



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

Université Abderrahmane Mira Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

## **Mémoire de fin d'études**

Dans le cadre de la préparation du diplôme de Master en Génie Civil  
Option : Matériaux et structures

*Thème*

***Etude du comportement du remblai d'accès sur  
sols compressibles renforcés par colonnes  
ballastées***

**Echangeur des quatre chemins Bejaia**

**Présenté par :**

- M<sup>elle</sup> KHANOUCHE Khadidja
- M<sup>r</sup> AOUDJANE Rabah

**Encadré par :**

- M<sup>r</sup> SADAoui Omar

**Membres de jury :**

- M<sup>r</sup> BENDADOUche
- M<sup>r</sup> MEHIDI

**Promotion : 2011/2012**

# *Dédicace*

*Je dédie cet humble travail :*

*A mes parents qui me sont les plus chers, qui m'ont soutenu tout au long de mon parcours scolaire, que Dieu les garde et les protège*

*A mes frères et sœurs, plus particulièrement à ma petite sœur Meriem qui m'a accompagné durant ce projet.*

*A mes neveux et nièces, à qui je souhaite le succès dans leurs études.*

*Enfin je le dédie fortement à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Khadidja*

# *Dédicace*

*Je dédie cet humble travail :*

*A mes parents, mes frères et sœurs et je les remercié pour leur compréhension, leurs encouragements et leur soutien sans faille.*

*A tous mes enseignants en particulier à Mr SADAOUI Omar.*

*A tous mes amis et collègues et à tout s'eux que je connais.*

*Rrabah*

# *Remerciement*

*On tient tout d'abord à remercier Dieu tout puissant de nous avoir guidé durant nos études.*

*Nos remerciements les plus profonds à notre encadreur monsieur SADAoui Omar pour tout le temps précieux qu'il nous a accordé pour nous faire bénéficier de ses conseils, qui ont permis d'enrichir notre réflexion.*

*En second lieu, nous remercions Mr ZIDANI chef service à la D.T.P ainsi que Mr BOURKOUANE M. ingénieur aux sein de cette direction pour leur accueil chaleureux et leur entière disposition à nous communiqué toutes les données relatives à ce mémoire.*

*Sans oublier Mr LILOUCHE, BENHAMA et YAHIAOUI pour leur disponibilité et aide.*

*On éprouve également toute notre sincère gratitude à tous nos enseignants du département de Génie Civil.*

# *Sommaire*

	<b>Page</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
➤ <b>Partie théorique</b>	
<b>Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>4</b>
➤ Section 1 : Présentation du projet.....	4
➤ Section 2 : Essais géotechniques.....	7
➤ Section 3 : Technique de renforcement des remblais d'accès et renforcement du sol.....	29
➤ Section 4 : Méthodes analytiques de dimensionnement des colonnes Ballastées.....	53
<b>Conclusion.....</b>	<b>74</b>
➤ <b>Partie pratique</b>	
<b>Chapitre II : Etudes analytiques et numériques du sol vierge</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>75</b>
➤ Section 1 : Généralités sur les fondations superficielles.....	75
➤ Section 2 : Calculs des tassements.....	88
➤ Section 3 : Modélisation numérique du comportement du sol.....	118
<b>Conclusion.....</b>	<b>130</b>
<b>Chapitre III : Etudes analytiques et numériques du sol renforcé</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>131</b>
➤ Section 1 : Méthodes de calcul des colonnes ballastées.....	131
➤ Section 2 : Modélisation du sol renforcé sur Plaxis 2.....	174
<b>Conclusion.....</b>	<b>179</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>180</b>
<b>Liste des tableaux</b>	
<b>Liste des figures</b>	

**Bibliographie**

**Annexes**

**Table des matières**

### **Introduction générale :**

L'augmentation du trafic sur le réseau routier, autoroutier et l'accroissement démographique des villes saturées entraînent l'extension des agglomérations, ont conduit dans de nombreux cas les projeteurs à envisager un élargissement des voies existantes. Ainsi, de plus en plus de constructions et d'infrastructures sont construites sur des sols de mauvaises qualités tels que les sols meubles dans des zones côtières ou sur des endroits de dépôt de sédiments marécageux.

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Les principaux problèmes liés aux sols de façon générale se manifestent par une capacité portante faible et des déformations (tassement absolu ou différentiel) importantes sous charges statiques, ou dynamiques (séisme) surtout pour les sols sableux lâches et saturés.

Cela entraîne une exigence plus rigoureuse des méthodes et techniques d'amélioration des sols. Parallèlement à cela le développement de l'outil informatique fournit aux ingénieurs le moyen de calcul de grande capacité itérative.

Actuellement, la construction d'ouvrages sur de tels sols fait souvent appel à des techniques qui sont relativement récentes pour le traitement de ces derniers afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques

D'une part nous nous sommes intéressés aux techniques de renforcement des sols de mauvaises caractéristiques géo mécaniques et leurs domaines d'applications, en synthétisant toutes les données géologiques, hydrologiques et géotechniques du site ou le projet sera implanté.

Afin de comprendre et analyser le comportement d'un remblai d'accès sur sol compressible, les résultats des rapports de sol obtenus suite aux essais in Situ et de

laboratoire nous fournissent des éléments de réponse aux questions suivantes :

### **Question principale :**

- Peut-on construire sur un sol compressible ?

### **Questions secondaires :**

- La contrainte appliquée par la structure du remblais d'accès sur le sol compressible peut elle créer des désordres (tassements différentiels) ?
- Si c'est le cas, la technique de renforcement de sol par colonnes ballastées est elle fiable à ce sujet ?

Dans ce sens, un ensemble d'hypothèses pourrait être considérées pour stimuler la réponse à nos questions posées :

La construction de remblais d'accès sur un sol compressible pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et des déformations importants des ouvrages.

Pour construire tout de même les ouvrages projetés, on peut procéder au renforcement ou à l'amélioration du sol de fondation ou du remblai.

Pour ce faire, on a divisé notre travail en deux parties :



### **Partie théorique :**

Consiste à présenter une synthèse bibliographique sur les notions de base et les travaux préalables sur l'étude expérimentale et théorique du sol, qui nous a permis au premier chapitre d'avoir un aperçu général sur les méthodes d'étude des remblais d'accès sur sols mous et les techniques utilisées pour leurs renforcement.

Ainsi on a préféré une approche sur les techniques de renforcement de sol illustrée par les colonnes ballastées.

### **Partie pratique :**

Ce volet consacré à une large illustration comparative entre le deuxième et troisième chapitre.

Le premier cité a pour objectif l'étude analytique et numérique du sol **vierge**, qui nous permet la traduction des résultats obtenus par l'utilisation de l'outil informatique. Par ailleurs le second chapitre est consacré à l'étude analytique et numérique du sol **renforcé** par colonnes ballastée. (Approche développée par PRIEBE).

## Introduction

Dans ce présent chapitre, nous essayerons d'illustrer en différentes sections une synthèse de la recherche bibliographique :

La première section consiste à faire une représentation sur le projet, la seconde concerne l'étude géotechnique du site où l'ouvrage sera implanté. Ensuite, vient la troisième section qui consiste à faire une approche aux différentes techniques d'amélioration et renforcement des remblais d'accès et sols, et enfin viendra la section quatre qui a pour objectif de nous donner des notions de base sur le dimensionnement et méthodes de calculs des colonnes ballastées.

## Section 1 : Présentation du projet :

### 1.1- Présentation :

Situé, à la sortie sud-est de Bejaia et faisant la jonction des routes nationales 9 et 12, cet ouvrage vient à point nommé pour désengorger ce goulot d'étranglement qu'est le carrefour des quatre chemins.

Cette infrastructure jouera certainement un rôle majeur dans le déplacement des personnes et des biens.

Composé de six (6) rampes d'accès, cet échangeur, dont la hauteur varie de 0 à 10 mètres, s'étale sur une longueur linéaire de 530 mètres environ.

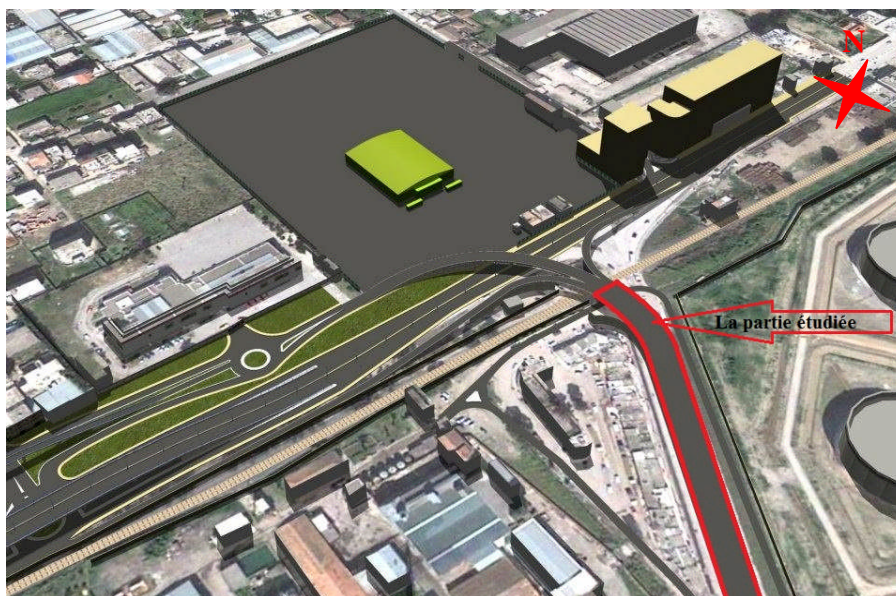


Figure (I-01) : Présentation du projet Echangeur des quatre chemins [19]

### 1.2- Objectifs des travaux :

Le projet vise essentiellement à améliorer la sécurité des usagers de la route tout en augmentant la fluidité de la circulation dans ce secteur. Ces objectifs seront atteints :

- En remplaçant le carrefour des quatre chemins par un échangeur avec des bretelles directionnelles;
- En éliminant les zones d'entrecroisement;
- En séparant le trafic de transit du trafic local;
- En ajoutant une voie de circulation directement à la gare routière.

### 1.3- Reconnaissance du site :

#### 1.3-1. Situation :

L'assiette destinée au projet est localisée au carrefour des quatre chemins – Bejaia, elle est délimitée au Nord Ouest par la gare routière, au Nord Est par la route nationale N° 12 qui mène au centre ville, au Sud Ouest par la route nationale N° 12 qui mène vers Alger, au Sud Est par la route nationale N° 9 qui mène vers Sétif.

#### 1.3-2. Hydrologie :

La Wilaya de Bejaia est traversée par de nombreux ravins et Oueds. La plupart d'entre eux sont temporairement à sec pendant la période sèche, parmi eux on distingue Oued Soummam qui possède un débit permanent non négligeable, il est le principal collecteur des eaux superficielles de la région. Il présente un écoulement et se jette dans le golfe de Bejaia [9] [10].



Figure (I-02) : Réseau hydrologique de la ville de Bejaia [10]

#### 1.3-3. Géologie :

Selon la carte géologique de Bejaia à l'échelle 1/50.000eme, le sol en place est caractérisé par des terrains sédimentaires d'âge quaternaire constitués d'alluvions anciennes du niveau inférieur ; basses terrasses, dépôts limoneux, sables et cailloutis.

Le sol étudié est composé principalement d'alluvions de l'Oued Soummam qui s'élargit progressivement vers son embouchure. L'Oued décrit de nombreux méandres sans cesse corrigés au cours des crues d'hivers et de printemps.

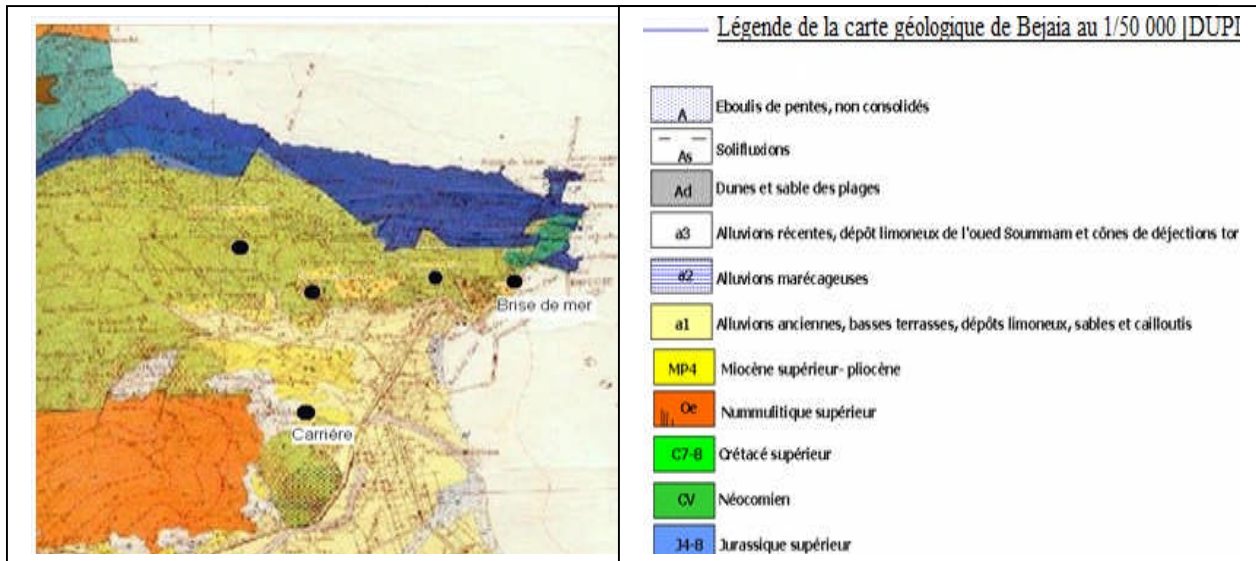


Figure (I-03) : Carte géologique de Bejaia au 1/50 000, (DUPLAN, 1960) [10]

### 1.4- Reconnaissance des sols :

La mécanique des sols est l'application des lois de la mécanique et hydraulique aux problèmes posés à la fondation des ouvrages sur sol et la construction des ouvrages en terre.

L'édification des constructions sur tous les terrains impose d'examiner les deux aspects suivant leur comportement : l'instabilité générale à la rupture et les tassements différentiels à limiter aux valeurs admissibles.

L'insuffisance d'étude de sols peut conduire à certains désagréments, pour fonder correctement une fondation, il est nécessaire de connaître le sous sol, outre sa nature géologique qui se traduit par une description du sol aux différents points de sondage, donnant :

- La structure lithologique;
- La localisation du substratum ;
- La continuité en plan ;
- L'homogénéité ;
- Le régime hydrogéologique.

Cette description permet de préciser la configuration générale de la zone à étudier et d'orienter le choix de type et de niveau probable de fondations. En pratique chaque étude géotechnique doit commencer par une reconnaissance in situ.

Les essais in situ ont pour but de déterminer les caractéristiques au sein du massif de sol (résistivité, perméabilité, cohésion, indice des vides, cisaillement...etc.).

On distingue deux types : [8]

- Ceux qui fournissent des indications générales telles que les reconnaissances électriques ou sismiques.
- Ceux qui donnent des valeurs précises de manière continue sur une même verticale.

Les différents essais in situ sont choisis en fonction du type de l'ouvrage à réaliser et des conditions géologique et morphologique du site dans lequel il sera implanté.

### Section 2 : Essais géotechniques

La réalisation d'étude de sol est devenue absolument indispensable, après avoir été considérée pendant longtemps comme un paramètre facultatif. Compte tenu de l'aspect géologique de notre pays cette étape est devenue obligatoire pour toutes les nouvelles constructions, car elle permet d'identifier les conditions de stabilité des ouvrages et d'en assurer leurs pérennité.

#### 2.1- Etude Laboratoire :

##### 2.1-1. Réalisation des essais :

La réalisation d'essais géotechniques en laboratoire de mécanique des sols est complémentaire et nécessaire aux essais in situ pour établir un rapport géotechnique complet. Cette mécanique joue un rôle essentiel dans l'acte de construction pour tous les travaux de bâtiments et de génie civil en relation avec les sols.

A l'exception des essais d'identifications et de compactage, les essais se réalisent de préférence sur des échantillons intacts de diamètre minimal 60 mm, mais pour des raisons techniques et / ou d'études il est possible de confectionner des éprouvettes de matériaux à teneur en eau et masse volumique déterminées à l'avance.

Afin d'analyser d'une manière détaillée les types de sol rencontrés au niveau du sondage carotté effectué, les deux laboratoires L.N.H.C et L.T.P.E ont effectués une multitude d'essais sur plusieurs échantillons prélevés, servant à identifier les sols et à étudier leurs propriétés physiques et mécaniques, comme suit :

- Teneur en eau – Densité apparente,
- Analyse granulométrique,
- Analyse granulométrique par tamisage,
- L'équivalent de sable,
- Analyse chimique,
- Essai œdométrique /Essai de gonflement à l'oedomètre,
- Essai de cisaillement rectiligne à la boîte.

##### 2.1-2. Essais d'identification et de classification :

#### 1) Caractéristiques physiques des sols :

Avant d'analyser le comportement mécanique des sols, il est nécessaire de définir certains paramètres (tableau (I-01)) qui se rapportent aux diverses proportions dans lesquelles se trouvent squelette solide, l'eau et l'air constituant le sol.

## Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

**Tableau (I-01) : Principales caractéristiques des sols [3]**

Appellation et définition	Symbole	Norme	Expression	Unité et ordre de grandeur des valeurs numériques
Teneur en eau (poids d'eau/poids de sol sec)	$W$	PF P 94-050	$\frac{W_w}{W_s} \cdot 100$	(%) Sable.....2 à 15 Limon.....10 à 30 Argile moyenne à raide.....20 à 50 Argile molle.....50 à 100 Vase et tourbe.....80 à 300
Poids volumique apparent	$\gamma$	-	$\frac{W_w + W_s}{V}$	KN/m <sup>3</sup> Sable.....17 à 20 Argile.....16 à 22 Tourbe .....13 à 17
Poids volumique sec	$\gamma_d$	PF P 94-053	$\frac{W_s}{V}$	KN/m <sup>3</sup> Sable.....14 à 18 Argile.....10 à 20 Tourbe .....3 à 10
Poids volumique des grains solides	$\gamma_s$	PF P 94-054	$\frac{W_s}{V_s}$	KN/m <sup>3</sup> Tous sols à l'exception des minerais et tourbes $\gamma_s \approx 26$ à 30
Degré de saturation (volume d'eau/volume total occupé par les vides)	$S_r$	-	$\frac{V_w}{V_v} \cdot 100$	(%) 0 à 100, Selon l'état d'humidité
Sol saturé, tous les vides sont remplis d'eau			$V_a = 0$	$S_r = 100$ %
Teneur en eau de saturation, pour un sol de poids volumique sec donné, c'est la teneur en eau nécessaire pour avoir $S_r = 100$ %	$W_{sat}$	-	$V_a = 0$ $S_r = 100$ %	% Lorsque le sol est saturé, une augmentation de teneur en eau ne peut être provoquée que par un gonflement du sol
Poids volumique saturé Poids volumique apparent du sol saturé	$\gamma_{sat}$	-	$\frac{W_w + W_s}{V}$	KN/m <sup>3</sup> Tous sols à l'exception des vases et des tourbes $\gamma_{sat} = 19$ à 22
Indice des vides (volume des vides/volume des pleins)	$e$	-	$\frac{V_a + V_w}{V_s} = \frac{V_v}{V_s}$	Sans dimension Sable.....0,5 à 1 Limon.....0,4 à 1 Argile compacte.....0,3 à 0,5 Argile moyenne.....0,5 à 1 Argile molle, vase.....1 à 4
Porosité (volume vide/volume total)	$n$	-	$\frac{V_v}{V}$	Sans dimension
Poids volumique immergé (déjaugé)	$\gamma'$	-	$\gamma_{sat} - \gamma_w$	KN/m <sup>3</sup> $\gamma' \approx 9$ à 12 sauf pour les vases et les tourbes
Indice de compacité des sols pulvérulents ou densité relative avec $e_{min}$ et $e_{max}$ : indice des vides min & max	$I_d$	PF P 94-059	$\frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \cdot 100$	(%) Sable très lâche.....0 à 20 Sable lâche.....20 à 40 Sable moyen.....40 à 60

## 2) Caractéristiques granulométriques :

L'analyse granulométrique permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant les échantillons. Elle s'applique à tous les granulats de dimension nominale inférieure ou égale à 63 mm, à l'exclusion des fillers.

La façon la plus courante de représenter les résultats des essais de tamisage et de sédimentométrie consiste à tracer une **courbe granulométrique**. Elle représente le poids des tamisats cumulés (échelle arithmétique) en fonction du diamètre équivalent D, des particules solides (échelle logarithmique). La courbe granulométrique donne le pourcentage en poids des particules de taille inférieure ou égale à un diamètre donné (% du poids total de la matière sèche de l'échantillon étudié).

Les coordonnées semi-logarithmiques permettent une représentation plus précise des fines particules dont l'influence est capitale sur le comportement des sols.

La granulométrie d'un sol peut être caractérisée par un **coefficient d'uniformité** ou **coefficient de Hazen** :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad [4]$$

- $D_y$  : Ouverture du tamis laissant passer y % du poids des grains
- $D_{10}$  est appelé diamètre efficace

Pour  $C_u > 2$ , la granulométrie est dite **étalée**.

$1 < C_u < 2$ , la granulométrie est dite **uniforme** ou **serrée**.

On définit aussi le **coefficient de courbure** :

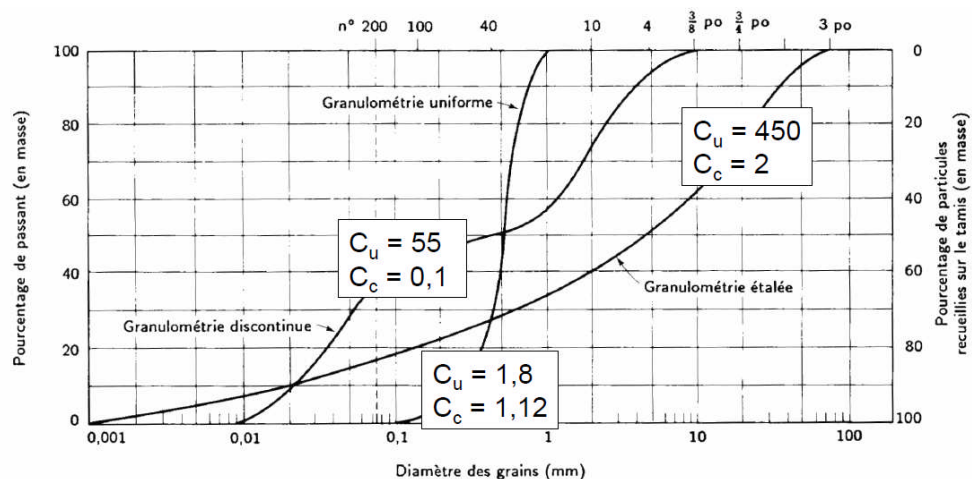
$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \cdot D_{10}} \quad [4]$$


Figure (I-04) : Analyse granulométrique (tamis standard) [18]

### 3) Essais d'identification propres aux sols grenus :

#### a) Essai d'équivalent de sable (NF P 18-598) [4]

L'essai consiste à opérer sur l'échantillon de sol (fraction du matériau dont les éléments sont inférieurs à 5 mm) un lavage énergétique de manière à le séparer de ses matières fines. L'éprouvette contenant le sol et la solution à 90 cycles de 20 cm d'amplitudes en 30 secondes. La solution utilisée a, en outre, un pouvoir flocculant sur les argiles et les colloïdes.

$$ES = \frac{H_2}{H_1} \cdot 100$$

Nature	Equivalent de sable
Sable pur et propre	E.S = 100
Sol non plastique	E.S = 40
Sol plastique	E.S = 20
Argile pure	E.S = 0

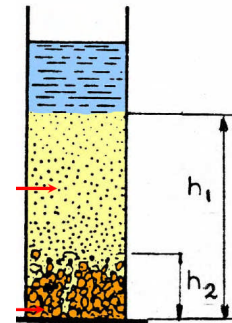


Figure (I-05) : Equivalent de sable [4]

#### b) Indice de densité (NF P 94-059) :

Pour donner une idée de l'état de compacité dans lequel se trouve un sol grenu à l'état naturel, l'indice de densité  $I_d$  est défini dans le tableau (I-01).

Sol lâche :  $e \approx e_{\max} \rightarrow I_d \approx 0$

Sol serré :  $e \approx e_{\min} \rightarrow I_d \approx 1$

### 4) Essais d'identification propres aux sols fins :

#### a) Limites d'Atterberg (NF P 94-051) [4]

C'est l'un des essais d'identification les plus importants, on peut considérer 04 états caractérisant des sols fins. Pour des teneurs en eau décroissantes :

- Limite de liquidité  $W_L$
- Limite de plasticité  $W_P$
- Indice de plasticité  $I_P$
- Indice de consistance  $I_C$

Tableau (I-02) : Ordres de grandeur

Nature	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	$I_P$ (%)
Limon	24	17	7
Argile limoneuse peu plastique	40	24	16
Argiles plastiques	114	29	85
Argile de Mexico	500	125	375
Bentonite	710	54	656



# Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

On définit aussi la limite de retrait  $W_s$  qui sépare l'état solide avec retrait de l'état solide sans retrait (fig. I-06).

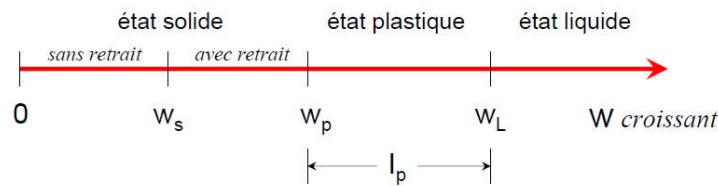


Figure (I-06) : Caractérisation de la teneur en eau

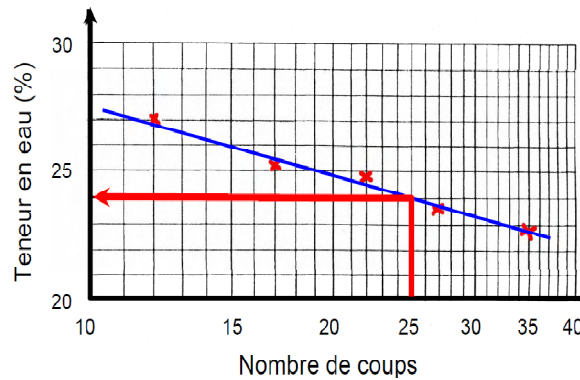


Figure (I-07) : Limite de liquidité

$$W_L = W \cdot \left(\frac{N}{25}\right)^{0,121}$$

$$I_P = W_L - W_P$$

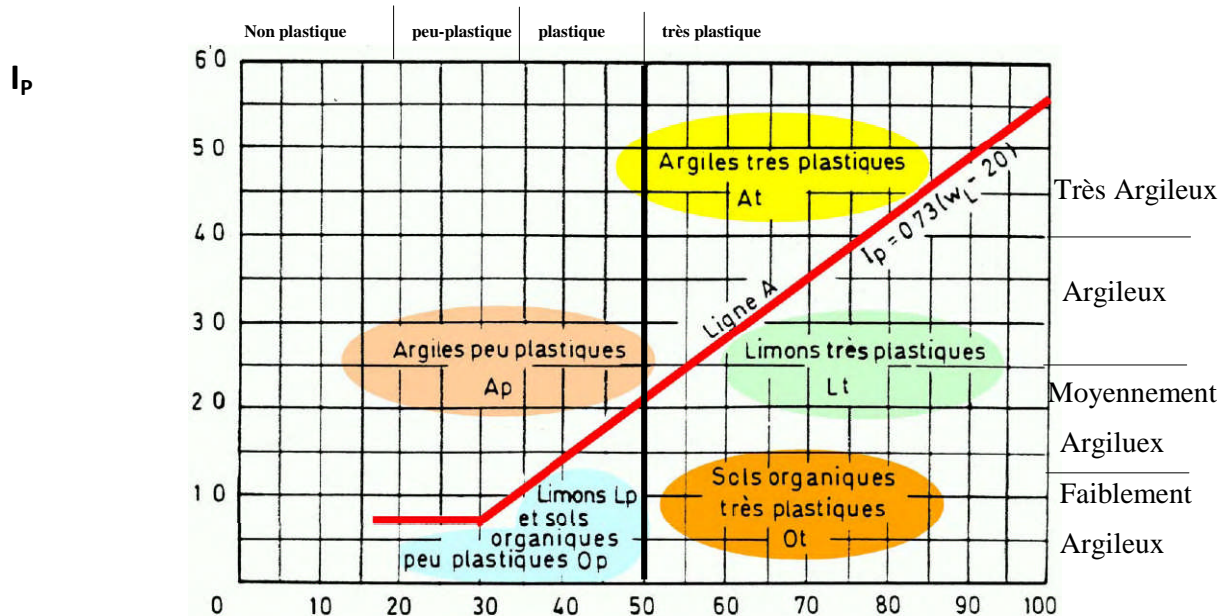


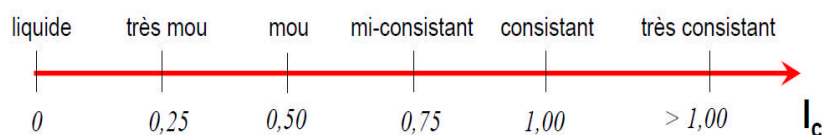
Figure (I-08) : Classification des sols fins (Abaque de Casagrande) [8]

A l'état liquide :  $I_c \leq 0$

A l'état plastique :  $0 \leq I_C \leq 1$

$$I_C = \frac{W_L - W}{I_P}$$

A l'état solide :  $I_C > 1$



**Figure (I-09) : Classification des sols argileux en fonction de la consistance**

### 5) Sols organiques : [2]

Un sol organique contient une proportion appréciable de débris plus ou moins décomposés de matières d'origine animale ou végétale. Il est généralement très compressible et a une odeur caractéristique.

Un sol purement organique est la tourbe. C'est un dépôt formé de débris végétaux soumis à une décomposition rapide par une submersion presque continue. La tourbe a une structure fibreuse et une couleur brune ou noirâtre.

### Analyses chimiques :

Des échantillons récupérés des sondages carottés ont été soumis aux analyses chimiques. Dans le tableau suivant, récapitule les résultats obtenus par le laboratoire L.N.H.C :

**Tableau (I-03) : Présence de MO dans le SC N°01**

N° Sondage	Profondeur (m)	Matières Organiques (MO) %
SC01	4.50-5.00	1.88
	10.90-11.40	1.61
	14.60-15.00	2.12
	17.10-17.50	2.48

La présence de matières organiques (MO) en qualité notable modifie considérablement le comportement des sols et remet en cause leur stabilité volumique dans le temps. Un sol peut être considéré organique lorsque MO dépasse 3%.

D'après le RPA 99, révisé en 2003, la région de Bejaia est classée en zone IIa. Le sol en place est de faible portance, d'après les résultats des essais In Situ.

Selon les résultats des essais de laboratoire effectué par L.N.H.C, le sol est :

- Plastique à très plastique ;
- Saturé ;
- D'agressivité nulle selon la norme NF P-18-011 du 06/92 ;
- Observation de la matière organique dans certaine couche.

## 2.1-3. Essais mécaniques :

Les essais mécaniques comprennent :

- Essai de compression (essais oedométrique)
- Essai de résistance au cisaillement direct à la boîte.

### 1) Essai oedométrique (XP 94-090-1 de décembre 1997) :

Le principe d'essai consiste à mesurer le tassement  $\delta_1$  d'une éprouvette de sol cylindrique soumise à une compression uniaxiale  $\sigma_1$  croissante en empêchant toute déformation latérale  $\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$ .

Il a pour objectifs principaux de déterminer la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ , les pentes  $C_S$  et  $C_C$  qui permettent de déterminer le **tassement de consolidation** du sol et le coefficient de consolidation verticale  $C_v$  pour l'estimation de la **durée** du tassement.

On soumet l'éprouvette de sol **saturé** (généralement), placée dans un **cylindre indéformable** à une **série de paliers de chargement**  $N_i$  qui sont transmises au piston qui applique une contrainte verticale  $\sigma'_v$  **constante** à chaque palier (fig I-10).

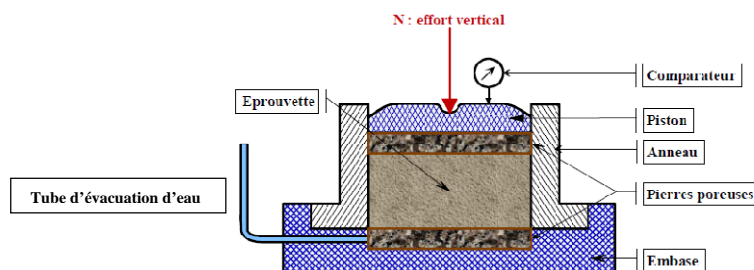


Figure (I-10) : Coupe schématisée d'un moule oedométrique [17]

Le sol est mis en eau au préalable, les deux pierres poreuses assurent le drainage durant la consolidation pour chaque palier de chargement. Elles représentent les couches drainantes du sol.

Pour l'ensemble de l'essai on trace la courbe oedométrique, variation de volume ou plus spécifiquement variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte (fig I-11).

En simplifiant, on obtient une première droite de faible pente et une seconde droite de pente beaucoup plus élevée. L'intersection des 2 droites est la **contrainte de préconsolidation** maximum que le sol a connu dans son histoire.

Cet essai permet de connaître l'état initial du sol :

Si la contrainte *effective* actuelle  $\sigma'_{v0}$  est **égale** à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,

- le sol est **normalement consolidé** ;

Si la contrainte *effective* actuelle  $\sigma'_{v0}$  est **inférieure** à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,

- le sol est **surconsolidé** ;

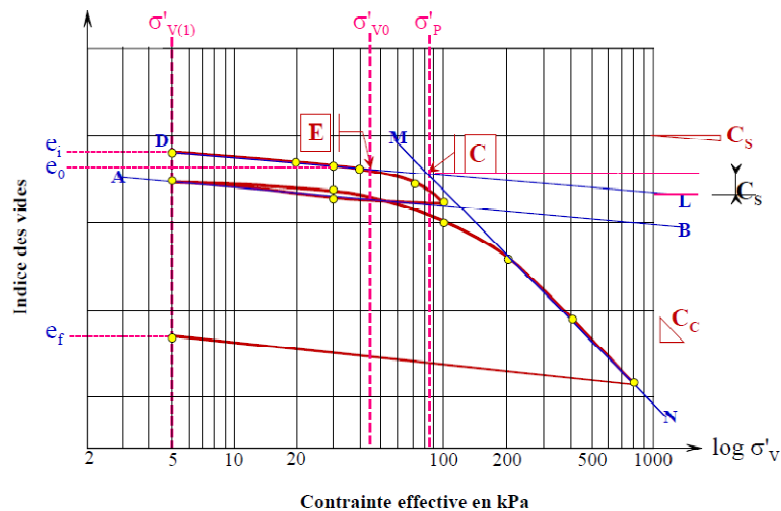
Si la contrainte *effective* actuelle  $\sigma'_{v0}$  est **supérieure** à la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ ,

- le sol est en cours de consolidation.

Les pentes des 2 droites  $C_s$  et  $C_c$  rendent compte de la compressibilité du sol, respectivement dans le domaine surconsolidé et dans la domaine normalement consolidé.

**a) Sol non gonflant :**

On procède à un cycle de déchargement - rechargement à une contrainte légèrement supérieure à la contrainte de préconsolidation présumée  $\sigma'_p$  pour déterminer l'indice de recompression  $C_s$ . On poursuit l'essai pour déterminer l'indice de compression  $C_c$ . On termine en déchargeant complètement l'éprouvette de sol.



**Figure (I-11) : Courbe de compressibilité, détermination graphique de  $C_s$ ,  $C_c$ ,  $\sigma'_p$  et  $e_0$**   
[17]

$C_s$ , **indice de recompression** est déterminé par la pente de la droite DL. Cette droite passe par le point D correspondant au tassement nul et est parallèle à AB. La droite AB est tracée selon la pente moyenne du cycle de déchargement-rechargement.

- Pour  $\sigma'_v < \sigma'_p$ , dans le domaine **élastique**  $C_s = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v}$  [17]

$C_c$ , **indice de décompression - compression** est la pente de la droite MN

- Pour  $\sigma'_v > \sigma'_p$ , dans le domaine **plastique**  $C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \lg \sigma'_v}$  [17]

$\sigma'_p$ , **contrainte de préconsolidation** correspond au point d'intersection des droites DL et MN. C'est la **détermination** la plus **délicate**. On vérifiera que sa valeur est compatible avec l'histoire géologique du sol.

$e_0$ , valeur approchée de l'indice des vides du sol est l'ordonnée du point E de la droite DL qui correspond à  $\sigma'_{v0}$ .

$E_{oed}$  : module oedométrique [17]

On peut déterminer un module **sécant** sur un intervalle de contrainte  $\Delta \sigma'$  :  $E_{oed} = \frac{\Delta \sigma'}{\frac{\Delta H}{H_0}}$

# Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

On peut également déterminer un module **tangent** pour une contrainte  $\sigma'$  :  $E_{\text{oed}} = \frac{d\sigma'}{d\varepsilon}$

On peut aussi l'exprimer en fonction des coefficients de compression  $C_c$ , et de recompression  $C_s$  qui caractérisent les droites de compression et de recompression dans les axes  $e, \lg\sigma'$ , ou des coefficients  $\lambda$  et  $\kappa$ , dans les axes  $e, \ln\sigma'$ .

A partir de  $C_c$ , par exemple :

$$C_c = \frac{de}{d(\lg\sigma')} \quad [17]$$

Avec  $\ln\sigma' = 2,3 \lg\sigma'$  et en exprimant  $\varepsilon$  en fonction de  $e$ , dans les conditions oedométriques, on obtient les relations suivantes, en fonction :

- Dans le domaine « plastique », pour  $\sigma'_v > \sigma'_p$ .  $E_{\text{oed}} = \frac{\sigma'}{C_c} (1 + e_0) = \frac{\sigma'}{\lambda} (1 + e_0)$

De la même manière on a :

- Dans le domaine « élastique », pour  $\sigma'_v < \sigma'_p$ .  $E_{\text{oed}} = \frac{\sigma'}{C_s} (1 + e_0) = \frac{\sigma'}{\kappa} (1 + e_0)$

- Coefficient de compressibilité sécant est l'inverse de  $E_{\text{oed}}$  sur le même intervalle  $\Delta\sigma'$ .
- Coefficient de compressibilité tangent est l'inverse de  $E_{\text{oed}}$  pour la même contrainte  $\sigma'$ .

## b) Sol gonflant :

A la mise en eau, on augmente la contrainte  $\sigma'_v$  pour éviter le soulèvement du piston jusqu'à l'apparition du premier tassement. On poursuit l'essai, sans déchargement-rechargement intermédiaire, dans le domaine plastique pour obtenir l'indice de compression  $C_c$ . On termine en déchargeant l'éprouvette de sol (fig I-12).

$C_s$  : **indice de gonflement**, pente de la droite EL parallèle à AB.

$C_c$  : **indice de compression**, pente de la droite MN.

$\sigma'_p$  : **contrainte de préconsolidation**, correspond au point d'intersection des droites DL et MN. La droite DL passe par le point correspondant à  $\lg\sigma'_{v0}$  et est parallèle à la droite AB.

$E_{\text{oed}}$  : est défini comme précédemment.

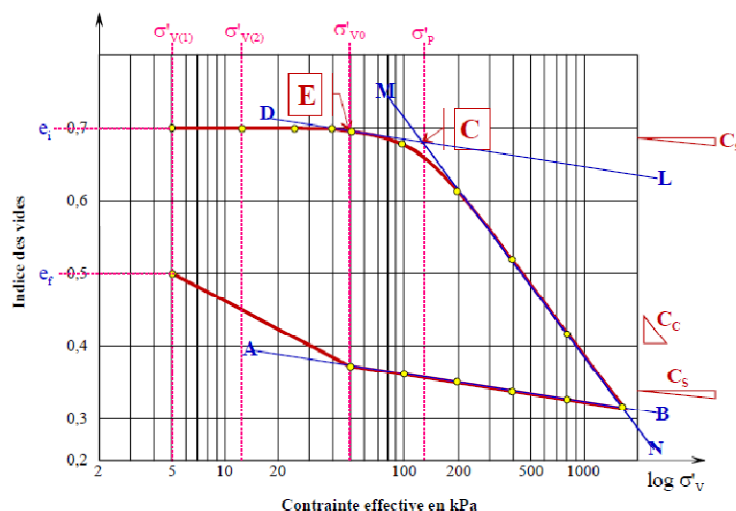


Figure (I-12) : Schématisation de la courbe oedométrique [17]

## 2) Essai de résistance au cisaillement à la boîte :

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

L'essai de cisaillement permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\varphi$  et sa cohésion  $C$ . Ces valeurs servent entre autre à déterminer la contrainte admissible par le sol dans le cas de fondations superficielles et la poussée du sol sur un mur de soutènement.

L'appareil se compose de deux demi-boîtes (section A circulaire ou carrée d'épaisseur = 4 cm) dans lesquelles on place l'échantillon de sol et d'un piston situé au-dessus de l'échantillon de sol (fig I-13).

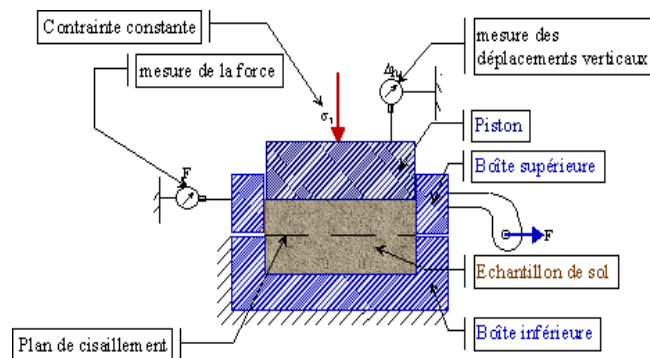


Figure (I-13) : Vue en coupe de la boîte de cisaillement [17]

On applique sur le piston une force verticale constante. La boîte inférieure se déplace à vitesse constante et on enregistre sur la boîte supérieure à l'aide d'un anneau dynamométrique la force  $F$  dans le plan de cisaillement. On place sur le piston un comparateur qui permet de mesurer les déplacements verticaux de l'échantillon de sol.

On distingue trois types d'essais suivant le principe d'essai triaxial : [8]

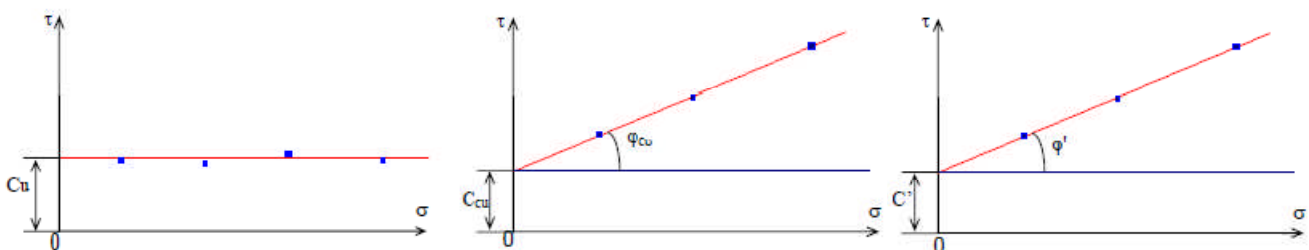


Figure (I-14) : Allure de la courbe intrinsèque dans différents types d'essai (sols cohérents)

- **Essai UU (non drainé, non consolidé) *Unconsolidated Undrained*** : ces deux phases sont réalisées à drainage fermé correspondant au comportement à court terme du sol. Ainsi on détermine la résistance au cisaillement non drainé noté  $C_u$ .

$$\tau = C_u + \sigma_1 \cdot \text{tg}\varphi_u \quad [8]$$

Avec :  $\tau = \frac{F}{A}$ ,  $\sigma_1 = \frac{N}{A}$

Dans les sols saturés :  $\varphi_u=0 \longrightarrow \tau = C_u$

- **Essai CU (consolidé, non drainé) *Consolidated Undrained*** : La première phase est faite à drainage ouvert cependant la phase de cisaillement se déroule à drainage fermé.

Cet essai permet :

- La variation de  $C_{cu}$  en fonction de la pression de la consolidation (comportement à court terme).
- En contrainte effective (comportement à court terme) de déterminer les caractéristiques effectives  $C_{cu}$  et  $\varphi_{cu}$  si on a mesuré la pression interstitielle.

- **Essai CD (consolidé, drainé) *Consolidated Drained*** : Les deux phases sont réalisées à drainage ouvert et permettent de déterminer les caractéristiques effectives du sol  $C'$  et  $\varphi'$  correspondant à un comportement à long terme.

## 2.2- Essais in situ :

### 2.2-1. Sondages :

Un sondage consiste à forer un trou dans le sol en vue de déterminer sa nature. Ce type de sondages sert en principe à extraire des échantillons de sol sans en modifier ni l'état, ni la structure, peuvent être de deux sortes :

- Sans précautions, on a alors des échantillons remaniés qui servent aux essais d'identification.
- Avec précaution, en utilisant un carottier spécial à prise d'échantillons (l'échantillon obtenu est immédiatement recouvert d'une couche de paraffine pour éviter toute perte de teneur en eau).

Pour les terrains anormalement hétérogène, la reconnaissance devrait comporter au moins un sondage tout les 500m<sup>2</sup> environ [5]. On ne peut pas se contenter d'un sondage isolé afin de ne pas risquer de projeter toute la construction sur la base d'une anomalie très localisée.

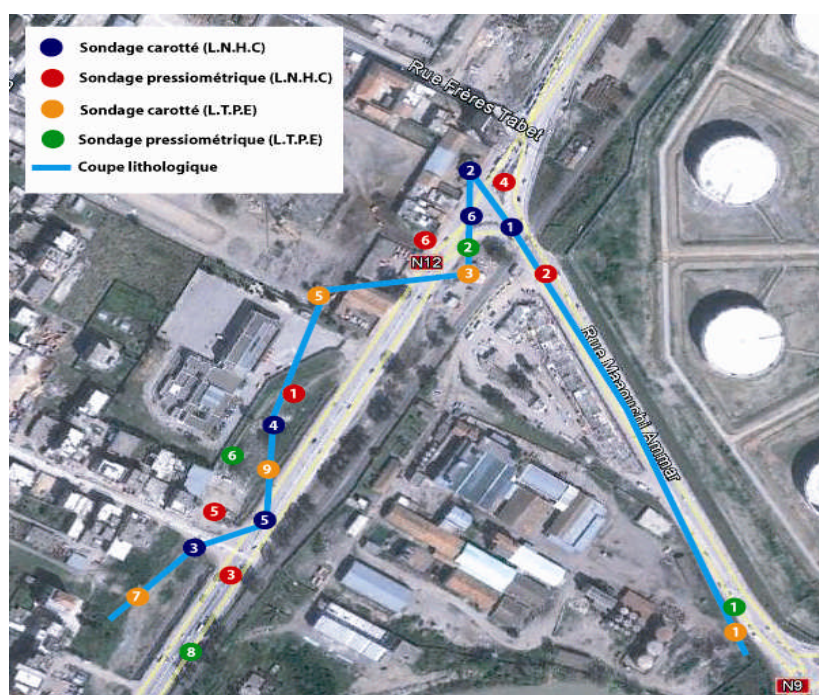
La profondeur de sondage doit être telle que les couches qui peuvent être influencées par la mise en charge des terrains soient atteintes ou puissent être étudiées. Le but du sondage est :

- D'établir des coupes lithologiques ;
- De prélever des échantillons de sol remanié ou non ;
- De permettre la réalisation d'essais in situ.

## 2.2-2. Sondage carottés :

Les échantillons de sol appelés carottes, sont présentés dans des caisses précisant leurs identités, notamment la profondeur à laquelle ils ont été prélevés. Ces échantillons sont soumis aux essais de laboratoire pour la détermination des caractéristiques mécaniques et physiques de sol.

Les 06 sondages carottés réalisés par le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (L.N.H.C) au lieu d'implantation des ouvrages de l'échangeur, nous donnent la description géologique du sol en place. La profondeur de ces sondages est de 30mètres. Quand aux cinq (05) sondages carottés réalisés par le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (L.T.P.E) ceux-ci sont d'une profondeur de 40mètres.



Source : Réalisé par nous memes

Figure (I-15) : Représentation des points des sondages

Tableau (I-04) : Description visuelle des sondages (Coupe lithologique)

La variation des profondeurs	Types de sol
0.00 – 3.00m	remblais
3.00 – 8.00m	marne légèrement graveleuse plastique de couleur grise, légèrement coquillée peu compact de couleur marron, beige
8.00 – 21.00m	marne légèrement graveleuse plastique imprégnée de vase de couleur bigarré (beige à sombre)
21.00 – 25.00m	marne argileuse très sableuse parfois oxydée, graveleuse plastique vaseuse de couleur grise, sable enrobé dans une matrice marneuse imprégnée de vase
25.00 – 30.00m	marne sableuse plastique imprégnée de vase, graveleuse, de couleur sombre
30.00 – 40.00m	Argiles marneuses de couleur grise noirâtre renfermant des débris de coquilles



## 2.2-3. Essai pressiométrique

L'essai pressiométrique (SP) consiste à dilater radialement au sein du sol une sonde cylindrique gonflable dans un forage soigneusement calibré à une profondeur donnée. Les variations de volumes du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée selon un programme de chargement imposé.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites:

- Le module pressiométrique ( $E_m$ ) qui définit le comportement pseudo-élastique du sol, défini comme la pente de la partie linéaire de la courbe corrigée  $V=F(P)$  ;
- La pression limite ( $P_1$ ) qui caractérise la résistance de rupture de sol ;
- La pression du fluage ( $P_f$ ) qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

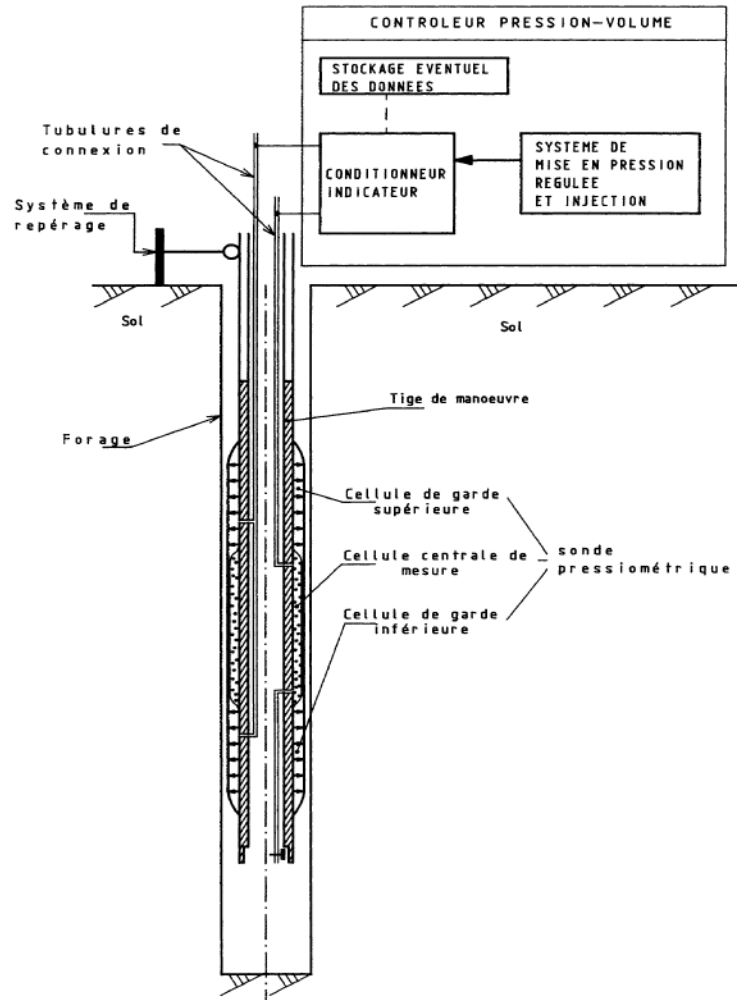


Figure (I-16) : Shéma du pressiomètre [16]

$$E_m = 2 \cdot (1 + \vartheta) \left[ V_0 + \frac{(V_2 + V_1)}{2} \right] \cdot \frac{(P_2 - P_1)}{(V_2 - V_1)} \quad [16]$$

Exprimé aussi :

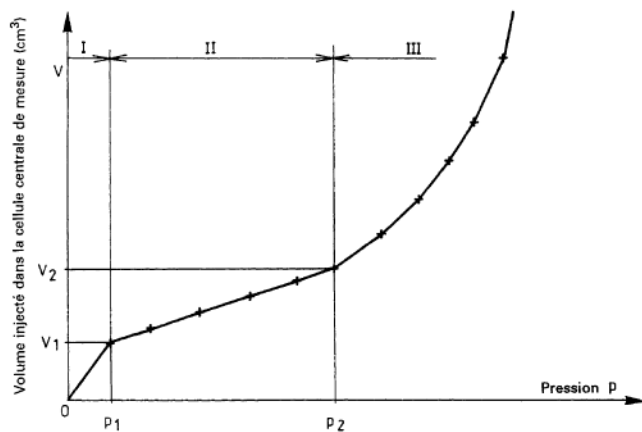
$$E_m = 2,66 \cdot (V_0 + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad [15]$$

$\vartheta$  : Coefficient de poisson pris conventionnellement égale à 0.33.

$V_0$  : Volume de la sonde au début de l'essai (Volume de la cellule centrale de mesure de la sonde).

$V_m$  : Volume injecté au milieu de la partie linéaire de la courbe ( $V=F(P)$ ).

$\Delta P/\Delta V$  : pente de la partie linéaire de la courbe ( $V=F(P)$ )



*I : Phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol*  
*II : Phase pseudo-élastique*  
*III : Phase des grands déplacements*

**Figure (I-17) : Courbe pressiométrique corrigée en fin de palier [16]**

Calcul de la pression limite :

Elle est exprimée par :  $P_1 = 1.7P_f - 0.7\sigma_{HS}$  [16]

$P_f$  : Pression de fluage.

Cette expression résulte de la corrélation expérimentale.

$\sigma_{VS}$  : contrainte totale verticale au niveau de l'essai.

$\sigma_{HS}$  : contrainte totale horizontale au niveau de l'essai prise égale à :

$$\sigma_{HS} = K_0 \cdot (\sigma_{VS} - u_s) + u_s \quad [16]$$

$$u_s = \gamma_w(z_w - z_s) \quad \text{pour } z_w > z_s \quad [16]$$

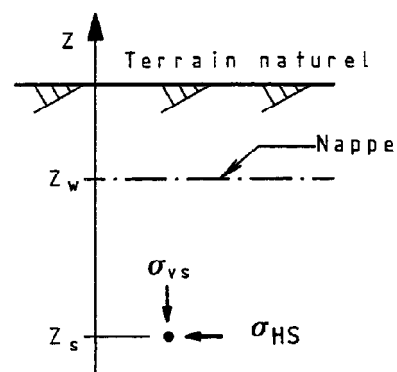
$u_s$  : Pression interstitielle au niveau de l'essai,

$K_0$  : Coefficient de pression des terres au repos = 0.5.

$z_s$  : Cote altimétrique du niveau d'essai,

$z_w$  : Cote altimétrique du niveau de la nappe,

$\gamma_w$  : Poids volumique de l'eau interstitielle,



**Figure (I-18) : Contraintes dans le sol avant essai [16]**

En absence de données sur le sol, on adopte conventionnellement :

- Un poids volumique =  $18 \text{ kN/m}^3$
- Une valeur de 0.5 pour le coefficient  $K_0$  de pression des terres au repos.

La pression limite nette est calculé à partir de :

$$P_1^* = P_1 - \sigma_{HS} \quad [16]$$

Tableau (I-05) : Méthode de réalisation des faits avant l'essai [16]

Nature des terrains	Forage préalable								Refoulement TF BAT/VBF
	Rotation *					Battage et autres			
	T.S.	T.IN <sup>o</sup>	THC	O. DG. IN	CAR.	ROTOP.	CAR. BAT.	CAR.VBF	
Vase et argile molles	—	R	—	O <sup>o</sup>	—	—	O <sub>point</sub>	—	—
Argiles moyennement compactes	R	R	R	R <sup>o</sup>	—	O <sup>o</sup>	—	—	—
Argiles compactes marnes raides	/	/	R	R	R <sup>o</sup>	O <sup>o</sup>	—	—	—
Limons									
— au-dessus de la nappe	R	O	R	O <sup>o</sup>	—	O <sup>o</sup>	O	O	—
— sous la nappe	—	R	—	O <sup>o</sup>	O <sup>o</sup>	O <sup>o</sup>	—	—	—
Sables lâches									
— au-dessus de la nappe	R	R	O	O <sup>o</sup>	—	O <sup>o</sup>	—	—	—
— sous la nappe	—	R	—	O <sup>o</sup>	—	O <sup>o</sup>	—	—	O
Sables moyennement compacts et compacts	R	R	R	R <sup>o</sup>	—	R <sup>o</sup>	O	O	O <sup>+</sup>
Sols grossiers : graviers, galets ; argiles à silex, etc.	/	/	O	O <sup>o</sup>	/	R <sup>o</sup>	O	O	O <sup>+</sup>
Roches									
— altérées	/	/	R	R	O	R <sup>o</sup>	O	O	O <sup>+</sup>
— saines	/	/	/	R	R	R	/	/	/

Légende :

**R** Recommandé  
**O** Toléré  
**—** Non toléré  
 Inadapté

T.S. Tarière à sec  
 THC Tarière hélicoïdale continue à sec  
 O. DG. Outil désagrégateur  
 ROTOP. Rotopercussion  
 BAT. Battage  
 TF Tube fendu  
 T.IN.<sup>o</sup> Tarière avec injection de boue de forage  
 CAR. Carottier  
 IN Avec injection de boue  
 point Carottier à parois minces foncé  
 VBF Vibrofonçage

\* Vitesse de rotation < 60 tr/min  
 + Éventuellement forage préalable en petit diamètre ( $d_t < d_s$ )  
 o [ Injection avec boue (pression < 500 kPa — débit < 15 l/min)  
 Si rotation = pression sur l'outil < 200 kPa

Tableau (I-06) : Longueur maximale de forages pressiométriques [16] :

Natures des terrains	Longueur maximale de forage fait avant l'essai (m)
Vase et argiles molles	1**
Argiles moyennement compactes	3
Argiles compactes, marnes raides	5
Limons	
- Au-dessus de la nappe	5
- Sous la nappe	3
Sables lâches	
- Au-dessus de la nappe	3
- Sous la nappe	1**
Sables moyennement compacts et compacts	5
Sols grossiers : graviers, galets, argiles à silex, ect.	5
Roches	
- Altérées	5
- Saines	*

\* longueur maximale correspondant au poste de travail.  
 \*\* Ou intervalle entre deux essais consécutifs.

## 1) Synthèse des essais pressiométriques réalisés par L.N.H.C :

Les résultats pressiométrique réalisé par L.N.H.C sont synthétisés dans ces représentations graphiques.

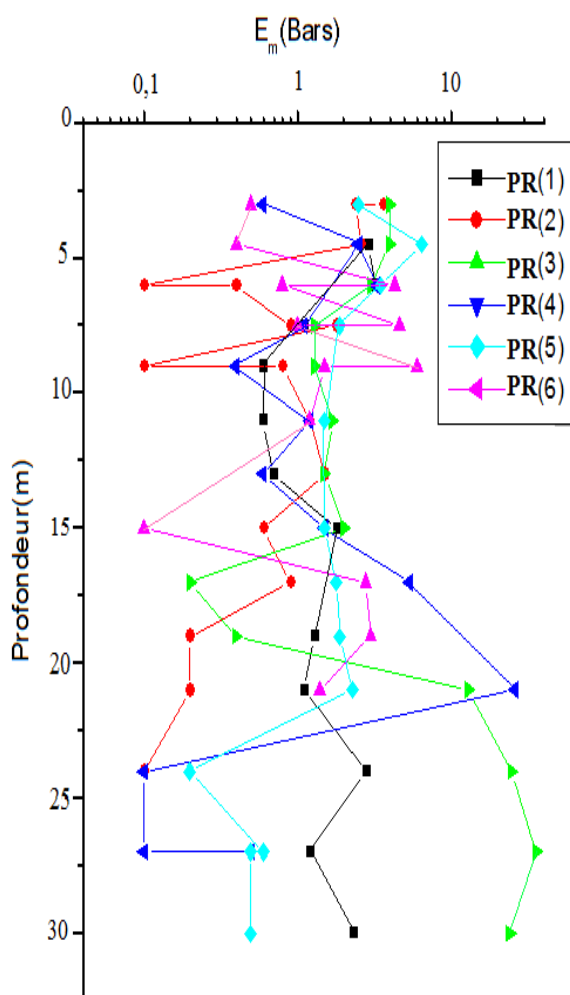


Figure (I-19):Présentation du module pressiométrique  $E_m$ (L.N.H.C)

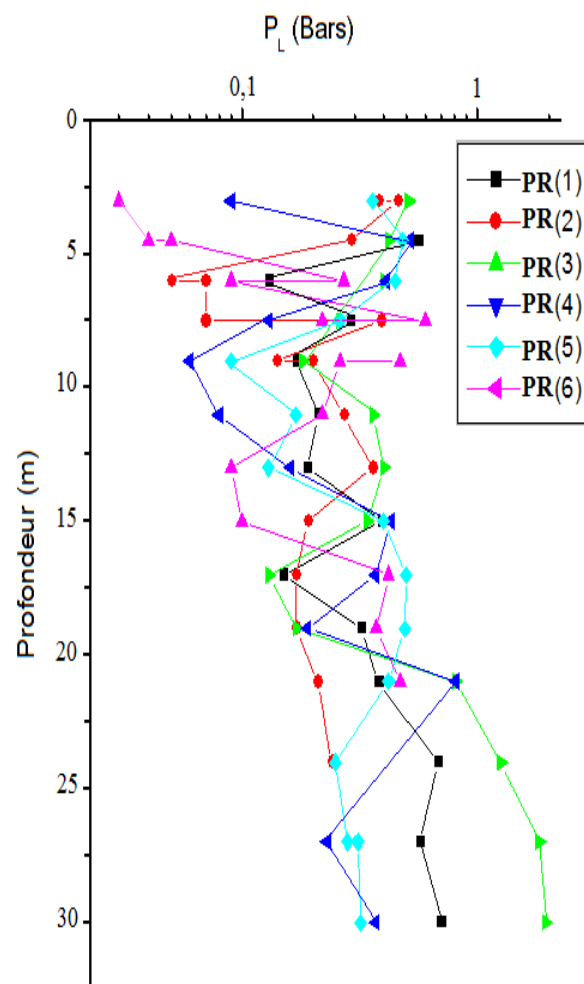
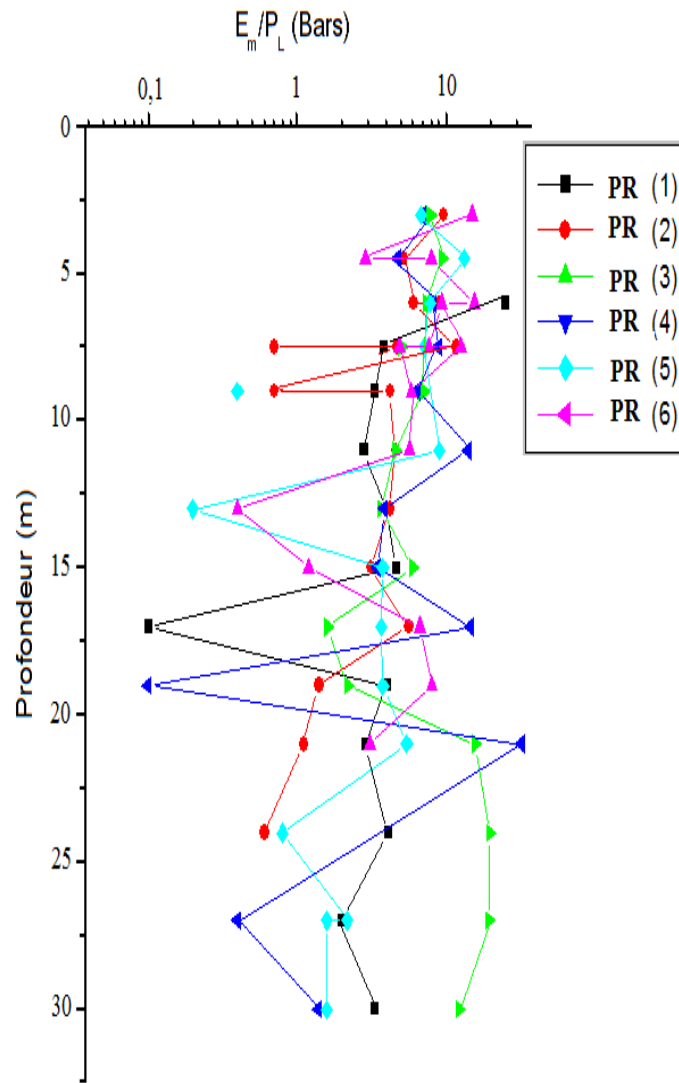


Figure (I-20):Présentation des pressions limite  $P_L$

Ces essais pressiométriques ont donné des valeurs très faibles ( $E_m$  et  $P_L$ ) et les graphes sont écartés.

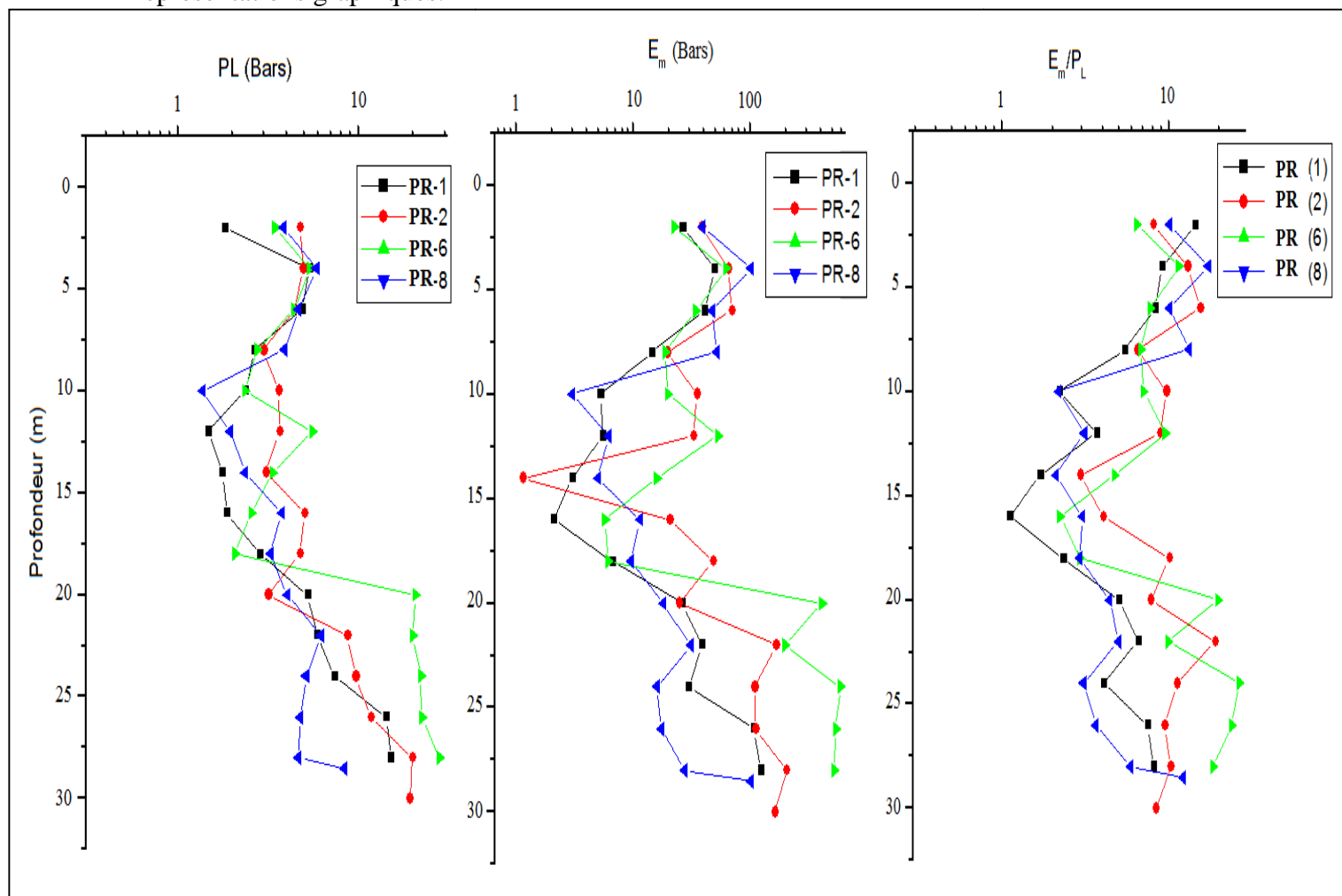


Figure( I-21) : Présentation du rapport — (L.N.H.C)

On remarque que les graphes sont écartés de plus en plus en profondeur.

## 2) Synthèse des essais pressiométriques réalisés par L.T.P.E

Les résultats pressiométriques réalisés par L.T.P.E sont synthétisés dans ces représentations graphiques.



**Figure (I-22) : Représentation des résultats  $E_m$ ,  $P_1$  et  $E_m/P_1$**

Les essais pressiométriques (PR1, PR2 et PR6) ont donné des valeurs de pression limite faible sur les premiers 20 mètres de profondeur, qui oscillent entre 1-8 bars, ces essais ont les mêmes allures et convergent vers la même pression limite, ils ont des valeurs élevées au delà de 20 m de profondeur. Par contre (PR8) est faible sur toute la profondeur.

Les valeurs du module pressiométrique chutent dans l'intervalle d'une fourchette qui se situe entre 10 à 18 m, due certainement à la mauvaise couche (argile limoneuse vaseuse), les graphes ont presque les mêmes allures et convergent vers la même valeur.

## Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

---

Les caractéristiques pressiométriques mesurées sont variables le long de la profondeur du fait que les couches du sol sont variables, elles sont élevées au delà de 20 m de profondeur ce qui indique le bon sol.

Les graphes des rapports  $\left(\frac{E_m}{P_l}\right)$  ont les mêmes allures et convergent vers les mêmes valeurs.

On a pour une profondeur de 28 m un rapport  $\left(\frac{E_m}{P_l}\right)$  moyen :

$$\left(\frac{E_m}{P_l}\right)_{\text{moyen}} = 11,85 \text{ d'où } \alpha = \frac{2}{3}$$

$\alpha$ : coefficient rhéologique du sol [G.Philopponnat, 1997], (Fondation et ouvrage en terre).

Donc on déduit que le sol à ce niveau d'après le tableau (II-03) (coefficient rhéologique du sol [G.Philipponnat, 1997]) est **normalement consolidé, normalement serré**.

3) Synthèse des essais pressiométriques réalisés par L.T.P.E (projet du pont d'OUED SOUMMAM - BEJAIA) :

Les résultats pressiométriques réalisés par L.T.P.E sont synthétisés dans ces représentations graphiques.

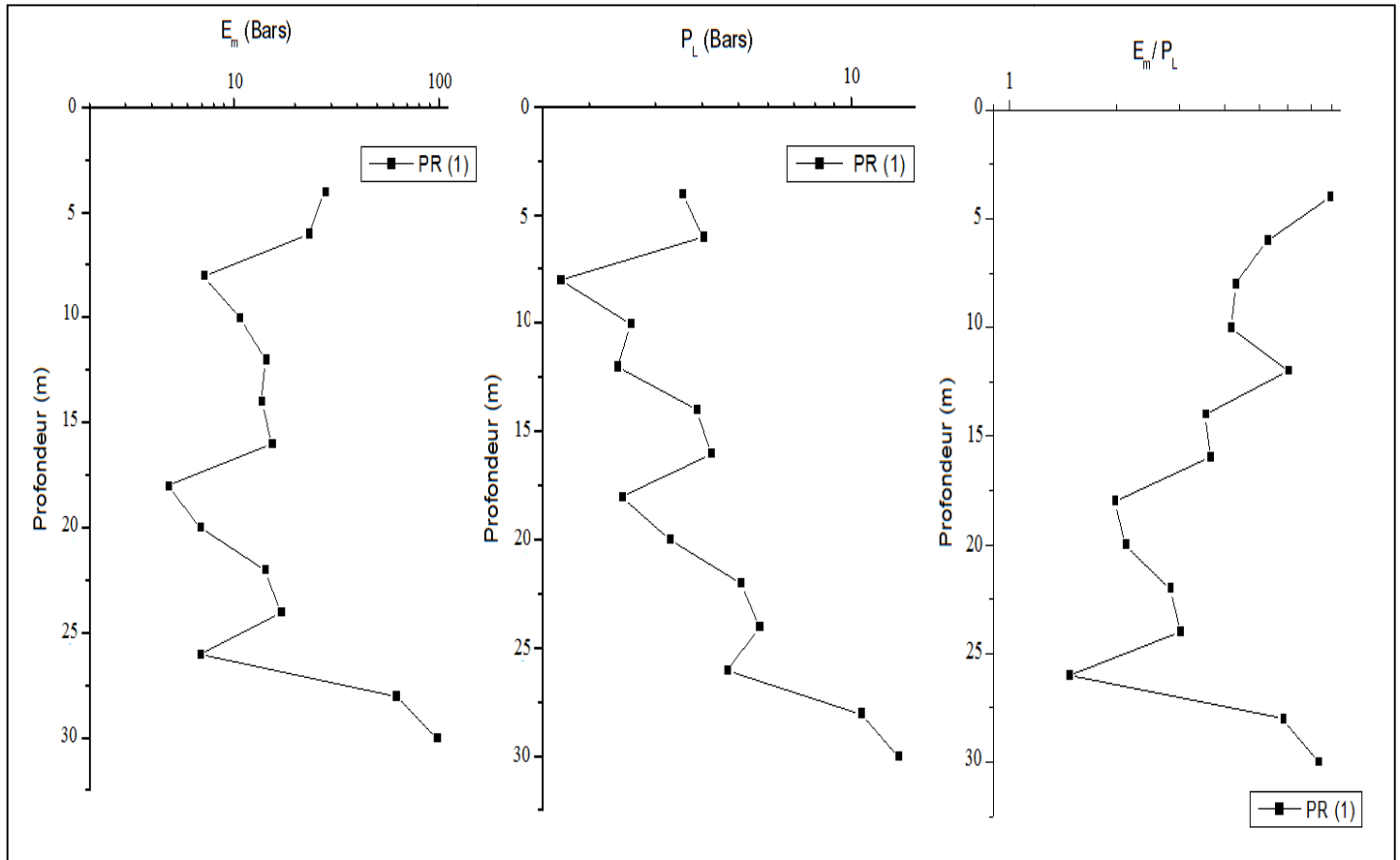


Figure (I-23) : Représentation des résultats  $E_m$ ,  $P_L$  et  $E_m/P_L$

Cet essai a donné des valeurs de pression limite très faibles qui oscillent entre 1 et 4 bars et des modules de déformations qui varient entre 4 et 17 bars sur les premiers 26 m de profondeur. Au-delà de cette profondeur, qui constitue le toit de la couche d'argile, les caractéristiques pressiométriques sont élevées.

Les caractéristiques pressiométriques mesurées sont variables du fait de l'hétérogénéité du sol verticalement.

On a pour une profondeur de 30 m un rapport (—) :

$$(—) = 7,32 \text{ d'où } \alpha = -$$

$\alpha$ : coefficient rhéologique du sol [G.Philopponnat, 1997], (Fondation et ouvrage en terre).

Donc on déduit que le sol à ce niveau d'après le tableau (II-03) (coefficient rhéologique du sol [G.Philipponnat, 1997]) est **sous-consolidé, altéré**.



Tableau (I-07) : Synthèses des essais de laboratoire réalisés par L.T.P.E

ESSAIS LABORATOIRE																		
Profondeur (m)	Densité sèche (t/m <sup>2</sup> )	Densité Humide (t/m <sup>2</sup> )	Teneur en eau W %	Degré de saturation	Granulométrie (%)				Limite d'Atterberg (%)				Résultats oedométriques			Cisaillement rectiligne ou triaxial		
					2 mm	80µm	60µm	2µm	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>c</sub>	P <sub>c</sub>	C <sub>r</sub> (%)	C <sub>g</sub> (%)	C (bar)	φ (°)	Type
3.70-4.1	1.67	2.04	22.88	98.95	0	100	93	45	64,8	30.07	34.73	1.21	2.28	0.14	0.04	0,58	13	UU
14.00-14.35	1.16	1.73	48.8	98.6	0	100	95	41	64.48	31.13	33.35	0.45	-	-	-	0.29	2	UU
33.20-33.70	1.72	2.09	21.65	99.93	0	100	86	31	49.98	23.5	26.48	1.07	-	-	-	0.53	24	UU

Sondage : SC 01  
Date : 18/01/2011

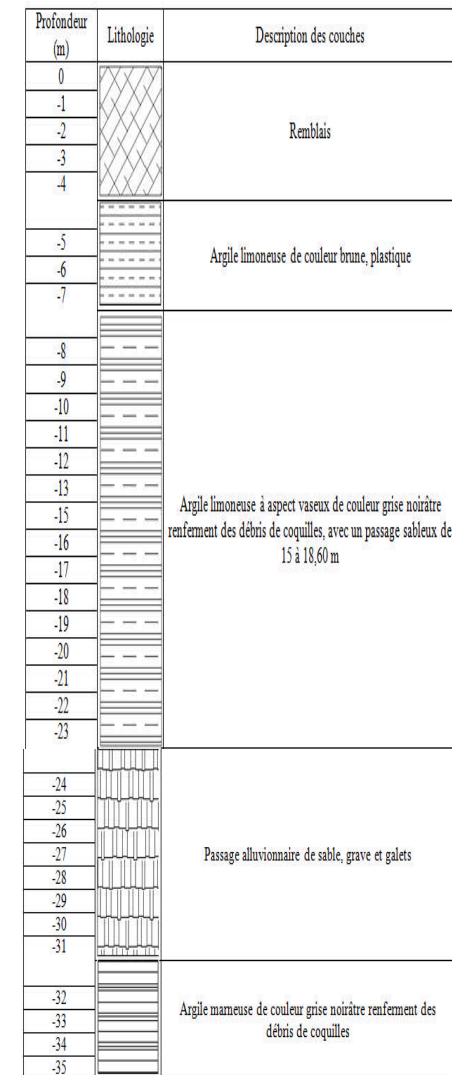
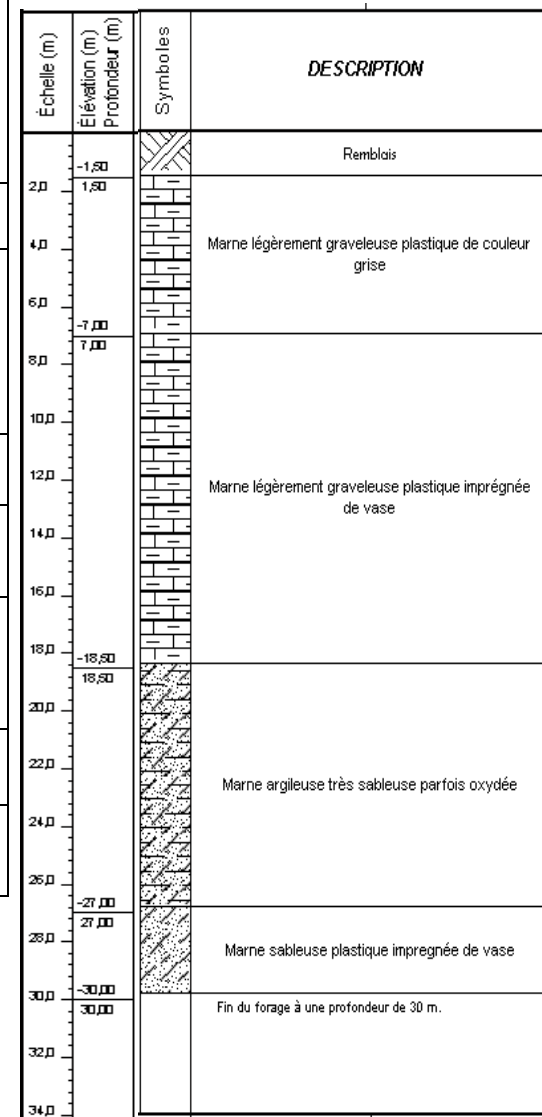


Figure : coupe lithologique du sondage N°1 (L.T.P.E)

Tableau (I-08) : Synthèses des essais de laboratoire réalisés par L.N.H.C

ESSAIS LABORATOIRE																				
Profondeur (m)	Densité sèche	Densité Humide	Teneur en eau W %	Degré de saturation	Granulométrie passing					Sédimentométrie		Limite d'Atterberg (%)			Résultats oedométriques			Cisaillement rectiligne ou triaxial		
					5mm	2mm	0.1mm	20µm	2µm	W <sub>L</sub>	I <sub>p</sub>	P <sub>c</sub>	C <sub>t</sub> (%)	C <sub>g</sub> (%)	C (bars)	φ (°)	Type			
m	γ <sub>d</sub>	γ <sub>h</sub>	W	Sr %																
4.50-5.00	1.70	2.06	21.5	99	100	98	96	73	42	61.4	41.7	2.56	21.92	8.44	0.82	16.25	UU			
8.40-8.80	1.65	2.05	24.3	100	100	100	98	64	37	48.77	30.62	-	-	-	0.78	23.75	UU			
10.90-11.40	1.54	1.99	29.2	100	94	92	91	82	51	58.93	35.93	2.77	22.59	8.72	0.44	10.18	UU			
14.60-15.00	1.48	1.94	30.6	100	99	98	98	76	42	52.36	31.16	-	-	-	0.34	5.28	UU			
17.10-17.50	-	-	-	-	96	96	40	21	13	48.72	25.72	-	-	-	-	-	-			
20.50-20.80	-	-	-	-	96	96	40	21	13	48.72	25.72	-	-	-	-	-	-			

Sondage : SC 01  
Date : 27/04/2011



## Section 3 : Technique de renforcement des remblais d'accès et renforcement du sol :

Les techniques de renforcement des remblais sur sols compressibles d'ouvrages linéaires, tels que les routes, autoroutes et voies ferrées constituent un domaine d'application du renforcement par inclusions rigides ou souples verticales.

Dans ce groupe d'ouvrages, on distingue deux types de remblais :

- les remblais de sections courantes,
- les remblais de sections particulières comme les accès aux ouvrages d'art.

**Les remblais d'accès** aux ouvrages d'art diffèrent des sections courantes par l'importance particulière des interactions avec les fondations de l'ouvrage et des tassements différentiels.

La charge appliquée aux inclusions est la combinaison d'une charge répartie due au poids du remblai et d'une charge de trafic. Le renforcement du sol par inclusions verticales permet d'accélérer la construction des remblais et assure un tassement différentiel faible et contrôlé.

### 3-1. Renforcement des remblais :

Le renforcement des remblais doit répondre à deux objectifs :

- Assurer la stabilité,
- Minimiser les déformations différentielles.

Pour ne pas avoir un remblai instable ou très déformable l'amélioration du sol de fondation est une solution adéquate.

Les principales techniques sont la consolidation et les drains verticaux tels que les colonnes ballastées.

Ces colonnes supportent une part importante de la charge appliquée à la surface du sol, ce qui augmente la capacité portante et diminue les tassements.

D'une autre part lorsque les colonnes sont constituées de matériau drainant, elles jouent également le rôle de drain.

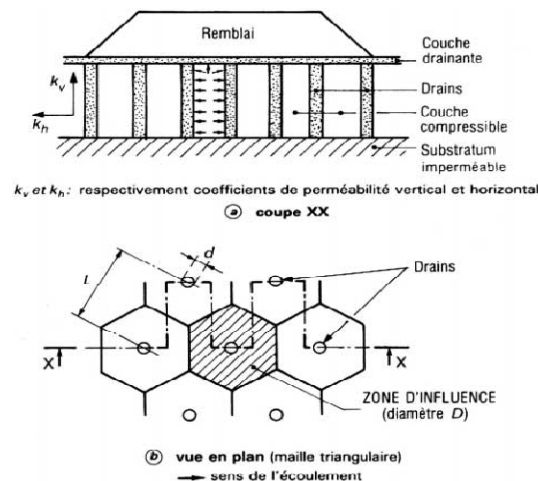
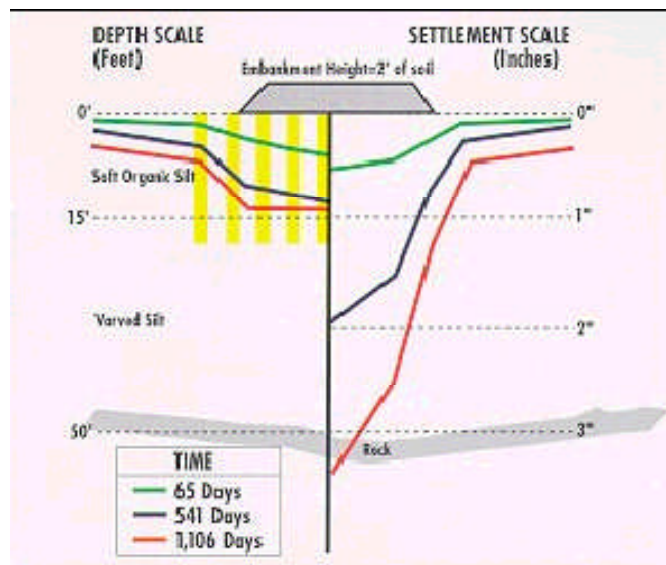


Figure (I-24) : Réseaux de drains verticaux [20]



### 3-1.1 Technique de renforcements des remblais par géo synthétique :

#### 1) Géotextiles

Les **géo textiles** sont des produits tissés, non tissés, ou tricotés, perméables, fabriqués à base de polymère et utilisés dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. La fonction du géotextile dans le sol peut être la séparation, la filtration, et aussi le renforcement.

Les **géo textiles tissés** sont largement utilisés avec une grande variété de sols, cohérents et non cohérents, pour contribuer à la formation d'un filtre naturel. Cela permet la diffusion des surpressions interstitielles. De plus, grâce à ses caractéristiques de résistance et à un allongement contrôlé, ils facilitent les constructions utilisant des sols.

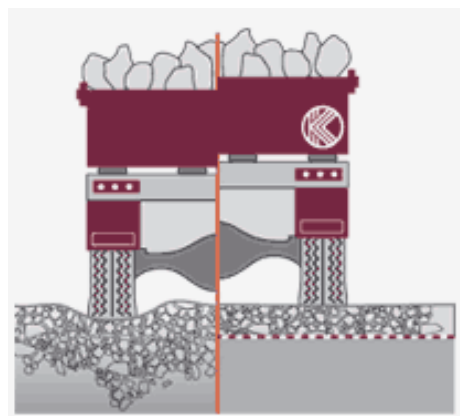


Figure (I-26) : Comparaison d'un remblai avec et sans renforcement par géotextile [21]

### 2) Géogrilles

Les **géogrille** sont des géosynthétiques dont la fonction est le renforcement des sols.

Une géogrille est une structure plane à base de polymère, constituée par un réseau ouvert et régulier d'éléments résistants à la traction et pouvant être assemblés par extrusion, par collage ou par entrelacement, dont les ouvertures ont des dimensions supérieures à celles des constituants et permettant le confinement du sol.

La grandeur des mailles varie généralement de 1 et 10 cm pour permettre la pénétration des gros éléments du sol, et la création d'un effet d'imbrication de ces constituants dans la géogrille. Pour obtenir l'effet de renforcement il est nécessaire que les gros éléments s'imbriquent de la moitié de leur volume dans la maille. Les géogrilles sont le plus souvent utilisées pour le renforcement de sols peu cohérents avec un squelette de granulométrie élevés.

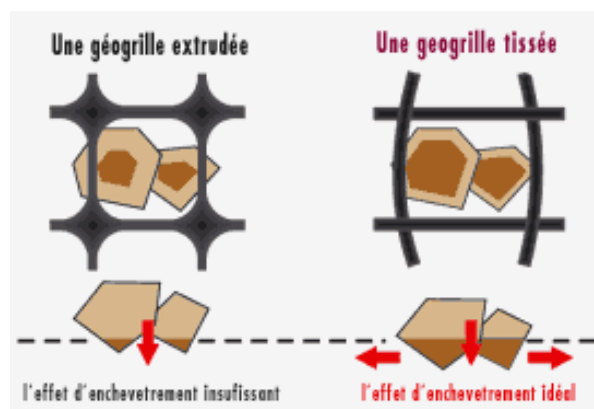


Figure (I-27) : schéma descriptif de la géogrille [21]

On distingue deux types des géogrilles :

- **Mono-axiale:** la résistance à la traction est plus importante dans un sens (longitudinal ou transversal) que dans l'autre.
- **Bi-axiale:** la résistance à la traction est sensiblement équivalente dans le sens longitudinal et transversal.

### 3) Géosynthétiques :

Les **géosynthétiques** sont des produits dont au moins l'un des constituants est à base de polymère synthétique ou naturel, se présentant sous forme de nappe, de bande ou de structure tridimensionnelle, utilisé en contact avec le sol ou avec d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil. Ces produits sont utilisés dans les domaines tels que la construction routière, les travaux hydrauliques, les chemins de fer, les terrains d'aviation, etc.



**Figure (I-28) : Renforcement par géosynthétiques [21]**

Le bon fonctionnement du renforcement exige de la part du géosynthétique, un faible allongement sous sollicitation, et un choix judicieux doit être réalisé en fonction du type de sol. Pour des sols graveleux et non cohésifs (par exemple sables et graviers), les géogrilles conviennent mieux, tandis que les géotextiles tissés et les géocomposites sont plus adaptés aux sols fins et homogènes (terres, argiles).

### **a- Avantages de l'utilisation de géosynthétiques pour le renforcement :**

- Augmentation de la sécurité et de la stabilité des remblais;
- Amélioration des caractéristiques mécaniques des sols;
- Réduction de l'interpénétration des matériaux d'apport avec les sols en place et diminution des mouvements de terre;
- Réduction du mélange indésirable de terres et diminution des exigences de transfert de matériau;
- Modification des structures routières et ferroviaires pour en augmenter les capacités;
- Diminution des emprises;
- Réduction des délais de construction (possibilité de travailler pendant la période hivernale);
- Préservation de l'aspect naturel du paysage;
- Optimisation des coûts de construction.

Les géosynthétiques sont utilisés dans la construction routière ou similaire pour éviter les affaissements, reprendre les forces dues au chargement et aussi réduire les épaisseurs de matériaux granulaires souvent coûteux. Les géosynthétiques (particulièrement les géogrilles) se lient avec les matériaux granulaires, constituant un complexe efficace même avec des terrains tels que des tourbes ou des alluvions insuffisamment portantes.

### **b- Principaux avantages des géosynthétiques dans les constructions routières et ferroviaires:**

- Diminution de la déformation du corps de remblai;
- Emplacement de la construction même sur des terrains à faible portance;

- Renforcement des remblais au-dessus des pilotis;
- Séparation du matériau à gros grain des couches inférieures;

### c- Constructions de murs en terre renforcée par géosynthétique :

En cas de construction de talus, soutènements ou berges dont la pente doit excéder le talus naturel, il est possible de raidir les pentes pour obtenir l'angle souhaité, grâce à l'inclusion de nappes de **géosynthétiques (géogrilles ou géotextiles)** installés en lits horizontaux entre chaque passe de compactage.

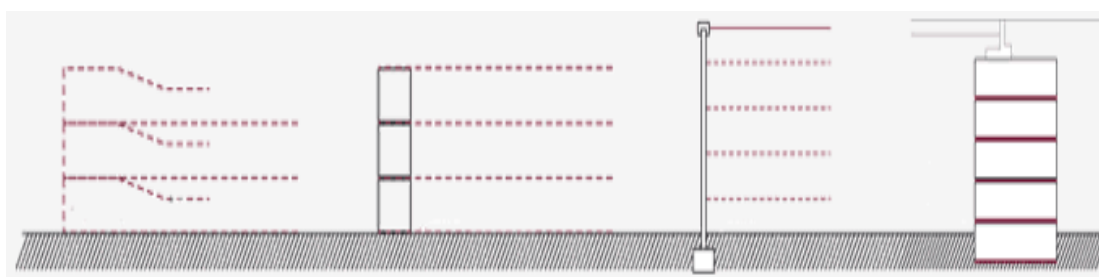


Figure (I-29) : Murs en terre renforcée par géosynthétique [21]

Le parement de l'ouvrage peut être réalisé au moyen de gabions ou éléments béton (éléments préfabriqués ou panneaux en L), le géosynthétique servant d'armature horizontale.

### 4) Lutte contre l'érosion :

Les **géogrilles de lutte contre l'érosion** sont placées sur les faces à forte pente des remblais pour empêcher que le matériau de surface ne soit détaché puis transporté par le ruissellement. Lorsque la végétation (qui elle-même protège la pente contre l'érosion) est bien enracinée, la géogrille en polypropylène se décompose en quelques années.



Figure (I-30) : Mise en place de la géogrille [21]

### 3-1.2 Mur en terre armée :

Un mur en terre armée est réalisé par assemblage des caillles solidaires à des armatures en acier galvanisé, posées en nappes espacées de 75cm, afin de reprendre les forces de poussée du remblai sur le mur par frottement interne sol/armature.

Le matériau remblai est sélectionné pour assurer un bon frottement sol/armature.

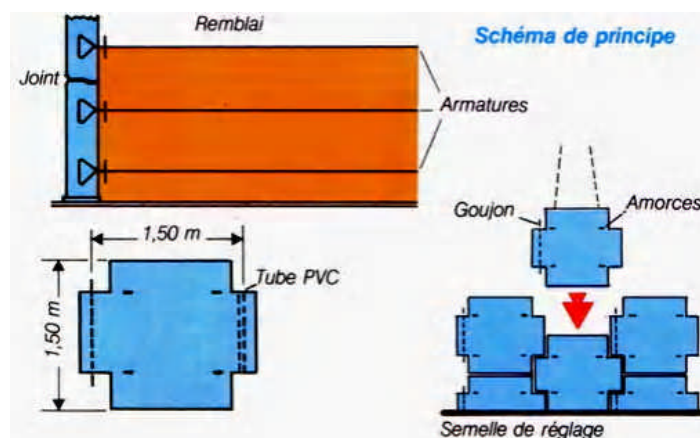


Figure (I-31) : Schéma du principe de réalisation d'un mur en terre armée [1]

#### 1) Principe :

Il s'agit d'une méthode de soutènement assez récente (1963) développée par Henri Vidal, qui consiste à utiliser le sol, et non un mur en béton pour assurer la stabilité d'un versant. Le concept est de renforcer le sol par l'ajout d'armatures qui solliciteront un frottement entre elles et les cailloux du remblai. Un massif en terre armée est constitué de trois composants :

- Un remblai compacté en couches peu épaisses.
- Les armatures disposées en lit dans le remblai qui peuvent être de deux natures : Les métalliques qui sont jusqu'à maintenant les plus répandues et des armatures en géo synthétique qui ne présentent pas de problème de corrosion et qui tendent à remplacer les premières.
- Un parement, faisant le lien entre les armatures et assurant l'esthétique du mur, il est généralement réalisé en éléments de béton préfabriqué faciles à assembler.

L'ensemble forme un massif stable assurant la retenue de la poussée du sol en place. Cette technique permet de réaliser plusieurs types d'ouvrage comme des soutènements de talus ou des voûtes.

Les massifs de Terre Armée sont utilisés dans le cas de remblais routiers, de culées de ponts et d'ouvrages de soutènement. L'avantage de ce matériau est une grande déformabilité, qui permet aux ouvrages de s'adapter sans trop de risques à des mouvements importants du sol de fondation.



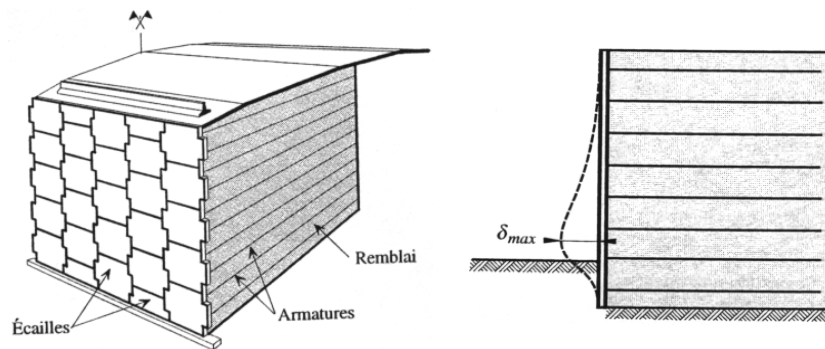


Figure (I-32) : Vue d'un mur de soutènement en Terre Armée et l'allure de sa déformée [22]

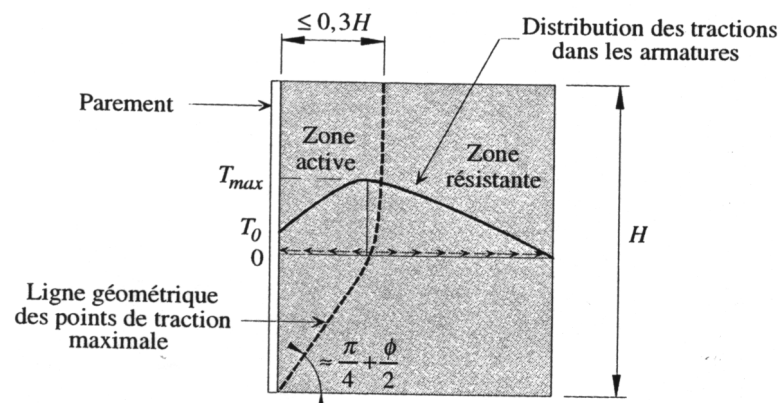


Figure (I-33) : Fonctionnement d'un mur en terre armée et distribution des tractions dans les armatures [22]

## 2) Mécanismes de rupture d'un mur de soutènement en Terre Armée :

Les mécanismes de rupture d'un mur de soutènement en Terre Armée peuvent être de quatre types :

- Rupture interne par cassure des inclusions (résistance insuffisante). La rupture se développe le long de la ligne des tractions maximales ;
- Rupture interne par glissement de certaines armatures par rapport au sol (défaut d'adhérence). Ce mécanisme se produit lorsque la mobilisation du frottement n'est pas suffisante pour équilibrer les efforts de traction auxquels sont soumises les armatures ;
- Rupture interne sur une surface de glissement préférentielle, constituée par le plan horizontal d'un lit d'armatures ;
- Rupture externe de l'ensemble du mur de soutènement (poinçonnement du sol de fondation, glissement à la base, grand glissement).

La terre armée a permis le développement de nouvelles conceptions économique de culée de pont, qui s'adaptent aux cas les plus variés de superstructures et de sols de fondation. Aux performances des solutions techniques qui ont été imaginées et perfectionnées depuis plus de

quinze ans s'ajoutent tous les avantages d'une construction rapide, sans échafaudage, avec multiples possibilités d'aspect.

### 3-1.3 Murs de soutènements :

Le calcul complet d'un mur de soutènement est une œuvre assez laborieuse, le dimensionnement de l'ouvrage et ses vérifications demandant une succession de calculs longs et itératifs.

Aussi pour arriver de la façon la plus rapide aux bons résultats, il est important de pré-dimensionner de la manière la plus juste possible les caractéristiques géométriques du mur.

Il existe deux types d'ouvrages :

#### 1) Les murs poids :

Ces murs ont pour objectif de s'opposer à la poussée des terres par l'action de leur poids propre. Ils sont réalisés en béton armé ou en maçonnerie.

#### 2) Les murs souples en béton armé :

Le problème des murs poids est que pour des hauteurs de soutènement supérieures à 4 mètres, il faut mettre en œuvre des volumes de matériaux importants, donc des contraintes importantes au sol. On a alors recours au mur de soutènement souple, faisant intervenir les poids du sol à l'arrière de celui-ci pour assurer une part de stabilité.

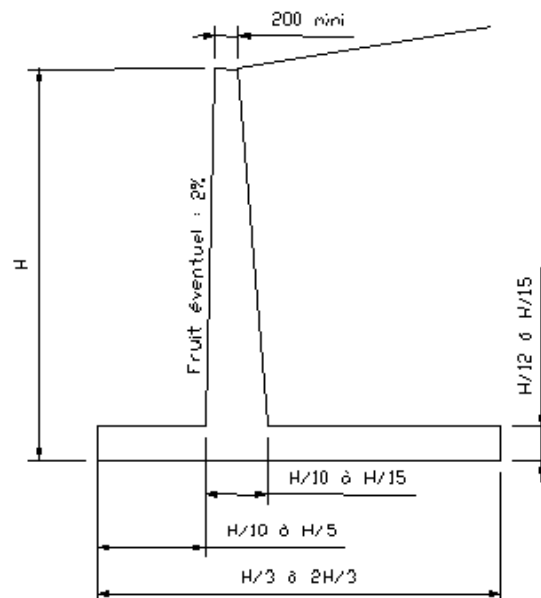


Figure (I-34): Géométrie et ordre de grandeurs [23]

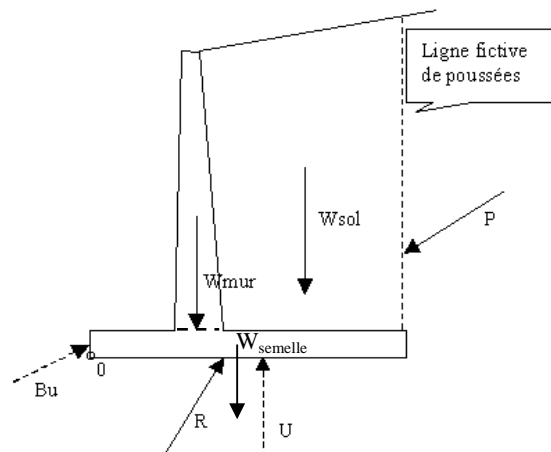


Figure (I-35) : Efforts appliqués au mur [23]

$W_{\text{semelle}}$  = Poids de la semelle

$W_{\text{mur}}$  = Poids du mur

$W_{\text{sol}}$  = Poids du massif situé entre le voile et la ligne fictive

$P$  = Poussée des terres et des charges d'exploitation

$B_u$  = Butée à l'avant

$U$  = Sous pressions éventuelles

$R$  = Réaction du sol

### 3) Méthode de vérifications des murs de soutènements :

- a) **Stabilité au glissement** : Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de déplacement horizontal de l'ensemble.
- b) **Stabilité au renversement** : Cette vérification consiste à s'assurer qu'il n'y a pas de risque de basculement de l'ensemble.
- c) **Stabilité au poinçonnement** : Cette vérification consiste à s'assurer que les contraintes transmises au sol sont admissibles.

### 3-2. Technique de renforcement des sols

Les méthodes d'amélioration des sols sont l'un des outils dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet.

De nombreuses techniques ont été développées par les ingénieurs géotechniciens au cours du 20ème siècle. Elles permettent l'amélioration des caractéristiques géotechniques et les propriétés mécaniques des terrains, et, sont jugées efficaces.

Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection, de pilonnage ou de congélation.

Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

On peut diviser les techniques d'amélioration de sols en trois catégories en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue :

- Dans la première catégorie on trouve celles qui conduisent à réduire l'indice des vides et à densifier le sol ou on trouve le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement, les drains verticaux,...etc.
- En deuxième catégorie on trouve les techniques d'injection (Jet Grouting,...etc.) qui se basent sur la notion de former un nouveau matériau plus résistant en injectant un liant dans le sol.
- Dans la troisième catégorie on trouve celles qui utilisent un autre matériau pour combler les défauts du matériau sol (les géosynthétiques par exemple pour reprendre les efforts de traction).

#### 3-2.1. Renforcement des sols compressibles :

Les sols compressibles de mauvaise qualité ont toujours existé, mais la raréfaction des sols de bonne qualité pour développer les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones industrielles entraînent la nécessité de mettre en œuvre des techniques de renforcement des sols compressibles [6].

Il existe différentes méthodes de renforcement des sols compressibles, plus ou moins anciennes et plus ou moins développées. Magnan (1994) présente un bilan des méthodes permettant de réduire les tassements des remblais édifiés sur sol compressibles. Les diverses méthodes ainsi que les principales conclusions sont reportées dans le Tableau (I-08).

**Tableau (1-09) : Principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais [Magnan, 1994]**

Technique	Données nécessaires	Contrainte	Fiabilité	Commentaires
Pré chargement	Compressibilité Perméabilité	Temps Nécessaire	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	Lent Peu cher
Pré chargement avec drains verticaux	Compressibilité Perméabilités verticales et horizontales	Plus rapide	Plus flexible	Rapide Relativement cher
Remplacement du sol	Epaisseur de la couche	Mise en dépôt du sol Nouveau matériau	Bonne en cas de remplacement total	Rapide Cher
Colonnes ballastées Colonnes de sables compacté	Résistance et déformabilité du sol	Equipement Plot expérimental	Bonne après analyse de plots expérimentaux	Rapide Cher
Dalle sur pieux	Résistance du sol		Bonne	Très cher
Electro-osmose et injection	Propriétés chimico- physique Compressibilité Perméabilité	Destruction des électrodes Alimentation électrique	Incertaine	Très cher
Remblais léger	Compressibilité Perméabilité	Protection du matériau léger	Peu fiable pour obtenir de faibles déplacements	cher
Remblais sur inclusion rigides	Résistance et déformabilité du Sol		Bonne	Rapide Cher
Colonnes de jet Grouting	Résistance et déformabilité du Sol		Bonne	Rapide Cher

### 3-2.2. Domaine d'applications des techniques de renforcement des sols :

Chaque technique de traitement de sol à un domaine d'action restreint qui dépend des conditions géologique et hydrogéologique du site mais aussi de l'état de compacité et de sur consolidation du sol en place. L'application des techniques d'amélioration des sols est directement liée à la granulométrie des sols à traiter. L'expérience acquise dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes d'après [6], figure( I-36) :

1. Il est possible de procéder à des compactages dynamique, statique (dit aussi compactage horizontale statique) ou par vibration radiale (vibroflottation ou vibrocompactage) ; ou d'effectuer des colonnes de mortier sol-ciment (Jet-Grouting) dans des matériaux sablo-graveleux plus ou moins fins.

2. Lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrique des sols fins à très fins, à la limite des procédés de compactage correspond le début de l'application des techniques de colonnes ballastées, d'inclusions rigides et de colonnes de sol chaux-ciment. Il demeure évidemment que la réalisation des colonnes ballastées est subordonnée à l'existence d'une étreinte latérale suffisante et pérenne mobilisable par le milieu traité pour éviter l'expansion latérale du ballast dépourvu de cohésion (matériau grenu).

3. Lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, renfermant des matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne au refoulement (expansion latérale de la colonne ballastée).

Dans ce cas, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas nécessaire.

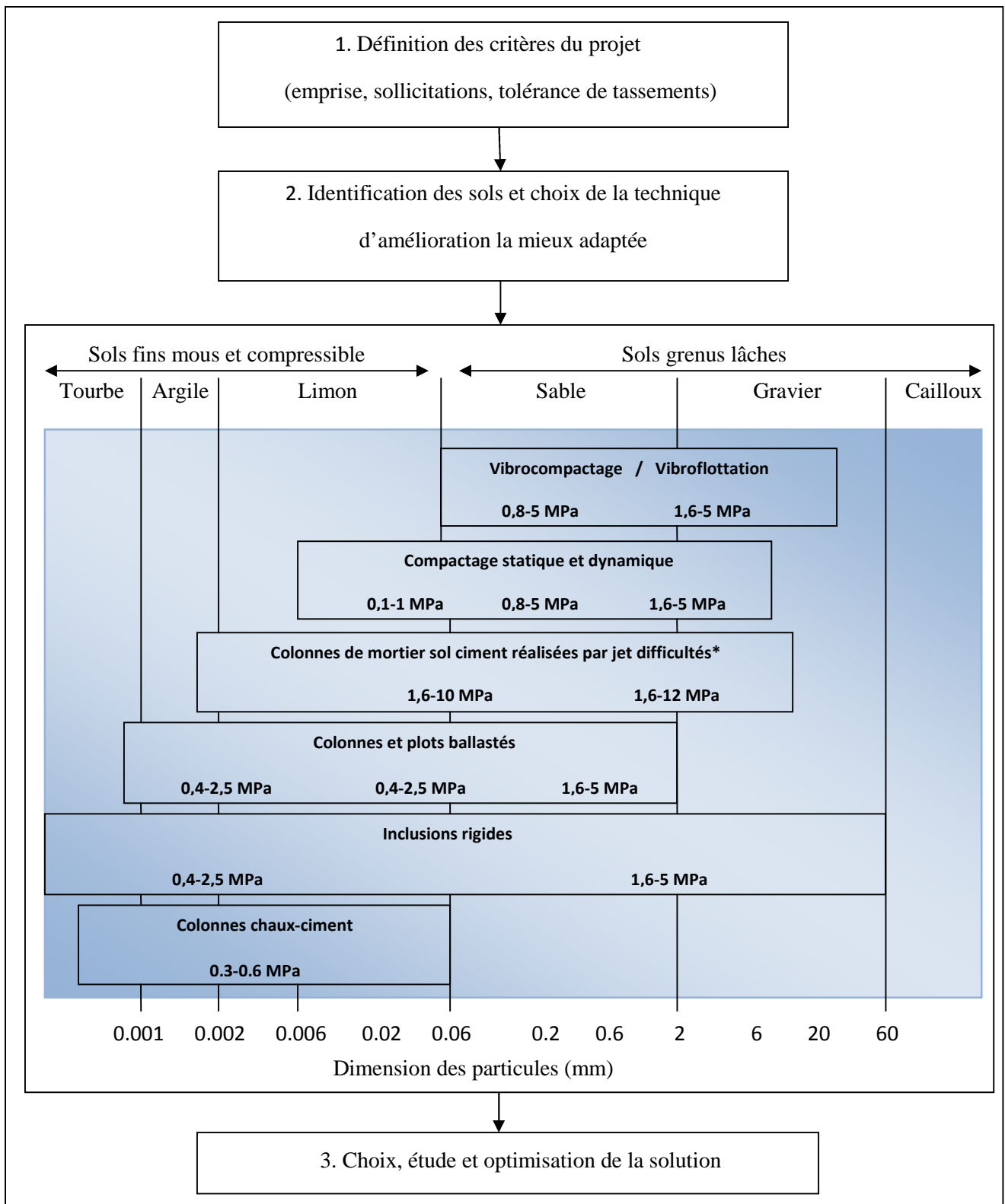


Figure (I-36) : Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols

Limite et domaine de validité [12]

\*utilisation de grande énergie ou double jet

(Les chiffres indiqués dans la figure sont des résistances de cône  $q_0$ )

### 3-2.3. Vibroflottation (vibrocompactage) :

Le vibrocompactage est un procédé d'amélioration des sols, il est appliqué dans les sols pulvérulents non cohésifs (sables et graviers) de compacité lâche à moyenne. Par ailleurs, les sols fins (limons et argiles) à faible perméabilité ne peuvent expulser leur eau interstitielle que très lentement et sous chargement statique prolongé.

Il s'ensuit que dans ce genre de formation, et à degré de saturation élevé, il n'y a guère de modification de l'arrangement du squelette granulaire sous l'effet dynamique de la vibration. Une solution consiste à réaliser des colonnes ballastées pour ce genre de sol.

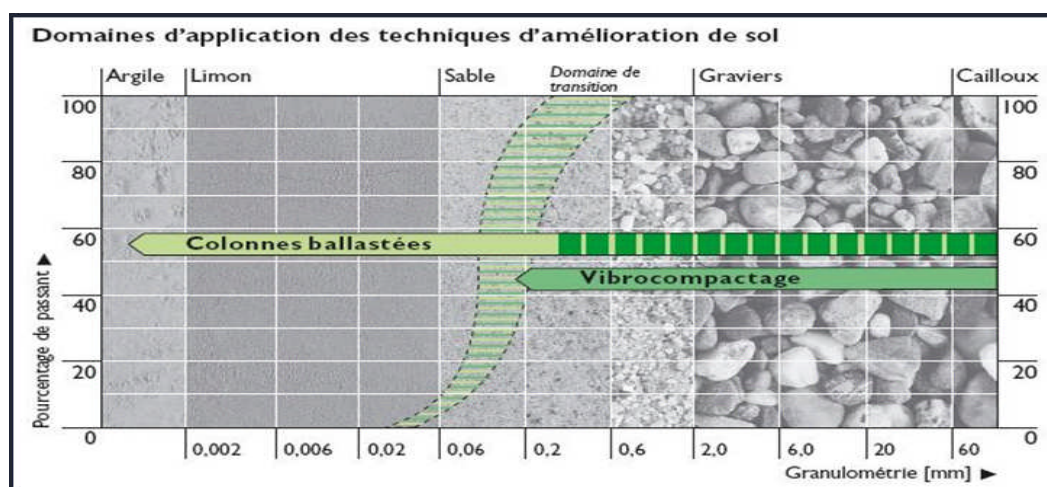


Figure (I-37) : domaines d'application des vibrocompactage [document Keller]

#### a) Historique de la vibroflottation :

Le procédé de vibroflottation a été mis au point par KELLER en 1936 et a été développé sans arrêt depuis cette date, ces diverses mises en œuvre à travers beaucoup de pays ont démontré sa fiabilité dans le traitement des sols grenus. Les gains de portance et la diminution de tassement pour les fondations atteignent des proportions importantes.

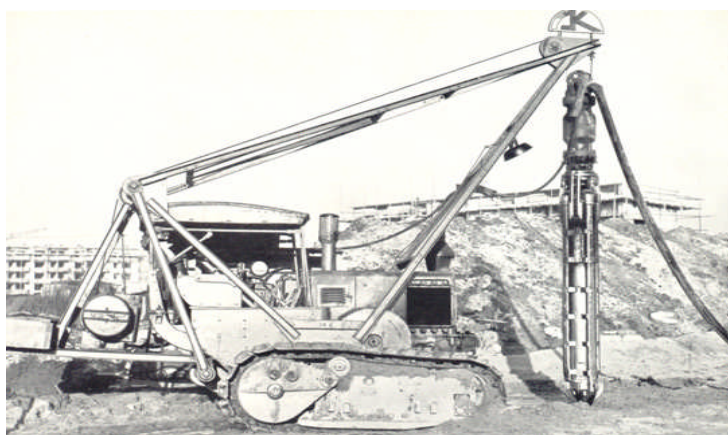


Figure (I-38) : le premier vibreur KELLER



En Algérie, cette technique a été appliquée pour la première fois au niveau du port de Jijel en 2003, pour l'amélioration de la portance et la réduction du risque de liquéfaction des terrains de nature sableuse situé au bord de la mer.

### b) Les procédés de la vibroflottation :

La vibroflottation est une technique de compactage qui consiste à agir depuis la surface du sol en introduisant dans celui-ci un élément rigide soumis à une vibration. Le vibreur est suspendu avec des tiges allongées aux crochets d'une grue, son enfoncement dans le sol s'effectue sous l'effet de son propre poids et le fluide de lancement peut être de l'eau ou de l'air.



Figure (I-39) : Vibreur KELLER

En première étape, le vibreur est descendu jusqu'à une profondeur arrêtée au préalable par des essais, en remonte par la suite le vibreur par paliers tout en injectant de l'eau qui facilite le réarrangement des grains en lubrifiant les contacts (figure I-41). L'augmentation de la compacité du sol au niveau du vibreur étant mesurée par l'accroissement de l'énergie consommée par le moteur. La densification du sol se traduit par la formation d'un cône d'affaissement autour du point de compactage (figure I-40), lequel sera comblé par un matériau pulvérulent de même nature et compacter par couches.



Figure (I-40) : Cône d'affaissement

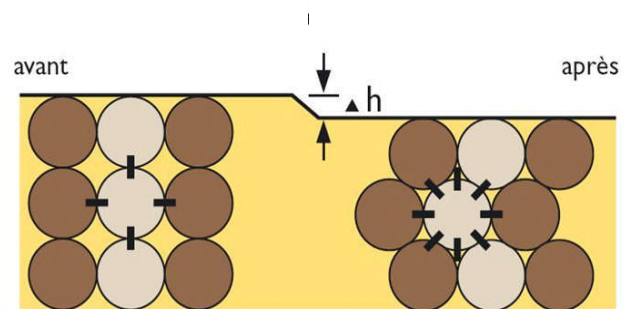


Figure (I-41) : Etat de compacité du sol

### 3-2.4. Les colonnes ballastées :

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

Ces colonnes ne comportent en particulier aucun liant sur leur hauteur. Elles peuvent être réalisées en maillages réguliers ou variables, en lignes, en groupes ou même de manière isolée.

Leur dimensionnement tient compte du type d'ouvrage, de la nature des charges, des tassements absolus et différentiels ainsi que de la nature du sol à traiter.

#### a) Objectif du traitement:

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un «maillage » de colonnes constituées de matériaux ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations.

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol ;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

#### b) Domaine d'application :

##### 1) Par type d'ouvrage

Les utilisations les plus fréquentes des traitements par colonnes ballastées concernent des ouvrages ou existent des dallages et radiers recevant des charges surfaciques et susceptibles d'accepter des tassements :

- Halls de stockages.
- Bâtiments industriels et commerciaux.
- Silos et réservoirs de toute nature.
- Ouvrages hydrauliques étanches (réservoirs, station d'épuration).

Par extension, on peut les utiliser dans d'autres types d'ouvrages dans la mesure où les déformations résiduelles du sol traité et du sol sous-jacent sont compatibles avec la structure de l'ouvrage sous l'exploitation et les prescriptions technique associées :

- En génie civile (routes, remblais, ouvrage d'art, murs de soutènement) ou maritime (renforcement de fonds marins, lacustres ou fluviaux)
- Sous fondations superficielles de bâtiments.

### 2) Utilisation en zone sismique

Il est également possible d'utiliser les colonnes ballastées en zones sismiques ou elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

#### c) Mode opératoire :

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

**Par voie sèche :** On utilise le lançage à l'air (figure I-43).

**Par voie humide :** On utilise le lançage à l'eau (figure I-42).

Le choix de l'outil, de ses caractéristiques et de la méthode de réalisation dépend étroitement :

- De la nature et de l'état de saturation du sol.
- Du but recherché.
- Des caractéristiques des matériaux d'apport.

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles (gaves naturelles, roulées ou concassées). La traversée des couches compactes ou d'obstacles peut être facilitée par un forage préalable, avec ou sans extraction de terrain. Tout volume excavé est rempli et compacté par le matériau d'apport.

#### 1) Colonnes ballastées par voie humide :

- Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs est placé au dessus du point projeté ;
- Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement ;
- Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol ;
- Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids ;
- Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique ;
- Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou ;
- En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

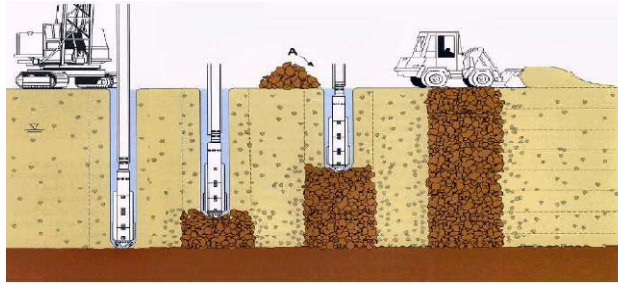


Figure (I-42) : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide

### 2) Colonnes ballastées par voie sèche :

- 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 ;
- 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 ;
- Le vibreur descend, en refoulant latéralement le sol, jusqu'à la profondeur prévue, grâce à l'insufflation d'air comprimé et à la poussée sur l'outil ;
- Lorsque la profondeur finale est atteinte, le vibreur est légèrement remonté et le matériau d'apport se met en place dans l'espace ainsi formé. Puis le vibreur est redescendu pour expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter ;
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

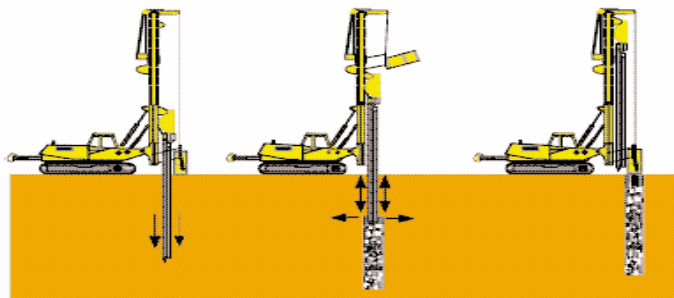


Figure (I-43) : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche

### d) Les matériaux constitutifs des colonnes :

Les matériaux constituant les colonnes ballastées doivent satisfaire aux conditions suivantes :

- La granulométrie :
  - $d_5 > 0.1\text{mm}$
  - $d_{30} > 10\text{mm}$
  - $d_{100} > 100\text{mm}$
- Le fuseau granulométrique doit être choisi selon la fonction essentielle que l'on veut conférer à la colonne ballastée (drainage, portance...)
- Le rôle porteur est assuré par un fort pourcentage de cailloux, ces derniers peuvent être roulés ou concassés selon la disponibilité locale.

**Tableau (I-10) : Caractéristiques du ballast de remplissage des colonnes ballastées**

Caractéristiques	Ordre de grandeur	Remarques
Dimensions du ballast (mm)	40/60 12/40	Voie humide Voie sèche
Indice de concassage (%)	> 80	-
LA	25 < LA < 35	Essai « Los Angeles » / Norme NF EN 1097-2
MDE	20 < MDE < 30	Essai « Micro-Deval » / Norme NF EN 1097-1
(LA+MDE)	40 < (LA +MDE) < 60	-
Pourcentage de fines	< 5%	-

### e) Disposition constructives:

#### 1) Diamètre des colonnes ballastées :

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et son adéquation au terrain rencontré.
- Des caractéristiques des terrains rencontrés (le diamètre peut varier sur la hauteur de la colonne en fonction des résistances des couches traitées.).
- De l'énergie totale dépensée.

Le diamètre de la colonne par voie humide est plus important que par voie sèche (les diamètres usuels par voie humide varient de 80 à 120 cm alors que par voie sèche ils sont compris entre 50 et 80 cm).

#### 2) Disposition des colonnes ballastées :

- Pour les ouvrages à charges réparties uniformes, les colonnes sont disposées selon un maillage régulier carré ou triangulaire.
- Sauf justification particulières et hors zone sismique, les colonnes ne sont pas disposées à l'extérieur de l'emprise de l'ouvrage concerné.
- Pour les semelles filantes et isolées, le maillage résulte du critère le plus défavorable : contrainte admissible et tassement admissible après traitement du sol.
- En l'absence de vérification adaptée, le débord de la semelle vis-à-vis de la position théorique du nu extérieur des colonnes doit être au moins égal à la tolérance d'exécution.

### f) Mailles de références maximales et minimales:

- **La maille de référence** est la surface de l'emprise de l'ouvrage divisé par le nombre de colonnes situées sous celui-ci.

- **Le taux de substitution** ou pourcentage d'incorporation est le rapport de la section de la colonne à la maille ; il peut varier avec la profondeur.

- La **maille de référence maximale** est de **9m<sup>2</sup>** et le taux de substitution minimal est de **3%**.
- La **maille de référence minimale** est de **2.4m<sup>2</sup>**.

- Pour les semelles filantes, l'entraxe maximal est de **2.5m** et ne peut être inférieur à **1.5Ø** et **1.2m**.

### 3-2.5. Plots ballastés :

Le principe de réalisation consiste en un poinçonnement de sol avec un pilon en chute libre sur des hauteurs de 15 à 30 m et le comblement du cratère ainsi formé par du ballast. L'opération est répétée sur tout le terrain à traiter, les puits de ballast peuvent atteindre de gros diamètre (1,5 m) et ils sont pilonnés jusqu'au refus fixé au préalable [12].

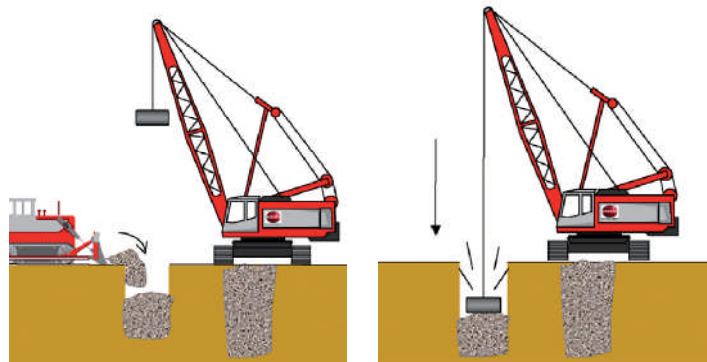


Figure (I-44) : Procédé de mise en œuvre des plots ballastés

#### a) Domaine d'application :

Les applications les plus courantes sont les suivantes :

- Stabilité et réduction des tassements des remblais routiers ou ferroviaires.
- Fondation des bâtiments industriels et commerciaux.

### 3-2.5. Densification des sols par explosifs :

La densification du sol à l'aide d'explosifs consiste à provoquer dans le squelette du sol de grandes pressions qui se créent par l'accroissement brusque de la pression interstitielles dans le sol, ces méthodes comprennent le compactage des sols pulvérulents à l'aide d'explosifs enfoncés en terre et dans les bassins maritimes et fluviaux ainsi que la consolidation dynamique avec formation dans le sol de pieux sableux drainants, [11].

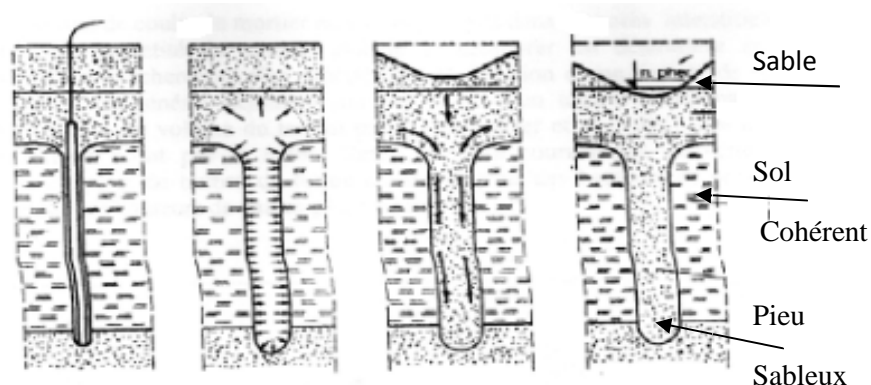


Figure (I-45) : Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosif

### 3-2.6. Les méthodes de densification pour réduire le potentiel de liquéfaction :

#### a) Présentation du phénomène :

Les contraintes et déformation cyclique imposée à un dépôt de sol pendant un tremblement de terre peuvent causer une perte totale ou partielle de la capacité portante de ce dépôt. Si une couche de sol perd complètement sa capacité portante on dit qu'elle s'est liquéfiée. Les types de sols les plus susceptibles de se liquéfier sont les sables et silts saturés non compactés.

La liquéfaction des sables saturés est la cause de la majorité des dégâts subis aux bâtiments, barrages en terre....etc.

#### b) Catégories de sols sensibles à la liquéfaction :

Les sols susceptibles de se liquéfier se répartissent en deux groupes :

- **Les sables, sables vasards et silts présentant les caractéristiques suivantes :**
  - Degré de saturation  $S_r = 100\%$  ;
  - Contrainte effective inférieure à 200 kpa selon l'importance de la sismicité du site considéré ;
  - Diamètre des particules à 50 % tel que :  $0,05 < D_{50} < 1,5$  mm ;
  - Granulométrie peu étalée,  $C_u$  inférieur à 15.
  
- **Sols argileux présentant les caractéristiques suivantes :**
  - Diamètre  $D_{15} > 5$  ;
  - Limite de liquidité  $W_L < 35\%$  ;
  - Teneur en eau naturelle  $W$  telle que  $W > 0,9 W_L$ .

#### c) Les techniques adoptées pour augmenter la résistance à la liquéfaction :

La première solution pour traiter un sol potentiellement liquéfiable consiste à retirer et à remplacer le matériau. On peut envisager différentes possibilités :

- Excaver, remblayer et compacter le sol existant.
- Excaver, remblayer et compacter le sol existant en ajoutant des additifs.
- Excaver le sol existant et remblayer avec un nouveau sol.

Le deuxième traitement possible repose sur la densification du sol existant afin d'augmenter les contraintes effectives statique et d'éviter la diminution de volume durant les vibrations causées par un séisme. On peut effectuer cette densification par différentes techniques :

- Introduire des pieux de compaction.
- Insérer des sondes vibratoires.
- En utilisant la technique de vibro-flottaison qui consiste à insérer une sonde qui compacte le sol par vibration et injection d'eau sous pression.
- Utiliser la compaction dynamique qui consiste à laisser tomber en chute libre, sur un grillage prédéterminé, un poids du haut d'une grue.

Le remaniement du sol liquéfiable est une technique qui consiste à mélanger sur place le sol existant avec des additifs chimiques.

### 3-2.7. Le contrôle des colonnes ballastées :

Le seul document officiel qui prescrit les moyens de contrôle et qui fixe les critères de réception des colonnes ballastées est le DTU 13.2 (NF P 11-212) relatif aux fondations profondes pour le bâtiment.

Ce document a été complété par les « Recommandations pour le contrôle de la conception et de l'exécution des colonnes ballastées » du COPREC (2001). Ces deux documents exigent :

- De réaliser avant et au cours de l'exécution des colonnes ballastées des essais d'étalonnages (ou de conformité) et des essais d'information, et d'en fournir les attachements.
- De réaliser des essais de réception (contrôle des diamètres, continuité et compacité des colonnes, et les essais de chargement-déchargement).

#### 1) Les essais de réception :

Le tableau suivant résume le nombre d'essais de réception à effectuer selon le DTU 13.2 :

**Tableau (I-10) : Le nombre d'essais de réception à effectuer (DTU-13.2)**

Type d'essai de réception	Colonne par voie humide	Colonne par voie sèche
Dégarnissage	Au minimum 3	
Continuité	1 pour 50 colonnes	
Compacité	1 pour 50 colonnes	
Chargement/déchargement	1 pour 800 m de colonnes	1 pour 1000 m de colonnes



## Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

Le tableau suivant indique le nombre d'essai à effectuer selon les règles en vigueur :

**Tableau (I-11) : Le nombre et le type d'essais à effectuer (DTU-13.2)**

Type d'essai	Matelas de répartition	Colonne ballastée
<b>Granulométrie</b>	1 tous les 1500 m <sup>3</sup>	1 tous les 1000 m <sup>3</sup>
<b>LA (Los Angeles)</b>	1 tous les 3000 m <sup>3</sup>	1 tous les 2000 m <sup>3</sup>
<b>MDE (Micro-duval)</b>	1 tous les 3000 m <sup>3</sup>	1 tous les 2000 m <sup>3</sup>
<b>Proctor normal</b>	1 tous les 1500 m <sup>3</sup>	

### 1) Choix des méthodes de contrôle :

**a) Contrôle par pénétromètre statique (CPT) :** Le contrôle des colonnes ballastées par le pénétromètre statique est le plus recommandé [12], car :

- Il assure une continuité des mesures ;
- Il représente une facilité d'exécution.

Mais, ce type d'essai peut s'affronter à certaines difficultés telles que :

- Le faux refus, dus à un blocage de la pointe du pénétromètre sur les gros éléments du ballast ;
- Les déviations des tiges susceptibles de sortir de la colonne ;

**b) Contrôle par le pressiomètre Louis MENARD (MPT):** L'exécution de cet essai sur les colonnes ballastées s'effectue à l'aide d'un tube fondue et non pas par forage préalable ; cette technique peut avoir les même difficultés que le pénétromètre statique (faux refus, déviation de la sonde).

**c) Contrôle par le pénétromètre dynamique (PDA OU PDB):** Les pénétromètres dynamiques de type A (PDA) et de type B(PDB) ne sont pas recommandés pour le contrôle des colonnes ballastées, de plus, il a été noté en pratique que ces types d'essai donnent des résultats incompatibles avec les mesures obtenus par le pénétromètre statique ou le pressiomètre Louis Ménard. [12]

**d) Contrôle par le pénétromètre à carottier (SPT):** Ce type d'essai n'est pas trop utilisé pour le contrôle des colonnes ballastées, car, il est difficile de prélever, par des carottiers standards des échantillons de ballast, en plus des problèmes liés aux faux refus et à la déviation des tiges.

### 2) Les critères de réception :

Pour les quatre essais précédents, le DTU 13.2 donne les critères de réception résumés dans le tableau suivant :

Tableau (I-12) : Les critères de réception pour chaque type d'essai

Procédé de contrôle	critère de réception	remarques
pénétrömètre statique (CPT)	$q_c > 10 \text{ MPa}$	Conseiller
pressiomètre Louis Ménard (MPT)	$P_l > 1.5 \text{ Mpa}$	Toléré
pénétration dynamique (PDA ou PDB)	$R_d > 15 \text{ Mpa}$	Déconseillé
pénétrömètre à carottier (SPT)	$NSPT > 30$	Inadapté

### a) Le contrôle par l'essai de chargement sur colonne :

C'est un essai de chargement effectué à la surface du sol à l'aide d'une plaque rigide circulaire. Il consiste à contrôler la capacité portante d'une colonne et à mesurer l'enfoncement de la plaque sous l'application de charges statiques (1,5 fois la charge de service) suivant un programme de chargement imposant les charges.

### 3-2.8. Exemple de colonne ballastée en Algérie :

Amélioration de sol par colonnes ballastées et stabilisation de fouilles par rideaux de palplanches projet Sea Line – Construction d'un nouveau poste de chargement au terminal sud de la SONATRACH à Bejaia, Algérie.

#### a) Caractéristiques du projet

Cette construction est composée de plusieurs petits bâtiments (bâtiment électrique, station de pompage, station des transformateurs, réservoir enterré, mur de retenue...). Au total, l'emprise représente environ  $1.500 \text{ m}^2$  reposant sur des terrains compressibles d'une épaisseur moyenne de 20 m, et qui plus à des risques de liquéfaction en cas de séisme. Afin de rendre les tassements absolus et différentiels admissibles et d'éliminer le potentiel de liquéfaction sous onde sismique, il a été réalisé un traitement de ce sol par colonnes ballastées.

#### b) Travaux réalisés

Pour traiter ces  $1.500 \text{ m}^2$ , il a été exécuté environ 8.000 ml de colonnes ballastées, ces travaux ont été réalisés en un mois.



Figure (I-46) : Réalisation des colonnes ballastée

### Section 4 : Méthodes analytiques de dimensionnement des colonnes ballastées

Les premières méthodes (théoriques) de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents l'usage de leur matériel, conçu au départ pour l'amélioration dans la masse des sols granulaires.

#### 4-1. Méthode empirique de Thorburn (1975) :

En 1968 Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement des torpilles Keller ou celles mis au point par la société Cementation LTD, ces matériels se plaçant dans la même gamme de puissance.

Cette règle avait été établie, de manière semi-empirique, à partir d'essais de laboratoire d'un modèle de comportement du sol autour du ballast fondé sur la théorie de Rankine pour les états limites de poussée-butée, convenablement modifiée pour tenir compte de l'aspect radial des déformations, et de recalages faits sur les diamètres réel de colonnes exécutées sur divers sites.

Cette règle était valable aussi bien pour des colonnes isolées pour des colonnes appartenant à des files d'inclusion situées sous des semelles filantes ou à des réseaux sous des fondations étendues, pourvu que l'on suppose que ces deux derniers cas que toute la charge est reprise intégralement par les colonnes sans participation du sol environnant. Elle associait dans l'esprit des auteurs un coefficient de sécurité convenable tant au point de vue de la rupture « à long terme », après consolidation du sol autour du ballast.

Cette règle a été proposée de nouveau par Thorburn en 1975, sous la forme indiquée dans la figure (I-47), où l'on trouvera à la fois la capacité portante de la colonne et son diamètre « efficace », à prendre en compte dans des calculs plus poussés, en fonction de la résistance au cisaillement non drainés du sol à traiter.

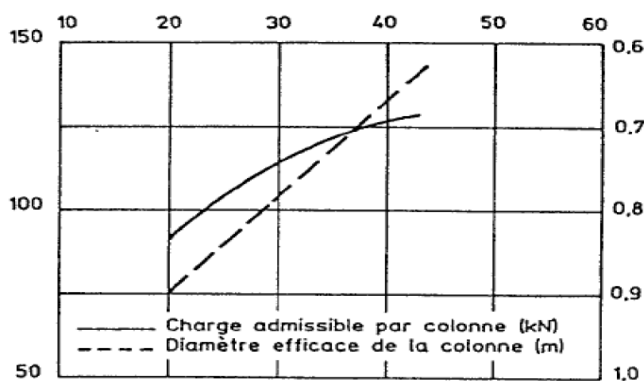


Figure (I-47) : prévisions de la charge admissible en tête et du diamètre d'une colonne ballastée fonction de la résistance au cisaillement drainé du sol (Thorburn, 1975)

On insistera cependant sur le caractère indicatif de ces valeurs ; une vérification du diamètre efficace des colonnes devra impérativement être réalisée sur le chantier, ne serait-ce que par le biais du contrôle de l'incorporation du matériau d'apport.

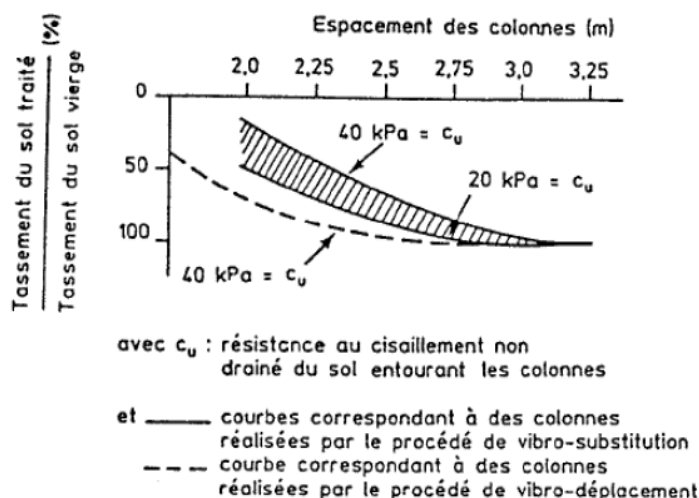
### 4-2. Abaque de dimensionnement de Greenwood (1970) :

A cette même période, Greenwood, proposait des courbes permettant d'effectuer un pré dimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Ces courbes, présentées dans la figure (I-48), avaient l'avantage de paramétrer, ne serait-ce que de manière grossière, deux facteurs importants, à savoir la résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes et le procédé de réalisation des colonnes.

Pour les paramètres indiqués, ces courbes se situent dans la moyenne des résultats obtenus à partir des méthodes théoriques plus sophistiquées.

Les hypothèses correspondant à leur élaboration sont les suivantes :

- ✓ Les colonnes reposent sur une couche plus ferme.
- ✓ Le calcul ne tient pas compte des tassements « immédiate » ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisés.



**Figure (I-48) : diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène (d'après Greenwood, 1970).**

L'auteur a proposé un abaque permettant le pré dimensionnement des colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Il permet de déterminer le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) en fonction de l'espacement entre colonnes pour des plages de variation de la résistance au cisaillement non drainée ( $C_u$ ) allant de 20 à 40 kpa, [12]. Les hypothèses liées à l'élaboration de l'abaque reposent sur le principe des colonnes fondées sur une couche plus ferme et le calcul ne tient pas compte des tassements immédiats ni des déplacements induits par la charge apporter par l'ouvrage.

### 4-3. Méthode de Priebe (Approche élastique) :

Le traitement de sol par des colonnes ballastées et accompagné d'un phénomène de consolidation primaire rapide du à la perméabilité élevée du matériau d'apport permettant la dissipation des pressions hydrostatiques.

C'est principalement autour de ce mécanisme qu'on été développés les travaux de recherche dans ce domaine. Des travaux expérimentaux de Balaam et Poulos (1983), appuyés des simulations numériques, indiquent que le rapport théorique de réduction des tassements( $\beta$ ) est un invariant en fonction du type de la fondation souple ou rigide pour la gamme des géométries de traitement les plus courantes. Par ailleurs, les phénomènes de report de charge sur les colonnes et l'égalité des tassements de la surface du sol et de la colonne ont été observés sous des ouvrages considérés comme souples [14]. Le report de la charge qui correspond à un déchargement du sol autour de la colonne se développe lentement au fur et à mesure de l'évolution de la consolidation primaire. Cette progressivité du report des charges et en accord avec les observations et les mesures faites sur de nombreux sites.

La répartition des contraintes entre les colonnes et le sol est décrite par l'équation suivante :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot (A - A_c) \quad (1)$$

La plupart des travaux de recherche publiés dans ce domaine notamment ceux de Goughour et Bayuk en 1979 s'accordent sur le corollaire de la conservation des sections planes et par conséquent, les cisaillements le long du fut de la colonne ballastée sont négligeables voire nuls.

L'autre hypothèse sur laquelle est basée cette méthode est l'égalité des tassements en surface du sol et en tête de colonnes à la fin de la consolidation primaire. Cette hypothèse est observée expérimentalement sur plusieurs ouvrages de fondations rigides fondés sur sols compressibles renforcés par des colonnes ballastées. L'équation d'égalité des tassements entre colonnes et sol se traduit par :

$$S_c = S_s \quad (2)$$

Le dimensionnement des colonnes ballastées est fondé sur le calcul des paramètres adimensionnels suivants :

- Taux d'incorporation ou coefficient de substitution ( $a$ ) est le rapport de l'aire traitée  $A_c$  (section de la colonne) à l'aire totale du domaine d'influence de la colonne ( $A$ ) :

$$a = \frac{A_c}{A} \quad (3)$$

- Rapport de concentration des contraintes verticales ( $\eta$ ) : c'est le rapport entre la contrainte supportée en tête de colonne ( $\sigma_c$ ) à la contrainte transmise au sol ( $\sigma_s$ ) à la fin de la consolidation primaire, après le transfert de charge sur les colonnes :

$$\eta = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} \quad (4)$$

- Facteur de réduction du tassement ( $\beta$ ) : c'est le rapport du tassement initial ( $S_i$ ) du sol sans le traitement au tassement observé ( $S_f$ ) du milieu homogénéisé obtenu après le traitement par les colonnes ballastées :

$$\beta = \frac{S_i}{S_f} \quad (5)$$

Dans l'hypothèse « moyenne » qui consiste à considérer que les propriétés mécaniques du sol ne sont pas modifiées au cours d'exécution des colonnes ballastées et que le comportement du sol est élastique linéaire. Et considérant que les modules de déformation élastique  $E_s$  et de compressibilité restent constants pendant la déformation, il en résulte que le facteur de réduction des tassements ( $\beta$ ) peut s'écrire sous la forme :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} \quad (6)$$

La combinaison des équations (1), (3), (4) et (6) conduit aux égalités suivantes :

$$\sigma_0 = \sigma_s \cdot [(n - 1) \cdot a + 1] \quad (7a)$$

$$\beta = 1 + a \cdot (n - 1) \quad (7b)$$

Dans le cas d'une fondation rigide (semelle ou radier), le principe d'égalité des tassements entre les colonnes ballastées et le sol conduit à :

$$n = \frac{E_c}{E_s} \quad (8)$$

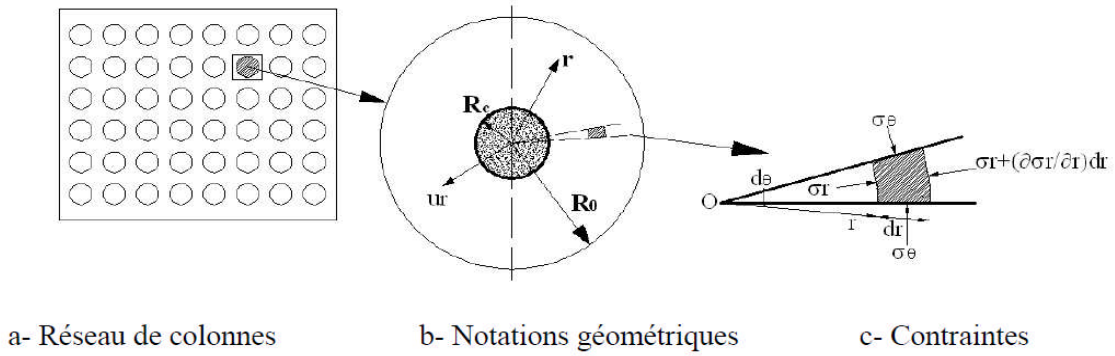
Les modèles de simulation du comportement de l'ensemble « sol - colonnes » développé par Priebe (1976) et Ghionna et Jamiolkowski (1981) ne sont que deux variantes autour d'une hypothèse commune assimilant les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celle d'un tube épais de même caractéristiques drainées  $E'$  et  $\nu'$  que le terrain compressible [14].

Dans ce qui suit, l'ensemble « sol - colonnes » est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- a) Les tassements en surface sont égaux : ( $S_s = S_c$ ) ;
- b) Le matériau constitutif de la colonne (ballast) est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant ;
- c) Le matériau de la colonne se trouve en état d'équilibre plastique « actif », les déformations de la colonne suivent celle du sol ;
- d) Le terrain compressible autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par le module d'élasticité  $E'_s$  et un coefficient de poisson  $\nu_s$  constants sur toute la profondeur ;
- e) Il y'a conservation des sections planes ;

- f) Les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge  $\sigma_0$  en surface et que la géométrie du milieu traité reste inchangée après la réalisation de la colonne ballastées.

Le comportement de la colonne ballastée dans le sol est assimilé par Priebe au principe de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini (figure I-49).



**Figure (I-49) : Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini.**

On applique à la phase des déformations linéaires, la théorie de l'élasticité en considérant le sol comme un cylindre de rayon  $(r)$  à parois infiniment épaisses, et soumis à une pression intérieure uniforme  $(\sigma_r)$ .

Par projection sur la bissectrice de l'angle  $d\theta$  de l'ensemble des forces agissant sur l'élément  $(dV)$ , il en résulte :

$$\sigma_r \cdot r \cdot \left( d\theta - \sigma_r + \frac{\partial \sigma_r}{\partial r} \right) \cdot dr \cdot (r + dr) \cdot d\theta + 2 \cdot \sigma_\theta \cdot dr \cdot \frac{\partial \theta}{2} = 0 \quad (9)$$

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (9.a)$$

$$\frac{d\sigma_z}{dz} = 0 \quad (9.b)$$

D'autre part on a :

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{1}{E_s} \cdot [\sigma_r - \nu_s \cdot (\sigma_\theta + \sigma_z)] , \varepsilon_\theta = \frac{1}{E_s} \cdot [\sigma_\theta - \nu_s \cdot (\sigma_z - \sigma_r)] , \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E_s} \cdot [\sigma_z - \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta)] \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

En négligeant les déformations axiales  $(\varepsilon_z = 0)$ , il en résulte les relations suivantes entre les contraintes et les déformations :

$$\sigma_z = \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) \quad (11)$$

$$\varepsilon_r = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot \left[ \sigma_r - \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \cdot \sigma_\theta \right] \quad (12a)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1-\nu_s^2}{E_s} \cdot \left[ \sigma_\theta - \frac{\nu_s}{1-\nu_s} \cdot \sigma_r \right] \quad (12b)$$

La résolution des équations précédentes par rapport aux contraintes  $\sigma_r$  et  $\sigma_\theta$  conduit à :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \cdot [(1-\nu_s) \cdot \varepsilon_r + \nu_s \cdot \varepsilon_\theta] \quad (13a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \cdot [(1-\nu_s) \cdot \varepsilon_\theta + \nu_s \cdot \varepsilon_r] \quad (13b)$$

L'introduction du déplacement radial  $U_r$  conduit aux déformations suivantes :

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr} , \quad \varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} \quad \text{et} \quad \varepsilon_z = \frac{dU_z}{dz} \quad (14)$$

En reportant ces relations dans les équations (13a) et (13b), on obtient :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \cdot \left[ (1-\nu_s) \cdot \frac{dU_r}{dr} + \nu_s \cdot \frac{U_r}{r} \right] \quad (15a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \cdot \left[ (1-\nu_s) \cdot \frac{U_r}{r} + \nu_s \cdot \frac{dU_r}{dr} \right] \quad (15b)$$

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{E_s}{(1+\nu_s)(1-2\nu_s)} \cdot \left[ (1-\nu_s) \cdot \frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{\nu_s}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \nu_s \cdot \frac{U_r}{r^2} \right] \quad (15c)$$

Pour tous calculs faits sur l'équation d'équilibre (9a), on aboutit à l'équation différentielle de second ordre suivante :

$$\frac{d^2U_r}{dr^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{dU_r}{dr} - \frac{U_r}{r^2} = 0 \Rightarrow U_r'' + \frac{U_r'}{r} - \frac{U_r}{r^2} = 0 \quad (16a)$$

Posons  $U_r = r \cdot g(r)$  ; tel que  $g(r)$  est une fonction de  $r$  et substituons la dans l'équation (16a), on obtient :

$$r \cdot \frac{d^2g(r)}{dr^2} + 3 \cdot \frac{dg(r)}{dr} \quad (16b)$$

Posons :  $\frac{dg(r)}{dr} = f(r)$  tel que  $f(r)$  est une fonction de  $r$ , on aboutit alors à l'équation différentielle du 1<sup>er</sup> ordre suivante :

$$r \cdot \frac{df(r)}{dr} + 3 \cdot f(r) = 0 \Rightarrow r \cdot \dot{f}(r) + 3 \cdot f(r) = 0 \quad (16c)$$



La résolution de l'équation (16c) produit à :

$$f(r) = \frac{k_1}{r^3}, \quad k_1 \text{ et } \gamma^z \text{ (constante)} \quad (17a)$$

$$g(r) = \int f(r) \cdot dr = C_1 + \frac{C_2}{r^2} \quad (17b)$$

Il en résulte que :

$$U_r = r \cdot g(r) = C_1 \cdot r + \frac{C_2}{r} \quad (17c)$$

$C_1$  et  $C_2$  sont les constantes d'intégration qui sont déterminées suivant les conditions aux limites.

$$\varepsilon_r = \frac{dU_r}{dr} = C_1 - \frac{C_2}{r^2}, \quad \varepsilon_\theta = \frac{U_r}{r} = C_1 + \frac{C_2}{r^2}$$

Ensuite, le report de  $\varepsilon_r$  et  $\varepsilon_\theta$  dans les équations de comportement (11), (13a) et (13b) fournit les expressions des contraintes  $\sigma_r$ ,  $\sigma_\theta$  et  $\sigma_z$  :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \left[ \frac{C_1}{(1-2\nu_s)} - \frac{C_2}{r^2} \right] \quad (18a)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \left[ \frac{C_1}{(1-2\nu_s)} + \frac{C_2}{R_c^2} \right] \quad (18b)$$

$$\sigma_z = \nu_s \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \cdot \frac{2 \cdot C_1 \cdot \nu_s}{(1-2\nu_s)} \quad (18c)$$

L'application de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique aux colonnes ballastées permet de déterminer les constantes d'intégration  $C_1$  et  $C_2$ . Les conditions aux limites du modèle sol-colonne sont les suivantes :

- En contraintes :

$$\text{A l'interface sol-colonne (} r = R_c \text{), } \sigma_r (r = R_c) = -\sigma_h$$

( : Etant l'étreinte latérale du sol encaissant)

- En déplacements :

Le déplacement radial est nul à la périphérie de la zone d'influence ; soit :  $U_r (r = R_c) = 0$

De l'expression (17c) :

$$C_1 \cdot R_e + \frac{C_2}{R_e} = 0 \quad \Rightarrow \quad C_2 = -C_1 \cdot R_e^2 \quad (19a)$$

De l'équation (18a) :

$$\sigma_r = \frac{E_s}{(1+\nu_s)} \left[ \frac{C_1}{(1-2\nu_s)} - \frac{C_2}{R_c^2} \right] = -\sigma_h \quad (19b)$$

Après substitution de la valeur de C2 dans l'équation (19b) et sachant que :

$$a = \frac{A_c}{A} = \left[ \frac{R_c}{R_e} \right]^2$$

On obtient :

$$C_1 = -\sigma_h \cdot \frac{(1+v_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2.v_s).a}{(1-2.v_s)+a} \quad (20a)$$

$$\text{et } C_1 = \sigma_h \cdot \frac{(1+v_s)}{E_s} \cdot \frac{(1-2.v_s).a}{(1-2.v_s)+a} \cdot R_c^2 \quad (20b)$$

### 4-3.1 Equations générales et facteur d'amélioration ( $\beta$ ) :

Priebe a déduit à partir des équations (17c), (20a) et (20b) un accroissement du rayon ( $\Delta R_c$ ) de la colonne ballastée donné par :

$$U_r(r = R_c) = \Delta R_c = C_1 \cdot R_c + \frac{C_2}{R_c} = R_c \cdot C_1 \cdot \left[ 1 - \frac{R_e^2}{R_c^2} \right] = R_c \cdot C_1 \cdot \left[ 1 - \frac{1}{a} \right] = -C_1 \cdot R_c \frac{(1-a)}{a}$$

$$\text{Soit : } \Delta R_c = \sigma_h \cdot \frac{(1+v_s)}{E_s} \cdot R_c \frac{(1-v_s).(1-a)}{(1-2.v_s)} \quad (21a)$$

Multiplions le numérateur et le dénominateur de l'expression (21a) par  $(1 - v_s)$ , on obtient

$$\text{après développement : } \Delta R_c = \sigma_h \cdot R_c \frac{1}{\frac{(1+v_s).E_s}{(1+v_s).(1-2.v_s)}} \cdot \frac{(1-v_s).(1-a)}{(1-2.v_s)}$$

On pose :  $f(v_s, a) = \frac{(1-v_s).(1-a)}{(1-2.v_s)+a}$  coefficient sans dimension, et sachant que la quantité  $\frac{(1+v_s).E_s}{(1+v_s).(1-2.v_s)}$  représente le module œnométrique du sol ( $E_{oed\ s}$ ), il en résulte que :

$$\Delta R_c = \sigma_h \cdot R_c \cdot \frac{f(v_s, a)}{E_{oed\ s}} \quad (21b)$$

L'hypothèse se rapportant à la déformation de la colonne ballastée à volume constant, se traduit par une dilatation volumique ( $\epsilon_v$ ) nulle :

$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = 0, \quad \epsilon_1 = \epsilon_2 = \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (\text{Par symétrie})$$

$$\text{D'où : } S_c = 2 \cdot L_c \frac{\Delta R_c}{R_c} \quad (22)$$

$$\text{Et : } \epsilon_3 = \frac{S_c}{L_c}$$

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol à l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution. Donc l'accroissement de la contrainte horizontale du à  $\sigma_s$  est donné par :  $\Delta \sigma_s = k_w \cdot \sigma_s = \sigma_s$ , ( $k_w = 1$ )

L'accroissement de la contrainte horizontale du à  $\sigma_c$  est donné par :  $\Delta \sigma_{ch} = k_{ac} \cdot \sigma_c$ ,

$k_{ac}$  : coefficient de poussée du ballast, soit :  $k_{ac} = \tan^2 \left[ \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_c'}{2} \right]$  ;

la contrainte latérale  $\sigma_h$  est donnée par :  $\sigma_h = k_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s$  (23)

On obtient d'après les équations (21b), (22) et (23) :

$$S_c = 2 \cdot L_c \cdot (k_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s) \cdot \frac{f(v_s, a)}{E_{oed_s}} \quad (24)$$

Le tassement de la couronne de sol de hauteur  $L_c$ , de module œnométrique  $E_{oed_s}$  et soumis à une contrainte  $\sigma_s$  s'écrit :  $S_s = \sigma_s \cdot \frac{L_c}{E_{oed_s}}$  (25)

En écrivant l'égalité des tassements de la colonne ballastée et du sol (hypothèse (a) : ( $S_c = S_s$ )), on obtient :  $\sigma_s = 2 \cdot (k_{ac} \cdot \sigma_c - \sigma_s) \cdot f(v_s, a)$  (26)

D'où le rapport de concentration des contraintes sur la colonne ballastée ( $n$ ) :

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5 + f(v_s, a)}{k_{ac} \cdot f(v_s, a)} \quad (27)$$

Remplaçons l'expression de ( $n$ ) dans l'équation (8b), on obtient le facteur de réduction du tassement  $\beta$  qui caractérise l'efficacité du traitement :

$$\beta = 1 + a \cdot \left[ \frac{0,5 + f(v_s, a)}{k_{ac} \cdot f(v_s, a)} - 1 \right] \quad (28a)$$

Pour  $v_s = \frac{1}{3}$ , on retrouve l'expression simplifiée de ( $\beta$ ) :

$$\beta = 1 + a \cdot \left[ \frac{5-a}{4 \cdot k_{ac} \cdot (1-a)} - 1 \right] \quad (28b)$$

Connaissant l'angle de frottement ( $\varphi_c'$ ) du matériau de substitution (ballast) et la valeur de  $\beta$ , cette équation de second degré de (a) est ré solvable analytiquement pour déterminer la maille de référence. Cette équation est développée par Priebe sous forme d'un abaque de dimensionnement pour différents angles de frottement du ballast ( $\varphi_c'$ ), représenté sur la figure (I-50):

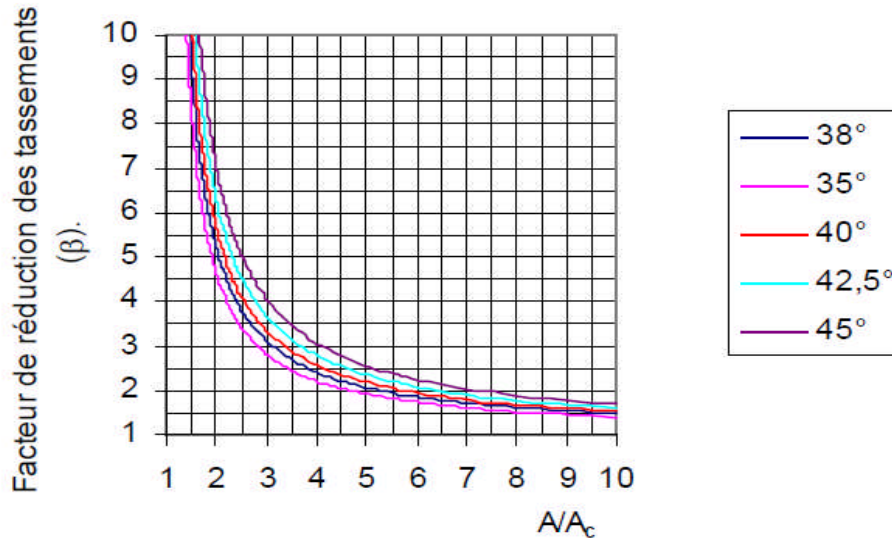


Figure (I-50) : Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson ( $\nu_s = \frac{1}{3}$ ).

#### 4-4. Calcul de tassement après traitement par colonnes ballastées :

D'après la recherche bibliographique dans la littérature spécialisée sur les méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées, la méthode de Priebe s'avère la plus élaborée et la plus complète, toutefois, son inconvénient réside dans le nombre important de paramètre à calculer. Cette méthode introduit la notion d'amélioration globale des caractéristiques du milieu traité et des corrections inhérentes à la compressibilité relative (sol-colonne) et à l'effet de la profondeur.

Une fois, le coefficient de substitution de sol ( $\alpha$ ) déterminé et le maillage des colonnes ballastées arrêté, le calcul de prédiction de tassement du milieu traité est l'étape principale pour la validation du projet de renforcement par colonnes ballastées. Le tassement après traitement doit être compatible avec les tolérances de l'ouvrage, si pour le maillage calculé, ce critère n'est pas vérifié, on examinera un second dimensionnement dans lequel l'entraxe des colonnes diminuera par rapport au précédent.

L'auteur introduit dans son approche de dimensionnement trois critères principaux :

- Prise en compte de l'amélioration globale du sol après traitement,
- Prise en compte de la compressibilité de la colonne (déformation à volume constant),
- Effet de la profondeur.

##### 4-4.1 Cas de traitement par colonnes ballastées sous fondations de grandes dimensions

En considérant que les couches traversées par les colonnes ballastées sont homogènes, elles sont caractérisées par les modules de déformations du sol ( $E_{si}$ ), le tassement du sol après le traitement est donné par :

$$S = \sum_i^n \frac{\sigma_{oi}(z) \cdot L_{ci}}{n_{2i} \cdot E_{si}} \quad (29)$$

- $\sigma_{0i}(z)$  : est la contrainte apportée par la fondation ( $q_{esl}$ ) à la profondeur de calcul,
- $L_{ci}$  : la longueur de la colonne traversant la couche (i),
- $n_{2i}$  : est le facteur d'amélioration qui tient compte de la compressibilité de la colonne et l'influence de la profondeur.

### a) Prise en compte de la compressibilité de la colonne

La compressibilité de la colonne se traduit d'après l'auteur par un accroissement de la section de celle-ci, en fonction de la rigidité relative colonne/sol ( $\frac{E_c}{E_i}$ ). cet accroissement est donné par l'équation suivante ( $a$  est le facteur de substitution déduit à partir de  $\beta$ ) :

$$\bar{a} = a + \Delta a = \frac{1}{\frac{1}{a} + \Delta\left(\frac{1}{a}\right)}, \text{ tel que : } \Delta\left(\frac{1}{a}\right) = \Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \frac{1}{\left[\frac{A_c}{A}\right]_1} - 1 \quad (30)$$

Le paramètre  $\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$  dépend directement du rapport des modules ( $\frac{E_c}{E_i}$ ) selon l'abaque de la figure (I-51) et  $\left[\frac{A_c}{A}\right]_1$  est donné par l'expression suivant en fonction de ( $\frac{E_c}{E_i}$ ) et  $k_{ac}$

$$\text{Soit : } \left[\frac{A_c}{A}\right]_1 = -\frac{4.k_{ac}.\left(\frac{E_c}{E_s}-2\right)+5}{2.(4.k_{ac}-1)} \pm \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\left[\frac{4.k_{ac}.\left(\frac{E_c}{E_s}-2\right)+5}{4.k_{ac}-1}\right]^2 + \frac{16.k_{ac}.\left(\frac{E_c}{E_s}-1\right)}{4.k_{ac}-1}} \quad (31)$$

Le nouveau rapport des sections ( $\bar{a} = a + \Delta a$ ) est injecté dans la formule (28a) afin de déterminer le facteur d'amélioration  $n_l$  qui tient compte de la compressibilité des colonnes ballastées, soit :

$$n_1 = 1 + \bar{a} \cdot \left[ \frac{0,5+f(v_s,\bar{a})}{k_{ac} \cdot f(v_s,\bar{a})} - 1 \right] \quad (32)$$

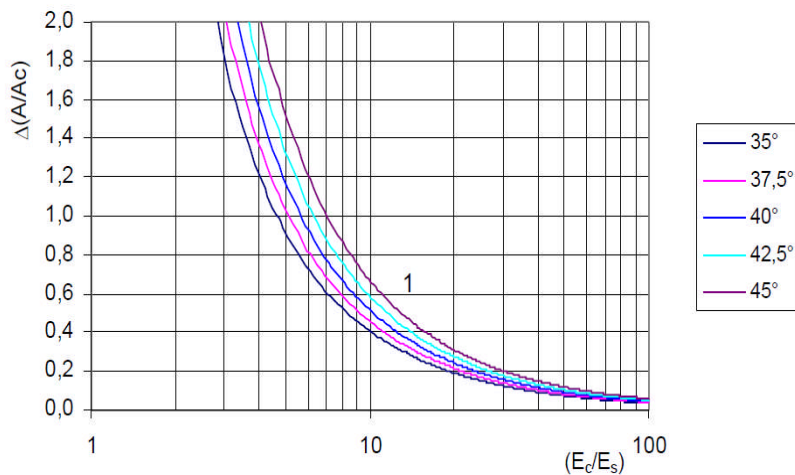


Figure (I-51) : Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée

### b) Prise en compte de l'influence de la profondeur :

La prise en compte de l'influence de la profondeur se traduit par l'introduction d'un facteur de profondeur ( $f_d$ ) qui prend en compte l'influence de l'augmentation de contrainte horizontale du sol ( $\sigma_h$ ) avec la profondeur sur les contraintes dans la colonne. Ce facteur tient compte des faibles déformations de la colonne avec la profondeur et du principe de l'état hydrostatique du sol autour de la colonne ballastée ( $k = 1$ ). Le facteur de profondeur est donné par l'expression suivante :

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c}-1}{K_{0c}} * \sum_i \frac{\gamma_i d_{ci}}{\sigma_c}} \quad (33)$$

$K_{0c} = 1 - \sin\varphi_c$  : coefficient du poussée du ballaste au repos.

$$\sigma_c = \frac{\sigma_0(z)}{\bar{a} + \frac{1+\bar{a}}{\frac{\sigma_c}{\sigma_s}}} \quad (34)$$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \bar{n} = \frac{0,5 + f(\vartheta_s, \bar{a})}{K_{ac} * f(\vartheta_s, \bar{a})}$$

Pour tous calculs faits, on aboutit à l'expression suivante de  $f_d$  :

$$f_d = \frac{1}{1 - y \left[ \sum_i^n \frac{\sigma_{si}(z)}{\sigma_{ci}(z)} \right]} \quad (35)$$

(y) est le facteur d'influence qui est donné par l'équation (36) en fonction du rapport  $\left(\frac{A}{A_c}\right)$  majoré de l'accroissement  $\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right)$  (figure (I-51)):

$$y(\bar{a}) = \frac{\sin\varphi_c}{1 - \sin\varphi_c} * \left[ \bar{a} + \frac{(1-\bar{a}) * K_{0c} * f(\vartheta_s, \bar{a})}{0,5 + f(\vartheta_s, \bar{a})} \right] \quad (36)$$

$$Y_{38^o}(\bar{a}) = 1,602 * \left[ \bar{a} + \frac{0,238 * (1-\bar{a}) * f(\vartheta_s, \bar{a})}{0,5 + f(\vartheta_s, \bar{a})} \right]$$

La fonction y est donnée sous forme d'abaque en fonction de  $\left(\frac{\Delta A}{A_c} = \frac{1}{\bar{a}}\right)$  (figure (I-52)).

Le nouveau rapport d'amélioration est donné par l'expression suivante

$$n_2 = n_1 * f_d \quad (36a)$$

La compatibilité des tassements avec la compressibilité de la colonne a conduit Priebe (1995) à limiter le facteur de profondeur ( $f_d$ ) comme indiqué ci-dessous :

$$1 \leq f_d \leq \frac{E_{oedc}}{E_{oeds}} * \frac{\sigma_s}{\sigma_c} \text{ Avec } (f_d = 1) \text{ lorsque la fondation est rigide.}$$

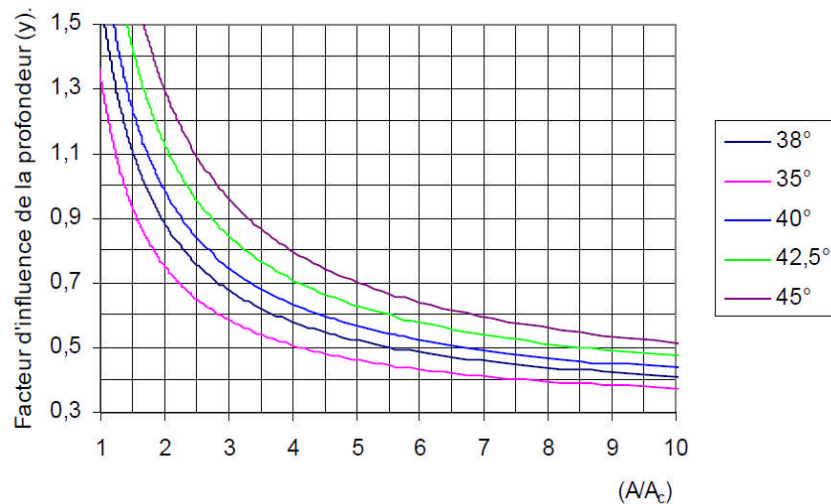


Figure (I-52) : Abaque du facteur d'influence de la profondeur.

#### 4-4.2 Cas des semelles isolées et filantes :

Concernant ce type de fondation, les rares méthodes existantes pour la justification de tassement des colonnes ballastées sont empiriques et généralement basées sur l'aspect expérimental. Toutefois, seul Priebe (1995) a élaboré des abaques de dimensionnement en appliquant au tassement ( $S_{\infty}$ ) donné par la formule (37) une correction qui tient compte de la densité du traitement exprimé en nombre de colonnes ou de rangées de colonnes, respectivement sous les semelles isolées ( $\frac{a}{b} \leq 2$ ) et filantes ( $\frac{a}{b} \geq 4$ ). Des abaques de dimensionnement sont proposés à cet effet par l'auteur (figure I-53 et I-54) pour évaluer le facteur de réduction du tassement ( $\frac{S}{S_{\infty}}$ ) en fonction du rapport de la profondeur au diamètre de colonnes ballastées. Le tassement ( $S_{\infty}$ ) est exprimé par la formule suivante :

$$S_{\infty} = \frac{\sigma_0 * L_c}{n_2 * E_s} \quad (37)$$

- $\sigma_0$  est la contrainte apportée par la fondation à l'ELS.
- $L_c$  désigne la longueur de la colonne (profondeur du traitement).
- $n_2$  est le facteur d'amélioration donné par l'équation (36.a)

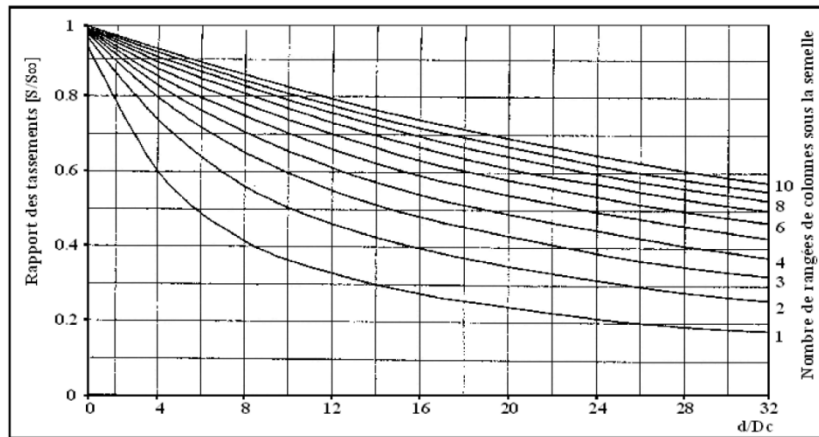


Figure (I-53) : Abaque de dimensionnement des semelles filantes [12]

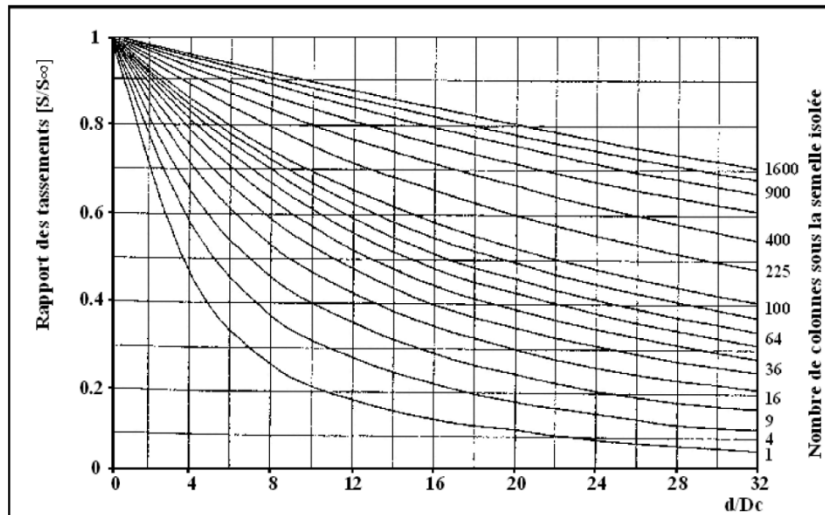


Figure (I-54) : Abaque de dimensionnement des semelles isolées [12]

#### 4-5. Méthode d'homogénéisation du milieu traité :

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogénéisé équivalent dont les caractéristiques mécaniques  $(C_e, \phi_e)$  sont déterminées par l'application d'un facteur d'homogénéisation  $\bar{m}$  donné par la relation(39).

$$\text{Poids volumique équivalent } (\gamma_e) : \gamma_e = a * \gamma_c * (1 - a)\gamma_s \quad (38)$$

$$\bar{m} = \frac{(n_1 - 1) + \bar{a}}{n_1} \quad (39)$$

$$C_e = (1 - \bar{a})C_u \quad (39a)$$



$$\tan\varphi_e = \bar{m} * \tan\varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \arctan(\bar{m} * \tan\varphi_c) \quad (39b)$$

### 4-6. Méthode d'homogénéisation simplifiée :

Le calcul de tassement par cette méthode se base sur l'approche d'un module de déformation équivalent ( $E_e$ ) du milieu traité par colonnes ballastées donné par l'équation (40). La prévision du tassement par cette méthode s'applique bien dans le cas des charges réparties de grandes dimensions [12]. Le tassement après traitement ( $S_f$ ) sous une contrainte  $\sigma_0$  transmise par l'ouvrage est donné par la relation (40.a) :

$$E_e = a * E_c + (1 - a) * E_s \quad (40)$$

$$S_f = \frac{\sigma_0 * L_c}{E_e} \quad (40a)$$

$L_c$  : est la longueur des colonnes ballastées.

### 4-7. Méthodes de Baumann et Bauer (1974) :

Les déformations latérales des colonnes ballastées sous l'effet des charges transmises par l'ouvrage engendrent un accroissement du rayon ( $\Delta R_c$ ) exprimé par les auteurs comme suit :

$$\Delta R_c = \frac{\sigma_h}{E_s} * R_c * \ln \frac{1}{a}$$

Et le tassement de la colonne est donné par :

$$S_c = 2 * \sigma_c * \frac{\bar{R}_c}{E_s} * \frac{(1 - \sin\varphi_c)}{(1 + \sin\varphi_c)} * \ln \frac{1}{a}$$

On remarque le tassement, donné par l'expression précédente, est un invariant de la profondeur de traitement. Cette formule est applicable dans le cas des colonnes ballastées sous des fondations de petites dimensions.

### 4-8. Justification des colonnes ballastées en termes de contraintes :

Par analogie avec l'essai triaxial, la contrainte de rupture ( $q_r$ ) de la colonne ballastée est donnée par document technique unifié (DTU 13.2) par la formule suivante :

$$q_r = \sigma_h * tg^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'_c}{2} \right) \quad (41)$$

$\sigma_h$  est l'étreinte latérale du sol, elle est déterminée à partir des essais de laboratoire ou des essais in situ tels que le pressiomètre, l'étreinte latérale  $\sigma_h$  peut être assimilée, par analogie avec la sonde pressiométrique à la valeur de la pression limite nette équivalente ( $P_{10}$ ) mesurée

sur la hauteur de la colonne dans le cas d'un sol plus au moins homogène Ou bien sur la hauteur de moindre résistance (zone d'expansion possible) (Hughes et Withers, 1974).

Les prescriptions techniques du DTU 13.2, comme étant le document réglementaire régissant le dimensionnement des colonnes ballastées, préconisent un coefficient de sécurité minimal de 2 sur la contrainte de rupture ( $q_r$ ) sans dépasser (0,8 MPa) et les tassements sous les contraintes calculées doivent rester compatibles avec les tolérances imposés par l'ouvrage ou une partie de sa structure. La contrainte admissible en tête de colonne à l'ELS est donnée par l'expression suivante :

$$q_{cELS} = \min \left( \frac{q_r}{2}; 0,8 \text{ MPa} \right) \quad (41a)$$

### 4-8.1 Justification de non poinçonnement d'une colonne ballastée flottante :

Le problème consiste à déterminer la longueur minimale d'une colonne ballastées pour éviter son poinçonnement sous l'effet d'une contrainte en tête ( $\sigma_{c,0}$ ). Hughes et al. (1975) et Brauns (1980) ont considéré que la colonne travaillait comme un pieu rigide avec développement d'un effort de pointe et d'un frottement latéral positif. Les auteurs ont fait l'hypothèse que la résistance non drainée ( $C_u$ ) du sol supposée constante sur toute l'épaisseur de la couche compressible. La contrainte verticale régnant à la profondeur  $z$  à l'intérieur de la colonne en tenant compte du poids du ballast est donnée par :

$$\sigma_c(z) = \sigma_{c,0} + \left( \gamma_c - 2 * \frac{C_u}{R_c} \right) z \quad (42)$$

La longueur minimale de la colonne est déterminée en considérant que la contrainte correspondante  $\sigma_c(L_{min})$  est égale à l'effort de pointe mobilisable par la couche d'argile, soit l'équivalent de  $(9 \cdot \sigma_u)$ , valeur généralement admise dans le dimensionnement des pieux traditionnels travaillant en pointe.

Si l'on néglige le poids propre du ballast,  $L_{min}$  est donné par la relation :

$$L_{min} = \frac{1}{2} * R_c * \left( \frac{\sigma_{c,0}}{C_u} - 9 \right) \quad (42a)$$

Partant de la même hypothèse précédente, les auteurs ont déterminé une longueur maximale de traitement ( $L_{max}$ ) caractérisée par  $\sigma_{c,Lmax} = 0$ , au-delà de laquelle le traitement est inutile. En annulant l'équation (42) avec ( $z = L_{max}$ ) est en négligeant le poids propre du ballast,  $L_{max}$  est donné par la relation suivante :

$$L_{max} = \frac{1}{2} * R_c * \frac{\sigma_{c,0}}{C_u} \quad (42b)$$

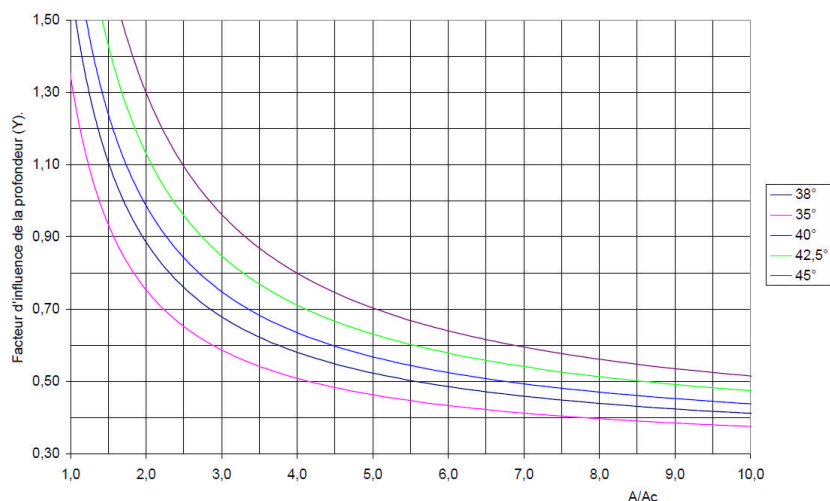


Figure (I-55) : Facteur d'influence de la profondeur de traitement (y)

### 4-9. Analyse numérique du comportement d'un sol compressible traité par colonnes ballastées :

#### 4-9.1 Procédure :

Cette partie est une introduction à la modélisation numérique en (2D) des ouvrages réels en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb sans écrouissage, il s'agit d'une ébauche pour d'autres modélisations par éléments finis en (3D) avec d'autres lois de comportement plus sophistiquées qui tiennent compte des effets différés, du fluage et de l'aspect tridimensionnel des problèmes étudiés.

La particularité des géométraux (sols, matériaux granulaire, ...) réside dans leurs grandes déformations. Leurs modèles de comportement sont élastoplastique, ils ne peuvent pas être gouvernés par l'élasticité linéaire. Par conséquent, la méthode des éléments finis est d'une grande importance pour l'étude des problèmes rencontrés dans le domaine des sols et fondations, elle s'adapte de façon très souple à tous les géométries du problème ; les non linéarités sont prises en compte par diverses lois constitutives pour s'adapter aux divers comportements observés.

L'application de la méthode des éléments finis nécessite de définir un milieu fini, discrétisé, avec des conditions aux limites en contraintes (chargement) et en déplacements (frontières bloquées) et une loi du comportement pour les colonnes et pour les sols. Cela nécessite de déterminer les paramètres usuels de l'élasticité, de consolidation et du fluage notamment pour les matériaux mous et les paramètres de plasticité avec le potentiel associé ou non. Dans le domaine de modélisation des colonnes ballastées, la méthode des éléments finis présente les avantages suivants :

- Modélisation géométrique simple des colonnes et des sols,
- Possibilité de maillage varié pour affiner des zones critiques,

- Introduction assez facile des paramètres de calcul,
- Rapidité d'exécution des calculs grâce aux développements informatiques récents,
- Représentation graphique des résultats pour la connaissance en tout point du modèle de l'état des déformations et des contraintes.
- Modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage et ou calage des données.

### 4-9.2 Généralités sur les lois du comportement :

La connaissance des lois de comportement des matériaux en place ou d'apport joue un rôle fondamental dans l'application de la méthode de calcul par éléments finis et dans la détermination des champs de déplacement et de contraintes au sein des ouvrages et leur environnement.

La plus part des matériaux rencontrés dans le domaine du génie civil sont caractérisés par un comportement non linéaire. Cette non linéarité peut avoir deux origines distinctes : d'une part,

une origine géométrique due à l'apparition de grandes déformations et d'autre part, une matérielle due à des changements de propriétés mécaniques du matériau [7].

Du point de vue mathématique, une loi du comportement se traduit par une relation entre les tenseurs de contraintes et de déformations, de leurs vitesses et du temps.

Cependant, les formes les plus simples utilisées en pratique (lois élastoplastique) supposant que le temps, en terme de durée n'intervient pas et que tout effet de vieillissement est négligé [7].

A l'état actuel de la recherche, on peut certifier qu'il n'existe pas une loi de comportement universelle pour décrire le comportement réel des sols. Chaque loi de comportement a ses spécificités d'application pour un type de sol par rapport à un autre, parmi les principes fondamentaux des lois de comportement d'après Pecker :

- Elle doit être écrite en contraintes effectives,
- Elle doit être basée sur une interprétation physique des phénomènes,
- Elle doit permettre la description de tout chemin de contraintes, (ou déformation) depuis les très petites déformations jusqu'aux grandes déformations,
- Elle doit être validée pour des chemins de contrainte (ou déformation) différents de ceux ayant servi au développement du modèle,
- Le nombre de paramètres doit être restreint pour permettre leur détermination expérimentale.

#### a) Synthèse de quelques modèles de comportement des sols :

Le modèle de comportement des géométraux ont connu un développement important ces dernières décennies, vu l'évolution de l'informatique (capacité de calcul) et les moyens de

reconnaisances des sols, tels que les paramètres de comportement les plus complexes ce mesurant au laboratoire.

Le choix d'un modèle de comportement est donc essentiellement fait à partir des données géotechniques disponibles. Dans le cas de la disponibilité des essais de laboratoire et si les délais de l'étude le permettent, il est possible de déterminer les paramètres des lois de comportements complexes et d'utiliser ces dernières pour représenter les ouvrages géotechniques dans la modélisation du problème posé. Toutefois, ce type d'étude est très rare pour un dimensionnement, dans la majorité des études quand la méthode des éléments finis est requise, les ingénieurs préfèrent utiliser les lois élastoplastique parfaite comme celle de Mohr-Coulomb qui font appel à des données géotechniques familières et facilement accessibles, même si les résultats ne correspondent pas toujours à la réalité, [7].

Les modèles les plus connus dans le domaine des géo matériaux sont les suivants :

- Critère de Mohr-Coulomb (plasticité parfaite),
- Critère de Drucker Prager
- Modèle élastique non plastique de Duncan,
- Critère de Von Mises,
- Critère de Lade,
- Critère de Matsuoka,
- Critère de Cam,
- Critère de Cam Clay modifié,

La modélisation effectuée par le code PLAXIS 2D pour le cas d'étude est basée sur l'application du critère de Mohr-Coulomb.

Le choix de ce modèle est justifié par le nombre limité de données géotechniques disponibles et la concordance de ce critère avec la nature pulvérulente des colonnes ballastées introduites dans le sol et qui mettent en jeu essentiellement le frottement inter granulaire ( $\varphi_c$ ) pour l'amélioration du sol et l'homogénéisation des terrains.

La plus part des modèles des sols renforcés par colonnes ballastées examinés dans la littérature spécialisée, se sont basés sur le critère de Mohr-Coulomb. [12].

### ❖ **Modèle de Mohr-Coulomb :**

Dans le cas d'un problème tridimensionnel, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par un scalaire  $f(\sigma_{ij})$  appelées fonction de charge du matériau. On appelle le critère d'élasticité la condition  $f(\sigma_{ij}) < 0$ , et le critère de plasticité  $f(\sigma_{ij}) = 0$ .

La fonction de charge (potentiel plastique) est donnée par l'expression suivante (Pecker et Charlier, 2006) :

$$f \equiv \frac{I_\sigma}{3} \sin\varphi + II_\sigma \cos\beta - \frac{II_\sigma}{\sqrt{3}} \sin\beta \sin\varphi - C \cos\varphi = 0$$

## Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

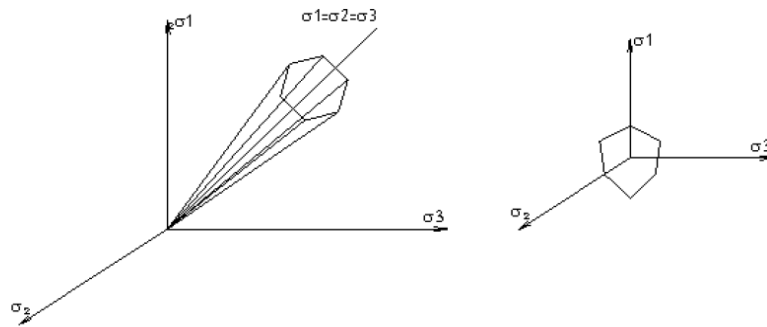
$I_\sigma, II_\sigma$  et  $III_\sigma$  sont les premier, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> invariants de contraintes donnés par :

$$\begin{aligned} - I_\sigma &= \sigma_{ii}, \\ - II_\sigma &= \sqrt{\frac{1}{2} \hat{\sigma}_{ij} \cdot \hat{\sigma}_{ij}} \quad , \quad \hat{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{I_\sigma}{3} \cdot \delta_{ij} \\ - III_\sigma &= \frac{1}{3} \hat{\sigma}_{ij} \cdot \hat{\sigma}_{jk} \cdot \hat{\sigma}_{ki} \end{aligned}$$

$\beta$  est donné par l'expression :  $\beta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left( \frac{3 \cdot \sqrt{3} \cdot III_\sigma}{2 \cdot II_\sigma^3} \right)$

La résistance au cisaillement est donnée par :  $\tau = C + \sigma \cdot \tan \varphi$

Le critère de Mohr-Coulomb est représenté dans l'espace des contraintes principales par sa surface de rupture indiquée sur la figure (figure I-56)



**Figure (I-56) : Surface de rupture de Mohr-Coulomb**

Le critère de Mohr-Coulomb se traduit en plan par l'expression suivante :

$$(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \cdot \sin \varphi - 2 \cdot C \cdot \cos \varphi = 0 \text{ tel que : } \sigma_1 \geq \sigma_3$$

La loi de comportement est complétée par le potentiel plastique  $G(\sigma_{ij})$  tel que :

$$G(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3) \cdot \sin \Psi.$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_3$  sont les contraintes principales majeure et mineure,  $C$  c'est la cohésion et  $\varphi$  l'angle de frottement inter granulaire du matériau.

Dans le cas des sols purement cohérents (argile  $\varphi = 0$ ), le critère de Mohr-Coulomb se traduit par le critère de Tresca qui est donné par :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \cdot C_u$$

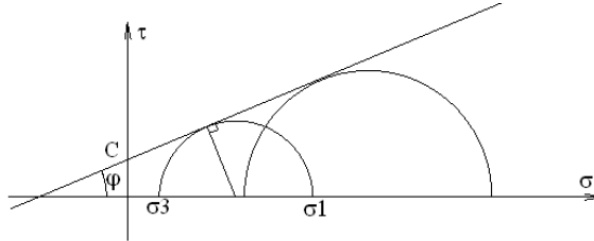
Le paramètre  $\Psi$  représente l'angle de dilatance du matériau. La loi élastoplastique qui est associée lorsque l'angle de dilatance est égal à l'angle de frottement. Les essais de laboratoires montrent qu'une loi d'écoulement associée conduit à une sur estimation des déformations volumiques, par conséquent, l'angle de dilatance est toujours inférieure à l'angle

## Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)

de frottement. A défaut de valeurs expérimentales précises, on peut admettre pour les matériaux pulvérulents la relation empirique suivante (Mestat, 1994)[7] :  $\varphi - \psi = 30$ .

La résistance au cisaillement est une fonction linéaire qui est donné par l'expression suivante :

$\tau = C + \sigma \cdot \tan\varphi$ . Cette équation est indiquée sur la figure (Figure I-57)



**Figure (I-57) : Courbe intrinsèque de Mohr-Coulomb**

### Remarque :

Le choix d'un modèle de comportement et l'introduction des paramètres de calcul d'une étude géotechnique ne peut se faire sans une bonne connaissance :

- De la nature et des caractéristiques du sol traité et sous-jacent : coupes de sondages, résultats des essais mécaniques en laboratoires ou en place....,
- De la nature, des caractéristiques et des méthodes d'exécution de la fondation proprement dite,
- Des sollicitations de services ou exceptionnelles,
- De la nature et du comportement de la structure à fonder.

Les contraintes rencontrées dans la simulation numérique par la méthode des éléments finis dans la géotechnique résident dans l'hétérogénéité du milieu et de la difficulté de déterminer les paramètres de comportement représentatifs ainsi que la difficulté de la prise en compte des conditions hydrogéologiques du site (influence des fluctuations de nappes, conditions de drainage et les écoulements).

### Conclusion :

Il ressort de l'étude géotechnique, effectuée sur le site du projet, que le sol est de faible portance et de mauvaises caractéristiques géo mécaniques, d'où la nécessité de prévoir un renforcement de sol pour son amélioration.

La construction sur un sol compressible n'est envisageable qu'avec un renforcement du sol par colonnes ballastées ou recourir aux fondations profondes.(Exemple ; type pieux).

Ce rapport de synthèse bibliographique à pour but de faire l'état de l'art dans le domaine des renforcements des sols de mauvaises caractéristiques géo mécaniques et de synthétiser toutes les données géologiques, hydrogéologiques et géotechniques du projet objet de l'étude.

Le recours à la technique des colonnes ballastées reste le plus approprié à notre cas, du fait qu'elle est envisagée pour le renforcement des sols de faible portance et compressible.

Cette solution est économique et d'une exécution rapide comparativement à la solution de fondations profondes.

Après avoir développé suffisamment le cas théorique, nous nous apprêtons à aborder le volet pratique dans la deuxième partie suivante.



## Introduction :

Après avoir démontré les différentes bases théoriques des connaissances de sol et développé ces méthodes d'amélioration, nous traduisons ci-après nos connaissances théoriques sur un cas réel. Ceci constitue l'objet du présent chapitre qui sera structuré en 3 sections :

La première section aborde une généralité sur les fondations superficielles ;

La deuxième section traite le calcul des tassements ;

La troisième section est consacrée à la modélisation du sol vierge.

## Section 1 : Généralités sur les fondations superficielles

### 1-1. Définition

On appelle fondation, la base des ouvrages qui se trouve en contact directe avec le terrain d'assise et dont la fonction est de transmettre à ce dernier le poids de l'ouvrage, les surcharges prévues et accidentelles auxquelles peut être soumis l'ouvrage.

Une fondation est donc destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure.

### 1-2. Types de fondations :

Le type de fondation est déterminé par son allure générale et ses proportions et non par la différence de niveau entre la surface d'assise et le terrain naturel. On peut distinguer deux grands types de fondations; les fondations superficielles et les fondations profondes.

La distinction entre ces deux types de fondations se fait généralement en adoptant les critères suivants:

- $\frac{D}{B} < 4$  Fondations superficielles (semelles filantes ou isolées, radiers)
- $4 \leq \frac{D}{B} < 10$  Fondations semi profondes (puits)
- $\frac{D}{B} \geq 10$  Fondations profondes (pieux)

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

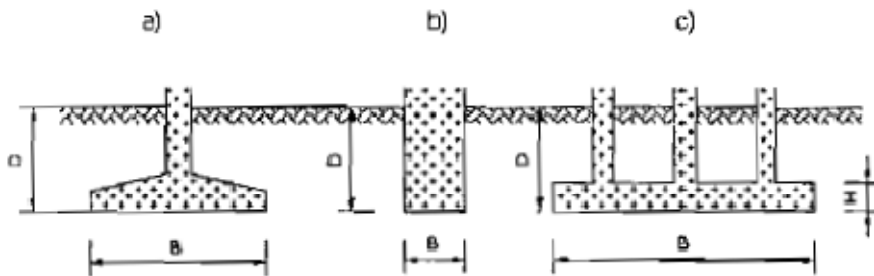
B : largeur ou diamètre de la fondation.

### 1-2.1 Fondations superficielles :

Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur et qu'on peut facilement y accéder (nappe phréatique absente), la fondation est établie directement sur le sol à proximité de la surface.

On appelle « fondations superficielles », toutes les fondations dont l'encastrement  $D$  dans le sol de fondation n'excède pas quatre ou cinq fois la largeur  $B$  (le plus petit côté). Pour un ouvrage, on pourra opter pour des fondations superficielles si les sols sont assez homogènes et comportent des couches porteuses assez proches de la surface; autrement, le choix se portera sur les fondations semi profondes ou profondes.

Parmi les fondations superficielles, on distingue: (voir **figure II.01**)



**Figure (II.01) :** Différent types de fondations superficielles [01]

**a.** Les semelles isolées, de section carrée, circulaire ou rectangulaire et supportant des charges ponctuelles.

**b.** Les semelles filantes dont la longueur est très grande par rapport à la largeur et supportant un mur ou une paroi.

**c.** Les radiers ou dallage, de grandes dimensions et occupant la totalité de la surface de la structure. Ils ont une épaisseur  $H$  dictée par la descente des charges et le calcul béton armé.

### 1-2.2 Notion de capacité portante et de tassement :

Lors du dimensionnement d'une fondation, deux éléments importants sont à considérer: la capacité portante et le tassement. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante du sol, c'est-à-dire s'assurer que les couches du sol sont en mesure de supporter la charge transmise par la fondation. Le cas échéant, il devra alors vérifier que le tassement du sol- qui est la déformation verticale du sol à la surface - reste dans les limites admissibles.

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surface de glissement dans ce dernier.

Le dimensionnement d'une fondation consistera principalement à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité.

### 1-2.3 Méthodes de calcul de la capacité portante :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Parmi ces méthodes, nous avons:

#### 1) La méthode calcul « C-φ »

Cette méthode considère que le sol est homogène sur une épaisseur  $h$  sous la base horizontale d'une fondation de largeur  $B$  telle que  $h > 1.5B$ . La contrainte de rupture  $q_u$  est encore appelée capacité portante unitaire est donnée par la formule suivante:

$$q_u = \left( \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma \right) + (\gamma' \cdot D \cdot S_q \cdot N_q) + (C \cdot S_c \cdot N_c)$$

Avec :

$D$  : Profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel ;

$B$  : Largeur de la semelle;

$\gamma$  : Poids volumique du sol de fondation;

$\gamma'$  : Poids volumique du sol au-dessus de la fondation;

$\sigma_v = \gamma' \cdot D = \sum \gamma_i \cdot z_i$ : Contrainte des terres au-dessus de la base de la fondation;

$C$ : Cohésion du sol sous la base de la fondation (Unité de pression).

Les trois coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  appelés facteurs de capacité portante ne dépendent que des angles  $\phi$  et  $\psi$ .

$N_\gamma$  est le terme de surface,  $N_q$  est le terme de profondeur et  $N_c$  est le terme de cohésion. Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont indiquée en (**voir l'annexe III**).

$\phi$  : Angle de frottement interne du sol ou coefficient des terres au repos. Selon **Caquot** et **Kèrisel**, la valeur minimale de  $\psi$  est donnée par:

$$\psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$$

$C$  et  $\phi$  sont des paramètres intrinsèques du sol, déterminés à partir de l'essai triaxial ou de l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de la nature du sol, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court et à long terme (**voir l'annexe III**).

Pour le calcul des facteurs de portance, les formules suivantes ont été proposées par **Prandtl** :

$$\begin{array}{llll} \text{Pour } \phi = 0 & N_q=1, & N_\gamma=0, & N_c=5,14. \\ \text{Pour } \phi \neq 0 & N_q = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}, & N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi, & N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \phi} \end{array}$$

Pour le calcul des coefficients correcteurs de forme, les formules sont proposées par **Eurocode 7-1** (1994) pour des conditions :

Drainées :

$$S_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \sin \varphi, \quad S_\gamma = 1 - 0,3 \cdot \frac{B}{L}, \quad S_c = \frac{S_q \cdot N_q^{-1}}{N_q^{-1}}$$

Non drainées :

$$S_q = 1, \quad S_\gamma = 1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}, \quad S_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{B}{L}$$

Le **DTR-BC 2.331** propose les valeurs suivantes (Valeurs de **Terzaghi**) :

- Pour une semelle filante ( $L=\infty$ ),  $S_c=S_\gamma=1$ .
- Pour une semelle carrée ( $L=B$ ),  $S_c=1,2$  et  $S_\gamma=0,8$ .
- Pour une semelle circulaire,  $S_c=1,3$  et  $S_\gamma=0,6$ .

Afin de limiter les tassements à des valeurs admissibles, il est convenable d'introduire dans la formule de  $q_u$  un coefficient de sécurité noté **F** et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation. D'après le **fascicule N°62 titre V**, **F = 2** à l'ELU et **F = 3** à l'ELS.

On définit la contrainte admissible  $q_{ad}$  qui sera comparée à la contrainte appliquée  $q_{réf}$ , résultant de la descente de charge. Elle est donnée par:

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{1}{F} (q_u - \gamma \cdot D) \geq q_{réf}$$

## 2) L'essai préssiométrique :

L'essai pressiométrique Ménard est un essai de chargement du sol en place. Il consiste à dilater radialement au sein du sol, une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression appliquée, selon un programme de chargement imposé, et le déplacement de la paroi de la sonde. Il permet de déterminer une caractéristique de déformabilité ( $E_m$ ) et une caractéristique de rupture ( $P_L$ ).

Un pressiomètre est l'ensemble de l'appareillage nécessaire à la réalisation de l'essai. Deux types de pressiomètre sont utilisés. Le pressiomètre type E qui permet d'appliquer au niveau de la sonde, des surpressions pouvant atteindre 30 bars, valeur suffisante pour l'étude de tous les ouvrages courants de génie civil. Le pressiomètre type G permet d'atteindre des pressions de l'ordre de 100 bars.

### a) Paramètres géomécaniques mesurés :

L'essai pressiométrique est le seul essai en place permettant de donner une loi de comportement en contraintes-déformations. Les paramètres déduits à cet effet sont les suivants :

- Le module pressiométrique  $E_m$  qui définit le comportement pseudo élastique du sol,
- La pression limite  $P_L$  qui caractérise la résistance de rupture du sol,
- La pression de fluage  $P_f$  qui définit la limite entre le comportement pseudo élastique et l'état plastique.

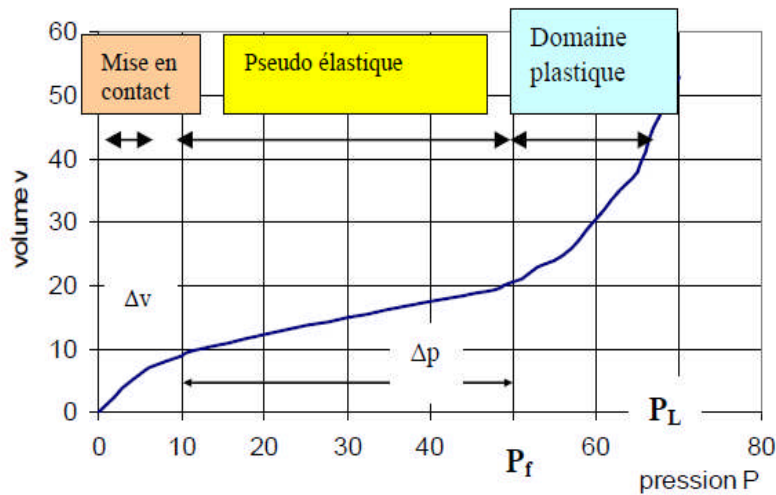


Figure (II-02) : Courbe de pressiomètre

La courbe pressiométrique est composée des trois (03) phases suivantes :

❖ **Phase de recompactage** : Il s’agit de la mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol, elle est limitée par la pression horizontale totale des terres au repos ( $P_0$ ). Si l’essai est réalisé à une profondeur  $H$  par rapport au niveau du terrain naturel, et si le niveau de la nappe phréatique est à la côte  $H_w$  par rapport au niveau où est réalisé l’essai,  $P_0$  peut être calculée par la relation suivante :

$$P_0 = K_0[\gamma_d \cdot H_w + \gamma'(H - H_w)] + \gamma_w(H - H_w)$$

$K_0$  : Coefficient de poussées des terres au repos (0,50),

$\gamma_d$  : poids volumique du sol sec,

$\gamma$  : poids volumique apparent immergé du sol,

$\gamma_w$  : poids volumique de l’eau (1 t/m<sup>3</sup>).

❖ **Phase pseudo élastique** : Elle est délimitée par la pression horizontale totale des terres au repos et la pression de fluage  $P_f$  qui caractérise l’apparition de déformations plastiques importantes au voisinage de la sonde (limite supérieure de la phase pseudo élastique). Cette phase est caractérisée par un module pressiométrique ( $E_m$ ) défini par l’expression suivante :

$$E_m = 2(1 + \nu) \cdot (V_0 + V_m) \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V}$$

$\nu$  : Coefficient de poisson du sol,

$V_0$  : Volume initial de la sonde au repos,

$V_m$  : Variation de volume correspondant à la valeur moyenne de la pression appliquée dans la phase pseudo élastique,

$\frac{\Delta P}{\Delta V}$  : L’inverse de la pente de la partie linéaire de la courbe.

❖ **Phase de grandes déformations** : Elle est délimitée par la pression de fluage  $P_f$  et l’asymptote verticale caractérisant la rupture du sol appelée pression limite  $P_L$  ; par

convention, cette pression est enregistrée lorsque le volume de la sonde est égal au double de son volume initial.

**b) Classification des sols à partir des essais pressiométrique:**

Menard a attiré depuis longtemps l'attention sur le fait que les valeurs du rapport  $\left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right)$  sont en liaison avec **l'histoire du sol** en particulier avec sa raideur. Ce rapport représente donc un paramètre important sur lequel Menard s'est basé pour proposer une classification des sols. Dans les argiles purement cohérentes, on peut admettre selon Ménard :

**Tableau (II-01) :** Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265)

Rapport $\left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right)$	Nature du sol
$\left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right) < 5$	argile remaniée et triturée
$5 < \left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right) < 8$	argiles sous consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right) < 12$	argile normalement consolidée
$12 < \left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right) < 15$	argile légèrement surconsolidée
$\left(\frac{E_m}{P_L - P_0}\right) > 15$	Argile fortement surconsolidée

**Tableau (II-02):** Classification des sols d'après Ménard (Cassan, tome1, p.265)

Nature du sol	$E_m$ (MPa)	$P_L$ (MPa)
Vases et tourbes	0,2 – 1,5	0,02 – 0,15
Argiles molles	0,5 – 3,0	0,05 – 0,30
Argiles plastiques	3 - 8	0,3 - 0,8
Argiles raides	8,0 - 40	0,6 - 2
Marnes	5 - 1000	0,6 - 6
Sables vaseux	0,5 - 2	0,1 - 0,5
Limon	2 – 10	0,2 - 1,5
Sable et gravier	8 - 100	1,2 - 5
Sables sédimentaires	7,5 - 40	1 - 5
Roches calcaires	80 - 20000	3 à (+) de 10
Remblais récents	0,5 - 1,0	0,05 – 0,3
Remblais anciens	4 -15	0,4 – 1
Remblais graveleux récents bien compacts	10 - 15	1 - 2,5

**c) Corrélation entre  $E_m$  et  $E_{oed}$  :**

L'essai pressiométrique est un essai rapide non drainé et ne traduit pas directement le phénomène de consolidation de sol. Les applications de l'essai pressiométrique aux prévisions de déformation à long terme conduisent à se rattacher empiriquement à la théorie de la consolidation.

A cet effet, L. Ménard a défini, un coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) appelé coefficient de structure du sol. Ce coefficient fournit la corrélation entre le module pressiométrique et le module œdométrique.

$$E_m = \alpha \cdot E_{oed}$$

Les valeurs numériques du coefficient  $\alpha$  dépendent de la nature et de l'état du sol. Elles sont données dans le tableau (II-03).

**Tableau (II-03) :** Valeurs du coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) du sol suivant L. Ménard

Type	Tour be	Argile $\frac{E_m}{P_L}$	Limon $\frac{E_m}{P_L}$	Sable $\frac{E_m}{P_L}$	Sable et gravier $\frac{E_m}{P_L}$	Roche
Surconsolidé très serré.	----	>16 1	>14 2/3	>12 1/2	>10 1/3	Très peu Fracturé 2/3 Normal 1/2
Normalement consolidé ou normalement serré.	1	9-16 2/3	8-14 1/2	7-12 1/3	6-10 1/4	Très Fracturé 1/3
Sous consolidé, altéré et remanié ou lâche.	----	7- 9 1/2	5-8 1/2	5-7 1/3	----	Très Altéré 2/3

**d) Calcul de contrainte admissible (fondations superficielles) :**

La contrainte de rupture du sol ( $q_u$ ) sous une fondation superficielle isolée soumise à une charge verticale à partir des résultats de l'essai pressiométrique L. Ménard est calculée par la relation suivante :

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* + q'_0$$

- $q'_0$ : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation,
- $k_p$  : coefficient de portance donné dans le tableau 12.
- $P_{le}^*$ : Pression limite nette équivalente du sol, elle est calculée comme la **valeur moyenne** des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à **1,5.B** située sous la semelle (DTR-BC 2.33.1).

e) **Pression nette équivalente** ( $P_{le}^*$ ):

Dans le cas de sols hétérogènes, selon le fascicule n° 62,  $P_{le}^*$  est égal à la **moyenne géométrique** des valeurs des pressions limites mesurées sur une profondeur de **1,5.B** sous la base de la fondation, B étant la largeur de la fondation.

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \dots \dots \dots ( \dots ) P_{ln}}$$

f) **Hauteur d'encastrement équivalente** ( $D_e$ ) :

La hauteur d'encastrement équivalente est un paramètre conventionnel de calcul destiné à tenir compte du fait que les caractéristiques mécaniques des sols de couverture sont généralement plus faibles que celles du sol porteur.  $D_e$  est donné par l'expression suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \cdot \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz = \frac{1}{P_{le}} \cdot \sum_0^n P_{li}^* \cdot \Delta z_i$$

**Tableau (II-04):** Valeurs du coefficient de portance  $k_p$  (D'après le fascicule 62, titre V)

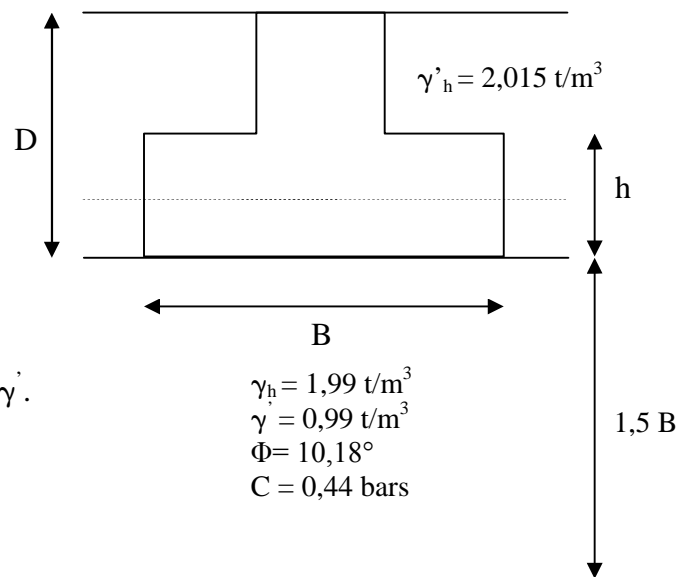
Type de sol	Expression de $k_p$
Argiles et limons types A, craies A	$0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables A	$\left[ 1 + 0,35 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[ 1 + 0,50 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[ 1 + 0,80 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Craies B et C	$1,30 \left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[ 1 + 0,27 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$



**1-2.4 Calcul de la contrainte admissible :**

✓ Hypothèses de calculs :

- D=2 m : La profondeur d’encrage ;
- L= 31,07 : La longueur de la semelle de la culée ;
- h= 1,5 m : Epaisseur de la semelle ;
- B= 7,4 m : Largeur de la semelle de la culée.
- Niveau de la nappe = -3 m par rapport à la surface du terrain naturel, de préférence de travailler avec  $\gamma'$ .



**Figure (II-03) :** schéma représentatif de la fondation

**1) A partir d’essais de laboratoire :**

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{(q_u - \gamma \cdot D)}{F}$$

Avec :

$$q_u = \left( \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma \right) + (\gamma' \cdot D \cdot S_q \cdot N_q) + (C \cdot S_c \cdot N_c)$$

Les coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  dépendent de l’angle de frottement  $\phi$ .

Dans les calculs, il a été pris :  $\text{tg}\phi' = 2/3 \text{tg}\phi$  d’où  $\phi' = \text{Arc tg}(2/3 \text{tg}\phi)$

et  $C' = 2/3C$  (cas d’un sol mou d’après **Tarzaghi**).

**Pour  $\phi = 10,18^\circ$  on a  $\phi' = 6,78 \approx 7^\circ$  :**

$$N_\gamma = 1,75$$

$$N_q = 6,86$$

$$N_c = 1$$

F : coefficient de sécurité qui est égale à 3.

**Pour une semelle rectangulaire :**

$$B = 7,4 \text{ m}$$

$$B/L = 7,4 / 31,07 = 0,24$$

Pour  $C = 0,44 \text{ bars}$  on a  $C' = 0,3 \text{ bars}$

Conditions non drainées :

$$S_c = 1,048$$

$$S_\gamma = 0,952$$

$$S_q = 1$$

$$q_u = \left( 0,099 \cdot \frac{7,4}{2} \cdot 0,952 \cdot 1,75 \right) + (0,4 \cdot 1,6,86) + (0,3 \cdot 1,048,1) = 3,66 \text{ bars}$$

$$q_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{(3,66 - \gamma \cdot D)}{3} = 1,48 \text{ bars}$$

Tableau (II-05) : Récapitulatif de valeur de contrainte admissible pour différentes largeurs B

Laboratoire	N° de SC	D(m)	B(m)	Type de semelle	$q_0 = \gamma \cdot D$ (bars)	$Q_u$ (bars)	$Q_{ad}$ (bars)
L.N.H.C	SC N°01	2	7,4	Rectangulaire	0,403	<b>3,66</b>	<b>1,48</b>
		2	18,5	Filante	0,403	<b>3,20</b>	<b>1,33</b>
		2	18,5	Filante	0,400	<b>1,50</b>	<b>0,76</b>

2) En utilisant le pressiomètre:

Profondeur (m)	Lithologie
0,0	Remblais
1,5	
7,0	Marne grise
18	Marne imprégnée de vase
27	Marne argileuse sableuse
30	Marne sableuse imprégnée de vase

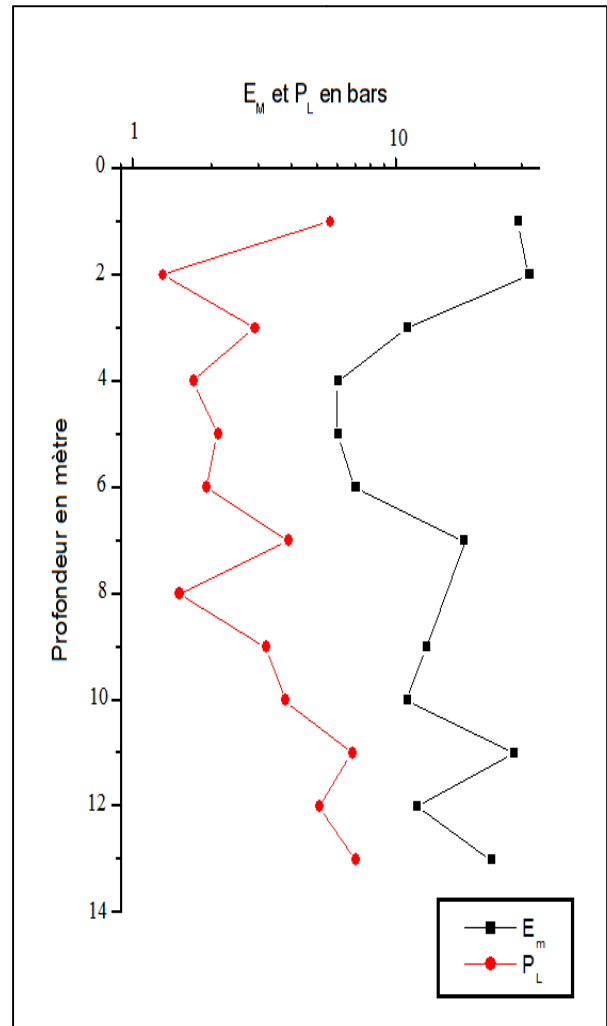


Figure (II-04): Représentation du module pressiométrique  $E_m$  et des pressions limite  $P_L$  réalisé par (L.N.H.C)

**a) Calcul de la contrainte admissible sous la culée du pont N° 01( $\sigma = 2,1$  bars):**

Le principe de base est édicté comme suit :

- Dépasser la couche de remblais et les anciennes terres végétales.
- La contrainte de calcul ne doit pas engendrer des tassements excessifs sous la fondation.

La fondation conçue est un radier de 1,5 m d'épaisseur, de dimensions 7,4 x 31 (m<sup>2</sup>).  
 Contrainte transmise sous la fondation à l'ELS :  $\sigma_{ELS} = 2,1$  bars, pour un ancrage de :  $D = 2m$

**❖ Contrainte admissible :**

$$q_u = k_p \cdot P_{le}^* + q'_0$$

$$k_p = 0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \dots \dots \dots ( \dots ) P_{ln}} = 3,1 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}} \cdot \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz = \frac{1}{P_{le}} \cdot \sum_0^n P_{li}^* \cdot \Delta z_i = 2,2 \text{ m}$$

$$k_p = 0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{7,4}{31} \right) \cdot \frac{2,2}{7,4} \right] = 0,89$$

$$q'_0 = \sum_1^n \gamma_i \cdot h_i = 0,2 \times 2 = 0,4 \text{ bars}$$

$$q_u = 0,89 \times 3,1 + 0,4 = 3,16 \text{ bars}$$

$$\sigma_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{q_u - q'_0}{f_s}$$

$$\sigma_{ad} = 0,2 \times 2 + \frac{3,16 - 0,4}{3} = 1,32 \text{ bars}$$

**Tableau (II-06) :** contrainte admissible calculé à partir des valeurs pressiométrique SP<sub>1</sub> réalisé par L.N.H.C :

<b>P<sub>le</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>D<sub>e</sub></b> <b>(m)</b>	<b>k<sub>p</sub></b>	<b>q'<sub>0</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q<sub>u</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q<sub>ELS</sub></b> <b>(bars)</b>
3,1	2,2	0,89	0,4	3,16	<b>1,32</b>

b) Calcul de la contrainte admissible sous le remblai d'accès ( $\sigma = 1,38$  bars):

Profondeur (m)	Lithologie
0,0	Remblais
2,0	
6,0	Argile limoneuse de couleur brune plastique
30	Argile limoneuse de couleur grise avec un passage sableux de 15 à 18,5 m
34	Argile marneuse de couleur grise

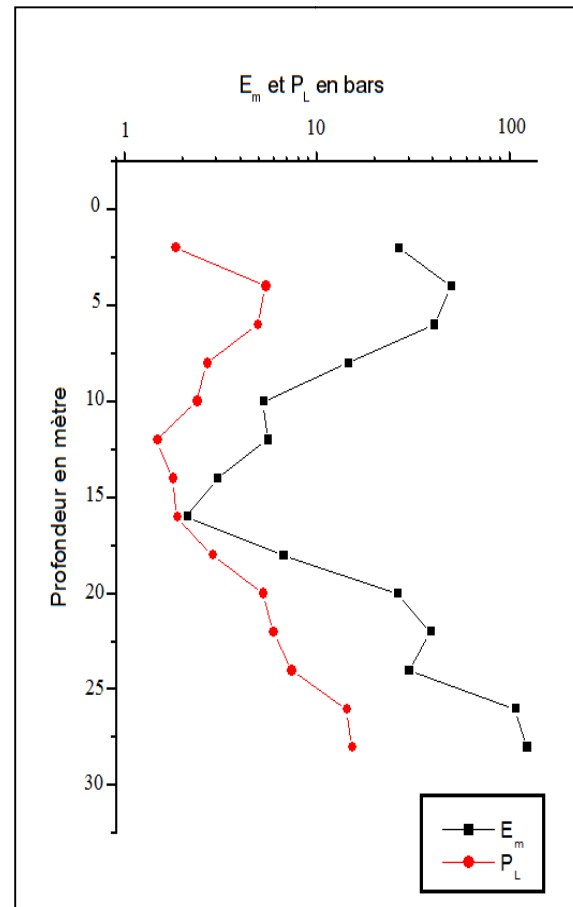


Figure (II-05) : Représentation du module pressiométrique  $E_m$  et des pressions limite  $P_L$  réalisés par (L.T.P.E)

La fondation conçue est un radier de 0,65 m d'épaisseur, de dimensions 18,5 x 20 (m)<sup>2</sup>.

Contrainte transmise sous la fondation à l'ELS :  $\sigma_{ELS} = 1,38$  bars, pour un ancrage de :  $D = 2m$

❖ Contrainte admissible :

$$k_p = 0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{B}{L} \right) \cdot \frac{D_e}{B} \right]$$

$$P_{le}^* = \sqrt[n]{P_{l1} \cdot P_{l2} \cdot P_{l3} \dots \dots \dots (..) P_{ln}} = 3,94 \text{ bars}$$

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \cdot \int_0^D P_l^*(z) \cdot dz = \frac{1}{P_{le}^*} \cdot \sum_0^n P_{li}^* \cdot \Delta z_i = 2,2 \text{ m}$$

$$k_p = 0,8 \left[ 1 + 0,25 \left( 0,6 + 0,4 \cdot \frac{7,4}{31} \right) \cdot \frac{2,2}{7,4} \right] = 0,89$$

$$q'_0 = \sum_1^n \gamma_i \cdot h_i = 0,2 \times 2 = 0,4 \text{ bars}$$

$$q_u = 0,89 \times 3,94 + 0,4 = 3,90 \text{ bars}$$

$$\sigma_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{q_u - q'_0}{f_s}$$

$$\sigma_{ad} = 0,2 \times 2 + \frac{3,90 - 0,4}{3} = 1,56 \text{ bars}$$

**Tableau (II-07) :** Contrainte admissible calculé à partir des valeurs pressiométrique SP<sub>1</sub> réalisé par L.T.P.E :

<b>P<sub>le</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>D<sub>e</sub></b> <b>(m)</b>	<b>k<sub>p</sub></b>	<b>q'<sub>0</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q<sub>u</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q<sub>EELS</sub></b> <b>(bars)</b>
3,94	0,93	0,86	0,4	3,90	<b>1,56</b>

## Section 2 : Calculs des tassements

Sous l'effet d'un chargement donné (fondation, remblai, etc.), le sol se déforme. On sait que dans la plupart des cas, la surface du sol est horizontale et les charges sont verticales; les déformations et par conséquent les déplacements, seront dans la même direction. Ils sont appelés tassements.

Pour un sol, les tassements résultent essentiellement de sa compressibilité (diminution de volume) qui est dû :

- Au réarrangement du squelette solide,
- A l'évacuation de l'eau contenue dans les vides,
- Et à la compression de l'eau et de l'air contenus dans les vides.

A noter que pour les contraintes courantes l'eau et le squelette solide peuvent être considérés incompressibles.

### 2-1. Principes généraux :

Par hypothèse, nous nous limiterons aux contraintes verticales et aux problèmes à deux dimensions ou axisymétriques.

Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical se fait en deux étapes.

- **Première étape : calcul de l'état de contraintes dans le sol avant et après le changement**

Pour cette étape, il est en général fait appel à la théorie de l'élasticité, cette approximation étant valable au moins pour les contraintes verticales.

- **Deuxième étape : calcul des déformations**

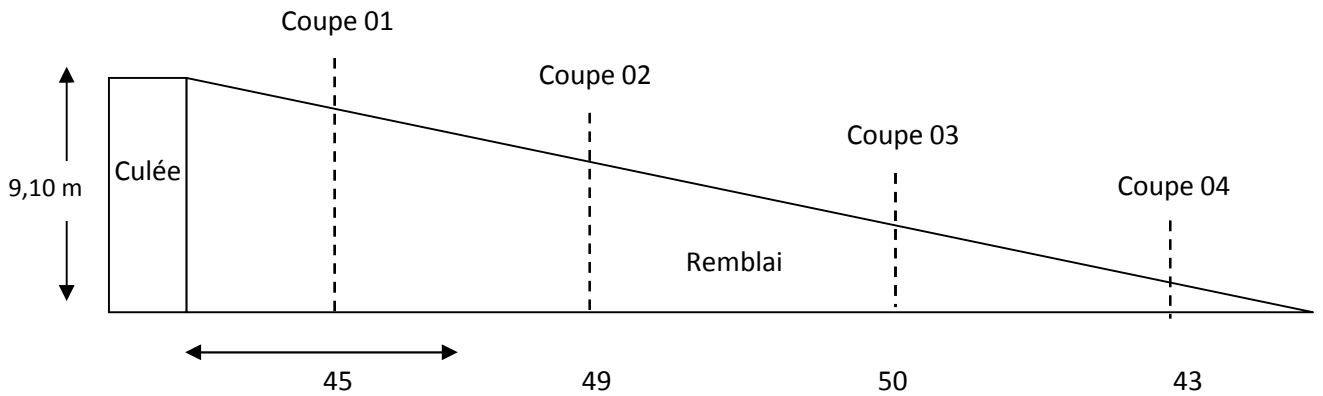
Deux méthodes sont utilisées pour cette seconde étape, la méthode du chemin de contraintes (basée sur l'essai oedométrique) et la méthode dérivée de la théorie de l'élasticité (basée le plus souvent sur l'essai pressiométrique).

### 2-2. Description de l'ouvrage :

L'ouvrage à réaliser consiste en un remblai d'accès de forme trapézoïdale profilé en long (Figure (II-06)) soutenu par des murs de soutènement préfabriqués de hauteur qui varie de 1m à 10m dont le matériau utilisé est le TVO de masse volumique  $\gamma_h = 19 \text{ KN/m}^3$ , pour un angle de frottement  $\varphi = 30^\circ$  et de la cohésion  $C = 0$ .

Le remblai se compose de nombreuses couches d'épaisseur 30 cm compactées à l'aide d'un compacteur lourd.

a- Le profil en long du remblai:



b- Coupe 01 :

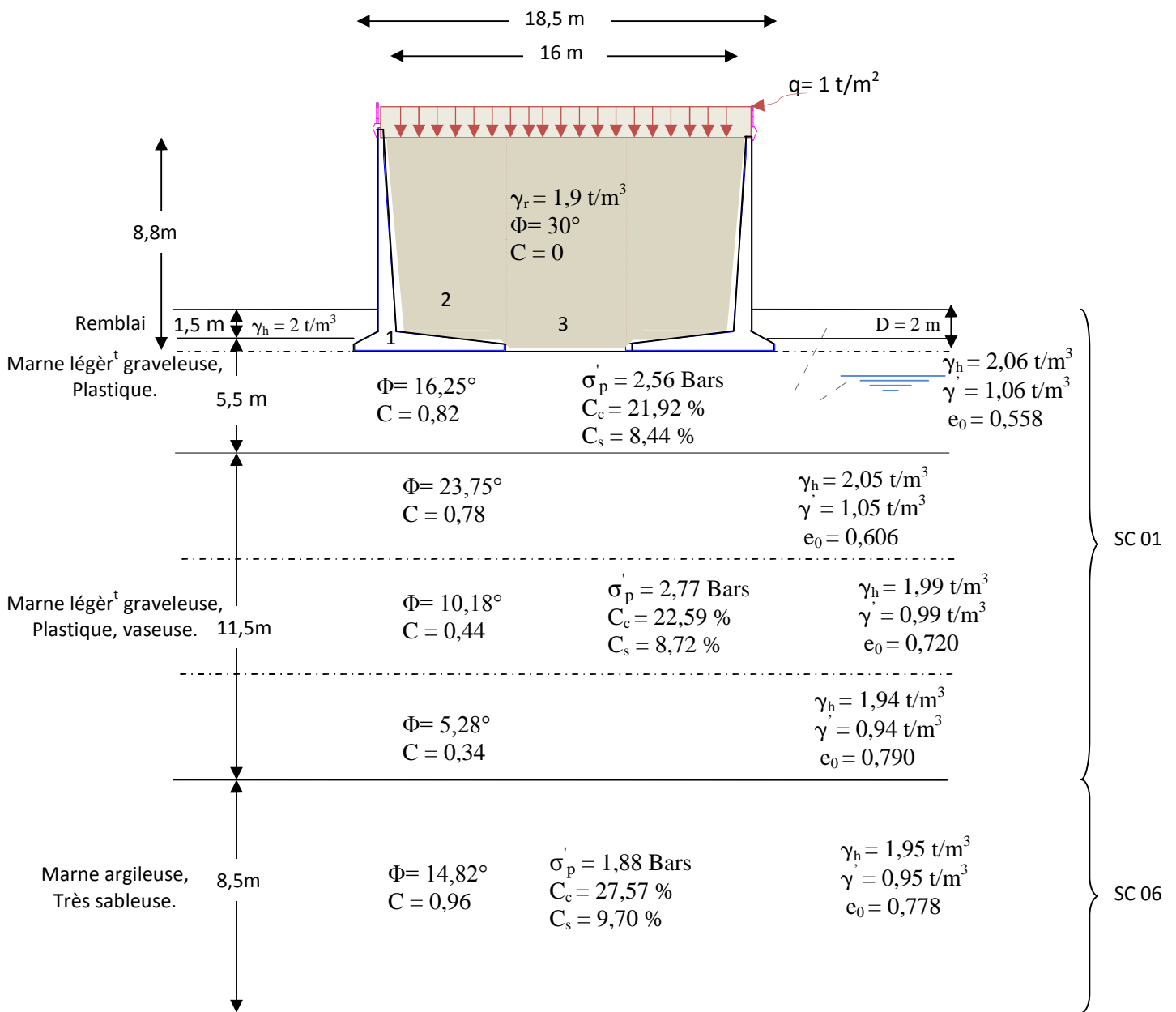


Figure (II-06) : Profil géotechnique du sol (SC N°01 et N°06 rapport L.N.H.C)

### 2-3. Calcul des tassements par la méthode oedométrique :

#### 2-3.1 Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective :

- Pour une couche de sol de hauteur «  $h_i$  » et d'indice des vides initial «  $e_0$  », après un chargement donné et à un instant «  $t$  », on a :

$$\frac{\Delta h_i}{h_i} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

$\Delta h_i$  et  $e$  sont le tassement et l'indice des vides à l'instant «  $t$  ».

- Pour une couche (i) de sol de hauteur «  $h_i$  », d'indice de compression «  $C_c$  », d'indice de gonflement «  $C_s$  » et de pression de préconsolidation «  $\sigma'_p$  », si la contrainte verticale initiale due aux poids propres du sol est «  $\sigma'_{v0}$  », calculée au centre de la couche et si le chargement provoque un supplément de contrainte  $\Delta\sigma_v$ , qui sont calculés comme suit :

$\sigma'_{v0}$  : Contrainte effective verticale du sol en place

$$\sigma'_{v0} = \gamma * z$$

$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_z$ : Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donné de la surface

$$\Delta\sigma_v = 4 * I * q \quad (\text{Cas d'une surface rectangulaire})$$

I : facteur d'influence à l'aplomb de la verticale d'un sommet d'un rectangle simple uniformément chargé

q : est la pression moyenne effective agissant sur la fondation

Le rapport de sur-consolidation (**Roc**) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol. Il est défini par :

$$Roc = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}$$

- Si **Roc = 1**, le sol est **normalement consolidé**, Ces sols sont amené à développer des grands tassements, puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.

$$\Delta h_i = h_i \left[ \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right]$$

- Si **Roc > 1**, le sol est **sur-consolidé**. Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de pré consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.

On a deux cas peuvent se présenter :

- Si  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v > \sigma'_p$



$$\Delta h_i = h_i \left[ \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right]$$

➤ Si  $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$

$$\Delta h_i = h_i \left[ \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right]$$

- Si  $Roc < 1$ , le sol est **sous-consolidé**, c'est le cas des sols en cours de formation (vases, tourbes, .....etc) .

$$\Delta h_i = h_i \left[ \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right]$$

On doit noter que :

- Si le sol est composé de plusieurs couches compressibles, le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.
- Si la hauteur de la couche est supérieure à 3m, on subdivisera la couche en sous couches.

➤ **Effet d'une surcharge rectangulaire uniforme  $q$  :**

L'augmentation de contrainte en un point M à la verticale sous un coin et à une profondeur  $z$  est :  $\Delta\sigma_v = q \cdot I$ . (voir figure (II-07)).  $I = f(a/z, b/z)$  peut être lu dans le tableau (Annexe III).

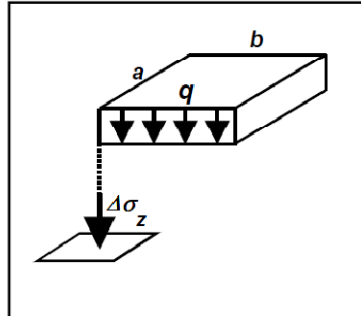


Figure (II-07): Augmentation de contrainte due à une charge rectangulaire

➤ **Effet d'un remblai semi-infini**

L'augmentation de contrainte en un point M à la verticale sous un remblai de hauteur  $H$  et à une profondeur  $z$  est :  $\Delta\sigma_v = I \cdot \gamma \cdot H$ . (Voir figure (II-08)).  $I = f(a/z, b/z)$  peut être lu dans le tableau (Annexe III)

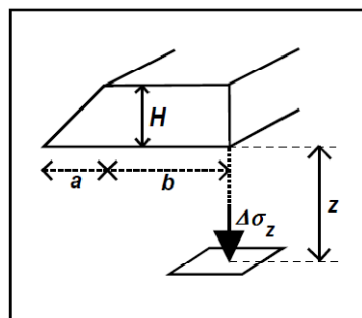


Figure (II-08) : Effet d'un remblai semi-infini

- Pour le calcul des tassements par la méthode oedométrique on procède aux étapes suivantes :
  - Découpage du sol en n tranches suffisamment minces.
  - Calcul de la contrainte verticale effective des terres  $\sigma'_{v0}$ .
  - Calcul de la contrainte verticale produite par une surface quelconque uniformément chargée d'un point donné  $\Delta\sigma_v$ .
  - Calcul de la contrainte effective finale  $\sigma_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ .

**2-3.2 Calcul de la contrainte appliqué par la structure et remblai sur le sol  $\sigma_z$ :**

- 1) Poids propre des murs =  $\gamma_b * S * 1m = 2,5 * 6,18 = 15,45$  t.
- 2) Poids des terres sur la semelle =  $\gamma_t * S_t * 1m = 1,9 * 31,11 = 59,1$  t.
- 3) Poids du remblai restant =  $\gamma_r * S_r = 122,056$  t.

$\sigma_{m+t}$  : Contrainte appliquée par le mur de soutènement et les terres sur la semelle.

$\sigma_{remblais}$  : Contrainte du remblai.

$\sigma_{m+t} = 13,31 \text{ t/m}^2 = 1,331 \text{ bars}$

$\sigma_{remblai} = 16,72 \text{ t/m}^2 = 1,672 \text{ bars}$

$$\sigma_0 = \frac{2 * \sigma_{m+t} + \sigma_{remblai}}{3}$$

➤  **$\sigma_0 = 144 \text{ KPa}$**

$\Delta\sigma = 4 * I * q$

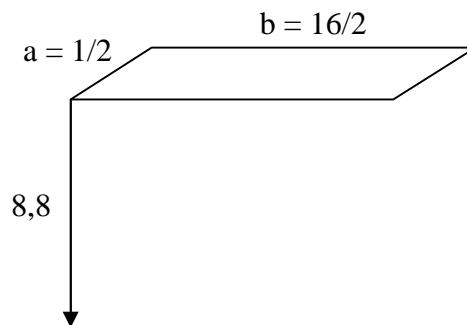
$I = f(m,n) = f(a/z, b/z) = f(0,0056, 0,9)$

$I \longrightarrow 0,0033$  (Annexe)

➤  **$\Delta\sigma = 0,132 \text{ KPa}$**

$\sigma_z = \Delta\sigma + \sigma_0 = 1,44 + 0,00132$

➤  **$\sigma_z = 144,132 \text{ KPa}$**



**Figure (II-09) :** Représentation de a et b

- Considérant l'ensemble de la structure comme étant une semelle filante de longueur  $B = 18,5$  m et de largeur  $L = 1$  m avec une contrainte de  $\sigma_z = 144 \text{ KPa}$  appliquée sur le sol de fondation.

Pour se faire ; On a 3 couches qui sont découpé en sous couche de 1 m. Chacune, on leur calcule  $\Delta\sigma_v$  et  $\sigma_0$  correspondant.

**a- Calcul de  $\Delta\sigma_v$ :**

$\Delta\sigma_v = 4 * I_z * \sigma_z$  avec  $I_z = f(L'/B', Z/B')$

$B = 18,5$  m ;  $L = 1$  m ;  $Z = 1$  m.

$B' = B/2$  ;  $L' = L/2 \longrightarrow B' = 9,25$  m ;  $L' = 0,5$  m

$$\left. \begin{array}{l} L'/B'=18,5 \approx \infty \\ Z/B'=0,108 \end{array} \right\} I_z = 0,249 \quad \text{Par interpolation (Annexe III)}$$

$$\Delta\sigma_v = 4 \cdot 0,249 \cdot 1,44 = 1,434 \text{ bars}$$

**b- Calcul de  $\sigma_{v0}$  :**




$$\sigma_{v0} = (1,5 \cdot 2 + 1 \cdot 2,06) \cdot 0,1 = 0,506 \text{ bars}$$

Idem pour les autres couches.

Les résultats sont insérés dans le tableau (II-08) suivant :

**Tableau (II-08) : Calculs des contraintes finales effectives**

N° de couches	Z (m)	Z/B' (m)	$I_z$	$\Delta\sigma_v = 4 \cdot I_z \cdot \sigma_z$ (bars)	$\sigma_{v0}$ (bars)	$\sigma_f = \Delta\sigma + \sigma_{v0}$ (bars)	
3m <b>1</b>	1	0,108	0,249	1,434	0,506	1,940	
	2	0,216	0,249	1,434	0,612	2,046	
	3	0,324	0,246	1,417	0,718	2,135	
	4	0,432	0,242	1,394	0,824	2,218	
	7m	5	0,541	0,241	1,388	0,93	2,318
8m <b>2</b>	6	0,649	0,230	1,325	1,035	2,360	
	7	0,757	0,224	1,290	1,14	2,430	
	10m	8	0,865	0,215	1,238	1,245	2,483
<b>3</b>	9	0,973	0,207	1,192	1,35	2,542	
	10	1,081	0,205	1,181	1,452	2,633	
	14m	11	1,189	0,190	1,094	1,551	2,645
	12	1,297	0,182	1,048	1,65	2,698	
<b>4</b>	13	1,405	0,174	1,002	1,749	2,751	
	14	1,514	0,167	0,962	1,846	2,808	
	18m	15	1,622	0,159	0,916	1,94	2,856
	16	1,730	0,153	0,881	2,034	2,915	
<b>5</b>	17	1,838	0,146	0,841	2,128	2,969	
	18	1,946	0,140	0,806	2,222	3,028	
	19	2,054	0,137	0,789	2,317	3,106	
	20	2,162	0,129	0,743	2,412	3,155	
	21	2,270	0,125	0,720	2,507	3,227	
	22	2,378	0,120	0,691	2,602	3,293	
	23	2,486	0,115	0,662	2,697	3,359	
	24	2,595	0,112	0,645	2,792	3,437	
28m	25	2,703	0,108	0,622	2,887	3,509	

-  Marne légèrement graveleuse plastique
-  Marne légèrement graveleuse plastique imprégnée de vase.
-  Marne argileuse très sableuse parfois oxydes.

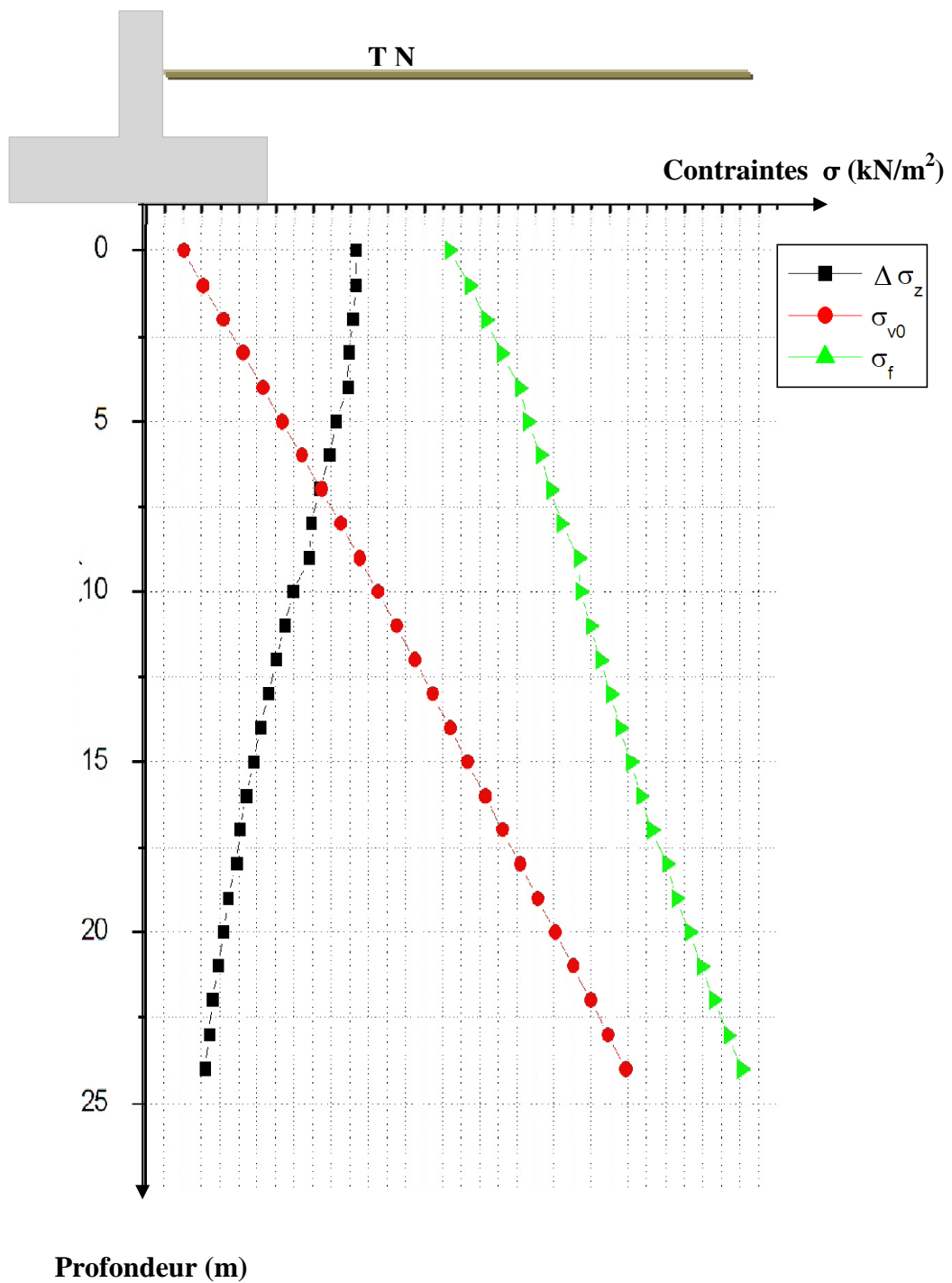


Figure (II-10) : Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous la structure réelle  
 B=18,5m

**c- Calcul du tassement  $\Delta h_i$  :**

• **Roc** =  $\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} = \frac{2,56}{0,506} = 5,059 > 1 \longrightarrow$  **sur-consolidé**

$\sigma_f = \Delta\sigma' + \sigma'_{v0} = 1,940 \text{ bars} < \sigma'_p = 2,56 \text{ bars}$

$\Delta h_i = h_i \left[ \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] = 1 \left[ \frac{0,0844}{1+0,559} \log \frac{1,940}{0,506} \right] = 0,031 \text{ m} = 3 \text{ cm}$

Idem pour les autres couches.

Les résultats sont insérés dans le tableau (II-09) suivant :

**Tableau (II-09) :** Récapitulatif du calcul de tassement sous une contrainte de 144 KPa

N° de couches	$e_0$	$\sigma'_p$ (bars)	$C_s$	$C_c$	Roc	Observation	$\Delta h_i$ (m)
3m <b>1</b>	0,559	2,56	0,0844	0,2192	5,059	sur consolidé	0.032
	0,559	2,56	0,0844	0,2192	4,183	sur consolidé	0.028
	0,559	2,56	0,0844	0,2192	3,565	sur consolidé	0.026
	0,559	2,56	0,0844	0,2192	3,107	sur consolidé	0.023
	7m	0,559	2,56	0,0844	0,2192	2,753	sur consolidé
8m <b>2</b> 10m	0,606	2,665	0,0858	0,2225	2,575	sur consolidé	0.019
	0,606	2,665	0,0858	0,2225	2,338	sur consolidé	0.018
	0,606	2,665	0,0858	0,2225	2,141	sur consolidé	0.016
	0,606	2,665	0,0858	0,2225	1,974	sur consolidé	0.015
14m <b>3</b>	0,720	2,77	0,0872	0,2259	1,908	sur consolidé	0.013
	0,720	2,77	0,0872	0,2259	1,786	sur consolidé	0.012
	0,720	2,77	0,0872	0,2259	1,679	sur consolidé	0.011
	0,720	2,77	0,0872	0,2259	1,584	sur consolidé	0.010
18m <b>4</b>	0,790	2,325	0,0921	0,2508	1,259	sur consolidé	0.017
	0,790	2,325	0,0921	0,2508	1,198	sur consolidé	0.017
	0,790	2,325	0,0921	0,2508	1,143	sur consolidé	0.017
	0,790	2,325	0,0921	0,2508	1,093	sur consolidé	0.017
28m <b>5</b>	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,846	sous consolidé	0.032
	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,811	sous consolidé	0.034
	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,779	sous consolidé	0.035
	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,750	sous consolidé	0.036
	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,723	sous consolidé	0.038
	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,697	sous consolidé	0.039
	0,778	1,88	0,097	0,2757	0,673	sous consolidé	0.041
0,778	1,88	0,097	0,2757	0,651	sous consolidé	0.042	
<b>Total</b>							<b>0.607</b>

0,2 <  $C_c$  < 0,3 le sol est assez fortement compressible

Le tassement total est de  $\Delta h_i = 60,7 \text{ cm}$  à la profondeur de 25 m.

**Tableau (II-10) :** Récapitulatif du calcul de tassement sous une contrainte de 210 Kpa, sous la culée du pont

N° de couches	Z (m)	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (bars)	$\sigma_0$ (bars)	$e_0$	$\sigma_f$ (bars)	$\sigma'_p$ (bars)	$C_c$	$\Delta h_i$ (m)
<b>1</b>	1	2,082	0,506	0,559	2,588	2,56	0,0844	0,038
	2	1,952	0,612	0,559	2,564	2,56	0,0844	0,034
	3	1,840	0,718	0,559	2,558	2,56	0,0844	0,030
	4	1,709	0,824	0,559	2,533	2,56	0,0844	0,026
	5	1,486	0,93	0,559	2,416	2,56	0,0844	0,022
<b>2</b>	6	1,326	1,035	0,606	2,361	2,665	0,0858	0,019
	7	1,184	1,14	0,606	2,324	2,665	0,0858	0,017
	8	1,081	1,245	0,606	2,326	2,665	0,0858	0,015
	9	1,006	1,35	0,606	2,356	2,665	0,0858	0,013
<b>3</b>	10	0,898	1,452	0,720	2,350	2,77	0,0872	0,011
	11	0,777	1,551	0,720	2,328	2,77	0,0872	0,009
	12	0,712	1,65	0,720	2,362	2,77	0,0872	0,008
	13	0,654	1,749	0,720	2,403	2,77	0,0872	0,007
<b>4</b>	14	0,597	1,846	0,790	2,443	2,325	0,0921	0,008
	15	0,550	1,94	0,790	2,490	2,325	0,0921	0,008
	16	0,513	2,034	0,790	2,547	2,325	0,0921	0,009
	17	0,480	2,128	0,790	2,608	2,325	0,0921	0,009
<b>5</b>	18	0,449	2,222	0,778	2,671	1,88	0,097	0,012
	19	0,417	2,317	0,778	2,734	1,88	0,097	0,011
	20	0,386	2,412	0,778	2,798	1,88	0,097	0,010
	21	0,374	2,507	0,778	2,881	1,88	0,097	0,009
	22	0,355	2,602	0,778	2,957	1,88	0,097	0,009
	23	0,332	2,697	0,778	3,029	1,88	0,097	0,008
	24	0,316	2,792	0,778	3,108	1,88	0,097	0,007
	25	0,290	2,887	0,778	3,177	1,88	0,097	0,006
							<b>Total</b>	<b>0,355</b>

Le tassement total est de  $\Delta h_i = 35,5$  cm à la profondeur de 25 m

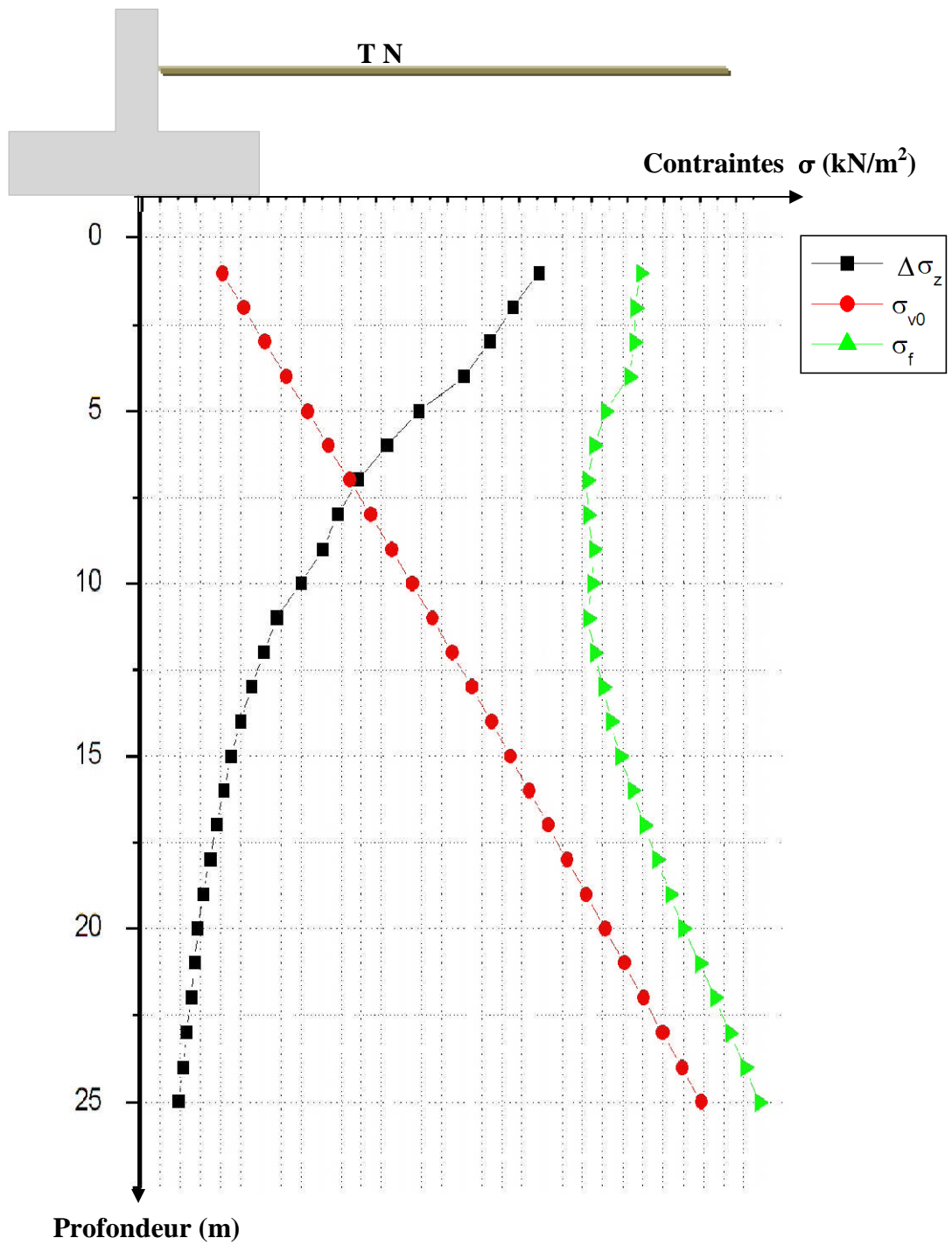
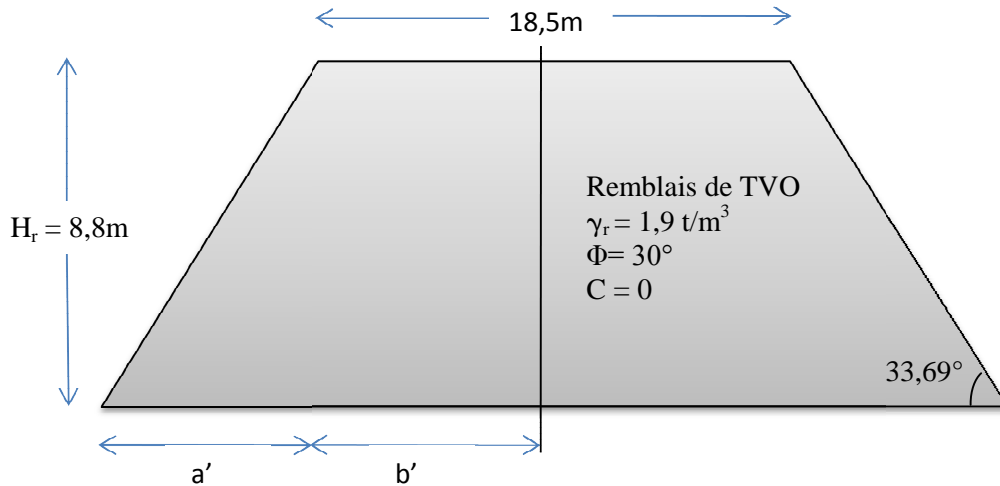


Figure (II-11) : Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous la culée du pont

- Supposant la forme du remblai est trapézoïdale avec un talus admissible  $\geq 3/2$ .

**Coupe 01 :** Charge uniforme sur les remblais d'accès est de 10 à 15 KN/m<sup>2</sup>.



**Figure (II-12) :** Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=8,8 m

Avec :  $a' = (8,8 \cdot 3) / 2 = 13,2 \text{ m}$

$b' = 18,5 / 2 = 9,25 \text{ m}$

$\Delta\sigma = q \cdot I_z$

$q = H_r \cdot \gamma_r = 8,8 \cdot 0,19 = 0,1672 \text{ bars}$

$I_z = f(m,n)$

En prenant  $m = a/z$  et  $n = b/z$ , alors on obtient la formule :

$I_z = (1/\pi) \cdot [((m+n)/m) \arctan(m+n) - (n/m) \arctan(n)]$  (formules de Osterberg ou de Herzog)

**Tableau (II-11) :** Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 01

N° de couche	épaisseur de chaque couche (m)	Z(m)	m=a'/z	n=b'/z	arctg(m+n)	arctg(n)	(m+n)/m	n/m	I <sub>z</sub>	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (Bars)
1	5	2,5	5,280	3,700	1,460	1,307	1,701	0,701	0,498	1,666
2	3,85	6,925	1,906	1,336	1,272	0,928	1,701	0,701	0,481	1,608
3	3,85	10,75	1,228	0,860	1,124	0,711	1,701	0,701	0,450	1,504
4	3,8	14,575	0,906	0,635	0,995	0,566	1,701	0,701	0,412	1,378
5	8,5	20,75	0,636	0,446	0,825	0,419	1,701	0,701	0,353	1,179
Prof = 25 m										



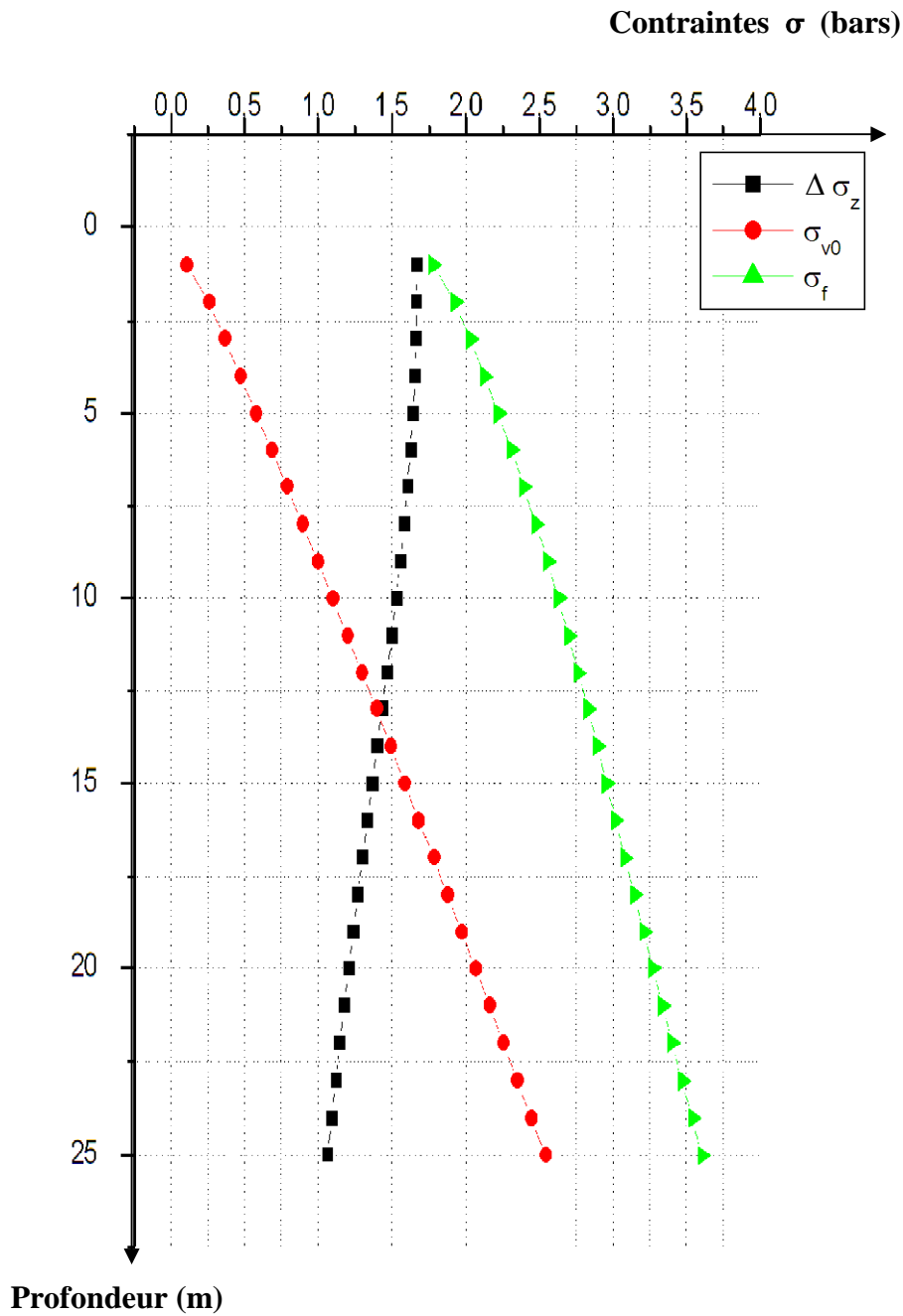
**Tableau (II-12):** Récapitulatif du calcul de tassements coupe 01

N° de couche	$\sigma_0$ (bars)	$e_0$	$\sigma_f$ (bars)	$\sigma'_p$ (bars)	$C_c$	Roc	Observation	$\Delta h_i$ (m)
<b>1</b>	0,265	0,558	1,931	2,56	0,2192	9,660	Sur consolidé	0.234
<b>2</b>	0,732	0,606	2,340	2,665	0,2225	3,641	Sur consolidé	0.104
<b>3</b>	1,122	0,720	2,626	2,77	0,2259	2,469	Sur consolidé	0.072
<b>4</b>	1,491	0,790	2,869	2,325	0,2508	1,559	Sur consolidé	0.086
<b>5</b>	2,075	0,778	3,254	1,88	0,2757	0,906	sous consolidé	0.258
<b>Total</b>								<b>0.753</b>

Découpages des 3 couches en sous couches de 1m.

**Tableau (II-13):** Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m

N° de couches	Z (m)	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (bars)	$\sigma_0$ (bars)	$e_0$	$\sigma_f$ (bars)	$\sigma'_p$ (bars)	$C_c$	$\Delta h_i$ (m)
<b>1</b>	1	1,670	0,103	0,559	1,773	2,56	0,2192	0.067
	2	1,668	0,259	0,559	1,927	2,56	0,2192	0.047
	3	1,664	0,365	0,559	2,029	2,56	0,2192	0.040
	4	1,656	0,471	0,559	2,127	2,56	0,2192	0.035
	5	1,644	0,577	0,559	2,221	2,56	0,2192	0.032
<b>2</b>	6	1,628	0,682	0,606	2,310	2,665	0,2225	0.028
	7	1,607	0,787	0,606	2,394	2,665	0,2225	0.026
	8	1,584	0,892	0,606	2,476	2,665	0,2225	0.024
	9	1,558	0,997	0,606	2,555	2,665	0,2225	0.022
<b>3</b>	10	1,529	1,099	0,720	2,628	2,77	0,2259	0.019
	11	1,498	1,198	0,720	2,696	2,77	0,2259	0.018
	12	1,467	1,297	0,720	2,764	2,77	0,2259	0.017
	13	1,434	1,396	0,720	2,830	2,77	0,2259	0.016
<b>4</b>	14	1,401	1,493	0,790	2,894	2,325	0,2508	0.023
	15	1,368	1,587	0,790	2,955	2,325	0,2508	0.023
	16	1,335	1,681	0,790	3,016	2,325	0,2508	0.023
	17	1,302	1,78	0,790	3,082	2,325	0,2508	0.023
<b>5</b>	18	1,270	1,874	0,778	3,144	1,88	0,2757	0.035
	19	1,238	1,969	0,778	3,207	1,88	0,2757	0.036
	20	1,207	2,064	0,778	3,271	1,88	0,2757	0.037
	21	1,177	2,159	0,778	3,336	1,88	0,2757	0.039
	22	1,147	2,254	0,778	3,401	1,88	0,2757	0.040
	23	1,119	2,349	0,778	3,468	1,88	0,2757	0.041
	24	1,092	2,444	0,778	3,536	1,88	0,2757	0.043
	25	1,065	2,539	0,778	3,604	1,88	0,2757	0.044
<b>Total</b>								<b>0.798</b>



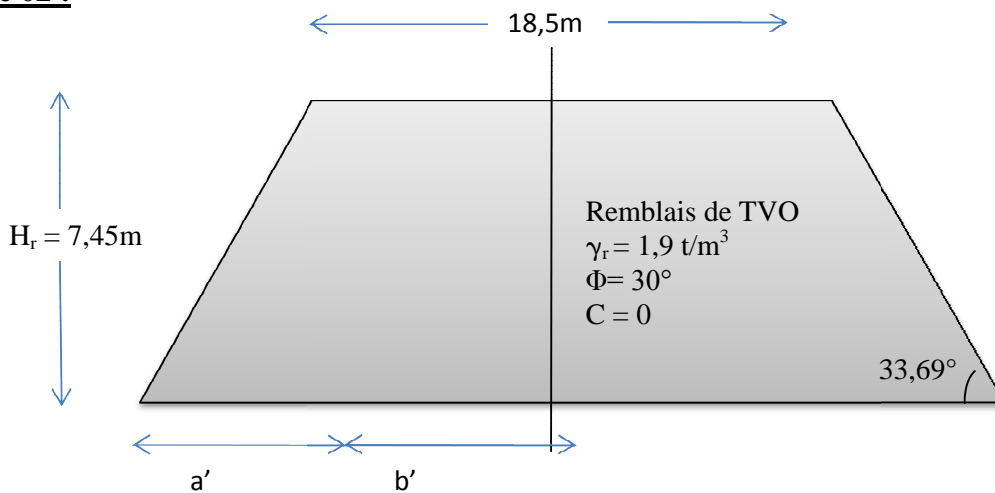
**Figure (II-13) :** Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 01

Le tassement total est de  $\Delta h_i = 79,8$  cm à une profondeur de 25 m.

**Remarque :**

On remarque que les tassements obtenus sous la structure et le remblai trapézoïdal sont importants et leurs résultats se rapprochent.

**Coupe 02 :**



**Figure (II-14) :** Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=7,45 m

**Tableau (II-14) :** Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 02

N° de couche	épaisseur de chaque couche (m)	Z(m)	$m=a'/z$	$n=b'/z$	$\arctg(m+n)$	$\arctg(n)$	$(m+n)/m$	$n/m$	$I_z$	$\Delta\sigma=q \cdot I_z \cdot 2$ (Bars)
1	5	2,5	4,480	3,700	1,449	1,307	1,826	0,826	0,498	1,410
2	3,85	6,925	1,617	1,336	1,244	0,928	1,826	0,826	0,479	1,355
3	3,85	10,75	1,042	0,860	1,087	0,711	1,826	0,826	0,444	1,258
4	3,8	14,575	0,768	0,635	0,952	0,566	1,826	0,826	0,404	1,143
5	8,5	20,75	0,540	0,446	0,778	0,419	1,826	0,826	0,342	0,967
Prof = 25 m										

**Tableau (II-15) :** Récapitulatif du calcul de tassement coupe 02

N° de couche	$\sigma_0$	$e_0$	$\sigma_f$	$\sigma'_p$	$C_c$	Roc	Observation	$\Delta h_i$
1	0,265	0,558	1,675	2,56	0,2192	9,660	Sur consolidé	0.217
2	0,732	0,606	2,087	2,665	0,2225	3,641	Sur consolidé	0.094
3	1,122	0,720	2,380	2,77	0,2259	2,469	Sur consolidé	0.064
4	1,491	0,790	2,634	2,325	0,2508	1,559	Sur consolidé	0.006
5	2,075	0,778	3,042	1,88	0,2757	0,906	sous consolidé	0.219
<b>Total</b>								<b>0.599</b>

Tableau (II-16) : Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m

N° de couches	Z (m)	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (bars)	$\sigma_0$ (bars)	$e_0$	$\sigma_f$ (bars)	$\sigma'_p$ (bars)	$C_c$	$\Delta h_i$ (m)
<b>1</b>	1	1,413	0,103	0,559	1,516	2,56	0,2192	0.063
	2	1,412	0,259	0,559	1,671	2,56	0,2192	0.044
	3	1,407	0,365	0,559	1,772	2,56	0,2192	0.037
	4	1,400	0,471	0,559	1,871	2,56	0,2192	0.032
	5	1,388	0,577	0,559	1,965	2,56	0,2192	0.029
<b>2</b>	6	1,372	0,682	0,606	2,054	2,665	0,2225	0.026
	7	1,353	0,787	0,606	2,140	2,665	0,2225	0.023
	8	1,331	0,892	0,606	2,223	2,665	0,2225	0.021
	9	1,306	0,997	0,606	2,303	2,665	0,2225	0.019
<b>3</b>	10	1,279	1,099	0,720	2,378	2,77	0,2259	0.017
	11	1,251	1,198	0,720	2,449	2,77	0,2259	0.016
	12	1,221	1,297	0,720	2,518	2,77	0,2259	0.015
	13	1,191	1,396	0,720	2,587	2,77	0,2259	0.014
<b>4</b>	14	1,161	1,493	0,790	2,654	2,325	0,2508	0.018
	15	1,131	1,587	0,790	2,718	2,325	0,2508	0.018
	16	1,101	1,681	0,790	2,782	2,325	0,2508	0.018
	17	1,071	1,78	0,790	2,851	2,325	0,2508	0.018
<b>5</b>	18	1,042	1,874	0,778	2,916	1,88	0,2757	0.030
	19	1,014	1,969	0,778	2,983	1,88	0,2757	0.028
	20	0,987	2,064	0,778	3,051	1,88	0,2757	0.026
	21	0,960	2,159	0,778	3,119	1,88	0,2757	0.025
	22	0,935	2,254	0,778	3,189	1,88	0,2757	0.023
	23	0,910	2,349	0,778	3,259	1,88	0,2757	0.022
	24	0,886	2,444	0,778	3,330	1,88	0,2757	0.021
	25	0,863	2,539	0,778	3,402	1,88	0,2757	0.020
							<b>Total</b>	<b>0.623</b>

Le tassement total est de  $\Delta h_i = 62,3$  cm à une profondeur de 25 m.

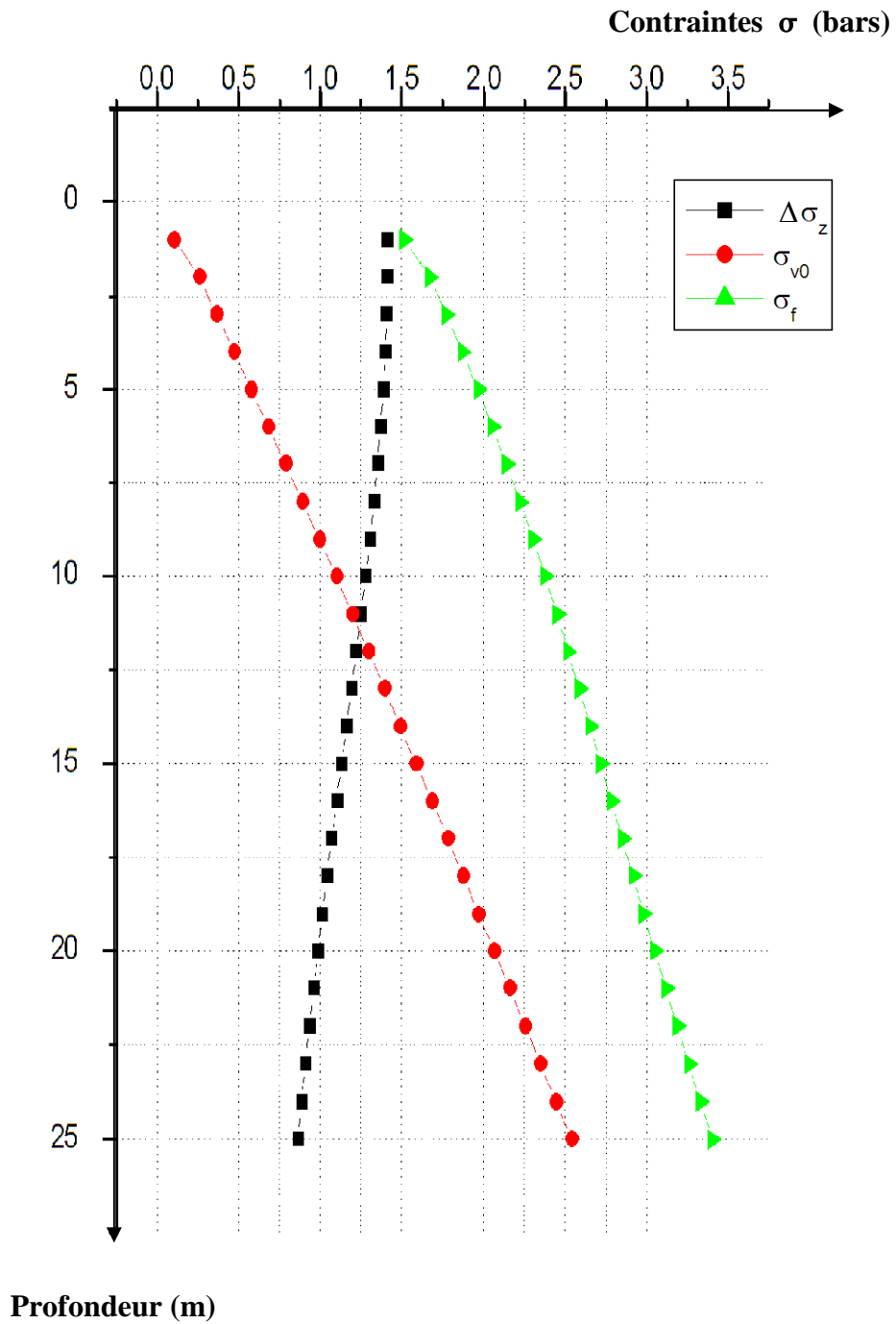
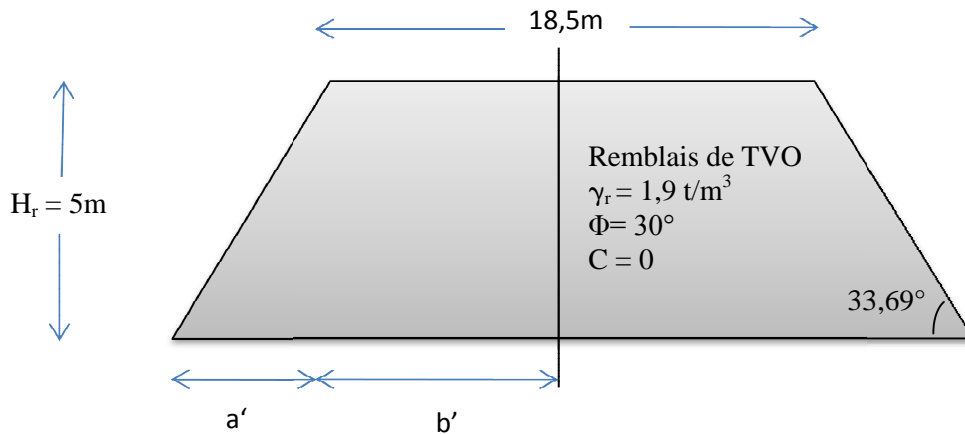


Figure (II-15) : Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 02

**Coupe 03 :**



**Figure (II-16) :** Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=5 m

**Tableau (II-17) :** Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 03

N° de couche	épaisseur de chaque couche (m)	Z(m)	m=a'/z	n=b'/z	arctg(m+n)	arctg(n)	(m+n)/m	n/m	I <sub>z</sub>	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (Bars)
1	5	2,250	3,333	4,111	1,437	1,332	2,233	1,233	0,498	0,947
2	16	13	0,577	0,712	0,911	0,618	2,233	1,233	0,404	0,768
3	7	24,5	0,306	0,378	0,600	0,361	2,233	1,233	0,284	0,540
Prof = 28 m										

**Tableau (II-18) :** Récapitulatif du calcul de tassement coupe 03

N° de couche	$\sigma_0$	$e_0$	$\sigma_f$	$\sigma'_p$	$C_c$	Roc	Observation	$\Delta h_i$
1	0,26	0,587	1,207	2,28	0,14	8,769	Sur consolidé	0.084
2	1,104	1,284	1,872	2,28	0,14	2,065	Sur consolidé	0.064
3	2,07	0,54	2,610	2,28	0,14	1,101	Sur consolidé	0.045
<b>Total</b>								<b>0.193</b>

Tableau (II-19) : Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m

N° de couche	Z (m)	$I_z$	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (bars)	$\sigma_0$ (bars)	$e_0$	$\sigma_f$ (bars)	$\sigma'_p$ (bars)	$C_c$	$\Delta h_i$ (m)
1	1	0,499	0,949	0,052	0,587	1,001	2,28	0,14	0.032
	2	0,499	0,947	0,156	0,587	1,103	2,28	0,14	0.021
	3	0,497	0,944	0,26	0,587	1,204	2,28	0,14	0.017
	4	0,493	0,937	0,364	0,587	1,301	2,28	0,14	0.014
	5	0,488	0,927	0,468	0,587	1,395	2,28	0,14	0.012
2	6	0,481	0,914	0,556	0,57	1,470	2,28	0,14	0.007
	7	0,472	0,898	0,629	0,57	1,527	2,28	0,14	0.007
	8	0,463	0,879	0,702	0,57	1,582	2,28	0,14	0.006
	9	0,452	0,859	0,775	0,57	1,634	2,28	0,14	0.006
	10	0,441	0,837	0,848	0,57	1,686	2,28	0,14	0.005
	11	0,429	0,814	0,921	0,57	1,736	2,28	0,14	0.005
	12	0,417	0,791	0,994	0,549	1,786	2,28	0,14	0.004
	13	0,404	0,768	1,067	0,549	1,836	2,28	0,14	0.004
	14	0,392	0,745	1,140	0,549	1,886	2,28	0,14	0.004
	15	0,380	0,722	1,213	0,549	1,936	2,28	0,14	0.004
	16	0,368	0,700	1,286	0,549	1,987	2,28	0,14	0.003
	17	0,357	0,678	1,359	0,549	2,038	2,28	0,14	0.003
	18	0,346	0,658	1,432	0,549	2,090	2,28	0,14	0.003
	19	0,335	0,637	1,505	0,549	2,143	2,28	0,14	0.003
	20	0,325	0,618	1,578	0,549	2,196	2,28	0,14	0.003
	21	0,315	0,599	1,651	0,549	2,251	2,28	0,14	0.002
3	22	0,306	0,581	1,742	0,54	2,324	2,28	0,14	0.004
	23	0,297	0,564	1,851	0,54	2,416	2,28	0,14	0.005
	24	0,288	0,548	1,960	0,54	2,509	2,28	0,14	0.005
	25	0,280	0,532	2,069	0,54	2,602	2,28	0,14	0.006
	26	0,272	0,518	2,178	0,54	2,696	2,28	0,14	0.007
<b>Total</b>									<b>0.208</b>

Le tassement total est de  $\Delta h_i = 20,8$  cm à une profondeur de 26 m.

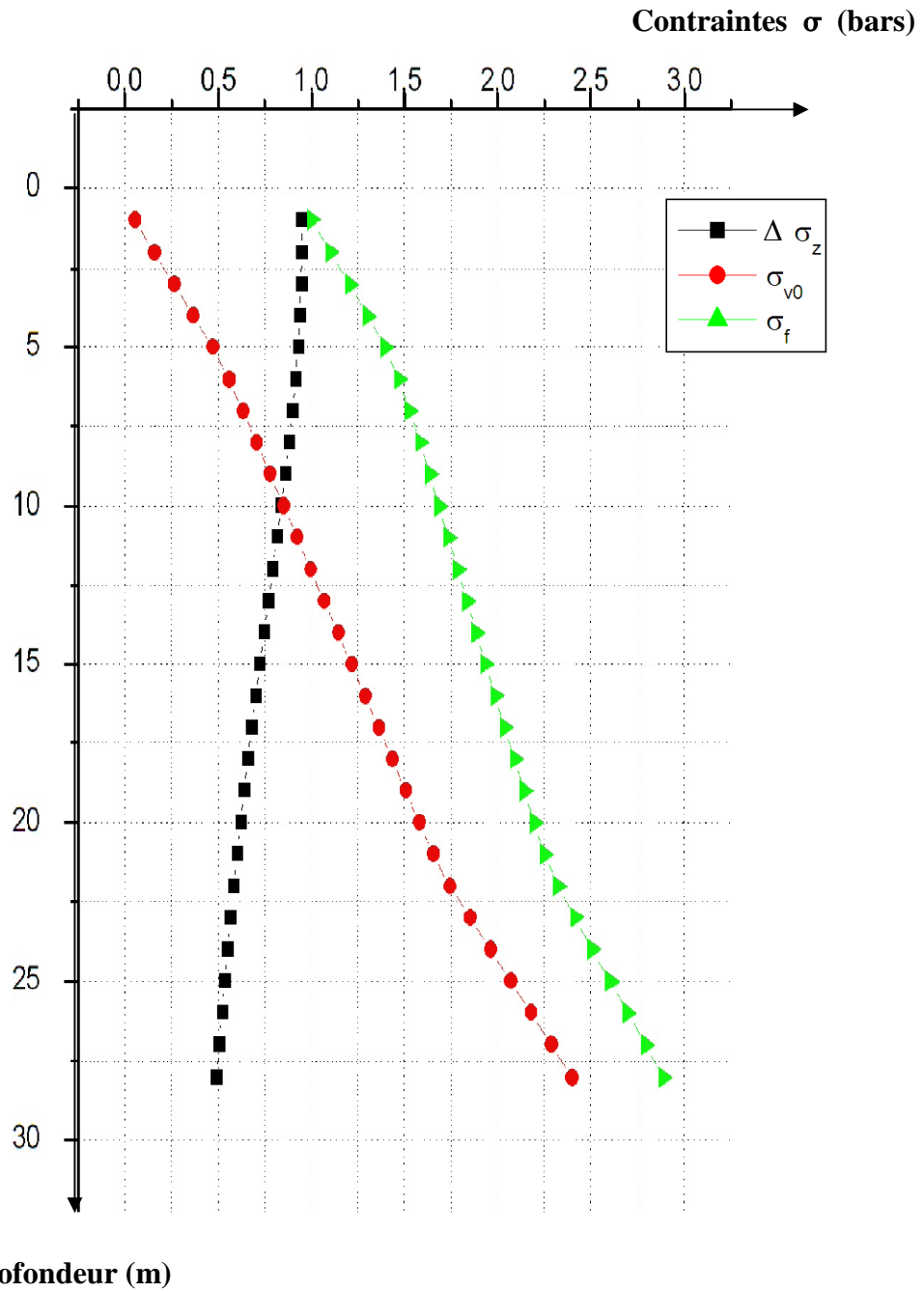
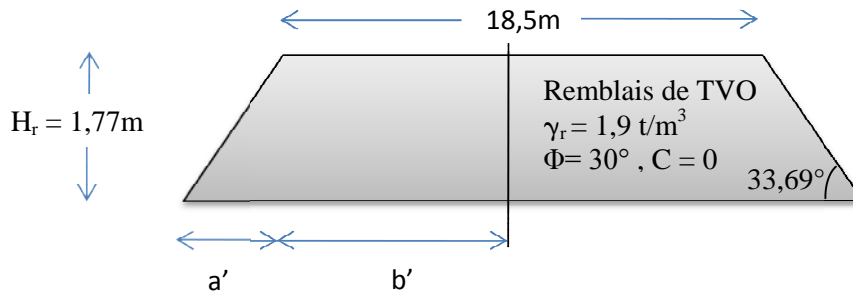


Figure (II-17): Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 03



**Coupe 04 :**



**Figure (II-18) :** Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=1,77 m

**Tableau (II-20) :** Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 04

N° de couche	épaisseur de chaque couche (m)	Z(m)	m=a'/z	n=b'/z	arctg(m+n)	arctg(n)	(m+n)/m	n/m	I <sub>z</sub>	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (Bars)
1	5	2,25	1,178	4,111	1,384	1,332	4,491	3,491	0,498	0,338
2	16	10,25	0,259	0,902	0,860	0,734	4,491	3,491	0,413	0,281
3	7	13,75	0,193	0,673	0,713	0,592	4,491	3,491	0,361	0,246
Prof = 28 m										

**Tableau (II-21) :** Récapitulatif du calcul de tassement coupe 04

N° de couche	$\sigma_0$	$e_0$	$\sigma_f$	$\sigma'_p$	$C_c$	Roc	Observation	$\Delta h_i$
1	0,26	0,587	0,598	2,28	0,14	8,769	Sur consolidé	0.046
2	1,104	1,284	1,385	2,28	0,14	2,065	Sur consolidé	0.028
3	2,07	0,54	2,316	2,28	0,14	1,101	Sur consolidé	0.012
<b>Total</b>								<b>0.085</b>

Tableau (II-22) : Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m

N° de couche	Z (m)	I <sub>z</sub>	$\Delta\sigma = q \cdot I_z \cdot 2$ (bars)	$\sigma_0$ (bars)	e <sub>0</sub>	$\sigma_f$ (bars)	$\sigma'_p$ (bars)	C <sub>c</sub>	$\Delta h_i$ (m)
1	1	0,499	0,340	0,052	0,587	0,392	2,28	0,14	0.022
	2	0,498	0,339	0,156	0,587	0,494	2,28	0,14	0.013
	3	0,495	0,337	0,26	0,587	0,596	2,28	0,14	0.009
	4	0,490	0,333	0,364	0,587	0,696	2,28	0,14	0.007
	5	0,482	0,327	0,468	0,587	0,795	2,28	0,14	0.006
2	6	0,471	0,321	0,5565	0,57	0,877	2,28	0,14	0.003
	7	0,459	0,312	0,6295	0,57	0,941	2,28	0,14	0.003
	8	0,446	0,303	0,7025	0,57	1,005	2,28	0,14	0.003
	9	0,431	0,293	0,7755	0,57	1,068	2,28	0,14	0.002
	10	0,417	0,283	0,8485	0,57	1,131	2,28	0,14	0.002
	11	0,402	0,273	0,9215	0,57	1,194	2,28	0,14	0.002
	12	0,387	0,263	0,9945	0,549	1,257	2,28	0,14	0.002
	13	0,372	0,253	1,0675	0,549	1,320	2,28	0,14	0.002
	14	0,358	0,243	1,1405	0,549	1,383	2,28	0,14	0.001
	15	0,344	0,234	1,2135	0,549	1,447	2,28	0,14	0.001
	16	0,331	0,225	1,2865	0,549	1,511	2,28	0,14	0.001
	17	0,319	0,217	1,3595	0,549	1,576	2,28	0,14	0.001
	18	0,307	0,209	1,4325	0,549	1,641	2,28	0,14	0.001
	19	0,296	0,201	1,5055	0,549	1,706	2,28	0,14	0.001
	20	0,286	0,194	1,5785	0,549	1,772	2,28	0,14	0.001
	21	0,276	0,187	1,6515	0,549	1,838	2,28	0,14	0.001
3	22	0,266	0,181	1,7425	0,54	1,923	2,28	0,14	0.001
	23	0,257	0,175	1,8515	0,54	2,026	2,28	0,14	0.001
	24	0,249	0,169	1,9605	0,54	2,129	2,28	0,14	0.001
	25	0,241	0,164	2,0695	0,54	2,233	2,28	0,14	0.001
	26	0,234	0,159	2,1785	0,54	2,337	2,28	0,14	0.001
<b>Total</b>									<b>0,095</b>

Le tassement total est de  $\Delta h_i = 9,5$  cm à une profondeur de 26 m.

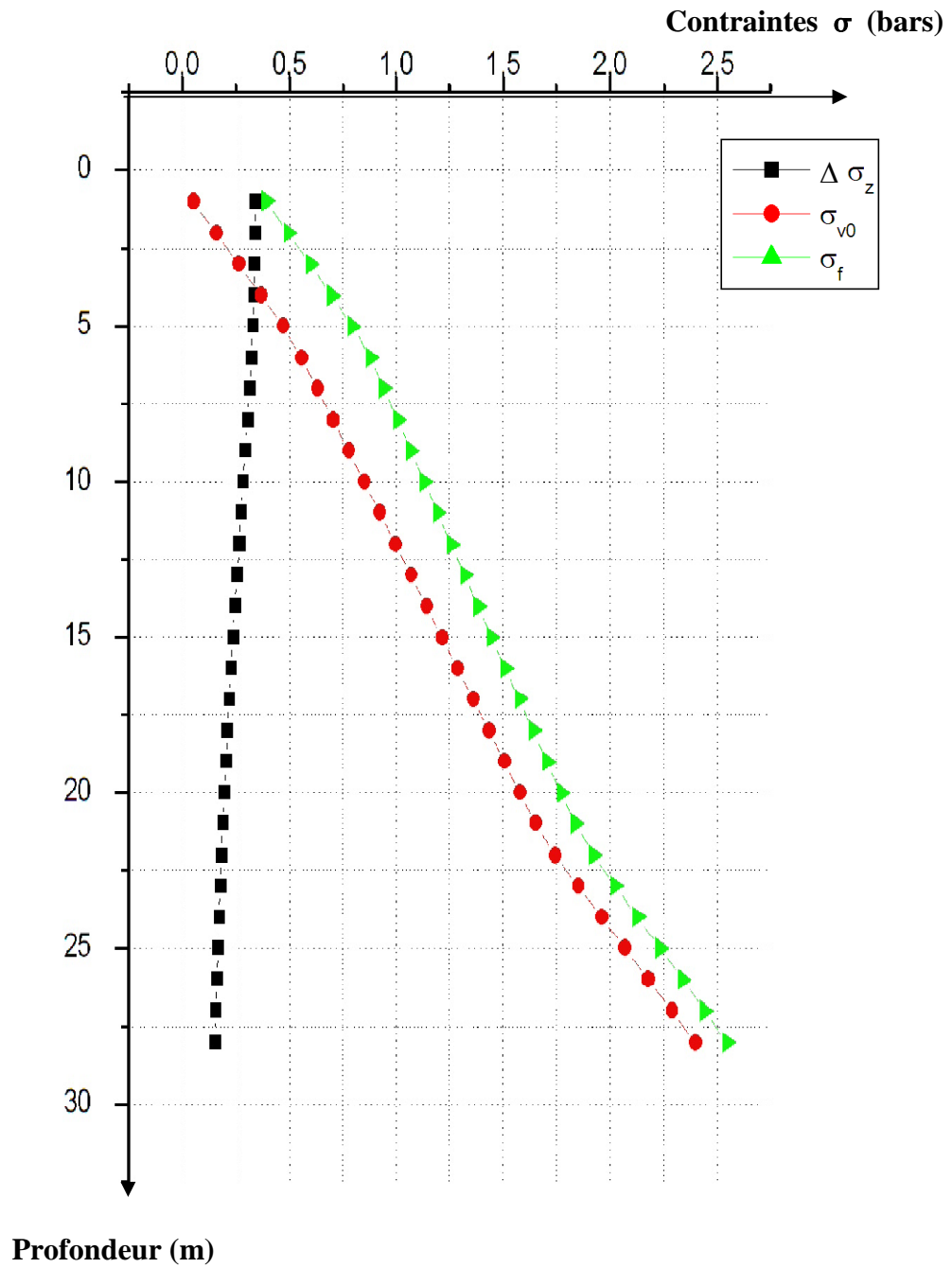


Figure (II-19) : Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 04

**2-4. Calcul des tassements par la méthode pressiométrique :**

**2-4.1 Tassement d'une fondation superficielle :**

Le tassement d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur B est défini comme la somme de deux termes:

$$S_f = S_d + S_c$$

Ménard propose la formule empirique suivante pour le calcul de tassement final  $S_f$  d'une fondation de largeur B :

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_d} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right)^\alpha$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_c} \cdot (q' - \sigma'_{v0}) \cdot \lambda_c \cdot B$$

- $S_c$  : Tassement sphérique,
- $S_d$  : Tassement déviatorique,
- $q'$  : Contrainte effective appliquée par la semelle,
- $\sigma'_{v0}$  : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation,
- $B_0$  : Largeur de référence = **0,60 m**,
- $\alpha$  : Coefficient rhéologique du sol donné par le tableau (II-03).
- $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficient de forme, fonction du rapport L/B (tableau (II-23) ).

**Tableau (II-23) :** Valeurs numériques de  $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  (selon le Fascicule 62, titre V)

L/B	cercle	1	2	3	5	20
$\lambda_c$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
$\lambda_d$	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Le calcul de tassement par la méthode pressiométrique nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation. Chaque tranche a une épaisseur  $\frac{B}{2}$  (voir figure (II-20)).

$E_c$  : représente la valeur harmonique ( $E_1$ ) des modules élémentaires mesurée dans l'intervalle  $(0 \text{ à } \frac{B}{2})$  située immédiatement sous la fondation.

$$E_c = E_1$$

$E_d$  : est donné par formule suivante basée sur les moyennes harmoniques :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}} + \frac{1}{2,5 E_{9,16}}$$

$E_{ij}$  : est la moyenne harmonique des modules pressiométrique mesurés dans les tranches i à j.

Ainsi par exemple  $E_{3,5}$  sera calculé comme suit :

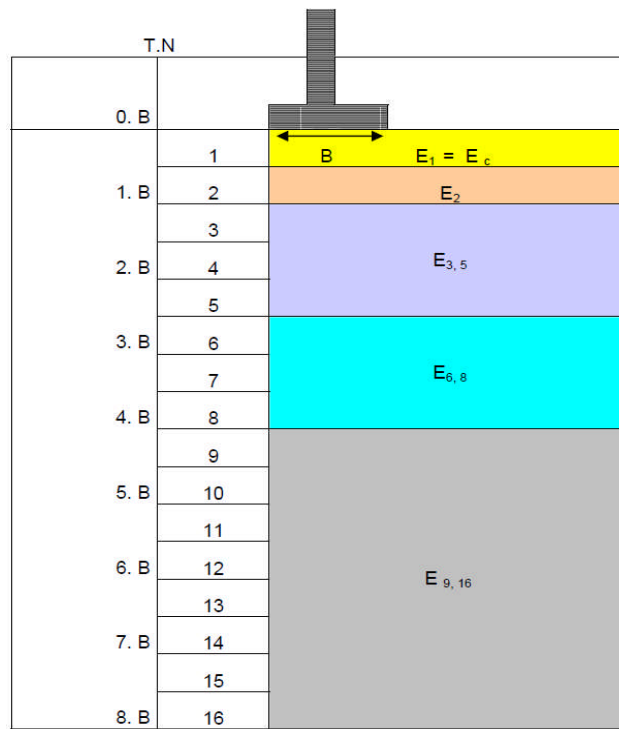
$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{E_3} + \frac{1}{E_4} + \frac{1}{E_5}$$

Si les valeurs de  $E_9$  à  $E_{16}$  ne sont pas connues, mais considérées supérieures aux valeurs sus-jacentes,  $E_d$  se calcule comme suit :

$$\frac{3,6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}} + \frac{1}{2,5 \cdot E_{6,8}}$$

De la même façon, si les valeurs de  $E_6$  et  $E_8$  ne sont pas connues,  $E_d$  est donné par :

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 \cdot E_2} + \frac{1}{E_{3,5}}$$



**Figure (II-20) :** Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique.

1) Calcul des tassements sous la culée du pont N°01( $\sigma = 2,1$ bars):

Remblais		Profondeur en mètre
	Radier	
0.B	B=7,4	-2
0,5.B	$E_1 = 21,50$ bars	-3,7
1.B	$E_2 = 7,52$ bars	-7,4
	$E_{3,5} = 15,54$ bars	
2,5.B		-18,5

La fondation conçue est un radier de 1,5 m d'épaisseur, de dimensions 7,4 x 31 (m<sup>2</sup>).

Contrainte transmise sous la fondation à l'ELS :  $\sigma_{ELS} = 2,1$  bars, pour un ancrage de : D = 2m

- Calcul des modules pressiométriques harmoniques :

$$E_c = E_1 = 21,50 \text{ bars}$$

$$\frac{4}{E_2} = \frac{1}{6} + \frac{1}{6} + \frac{1}{7} + \frac{1}{18} = 0,531$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{15,09} + \frac{1}{15,79} + \frac{1}{15,77} = 0,193 \Rightarrow E_{3,5} = 15,54 \text{ bars}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{21,5} + \frac{1}{0,85 \cdot 7,52} + \frac{1}{15,54} = 0,267 \Rightarrow E_d = 11,97 \text{ bars}$$

$$S_c = \frac{0,5}{9 \cdot 21,5} \cdot (2,1 - 0,4) \cdot 1,4 \cdot 7,4 = 0,045 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 11,97} \cdot (2,1 - 0,4) \cdot 0,6 \cdot \left(2,14 \cdot \frac{7,4}{0,6}\right)^{0,5} = 0,097 \text{ m}$$

**Tableau (II-24) :** valeur du tassement par le pressiomètre SP<sub>1</sub> réalisé par L.N.H.C

<b>E<sub>c</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>E<sub>d</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>λ<sub>c</sub></b>	<b>λ<sub>d</sub></b>	<b>α</b>	<b>σ'v0</b> <b>(bars)</b>	<b>q'</b> <b>(bars)</b>	<b>S<sub>c</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>S<sub>d</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>ΔH</b> <b>(cm)</b>
21,50	11,97	1,4	2,14	0,5	0,4	2,1	4,50	9,70	14,20

**2) Calcul des tassements sous le remblai d'accès (σ = 1,44bars):**

Remblais		Profondeur en mètre
	<b>Radier</b>	
0.B	B=9,25	-2
0,5.B	E <sub>1</sub> = 16,33 bars	-4,625
	E <sub>2</sub> = 9,04 bars	
1.B		-9,25
	E <sub>3,5</sub> = 15,78 bars	
2,5.B		-23,12

La fondation conçue est un radier de 0,65 m d'épaisseur, de dimensions 9,25 x 10 (m<sup>2</sup>).  
 Contrainte transmise sous la fondation à l'ELS :  $\sigma_{ELS} = 1,44$  bars, pour un ancrage de :  $D = 2m$

- Calcul des modules pressiométriques harmoniques :

$$E_c = E_1 = 16,33 \text{ bars}$$

$$\frac{5}{E_2} = \frac{1}{6} + \frac{1}{7} + \frac{1}{18} + \frac{1}{18} + \frac{1}{13} = 0,497 \Rightarrow E_2 = 10,05 \text{ bars}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{15,79} + \frac{1}{12} + \frac{1}{23} = 0,190 \Rightarrow E_{3,5} = 15,77 \text{ bars}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{16,33} + \frac{1}{0,85 \times 10,06} + \frac{1}{15,77} = 0,241 \Rightarrow E_d = 13,24 \text{ bars}$$

$$S_c = \frac{0,5}{9 \times 16,33} \cdot (1,44 - 0,4) \cdot 1,1 \times 9,25 = 0,036 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times 13,24} \cdot (1,44 - 0,4) \cdot 0,6 \cdot \left(1,12 \cdot \frac{9,25}{0,6}\right)^{0,5} = 0,044 \text{ m}$$

**Tableau (II-25) : Valeur du tassement par le pressiomètre SP<sub>1</sub> réalisé par L.N.H.C**

<b>E<sub>c</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>E<sub>d</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>λ<sub>c</sub></b>	<b>λ<sub>d</sub></b>	<b>α</b>	<b>σ'<sub>v0</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q'</b> <b>(bars)</b>	<b>S<sub>c</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>S<sub>d</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>ΔH</b> <b>(cm)</b>
16,33	12,56	1,1	1,12	0,5	0,4	1,44	3,60	4,40	8,00



3) Calcul des tassements sous le remblai d'accès ( $\sigma = 1,38\text{bars}$ ):

Remblais		Profondeur en mètre
	<b>Radier</b>	-2
	B=18,5m	
0,5.B	$E_1 = 32,64 \text{ bars}$	-9,25
1.B	$E_2 = 3,78 \text{ bars}$	-18,5
	$E_{3,5} = 43,86 \text{ bars}$	
1,5.B		-27,75

La fondation conçue est un radier de 0,65 m d'épaisseur, de dimensions 18,5 x 20 (m<sup>2</sup>).  
 Contrainte transmise sous la fondation à l'ELS :  $\sigma_{ELS} = 1,38 \text{ bars}$ , pour un ancrage de : D = 2m

- Calcul des modules pressiométriques harmoniques :

$$E_c = E_1 = 32,64 \text{ bars}$$

$$\frac{5}{E_2} = \frac{1}{5,29} + \frac{1}{5,54} + \frac{1}{3,05} + \frac{1}{2,11} + \frac{1}{6,69} = 1,320 \Rightarrow E_2 = 3,78 \text{ bars}$$

$$\frac{3}{E_{3,5}} = \frac{1}{31,53} + \frac{1}{47,07} + \frac{1}{123,58} = 0,020 \Rightarrow E_{3,5} = 49,13 \text{ bars}$$

$$\frac{3,2}{E_d} = \frac{1}{32,64} + \frac{1}{0,85 \times 3,78} + \frac{1}{49,13} = 0,362 \Rightarrow E_d = 8,83 \text{ bars}$$

$$S_c = \frac{0,5}{9 \cdot 32,64} \cdot (1,38 - 0,4) \cdot 1,1 \times 18,5 = 0,033 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot 8,83} \cdot (1,38 - 0,4) \cdot 0,6 \cdot \left(1,12 \cdot \frac{18,5}{0,6}\right)^{0,5} = 0,087 \text{ m}$$

**Tableau (II-26) :** valeur du tassement par le pressiomètre SP<sub>1</sub> réalisé par L.T.P.E

<b>E<sub>c</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>E<sub>d</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>λ<sub>c</sub></b>	<b>λ<sub>d</sub></b>	<b>α</b>	<b>σ'<sub>v0</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q'</b> <b>(bars)</b>	<b>S<sub>c</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>S<sub>d</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>ΔH</b> <b>(cm)</b>
32,64	8,83	1,1	1,12	0,5	0,4	1,38	3,30	8,70	12,00

**4) Calcul des tassements sous le remblaie d'accès (σ = 0,82bars):**

Remblais		Profondeur en mètre
	<b>Radier</b>	-2
	B=18,5m	
0,5.B	E <sub>1</sub> = 32,64 bars	-9,25
1.B	E <sub>2</sub> = 3,78 bars	-18,5
1,5.B	E <sub>3 ;5</sub> = 43,86 bars	
		-27,75

La fondation conçue est un radier de 0,65 m d'épaisseur, de dimensions 18,5 x 20 (m<sup>2</sup>).

Contrainte transmise sous la fondation à l'ELS :  $\sigma_{ELS} = 0,82$  bars, pour un ancrage de :  $D = 2m$

$$S_c = \frac{0,5}{9 \times 32,64} \cdot (0,82 - 0,4) \cdot 1,1 \times 18,5 = 0,014 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \times 8,83} \cdot (0,82 - 0,4) \cdot 0,6 \cdot \left(1,12 \cdot \frac{18,5}{0,6}\right)^{0,5} = 0,036 \text{ m}$$

**Tableau (II-27) :** valeur du tassement par le pressiomètre SP<sub>1</sub> réalisé par L.T.P.E

<b>E<sub>c</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>E<sub>d</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>λ<sub>c</sub></b>	<b>λ<sub>d</sub></b>	<b>α</b>	<b>σ'<sub>v0</sub></b> <b>(bars)</b>	<b>q'</b> <b>(bars)</b>	<b>S<sub>c</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>S<sub>d</sub></b> <b>(cm)</b>	<b>ΔH</b> <b>(cm)</b>
32,64	8,83	1,1	1,12	0,5	0,4	0,82	1,40	3,60	5,00

### Remarque

Les tassements calculés par la méthode oedométrique sur le sol vierge ont été évalué sous les contraintes appliquées par la structure réelle et le remblai trapézoïdal. On a obtenu un tassement maximal très important de l'ordre de 80 cm.

Ainsi on remarque qu'il a un écart important avec la méthode pressiométrique, d'après la littérature, quand il s'agit de fondation de grand dimension, la prévision de tassement par le pressiomètre est inadapté, la méthode eodométrique demeure la plus fiable.

Frank Roger préconise un tassement admissible de 5 à 10cm pour les ouvrages d'art.

Etant donné qu'on n'est pas dans le cas de tassement uniforme admissible, nous concluons qu'il est préférable de faire appel au renforcement du sol par colonnes ballastées ou de recourir aux fondations rigides de type pieux, dans le but de réduire l'ampleur des tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

### Section 3 : Modélisation numérique du comportement du sol

Plaxis est un programme d'éléments finis en deux et trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle en 2D ou en 3D. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe horizontale de l'ouvrage à étudier.

Ce logiciel procure de nombreux avantages parmi lesquels :

- La facilité de saisie et la rapidité des calculs grâce aux développements informatiques récents ;
- Possibilité d'avoir une idée rapide sur le comportement du sol traité vis-à-vis des charges extérieures ;
- La donnée de l'état de déformation et de contraintes en tout point ;
- Le raffinement du maillage est possible afin d'avoir plus de précision dans certaines zones ;
- Possibilité de traçage de courbes pour analyse de l'évolution du comportement du sol en fonction du temps ou du chargement ;
- Possibilité de faire un calcul par phasage afin de mieux décrire les modes d'exécution des projets.

#### 3-1. Méthodologie de modélisation avec Plaxis :

Nous présentons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec Plaxis.

- **Géométrie du modèle**

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles.

- **Définition des paramètres des matériaux**

Il convient de définir les différentes propriétés des matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, etc....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non-drainé ou non-poreux).

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

- **Maillage**

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différents options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), le maillage est effectué à l'aide de l'option « mesh »

- **Phase de calcul**

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par l'option « calculation ». L'interface « input » de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: « calculation ». Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output »

### **3-2. Modèles de comportement sous Plaxis :**

Le logiciel Plaxis V8 comporte plusieurs modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol, chacun des modèles est conçu pour décrire le comportement d'un type de sol, et nécessite un certain nombre de paramètres. D'après le manuel de Plaxis V8, il y a deux modèles qui sont plus utilisés :

#### **3-2.1 Modèle élastique linéaire:**

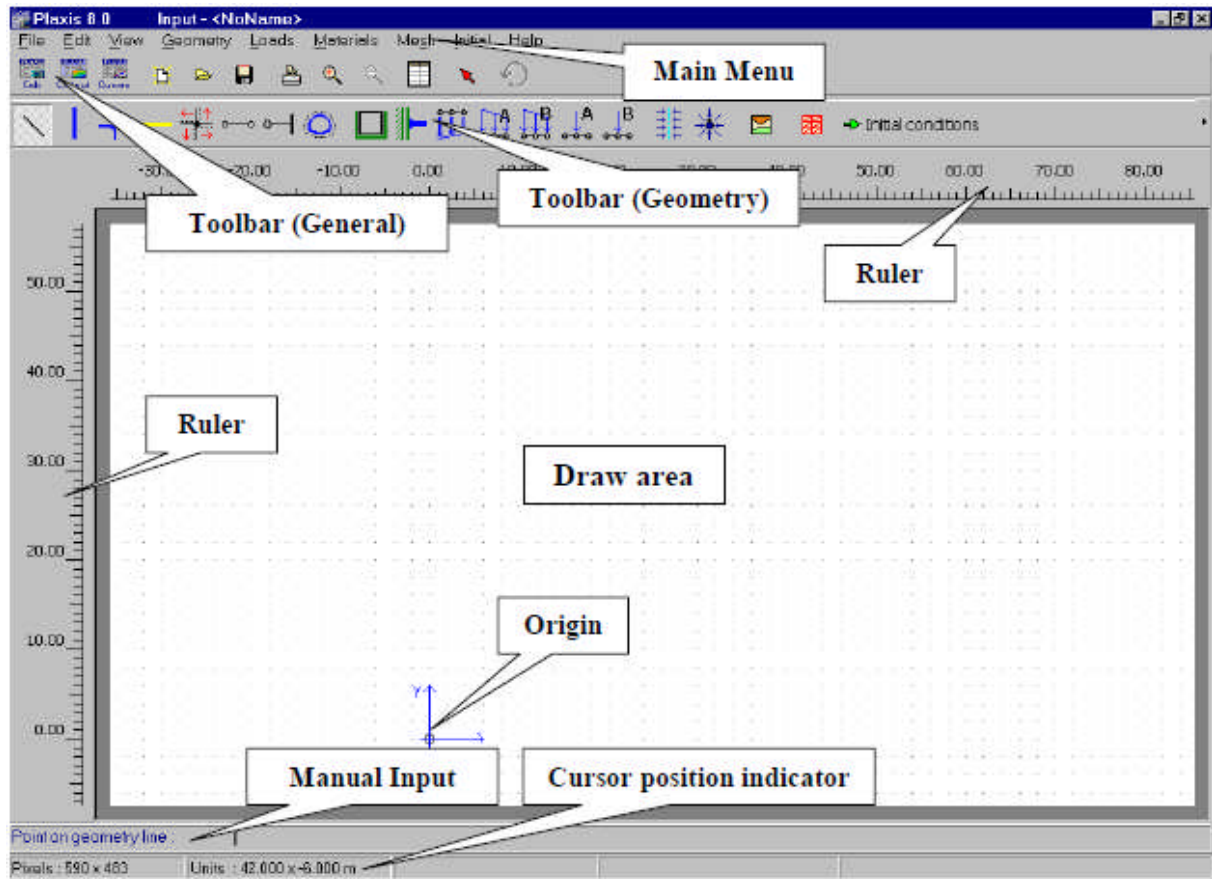
Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young,  $E$ , et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol.

#### **3-2.2 Modèle de Mohr-Coulomb:**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Il comporte cinq paramètres : le module d'Young  $E$ , le coefficient de Poisson  $\nu$ , la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$ , et l'angle de dilatance  $\psi$ .

### 3-3. Représentation de la fenêtre principale du Plaxis 2D V8 :

Dans la zone « Draw area » de la (figure II-21), on introduit les étapes suivantes :



**Figure (II.21) :** Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique).

#### 3-3.1 Définitions des différents paramètres :

- **Main menu :** C'est un menu d'entrée.
- **Toolbar (général) :** contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets. Elle contient aussi les icônes qui servent à lancer les autres modules de PLAXIS (*Calculation*, *Output* et *Curve*).
- **Toolbar (geometry) :** Contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique.
- **Ruler :** Sur la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique.
- **Draw area :** La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié.
- **Origin :** Ce sont des axes (x et y) indiqués par des flèches.

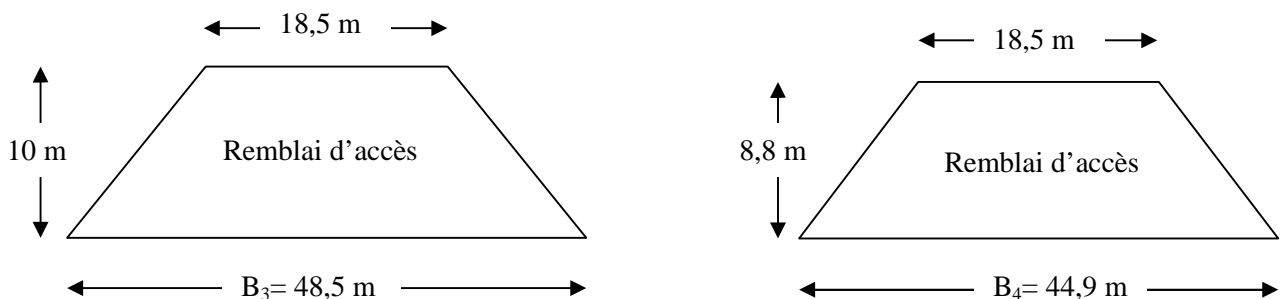
- **Manual input** : Les valeurs pour les coordonnées x et y peuvent être saisies en tapant les valeurs correspondantes avec un espace entre les deux (valeur de x <espace> valeur de y).
- **Cursor position indicator** : L'indicateur de la position du curseur donne la position actuelle du pointeur de la souris à la fois avec les coordonnées physiques (coordonnées x et y) et en pixels.

Après définition du modèle utilisé (Plane strain) et le plan de travail en définissant sa géométrie ainsi la création des différentes couches de sol avec leurs propriétés.

On crée ensuite la zone du radier en affectant ses propriétés (EA et EI ses rigidités axiales et flexionnelles) ainsi que le maillage 2D, pour enfin appliquer la charge sur le radier.

### 3-4. Calcul des tassements avec Plaxis 2D

Pour se faire nous avons considéré cinq (04) modèles : Deux de la structure réelle dont on prend la largeur de la semelle de la culée  $B_1 = 7,4\text{m}$  et la largeur de la structure coupe 01 (Figure (II-06))  $B_2 = 18,5\text{m}$  et les deux autres modèles sont des reblais d'accès de forme trapézoïdale dont leurs hauteurs sont de : 10, 8,8, comme illustrer dans la figure (II-22) suivante :



**Figure (II.22)** : Représentations des reblais d'accès à différentes hauteurs

- **Calcul des tassements avant renforcement du sol :**

Les caractéristiques des couches de sol à modéliser sont présentées dans le tableau (II-27)

La fondation comme étant un radier (celle de la culée) d'une largeur  $B_1 = 7,4\text{ m}$  avec une contrainte appliquée de 2,1 bars (Voir le tableau (II-28)).

**Tableau (II-27) :** Caractéristiques des couches de sol avant renforcement  
(rapport de sol L.N.H.C SC N°01 et 06)

N°	Couches de sols	Epaisseur (m)	$\gamma_{unsat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$E_{réf}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)	$C_{réf}$ (bars)
01	Remblai	0 – 1.5	20	20	0.33	14400	30	0
02	Marne graveuleuse grise	1.5 - 7	20,6	21	0.33	3830	28	0,82
03	Marne graveuleuse plastique	7 – 10,85	20,5	21	0.33	2500	24	0,78
04	Marne graveuleuse plastique	10,85 – 14,7	19.9	20	0.33	7200	11	0,44
05	Marne graveuleuse plastique	14,7 – 18,5	19,4	20	0.33	8000	6	0,34
06	Marne argileuse sableuse	18,5 – 27	19,5	20	0,33	2800	15	0,96

**Tableau (II-28) :** Récapitulatif des largeurs des semelles et contraintes appliquées

	Culée	Structure			Remblai (H=10 m)	Remblai (H=8,8 m)
<b>Largeur de la semelle B<sub>i</sub> (m)</b>	B <sub>1</sub> = 7,4	B <sub>2</sub> = 18,5			B <sub>3</sub> = 48,5	B <sub>4</sub> = 44,9
<b>Contrainte/charge appliquée sur la fondation/remblais (KN/m<sup>2</sup>)</b>	210	144	138	82	15	10

Après la création de la géométrie des modèles (culée et structure) ainsi les remblais trapézoïdale avec leurs caractéristiques, on a créé un sondage tout en définissant les différentes couches, ceci nous a permis d’avoir le maillage 2D représenté dans la figure (II.23)

L’application de la charge sur la zone du radier a donné un tassement important représenté dans les figures (II-24) et (II-25) .



1) Tassement de la semelle de la culée  $B_1=7,4\text{m}$ , sous une contrainte de 2,10 bars.

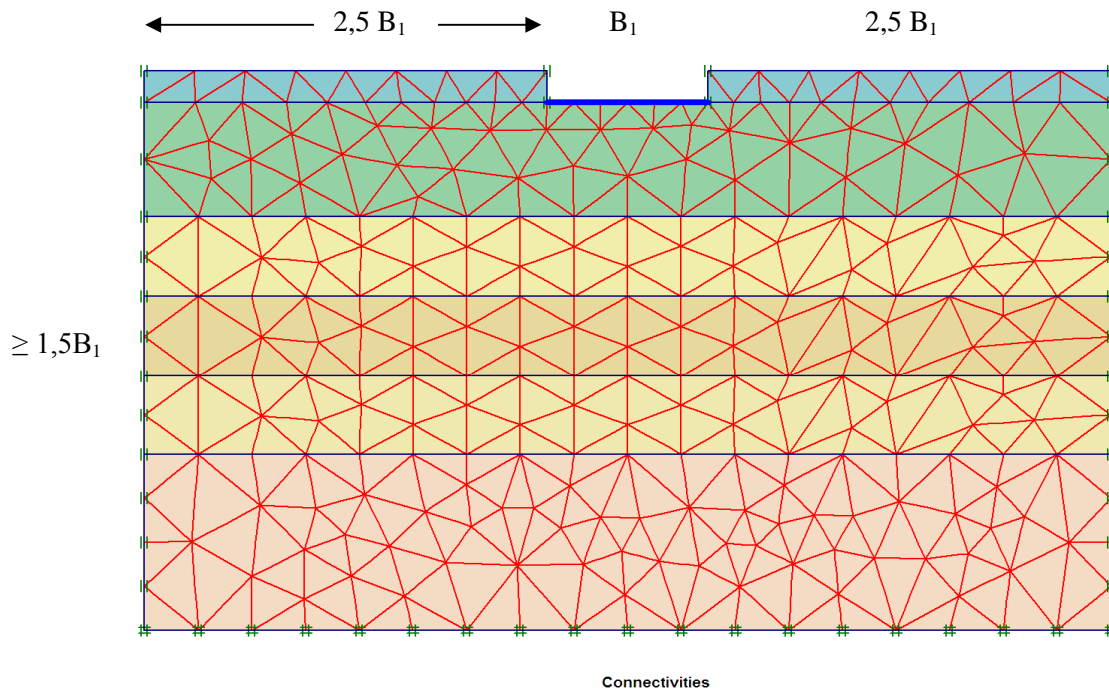


Figure (II.23) : Maillage 2D, définition des couches du sol

Après la réalisation de toutes ces étapes, nous avons lancé les calculs des tassements, la figure (II-24) et (II-25) présente la déformation du sol et le tassement final.

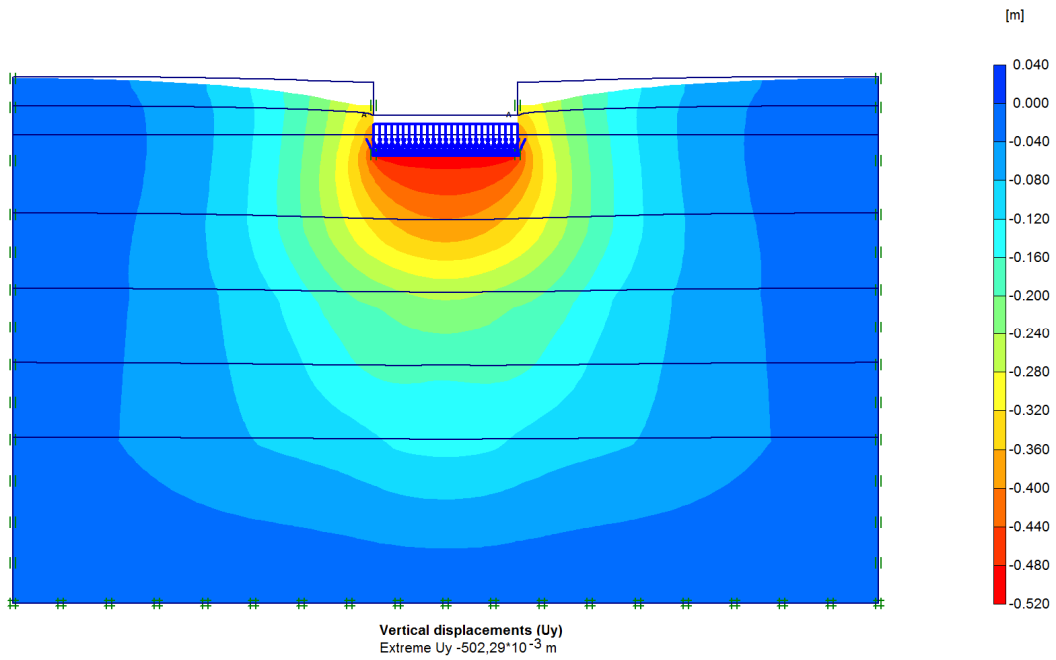
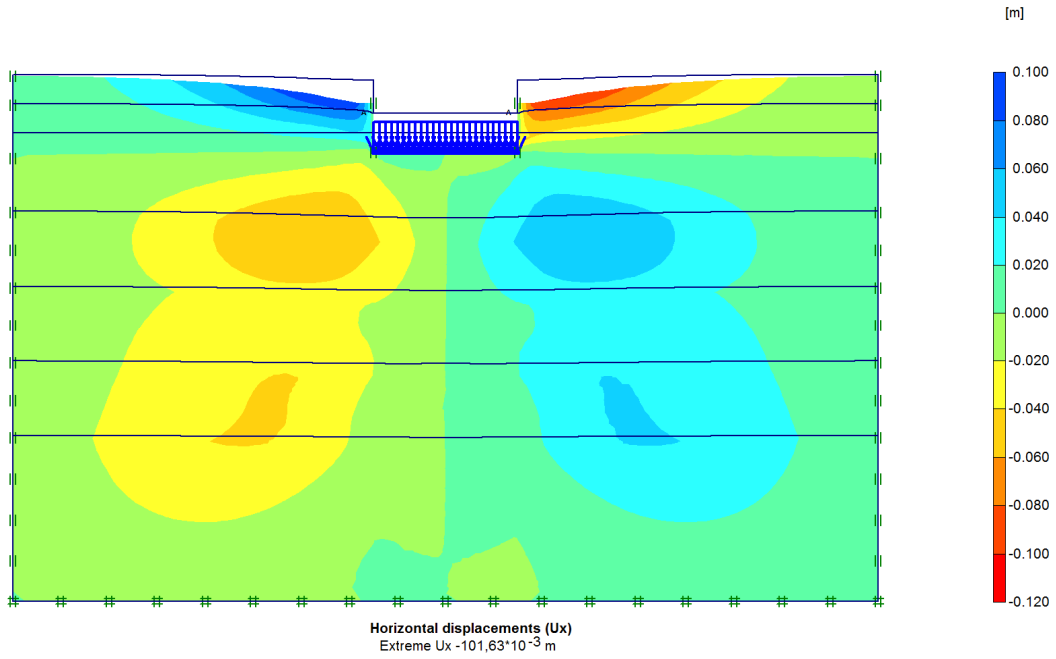


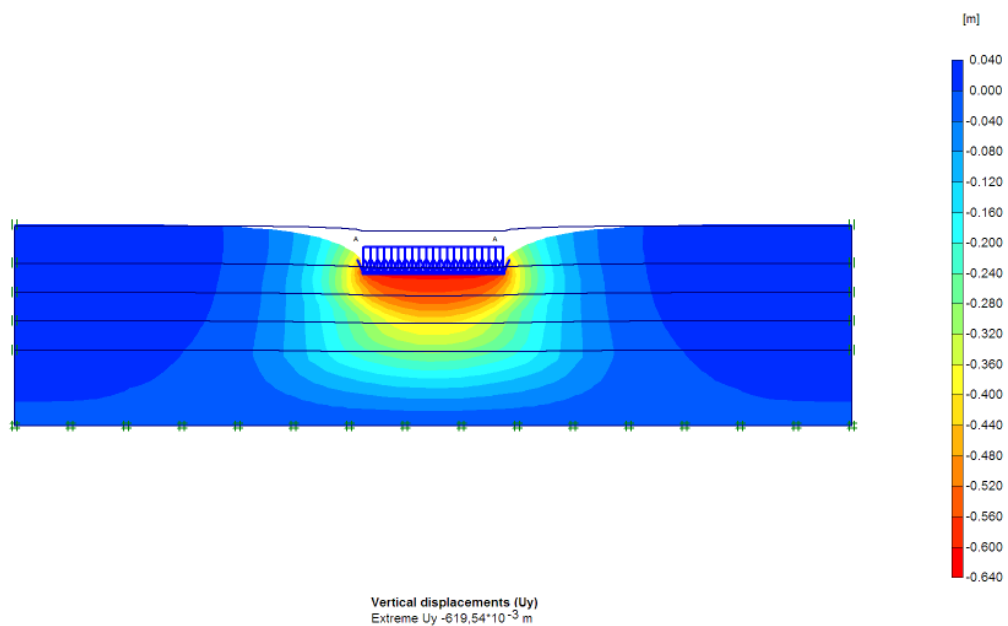
Figure (II-24) : Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sans la couche de remblai



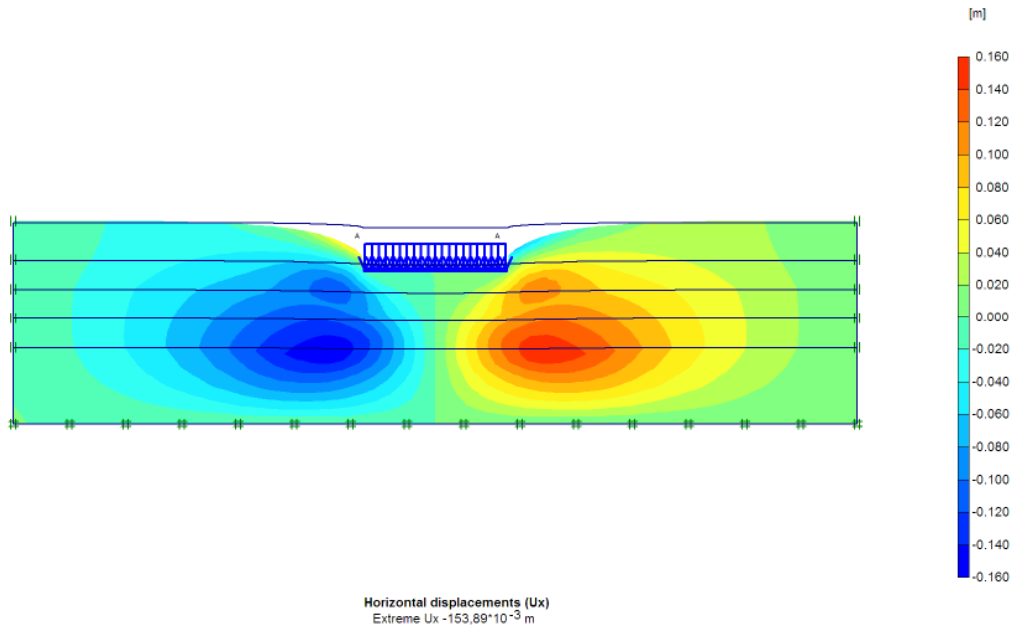
**Figure (II-25) :** Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sans la couche de remblai

Le tassement total avant renforcement du sol calculé par Plaxis 2D sous la culée est de **48.81 cm**.

- 2) Tassement de la semelle sous la structure coupe 01 (figure II.01)  $B_2=18,5\text{m}$ , sous une contrainte de 1,44 bars.



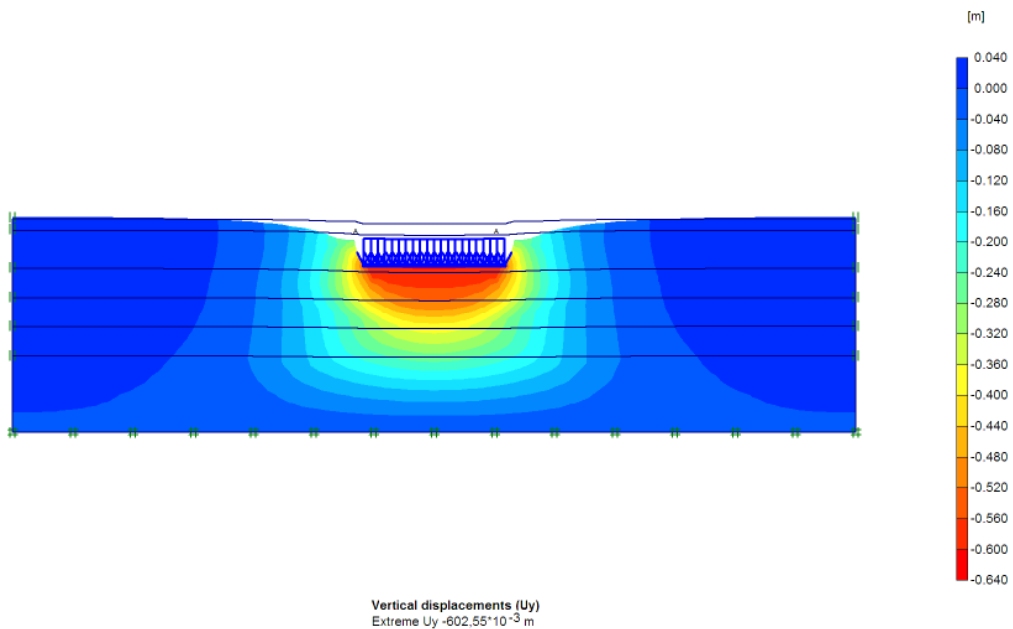
**Figure (II.26) :** Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sans la couche de remblai



**Figure (II-27) :** Déformation du sol après tassement (déplacement horizontal) sans la couche de remblai

Le tassement total avant renforcement du sol calculé par Plaxis 2D sous la structure est de **61.95 cm.**

**a- Sous une contrainte de 1,38 bars, on a un tassement de 60,25 cm.**



**Figure (II-28) :** Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sous une contrainte de 1,38 bars

b- Sous une contrainte de 0,82 bars, on a un tassement de 37,89 cm

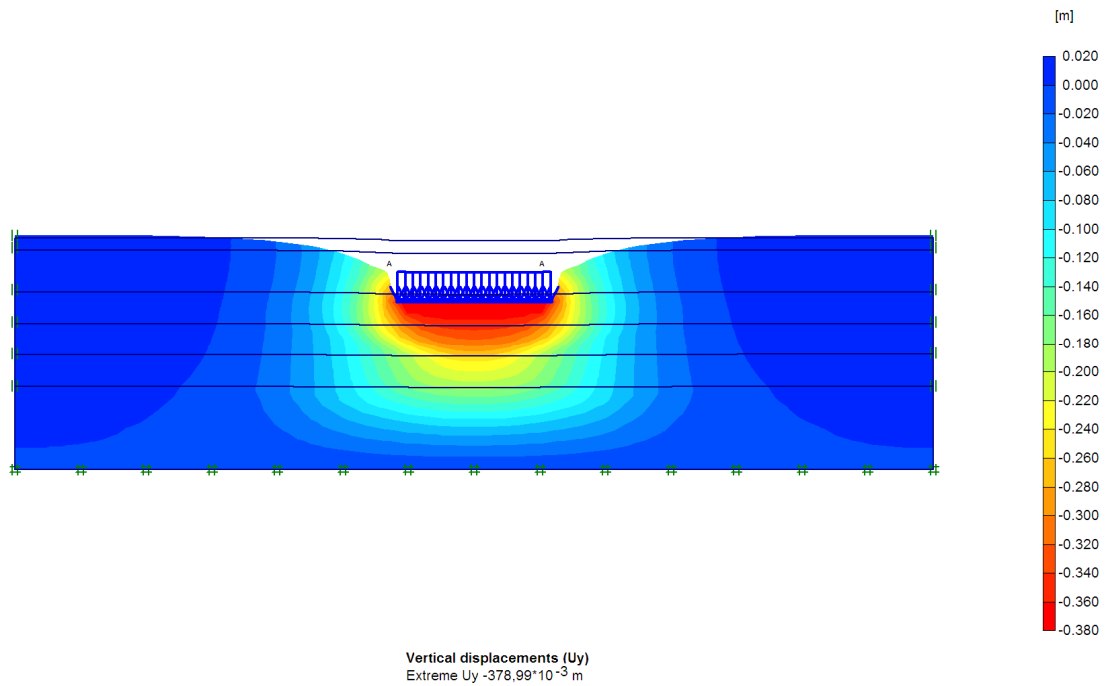


Figure (II-29) : Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sous une contrainte de 0,82 bars

3) Tassement du remblai trapézoïdal de hauteur  $H=10\text{m}$  sous une charge routière de  $15 \text{ KN/m}^2$ , avec  $E_{\text{réf}}= 50000 \text{ KN/m}^2$  et  $K_0 = 0,5$ .

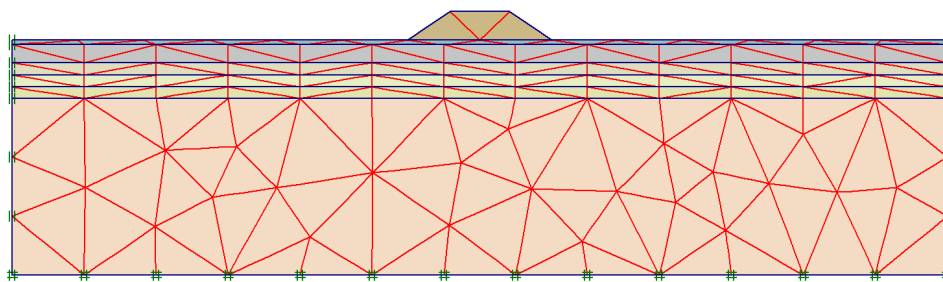
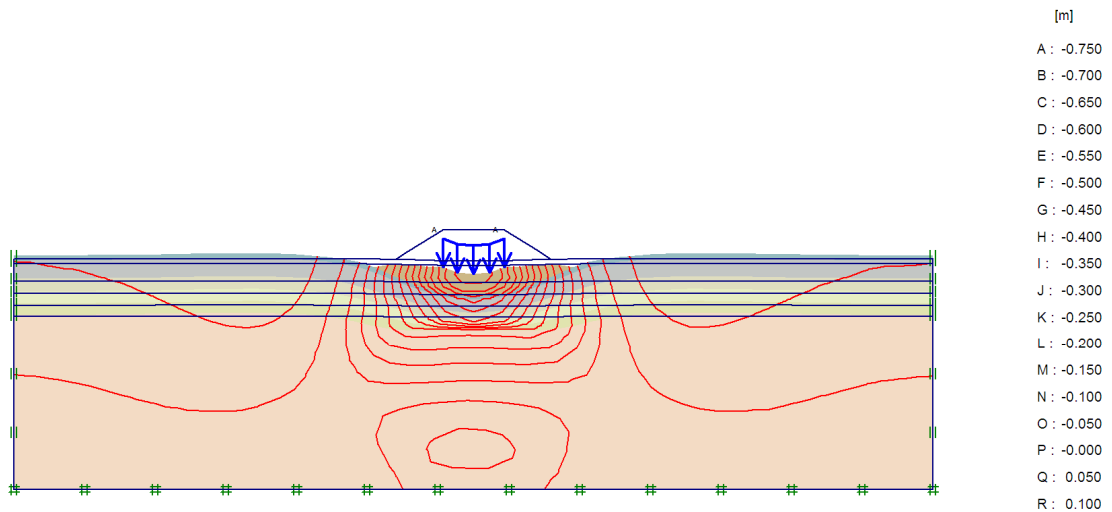


Figure (II-30) : Maillage 2D, définition des couches du sol sous le remblai



Vertical displacements (Uy)  
 Extreme Uy  $-737,20 \cdot 10^{-3}$  m

Figure (II-31) : Représentation des contours de tassements

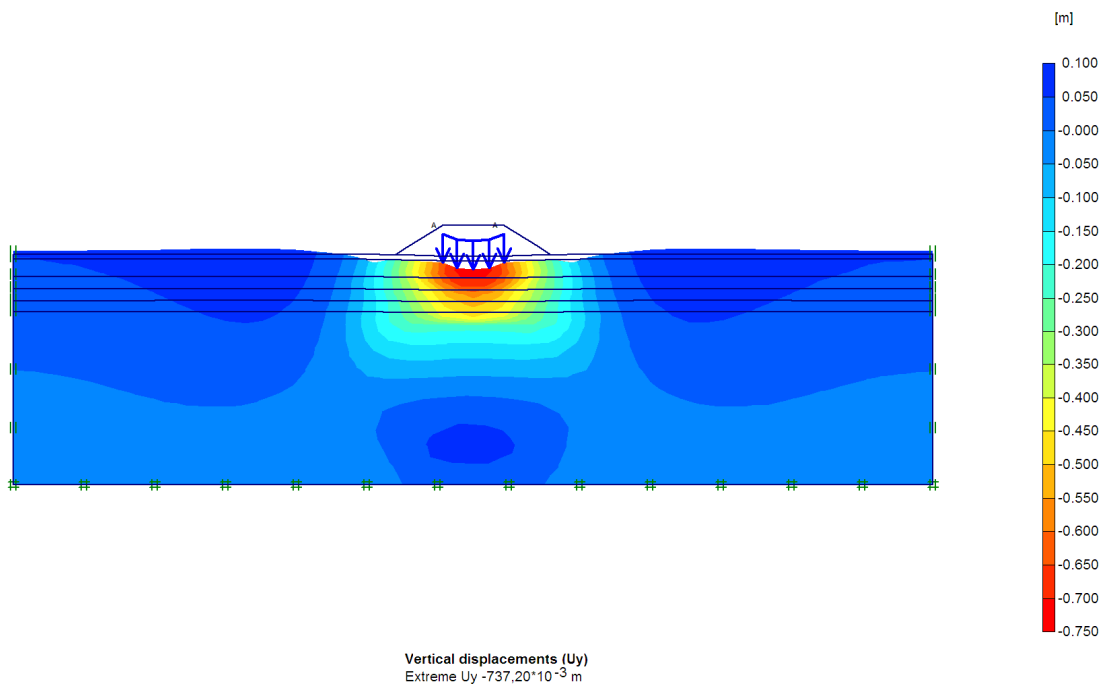
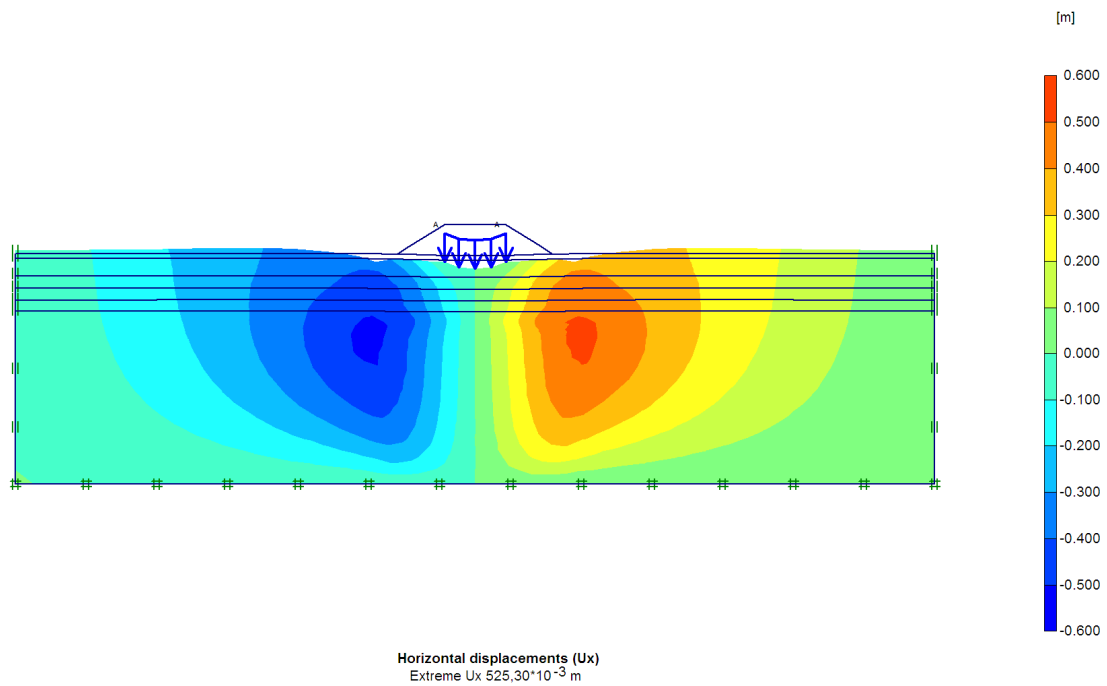


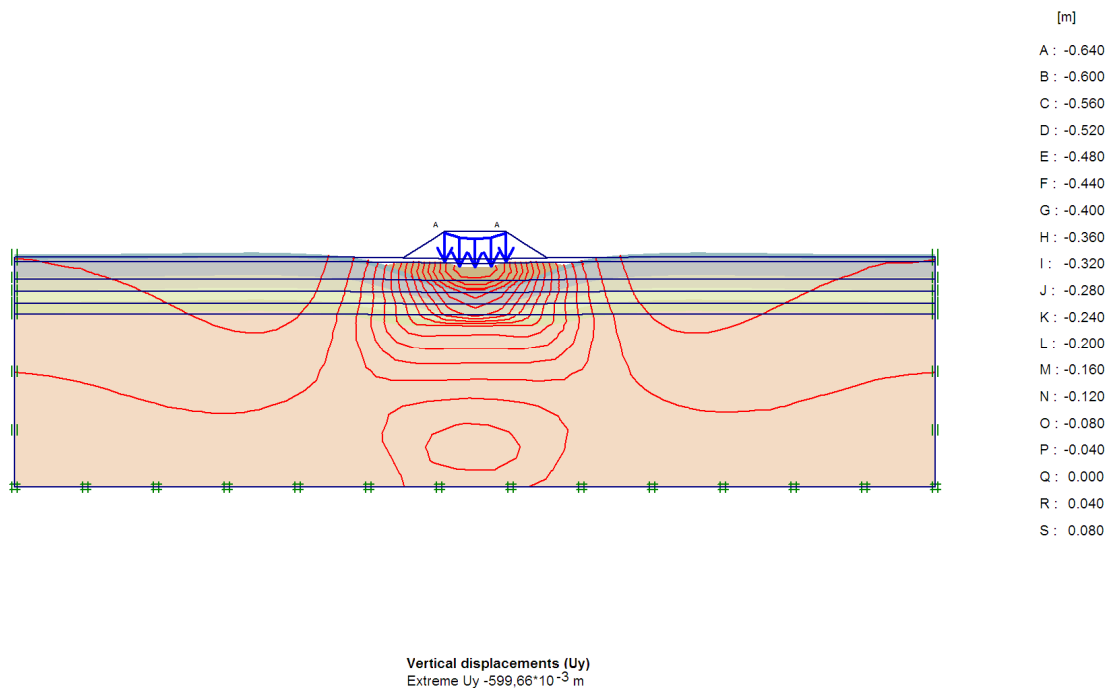
Figure (II-32) : Déformation du sol après tassement sous le remblai (déplacement vertical)



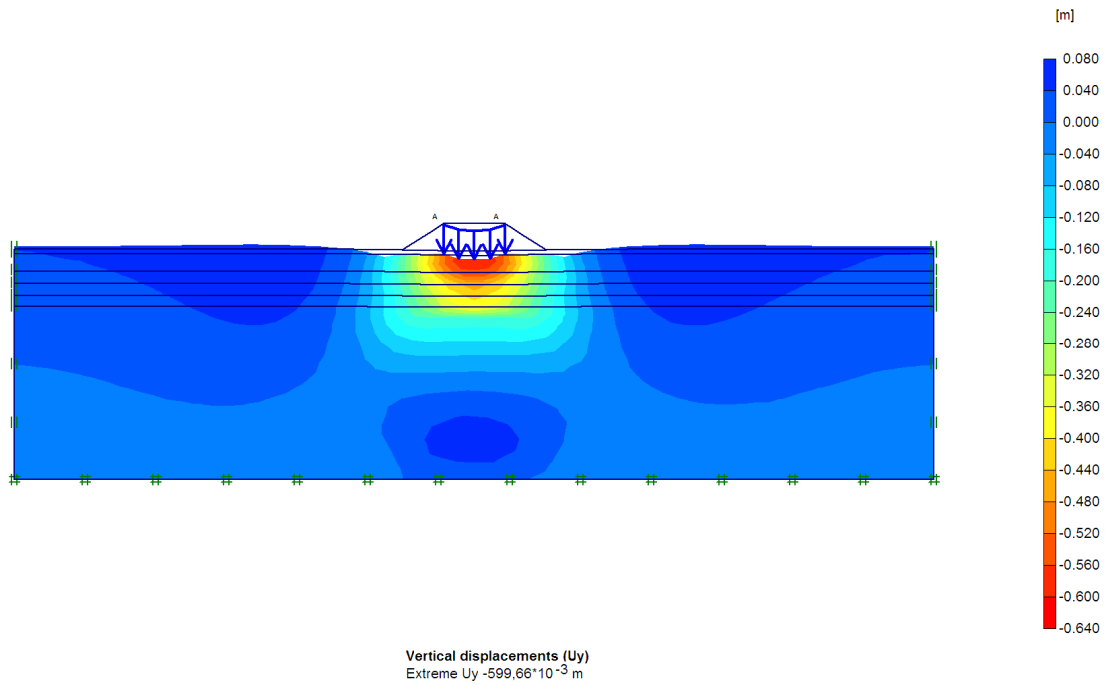
**Figure (II-33) :** Déformation du sol après tassement sous le remblai (déplacement horizontal)

Le tassement total avant renforcement du sol calculé par Plaxis 2D sous la structure est de **73.72 cm.**

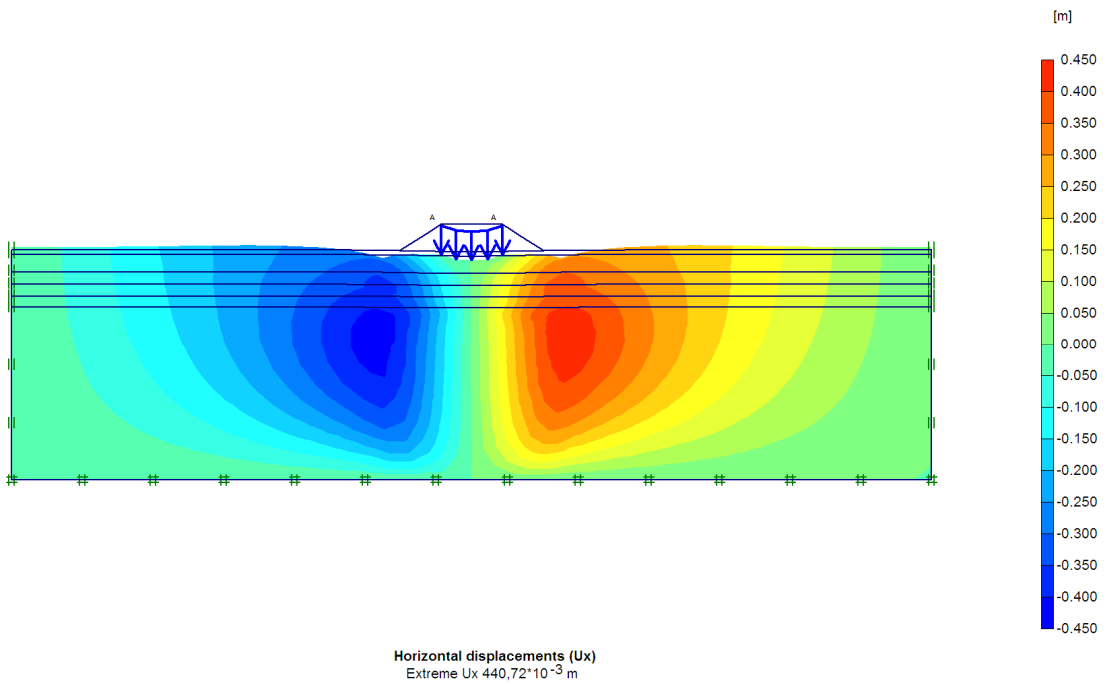
**4) Tassement du remblai trapézoïdal de hauteur H=8,8m sous une charge routière de 10 KN/m<sup>2</sup>, avec E<sub>réf</sub>= 100000 KN/m<sup>2</sup> et K<sub>0</sub>=0,5.**



**Figure (II-34) :** Déformation et représentation des lignes de tassements



**Figure (II-35) :** Déformation du sol après tassement (déplacement vertical)



**Figure (II-36) :** Déformation du sol après tassement (déplacement horizontal)

Le tassement total avant renforcement du sol calculé par Plaxis 2D sous la structure est de **59.96 cm.**

**Conclusion**

Au terme de ce chapitre, les résultats des tassements donnés par le modèle numérique rejoignent les méthodes analytiques (méthode oedométrique).

On peut dire que le modèle réalisé sur Plaxis 2D répond bien aux objectifs envisagés.

Vu que les tassements sont très importants nous concluons qu'il est préférable de faire appel au renforcement du sol par colonnes ballastées ou de recourir aux fondations rigides de type pieux, dans le but de réduire l'ampleur des tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, qui sera l'objet de notre troisième chapitre.



## Introduction

Ce chapitre a pour objectif de présenter les travaux traitant la réduction des tassements et l'amélioration de la stabilité de l'ouvrage.

Il est donc important que l'on puisse s'appuyer sur une méthode fiable et universellement reconnue et acceptée, appliquée à partir des données relevées in situ.

Pour une meilleure approche, nous utiliserons la méthode de PRIEBE et la méthode d'homogénéisation. D'après certains ouvrages la première citée s'avère très fiable par rapport à la réalité et permet d'aboutir pratiquement au dimensionnement recherché.

Pour bien illustrer ce chapitre nous le décomposerons en deux sections :  
La première traite les méthodes de calcul des colonnes ballastées;  
La seconde est consacrée à la modélisation du sol renforcé sur le Plaxis 2D.

## Section 1 : Méthodes de calcul des colonnes ballastées

### 1-1. Justification du traitement de sols par colonnes ballastées :

De l'analyse des données géologiques et géotechniques du site d'implantation du projet en particulier et en connaissance des caractéristiques physicomécaniques des sols de toute la zone portuaire après exploitation des différentes études de sol (silos UCA, bacs pétrolier de Bejaia, pont de oud Soummam,...), nous déduisons que le substratum est profond de plus de 39m et les couches qui le surmontent sont constituées d'alluvions argileux à vaseux, très compressibles et en état sous consolidé. Toute la terrasse alluvionnaire baigne dans une nappe qui effleure le terrain naturel en période des grandes pluies.

Le recours aux fondations profondes (pieux) nécessite la mobilisation de la résistance en pointe sur une couche de bonnes caractéristiques mécaniques (marne compacte) pour éviter les tassements. Cette solution est réalisable avec des pieux de plus de 45m de longueur, ce qui nécessiterait des diamètres élevés pour éviter le risque de flambement.

Les pieux flottants, ne sont pas admissibles dans ce genre de sol à cause du risque élevé du poinçonnement de sol et de tassement différentiel entre les points d'appui.

Le choix de la technique des colonnes ballastées est justifié par les facteurs suivants :

- Nature cohérente du sol et existence d'une étreinte latérale,
- Réduction du potentiel de liquéfaction des couches sableuses,
- Augmentation de la capacité portante par l'effet d'homogénéisation du terrain et réduction de tassement,
- Rapidité d'exécution,
- Disponibilité du matériau d'apport au niveau local.

## 1-2. Méthodes utilisées :

### 1-2.1. Méthode de PRIEBE :

Cette méthode permet de déterminer le nombre de colonnes à réaliser sous l'ouvrage. La capacité portante de ces colonnes et le calcul de tassement font appel à la théorie de l'élasticité, ce qui explique que la colonne et le sol qui l'entoure ont un comportement élastique généralement linéaire. Chose qui n'est pas vraie due au manque de documentation expliquant le phénomène plastique (les recherches dans ce but sont en cours).[14]

#### a) Hypothèses de calcul :

PRIEBE suppose que l'ensemble sol-colonne doit vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surface sont égaux
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre plastique, les déformations de la colonne suivent celles du sol
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire
- Les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causées par l'application d'une surcharge.

#### b) Caractéristiques du traitement par colonnes ballastées :

##### 1) Détermination de la maille de référence :

$$\beta = \frac{\sigma_0}{\sigma_s} = \frac{2,1}{0,76} = 2,78$$

##### Equation de Priebe :

$$0,041 a^2 - 6,06 a + 1,78 = 0 \quad (\text{Développée à partir de la formule 28b, chapitre I})$$

$$\text{D'où : } a = 0,295$$

Pour un diamètre de  $\varnothing_c = 1 \text{ m}$

$$a = \frac{A_c}{A} \Rightarrow A = \frac{A_c}{a} = 2,66 \text{ m}^2$$

Maillage de  $1,63 \times 1,63 \text{ (m}^2\text{)}$

L'ensemble des terrains d'assise des remblais d'accès et culée de pont feront l'objet d'un renforcement par des colonnes ballastées (voies humides) .

Le terrain est renforcé sur une profondeur moyenne de 18m par des colonnes ballastées de 1,00 m de diamètre moyen réparties suivant un maillage carré et régulier de 1,60 m entre axe des colonnes.

**2) Nombre de colonnes ballastées nécessaires sous l'ouvrage :**

$$\frac{A}{A_c} = 3,28 \Rightarrow A_c = \frac{A}{3,28} = \frac{3752,5}{3,28} = 1144,04$$

$$n = \frac{A_c}{a_c} = \frac{1144,04}{0,78} = 1466 \text{ colonnes}$$

Le nombre total de colonnes ballastées à réaliser sous la culée du pont N°01 et le remblai de la rampe d'accès est de **1466** unités.

**b) Eléments justificatifs du traitement en utilisant la méthode de Priebe :**

**1) Paramètres du traitement :**

L'étreinte latérale mobilisable sur les couches traversées par les colonnes est évaluée à partir des valeurs de  $P_L$  données par le pressiomètre  $P_1$  réalisé par L.N.H.C. Le calcul a donné une valeur de 3,1 bars. Il en résulte une contrainte admissible en tête de la colonne ( $\sigma_{c \text{ ELS}}$ ) de 6,20 bars.

$$a = \frac{A_c}{A} = \frac{0,78}{2,56} = 0,304$$

$$n = \frac{\sigma_c}{\sigma_s} = \frac{0,5+f(v_s,a)}{k_{ac} \cdot f(v_s,a)} = \frac{0,5+0,724}{0,237 \times 0,724} = 7,13$$

$$\beta = 1 + a \cdot [n - 1] = 1 + 0,304 \cdot [7,13 - 1] = 2,86$$

**Tableau (III-01) : Paramètre du traitement par colonnes ballastées .**

Maillage D(m)	$\varnothing_c$ (m)	$a$	$\beta$	$f(v_s,a)$	$n$	$\sigma_s$ (bars)	$\sigma_c$ (bars)
1,60 x 1,60	1,00	0,304	2,86	0,724	7,13	0,76	5,41

**2) Vérification de la méthode de Priebe :**

La réaction servant de vérification est la relation caractéristique des rapports des charges, elle est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_0 \cdot A = \sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot (A - A_c)$$

$\sigma_0$  : Contrainte verticale apportée par l'ouvrage sur le sol traité.

$\sigma_s$  : Contrainte verticale appliquée à la surface du sol traité.

$\sigma_c$  : Contrainte verticale appliquée en tête de la colonne.

$A$  : Section droite totale du domaine d'influence de la colonne ballastée (principe de la cellule unitaire).

$A_c$  : Section droite de la colonne ballastée Application numérique :

$$\sigma_0 \cdot A = 210 \times 2,56 = 537,6 \text{ KN}$$

$$\sigma_c \cdot A_c + \sigma_s \cdot (A - A_c) = 620 \times 0,78 + 40 \times (2,56 - 0,78) = 554,8 \text{ KN}$$

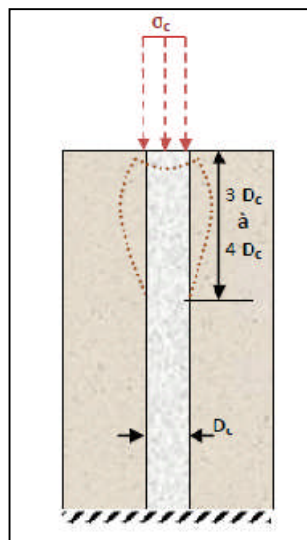
On voit bien que les deux valeurs calculées sont très proches. D'où le dimensionnement de réseau de colonnes ballastées par la méthode de Priebe **est vérifié**.

**c) Type de rupture d'une colonne isolée en tête exécutée dans une couche compressible homogène (d'après DATYE, 1982) :**

• **Rupture par expansion latérale :**

L'expansion d'une colonne est liée aux valeurs de pression limite du sol traité, plus la pression limite est faible, plus la colonne s'expandra. Ce phénomène se produit pendant la réalisation de la colonne car une fois réalisée, il y a relaxation de la pression horizontale autour de la colonne.

Dans notre cas, on a un réseau de colonnes c'est-à-dire le sol entre les colonnes sera serré d'où le risque d'expansion latérale est écarté.



**Figure (III-01) : Rupture par expansion latérale de la colonne**

• **Rupture par cisaillement de la colonne :**

La profondeur minimale de la colonne admissible par le DTU 13.2, est  $L_c = 8\text{m}$ . La rupture par cisaillement se produit lorsque la longueur de la colonne est inférieure à  $4 \varnothing_c$ , et comme dans notre cas  $\varnothing_c = 1\text{m}$  et  $4 \varnothing_c = 4\text{m}$  ce risque est écarté car on a adopté  $L_{c \text{ min}} = 12\text{m}$ .

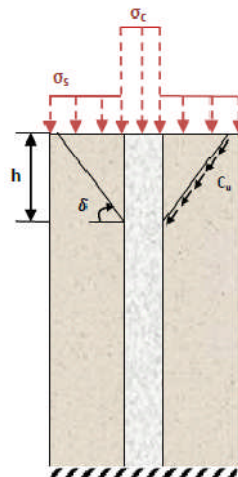


Figure (III-02) : Rupture par cisaillement de la colonne ballastée (Brauns, 1978)

• Rupture par poinçonnement :

Lorsque la longueur de la colonne ballastée n’a pas atteint le substratum alors on travaillera avec une colonne flottante d’où le risque de poinçonnement. Dans notre cas le substratum est profond à plus de 30m (d’après l’analyse des données géologiques et géotechniques du site d’implantation du projet), dans ce cas le risque de poinçonnement peut être présent.

Il existe une longueur minimale ( $L_{min}$ ) de colonne ballastée telle que tout poinçonnement soit évité. ( $L_{min}$ ) est donné par la relation suivante :

$$L_{min} = \frac{1}{2} * R_c * \left( \frac{\sigma_{c,0}}{c_u} - 9 \right)$$

$$L_{min} = \frac{1}{2} * 0,5 \left( \frac{8}{0,82} - 9 \right) = 0,19 \text{ m}$$

Il n’y a pas de risque de poinçonnement.

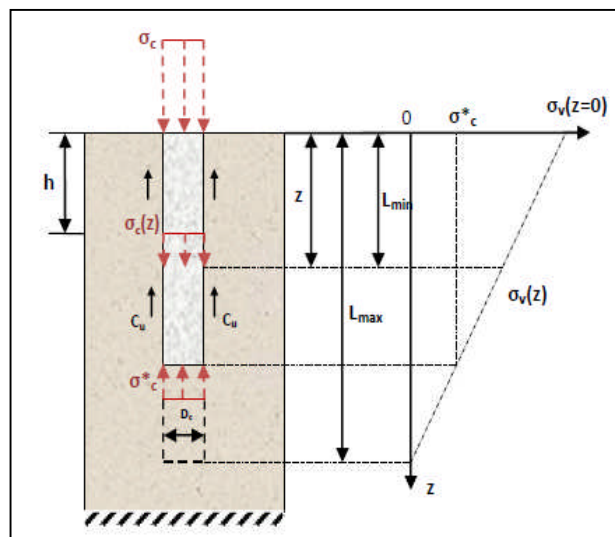


Figure (III-03) : Rupture par poinçonnement de la colonne ballastée (Brauns, 1980)

**d) Calcul des tassements :**

Le calcul de tassement par la méthode de Priebe est effectué en utilisant les modules de déformation déterminés à partir de pressiomètre Ménard réalisé par (L.N.H.C et L.T.P.E) en considérant un module de déformation des colonnes de 600 bars

Les tassements sont calculés :

- Sous la culée du pont dont la fondation est un radier rigide de 31m de longueur, 7,4m de largeur et 1.5m d'épaisseur encrée à 2m de profondeur, qui transmet au sol une contrainte maximale de service ( $\sigma_0 = 2,10$  bars).

- Sous le remblai de la rampe d'accès dont la fondation est assimilée à un radier de 18,5m de longueur et 1m de largeur encré à 2m de profondeur les calculs sont répétés pour trois contraintes différentes ( $\sigma_{01} = 1,44$  bars,  $\sigma_{02} = 1,38$  bars et  $\sigma_{03} = 0,82$  bars)

Les résultats sont représentés dans les tableaux pour un maillage de 1,60x1,60 m<sup>2</sup> et d'où les diamètres des colonnes sont égaux à 0,80m et 1,00m :

**Tableau ( III-02) :** Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 12$  m ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,13	0,49	1,07	2,05	2,97	13,55
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,27	0,51	1,16	2,28	4,16	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,15	0,50	1,34	2,64	2,79	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,82	0,50	1,70	3,35	1,79	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,22	0,50	2,57	5,14	1,58	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,82	0,50	11,11	22,10	0,26	
12-14	1,493	0,597	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,30	3,30
14-16	1,681	0,513	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,10	
16-18	1,874	0,449	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :												19,05	

**Tableau (III-03) :** Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 14$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,13	0,49	1,07	2,05	2,97	13,59
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,27	0,51	1,16	2,28	4,16	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,15	0,50	1,34	2,64	2,79	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,82	0,50	1,70	3,35	1,79	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,22	0,50	2,57	5,14	1,58	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,82	0,50	11,11	22,10	0,26	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	2,50	0,50	40	78,80	0,04	
14-16	1,681	0,513	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,10	2,00
16-18	1,874	0,449	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :													17,79



**Tableau (III-04) :** Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80 \text{ m}$  ;  $L_c = 16 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10 \text{ bars}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,13	0,49	1,07	2,05	2,97	13,61
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,27	0,51	1,16	2,28	4,16	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,15	0,50	1,34	2,64	2,79	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,82	0,50	1,70	3,35	1,79	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,22	0,50	2,57	5,14	1,58	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,82	0,50	11,11	22,10	0,26	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	2,50	0,50	40	78,80	0,04	
14-16	1,681	0,513	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	3,27	0,50	88	176	0,02	
16-18	1,874	0,449	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	0,90
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :												16,71	

**Tableau (III-05) :** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 18$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,13	0,49	1,07	2,05	2,97	13,62
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,27	0,51	1,16	2,28	4,16	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,15	0,50	1,34	2,64	2,79	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,82	0,50	1,70	3,35	1,79	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,22	0,50	2,57	5,14	1,58	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,82	0,50	11,11	22,10	0,26	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	2,50	0,50	40	78,80	0,04	
14-16	1,681	0,513	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	3,27	0,50	88	176	0,02	
16-18	1,874	0,449	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	4,17	0,50	112	224	0,01	
18-28	2,887	0,290	247,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	15,82

**Tableau (III-06):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 20$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,13	0,49	1,07	2,05	2,97	13,63
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,27	0,51	1,16	2,28	4,16	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,15	0,50	1,34	2,64	2,79	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,82	0,50	1,70	3,35	1,79	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,22	0,50	2,57	5,14	1,58	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,82	0,50	11,11	22,10	0,26	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	2,50	0,50	40	78,80	0,04	
14-16	1,681	0,513	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	3,27	0,50	88	176	0,02	
16-18	1,874	0,449	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	4,17	0,50	112	224	0,01	
18-20	2,412	0,384	56	10,71	0,69	0,172	1,083	1,88	6,28	0,58	67	126	0,01	
20-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40
	Tassement Total :													15,03

**Tableau (III-07):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,14	15,23
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,33	0,51	1,20	2,36	3,28	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,51	0,50	1,34	2,63	2,80	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,72	0,50	1,56	3,07	2,24	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,85	0,50	1,74	3,48	3,08	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,23	0,50	2,59	5,15	1,69	
12-14	1,493	1,401	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,30	5,40
14-16	1,681	1,335	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,70	
16-18	1,874	1,270	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
													Tassement Total :	24,63

**Tableau (III-08):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 14$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,14	15,84
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,33	0,51	1,20	2,36	3,28	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,51	0,50	1,34	2,63	2,80	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,72	0,50	1,56	3,07	2,24	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,85	0,50	1,74	3,48	3,08	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,23	0,50	2,59	5,15	1,69	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,55	0,50	4,44	8,74	0,61	
14-16	1,681	1,335	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,70	3,10
16-18	1,874	1,270	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
													Tassement Total :	22,94

**Tableau (III-09):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80 \text{ m}$  ;  $L_c = 16 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44 \text{ bars}$  ;  $h = 8,8 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,14	16,04
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,33	0,51	1,20	2,36	3,28	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,51	0,50	1,34	2,63	2,80	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,72	0,50	1,56	3,07	2,24	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,85	0,50	1,74	3,48	3,08	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,23	0,50	2,59	5,15	1,69	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,55	0,50	4,44	8,74	0,61	
14-16	1,681	0,881	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,90	0,50	20	40	0,20	
16-18	1,874	1,270	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
	Tassement Total :												21,44	

**Tableau (III-10):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 18$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h=8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,14	16,09
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,33	0,51	1,20	2,36	3,28	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,51	0,50	1,34	2,63	2,80	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,72	0,50	1,56	3,07	2,24	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,85	0,50	1,74	3,48	3,08	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,23	0,50	2,59	5,15	1,69	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,55	0,50	4,44	8,74	0,61	
14-16	1,681	0,881	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,90	0,50	20	40	0,20	
16-18	1,874	0,806	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	2,32	0,50	63	126	0,05	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
													Tassement Total :	20,09

**Tableau (III-11):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 20$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,14	16,13
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,33	0,51	1,20	2,36	3,28	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,51	0,50	1,34	2,63	2,80	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,72	0,50	1,56	3,07	2,24	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,85	0,50	1,74	3,48	3,08	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,23	0,50	2,59	5,15	1,69	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,55	0,50	4,44	8,74	0,61	
14-16	1,681	0,881	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,90	0,50	20	40	0,20	
16-18	1,874	0,806	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	2,32	0,50	63	126	0,05	
18-20	2,064	0,743	56	10,71	0,69	0,172	1,083	1,88	2,77	0,48	29	55	0,04	
20-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,70	2,70
													Tassement Total :	18,83



**Tableau (III-12):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	$y$	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,05	14,73
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,185	1,040	2,02	0,35	0,50	1,21	2,44	3,04	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,99	0,53	0,50	1,36	2,70	2,61	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,89	0,50	1,80	3,54	1,86	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,97	0,50	1,94	3,88	2,65	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,28	0,50	2,77	5,51	2,52	
12-14	1,493	0,922	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	2,50
14-16	1,681	0,845	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,80	
16-18	1,874	0,773	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	19,43

**Tableau (III-13):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 14$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h=7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,05	15,24
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,185	1,040	2,02	0,35	0,50	1,21	2,44	3,04	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,99	0,53	0,50	1,36	2,70	2,61	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,89	0,50	1,80	3,54	1,86	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,97	0,50	1,94	3,88	2,65	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,28	0,50	2,77	5,51	2,52	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,61	0,50	5,12	10,08	0,51	
14-16	1,681	1,101	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,80	1,50
16-18	1,874	1,042	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :												18,84	

**Tableau (III-14):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 16$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h=7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	$y$	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,05	15,31
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,185	1,040	2,02	0,35	0,50	1,21	2,44	3,04	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,99	0,53	0,50	1,36	2,70	2,61	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,89	0,50	1,80	3,54	1,86	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,97	0,50	1,94	3,88	2,65	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,28	0,50	2,77	5,51	2,52	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,61	0,50	5,12	10,08	0,51	
14-16	1,681	0,845	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,98	0,50	53	105	0,07	
16-18	1,874	0,773	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	0,70
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :												18,21	

**Tableau (III-15):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 18$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	$y$	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,05	15,35
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,185	1,040	2,02	0,35	0,50	1,21	2,44	3,04	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,99	0,53	0,50	1,36	2,70	2,61	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,89	0,50	1,80	3,54	1,86	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,97	0,50	1,94	3,88	2,65	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,28	0,50	2,77	5,51	2,52	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,61	0,50	5,12	10,08	0,51	
14-16	1,681	0,845	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,98	0,50	53	105	0,07	
16-18	1,874	0,773	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	2,42	0,50	65	157	0,04	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :												17,55	

**Tableau (III-16):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 20$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	$y$	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,18	0,49	1,09	2,09	2,05	15,39
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,185	1,040	2,02	0,35	0,50	1,21	2,44	3,04	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,99	0,53	0,50	1,36	2,70	2,61	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,89	0,50	1,80	3,54	1,86	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	0,97	0,50	1,94	3,88	2,65	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,189	1,027	1,99	1,28	0,50	2,77	5,51	2,52	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,61	0,50	5,12	10,08	0,51	
14-16	1,681	0,845	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,98	0,50	53	105	0,07	
16-18	1,874	0,773	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	2,42	0,50	65	157	0,04	
18-20	2,064	0,712	56	10,71	0,69	0,172	1,083	1,88	2,89	0,48	30	56,4	0,04	
20-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	1,60
													Tassement Total :	16,99

**Tableau (III-17):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 0,80$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 0,82$  bars ; h=5 m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,156	0,947	53,34	11,24	0,414	0,181	1,053	1,94	0,164	0,50	1,09	2,11	1,68	5,24
2-4	0,259	0,817	64	9,37	0,51	0,178	1,063	1,92	0,31	0,49	1,18	2,26	1,12	
4-6	0,471	0,794	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,59	0,50	1,41	2,77	1,59	
6-8	0,682	0,754	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	0,90	0,50	1,81	3,56	1,17	
8-10	0,892	0,705	36	16,66	0,28	0,185	1,040	1,97	1,26	0,50	2,70	5,32	0,73	
10-12	1,099	0,672	22	27,27	0,16	0,190	1,023	2,00	1,63	0,50	5,40	10,08	0,60	
12-14	1,297	0,597	24	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,60	1,60
14-16	1,681	0,502	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,60	
16-18	1,874	0,459	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,40	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40
	Tassement Total :												8,24	

**Tableau (III-18):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,525	0,13	0,59	1,084	2,74	2,22	8,79
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,27	0,62	1,205	3,27	2,90	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,51	0,62	1,467	3,98	1,85	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,82	0,62	2,047	5,56	1,08	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	1,22	0,62	4,136	11,59	0,70	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,778	1,82	0,62	45	125	0,04	
12-14	1,493	0,597	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,3	3,30
14-16	1,681	0,513	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,1	
16-18	1,874	0,449	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :													14,29

**Tableau (III-19):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00 \text{ m}$  ;  $L_c = 14 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10 \text{ bars}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_{\bar{a}}$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,525	0,13	0,59	1,084	2,74	2,22	8,82
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,27	0,62	1,205	3,27	2,90	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,51	0,62	1,467	3,98	1,85	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,82	0,62	2,047	5,56	1,08	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	1,22	0,62	4,136	11,59	0,70	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,778	1,82	0,62	45	125	0,04	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	2,50	0,62	40	109	0,03	
14-16	1,681	0,513	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,1	2,00
16-18	1,874	0,449	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	13,02



**Tableau (III-20):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 16$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,525	0,13	0,59	1,084	2,74	2,22	8,83
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,27	0,62	1,205	3,27	2,90	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,51	0,62	1,467	3,98	1,85	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,82	0,62	2,047	5,56	1,08	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	1,22	0,62	4,136	11,59	0,70	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,778	1,82	0,62	45	125	0,04	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	2,50	0,62	40	109	0,03	
14-16	1,681	0,513	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	3,27	0,62	88	247	0,01	
16-18	1,874	0,449	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,90	0,90
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	11,93

**Tableau (III-21):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 18$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,525	0,13	0,59	1,084	2,74	2,22	8,84
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,27	0,62	1,205	3,27	2,90	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,51	0,62	1,467	3,98	1,85	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,82	0,62	2,047	5,56	1,08	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	1,22	0,62	4,136	11,59	0,70	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,778	1,82	0,62	45	125	0,04	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	2,50	0,62	40	109	0,03	
14-16	1,681	0,513	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	3,27	0,62	88	247	0,01	
16-18	1,874	0,449	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	4,17	0,62	112	314	0,01	
18-28	2,887	0,290	247,16	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	
													Tassement Total :	11,04

**Tableau (III-22):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 20$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$  bars) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,952	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,525	0,13	0,59	1,084	2,74	2,22	8,848
2-4	0,471	1,709	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,27	0,62	1,205	3,27	2,90	
4-6	0,682	1,326	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,51	0,62	1,467	3,98	1,85	
6-8	0,892	1,081	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	0,82	0,62	2,047	5,56	1,08	
8-10	1,099	0,898	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	1,22	0,62	4,136	11,59	0,70	
10-12	1,297	0,712	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,778	1,82	0,62	45	125	0,04	
12-14	1,493	0,597	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,719	2,50	0,62	40	109	0,03	
14-16	1,681	0,513	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	3,27	0,62	88	247	0,01	
16-18	1,874	0,449	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,804	4,17	0,62	112	314	0,01	
18-20	2,412	0,384	56	10,71	0,69	0,251	0,849	2,43	6,28	0,58	67	162,81	0,008	
20-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40
													Tassement Total :	10,248

**Tableau (III-23):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h=8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,59	9,67
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,33	0,62	1,25	3,40	2,27	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,51	0,62	1,46	3,97	1,85	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,72	0,62	1,80	4,89	1,40	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,85	0,62	2,11	5,91	1,81	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,23	0,62	4,21	11,66	0,75	
12-14	1,493	0,962	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,30	5,40
14-16	1,681	0,881	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,70	
16-18	1,874	0,806	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
	Tassement Total :												19,07	

**Tableau (III-24):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 14$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	$y$	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,59	9,74
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,33	0,62	1,25	3,40	2,27	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,51	0,62	1,46	3,97	1,85	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,72	0,62	1,80	4,89	1,40	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,85	0,62	2,11	5,91	1,81	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,23	0,62	4,21	11,66	0,75	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,71	1,55	0,62	25	67,75	0,07	
14-16	1,681	0,881	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,70	3,10
16-18	1,874	0,806	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
													Tassement Total :	16,84

**Tableau (III-25):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 16$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,59	9,79
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,33	0,62	1,25	3,40	2,27	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,51	0,62	1,46	3,97	1,85	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,72	0,62	1,80	4,89	1,40	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,85	0,62	2,11	5,91	1,81	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,23	0,62	4,21	11,66	0,75	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,71	1,55	0,62	25	67,75	0,07	
14-16	1,681	0,881	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	1,90	0,62	51	142,80	0,05	
16-18	1,874	0,806	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,40	1,40
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
													Tassement Total :	15,19

**Tableau (III-26):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 18$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,59	9,83
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,33	0,62	1,25	3,40	2,27	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,51	0,62	1,46	3,97	1,85	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,72	0,62	1,80	4,89	1,40	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,85	0,62	2,11	5,91	1,81	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,23	0,62	4,21	11,66	0,75	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,71	1,55	0,62	25	67,75	0,07	
14-16	1,681	0,881	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	1,90	0,62	51	142,80	0,05	
16-18	1,874	0,806	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	2,32	0,62	63	176,40	0,04	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,00	4,00
	Tassement Total :												13,83	

**Tableau (III-27):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 20$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$  bars ;  $h = 8,8$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,434	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,59	9,86
2-4	0,471	1,394	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,33	0,62	1,25	3,40	2,27	
4-6	0,682	1,325	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,51	0,62	1,46	3,97	1,85	
6-8	0,892	1,238	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,72	0,62	1,80	4,89	1,40	
8-10	1,099	1,181	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,85	0,62	2,11	5,91	1,81	
10-12	1,297	1,048	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,23	0,62	4,21	11,66	0,75	
12-14	1,493	0,962	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,71	1,55	0,62	25	67,75	0,07	
14-16	1,681	0,881	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	1,90	0,62	51	142,80	0,05	
16-18	1,874	0,806	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	2,32	0,62	63	176,40	0,04	
18-20	2,064	0,743	56	10,71	0,69	0,251	0,849	2,43	2,77	0,58	29	70,47	0,03	
20-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,70	2,70
													Tassement Total :	12,56



**Tableau (III-28):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,52	8,61
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,35	0,62	1,27	3,45	2,15	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,53	0,62	1,49	4,05	1,74	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,89	0,62	2,23	6,06	1,09	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,97	0,62	2,50	7,00	1,47	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,28	0,62	4,84	13	0,64	
12-14	1,493	1,161	36	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,00	2,50
14-16	1,681	1,101	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,80	
16-18	1,874	1,042	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	13,31

**Tableau (III-29):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 14$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60$  m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,52	8,68
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,35	0,62	1,27	3,45	2,15	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,53	0,62	1,49	4,05	1,74	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,89	0,62	2,23	6,06	1,09	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,97	0,62	2,50	7,00	1,47	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,28	0,62	4,84	13	0,64	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	1,61	0,62	26	70	0,07	
14-16	1,681	1,101	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,80	1,50
16-18	1,874	1,042	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	12,38

**Tableau (III-30):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 16$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

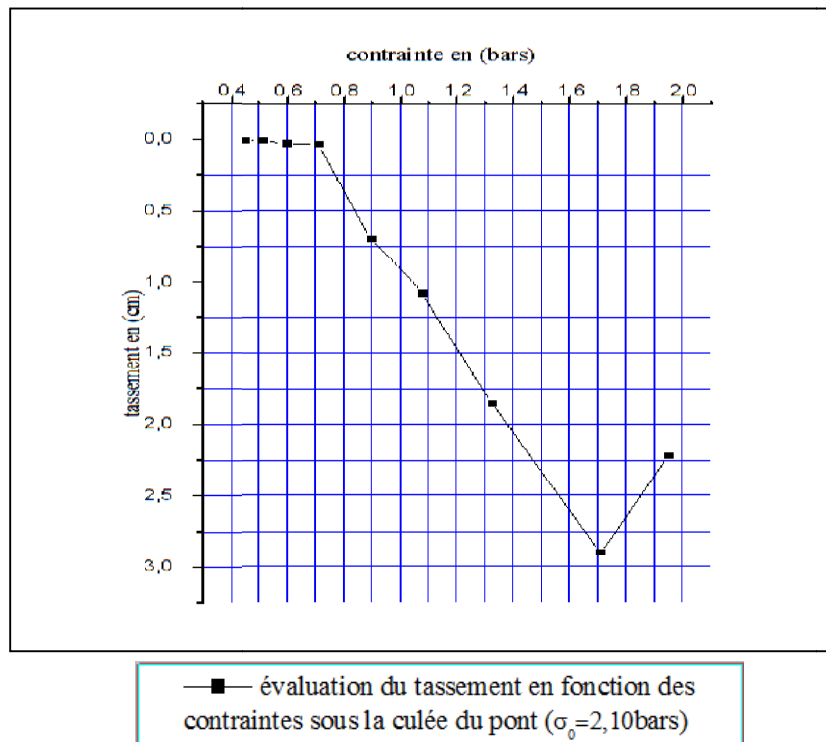
Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	$y$	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,52	8,76
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,35	0,62	1,27	3,45	2,15	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,53	0,62	1,49	4,05	1,74	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,89	0,62	2,23	6,06	1,09	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,97	0,62	2,50	7,00	1,47	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,28	0,62	4,84	13	0,64	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	1,61	0,62	26	70	0,07	
14-16	1,681	0,845	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	1,98	0,62	53	148	0,05	
16-18	1,874	0,773	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	2,42	0,62	65	182	0,03	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
	Tassement Total :												10,96	

**Tableau (III-31):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées (  $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 18$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de (1,60x1,60 m<sup>2</sup>) pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h=7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

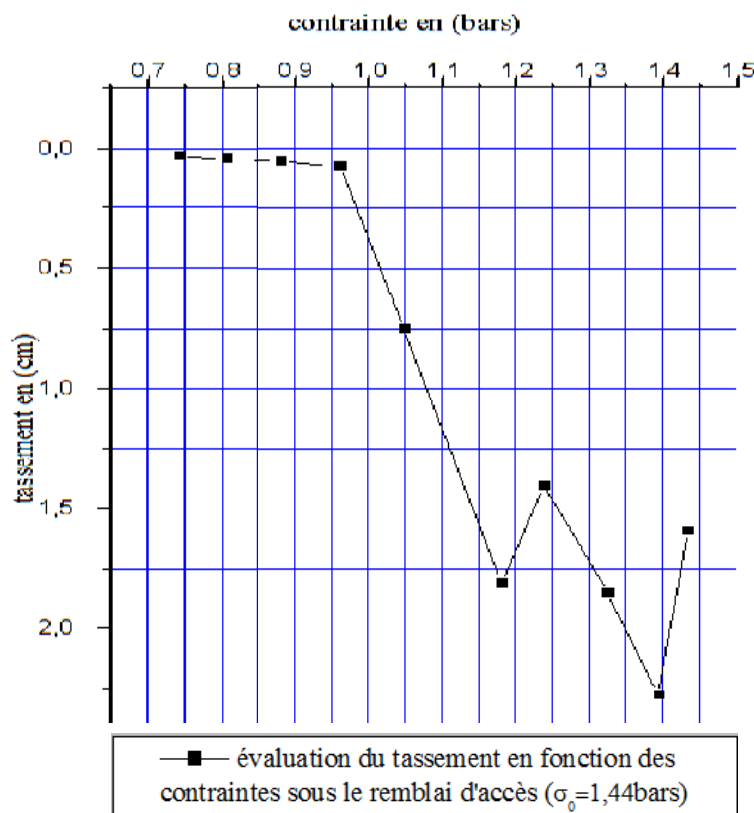
Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,52	8,73
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,35	0,62	1,27	3,45	2,15	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,53	0,62	1,49	4,05	1,74	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,89	0,62	2,23	6,06	1,09	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,97	0,62	2,50	7,00	1,47	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,28	0,62	4,84	13	0,64	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	1,61	0,62	26	70	0,07	
14-16	1,681	0,845	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	1,98	0,62	53	148	0,05	
16-18	1,874	1,042	22	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,70	0,70
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2,20	2,20
													Tassement Total :	11,63

**Tableau (III-32):** calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1,00$  m ;  $L_c = 12$  m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de  $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$  pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$  bars ;  $h = 7,4$  m) en utilisant la méthode de Priebe.

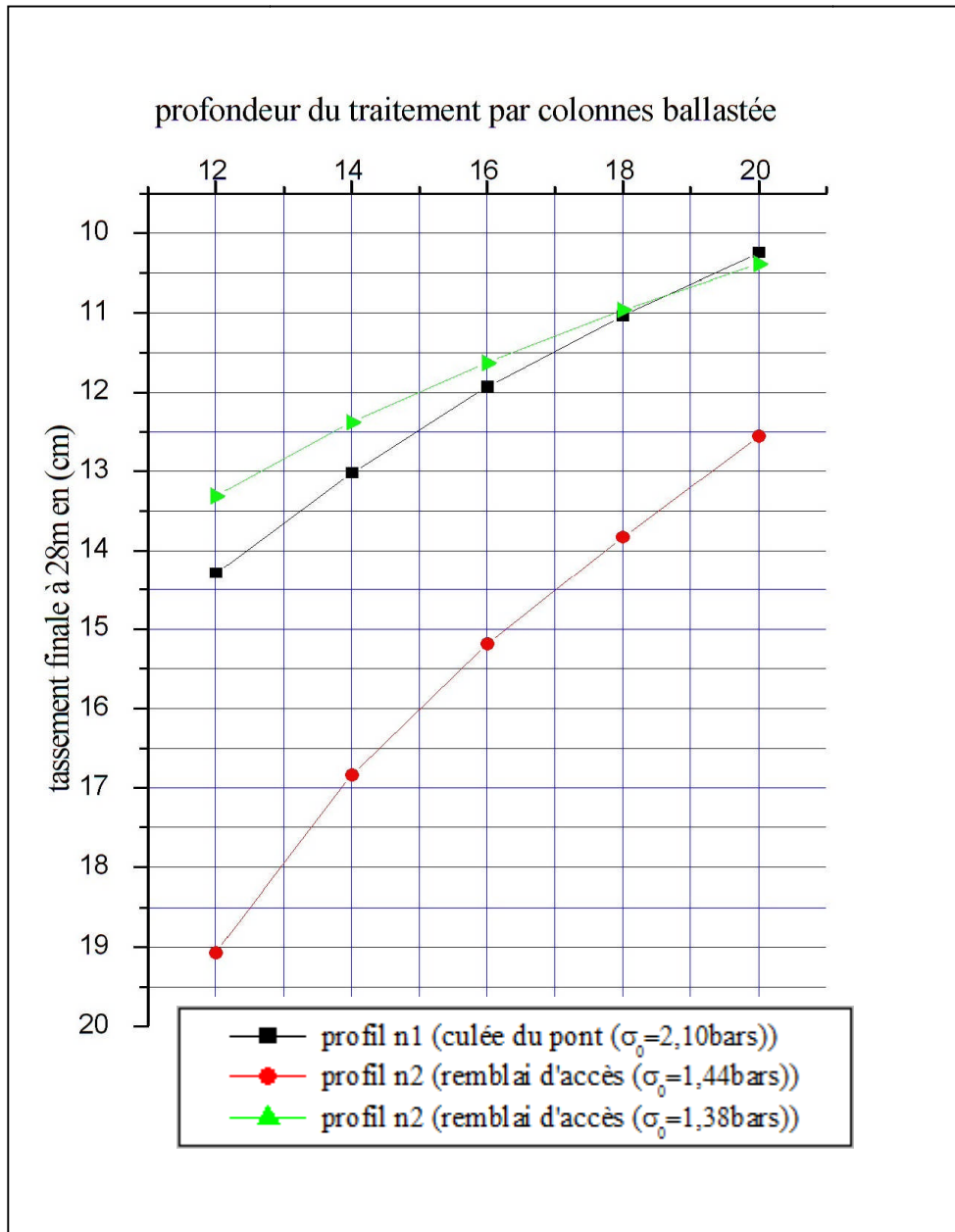
Profondeur (m)	$\sigma_s$ bars	$\sigma_0$ bars	$E_s$ bars	$\frac{E_c}{E_s}$	$\Delta \left[ \frac{A}{A_c} \right]$	$\bar{a}$	$f(v_s, \bar{a})$	$\eta_1$	$\frac{\sigma_s}{\sigma_0}$	y	$f_d$	$\eta_2$	$\Delta H$ (cm)	$\Delta H_{tot}$ (cm)
0-2	0,259	1,374	64	9,37	0,51	0,263	0,818	2,52	0,18	0,59	1,12	2,82	1,52	8,79
2-4	0,471	1,336	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,35	0,62	1,27	3,45	2,15	
4-6	0,682	1,270	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,53	0,62	1,49	4,05	1,74	
6-8	0,892	1,187	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	0,89	0,62	2,23	6,06	1,09	
8-10	1,099	1,132	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	0,97	0,62	2,50	7,00	1,47	
10-12	1,297	1,008	24	25,00	0,19	0,294	0,746	2,77	1,28	0,62	4,84	13	0,64	
12-14	1,493	0,922	36	16,66	0,28	0,287	0,761	2,72	1,61	0,62	26	70	0,07	
14-16	1,681	0,845	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	1,98	0,62	53	148	0,05	
16-18	1,874	0,773	22	27,27	0,16	0,297	0,739	2,80	2,42	0,62	65	182	0,03	
18-20	2,064	0,712	56	10,71	0,69	0,251	0,849	2,43	2,89	0,58	30	73	0,03	
18-28	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,60	1,60
	Tassement Total :													10,39



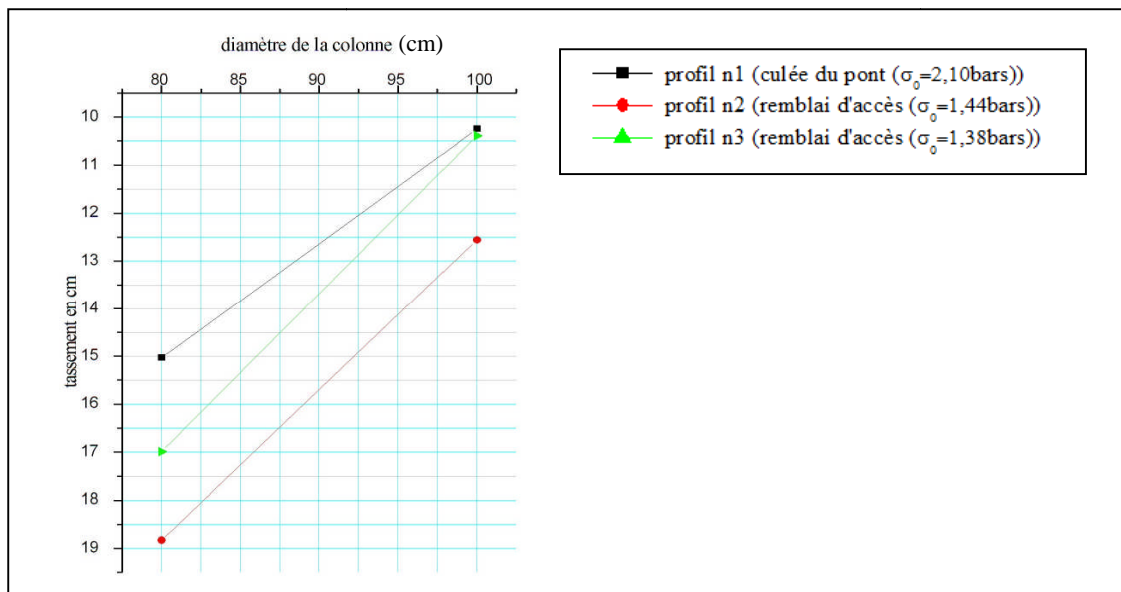
**Figure (III-04) :** Evaluation des tassements en fonction des contraintes sous la culée du pont ( $\sigma_0=2,1$ bars) pour un maillage de  $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$  et un diamètre  $\varnothing_c = 1\text{m}$



**Figure (III-05) :** Evaluation des tassements en fonction des contraintes sous le remblai d'accès ( $\sigma_0=1,44$ bars) pour un maillage de  $1,6 \times 1,6 \text{ m}^2$  et un diamètre  $\varnothing_c = 1\text{m}$



**Figure (III-06) :** Evaluation du tassement en fonction de la variation de la profondeur du traitement par colonne ballastée (maillage 1,6x1,6 (m<sup>2</sup>),  $\varnothing_c= 1,00\text{m}$ ).



**Figure (III-07) :** Evaluation des tassements à 28 m de profondeur en fonction du diamètre de la colonne (maillage 1,6x1,6 (m<sup>2</sup>), L<sub>c</sub>= 20 m).

**a) Discussion des courbes contraintes-tassements :**

De l'examen des courbes (figure 01 et 02) on distingue une première phase des tassements sous l'effet d'une contrainte appliquée ( $\sigma_0$ ) inférieure à la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{ad}$ ), celle-ci est caractérisée par un comportement élasto-plastique. La deuxième phase correspond à un comportement plastique du sol traité pour des contraintes appliquées supérieures à ( $\sigma_{ad}$ ), il s'agit de la reprise des charges par les colonnes ballastées vue le dépassement de la contrainte admissible du sol entre les colonnes. Ce transfert de charges vers les colonnes ballastées est à l'origine de leur mise en expansion sous l'effet d'un déviateur de rupture.

**b) Discussion des courbes profondeurs du traitement-tassement :**

On remarque une diminution des tassements très important en augmentant la profondeur de traitement et se la dans l'intervalle de 12m à 20m, la réduction des tassements est de l'ordre de 5 cm. On conclue que la profondeur du traitement à une influence importante dans la réduction du tassement du sol renforcé par colonne ballastée, ca explique que toutes les couches compressibles intéressées par l'influence des contraintes apportées par l'ouvrage ont été traversées par les colonnes ballastées.

**c) Discussion des courbes diamètres de la colonne-tassements :**

On remarque une diminution des tassements très importante en augmentant le diamètre de la colonne, la réduction des tassements est de l'ordre de 6 cm.



**1-2.2. Méthode d'homogénéisation simplifiée :**

La méthode consiste à assimiler le sol traité par colonnes ballastées à un milieu homogénéisé équivalent dont les caractéristiques mécaniques  $(C_e, \varphi_e)$  sont déterminées par l'application d'un facteur d'homogénéisation  $\bar{m}$ .

Poids volumique équivalent  $(\gamma_e) : \gamma_e = a \cdot \gamma_c \cdot (1 - a)\gamma_s$

$$\bar{m} = \frac{(n_1 - 1) + \bar{a}}{n_1}$$

$$C_e = (1 - \bar{a})C_u$$

$$\tan\varphi_e = \bar{m} \cdot \tan\varphi_c \Rightarrow \varphi_e = \arctan(\bar{m} \cdot \tan\varphi_c)$$

Maillage (m)	a	$\gamma_s$ (bars)	$\gamma_c$ (bars)	$n_1$	$C_u$ (bars)	$\bar{m}$	$\gamma_e$ (bars)	$C_e$ (bars)	$\varphi_e$ (°)
1,60 x 1,60	0,304	2,0	2,1	7,13	0,82	0,902	89	0,57	36

Le calcul de tassement par cette méthode se base sur l'approche d'un module de déformation équivalent ( $E_e$ ) du milieu traité par colonnes ballastées en appliquant un module de déformation harmonique ( $\bar{E}_S$ ). La prévision du tassement par cette méthode s'applique bien dans le cas des charges réparties de grandes dimensions [Dhouib et blondeau, 2005].

$$\bar{E}_S = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \frac{h_i}{E_{si}}}$$

$$E_e = a * E_c + (1 - a) * \bar{E}_S$$

Le tassement après traitement ( $S_f$ ) sous une contrainte  $\sigma_0$  transmise par l'ouvrage est donné par la relation :

$$S_f = \frac{\sigma_0 * L_c}{E_c}$$

$L_c$  : est la longueur des colonnes ballastées.

**Tableau (III-33) :** Tassement du sol traité sous la culée du pont ( $\sigma_0=2,1$ bars) calculé par la méthode d'homogénéisation.

Maillage (m)	$\sigma_0$ (bars)	$a$	$L_c$ (m)	$\bar{E}_S$ (bars)	$E_c$ (bars)	$E_e$ (bars)	$S_f$ (cm)
1,60 x 1,60	2,10	0,304	12	64,67	1000	349	7,22
1,60 x 1,60	2,10	0,304	14	65,46	1000	349	8,42
1,60 x 1,60	2,10	0,304	16	61,70	1000	346	9,71
1,60 x 1,60	2,10	0,304	18	59,06	1000	345	10,95
1,60 x 1,60	2,10	0,304	20	61,99	1000	347	12,10
1,60 x 1,60	2,10	0,304	22	64,61	1000	349	13,23
1,60 x 1,60	2,10	0,304	24	66,97	1000	350	14,40

**Tableau (III-34) :** Tassement du sol traité sous le remblai d'accès ( $\sigma_0=1,44$  bars ;  $h=8,8$ m) calculé par la méthode d'homogénéisation.

Maillage (m)	$\sigma_0$ (bars)	$a$	$L_c$ (m)	$\bar{E}_S$ (bars)	$E_c$ (bars)	$E_e$ (bars)	$S_f$ (cm)
1,60 x 1,60	1,44	0,304	12	64,67	1000	349	04,95
1,60 x 1,60	1,44	0,304	14	65,46	1000	349	05,77
1,60 x 1,60	1,44	0,304	16	61,70	1000	346	06,65
1,60 x 1,60	1,44	0,304	18	59,06	1000	345	07,51
1,60 x 1,60	1,44	0,304	20	61,99	1000	347	08,30
1,60 x 1,60	1,44	0,304	22	64,61	1000	349	09,07
1,60 x 1,60	1,44	0,304	24	66,97	1000	350	09,87

**Tableau (III-35) :** Tassement du sol traité sous le remblai d'accès ( $\sigma_0=1,38\text{bars}$  ;  $h=7,4\text{m}$ ) calculé par la méthode d'homogénéisation.

Maillage (m)	$\sigma_0$ (bars)	$a$	$L_c$ (m)	$\overline{E}_S$ (bars)	$E_c$ (bars)	$E_e$ (bars)	$S_f$ (cm)
1,60 x 1,60	1,38	0,304	12	64,67	1000	349	04,74
1,60 x 1,60	1,38	0,304	14	65,46	1000	349	05,53
1,60 x 1,60	1,38	0,304	16	61,70	1000	346	06,38
1,60 x 1,60	1,38	0,304	18	59,06	1000	345	07,20
1,60 x 1,60	1,38	0,304	20	61,99	1000	347	07,95
1,60 x 1,60	1,38	0,304	22	64,61	1000	349	08,70
1,60 x 1,60	1,38	0,304	24	66,97	1000	350	09,46

**Tableau (III-36) :** Tassement du sol traité sous le remblai d'accès ( $\sigma_0=0,82\text{bars}$  ;  $h=5\text{m}$ ) calculé par la méthode d'homogénéisation.

Maillage (m)	$\sigma_0$ (bars)	$a$	$L_c$ (m)	$\overline{E}_S$ (bars)	$E_c$ (bars)	$E_e$ (bars)	$S_f$ (cm)
1,60 x 1,60	0,82	0,304	12	64,67	600	227,41	04,32
1,60 x 1,60	0,82	0,304	14	65,46	600	227,96	05,03
1,60 x 1,60	0,82	0,304	16	61,70	600	225,34	05,82
1,60 x 1,60	0,82	0,304	18	59,06	600	223,50	06,60
1,60 x 1,60	0,82	0,304	20	61,99	600	225,54	07,27
1,60 x 1,60	0,82	0,304	22	64,61	600	227,36	07,93
1,60 x 1,60	0,82	0,304	24	66,97	600	229,01	08,59

**1-3. Interprétation des résultats :**

Le calcul de tassement par la méthode de Priebe est effectué en utilisant les modules de déformation déterminés à partir de pressiomètre Ménard réalisé par (L.N.H.C et L.T.P.E).

Le tassement total du sol traité par colonne ballastée sous la culée du pont pour une contrainte de service de 2,10 bars en considérant un module de déformation des colonnes de 600 bars est de 11,04 cm sur une profondeur de 28 m, le tassement obtenu sur la couche traité (18 m) est de 8,84 cm (tableau III-21).

Le tassement calculé sous le remblai d'accès pour une contrainte maximale de service de 1,44 bars est de 12,56 cm sur une profondeur de 28 m dont 9,86 cm sur la couche traité de 20 m (tableau III-27).

Le calcul de tassement pour une contrainte maximale de service de 2,10 bars sur la profondeur de la couche traité (18 m) en utilisant la méthode d'homogénéisation simplifié, donne une valeur de 10,95 cm, on voit bien qu'elle est proche de celle obtenu par la méthode de Priebe.

On conclue que l'application de la méthode de Priebe montre clairement la réduction des tassements dans le cas d'un sol compressible traité par colonne ballastée et l'influence de la profondeur de traitement et de même la variation du diamètre de la colonne. D'après les résultats obtenus on peut retenir les caractéristiques suivantes des colonnes ballastées pour le renforcement de notre sol :

Le maillage réalisé est carré à plusieurs rangées de colonnes ballastées disposées régulièrement d'entre axe de 1,6 m dans le sens longitudinal et transversal (figure III-08). Le procédé de réalisation est voie humide, la profondeur de traitement et le diamètre des colonnes sera variable en fonction des contraintes appliquées et l'endroit du traitement. Le ballast mis en œuvre est d'origine alluvionnaire roulé de caractéristique physique et mécanique suivantes :

$$\gamma_c = 20 \text{ KN/m}^3 ; \varphi_c = 38^\circ ; C = 0 ; \psi_c = 8^\circ ; E_c = 600 \text{ bars}$$

Les résultats finaux sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau (III-37) :** caractéristiques du traitement par colonnes ballastées.

	Surface du traitement (m <sup>2</sup> )	Hauteur max projet (m)	$\sigma_{0max}$ (bars)	Maillage (m <sup>2</sup> )	Diamètre des colonnes (m)	Profondeur du traitement (m)	Procédé du traitement
<b>Culée du pont</b>	7,4x31	9	2,10	1,6x1,6	1,00	18	Voie humide
<b>Remblai d'accès</b>	90x18,5	8,8	1,44	1,6x1,6	1,00	20	Voie humide
<b>Remblai d'accès</b>	50x18,5	7,4	1,38	1,6x1,6	1,00	18	Voie humide
<b>Remblai d'accès</b>	47x18,5	5	0,82	1,6x1,6	0,80	12	Voie humide

## Section 2 : Modélisation du sol renforcé sur Plaxis 2D :

### 2-1. Procédure :

Le présent paragraphe est consacré à l'analyse numérique par éléments finis en utilisant le logiciel de calcul Plaxis 2D, se rapportant aux ouvrages fondés sur des sols compressibles renforcés par colonnes ballastées.

L'objectif recherché de la simulation numérique est la connaissance de l'influence de certains paramètres géotechniques sur le comportement des sols renforcés par colonnes ballastées.

Cette partie est une introduction à la modélisation numérique en (2D) des ouvrages réels en utilisant le modèle de Mohr-Coulomb, il s'agit d'une ébauche pour d'autres modélisations par éléments finis en (3D) avec d'autres lois de comportement plus sophistiquées qui tiennent compte des effets différés, du fluage et de l'aspect tridimensionnel des problèmes étudiés.

L'application de la méthode des éléments finis nécessite de définir un milieu fini, discrétisé, avec des conditions aux limites en contraintes (chargement) et en déplacement (frontières bloquées) et une loi de comportement pour les colonnes et pour les sols.

Dans le domaine de la modélisation des colonnes ballastées, la méthode des éléments finis présente les avantages suivants [12] :

- Modélisation géométrique simple des colonnes et des sols,
- Possibilité de maillage varié pour affiner des zones critiques,
- Introduction assez facile des paramètres de calcul,
- Rapidité d'exécution des calculs grâce aux développements informatiques récents,
- Représentation graphique des résultats pour la connaissance en tout point du modèle de l'état des déformations et des contraintes,
- Modification des paramètres et reprise aisée des calculs pour un meilleur paramétrage et ou calage des données.

### 2-2. Démarche de modélisation :

Afin de comprendre les interactions entre colonnes ballastées et le sol environnant, plusieurs études ont été effectuées. Ces différentes études, grâce aux critiques des résultats de leurs auteurs nous ont permis de définir la modélisation à effectuer.

Afin de bien répartir le chargement sur l'ensemble sol-colonne, un radier indéformable en béton armé est disposé sur le modèle,. Les caractéristiques mécaniques du sol, colonne et du radier sont résumées dans le tableau (III-38) ci-dessous :

Couche	Modele de comportement	Poids volumique $\gamma$ (kN/m <sup>2</sup> )	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de poisson $\nu$	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement $\phi$ (°)	Angle de dilataance $\psi$ (°)
Colonne	Plastique (Mohr-couloumb)	21	100	1/3	1	38	8
Sol	Elastique linéaire	20		1/3	-	-	-
Radier	Elastique linéaire	25	32100	0.25	-	-	-

**2-3. Modélisation du sol renforcé par colonnes ballastées sur Plaxis 2D :**

Le calcul des tassements sous la culée du pont B=7,4 m sous une contrainte de 2,1 bars. Le sol est renforcé par des colonnes ballastées de diametre de 1 m sur des longueurs variant de 12 à 18m avec un pas de 2m, le nombre de colonnes sous la semelle de la culée est de 5 plus 3 à chaque extrémité, le maillage de référence est de (1,6x1,6)m<sup>2</sup>.

- Pour  $L_c = 12m$ , on a :

$$B' = (3 \times 1,00) + (3 \times 0,6) = 4,80 \text{ m}$$

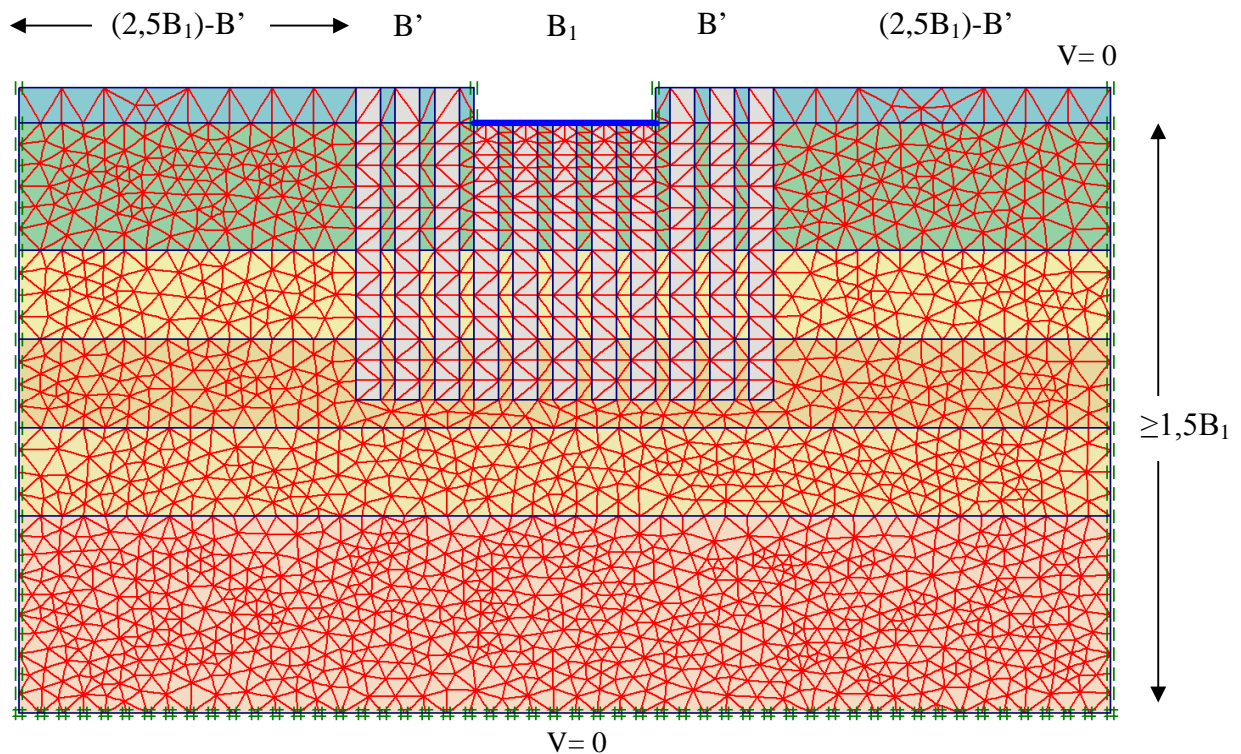


Figure (III-08) : Miallage 2D, avant déformation du sol renforcé par colonnes ballastées  $L_c=12m$

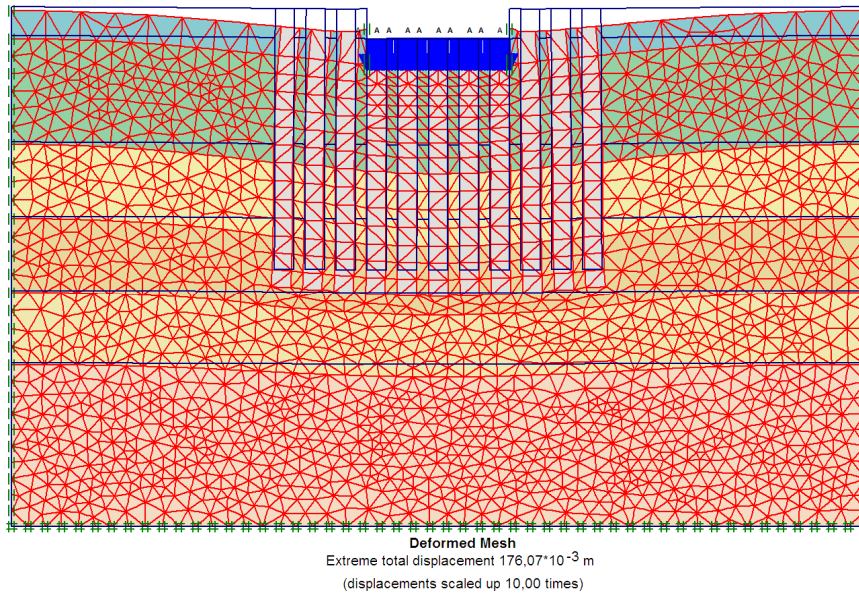


Figure (III-09) : Maillage 2D, après déformation du sol renforcé par colonnes ballastées  $L_c=12m$

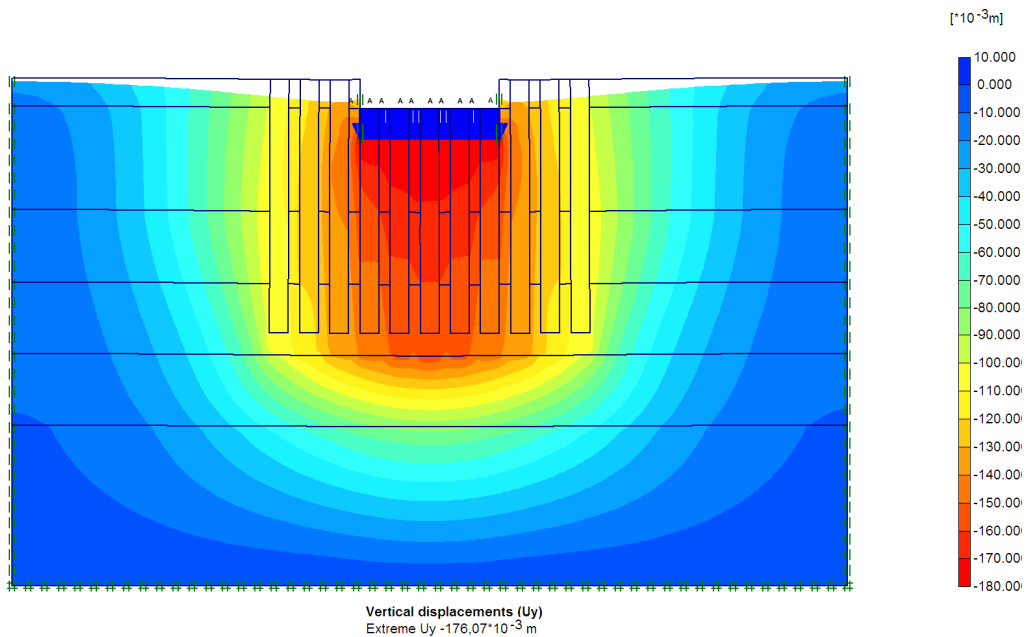


Figure (III-10) : Tassement du sol après renforcement,  $L_c=12m$

Le tassement total après renforcement du sol calculé par Plaxis 2D sous la culée est de **17,60 cm**, pour une longueur des colonnes de 12m.

- Pour  $L_c = 18\text{m}$ , on a :

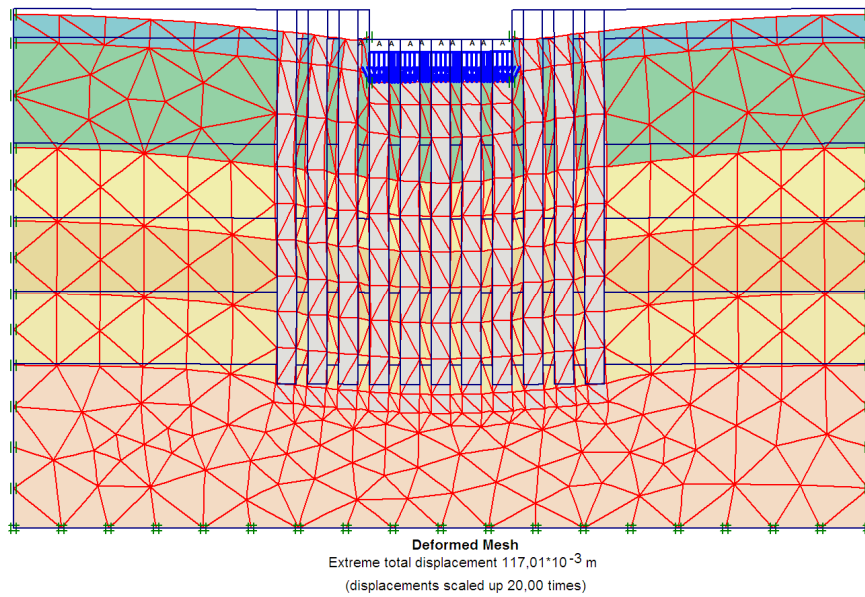


Figure (III-11) : Maillage 2D, déformation du sol renforcé par colonnes ballastées  
 $L_c = 18\text{m}$

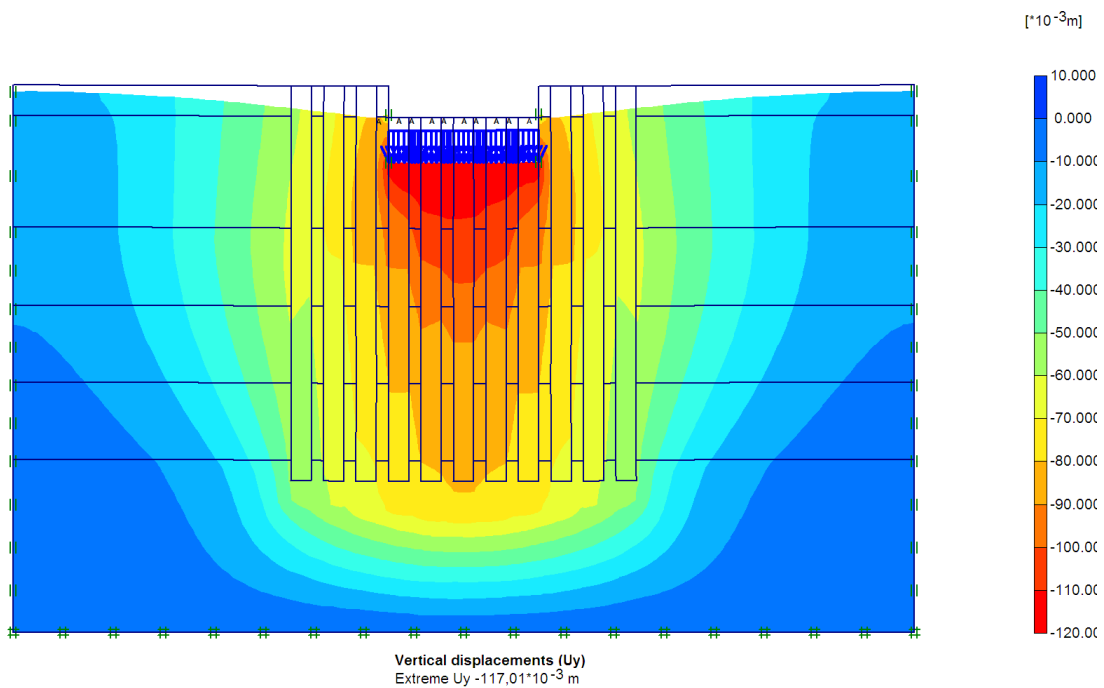
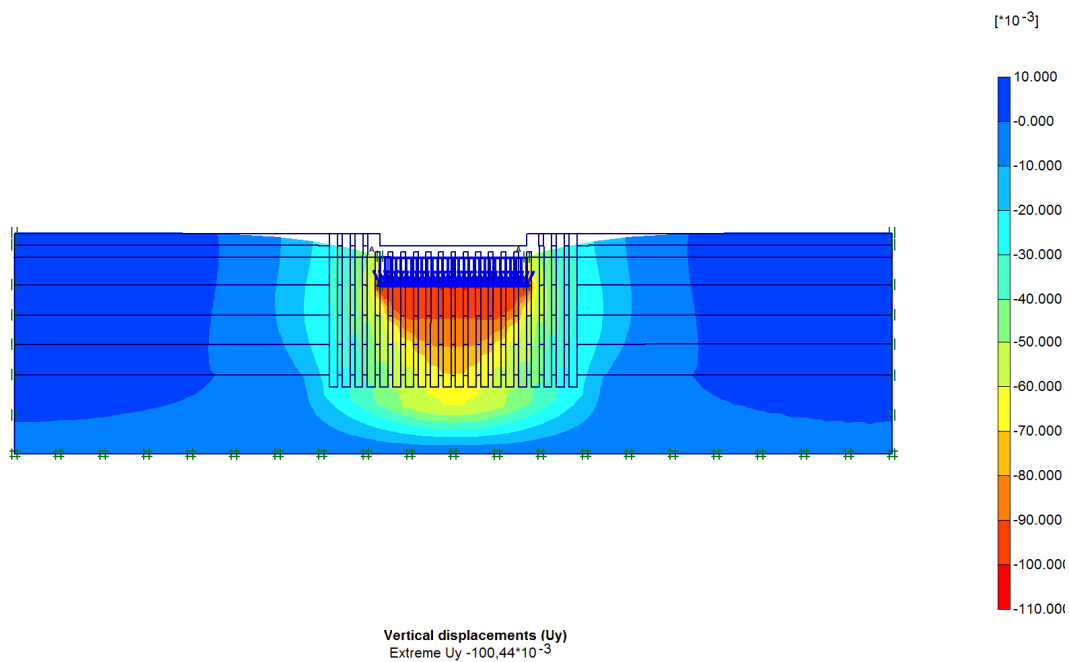


Figure (III-12) : Tassement du sol après renforcement,  $L_c = 18\text{m}$

Le tassement total après renforcement du sol calculé par Plaxis 2D sous la culée est de **11,70 cm**, pour une longueur des colonnes de 18m.





**Figure (III-13) : Tassement du sol après renforcement, sous une contraintes de 1,44 bars  
Lc=18m**

**Récapitulatif des résultats :**

Paramètres		Colonnes ballastées	Sol
<b>Paramètres géotechniques</b>	E (MPa)	Influence importante sur le rapport de charge et les tassements du sol	Influence importante sur le rapport de charge et les tassements du sol
	$\phi$ (°)	Influence importante sur le rapport de charge et les tassements du sol	Influence faible
	C	Influence importante sur le rapport de charge et les tassements du sol	Influence faible
<b>Paramètres géométriques</b>	Tassement dans les colonnes	Le tassement diminue dans la colonne en fonction de sa profondeur	
	Espacement entre colonnes	Influence importante sur la capacité portante du sol traité	
	Diamètre de la colonne	Influence importante sur la réduction des tassements au sein du sol traité	
	Longueur de la colonne	Influence importante sur la réduction des tassements au sein du sol traité	

**Conclusion**

D'après cette étude, on conclue que le calcul en éléments finis donne une bonne concordance avec les mesures calculées, le logiciel utilisé est un moyen très adapté pour l'étude de comportement des colonnes ballastées.

La technique de traitement de sol par colonnes ballastées est une bonne technique pour le traitement des sols mous.

### Conclusion générale

Au terme de cette étude, nous pouvons tirer un bilan des différents travaux présentés dans ce mémoire. L'objectif de notre travail est la connaissance des phénomènes qu'induit la construction des remblais d'accès sur sols compressibles et au perfectionnement des méthodes de calcul.

Cette étude nous a permis, en plus des connaissances acquises tout au long de notre cursus d'en acquérir de nouvelles données en extrapolant vers d'autres domaines comme la géotechnique.

Parmi celles-ci nous avons pu retenir ce qui suit :

L'assiette retenue pour l'implantation de l'échangeur des quatre chemins (plus précisément la voie principale ou se situe le remblai d'accès) est médiocre et les tassements sont inadmissibles.

Afin de réduire l'ampleur de ces tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, nous avons opté pour l'amélioration de ce sol par la mise en place des colonnes ballastées.

Ce choix reste le plus approprié à notre avis, du fait qu'il est envisagé pour le renforcement des sols de faible portance et compressible.

Cette solution est économique et d'une exécution rapide comparativement à la solution de fondations profondes (pieux).

Pour ce mode de renforcement, nous avons choisi la méthode de PRIEBE. L'application de cette dernière nous a permis de dimensionner et de déterminer le maillage des colonnes à réaliser sur le terrain.

Le calcul des tassements aux éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D Version 8.2 a prouvé l'efficacité de choix de cette méthode.

Après avoir comparé les résultats obtenus analytiquement et numériquement du sol renforcé, nous avons conclu que la méthode appliquée répond parfaitement à notre question.

A notre humble avis nous pensons que cette méthode est de plus en plus retenue pour traiter ce genre de situation.

## Résumé

Le sol est généralement un matériau hétérogène avec des caractéristiques très variables. Cela entraîne une exigence plus rigoureuse des méthodes et techniques d'amélioration des sols. Parallèlement à cela le développement de l'outil informatique fournit aux ingénieurs le moyen de calcul de grande capacité itérative.

Actuellement, la construction d'ouvrages sur de tels sols fait souvent appel à des techniques qui sont relativement récentes pour le traitement de ces derniers afin d'améliorer leurs caractéristiques géotechniques. D'une part nous nous sommes intéressés aux techniques de renforcement des sols de mauvaises caractéristiques géo mécaniques et leurs domaines d'applications, en synthétisant toutes les données géologiques, hydrologiques et géotechniques du site ou le projet sera implanté.

La construction de remblais d'accès sur un sol compressible pose de nombreux problèmes, qui sont associés d'une part à la faible résistance de ces sols, qui entraîne des difficultés à assurer la stabilité des remblais, et d'autre part à leur forte compressibilité, qui se traduit par des tassements et des déformations importants des ouvrages.

Cette étude nous a permis, en plus des connaissances acquises tout au long de notre cursus d'en acquérir de nouvelles données en extrapolant vers d'autres domaines comme la géotechnique.

Nous avons pu retenir que l'assiette retenue pour l'implantation de l'échangeur des quatre chemins (plus précisément la voie principale ou se situe le remblai d'accès) est médiocre et les tassements sont inadmissibles. Afin de réduire l'ampleur de ces tassements et d'assurer la stabilité de l'ouvrage, nous avons opté pour l'amélioration de ce sol par la mise en place des colonnes ballastées. Cette solution est économique et d'une exécution rapide comparativement à la solution de fondations profondes.

Pour ce mode de renforcement, nous avons choisi la méthode de PRIEBE. L'application de cette dernière nous a permis de dimensionner et de déterminer le maillage des colonnes à réaliser sur le terrain. Le calcul des tassements aux éléments finis avec le logiciel PLAXIS 2D Version 8.2 a prouvé l'efficacité de choix de cette méthode.

Après avoir comparé les résultats obtenus analytiquement et numériquement du sol renforcé, nous avons conclu que la méthode appliquée répond parfaitement à notre question.

# Liste des tableaux

N ° de tableau	Désignations	page
(I-01)	Principales caractéristiques des sols	8
(I-02)	Ordres de grandeur	10
(I-03)	Présence de MO dans le SC 01	12
(I-04)	Description visuelle des sondages (Coupe lithologique)	18
(I-05)	Méthode de réalisation des faits avant l'essai	21
(I-06)	Longueur maximale de forages pressiométriques	21
(I-07)	Synthèses des essais de laboratoire réalisés par L.T.P.E	27
(I-08)	Synthèses des essais de laboratoire réalisés par L.N.H.C	28
(I-09)	Principales méthodes de renforcement de sol de fondation pour l'édification des remblais	39
(I-10)	Caractéristiques du ballast de remplissage des colonnes ballastées	47
(I-11)	Le nombre d'essais de réception à effectuer (DTU-13.2)	50
(I-12)	Le nombre et le type d'essais à effectuer (DTU-13.2)	51
(I-13)	Les critères de réception pour chaque type d'essai	52
(II-01)	Classification des sols d'après Ménard	80
(II-02)	Classification des sols d'après Ménard	80
(II-03)	Valeurs du coefficient rhéologique ( $\alpha$ ) du sol suivant L. Ménard	81
(II-04)	Valeurs du coefficient de portance $k_p$ (D'après le fascicule 62, titre V)	82
(II-05)	Récapitulatif de valeur de contrainte admissible pour différentes largeurs B	84
(II-06)	contrainte admissible calculé à partir des valeurs pressiométrique $SP_1$ réalisé par L.N.H.C	85
(II-07)	Contrainte admissible calculé à partir des valeurs pressiométrique $SP_1$ réalisé par L.T.P.E	87
(II-08)	Calculs des contraintes finales effectives	93
(II-09)	Récapitulatif du calcul de tassement sous une contrainte de 144 KPa	95
(II-10)	Récapitulatif du calcul de tassement sous une contrainte de 210 Kpa, sous la culée du pont	96
(II-11)	Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 01	98
(II-12)	Récapitulatif du calcul de tassements coupe 01	99

N ° de tableau	Désignations	page
(II-13)	Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m	99
(II-14)	Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 02	101
(II-15)	Récapitulatif du calcul de tassement coupe 02	101
(II-16)	Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m	102
(II-17)	Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 03	104
(II-18)	Récapitulatif du calcul de tassement coupe 03	104
(II-19)	Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m	105
(II-20)	Calcul de la contrainte effective due au remblai trapézoïdal coupe 04	107
(II-21)	Récapitulatif du calcul de tassement coupe 04	107
(II-22)	Récapitulatif du calcul de tassement en sous couche de 1m	108
(II-23)	Valeurs numériques de $\lambda_c$ et $\lambda_d$ (selon le Fascicule 62, titre V)	110
(II-24)	Valeur du tassement par le pressiomètre SP <sub>1</sub> réalisé par L.N.H.C	113
(II-25)	Valeur du tassement par le pressiomètre SP <sub>1</sub> réalisé par L.N.H.C	114
(II-26)	valeur du tassement par le pressiomètre SP <sub>1</sub> réalisé par L.T.P.E	115
(II-27)	valeur du tassement par le pressiomètre SP <sub>1</sub> réalisé par L.T.P.E	117
(II-27)	Caractéristiques des couches de sol avant renforcement	122
(II-28)	Récapitulatif des largeurs des semelles et contraintes appliquées	122
(III-01)	Paramètre du traitement par colonnes ballastées	132
(III-02)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 12$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	137
(III-03)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 14$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	138
(III-04)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 16$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	139
(III-05)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 18$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	140

N ° de tableau	Désignations	page
<b>(III-06)</b>	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 18$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	141
<b>(III-07)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 12$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	142
<b>(III-08)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 14$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	143
<b>(III-09)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 16$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	144
<b>(III-10)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 18$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	145
<b>(III-11)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 20$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	146
<b>(III-12)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 12$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$ bars ; $h = 7,4$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	147
<b>(III-13)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 14$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$ bars ; $h = 7,4$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	148
<b>(III-14)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 16$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$ bars ; $h = 7,4$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	149
<b>(III-15)</b>	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 18$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$ bars ; $h = 7,4$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	150



N ° de tableau	Désignations	page
(III-16)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 20$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38$ bars ; $h = 7,4$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	151
(III-17)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 0,80$ m ; $L_c = 12$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 0,08$ bars ; $h = 5$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	152
(III-18)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 12$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	153
(III-19)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 14$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	154
(III-20)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 16$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	155
(III-21)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 18$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	156
(III-22)	Calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 20$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,10$ bars) en utilisant la méthode de Priebe.	157
(III-23)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 12$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	158
(III-24)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 14$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	159
(III-25)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1$ m ; $L_c = 16$ m) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44$ bars ; $h = 8,8$ m) en utilisant la méthode de Priebe.	160

N ° de tableau	Désignations	page
(III-26)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 18 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44 \text{ bars}$ ; $h = 8,8 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	161
(III-27)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 20 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,44 \text{ bars}$ ; $h = 8,8 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	162
(III-28)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 12 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38 \text{ bars}$ ; $h = 7,4 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	163
(III-29)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 14 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38 \text{ bars}$ ; $h = 7,4 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	164
(III-30)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 16 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38 \text{ bars}$ ; $h = 7,4 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	165
(III-31)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 18 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38 \text{ bars}$ ; $h = 7,4 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	166
(III-32)	calcul de tassement du sol renforcé par colonnes ballastées ( $\phi_c = 1 \text{ m}$ ; $L_c = 20 \text{ m}$ ) sur une profondeur de 28 m avec un maillage de $(1,60 \times 1,60 \text{ m}^2)$ pour une contrainte appliquée au niveau de la rampe d'accès ( $\sigma_0 = 1,38 \text{ bars}$ ; $h = 7,4 \text{ m}$ ) en utilisant la méthode de Priebe.	167
(III-33)	Tassement du sol traité sous la culée du pont ( $\sigma_0 = 2,1 \text{ bars}$ ) calculé par la méthode d'homogénéisation.	172
(III-34)	Tassement du sol traité sous le remblai d'accès ( $\sigma_0 = 1,44 \text{ bars}$ ; $h = 8,8 \text{ m}$ ) calculé par la méthode d'homogénéisation.	172
(III-35)	Tassement du sol traité sous le remblai d'accès ( $\sigma_0 = 1,38 \text{ bars}$ ; $h = 7,4 \text{ m}$ ) calculé par la méthode d'homogénéisation.	173
(III-36)	Tassement du sol traité sous le remblai d'accès ( $\sigma_0 = 0,82 \text{ bars}$ ; $h = 5 \text{ m}$ ) calculé par la méthode d'homogénéisation.	173
(III-37)	caractéristiques du traitement par colonnes ballastées.	174

<b>N° Figures</b>	<b>Désignations</b>	<b>Page</b>
<b>I-01</b>	<i>Présentation du projet Echangeur des quatre chemins</i>	<b>04</b>
<b>I-02</b>	<i>Réseau hydrologique de la ville de Bejaia</i>	<b>05</b>
<b>I-03</b>	<i>Carte géologique de Bejaia au 1/50 000</i>	<b>06</b>
<b>I-04</b>	<i>Analyse granulométrique (tamis standard)</i>	<b>09</b>
<b>I-05</b>	<i>Equivalent de sable</i>	<b>10</b>
<b>I-06</b>	<i>Caractérisation de la teneur en eau</i>	<b>11</b>
<b>I-07</b>	<i>Limite de liquidité</i>	<b>11</b>
<b>I-08</b>	<i>: Classification des sols fins (Abaque de Casagrande</i>	<b>11</b>
<b>I-09</b>	<i>Classification des sols argileux en fonction de la consistance</i>	<b>12</b>
<b>I-10</b>	<i>Coupe schématisée d'un moule oedométrique</i>	<b>13</b>
<b>I-11</b>	<i>Courbe de compressibilité, détermination graphique de <math>C_s</math>, <math>C_c</math>, <math>\sigma'_p</math> et <math>e_0</math></i>	<b>14</b>
<b>I-12</b>	<i>Schématisation de la courbe oedométrique</i>	<b>15</b>
<b>I-13</b>	<i>Vue en coupe de la boîte de cisaillement</i>	<b>16</b>
<b>I-14</b>	<i>Allure de la courbe intrinsèque dans différents types d'essai (sols cohérents)</i>	<b>16</b>
<b>I-15</b>	<i>Représentation des points des sondages</i>	<b>18</b>
<b>I-16</b>	<i>Shéma du pressiomètre</i>	<b>19</b>
<b>I-17</b>	<i>Courbe pressiométrique corrigé en fin de palier</i>	<b>20</b>
<b>I-18</b>	<i>Contraintes dans le sol avant essai</i>	<b>20</b>
<b>I-19</b>	<i>Présentation du module pressiométrique <math>E_m(L.N.H.C)</math></i>	<b>22</b>
<b>I-20</b>	<i>Présentation des pressions limite <math>P_L</math></i>	<b>22</b>
<b>I-21</b>	<i>Présentation du rapport <math>\frac{E_m}{P_L}</math> (L.N.H.C)</i>	<b>23</b>
<b>I-22</b>	<i>Représentation des résultats <math>E_m</math>, <math>P_1</math> et <math>E_m/P_1</math></i>	<b>24</b>
<b>I-23</b>	<i>Représentation des résultats <math>E_m</math>, <math>P_1</math> et <math>E_m/P_1</math></i>	<b>26</b>
<b>I-24</b>	<i>Réseaux de drains verticaux</i>	<b>29</b>
<b>I-25</b>	<i>Exemple de tassement sous remblais, comparaison avec et sans colonnes</i>	<b>30</b>
<b>I-26</b>	<i>Comparaison d'un remblai avec et sans renforcement par géotextile</i>	<b>30</b>

<b>I-27</b>	<i>schéma descriptif de la géogrid</i>	<b>31</b>
<b>I-28</b>	<i>Renforcement par géosynthétiques</i>	<b>32</b>
<b>I-29</b>	<i>Murs en terre renforcée par géosynthétique</i>	<b>33</b>
<b>I-30</b>	<i>Mise en place de la géogrid</i>	<b>33</b>
<b>I-31</b>	<i>Schéma du principe de réalisation d'un mur en terre armée</i>	<b>34</b>
<b>I-32</b>	<i>Vue d'un mur de soutènement en Terre Armée et l'allure de sa déformée</i>	<b>35</b>
<b>I-33</b>	<i>Vue d'un mur en terre armée et distribution des tractions dans les armatures</i>	<b>35</b>
<b>I-34</b>	<i>Géométrie et ordre de grandeurs</i>	<b>36</b>
<b>I-35</b>	<i>Efforts appliqués au mur</i>	<b>37</b>
<b>I-36</b>	<i>Schéma général de l'application des techniques d'amélioration des sols Limite et domaine de validité</i>	<b>41</b>
<b>I-37</b>	<i>domaines d'application des vibrocompactage</i>	<b>42</b>
<b>I-38</b>	<i>le premier vibreur KELLER</i>	<b>42</b>
<b>I-39</b>	<i>Vibreur KELLER</i>	<b>43</b>
<b>I-40</b>	<i>Cône d'affaissement</i>	<b>43</b>
<b>I-41</b>	<i>Etat de compacité du sol</i>	<b>43</b>
<b>I-42</b>	<i>Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide</i>	<b>46</b>
<b>I-43</b>	<i>Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche</i>	<b>46</b>
<b>I-44</b>	<i>Procédé de mise en œuvre des plots ballastés</i>	<b>48</b>
<b>I-45</b>	<i>Phases de formation d'un pieu sableux au moyen d'explosif</i>	<b>48</b>
<b>I-46</b>	<i>Réalisation des colonnes ballastée</i>	<b>52</b>
<b>I-47</b>	<i>prévisions de la charge admissible en tête et du diamètre d'une colonne ballastée fonction de la résistance au cisaillement drainé du sol</i>	<b>53</b>
<b>I-48</b>	<i>diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grandes dimensions reposant sur une argile molle homogène</i>	<b>54</b>
<b>I-49</b>	<i>Principe de la cellule unitaire et application aux colonnes ballastées de la théorie de l'expansion d'une cavité cylindrique dans un milieu élastique infini</i>	<b>57</b>
<b>I-50</b>	<i>: Abaque de dimensionnement de Priebe pour un coefficient de poisson (<math>\nu_s = \frac{1}{3}</math>)</i>	<b>62</b>
<b>I-51</b>	<i>Abaque de prise en compte de la compressibilité de la colonne ballastée</i>	<b>64</b>
<b>I-52</b>	<i>Abaque du facteur d'influence de la profondeur</i>	<b>65</b>
<b>I-53</b>	<i>Abaque de dimensionnement des semelles filantes</i>	<b>66</b>
<b>I-54</b>	<i>Abaque de dimensionnement des semelles isolées</i>	<b>66</b>

<b>I-55</b>	<i>Facteur d'influence de la profondeur de traitement (y)</i>	<b>69</b>
<b>I-56</b>	<i>Surface de rupture de Mohr-Coulomb</i>	<b>72</b>
<b>II-01</b>	<i>Différent types de fondations superficielles</i>	<b>76</b>
<b>II-02</b>	<i>Courbe de pressiomètre</i>	<b>79</b>
<b>II-03</b>	<i>: schéma représentatif de la fondation</i>	<b>83</b>
<b>II-04</b>	<i>Représentation du module pressiométrique <math>E_m</math> et des pressions limite <math>P_L</math> réalisé par (L.N.H.C)</i>	<b>84</b>
<b>II-05</b>	<i>Représentation du module pressiométrique <math>E_m</math> et des pressions limite <math>P_L</math> réalisé par (L.T.P.E)</i>	<b>86</b>
<b>II-06</b>	<i>Profil géotechnique du sol (SC N°01 et N°06 rapport L.N.H.C)</i>	<b>89</b>
<b>II-07</b>	<i>Augmentation de contrainte due à une charge rectangulaire</i>	<b>91</b>
<b>II-08</b>	<i>Effet d'un remblai semi-infini</i>	<b>91</b>
<b>II-09</b>	<i>Représentation de a et b</i>	<b>92</b>
<b>II-10</b>	<i>Courbe de variations des contraintes dans le sol, sous la structure réelle B=18,5m</i>	<b>94</b>
<b>II-11</b>	<i>Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous la culée du pont</i>	<b>97</b>
<b>II-12</b>	<i>Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=8,8 m</i>	<b>98</b>
<b>II-13</b>	<i>Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 01</i>	<b>100</b>
<b>II-14</b>	<i>Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=7,45 m</i>	<b>101</b>
<b>II-15</b>	<i>Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 02</i>	<b>103</b>
<b>II-16</b>	<i>Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=5 m</i>	<b>104</b>
<b>II-17</b>	<i>Courbe de variations des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 03</i>	<b>106</b>
<b>II-18</b>	<i>Vue d'un remblai d'accès sans soutènement à H=1,77 m</i>	<b>107</b>
<b>II-19</b>	<i>Courbe de variation des contraintes dans le sol, sous le remblai trapézoïdal coupe 04</i>	<b>109</b>
<b>II-20</b>	<i>Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode pressiométrique</i>	<b>111</b>
<b>II-21</b>	<i>Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique)</i>	<b>120</b>
<b>II-22</b>	<i>Représentations des remblais d'accès à différentes hauteur</i>	<b>121</b>
<b>II-23</b>	<i>Maillage 2D, définition des couches du sol</i>	<b>123</b>
<b>II-24</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sans la couche de remblai</i>	<b>123</b>
<b>II-25</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sans la couche de remblai</i>	<b>124</b>
<b>II-26</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sans la couche de remblai</i>	<b>124</b>

<b>II-27</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement horizontal) sans la couche de remblai</i>	<b>125</b>
<b>II-28</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sous une contrainte de 1,38 bars</i>	<b>125</b>
<b>II-29</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement vertical) sous une contrainte de 0,82 bars</i>	<b>126</b>
<b>II-30</b>	<i>Maillage 2D, définition des couches du sol sous le remblai</i>	<b>126</b>
<b>II-31</b>	<i>Représentation des contours de tassements</i>	<b>127</b>
<b>II-32</b>	<i>Déformation du sol après tassement sous le remblai (déplacement vertical)</i>	<b>127</b>
<b>II-33</b>	<i>Déformation du sol après tassement sous le remblai (déplacement horizontal)</i>	<b>128</b>
<b>II-34</b>	<i>Déformation et représentation des lignes de tassements</i>	<b>128</b>
<b>II-35</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement vertical)</i>	<b>129</b>
<b>II-36</b>	<i>Déformation du sol après tassement (déplacement horizontal)</i>	<b>129</b>
<b>III-01</b>	<i>Rupture par expansion latérale de la colonne</i>	<b>134</b>
<b>III-02</b>	<i>Rupture par cisaillement de la colonne ballastée</i>	<b>135</b>
<b>III-03</b>	<i>Rupture par poinçonnement de la colonne ballastée</i>	<b>135</b>
<b>III-04</b>	<i>Evaluation des tassements en fonction des contraintes sous la culée du pont (<math>\sigma_0=2,1</math>bars) pour un maillage de <math>1,6 \times 1,6 \text{ m}^2</math> et un diamètre <math>\Phi_c = 1\text{m}</math></i>	<b>167</b>
<b>III-05</b>	<i>Evaluation des tassements en fonction des contraintes sous le remblai d'accès (<math>\sigma_0=1,44</math>bars) pour un maillage de <math>1,6 \times 1,6 \text{ m}^2</math> et un diamètre <math>\Phi_c = 1\text{m}</math></i>	<b>167</b>
<b>III-06</b>	<i>Evaluation du tassement en fonction de la variation de la profondeur du traitement par colonne ballastée (maillage <math>1,6 \times 1,6 \text{ m}^2</math>), <math>\Phi_c = 1,00\text{m}</math></i>	<b>168</b>
<b>III-07</b>	<i>Evaluation des tassements à 28 m de profondeur en fonction du diamètre de la colonne (maillage <math>1,6 \times 1,6 \text{ m}^2</math>), <math>L_c = 20 \text{ m}</math></i>	<b>169</b>
<b>III-08</b>	<i>Miillage 2D, avant déformation du sol renforcé par colonnes ballastées <math>L_c=12\text{m}</math></i>	<b>175</b>
<b>III-09</b>	<i>Miillage 2D, après déformation du sol renforcé par colonnes ballastées <math>L_c=12\text{m}</math></i>	<b>176</b>
<b>III-10</b>	<i>Tassement du sol après renforcement, <math>L_c=12\text{m}</math></i>	<b>176</b>
<b>III-11</b>	<i>Miillage 2D, déformation du sol renforcé par colonnes ballastées <math>L_c=18\text{m}</math></i>	<b>177</b>
<b>III-12</b>	<i>Tassement du sol après renforcement, <math>L_c=18\text{m}</math></i>	<b>177</b>
<b>III-13</b>	<i>Tassement du sol après renforcement, sous une contraintes de 1,44 bars <math>L_c=18\text{m}</math></i>	<b>178</b>

# *Bibliographie*

## **Les Ouvrages :**

- **Ali BOUAFIA. :** Conception et calcul des ouvrages géotechniques, dimensionnement des murs en terre armée, 2010. [01]
- **François SCHLOSSER. :** Elément de mécanique des sols, 2003. [02]
- **Gérard PHILIPPONNAT et Bertrand HUBERT. :** Fondations et ouvrages en terre, 2003. [03]
- **Jacques LERAU. :** Maître de conférence à INSA (Institut National des Sciences Appliquées), TOULOUSE, 2005-2006, chapitre 1 : Ingénierie de la construction. [04]
- **J.COSTET et G.SANGLERAT. :** Cours pratiques des mécaniques des sols, Tome 2. [05]
- **LIAUSU et DHOUIB A. :** Le compactage des sols, 2005. [06]
- **MESTAT P :** Validation du pro logiciel Cesar-LCPC en comportement mécanique non linéaire (Volume 1 : Fondation superficielles et tunnel), 1994. [07]

## **Mémoires et Thèses :**

- **HAMIDOUCHE. O et CHAOU. S. :** Etude de renforcement du sol sous un bac pétrolier par CB, micro pieux – Bejaia, Construction Civile et Industrielle, Université Abderrahmane Mira Bejaia, 2004. [08]
- **MERABETI. S et DRISS. S. :** Etude de renforcement du sol sous un bac pétrolier par CB, micro pieux – Bejaia, Géotechnique, Université Abderrahmane Mira Bejaia, 2006. [09]

## **Les Articles :**

- **BENDADOUCHE Hocine et LAZIZI Salah. :** La méthodologie cartographique des zones potentiellement instable, Application à la région de Bejaia – Algérie, 2005.[10]
- **DEMBICKI. E, KISIELOWA. N. :** La densification des sols par explosifs, 1986. [11]
- **DHOUIB. A, BLONDEAU. F. :** Colonnes ballastées. Presse de l'école nationale des ponts et chaussées de Paris, 2005. [12]
- **FILLIAT. G:** La pratique des sols et fondation, revue française géotechnique n°75, 1981. [13]

## **La Règlementation :**

- **Bertrand SOYER** méthodes de dimensionnements des colonnes ballastées, Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées N°135, 1985. [14]
- **Document Technique Réglementaire Algérien (D.T.R B.C 2.32)**, Méthode de sondages et d'essais des sols, 1992. [15]
- **Norme Algérienne (NA 5206)** équivalent à la **Norme Française (NF P94-110)**, Sols : Reconnaissance et essais / Essai pressiométrique Ménard, juillet 1990. [16]

## **Sites Internet :**

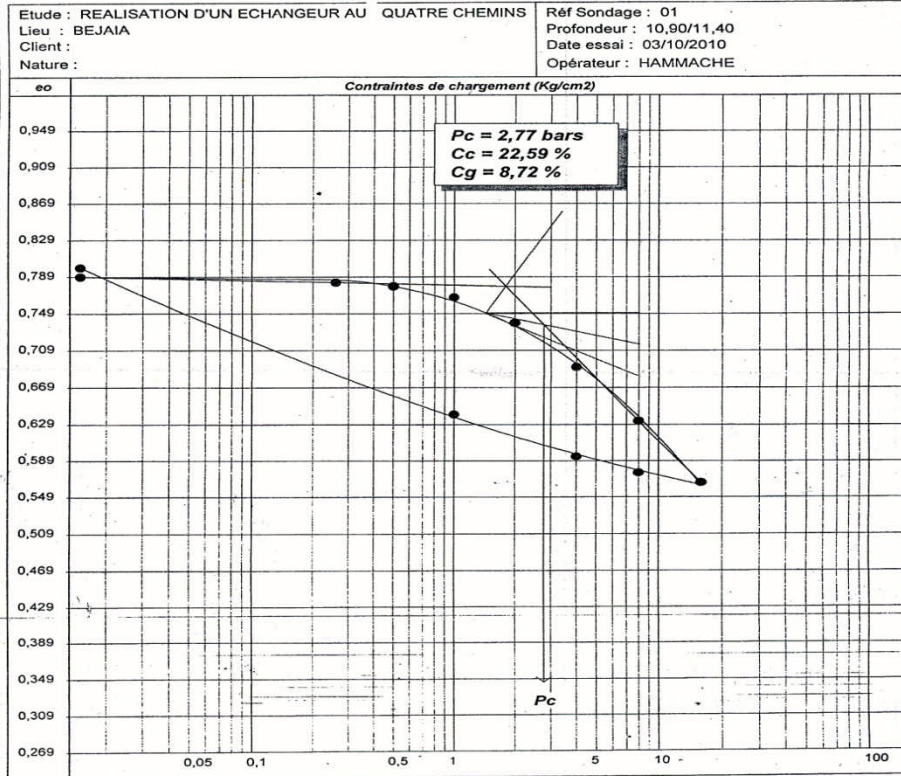
- <http://dc126.4shared.com/doc/GHKhX4pi/preview.html>, Essai laboratoire chapitre 11, PLUMELLE, 2005, consulté le 27/01/2012. [17]
- <http://moodle.insa-toulouse.fr/course/view.php?id=301>, Martin Cyr, chapitre 1: Propriétés physiques des sols, consulté le 03/02/2012. [18]
- <http://> Image de la direction des travaux publics – Bejaia, consulté le 14/02/2012. [19]
- <http://geotechnique.cnam.fr/recherche/IR/chapitre%20II.pdf>, consulté le 16/03/2012. [20]
- <http://www.geotextiles-geogrilles.fr/index.html>, consulté le 25/03/2012. [21]
- [http://www.solem.ch/pentes/ouvrages/mur/murs\\_TA2.htm](http://www.solem.ch/pentes/ouvrages/mur/murs_TA2.htm), consulté le 28/03/2012. [22]
- [http://lyc-du-batiment-saint-lambert.scola.ac-paris.fr/simon/soutenement1\\_texte.htm](http://lyc-du-batiment-saint-lambert.scola.ac-paris.fr/simon/soutenement1_texte.htm), consulté le 03/04/2012. [23]

## **Autres Documents :**

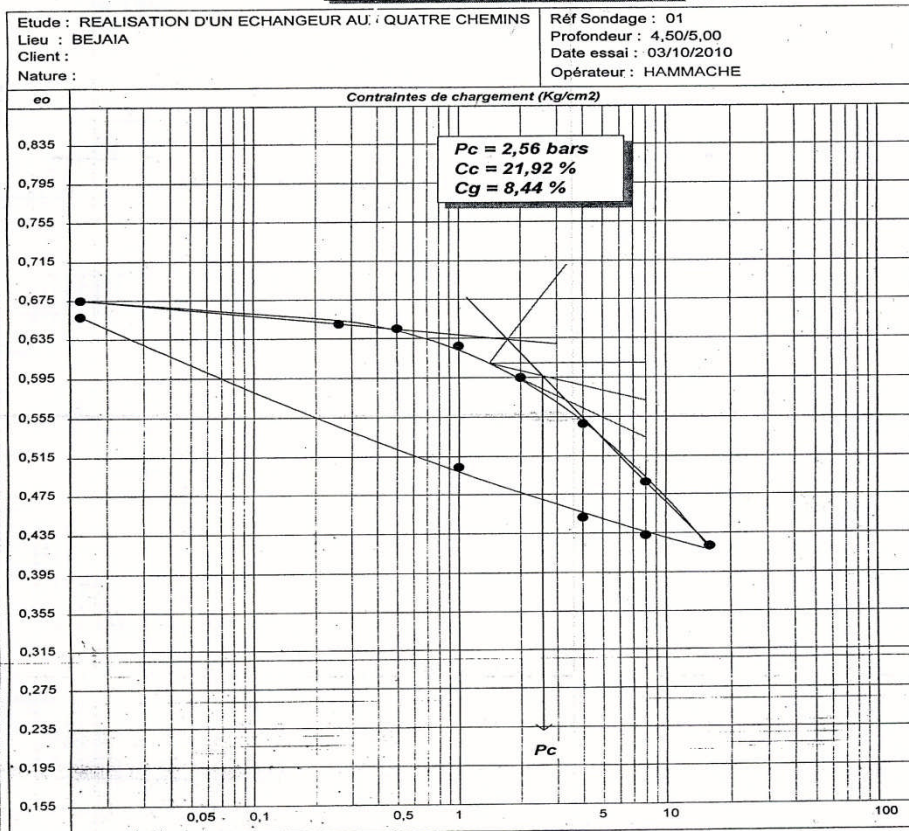
- **Documentation** auprès de la DTP Bejaia.
- **Documentation** Keller.
- **Rapport de sol d'échangeur des quatre chemins** (réalisé par L.N.H.C).
- **Rapport de sol d'échangeur des quatre chemins** (réalisé par L.T.P.E).
- **Rapport de sol de pont Oued Soummam.**



### ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)



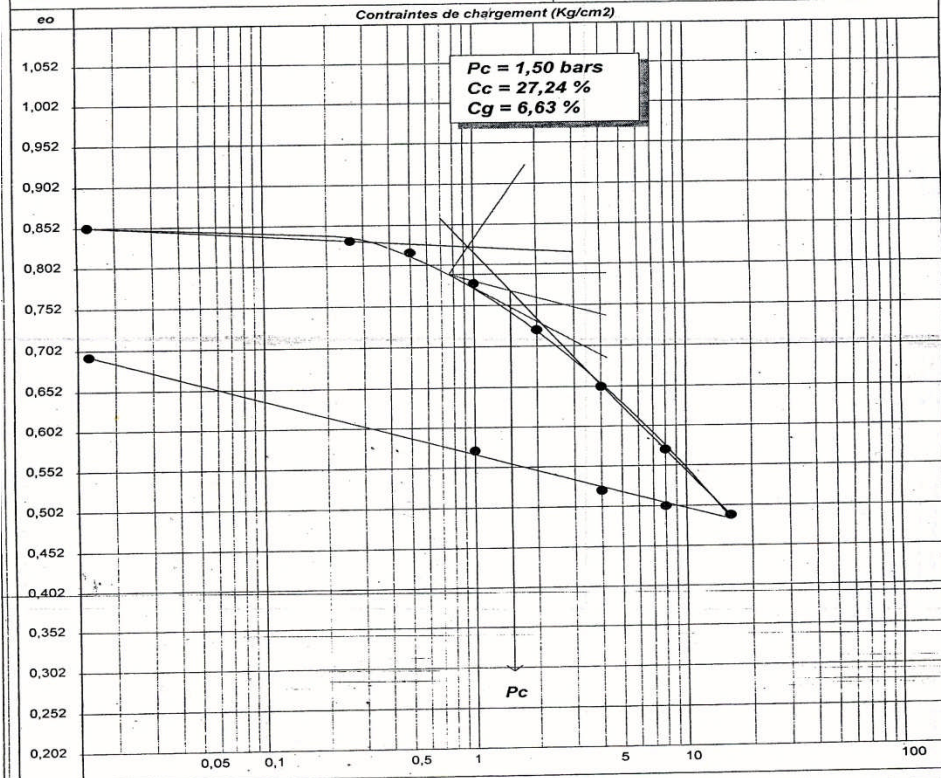
### ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)



# ESSAI OEDOMETRIQUE (Selon XP P 94-090-1)

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU QUATRE CHEMINS  
Lieu : BEJAIA  
Client :  
Nature :

Réf Sondage : 01  
Profondeur : 17,10/17,50  
Date essai : 03/10/2010  
Opérateur : HAMMACHE



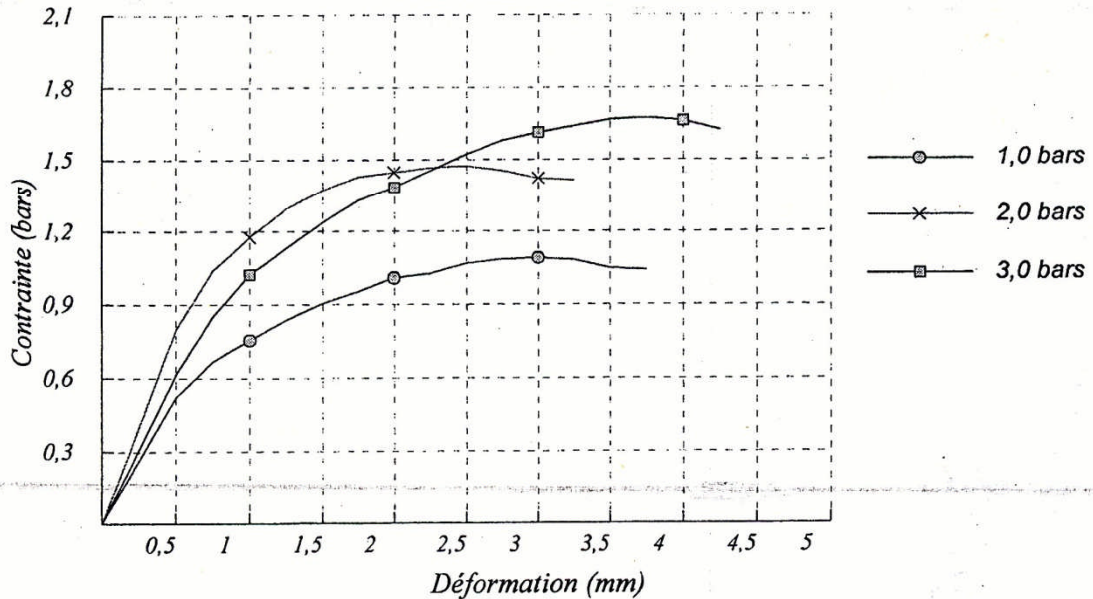
# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

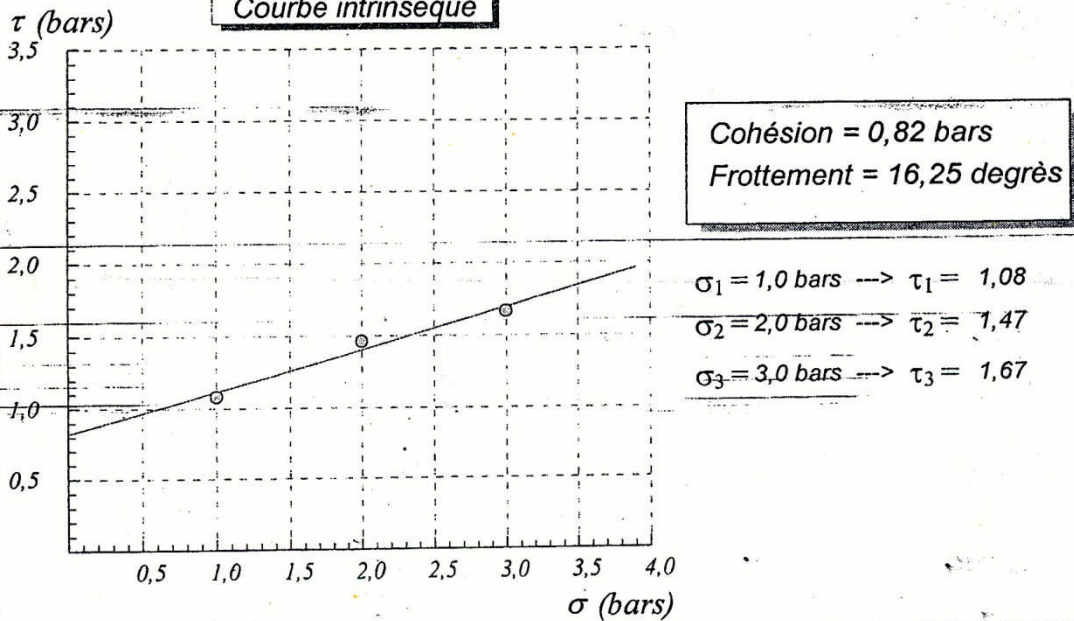
Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU  
 Dossier N° : 062/2010  
 N° Sond : 01  
 Prof : 4.50/5.00  
 Nature sol :

QI Date essai : 07/10/2010  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Opérateur : BENSADI

**Contrainte / Déformation**



**Courbe intrinsèque**



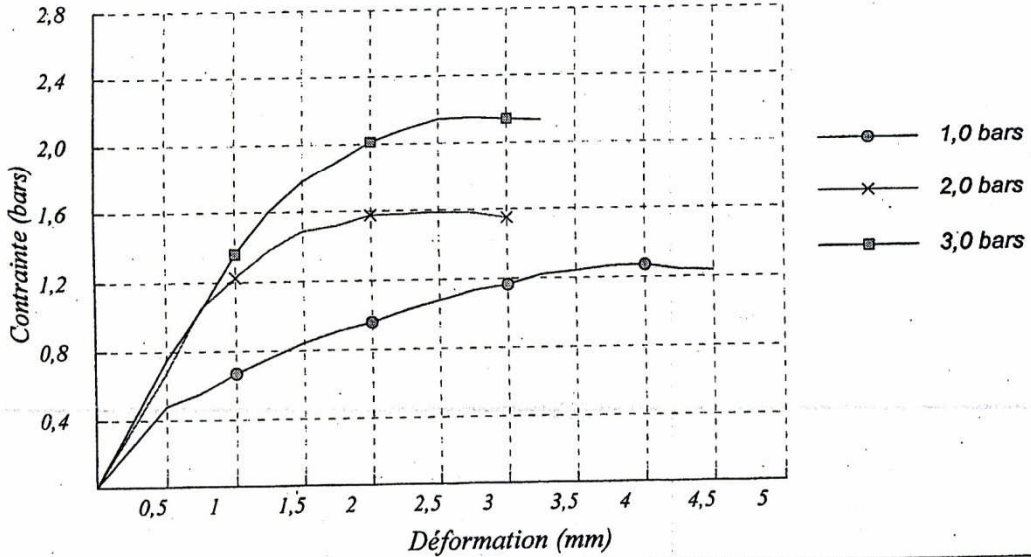
# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

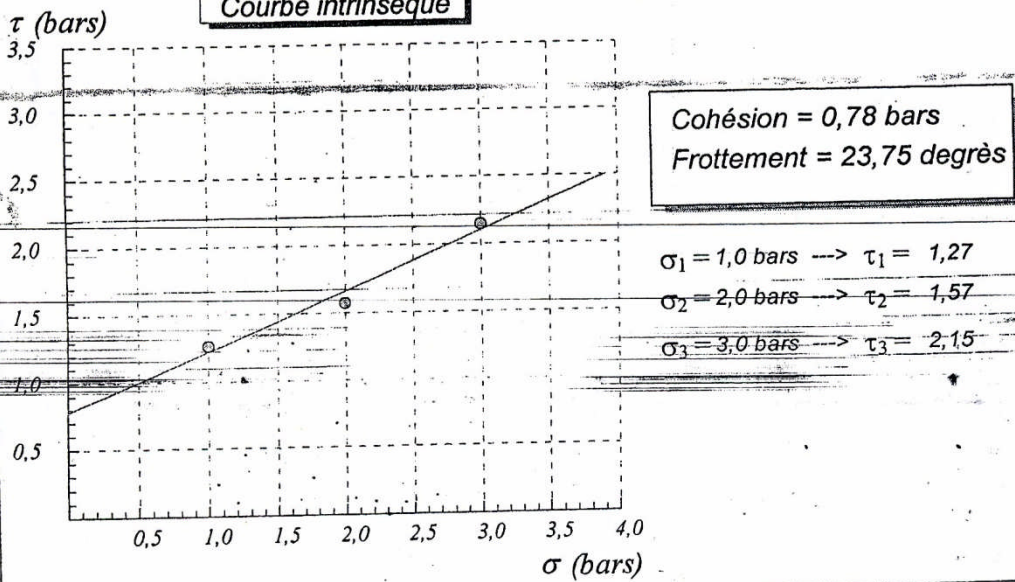
Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU  
 Dossier N° : 062/2010  
 N° Sond : 01  
 Prof : 8.40/8.80  
 Nature sol :

Date essai : 06/10/2010  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Opérateur : BENSADI

**Contrainte / Déformation**



**Courbe intrinsèque**

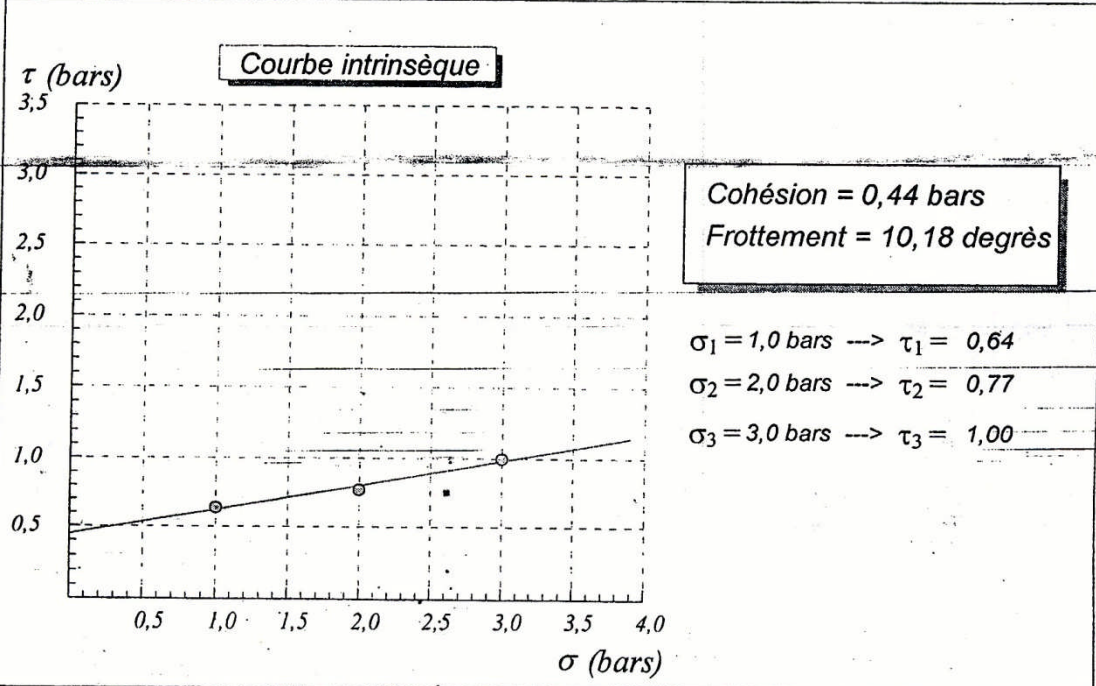
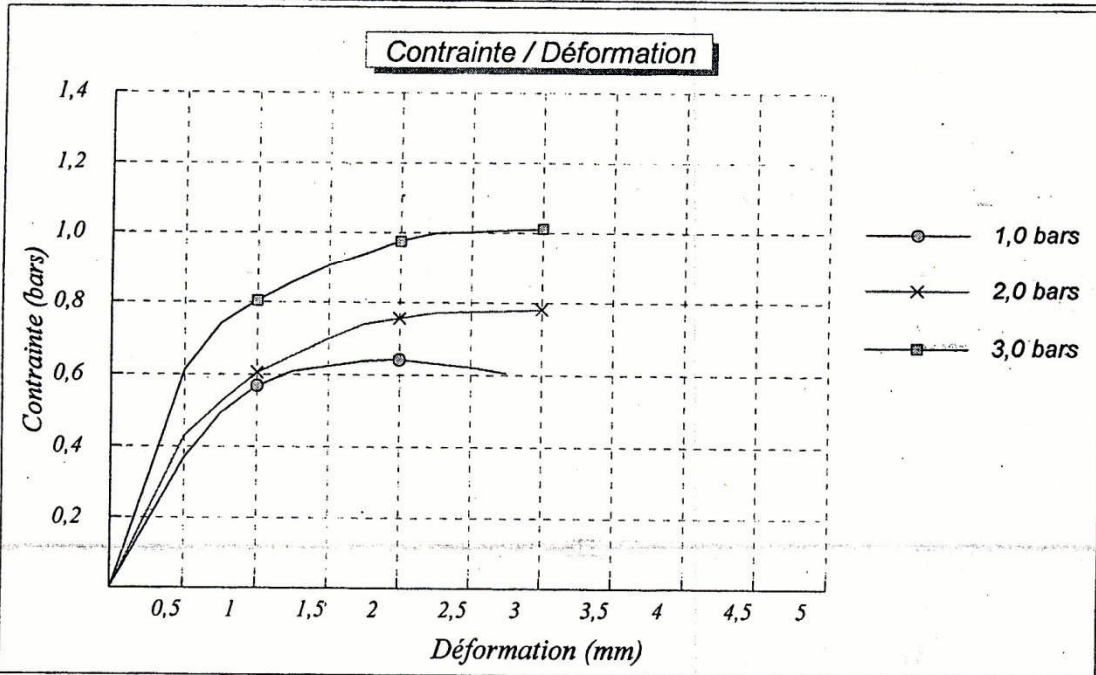


# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU  
 Dossier N° : 062/2010  
 N° Sond : 01  
 Prof : 10.90/11.40  
 Nature sol :

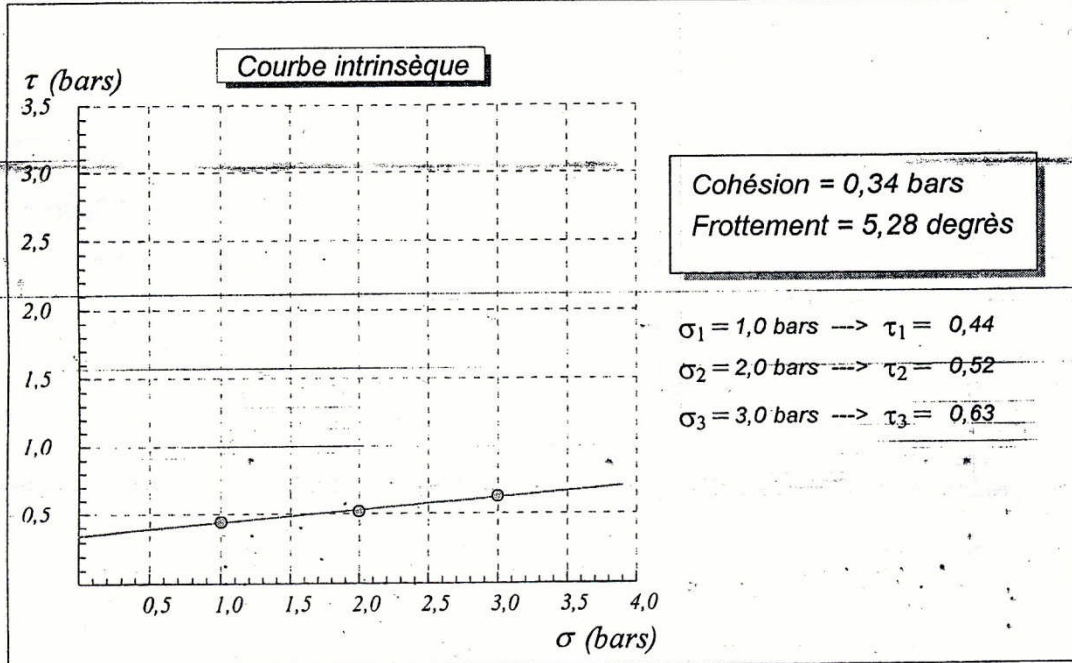
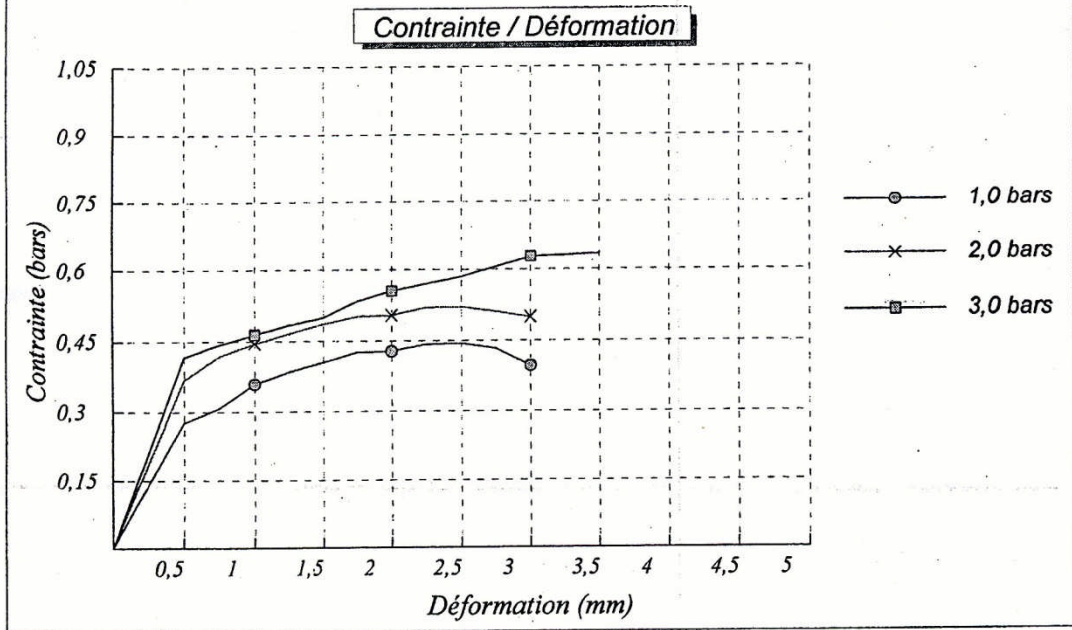
Date essai : 06/10/2010  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Opérateur : BENSADI



# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU Dossier N° : 062/2010 N° Sond : 01 Prof : 14.60/15.00 Nature sol :	Date essai : 06/10/2010 Type d'essai : UU Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn Opérateur : BENSADI
--	--



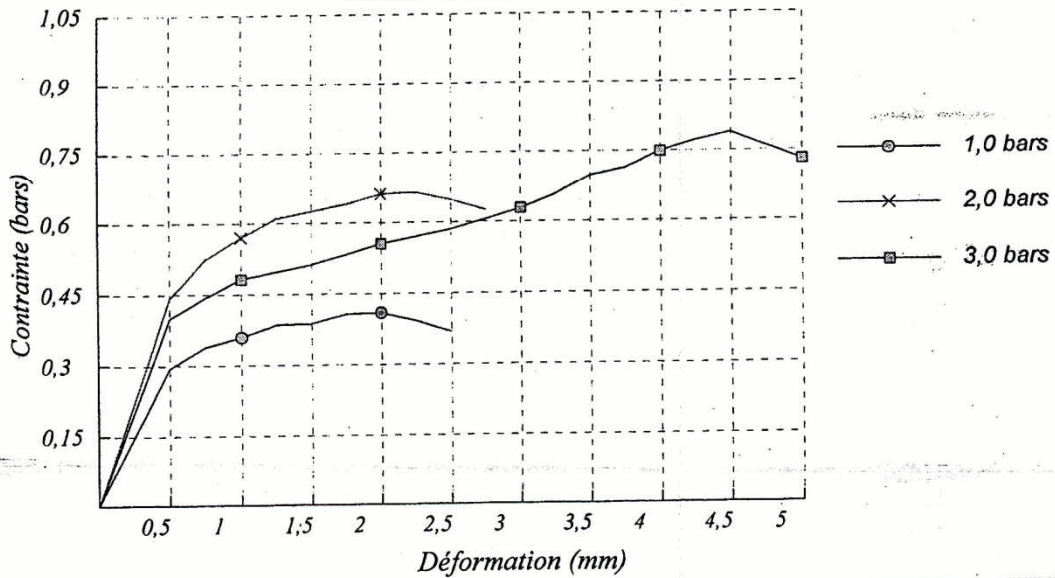
# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

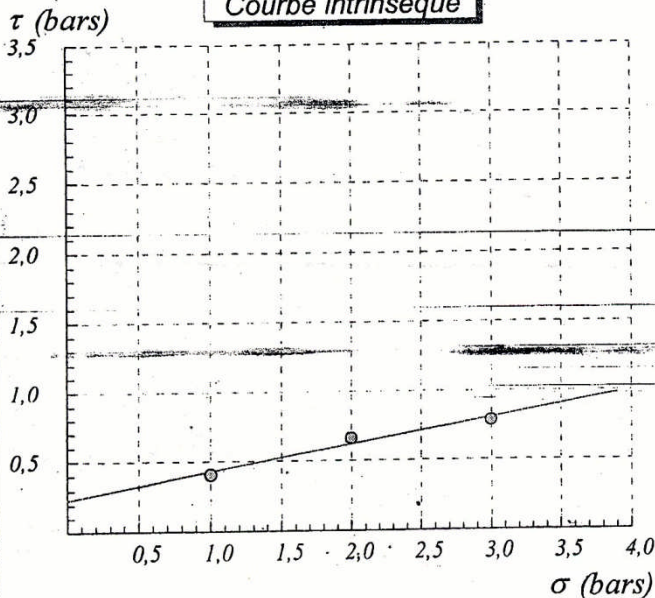
Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU  
 Dossier N° : 062/2010  
 N° Sond : 01  
 Prof : 17.10/17.50  
 Nature sol :

Date essai : 06/10/2010  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Opérateur : BENSADI

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,24 bars  
 Frottement = 10,81 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,41$   
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,66$   
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 0,79$

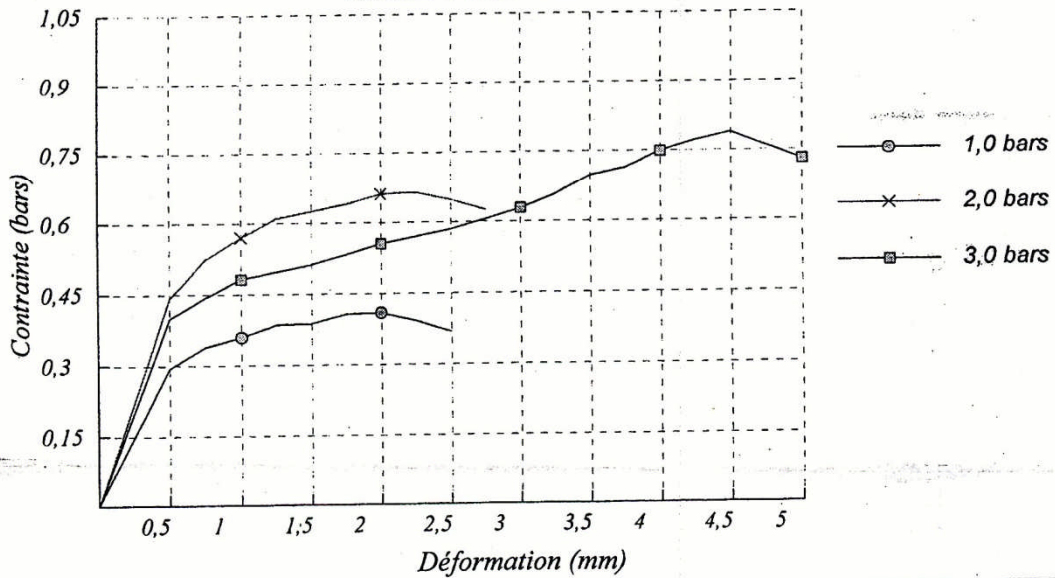
# ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE

Selon NF P94-071-1

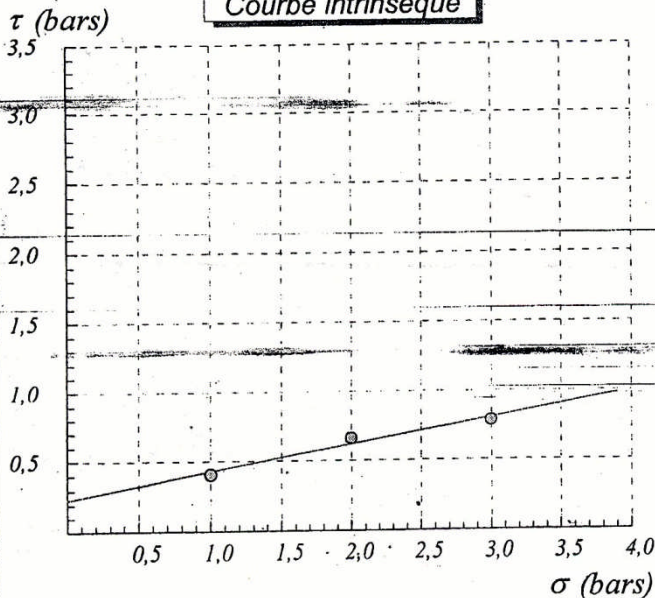
Etude : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU  
 Dossier N° : 062/2010  
 N° Sond : 01  
 Prof : 17.10/17.50  
 Nature sol :

Date essai : 06/10/2010  
 Type d'essai : UU  
 Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn  
 Opérateur : BENSADI

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,24 bars  
 Frottement = 10,81 degrés

$\sigma_1 = 1,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_1 = 0,41$   
 $\sigma_2 = 2,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_2 = 0,66$   
 $\sigma_3 = 3,0 \text{ bars} \rightarrow \tau_3 = 0,79$



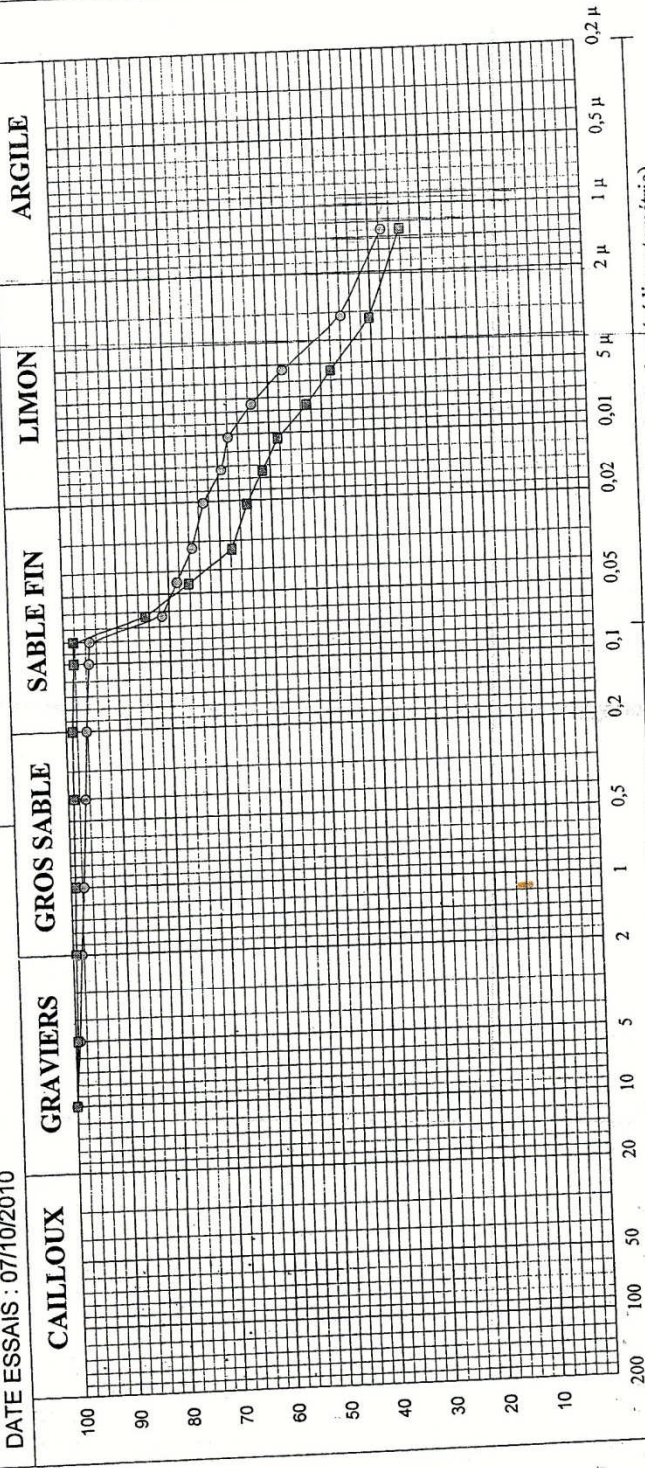
**Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction**

LHCE-UNITE-BEJAIA

Salon NFP 94-056 & NFP 94-057

ETUDE : REALISATION D'UN ECHANGEUR AU QUATRE CHEMINS L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

CLIENT : 01 Prof : 4.50/5.00  
 LIEU : BEJAIA 01 Prof : 8.40/8.80  
 DATE ESSAIS : 07/10/2010



Ouverture intérieure des mailles des tamis (Tamisage) / Diamètre équivalent (sédimentométrie)

Echantillon	LIMITES D'ATTERBERG		Classificat	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
	W.L (%)	I.P (%)						
Ech 1	61,4 %	41,7 %	At	0,006				
Ech 2	48,77 %	30,62 %	Ap	0,013				

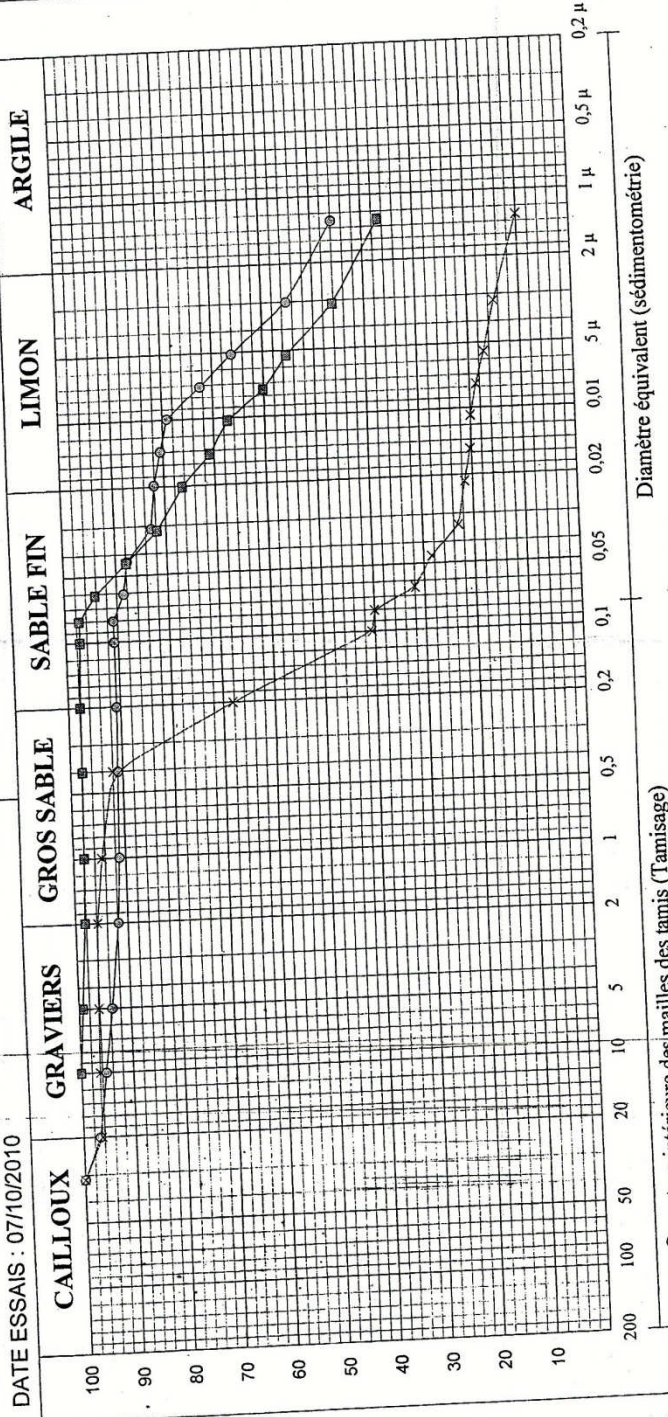
# Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction

LHCE-UNITE-BEJAIA

Selon NFP 94-056 & NFP 94-057

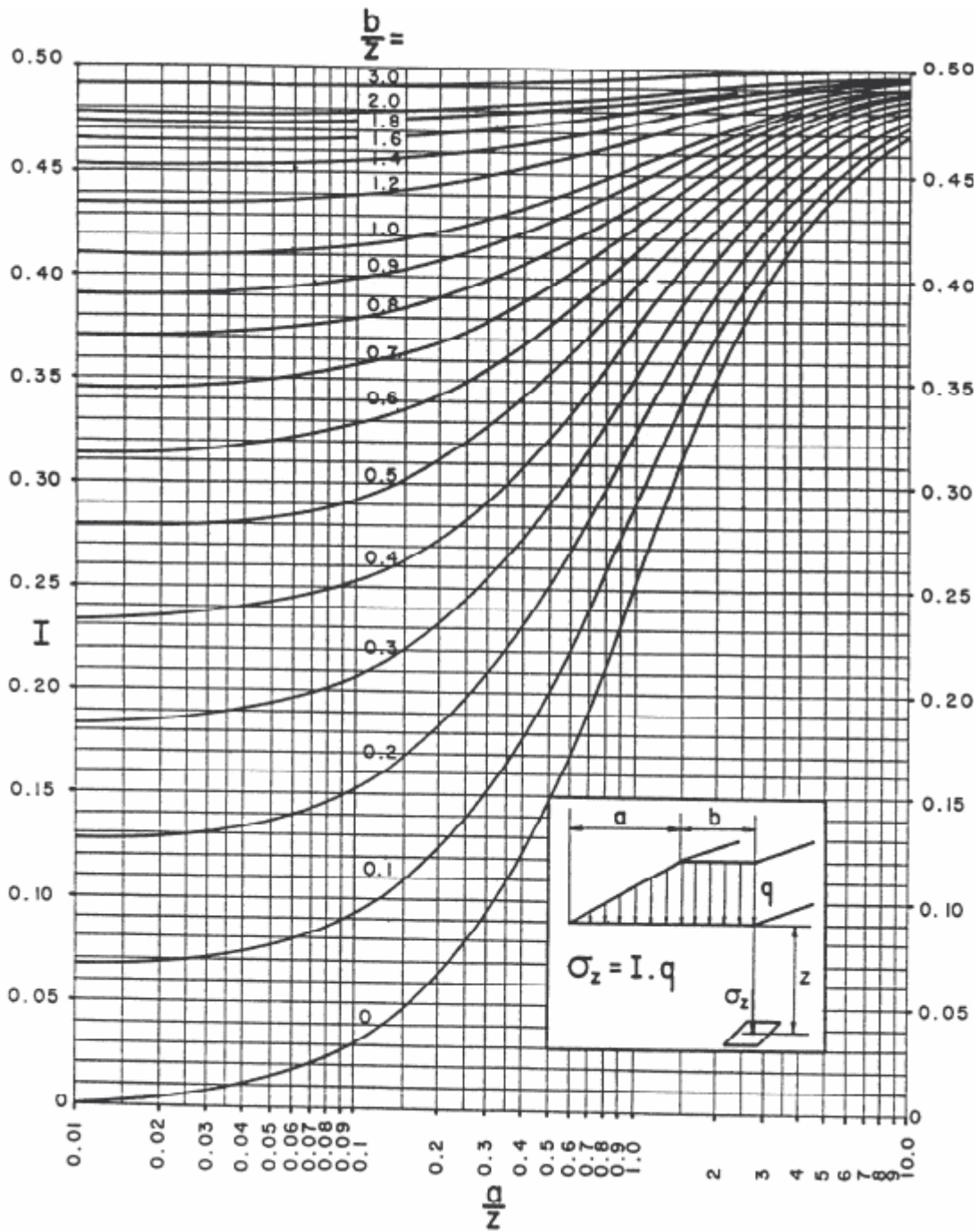
ETUDE : REALISATION D'UN ECHANGEUR AUX QUATRE CHEMINS L'ANALYSE GRANULOMETRIQUE

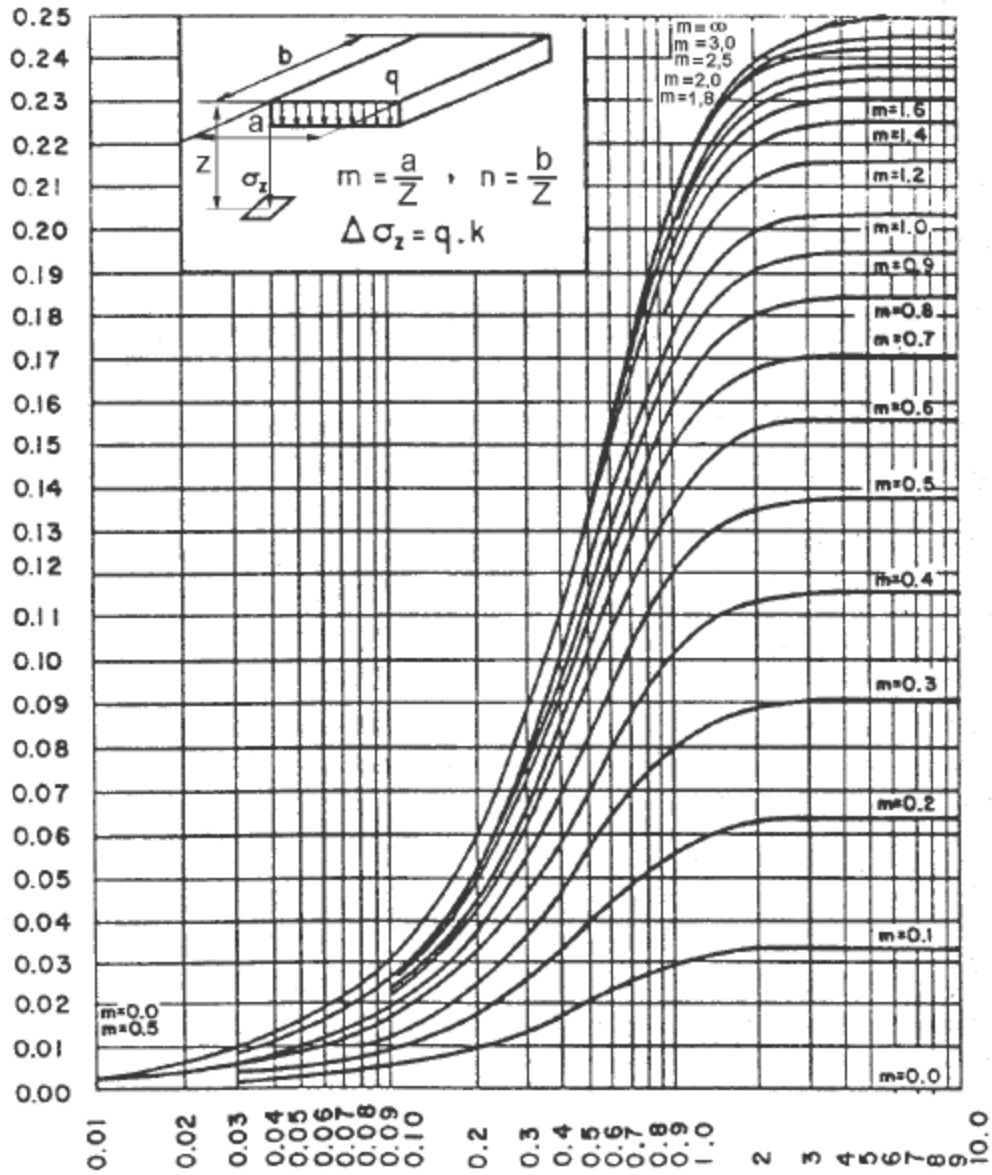
CLIENT : — x — 01 Prof : 20.50/20.80  
 LIEU : BEJAIA — o — 01 Prof : 10.90/11.40  
 DATE ESSAIS : 07/10/2010 — ■ — 01 Prof : 14.60/15.00



Echantillon	LIMITES D'ATTERBERG		Classificat	D60 (mm)	D30 (mm)	D10 (mm)	Cc	Cu
	W.L (%)	I.P (%)						
Ech 1	90,80 %	35,93 %	At	0,004				
Ech 2	97,40 %	31,16 %	At	0,007			0,053	
Ech 3	40,00 %	25,72 %	SA	0,163				







Note : m et n sont interchangeable

$$h = \frac{b}{z}$$

Abaque 2

Valeur des coefficients  $N_q$ ,  $N_\gamma$  et  $N_c$

$\varphi$	$0^\circ$	$5^\circ$	$10^\circ$	$15^\circ$	$20^\circ$	$25^\circ$	$30^\circ$	$35^\circ$	$40^\circ$	$45^\circ$
$N_q$	1,0	1,6	2,7	4,4	7	13	22	41	81	173
$N_\gamma$	0,0	0,5	1,2	2,5	5,0	10	20	43	100	300
$N_c$	5,1	6,9	9,1	13	18	25	37	58	96	172

# *Table des matières*

	<b>Page</b>
<b>Introduction générale.....</b>	<b>1</b>
 <b>➤ Partie théorique</b>	
 <b>Chapitre I : Synthèse bibliographique (Etude expérimentale et théorique du sol)</b>	
<b>Introduction.....</b>	<b>4</b>
<b>Section 1 : Présentation du projet.....</b>	<b>4</b>
1.1- Présentation.....	4
1.2- Objectifs des travaux .....	4
1.3- Reconnaissance du site.....	5
1.3-1. Situation.....	5
1.3-2. Hydrologie.....	5
1.3-3. Géologie.....	5
1.4- Reconnaissance des sols.....	6
<b>Section 2 : Essais géotechniques.....</b>	<b>7</b>
2.1- Etude Laboratoire.....	7
2.1-1. Réalisation des essais.....	7
2.1-2. Essais mécaniques.....	13
2.2- Essais in situ.....	17
2.2-1 Sondages.....	17
2.2-2 Sondage carotté.....	18
2.2-3 Essai pressiométrique.....	19
<b>Section 3 : Technique de renforcement des remblais d'accès et renforcement du sol.....</b>	<b>29</b>
3.1- Renforcement des remblais.....	29
3.1-1. Technique de renforcement des remblais par géo synthétique.....	30
3.1-2. Mur en terre armée.....	34
3.1-3. Mur de soutènement.....	36

3.2-	Technique de renforcement de sols.....	38
3.2-1	Renforcement des sols compressibles.....	38
3.2-2	Domaine d'application des techniques de renforcement des sols.....	40
3.2-3	Vibroflottation (vibrocompactage).....	42
3.2-4	Les colonnes ballastées.....	44
3.2-5	Plots ballastés.....	48
3.2-6	Densification des sols par explosifs.....	48
3.2-7	Les méthodes de densification pour réduire le potentiel de liquéfaction.....	49
3.2-8	Le contrôle des colonnes ballastées.....	50
3.2-9	Exemple de colonne ballastée en Algérie.....	52

## **Section 4 : Méthodes analytiques de dimensionnement des colonnes**

	<b>Ballastées.....</b>	<b>53</b>
4.1-	Méthode empirique de Thorburn (1975).....	53
4.2-	Abaque de dimensionnement de Greenwood (1970).....	54
4.3-	Méthode de Priebe (Approche élastique).....	55
4.3-1	Equations générales et facteur d'amélioration ( $\beta$ ).....	60
4.4-	Calcul de tassement après traitement par colonnes ballastées.....	62
4.4-1.	Cas de traitement par colonnes ballastées sous fondations de grandes dimensions.....	62
4.4-2.	Cas des semelles isolées et filantes .....	65
4.5-	Méthode d'homogénéisation du milieu traité.....	66
4.6-	Méthode d'homogénéisation simplifiée.....	67
4.7-	Méthodes de Baumann et Bauer (1974).....	67
4.8-	Justification des colonnes ballastées en termes de contraintes.....	67
4.8-1	Justification de non poinçonnement d'une colonne ballastée flottante.....	68
4.9-	Analyse numérique du comportement d'un sol compressible traité par colonnes ballastées.....	69
4.9-1	Procédure.....	69
4.9-2	Généralités sur les lois du comportement.....	70
	<b>Conclusion.....</b>	<b>74</b>

## ➤ **Partie pratique**

### **Chapitre II : Etudes analytiques et numériques du sol vierge**

<b>Introduction.....</b>	<b>75</b>
<b>Section 1 : Généralités sur les fondations superficielles.....</b>	<b>75</b>
1-1. Définition.....	75
1-2. Types de fondations.....	75
1-2.1 Fondations superficielles.....	76
1-2.2 Notion de capacité portante et de tassement.....	76
1-2.3 Méthodes de calcul de la capacité portante.....	77
1-2.4 Calcul de la contrainte admissible.....	83
<b>Section 2 : Calculs des tassements.....</b>	<b>88</b>
2-1. Principes généraux.....	88
2-2. Description de l'ouvrage.....	88
2-3. Calcul des tassements par la méthode oedométrique.....	90
2-3.1 Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective.....	90
2-3.2 Calcul de la contrainte appliquée par la structure et remblai sur le sol $\sigma_z$ .....	92
2-4. Calcul des tassements par la méthode pressiométrique.....	110
2-4.1 Tassement d'une fondation superficielle.....	110
<b>Section 3 : Modélisation numérique du comportement du sol.....</b>	<b>118</b>
3-1. Méthodologie de modélisation avec Plaxis.....	118
3-2. Modèles de comportement sous Plaxis.....	119
3-2.1 Modèle élastique linéaire.....	119
3-2.2 Modèle de Mohr-Coulomb.....	119
3-3. Représentation de la fenêtre principale du Plaxis 2D V8.....	120
3-3.1 Définitions des différents paramètres.....	120
3-4. Calcul des tassements avec Plaxis 2D .....	121
<b>Conclusion.....</b>	<b>130</b>



## **Chapitre III : Etudes analytiques et numériques du sol renforcé**

<b>Introduction.....</b>	<b>131</b>
<b>Section 1 : Méthodes de calcul des colonnes ballastées.....</b>	<b>131</b>
1-1. Justification du traitement de sols par colonnes ballastées.....	131
1-2. Méthodes utilisées.....	132
1-2.1 Méthode de PRIEBE.....	132
1-2.2 Méthode d'homogénéisation simplifiée .....	170
1-3. Interprétation des résultats.....	173
<b>Section 2 : Modélisation du sol renforcé sur Plaxis 2D.....</b>	<b>174</b>
2-1. Procédure.....	174
2-2. Démarche de modélisation.....	174
2-3. Modélisation du sol renforcé par colonnes ballastées sur Plaxis 2D.....	175
<b>Conclusion.....</b>	<b>179</b>
<b>Conclusion générale.....</b>	<b>180</b>

**Liste des tableaux**

**Liste des figures**

**Bibliographie**

**Annexes**