivant la forme générale décrite par Terzaghi, avec des expressions établies par (Prandtl ,1921) [13] pour  $N_c$ , par (Reissner, 1924) pour  $N_q$  et par (Meyerhof, 1961) pour une valeur approchée de  $N_\gamma$ , ces coefficients ne tenant pas compte de la résistance au cisaillement dans le sol situé au-dessus de la base de la fondation:(Meyerhof,1963) [14].

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \tan \phi \quad N_q = e \cdot \pi \cdot \tan \phi \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4\phi) \tag{1.4}$$

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de côtés B et L, des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de (Skempton ,1951) pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot B/L \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2) ; \phi \geq 10^\circ \quad S_q = S_\gamma = 1 ; \phi = 0^\circ \tag{1.5}$$

Pour les fondations rectangulaires, une interpolation est aussi proposée pour corriger la valeur de l'angle de frottement interne, plus forte de 10% dans les ruptures en déformations planes ( $\phi_p$ ) que dans les essais triaxiaux ( $\phi_t$ ) :  $\phi = \phi_p = (1,1 - 0,1 B/L) \phi_t$  (1.6)

S'il y a de l'eau dans le sol, ou si le sol n'est pas homogène, il est recommandé d'utiliser des valeurs moyennes du poids volumique déjaugé (sous l'eau) et non déjaugé (en absence d'eau), de la cohésion C et l'angle de frottement interne  $\phi$  : □ Jusqu'à deux fois B sous la base des semelles filantes. □ Jusqu'à une fois B sous la base des semelles circulaires et carrées. Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la base de la fondation, on utilise d'autres facteurs partiels :

$$d_c = 1 + 0,2 \tan^2(\pi/4 + \phi/2), \quad d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 D/B \cdot \tan^2(\pi/4 + \phi/2) ; \phi \geq 10^\circ \quad d_q = d_\gamma = 1 ; \phi = 0^\circ \tag{1.7}$$

Meyerhof indique aussi que, pour les charges excentrées, la pratique consistant à faire le calcul de portance sur une semelle filante de largeur B' réduite :  $B' = B - 2e$  Semble trop sévère par comparaison avec les résultats d'essais. Les observations sont intermédiaires entre ces valeurs et celles déduites d'une répartition triangulaire des pressions sous la semelle (Brinch Hansen, 1955) [15]. Toutefois, en cas de double excentrement, la réduction de la

longueur et de la largeur de deux fois les excentremets correspondants est jugée suffisante. Pour les charges inclinées, les travaux de (Schultze ,1952) et de (Meyerhof ,1953) ont défini des coefficients réducteurs égaux à :

$$i_c = i_q = (1 - \alpha \cdot 90^\circ)^2 \quad i_\gamma = (1 - \alpha \cdot \phi)^2 \quad (1.8)$$

Il est conseillé d'incliner la base de la fondation en cas de charge inclinée permanente (par exemple, pour reprendre les charges d'un pont en arc). La solution est alors semblable à celle d'une fondation sur pente. Dans le cas général, la formule de calcul de la capacité portante du sol a donc la forme :  $q_1 = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$  (1.9)

L'intérêt de Meyerhof est la liaison entre la résistance et le déplacement : sous une charge inclinée et excentrée, une fondation superficielle peut se déplacer horizontalement de 5 à 20% de la largeur de la fondation, et tourner de 1 à 5 degrés, selon la densité ou rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation.

Ces déplacements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir une influence importante sur les structures qu'il porte. Pour limiter les déplacements des fondations, il faut les élargir ou les encastrent plus profondément. D'autre part, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à celle du sol, il faut utiliser une approche différente, par exemple avec des coefficients de réaction

- ✚ **Capacité portante pour une charge verticale et horizontale** Dans des études plus anciennes, la combinaison de charge verticale et horizontale est traitée comme une charge inclinée. Il est remarqué que la capacité portante verticale diminue lorsque l'angle d'inclinaison  $\alpha = \tan^{-1}(H/V)$  augmente. L'enveloppe de fissuration pour une semelle filante ou une semelle circulaire sur de l'argile est définie par (Meyerhof ,1963) [14] comme :

$$V/V_0 = (1 - \alpha \cdot 90^\circ)^2 \quad (1.10)$$

Cette équation ne fonctionne pas pour des charges dont l'angle d'inclinaison  $\alpha$  est inférieur ou égale à  $\alpha_s$ .  $\alpha \leq \alpha_s = \tan^{-1}(H_0/V)$  (1.11)

Pour des inclinaisons plus importantes, la semelle rompt par glissement. La méthode de Meyerhof prédit la transition pour une forte charge verticale

- ✚ **Evaluation de la capacité portante ultime pour les sols homogènes** Pour les sols homogènes, Meyerhof propose des équations pour l'évaluation de la capacité portante ultime.

Pour les charges verticales :  $q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$  (1.12)

Pour les charges inclinées :  $q_{ult} = c \cdot N_c \cdot d_c \cdot i_c + q \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$  (1.13)

---

Où  $C$  la force de cohésion,  $N_i$  sont les facteurs de capacités portantes,  $q$  est l'effort effectif vertical au niveau de la base de la semelle,  $\gamma$  est la masse volumique du sol de surcharge,  $s$  est le facteur de forme,  $d$  le facteur de profondeur,  $i$  le facteur d'inclinaison.

## **5. Conclusion**

La capacité portante est l'une des problèmes géotechniques.

Une étude pour faire l'évaluation de la capacité portante est largement étudiée en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques. Les calculs sont basés sur la méthode d'équilibre limite et la méthode d'analyse limite. Vue la diversité dans les méthodes de calcul, l'écart entre les valeurs des facteurs de portance est très grande surtout pour les grandes valeurs de l'angle de frottement et l'angle d'interface.

## **Chapitre II**

### **Le renforcement de sol par les colonnes ballastées**

## **1. Introduction**

Les sols n'ont pas toujours la capacité portant voulu et présentent des faibles paramètres géotechniques c'est pour cela les géotechniciens ont créés et développées des techniques pour améliorer et renforcer ces sols par plusieurs méthodes soit par une action physique (compactage...), ou par traitement avec liant (les différents liant hydraulique) ou par l'inclusion des matériaux dans les sol (colonnes ballastées).

Ces méthodes modifient les paramètres de sol et on l'utilise pour avoir une bonne capacité portante de sol c'est-à-dire une augmentation a la résistance au cisaillement et si cette résistance va augmenter on va assurer une diminution de tassement qui est le grand danger dans la géotechnique, ainsi que d'autres problèmes géotechnique parlant de la liquéfaction surtout.

Chaque méthode est appliquée pour un type précis de sol.

Dans notre sujet on va voir la méthode de renforcement par colonnes ballastées qui est considéré comme une méthode d'amélioration et renforcement des sols par inclusions souples.

## **2. Définition des Colonnes ballastées**

### **2.1. Définition**

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques.

De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées.

Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques. [16]

### **2.2 Rôle et constitution du ballast.**

Il est constitué de matériaux de carrière résistants durs, non gélifs (gneiss, porphyres, basaltes, etc.) anguleux et ayant une très forte résistance à l'abrasion.

Ce n'est pas un simple caillou mais un granulat produit à l'issue d'un processus industriel de fabrication et répondant à des caractéristiques précises et rigoureuses (formes, dureté, propreté etc.)



**Figure2.1.** Image Réelle du Ballast [17].

Son rôle est de :

- Supporter les charges.
- Transmettre et répartir les charges.
- Amortir les vibrations.
- Ancrer les traverses.
- Drainer rapidement les eaux de pluie.

### **3. Historique de la méthode**

L'amélioration des sols au moyen de colonnes ballastées est issue du procédé de densification des sols grenus par vibro-compactage introduit en Allemagne par Keller en 1936 et développé par Sergey Steurman en Floride et par Taylor Woodrow en grande Bretagne.

Cette technique est maintenant utilisée dans le monde entier y compris en Algérie où le procédé commence à se lancer de plus en plus.



Figure 2.2: Réalisation des colonnes ballastées à Takoradi. Ghana [18].

#### 4. Le Contrôle Des Colonnes ballastées

Pour le contrôle des colonnes ballastées, le DTU 13.2 définit, avec peu de clarté, le type et la consistance des essais de contrôle. Mais en pratique, il est d'usage de procéder comme suit :

- avant l'exécution des travaux : réalisation de colonnes d'étalonnage et d'information pour valider la conception de procédé (longueur des colonnes, leur diamètre,) en fonction des données géotechniques de rapport de sol et des critères du projet ;
- en cours et en fin d'exécution : réalisation de sondages de reconnaissance géotechniques (pénétromètre statique ou éventuellement dynamiques peu adapté, pressiomètre) au sein des colonnes pour vérifier la validité des critères de réception imposés par le DTU 13.2 et d'essais de chargement pour suivre les déformations des colonnes sous une charge plus élevée que la charge (de service) appliquée. [19]

#### 5. Domaine d'application de cette méthode

La plupart des sites où on utilise la technique des renforcements par colonnes ballastées sont des sites constituant d'un ou plusieurs types des sols suivants

- Sables Limoneux
- Limons
- Limons Argileux
- Argiles
- Remblais hétérogènes

## 6. Technique de mise en œuvre

### 6.1. Colonnes exécutées par voie humide

La mise en œuvre en colonne ballastées par voie humide, dite aussi par vibro-substitution consiste à :

- Réaliser un forage par auto-fonçage et lançage à l'eau jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter le vibreur, avec parfois des ramonages successifs, et laisser tomber gravitairement le ballast dans le forage préalable,
- Compacter le ballast par passes successives jusqu'à la finition de la colonne.

### 6.2. Colonnes exécutées par voie sèche :

La réalisation des colonnes ballastées par voie sèche, dite encore par vibro-refoulement consiste à :

- Auto foncer le vibreur directement dans le sol par renflement jusqu'à la profondeur désignée ;
- Remonter progressivement le vibreur tout en laissant descendre par gravité et par pression d'air, le ballast approvisionner par chargeur dans une benne coulissant le long du mât ;
- Compacter le ballast par passes successives de l'ordre de 0,5 m jusqu'à finition de la colonne.

### 6.3. Colonnes ballastées pilonnées (« pieux de gravier Franki ») :

La réalisation des colonnes ballastées pilonnées nécessite les étapes suivantes :

- Confection du bouchon de battage « Franki » à l'aide du gravier ;
- Battage au fond du tube avec dameur intérieur ; ·  
expulsion du bouchon de gravier ;
- Réalisation de la colonne par damage de charges de gravier et extraction du tube ;
- Finition de la colonne.

La technique des colonnes ballastées pilonnées du procédé « Franki » garantit la réalisation d'une colonne compactée énergiquement et dont le diamètre varie en fonction de la qualité du gravier apporté. [16]

## 7. Mode Opérateur

**7.1. Préparation** : La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins.

Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

**1- Remplissage** : Le contenu de la benne est vidé dans le sas.

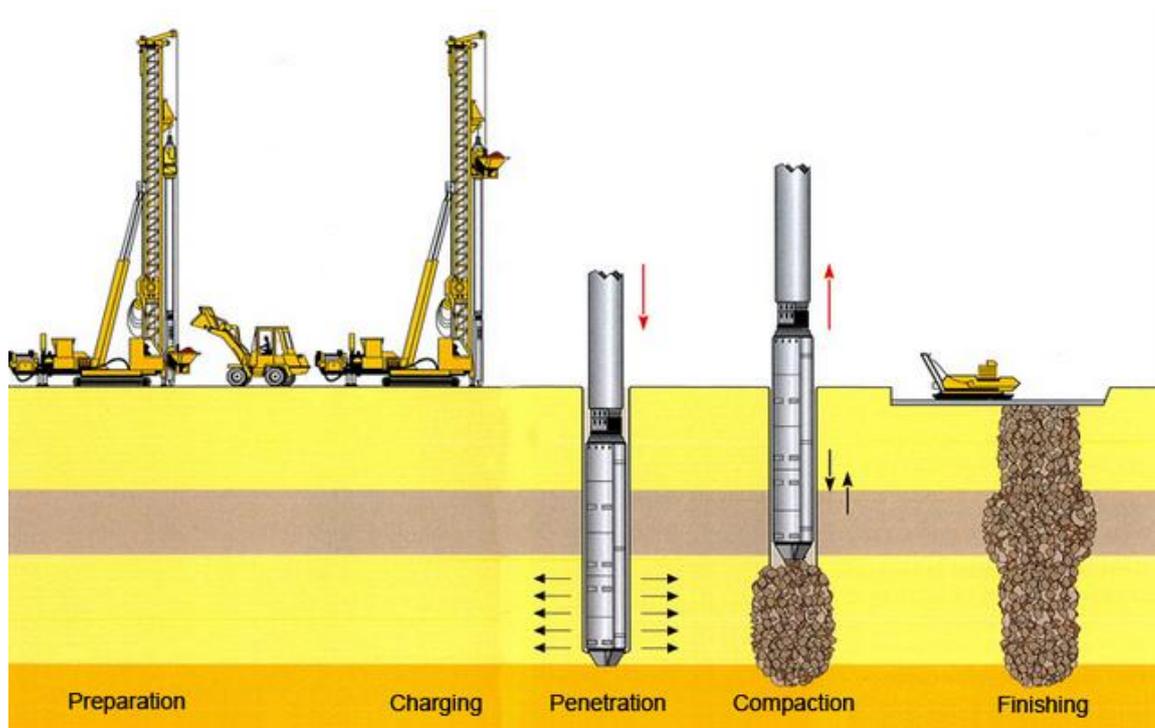
Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

**2- Fonçage** : Le vibreur descend, en profondeur latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil.

**3- Compactage** : Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement est légèrement remonté et le matériau d'apport se mis en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

**4- Finition** : La colonne est exécutée ainsi, par passe successives, jusqu'au niveau prévu.

Les semelles de fondation sont alors réalisées de manière traditionnelle.



**Figure2.3** : Les différentes étapes de réalisation des colonnes ballastées (Préparation, Remplissage, Fonçage, Compactage, Finition) [20]

## 8. Dimensionnement de la colonne et choix de vibreur

Dimensions des colonnes D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'à terre. D'après les entreprises spécialisées et les informations recueillies dans la littérature, les profondeurs des colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10m, sans excéder 20 à 25m. Le diamètre des colonnes ballastées dépend de : de l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré ; des terrains traversés et de leurs caractéristiques (étroitesse latérale); de l'énergie totale dépensée. Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm.

Le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau. [16]

La qualité des colonnes ballastées dépend de la puissance du vibreur. Sur le marché international existent plusieurs types de vibreurs, qui se différencient par leur fréquence et par leur mode de fonctionnement : électrique ou hydraulique.

## 9. Le Mode de rupture Des colonnes ballastées

Modèles de rupture : expansion, cisaillement, poinçonnement Les mécanismes de rupture d'une colonne ballastée isolée dans un massif de sol mou homogène sous la charge axiale limite ( $\sigma_{clim}$ ) correspondent, aux trois configurations schématiques de la figure (fig. 4) :

- Rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant),
- Rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes),
- Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes).

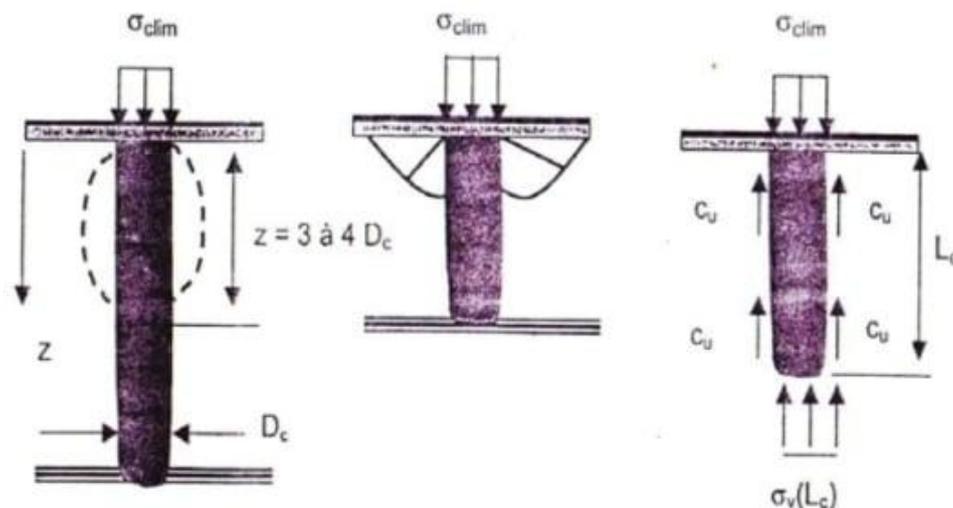


Figure2.4 : Mode de rupture des colonnes ballastées [16].

### **Conclusion**

Le choix de renforcement par les colonnes ballastées est utile pour les géotechniciens et ils sont utilisés sous les fondations superficielles de bâtiments essentiellement logistiques et parfois d'habitation.

Donc on va voir comment va être l'interaction entre fondation superficielle et colonnes ballastées et aussi de voir la capacité portant dans ce cas et un autre cas qui est le thème de notre sujet étudié : La capacité portante des sols renforcés par les colonnes ballastées confinés par les géogrilles et de voir aussi le rôle des géogrilles vis-à-vis la capacité portante de sol.

# **Chapitre III**

## **Les renforcements de sol**

## **1. Introduction :**

La technologie dans les derniers siècles est très développée et aussi la géotechnique qui marche en parallèle avec les nouveautés de la technologie

Dans une situation où la capacité portante d'un sol est médiocre est-ce que la bonne solution est seulement de changer le site ?

La réponse de la technologie et la géotechnique dite que non

Parce qu'il y a des méthodes de renforcement de sol afin d'améliorer les caractéristiques de ce sol et on trouve :

- Les renforcements souples : on peut citer : la terre armée, les géotextiles, les géo membranes, les géo grilles, le tex sol...
- Les renforcements rigides : on peut citer : le clouage, les colonnes ballastées, les colonnes en sol stabilisé.

Les différentes techniques de renforcement de sol ont été élaborées pour les besoins et les nécessités de l'ouvrage à renforcer, pour améliorations des caractéristiques intrinsèques des sols par incorporation d'éléments de renforcement peut être obtenue, soit par des procédés physico-chimiques, techniques qui consiste à traiter les sols par l'ajout des liants par exemple la chaux ou le ciment, soit par association à la terre de matériaux possédant de meilleures caractéristiques mécaniques.

## **2. Les renforcements souples**

### **2.1. La terre armée**

La technique des terres armées a été mise au point en 1963, le premier ouvrage en terre armée est un mur construit en 1965, dans les Pyrénées. On compte, aujourd'hui, plus de dix mille ouvrages dans le monde. L'année 1987 aura vu l'introduction de cette technique en Algérie avec la réalisation de quatre échangeurs dont les culées sont en terre armée, dans le Wilaya de Boumerdes.



**Figure3.1** Un mur en terre armée [21].

### 2.2. Les géo membranes

Les géo membranes sont des membranes synthétiques minces souples et étanches, utilisées surtout pour étancher des bassins, barrages, canaux et plus récemment, les dépôts des déchets toxiques. On note également l'existence de matériaux composites géotextiles – géo membranes, ces matériaux sont employés dans l'ouvrage de retenus d'eau, afin d'augmenter la résistance à la traction et au poinçonnement de ces derniers.



**Figure 3.2** La Réalisation des geomembranes [ ].

**Figure3.2** Les geomembranes [22 ].

### 2.3. Les géogrilles

Ce sont des grilles dont les dimensions des ouvertures varient de quelques millimètres à quelques centimètres. Elles sont souvent utilisées dans le renforcement des massifs, au même titre que les géotextiles. Ces inclusions peuvent être en métal ou en plastique rigide, et ont

pour rôle de limiter les déformations latérales des remblais. L'une des particularités du renforcement d'un sol par géo synthétiques et que, à la différence de la terre armée par exemple, les capacités e résistance de ces nappes intercalées dans le sol ne sont pleinement mobilisées qu'au terme d'une phase où ils ont subi des déformations importantes. C'est d'ailleurs cette particularité qui rend délicate l'utilisation des méthodes classiques de calcul de stabilité des ouvrages ainsi renforcés.



**Figure3.3 :** Les Géogrilles [23 ].

#### **2.4. Le tex sol**

C'est une technique de renforcement qui consiste à associer à un matériau sol des éléments continus souples, pour obtenir un mélange tridimensionnel de fils et de particules solides.



**Figure3.4 :** La nouvelle technologie de tex sol [24].

### 2.5. Le plâsterre

Le procédé « plâsterre » est un procédé de renforcement des sols par des nappes de déchets plastiques. La technique consiste à mettre des nappes horizontales de déchets plastiques dans les remblais au cours de leur construction, dans le but d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques et ainsi d'en raidir leur pente. Les matières plastiques proviennent généralement de rejets industriels et d'ordures ménagères.

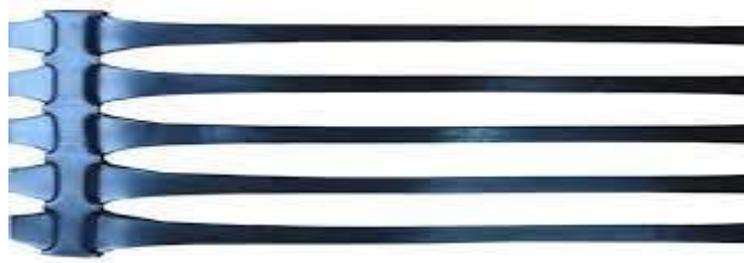
### 2.6. Le géotextile

Les géotextiles sont des matériaux où produit textile se présentant généralement sous forme de nappes de fibres synthétiques, perméables, souples, résistantes, filtrantes, possèdent des propriétés mécaniques et hydrauliques très diverses et pouvant répondre à des usages différents. Il est constitué de fibres synthétiques obtenues par filage puis étirage de polymères fondus, le plus souvent du polypropylène ou des polistes. Le diamètre de ces fibres est d'environ 10 à 30 micromètres. Certains géotextiles sont cependant constitués de bandelettes sont alors obtenus non par filage, mais par découpage de films puis étirage. Ces bandelettes sont alors en polypropylène et possèdent quelques millimètres de largeur Il y a deux grandes familles de géotextiles : - Les non-tissés. – Les tissés.

- Les géotextiles non-tissés Ce sont des nappes constituées de filaments continus (ou de fibres coupées) disposés de façon aléatoire et liée par différents procédés mécanique, thermique ou chimique.
- Le tissage correspond à l'entrecroisement de deux nappes des fils ou de bandelettes perpendiculaires. Certains modes de tissage particuliers peuvent comporter plus de deux nappes de fils.
- Géotextiles composites. Le tissage correspond à l'entrecroisement de deux nappes des fils ou de bandelettes perpendiculaires. Certains modes de tissage particuliers peuvent comporter plus de deux nappes de fils. Les tissés de bandelette permettent d'obtenir de bonne résistance à la rupture et sont toujours très homogènes. (Baziz.2012). Ils sont des matériaux qui combiner deux ou plusieurs procédures de fabrication. Les géotextiles composites les plus courants sont formés par un mat non-tissé qui a été lié par aiguilletage sur un ou sur les deux côtés d'un filet tissé.
- Produits apparenté : Ces produits sont généralement très employés dans le domaine de la géotechnique et du génie civil. Une géogrille est une structure plane, à base polymère,

constituée par un réseau ouvert d'éléments résistants à la traction, reliés entre eux selon un motif régulier, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants. Elles sont utilisées en contact avec le sol pour renforcer les fondations, remblais...etc. Il y a deux types de géogrilles :

□ Géogrille uni axiale : la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre



**Figure3.5** : Geogrille uni axiale [23].

□ Géogrille bi axiale : la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal. (Baziz.2012)



**Figure3.6** Geogrilles bi axiale [23].

Les géo synthétiques comprennent une variété de matériaux en polymères synthétique spécialement fabriquée pour une utilisation dans les domaines du génie civil, la protection de l'environnement, les ouvrages hydrauliques et de transport. (Nicolas, 2002).

Pour une géo synthétique, on distingue les fonctions principales suivantes :

- Séparation
- Filtration
- Drainage
- Renforcement
- Etanchéité
- Contrôle de l'érosion
- Protection

Dans certains cas, la géo synthétique peut remplir une double fonction

### **3. Mécanismes de Renforcement**

Le but de ce paragraphe est de décrire l'état des connaissances concernant les mécanismes par lesquels les géo synthétiques fournissent le renforcement aux sols de fondation. Le renforcement des sols par de la géo synthétique se fait à travers des mécanismes :

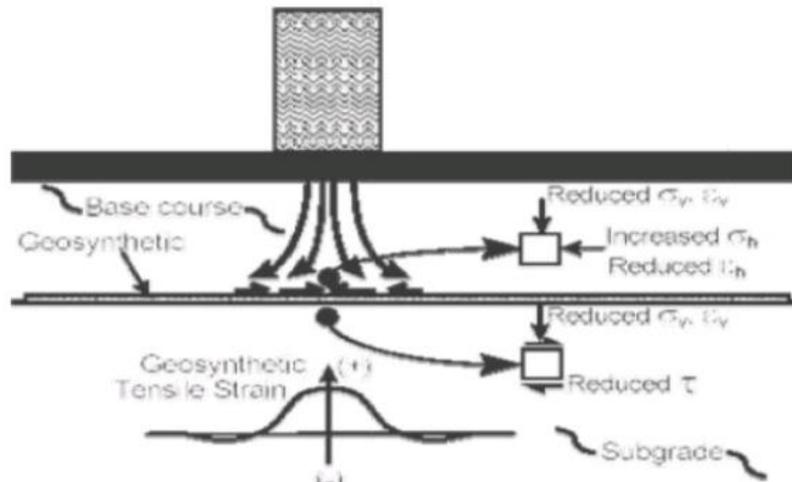
- Mécanisme de confinement (auto blocage) latéral de la couche de base ;
- Mécanisme de surface de rupture modifiée.

#### **3. 1. Mécanisme de Confinement**

Le mécanisme principal de renforcement attribué aux géo synthétiques (notamment les géo grilles) s'appelle généralement confinement ou auto blocage latéral de la masse de sol. Sommairement le phénomène de confinement s'explique par le fait que la grosse particule de sol interagit avec la géogrille principalement en s'imbriquant dans les ouvertures, comme représentés sur la figure 3.8

Ces mécanismes incluent :

1. Empêchement de l'étalement latéral de l'agrégat de la couche de sol
2. Confinement croissant et ainsi résistance croissante de la base à proximité du renforcement
3. Amélioration de la distribution verticale des contraintes sur le sol de fondation
4. Réduction de la contrainte de cisaillement dans le sol de fondation.



**Figure3.7** Mécanisme de Confinement (auto blocage) latéral de la couche de base [1].

### 3.2. Mécanisme de surface de rupture modifiée (Augmentation de la capacité portante)

Le géo synthétiques force la surface de rupture potentielle à se développer selon une surface alternative qui a une plus grande résistance totale. Ce qui va réduire les déplacements et augmente par conséquent la capacité portante.

### 4. Conception et choix

Dans les premiers temps où il y avait seulement quelques géotextiles disponibles, la conception était la plupart du temps par épreuve et essais et, le choix des produits était principalement par le type ou le nom de marque. Aujourd'hui, cependant, avec une grande variété de géo synthétiques disponible, cette approche est inadéquate. L'approche recommandée pour concevoir, choisir, et indiquer la géo synthétique n'est pas différente de ce qui est généralement pratiqué dans n'importe quelle conception de génie géotechnique. D'abord, la conception devrait être faite sans géo synthétiques pour voir s'ils sont vraiment nécessaires. Si les solutions conventionnelles sont impraticables ou peu économiques, alors des calculs de conception sont effectués utilisant des évaluations raisonnables de technologie des propriétés requises des géo synthétiques. Ensuite, les spécifications du type de performance sont écrites de sorte que la géo synthétique le plus approprié et le plus économique soit choisi, compatible aux propriétés exigées pour ces fonctions de conception, et sa durabilité. En plus de l'essai conventionnel des sols et des matériaux, les essais d'évaluation des propriétés de la géo synthétique sont nécessaires. Enfin, comme toute autre construction, la conception avec les matériaux de géo synthétiques n'est pas complète jusqu'à ce que la construction soit réalisée de façon satisfaisante.

### **Conclusion**

La technologie facilite le travail des géotechniciens, les méthodes et les techniques de renforcement des sols sont nombreux dans nos s.

La réalisation et la qualité des matériaux utilisés sont les paramètres importants à suivre pour avoir une technique efficace de renforcement

Les géogrilles ont l'avantage de la simplicité et la facilité au cours de réalisation ainsi que le cout d'exécution c'est pour cela on peut les considérer comme un moyen de renforcement très utile.

Le renforcement par colonne ballastée va être assuré par un confinement des géogrilles ce qui nous allons voir dans les prochains chapitres.

# **Chapitre IV**

## **Etude numérique**

## **1. Introduction**

Dans les chapitres précédents et surtout dans le deuxième chapitre et troisième chapitre on peut distinguer que le renforcement par colonne ballastées est une solution géotechnique efficace ainsi que les géogrilles et pour voir tout ça la géotechnique donne beaucoup de méthodes les plus connus sont l'étude expérimental et la modélisation numérique qui est basé sur des méthodes très connus la méthode des éléments finis, la méthode des différences finis et celle des éléments distincts

On utilise la modélisation numérique pour le but de décrire expliquer et la connaissance du comportement d'une structure naturelle géotechnique sur la base des hypothèses et des lois physique qui donnent une relation entre le variations des contraintes aux déformations et aux déplacements cette méthode nous facilite de l'information géotechnique et de voir la changement intervenu dans les propriétés des sols et des roches et des matériaux ainsi que l'influence des facteurs naturels et le choix de lois rhéologique attribuées aux matériaux

Cette méthode nous donne la possibilité de traiter tous les problèmes hydrauliques et de voir les conditions initiales de chaque structure géotechnique et la possibilité de choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre.

A la base de la méthode des éléments finis et la méthode des différences finis certains des chercheurs, géologues, géotechniciens ont créé un logiciel qui est un code de calcul PLAXIS

Ce chapitre est destiné à présenter les différentes étapes du travail numérique qui concerne notre thème la capacité portante des sols renforcée par les colonnes ballastées confinés par géo grilles en utilisons PLAXIS 2D. Cette étude nous donne une idée sur le rôle et le comportement des colonnes ballastées et la nouveauté de confinement par géogrilles est ce qu'elle est efficace pour augmenter la capacité portante.

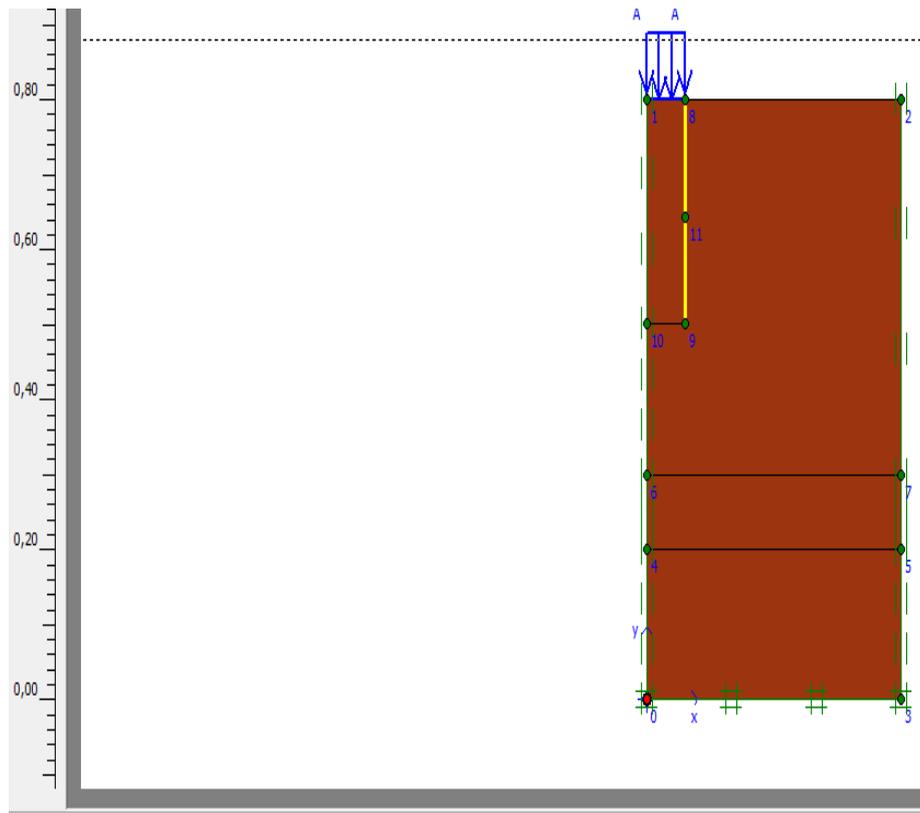
Pour plus de précision on utilise le PLAXIS 3D.

## **2. Description de modèle.**

### **2.1 La géométrie de modèle**

La génération du modèle d'éléments finis commence par la création du modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique doit être présenté sur PLAXIS INPUT par des points des lignes et des couches

Dans notre modèle on souhaite d'étudier l'évaluation de la capacité portante d'un sol argileux dans son état initial et avec le renforcement par les colonnes ballastées dans un modèle réduit de 0,5m de largeur et 0,8m de hauteur et voir l'influence s'il est la même ou non avec l'utilisation de trois types de colonnes avec différents caractéristique  $\varphi=38^\circ$  pour le 1<sup>er</sup> type de colonne  $\varphi=41^\circ$  pour le 2<sup>ème</sup> type et  $\varphi=44^\circ$  pour le 3<sup>ème</sup> type mais avec le même diamètre de 0,075m et hauteur de 0,3m avec un chargement repartie sur la surface de colonne de haut

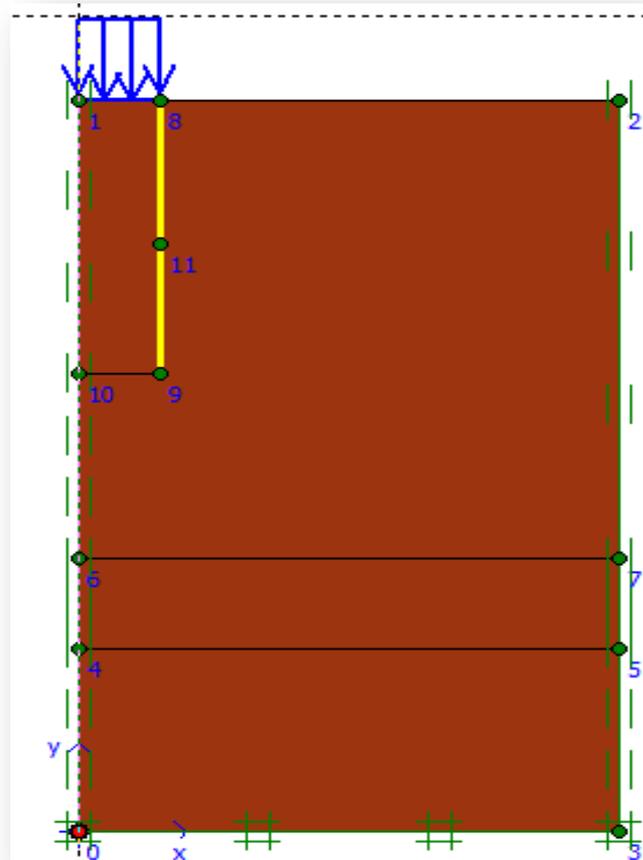


**Figure4.1** Définition de modèle géométrique

## 2.2. Conditions aux limites.

Les conditions aux limites sont choisies comme suit :

- Déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ;
- Déplacement total nul suivant la base du modèle.



**Figure 4.2** le modèle avec les conditions aux limites.

### 2.3. Caractéristiques des matériaux.

Le matériau utilisé dans cette étude est l'argile avec un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb.

Le tableau suivant exprime les paramètres de sol.

**Tableau 4.1** les caractéristiques de l'argile

Paramètre	Nom	Argile	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	15	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	17	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	2500	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,3	-

Cohésion	$c$	5	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	0	°
Angle de dilatation	$\Psi$	0	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

Après les données de l'argile il y a d'autres matériaux dans notre modèle les trois types de colonnes ballastées et les géogrilles.

Pour les colonnes ballastées (Tableau 2,3 et 4)

**Tableau 4.2** Les caractéristiques de granulat de la 1<sup>ère</sup> de colonne ballastée

Paramètre	Nom	Granulat (R1)	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	18	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	19.5	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	70000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,25	-
Cohésion	$c$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	38	°
Angle de dilatation	$\Psi$	8	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

**Tableau 4.3** Les caractéristiques de granulat de la 2<sup>ème</sup> colonne ballastée

Paramètre	Nom	Granulat (R2)	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	20	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	20	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	90000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$N$	0,20	-
Cohésion	$C$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\Phi$	41	°
Angle de dilatation	$\Psi$	11	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

**Tableau 4.4** Les caractéristiques de granulat de la 2<sup>ème</sup> colonne ballastée.

Paramètre	Nom	Granulat (R3)	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	21,5	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	21,5	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	120000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,15	-
Cohésion	$c$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	44	°
Angle de dilatation	$\Psi$	14	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

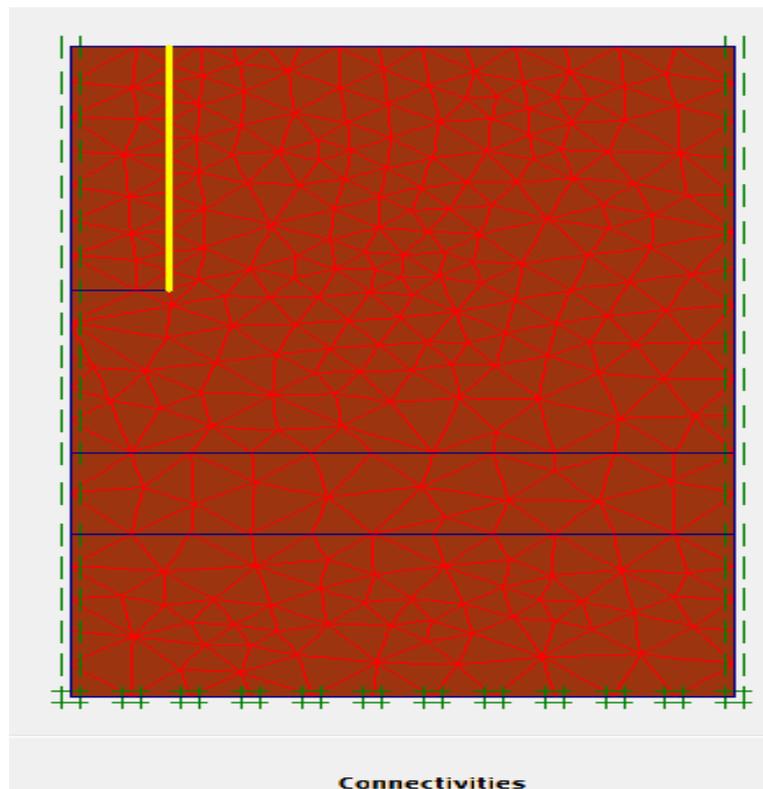
Pour Les géogrilles la résistance à la traction est  $EA=500\text{KN/m}$

#### 2.4 Généralité de maillage.

Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux sont des éléments triangulaires à 15 nœuds. En plus de ces éléments, il y a des éléments particuliers pour le comportement des structures. PLAXIS permet une génération automatique des maillages d'éléments finis. La génération du maillage est basée sur une procédure robuste de triangulation, ce qui se traduit par des maillages non structurés.

Ces maillages peuvent paraître désordonnés, mais les performances numériques de tels maillages sont généralement meilleures que celles de maillages (structurés) réguliers.

Pour plus de précision on choisit le raffinement fin



**Figure4.3** Présentation du Maillage

## 2.5 Conditions initiales

Pour résoudre les problèmes la géotechnique nécessitent la spécification de l'état de contraintes initiales.

Ces contraintes causées par le poids propre du massif de sol représentent l'état d'équilibre du sol en place.

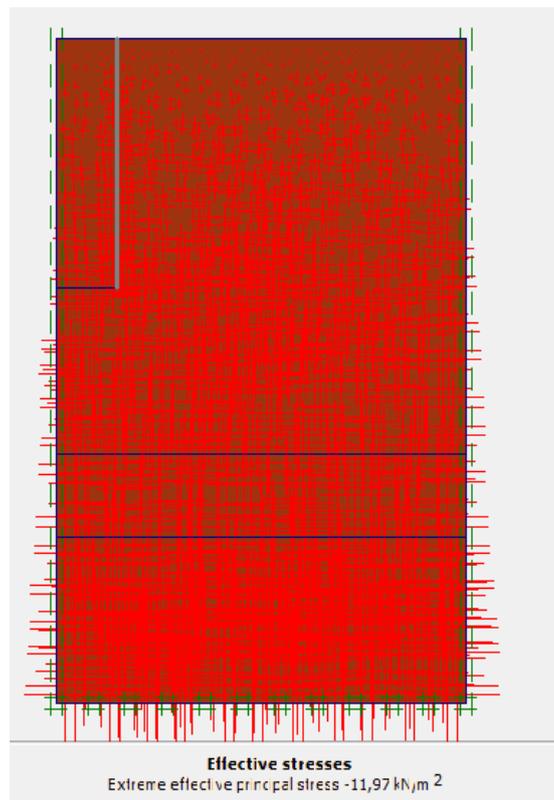
Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales et cela se fait dans la phase de calcul.

Dans PLAXIS, il existe deux possibilités pour la spécification des contraintes initiales :

-  $K_0$  : procédure réservée pour les cas des surfaces horizontales et avec les lignes des couches de sol et la nappe phréatique parallèle à la surface.

$$K_0 = 0,850$$

Les pressions interstitielles n'influent pas sur notre problème.



**Figure 4.4** Les pressions effectives

### **3. Méthodes d'analyses**

L'analyse dans ce chapitre suppose que le chargement au-dessus de colonne remplace réellement le chargement effectué sur des fondations circulaires et voir la capacité portante de chaque cas dans cette étude et chaque cas est représenté par une phase de calcul

Les phases sont calculées avec un type de calcul plastique.

Chaque phase est indépendante de l'autre phase.

Phase1 : Application de chargement sur le sol non renforcé

Phase2 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 1ere série de colonne avec aucun confinement

Phase3 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 1ere série de colonne avec un demi-confinement

Phase4 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 1ere série de colonne avec un confinement total

Phase5 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 2eme serie de colonne avec aucun confinement

Phase6 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 2eme série de colonne avec un demi-confinement

Phase 7 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 2ème série de colonne avec un confinement total

Phase8 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 3ème série de colonne avec aucun confinement

Phase9 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 3ème série de colonne avec un demi-confinement

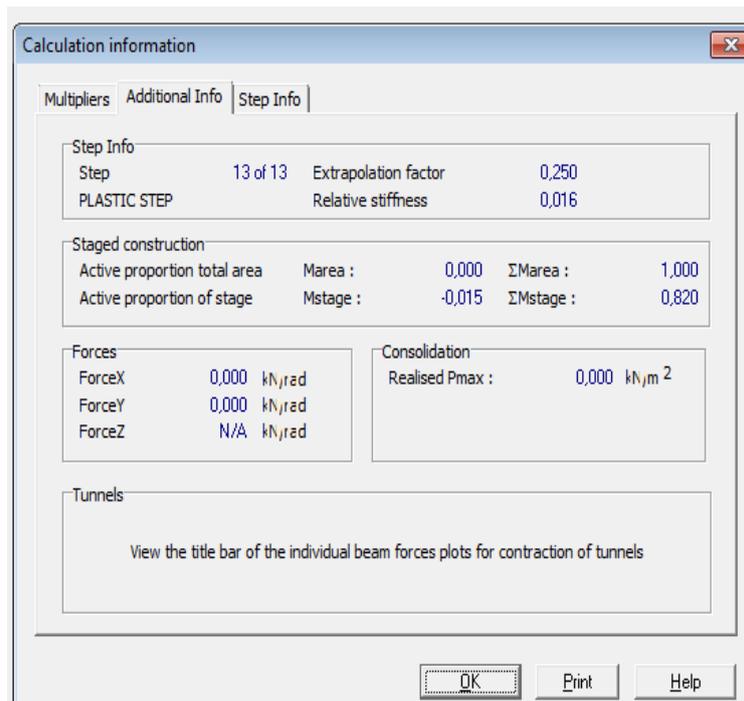
Phase10 : Application de chargement sur le sol renforcé par la 3ème série de colonne avec un confinement total.

#### 4. Résultats

Le calcul de la capacité portante s'effectue avec une procédure très simple on suppose un chargement dans une phase de calcul et on voit la valeur de Mstage

Mstage : exprime le pourcentage de chargement supporté par le sol

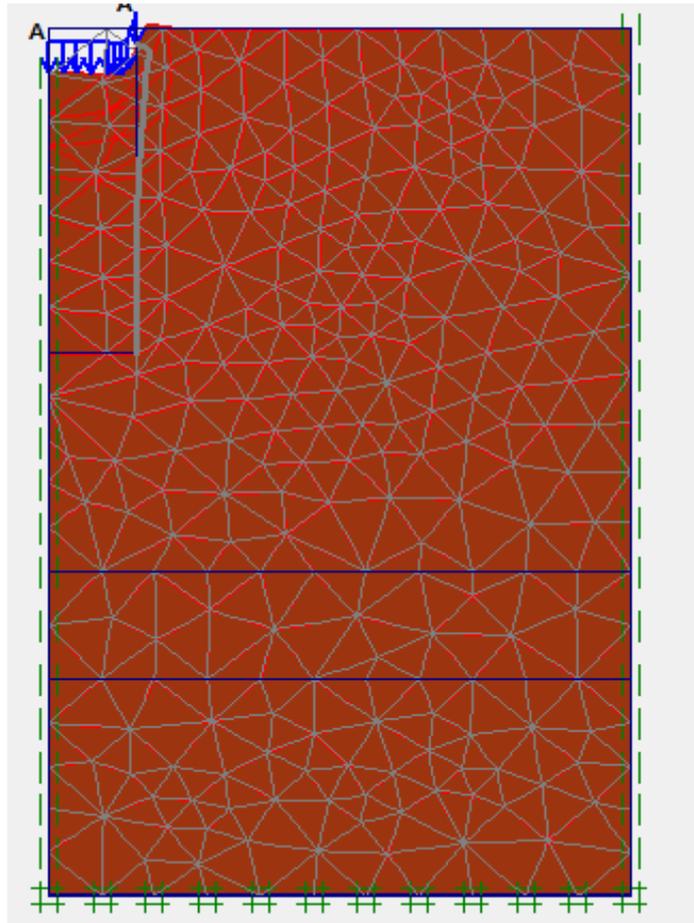
$M_{stage} \times \text{Chargement} = \text{Capacité portante}$



**Figure4.5** Les Valeurs de Mstage

Chaque valeur de chargement pour chaque phase donne un têt de tassement.

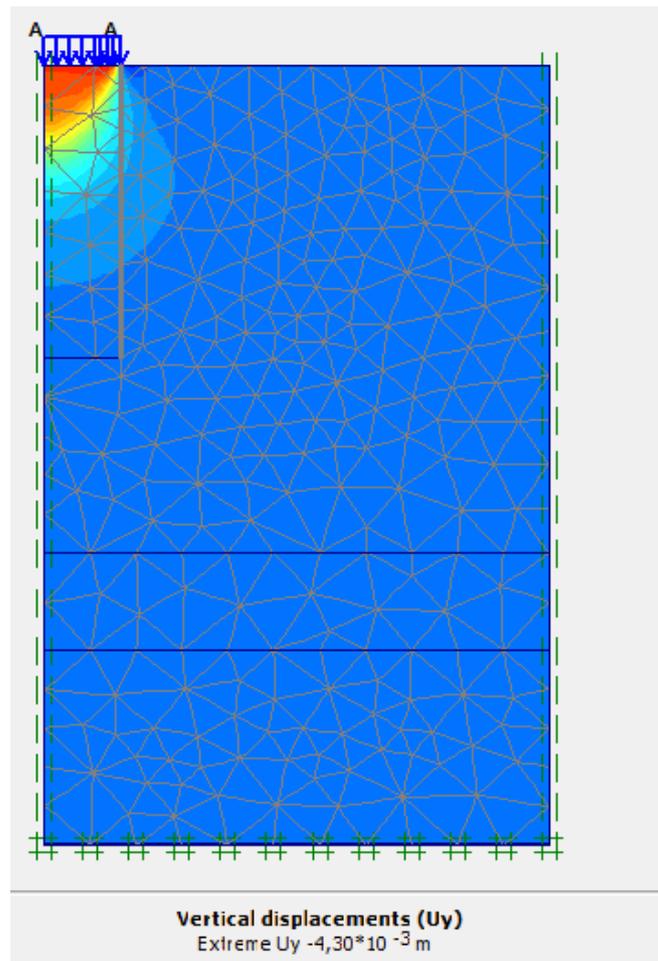
Pour la première phase on distingue un changement de maillage lorsque la charge est appliquée



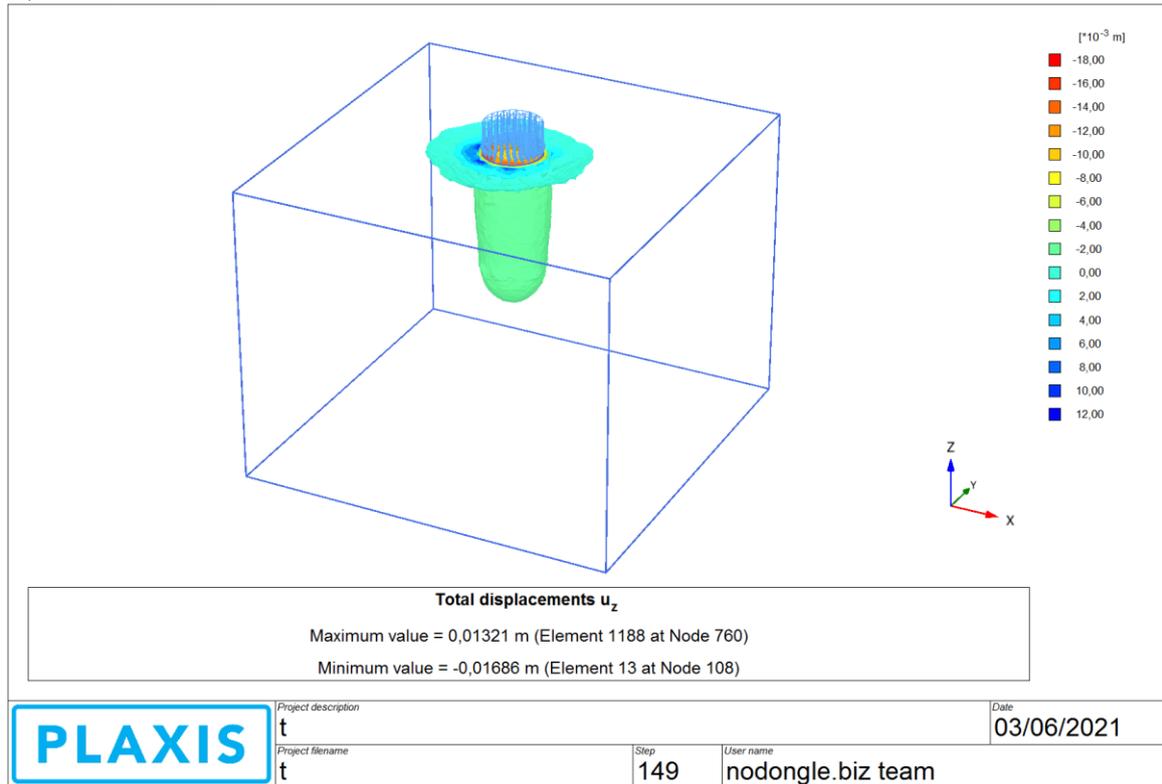
**Figure4.6** Déformation de Maillage

Les déplacements totales sont représentés dans la figure4.7

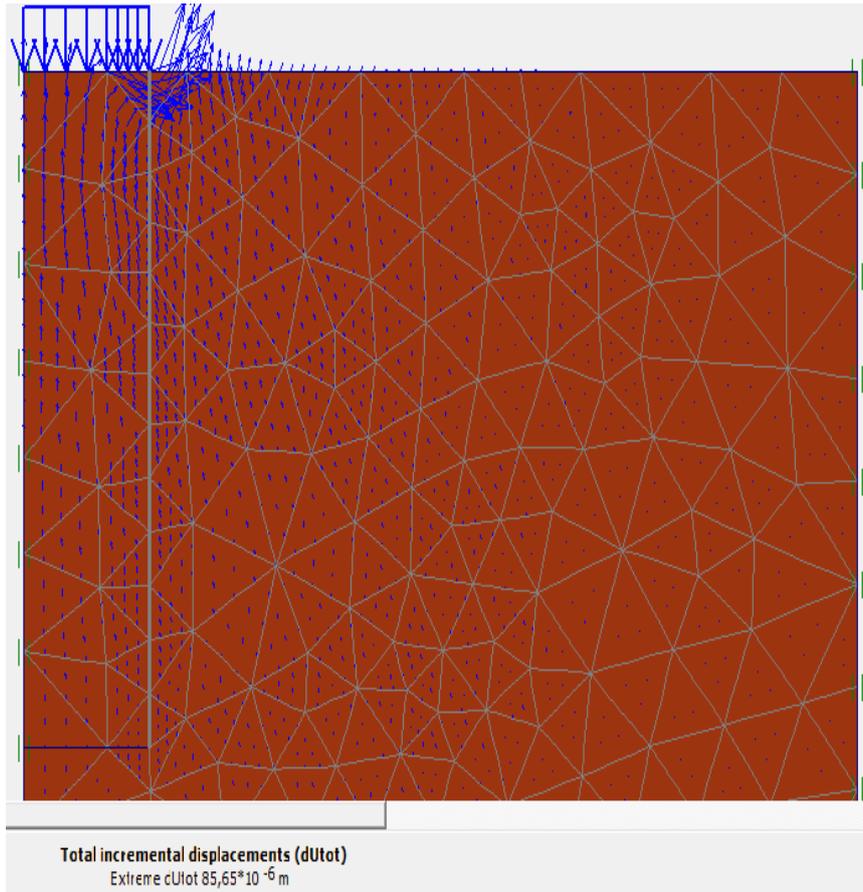




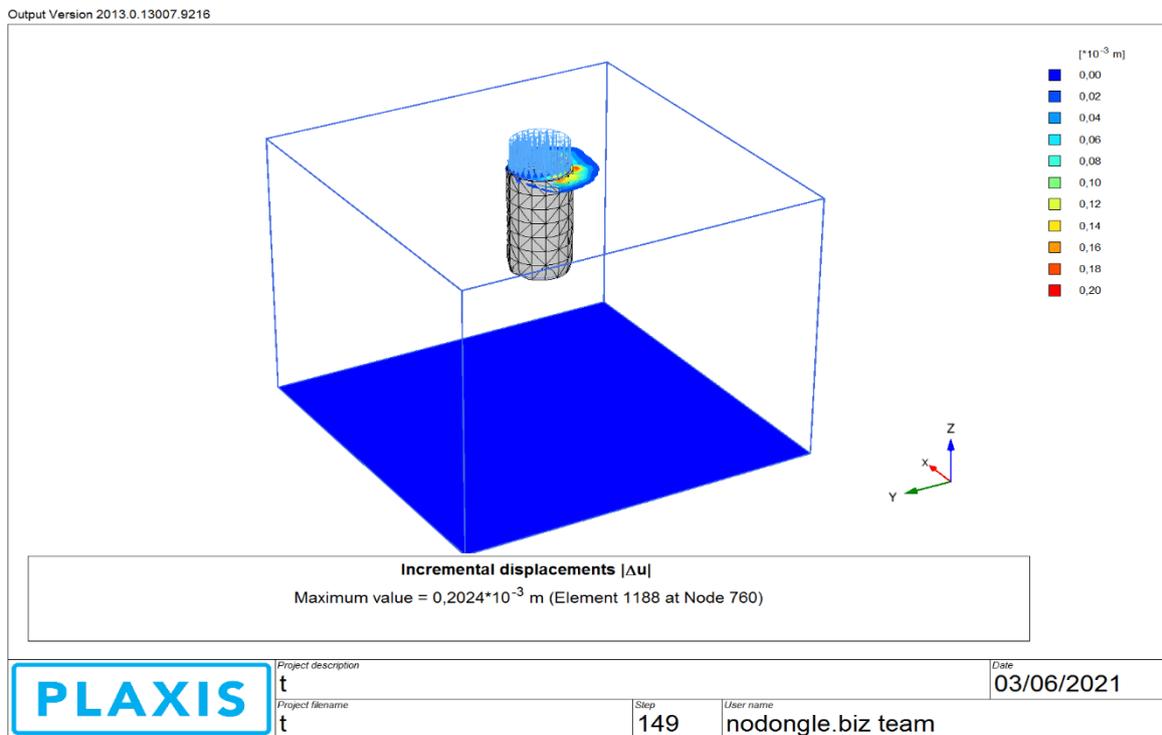
**Figure4.9** Evaluation des tassements 2D



**Figure4.10** Evaluation des tassements 3D



**Figure4.11** Incrément Total 2D



**Figure4.12** Incrément total 3D

Les Résultats des différentes phases sont représentés dans le tableau suivant vec

R1 :1<sup>ere</sup> série des colonnes ballastées

R2 :2<sup>eme</sup> série des colonnes ballastées

R3 :3<sup>eme</sup> série des colonnes ballastées

Conf 0 : pas de confinement

Conf1/2 : demi-confinement

Conf1 : confinement total

Phases	Abréviation de phase	Chargement appliqué (KN/m <sup>2</sup> )	M <sub>stage</sub>	Capacité Portante (KN/m <sup>2</sup> )	Tassement (mm)
1/Sol non renforcé	Etat1	35	0,820	28,7	161
2/Sol renforcé avec R1 non confiné	R1Conf0	70	0,990	69,54	3,44
3/Sol renforcé avec R1 avec demi-confinement	R1Conf1/2	100	0,993	94,37	3,46
4/Sol renforcé avec R1 avec un confinement total	R1Conf1	120	0,993	109,27	3,46
5/Sol renforcé avec R2 non confiné	R2Conf0	80	0,990	79,47	0,01
6/Sol renforcé	R2Conf1/2	100	0,993	99,34	0,01

avec R2 avec un demi-confinement					
7/Sol renforcé avec R2 avec un confinement total	R2Conf1	110	0,993	109,27	0,01
8/Sol renforcé avec R3 avec aucun confinement	R3Conf0	80	0,99	79,47	0,01
9/Sol Renforcé avec R3 avec un demi-confinement	R3Conf1/2	110	0,99	109,27	0,01
10/Sol Renforcé avec R3 avec un confinement total	R3Conf1	110	0,998	109,92	0,01

**Tableau4.5** Les résultats de chaque phase de calcul

## 5. Test de Validation

Cette étude nous donne plus d'information sur l'évaluation de la capacité portante avec le renforcement par colonne ballastées et les géogrilles mais est ce que résultats par rapport à quoi on peut les considérer comme résultats justes ?

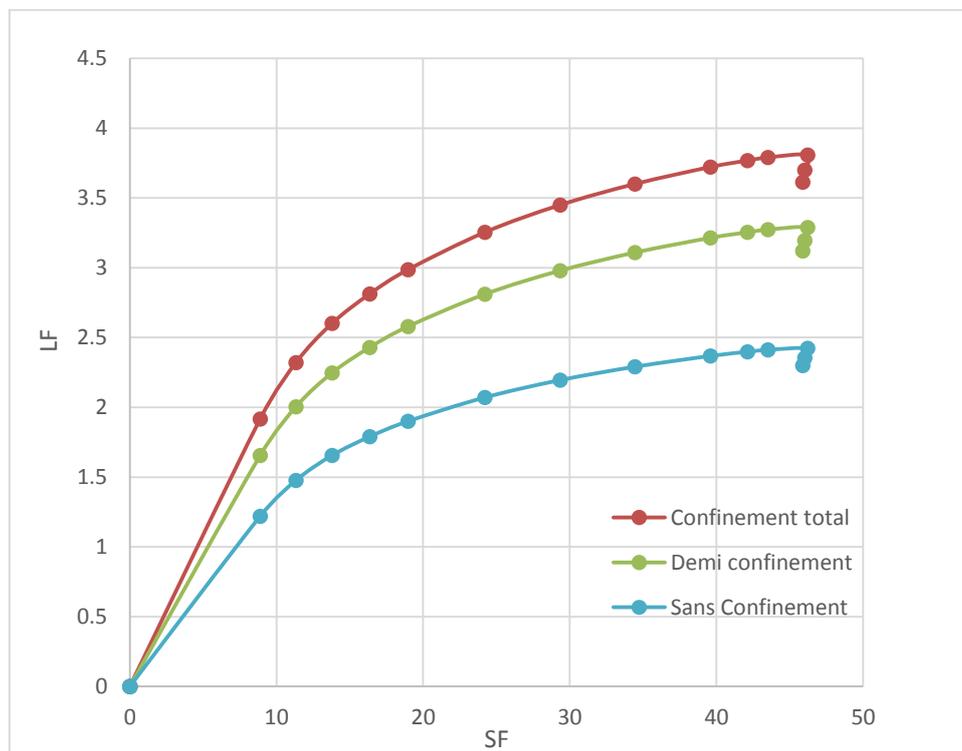
Hataf et al ont travaillé sur le même modèle réduit avec une étude expérimentale

Les résultats sont donnés sous forme des courbes avec des nouveaux paramètres **LF** et **SF** qui facilité la lecture et l'interprétation des résultats

**LF** le rapport entre le chargement appliqué et le chargement admissible pour le sol sans renforcement

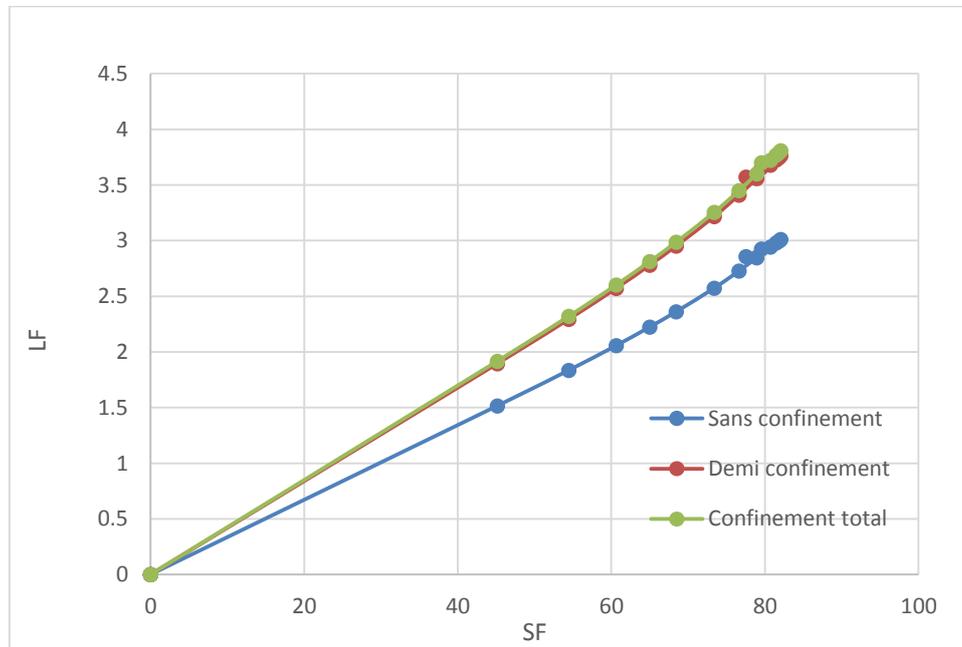
**SF** le rapport entre le tassement et le rayon de colonne ballastée

Les résultats sont présentés dans les courbes suivantes 0



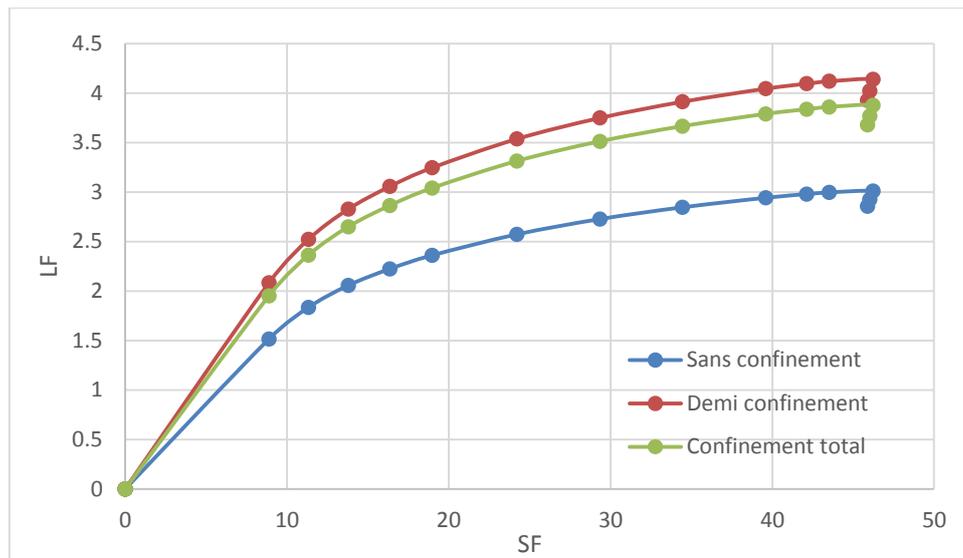
**Figure 4.13** La variation de facteur de portance pour la 1ère série

D'après la figure 4.13 Le coefficient LF augmente en fonction de SF c'est-à-dire une augmentation de la capacité portante avec 33% dans le cas de demi confinement par rapport à le cas de sans confinement et d'une augmentation de 15% pour le confinement total par rapport au demi confinement.



**Figure4.14** La variation de facteur de portance pour la 2ème série

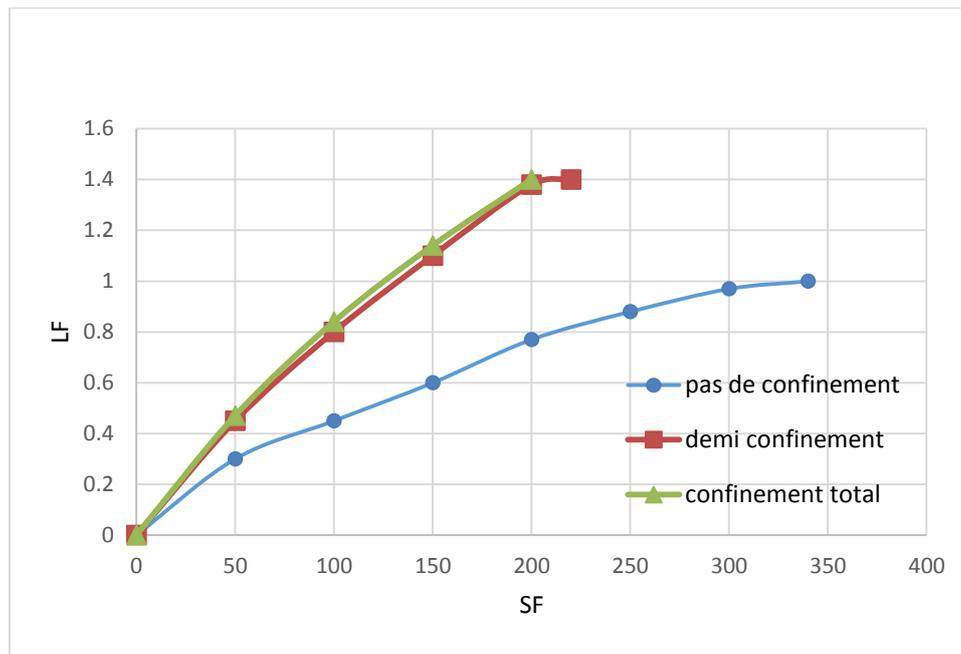
D'après la figure 4.11 les résultats obtenus pour les cas de demi-confinement et le confinement total ce qui indique que pour certaine colonne ballastée l'efficacité est limité à certaines valeurs de portance.



**Figure 4.15** La variation de facteur de portance pour la 3<sup>ème</sup> série

D'après cette courbes une augmentation de facteur LF en fonction de SF, LF=3 dans le cas de sans confinement et LF=4 dans le cas de confinement ce qui indique que l'efficacité de de confinement par géogrille est d'augmenter la capacité portante environ 25%.

Les résultats sont convergés avec les résultats expérimentaux de Hataf et al (figure 4.13)



**Figure4.16** Les résultats du test de validation

## 6. Interprétation

D'après les résultats et avec le de validation on voir la convergence ente l'étude expérimental et la modélisation numérique.

La capacité est un paramètre très sensible à la nature de sol dans notre cas l'argile nécessite une amélioration pour assurer la stabilité

L'étude numérique est un moyen de recherche pour les géotechniciens très outil, les résultats presque les mêmes résultats pour l'étude expérimental

La capacité portante augmente dans le cas de renforcement par les colonnes ballastées

Le type de colonnes influe sur les résultats obtenus la différence entre colonne et autre dans certains paramètres donne des résultats totalement différent

Le confinement par géogrilles est un outil de renforcement très efficace.

Le confinement des colonnes par géogrilles donne des bonnes valeurs de portance que sans confinement.

La longueur de confinent influe sur la capacité portante.

L'expansion latéral est le phénomène le très remarquable a la rupture.

## 7. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons déterminé numériquement la capacité portante.

D'un sol argileux avec et sans renforcement par colonnes ballastées et dans le cas de renforcement, cette nous permettre de voir le rôle de confinement par géogrilles.

L'assemblage de deux moyens de renforcement a donné des valeurs de capacité portante très élevées presque à 25 % que sans renforcement et le sol argileux besoin de ce genre de renforcement.

Mais est ce que le renforcement par colonnes ballastées et le confinement par géogrilles donne toujours les mêmes résultats souhaités ? Ou ils sont limités c'est-à-dire est ce qu'il y des paramètres qui limitent l'influence positive des colonnes ballastées et géogrilles sur l'augmentation de la capacité portante ce qui nous allons voir dans le prochain chapitre.

# **Chapitre V**

## **Etude Paramétrique**

## **1. Introduction**

Dans le chapitre précédent on a sorti avec quelques conclusions importantes dans notre étude, Certains paramètres influent à la capacité portante.

Ce chapitre concerne une étude paramétrique à l'aide du modèle d'éléments finis PLAXIS 2D et PLAXIS 3D, l'étude cette fois concerne une fondation circulaire reposante sur un sol argileux ou il va être renforcé par colonnes ballastées et confiné par les géogrilles

L'objectif de ce chapitre est de voir et étudier l'influence de certains paramètres sur l'opération de renforcement doublé (colonne ballastées + géogrilles) les paramètres à étudié sont des paramètres géotechniques (l'angle de frottement surtout) ainsi que la géométrie des moyens de renforcement (les longueurs et les diamètres des colonnes ballastées et la longueur de confinement.

## **2. Le modèle numérique**

### **2.1description du modèle**

Les paramètres généraux utilisé sont les même que le chapitre et modèle précédent

Le modèle cette fois est un modèle réel, il concerne un massif de sol argileux de 10mètres de hauteur et 10 mètres de longueurs, à l'extrémité de ce massif repose une fondation circulaire.

Dans le cas de renforcement il existe des colonnes ballastées directement au-dessus de la fondation pour la raison de renforcer ce sol ainsi que le renforcement doit être confiné par des géogrilles.

Différents longueurs et diamètres sont utilisés dans ce chapitre ainsi que des différents longueurs et diamètres pour les géogrilles.

Le chargement est variable parce qu'il concerne le cas étudier d'une phase a une autre.

La fondation est circulaire avec largeur de **B=3m**

Les longueurs et les diamètres sont donnés à la suite de ce chapitre

### **2.1description du modèle**

Les paramètres généraux utilisé sont les même que le chapitre et modèle précédent

Le modèle cette fois est un modèle réel, il concerne un massif de sol argileux de 10mètres de hauteur et 10 mètres de longueurs, à l'extrémité de ce massif repose une fondation circulaire.

Dans le cas de renforcement il existe des colonnes ballastées directement au-dessus de la fondation pour la raison de renforcer ce sol ainsi que le renforcement doit être confiné par des géogrilles.

Différents longueurs et diamètres sont utilisés dans ce chapitre ainsi que des différents longueurs et diamètres pour les géogrilles.

Le chargement est variable parce qu'il concerne le cas étudié d'une phase a une autre.

La fondation est circulaire avec largeur de **B=3m**

Les longueurs et les diamètres sont donnés à la suite de ce chapitre

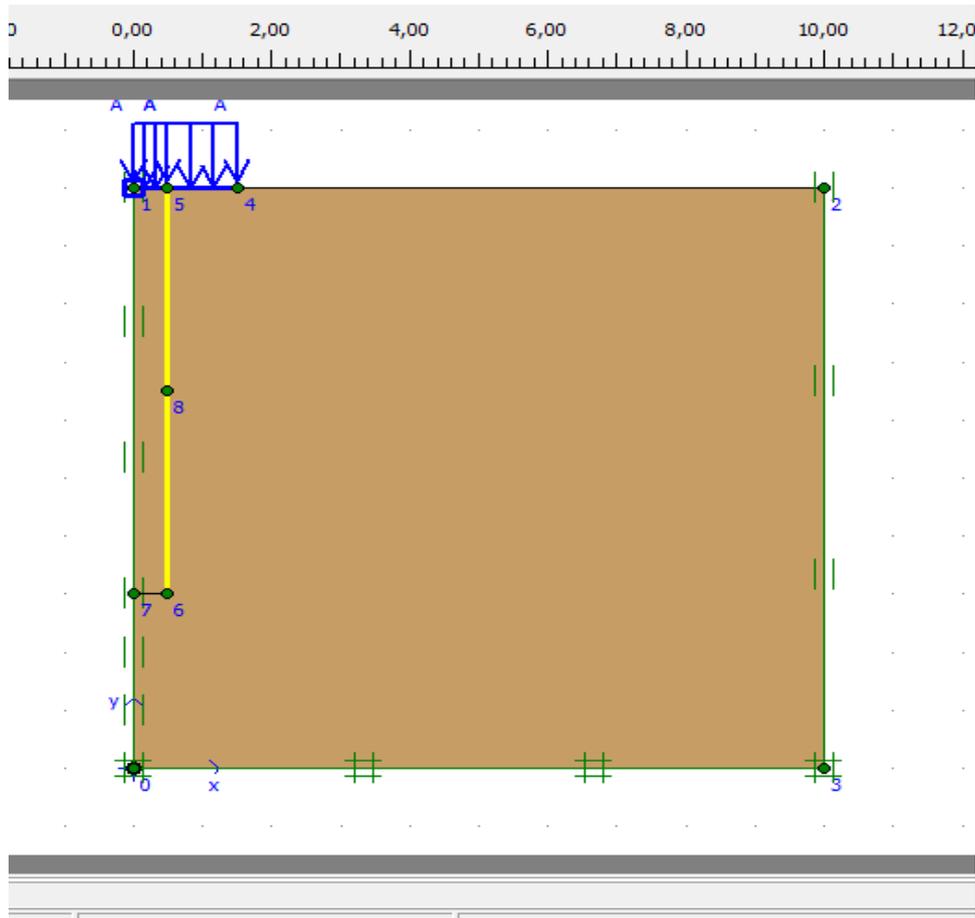
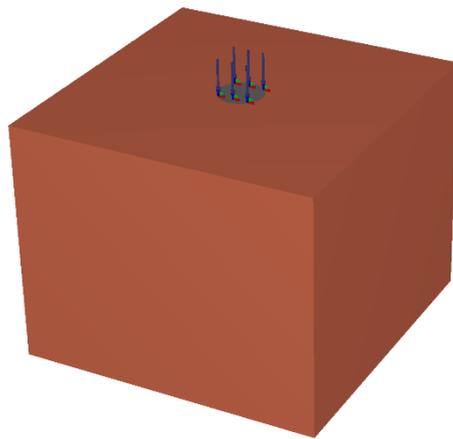
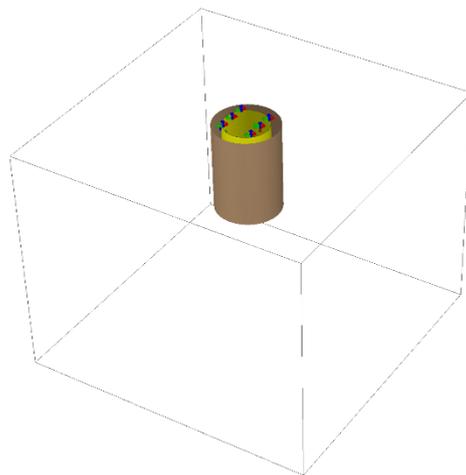


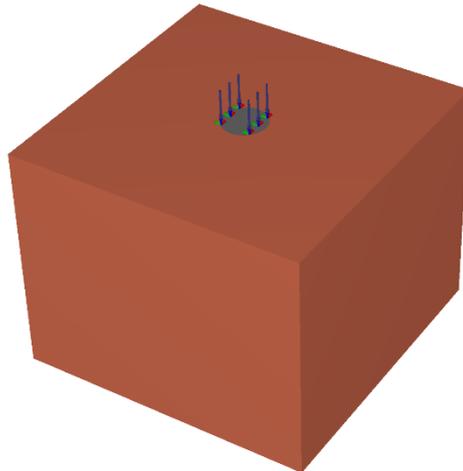
Figure5.1 Le modèle de l'étude paramétrique 2D



**Figure5.2** Le modèle de l'étude paramétrique 3D



**Figure5.3** L'emplacement de la colonne ballastée confiné par les géogrilles



**Figure 5.4** L'application de chargement sur la fondation circulaire

## 2.2 Caractéristiques des matériaux

Le matériau utilisé dans cette étude est l'argile avec un comportement élastique parfaitement plastique de Mohr-Coulomb. (Le même que le chapitre précède)

Les autres matériaux à affecter dans ce chapitre sont les mêmes que le chapitre précédent sauf qu'il y a un nouveau matériau qui est la fondation circulaire

Pour l'argile on a

**Tableau 5.1** les caractéristiques de l'argile

Paramètre	Nom	Argile	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	15	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	17	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	2500	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,3	-
Cohésion	$c$	5	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	0	°
Angle de dilatation	$\psi$	0	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

**Tableau 5.2** les caractéristiques de 1ere série de colonnes ballastées

Paramètre	Nom	R1	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	18	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	19.5	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	70000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,25	-
Cohésion	$c$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	38	°
Angle de dilatation	$\Psi$	8	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

**Tableau5.3**Les caractéristiques de la 2eme série de colonnes ballastées

Paramètre	Nom	R2	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	20	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	20.5	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	90000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$N$	0,20	-
Cohésion	$C$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\Phi$	41	°
Angle de dilatation	$\Psi$	11	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-

Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-
--	-------------	--------	---

**Tableau 5.4** les caractéristiques de 3ème série de colonnes ballastées

Paramètre	Nom	R3	Unité
Type de modèle	Modèle	Mohr-Coulomb	-
Poids volumique sec	$\gamma_{unsat}$	21,5	KN/m <sup>3</sup>
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	22,5	KN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	120000	KN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,15	-
Cohésion	$c$	1	KN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	$\varphi$	44	°
Angle de dilatation	$\psi$	14	°
Type de comportement	TYPE	Drainé	-
Facteur de réduction des efforts à l'interface	$R_{inter}$	Rigide	-

Pour Les géogrilles le comportement est Elastique avec EA=500KN/m.

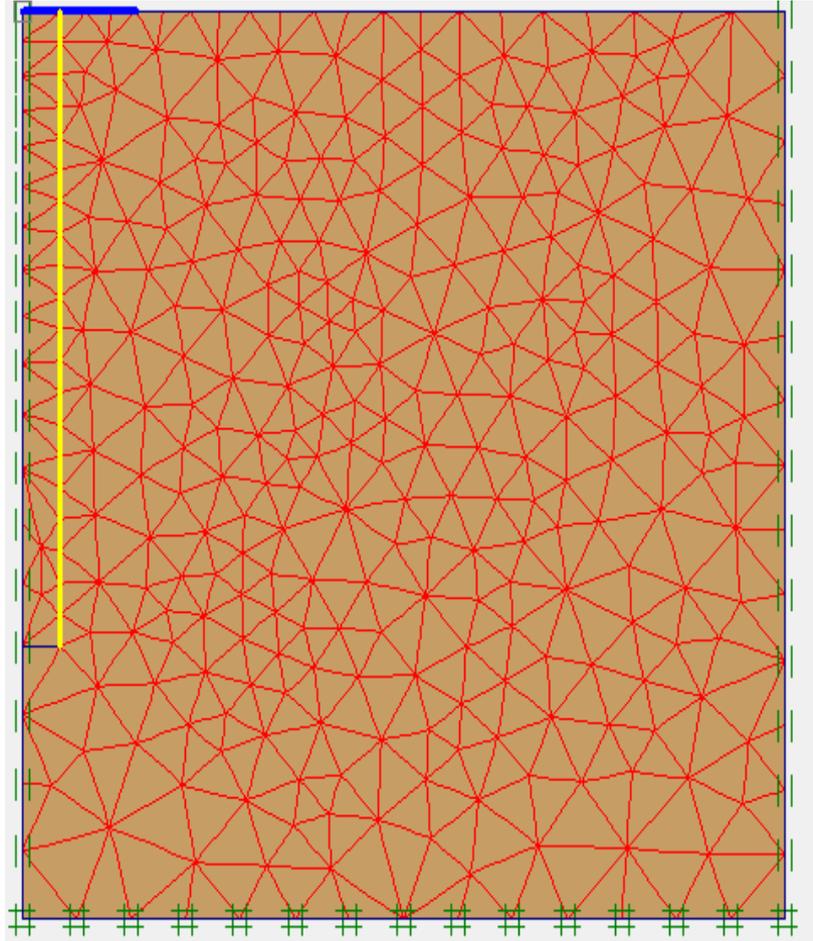
La fondation est rigide avec EA très élevés et avec EI=8500KN/m.

### 2.3 Le maillage du modèle

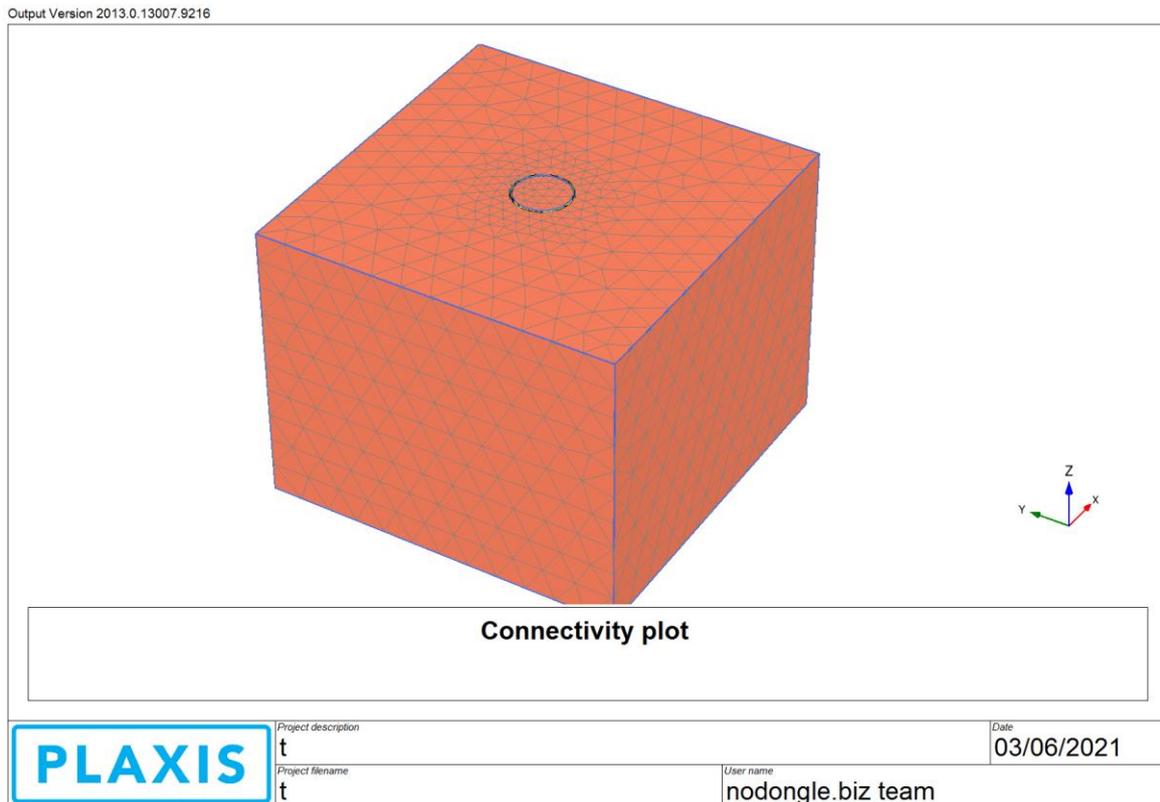
La géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. Une composition d'éléments finis s'appelle un maillage d'éléments finis. Les éléments fondamentaux dont des éléments triangulaires à 15 nœuds.

Le modèle est de type axisymétrique pour les nécessités des calculs ou on a une fondation circulaire ainsi que la forme des colonnes ballastées.

Le maillage est fin pour plus de précision dans les calculs d'étude paramétrique



**Figure 5.3** le maillage du modèle 2D



**Figure5.5** Le maillage du modèle 3D

## 2.4 Les conditions aux limites

Des fixations autour de modelé sauf le côté supérieur du modelé horizontal et vertical pour assurer les conditions aux limites.

## 3. Effet des paramètres

Cette étude concerne certains paramètres (Longueur, Diamètre, confinement par géogrid, angle de frottement)

Premièrement on a calculé la capacité portante de la fondation sans renforcement par donner une valeur de charge appliqué sur le sol au niveau de la fondation (chargement repartie sur la fondation).

$M_{stage}$  : exprime le pourcentage de chargement supporté par le sol

$$M_{stage} \times \text{Chargement} = \text{Capacité portante}$$

$$0,807 \times 40 = 32,28\text{KN/m}$$

On a créé un nouveau Coefficient **CR** pour nous aider dans notre étude paramétrique

**CR** est le rapport entre la capacité portante dans chaque phase de calcul et la valeur de la capacité portante sans renforcement qui est égale à 32,28KN/m

Au plaxis on va simuler cette partie d'étude en des phases de calcul le calcul doit être comme le chapitre précédent chaque phase est indépendante l'autre phase

Pour chaque cas on va calculer la capacité portante

Les longueurs à étudier : 1m, 3m, 5m, 7m.

Les diamètres : 0,6m ; 0,8m , 1m.

Les angles de frottement : 38 , 41 , 44

Le confinement : sans confinement , demi confinement , confinement total

Le tableau suivante exprime les résultats des phases de calcul

N° de série	Confinement	Longueur	Diamètre	Chargement appliqué	M <sub>stage</sub>	Capacité portante	Tassement ((mm)	Capacité portante sans renforcement (KN/m <sup>2</sup> )	CR
Série 1	0	1	0,6	40	0,855	34,2	0,688	32,28	1,05948
Série 1	Demi	1	0,6	40	0,815	32,6	0,301	32,28	1,009913
serie1	Total	1	0,6	40	0,816	32,64	0,312	32,28	1,011152
serie1	0	1	0,8	40	0,842	33,68	0,373	32,28	1,043371
serie1	Demi	1	0,8	40	0,842	33,68	0,373	32,28	1,043371
serie1	Total	1	0,8	40	0,843	33,72	0,37	32,28	1,04461
serie1	0	1	1	40	0,85	34	0,394	32,28	1,053284
série1	Demi	1	1	40	0,85	34	0,394	32,28	1,053284
série1	Total	1	1	40	0,853	34,12	0,28	32,28	1,057001
série1	0	3	0,6	40	0,94	37,6	0,343	32,28	1,164808
série1	Demi	3	0,6	40	0,96	38,4	0,34	32,28	1,189591
série1	Total	3	0,6	40	0,962	38,48	0,34	32,28	1,192069
série1	0	3	0,8	40	0,999	39,96	0,35	32,28	1,237918
série1	Demi	3	0,8	45	0,89	40,05	0,37	32,28	1,240706
série1	Total	3	0,8	45	0,891	40,095	0,37	32,28	1,2421
serie1	0	3	1	45	0,942	42,39	0,37	32,28	1,313197
série1	Demi	3	1	45	0,938	42,21	0,37	32,28	1,307621
série1	Total	3	1	45	0,944	42,48	0,37	32,28	1,315985
série1	0	5	0,6	45	0,842	37,89	0,37	32,28	1,173792
série1	Demi	5	0,6	45	0,927	41,715	0,37	32,28	1,292286

série1	Total	5	0,6	45	0,908	40,86	0,37	32,28	1,265799
série1	0	5	0,8	45	0,925	41,625	0,37	32,28	1,289498
série1	Demi	5	0,8	45	0,958	43,11	0,37	32,28	1,335502
série1	Total	5	0,8	45	0,975	43,875	0,37	32,28	1,359201
série1	0	5	1	50	0,943	47,15	0,37	32,28	1,460657
serie1	Demi	5	1	50	0,949	47,45	0,37	32,28	1,46995
série1	Total	5	1	50	0,95	47,5	0,37	32,28	1,471499
série1	0	7	0,6	45	0,844	37,98	0,37	32,28	1,17658
série1	Demi	7	0,6	50	0,906	45,3	0,37	32,28	1,403346
série1	Total	7	0,6	50	0,91	45,5	0,37	32,28	1,409542
série1	0	7	0,8	50	0,811	40,55	0,37	32,28	1,256196
série1	Demi	7	0,8	50	0,962	48,1	0,37	32,28	1,490087
série1	Total	7	0,8	50	0,963	48,15	0,37	32,28	1,491636
série1	0	7	1	50	0,875	43,75	0,37	32,28	1,355328
série1	Demi	7	1	60	0,876	52,56	0,37	32,28	1,628253
série1	Total	7	1	60	0,879	52,74	0,37	32,28	1,633829
serie2	0	1	0,6	40	0,838	33,52	0,37	32,28	1,038414
série2	Demi	1	0,6	40	0,838	33,52	0,37	32,28	1,038414
série2	Total	1	0,6	40	0,839	33,56	0,37	32,28	1,039653
série2	0	1	0,8	40	0,839	33,56	0,37	32,28	1,039653
série2	Demi	1	0,8	40	0,839	33,56	0,37	32,28	1,039653
série2	Total	1	0,8	40	0,84	33,6	0,37	32,28	1,040892
série2	0	1	1	40	0,845	33,8	0,37	32,28	1,047088
série2	Demi	1	1	40	0,845	33,8	0,37	32,28	1,047088
série2	Total	1	1	40	0,848	33,92	0,37	32,28	1,050805
série2	0	3	0,6	40	0,936	37,44	0,37	32,28	1,159851
série2	Demi	3	0,6	40	0,955	38,2	0,37	32,28	1,183395
série2	Total	3	0,6	40	0,956	38,24	0,37	32,28	1,184634
série2	0	3	0,8	40	0,988	39,52	0,37	32,28	1,224287
série2	Demi	3	0,8	40	0,988	39,52	0,37	32,28	1,224287
série2	Total	3	0,8	45	0,882	39,69	0,37	32,28	1,229554
série2	0	3	1	45	0,925	41,625	0,37	32,28	1,289498
série2	Demi	3	1	45	0,929	41,805	0,37	32,28	1,295074
série2	Total	3	1	45	0,93	41,85	0,37	32,28	1,296468
série2	0	5	0,6	45	0,849	38,205	0,37	32,28	1,18355
série2	Demi	5	0,6	45	0,892	40,14	0,37	32,28	1,243494
série2	Total	5	0,6	45	0,892	40,14	0,37	32,28	1,243494
série2	0	5	0,8	45	0,928	41,76	0,37	32,28	1,29368
série2	Demi	5	0,8	45	0,966	43,47	0,37	32,28	1,346654
série2	Total	5	0,8	45	0,966	43,47	0,37	32,28	1,346654
série2	0	5	1	50	0,93	46,5	0,37	32,28	1,44052
série2	Demi	5	1	50	0,931	46,55	0,37	32,28	1,442069
série2	Total	5	1	50	0,93	46,5	0,37	32,28	1,44052
série2	0	7	0,6	45	0,861	38,745	0,37	32,28	1,200279
série2	Demi	7	0,6	45	0,991	44,595	0,37	32,28	1,381506

série2	Total	7	0,6	50	0,897	44,85	0,37	32,28	1,389405
série2	0	7	0,8	45	0,946	42,57	0,37	32,28	1,318773
série2	Demi	7	0,8	50	0,944	47,2	0,37	32,28	1,462206
série2	Total	7	0,8	50	0,945	47,25	0,37	32,28	1,463755
série2	0	7	1	60	0,811	48,66	0,37	32,28	1,507435
série2	Demi	7	1	60	0,859	51,54	0,37	32,28	1,596654
série2	Total	7	1	60	0,86	51,6	0,37	32,28	1,598513
série3	0	1	0,6	40	0,837	33,48	0,37	32,28	1,037175
série3	Demi	1	0,6	40	0,837	33,48	0,37	32,28	1,037175
série3	Total	1	0,6	40	0,839	33,56	0,37	32,28	1,039653
série3	0	1	0,8	40	0,837	33,48	0,37	32,28	1,037175
série3	Demi	1	0,8	40	0,837	33,48	0,37	32,28	1,037175
série3	Total	1	0,8	40	0,838	33,52	0,37	32,28	1,038414
série3	0	1	1	40	0,842	33,68	0,37	32,28	1,043371
série3	Demi	1	1	40	0,842	33,68	0,37	32,28	1,043371
série3	Total	1	1	40	0,845	33,8	0,37	32,28	1,047088
série3	0	3	0,6	40	0,951	38,04	0,37	32,28	1,178439
série3	Demi	3	0,6	40	0,951	38,04	0,37	32,28	1,178439
série3	Total	3	0,6	40	0,951	38,04	0,37	32,28	1,178439
série3	0	3	0,8	40	0,981	39,24	0,37	32,28	1,215613
série3	Demi	3	0,8	45	0,875	39,375	0,37	32,28	1,219796
série3	Total	3	0,8	45	0,876	39,42	0,37	32,28	1,22119
série3	0	3	1	45	0,916	41,22	0,37	32,28	1,276952
série3	Demi	3	1	45	0,916	41,22	0,37	32,28	1,276952
série3	Total	3	1	45	0,916	41,22	0,37	32,28	1,276952
série3	0	5	0,6	45	0,877	39,465	0,37	32,28	1,222584
série3	Demi	5	0,6	45	0,917	41,265	0,37	32,28	1,278346
série3	Total	5	0,6	45	0,916	41,22	0,37	32,28	1,276952
série3	0	5	0,8	45	0,951	42,795	0,37	32,28	1,325743
série3	Demi	5	0,8	45	0,953	42,885	0,37	32,28	1,328532
série3	Total	5	0,8	45	0,953	42,885	0,37	32,28	1,328532
série3	0	5	1	55	0,838	46,09	0,37	32,28	1,427819
série3	Demi	5	1	55	0,838	46,09	0,37	32,28	1,427819
série3	Total	5	1	55	0,838	46,09	0,37	32,28	1,427819
série3	0	7	0,6	45	0,867	39,015	0,37	32,28	1,208643
série3	Demi	7	0,6	45	0,985	44,325	0,37	32,28	1,373141
série3	Total	7	0,6	50	0,892	44,6	0,37	32,28	1,38166
série3	0	7	0,8	50	0,9	45	0,37	32,28	1,394052
série3	Demi	7	0,8	50	0,931	46,55	0,37	32,28	1,442069
série3	Total	7	0,8	50	0,931	46,55	0,37	32,28	1,442069
série3	0	7	1	50	0,991	49,55	0,37	32,28	1,535006
série3	Demi	7	1	55	0,915	50,325	0,37	32,28	1,559015
série3	Total	7	1	55	0,916	50,38	0,37	32,28	1,560719

### 3.1 Effet de longueur

La longueur est un paramètre géométrique très important donc pour voir l'influence de ce paramètre on change chaque fois la longueur (1m,3m,5m,7m) et on fixe les autres paramètres (angle de frottement, diamètre, confinement) et on obtient les résultats suivants pour CR

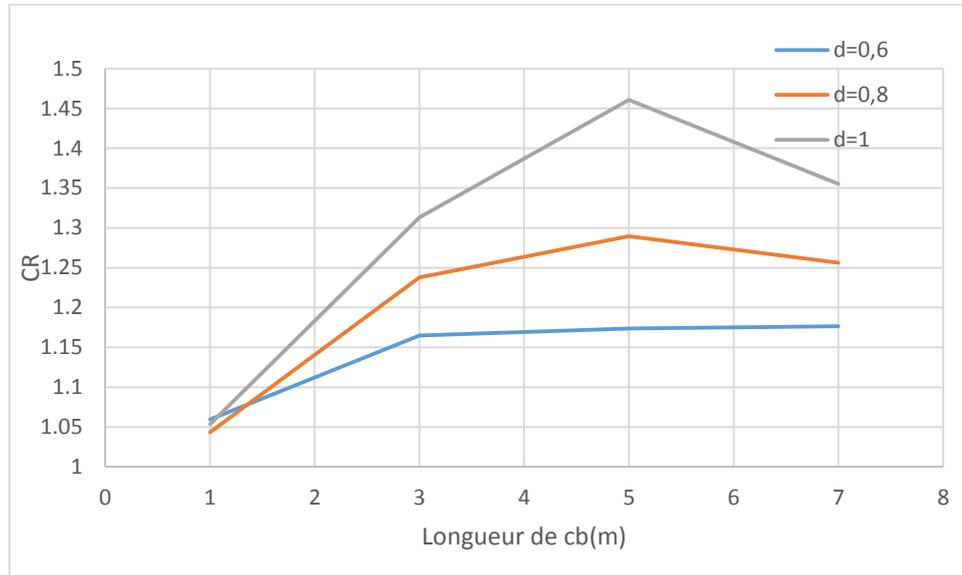


Figure 5.4 l'influence de l'effet longueur

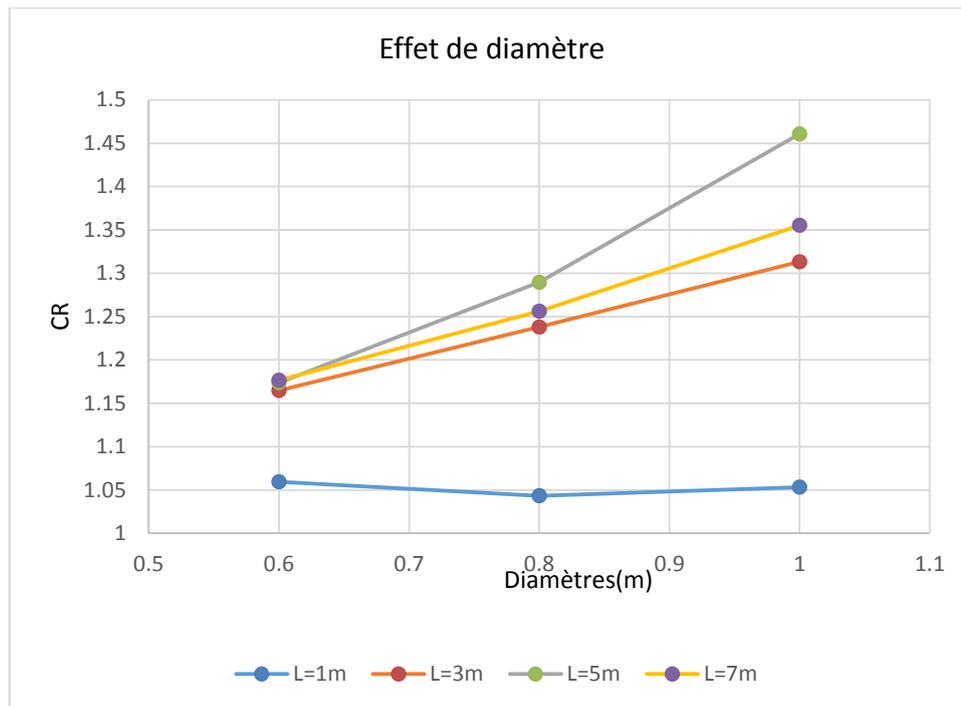
Le changement de longueurs (1m 3m 5m 7m) influe sur les valeurs de CR

Pour 1m les coefficients CR est très faible il augmente un peu avec la longueur de 3m, les meilleures valeurs on l'obtient si L=5m et si elle va être supérieure de 5m on obtient des mauvaises valeurs de CR.

### 3.2 Effet de diamètre

Pour le diamètre on travaille le contraire de l'effet de précédent donc on va fixer toutes les paramètres mais à chaque fois on change le diamètre pour les valeurs suivantes (0,6m 0,8m 1m)

On obtient la courbe suivante



**Figure5.5** L'influence de l'effet diamètre

Effet de diamètre : pour voir l'effet de diamètre on fixe les longueurs et consulter le changement de coefficient CR,

Pour des petits diamètres le CR est presque le même

Pour  $d=0,8m$  on obtient une courbe croissante donc influence positif sur CR les meilleurs résultats pour CR on l'obtient Lorsque le diamètre est égal à 1m.

À chaque fois le diamètre de la colonne ballastées augmente la capacité portante augmente aussi.

### 3.3 Effet de l'angle de frottement

C'est un paramètre géotechnique très important pour l'évaluation de la capacité portante sol

On peut définir ce paramètre comme l'identité de chaque sol

Pour voir l'influence de ce paramètre on va fixer les autres paramètres et a caque fois on change les valeurs de l'angle de frottement ( $38^\circ, 41^\circ, 44^\circ$ ).

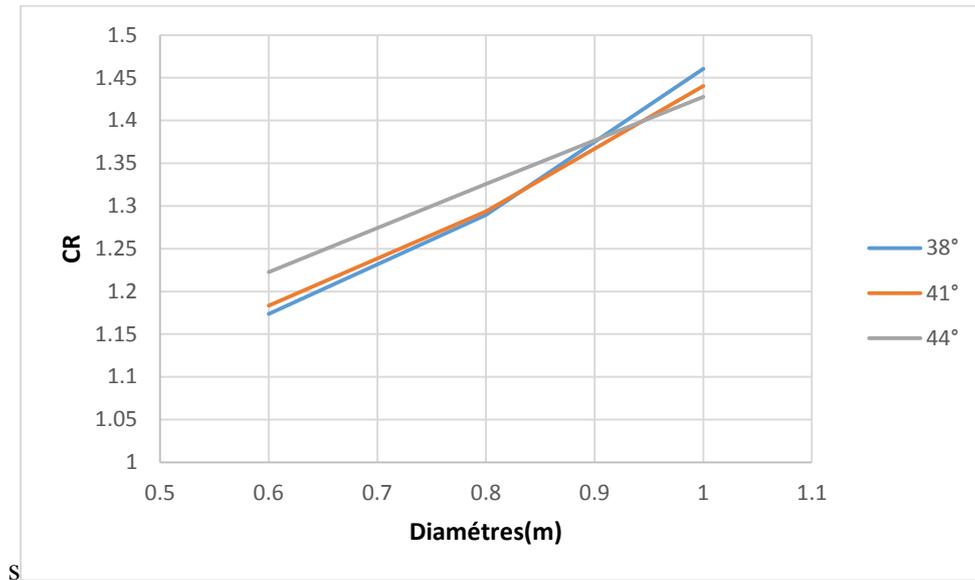


Figure 5.6 effet l'angle de frottement

### 3.4 Effet de confinement

Le confinement par géogrilles est une méthode de renforcement très connue dans nos jours, elle donne un effet positif pour l'amélioration de sol et pour voir correctement l'effet de confinement on fixe les autres paramètres de l'étude paramétrique et on change chaque fois le type de confinement

Le premier cas est sans confinement c'est-à-dire les colonnes ballastées sont placées seules dans le sol argileux

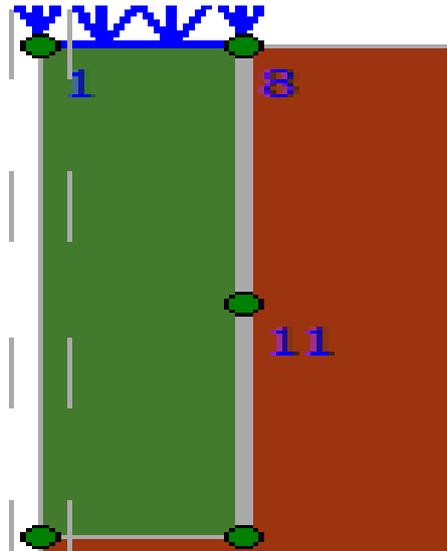


Figure5.7 Colonne ballastée non confiné 2D

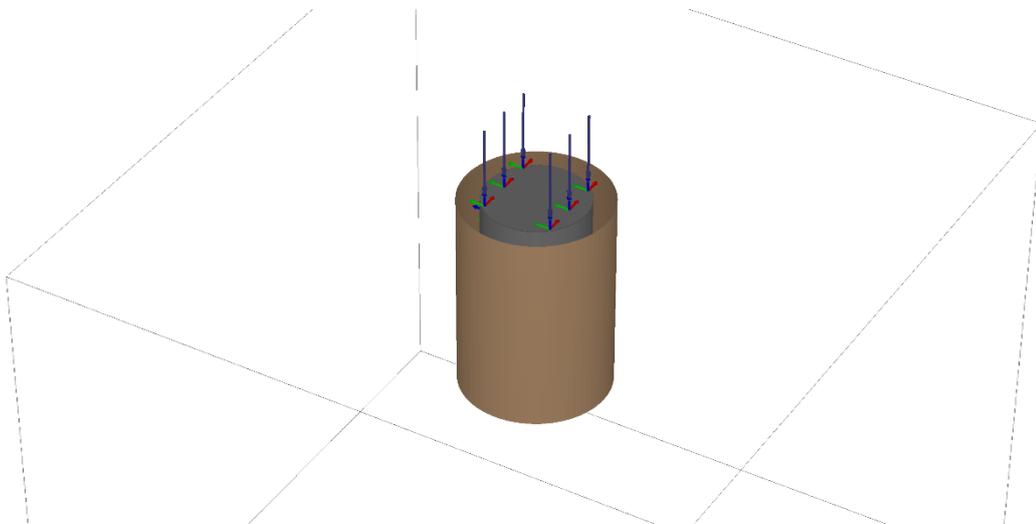


Figure5.8 Colonne ballastée con confiné 3D

Le 2éme cas est le demi confinement c'est-à-dire le confinement et autour de colonne mais avec une demi hauteur supérieure seulement

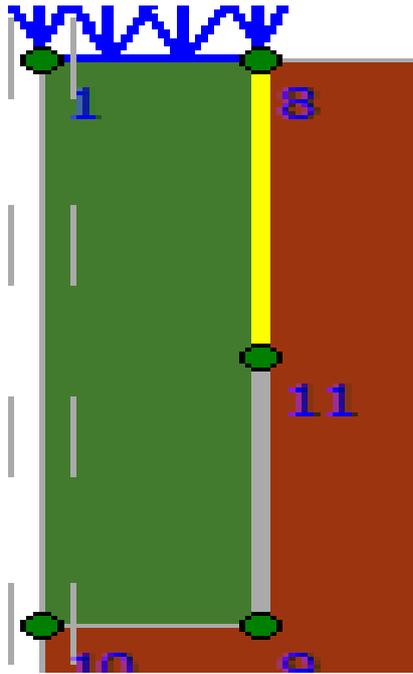


Figure 5.8 Demi confinement supérieure

Et il y a un troisième type de confinement qui est le confinement total ou toute la hauteur de la colonne doit être confinée

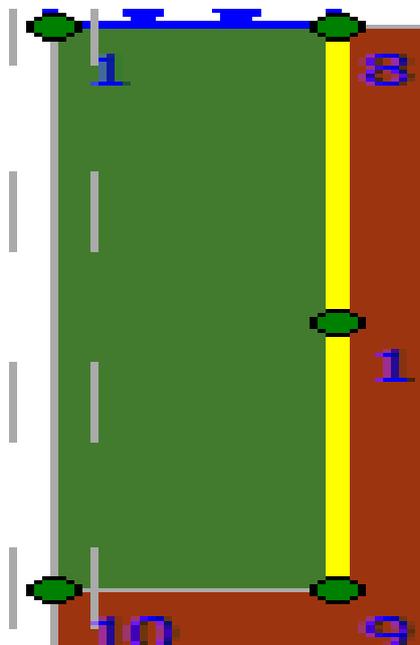


Figure 5.9 Le confinement total par géogrilles 2D

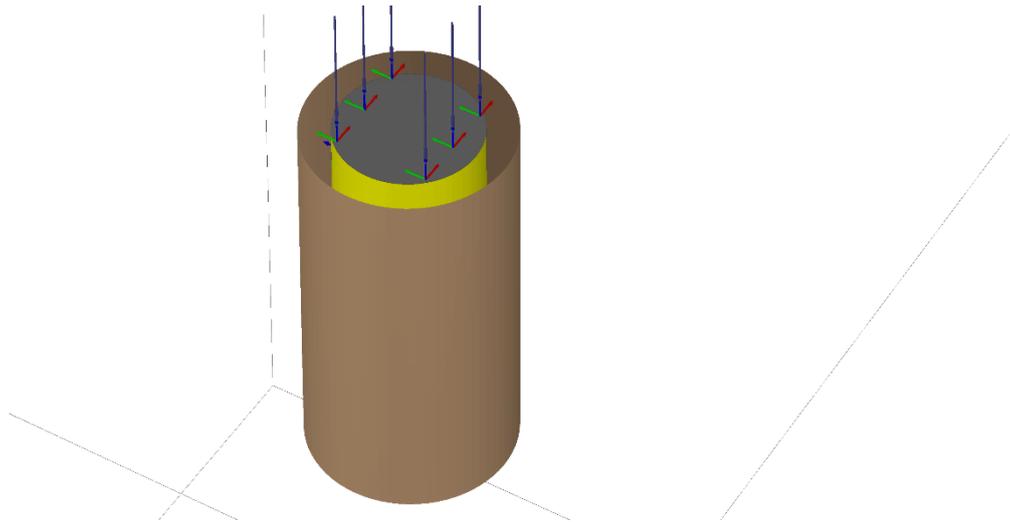


Figure5.10 Le confinement total par géogrilles 3D

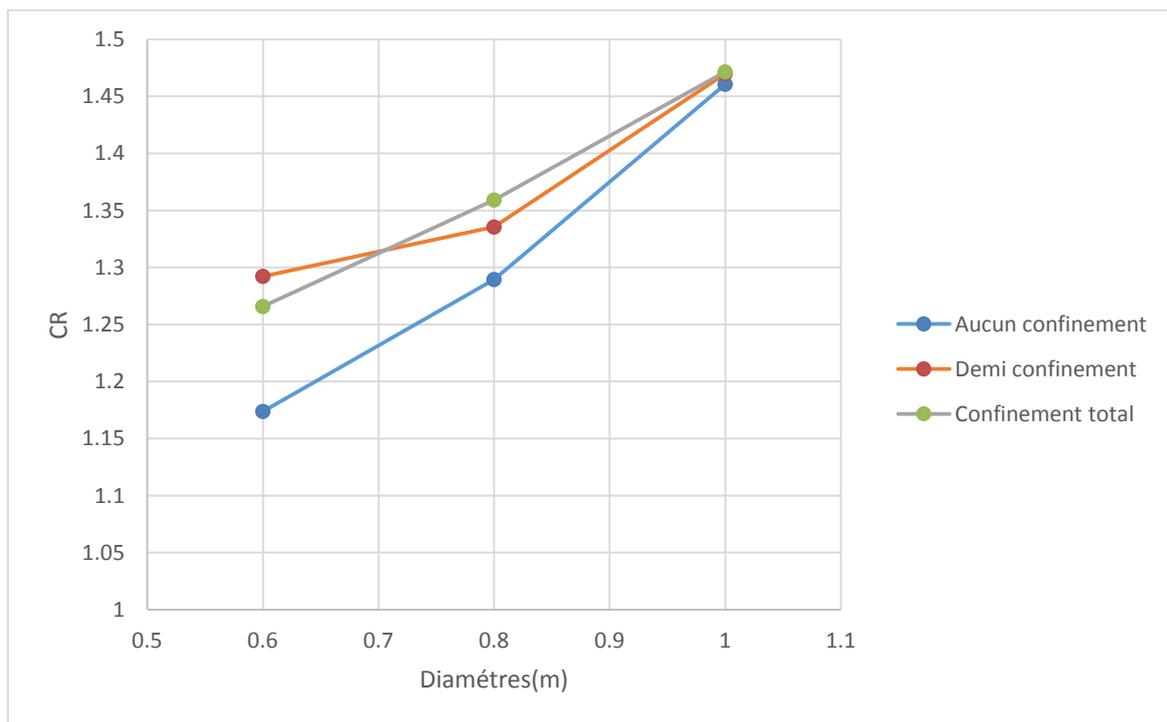


Figure5.10 L'influence du confinement par géogrilles

Le confinement dépend de la longueur et le diamètre de la colonne par ce que le confinement couvre la surface externe de coté de colonne.

Pour les petits diamètres et les petites longueurs de colonne le confinement n'a aucune influence,

Pour les diamètres de 0,8 et 1m et avec un demi-confinement on obtient des bons résultats et ils peuvent être mieux que ça lorsqu'on utilise un confinement total,

Jusqu'à certaine valeur de longueur 5m (la longueur type) le confinement va nous donner les meilleurs résultats possibles, si la longueur va être supérieure de 5m le confinement n'a aucune influence dans ce cas.

#### **4. Discussion des résultats**

D'après les courbes de l'étude paramétrique on peut dire que :

- La capacité portante des sols pose sur beaucoup de facteurs et paramètres
- La géométrie en général joue un rôle très important pour avoir des bons résultats de portance
- Les colonnes ballastées sont des outils de renforcement très efficaces pour donner des bonnes valeurs de portance pour le sol
- La technique de confinement des colonnes ballastées par les géogrilles est très efficace par rapport à un seul moyen de renforcement.
- Pour les petites valeurs de longueurs le confinement n'a aucune influence.
- Le confinement dépend du diamètre de colonne et de sa longueur.
- A certaines valeurs de longueurs le confinement va limiter l'augmentation de portance, pour ces cas le demi-confinement est la meilleure solution géotechnique et économique.
- Le diamètre de la colonne et la longueur de la colonne sont des facteurs de responsabilité directe sur les résultats de la capacité portante.
- Il y a une longueur limite pour les colonnes ballastées, lorsqu'on dépasse cette longueur les valeurs de la capacité portante ne changent pas.
- La capacité portante dépend d'un sol à un autre parce que chaque sol a sa propre identité.
- L'angle de frottement est un paramètre très important, à chaque fois l'angle de frottement de sol augmente la capacité portante augmente en parallèle.

### **5. Conclusion**

Dans ce cinquième chapitre on a présenté notre étude paramétrique pour déterminer le rôle et l'influence de certains paramètres géométriques (Longueur de colonne ballastée, Diamètre de la colonne, le type de confinement) ainsi que d'autres paramètres géotechnique (L'angle de frottement).

L'augmentation des valeurs de ces paramètres nous donne une augmentation pour les valeurs de la capacité portante mais ces valeurs ont des limites à ne pas dépasser parce que si l'on dépasse on ne change rien concernant la portance

Le double renforcement (colonne ballastée + Géogrilles) est efficace lorsqu'il doit être basé sur la bonne étude des paramètres

# Conclusion générale

Le présent travail, avait pour but d'étudier la capacité portante pour une fondation superficielle d'une forme circulaire repose sur un sol argileux.

Une étude de la capacité portante est largement étudiée en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques. Les calculs sont basés sur la méthode d'équilibre limite et la méthode d'analyse limite. Vue la diversité dans les méthodes de calcul, l'écart entre les valeurs des facteurs de portance est très grande surtout pour les grandes valeurs de l'angle de frottement.

Le choix d'analyser numériquement notre problème donne des résultats convergés avec des résultats obtenus expérimentalement.

La réalisation de ce projet de fin d'étude nous a permis de prendre une idée sur les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles, d'avoir une idée aussi sur les différentes méthodes de renforcement de sols, et de bien maîtriser un logiciel de simulation numériques Plaxis 2D et Plaxis 3D.

Le travail élaboré dans la partie d'étude numérique nous confirme l'efficacité de la technique de double renforcement (colonne ballastée + géogrilles)

Notre étude paramétrique a permis de savoir l'influence de certains paramètres géotechniques et géométriques sur la capacité portante

A la base de cette étude on peut donner quelques constatations :

- ✚ Le choix de site pour réaliser des constructions nécessite que le sol à une bonne capacité portante, le choix de fondation est très important aussi.
- ✚ Il existe plusieurs méthodes pour déterminer la capacité portante.
- ✚ Beaucoup des techniques et des outils afin d'améliorer les sols mous
- ✚ Le renforcement de sol peut être par un ou plusieurs méthodes.
- ✚ Les résultats expérimentaux sont presque les mêmes que l'étude numérique.

- ✚ La combinaison de renforcement (colonne ballastée + géogrilles) donne des bonnes valeurs de la capacité portante (augmentation de 15% à 33%).
- ✚ La géométrie (longueur et largeur) de la colonne ballastée influe sur le rendement de ces colonnes jusqu'à certaines valeurs limites.
- ✚ Le confinement par géogrilles est efficace pour les moyennes longueurs de la colonne ballastée, leur efficacité est limitée à certaines longueurs.

# Référence bibliographique

- [1] Boudehous Hakima 2019, Etude et Modélisation de la capacité portante des fondations superficielles, mémoire de Master2, Université de Jijel
- [2] Bendjedia Hayat 2015, Mémoire master2 intitulé Fiabilité des fondations superficielles et méthode de calcul de la capacité portante, université de Constantine.
- [3] Vesic, A.S, 1973, Analysis of ultimate Loads of shallow Foundations, journal of soil Mechanics and Foundations Division, American Society of civil Engineers.
- [4] Coulomb C.A.,1773. Essai sur une application des règles de maximise et de minimise à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture. Mémoire présenté à l'Académie Royale des Sciences. Académie des Sciences de Paris, R. Prés. Savants Étrangers, vol. 7, 343-382.
- [5] Rankine W.J.M. ,1857. On the stability of loose earth. Philosophical Transactions of the Royal Society, London, vol. 147, n°9
- [6] Massau J. (1899). Mémoire sur l'intégration des équations aux dérivées partielles. Chapitre VI : Équilibre des terres sans cohésion. Annales de l'Association des Ingénieurs de l'École de gand. Réédité Édition du centenaire, Delporte, Mons, 1952.
- [7] Caquot A. (1934). Équilibre des massifs à frottement interne. Stabilité des terres pulvérulentes et cohérentes. Gauthier-Villars, Paris, 191 pages.
- [8] Sokolovskij V.V. (1960). Statics of soil media. Translated from the second Russian edition (1954) by D.H. Jones and A.N. Schofield, Butterworths, London, 237 pages.
- [9] Salençon J. (1996). Introduction à l'élasto-plasticité et au calcul à la rupture. École Polytechnique, Département de mécanique.
- [10] Magnan J.P., Droniuc N., Mestat Ph., Canepa Y. (2001). Comparaison des calculs de portance des fondations superficielles. Comptes rendus, 15<sup>ème</sup> Congrès International de Mécanique des Sols et des Travaux de Fondations, Istanbul, Turquie.
- [11] Karl Terzaghi, 1943, Theoretical Soil Mechanics. John Wiley et Sons. New York.
- [12] Prandl L. (1921). Über die Eindringungsfestigkeit plastischer Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden. Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Basel, Schweiz, vol. 1, n°1,15-20.
- [13] Reissner H. (1924). Zum Erddruckproblem. Proceedings, 1st International Congress of Applied Mechanics, Delft, 295-311.

- [14] Meyerhof G.G. (1955). Influence of roughness of base and ground-water conditions on the ultimate bearing capacity of foundations. Géotechnique, vol. 5, n° 3, 227-242.
- [15] Brinch Hansen J. (1955). Simpel beregning af fundamenters bæreevne. Ingeniøren, vol. 64, n°4, 95-100
- [16] Belkacem Djebrou (2007) Mémoire magister sous-titre traitement de sol par colonne ballastée université de Blida.
- [17] figure de roche de ballaste publier sur un article en 2019 sur le Site [lavieenpierre.com](http://lavieenpierre.com)
- [18] Les colonnes ballastées, Keller France.com.
- [19] DTU 13 12 Règles de calculs des fondation superficielles
- [20] Amélioration et renforcement de sol [WWW.Keller-algerie.com](http://WWW.Keller-algerie.com).
- [21] Guillaume Vallotton TERRATREL® - Mur de soutènement en béton
- [22] L'eau l'industrie les nuisances, Paru dans le num 412 page6.
- [23] BTP Génie civil Géogrilles de renforcement
- [24] Tex sol-ouvrage de soutènement.Cerama.fr

