

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET  
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA  
FACULTE DE SCIENCE DE L'INGENIEUR  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



**MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES**  
POUR L'OBTENTION DU DIPLOME  
DE MASTER 2 EN GENIE CIVIL  
OPTION : GEOTECHNIQUE

**Thème**

**RENFORCEMENT DU SOL PAR COLONNES  
BALLASTEES, SOUS DES FUTURS SILO**

Réalisé par :  
Mr Chenouia youcef

Encadré par :  
Dr.Z.A.Zitouni

Promotion : 2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

*Notre reconnaissance éternelle et nos remerciements à notre grand Créateur, « ALLAH », qui nous a donné la santé et la volonté afin d'accomplir ce Projet.*

*Nous tenons à remercier vivement notre promoteur pour sa disponibilité, son aide et ses conseils qui nous ont servis de référence, ainsi que pour sa patience et sa contribution précieuse dans l'élaboration de ce travail.*

*Enfin, on tient à remercier l'ensemble des enseignants du département de génie civil qui ont participé à notre formation de ce master et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

**youcef**

*Dédicace*

**Je dédie et ouvre ce modeste travail**

**A ma mère et à mon père qui ont éclairé ma route**

**Par leurs compréhension, leurs sacrifices et leurs**

**Affection ainsi que leur soutien moral et matériel**

**À mes chers frères et à mes sœur et a tout la famille**

**Puis enfin à monsieur SlimKerkar.**

# TABLE DES MATIERES

TABLE DES MATIERES .....	1
LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX.....	6
INTRODUCTION .....	3
I. CALCUL DE FONDATIONS.....	4
I.1. Introduction.....	4
I.2. Les types de fondations.....	4
I.3. Choix du type de fondation.....	5
I.4. Fondations superficielles .....	7
I.4.1. Calcul de la capacité portante .....	7
I.4.1.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire .....	8
I.4.1.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais in-situ .....	11
I.4.2. Détermination de la contrainte ultime.....	13
I.4.3. Justification d'une fondation superficielles .....	14
I.4.4. Calcul du tassement .....	15
I.5. Fondations semi profondes (Les puits).....	18
I.5.1. Principe .....	18
I.5.2. Mode de fonctionnement des puits .....	18
I.5.3. Les avantages des puits.....	19
I.5.4. Fondations semi- profondes soumises à une charge verticale .....	19
I.5.4.1. Détermination de la contrainte de rupture .....	19
I.5.4.2. Détermination de la charge limite en frottement latéral .....	20
I.6. Fondations profondes (Les pieux) .....	20
I.6.1. Différentes catégories de pieux.....	21
I.6.2. Principe de fonctionnement des pieux .....	23
I.6.3. Capacité portante des pieux .....	24
I.6.3.1. Calcul de la résistance de pointe.....	24
I.6.3.2. Résistance nominale en pointe.....	25
I.6.3.3. Calcul du frottement latéral .....	25
I.6.3.4. Frottement latéral nominal.....	26
I.6.3.5. Capacité portante totale .....	26
I.6.4. Tassement .....	28
I.6.4.1. Tassement d'un pieu isolé.....	28
I.6.4.2. Tassement d'un groupe de pieu.....	28
I.7. Conclusion .....	29
II. RENFORCEMENT DU SOL.....	30

II.1. Introduction .....	30
II.2. Présentation des techniques de renforcement des sols .....	30
II.2.1. Technique de renforcement du sol en masse .....	30
II.2.2. Injection des sols grenus et des sols fins .....	31
II.2.3. Inclusion verticale .....	32
II.2.4. Congélation des sols .....	32
II.3. Choix de la technique de renforcement des sols.....	33
II.4. Renforcement par colonnes ballastées.....	33
II.4.1. Définition d'une colonne ballastée.....	34
II.4.2. Avantages des colonnes ballastées .....	34
II.4.3. Domaine d'application .....	34
II.4.4. Mode opératoire.....	35
II.4.4.1. Colonnes ballastées par voie humide.....	36
II.4.4.2. Colonnes ballastées par voie sèche.....	36
II.4.5. Caractéristiques des colonnes ballastées .....	38
II.4.6. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées .....	39
II.4.7. Choix des matériaux constructifs des colonnes .....	40
II.4.8. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées .....	40
II.4.8.1. Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968).....	41
II.4.8.2. L'abaque de Greenwood (1970).....	41
II.4.8.3. Méthode de PRIEBE .....	42
II.4.9. Prise en compte de la compressibilité des matériaux constructifs.....	46
II.4.10. Détermination de l'espacement entre les colonnes.....	47
II.4.11. Dispositions constrictives (réglementaire DTU 13-2-sept 1992).....	47
II.4.12. Mise en œuvre .....	47
II.4.13. Essais d'information.....	48
II.4.14. Essais de contrôle .....	48
II.4.15. Contrainte de calcul.....	48
II.5. Conclusion.....	49
III. Synthèse Géotechnique.....	53
III.1. Présentation du projet.....	53
III.1.1. Situation du projet et morphologie du terrain.....	53
III.1.2. Aperçu géologique de la région.....	53
III.1.3. Sismicité de la région.....	54
III.1.4 Paramètre climatique de la région de R'MILA.....	55
III.2. Synthèse géotechnique.....	56

III.2.1.Introduction.....	56
III.2.2.Coupe lithologique.....	56
III.2.2.1. À Partir des sondages préssiométriques (SP).....	58
III.2.2.2. Interprétation du piézomètre.....	60
III.3.1.Essais de laboratoire.....	61
III.3.2.Caractéristiques mécaniques.....	66
III.3.2.3.Analyse chimique du sol.....	69
III.4. Conclusion.....	71
V. ETUDE DE FONDATIONS.....	72
Introduction.....	72
IV.1.Evaluation du risque de liquéfaction .....	72
IV.2.1Etude de l'homogénéité du sol.....	73
IV.3.1 Caractéristiques mécaniques C et $\phi$ .....	73
IV.3.2Les caractéristiques physiques $\gamma_d$ , $\gamma_h$ , et $\gamma'$ .....	74
IV.4.Dimensionnement des fondations à partir des essais in situ .....	74
IV.4.1. Fondations superficielles .....	74
IV.4.2. Fondations filante.....	75
IV.4.2.1 à partir de l'essai PMT.....	75
IV.4.2.2 à partir de l'essai CPT.....	77
IV.3.3. Cas du radier .....	79
IV.3.3.1 à partir de l'essai CPT .....	79
IV.4 Calcul de tassement .....	80
IV.4.1.A partir des essais au laboratoire .....	80
IV.5. Fondations semi profondes (puits) .....	86
IV.5.1. Calcul de la capacité portante des puits à partir de l'essai CPT .....	86
IV.6.Conclusion.....	87
V.1. Introduction .....	89
V.2. Dimensionnement des colonnes ballastées.....	89
V.2.1. Mailles de référence .....	89

V.2.2. Caractéristiques du sol.....	89
V.3. Justification en termes de contraintes et de tassements.....	89
V.3.1. Justification en termes de contraintes.....	89
V.4. Présentation du logiciel.....	94
V.5.ETUDE COMPARATIVE.....	95
V.5.1 Etude technico-économique.....	96
V. 6. Conclusion .....	96
CONCLUSION.....	97
LISTE DES SYMBOLE	
REFERANCE BILIOGRAPHIQUE	
ANEXE	

## LISTE DES ILLUSTRATIONS& GRAPHIQUES :

Figure I-1: Types de fondations selon le rapport D/B [2].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-2: Coupe verticale d'une semelle superficielle [2].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-3: Schéma de rupture d'une semelle [6].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-4: Présentation de la charge limite pour chaque état.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-5: Courbe pressiométrique [8] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-6: Calcul de tassement en tranches [8].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-7: Exemple d'une coupe d'un puits [2].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>

Figure I-8:Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée [2] ..	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-9: Schéma explicatif d'un pieu (Les trois parties principales).[2] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-10: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De [2]	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
<b>défini.</b>	
Figure I-11: Mode opératoire des pieux tubés .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-12: Mode opératoire des pieux forés.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-13:Pieux foncés.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure I-14: Mode opératoire du micro pieux [2] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-1: Compactage par vibroflottation [18] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-2: Amélioration du sol par injection solide [18].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-3: Compactage du sol sous l'effet d'une pression [18].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-5: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche [11].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-6: Réseau de colonnes ballastées et colonnes isolés [15] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-7: Plot ballasté avant remblaiement [15] .....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-8: Types de rupture.....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure II-9: Caractéristiques de la surface de rupture par poinçonnement [19].....	<b>Erreur ! Signet non défini.</b>
Figure III.1.1:Cartographie Algérienne.....	53
Figure III.1.2:Cartographie de la wilaya dekhenchela.....	53
Figure III.1.3: Carte géologique de la région de Khenchla.....	54
Figure III.1.4:Carte de zonage sismique de l'Algérie.....	55
Figure III.1.5:Courbes des températures, précipitation et le taux d'humidité moyenne.....	55
Figure III.1.6: Diagramme des vitesses et des directions des vents.....	56
Figure III.3.1: Représente des série des tamise.....	63
Figure III.3.2: essais à l'odomètre.....	68
Figure V .1 Exemple d'un tableau des données sur Stone-C.....	95

LISTE DES TABLEAUX :

Tableau I-1: Valeurs $N_\gamma$ ; $N_c$ ; $N_q$ [6].....	10
Tableau I-2: Valeurs des coefficients de forme [8].....	17
Tableau I-3: Valeurs des tassements admissibles [2].....	17
Tableau I-4: Nature de sol d'après l'essai pressiométrique [1].....	24
Tableau I-5: Nature de sol d'après l'essai pénétromètre [1].....	24
Tableau II-1: Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols [9] .....	37
Tableau II-2 : Valeur de KBC en fonction de $\phi$ [14].....	45
Tableau III.1.1: Regroupent les résultats du sondage pressiométrique.....	58
Tableau III.1.2: Regroupent les résultats du sondage pressiométrique.....	59
Tableau III.1.3: Regroupent les résultats du sondage pressiométrique.....	59
Tableau III.1.4: Regroupent les résultats du sondage pressiométrique.....	60
Tableau III.1.5: Regroupent les résultats des piézomètres .....	60
Tableau III.1.6: Regroupent les résultats des paramétré physique .....	61
Tableau III.1.7: Regroupent les résultats de la granulométrie a partirez des sondages carotté.....	63
Tableau III.1.8: Regroupent les résultats de la granulométrie a partirez des sondages pressiométrique.....	64
Tableau III.1.9: Regroupent les résultats des limité d'atterberg a partirez des sondages carotté... 65	65
Tableau III.1.10: Regroupent les résultats des limité d'atterberg a partirez des sondages pressiométrique.....	66
Tableau III.2.1: Regroupent les résultats des essais de cisaillement (essais .uu).....	67
Tableau III.2.2: Regroupent les résultats des essais de la compressibilité à l'odomètre.....	68
Tableau III.2.2: Regroupent les résultats des essais chimique a partir des sondages carotté.....	69
Tableau III.2.3: Regroupent les résultats des essais chimique a partirez des sondages pressiométrique.....	71
Tableau IV.1: Tableau de vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction.....	73
Tableau : Sondage N° 01.....	81
Tableau : Sondage N° 02.....	82
Tableau : Sondage N° 03.....	83
Tableau : Sondage N° 05.....	84
Tableau V.1: Tableau de vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction.....	75
Tableau V.3.1.calcule de la contrainte effective on fonction de la profondeur SC1.....	82
Tableau V.3.1.calcule de la contrainte effective on fonction de la profondeur SC2.....	83
Tableau V.3.1.calcule de la contrainte effective on fonction de la profondeur SC3 .....	84
Tableau V.3.1.calcule de la contrainte effective on fonction de la profondeur SC5.....	85
Tableau V.6.1: La capacité portante des puits pour le sondage N°1.....	86
Tableau V.6.2. La capacité portante des puits pour le sondage N°2 .....	88
Tableau V.6.3.La capacité portante des puits pour le sondage N°3.....	89
Tableau V.6.4. La capacité portante des puits pour le sondage N°5.....	89

Tableau V.6.5. Nombre de puits pour  
D=7.5..... 90

Tableau V.1 comparative entre les colonnes ballasté et les puits.....96

### INTRODUCTION

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 faible capacité portante.

La recherche des solutions de fondation pour les projets d'infrastructure implantés sur des sols problématiques, constitue l'une des préoccupations majeures des géotechniciens. Les fondations ont pour rôle d'assurer la stabilité de l'ouvrage en fonction des forces transmises par la superstructure et par le terrain. Les conditions de stabilité doivent conduire à respecter le principe fondamental de l'égalité des actions transmises par la superstructure avec les réactions transmises par le sol. Le terrain d'assise ne doit pas tasser, ni rompre sous les massifs de fondation. Les tassements tolérés sont des tassements instantanés (n'évoluent pas dans le temps) et surtout uniformes.

Le mémoire est scindé en deux parties :

**La première** partie théorique propose de restituer les résultats de notre recherche bibliographique portée sur deux volets essentiels permettant de maîtriser les aspects théoriques liés à ce sujet : le premier est consacré aux fondations et propose une synthèse complète à travers une présentation des types de fondations, suivi par un développement des différentes méthodes de calcul de stabilité nécessaire à vérifier. Le deuxième volet est dédié à la présentation des différentes techniques utilisées pour le renforcement des sols permettant d'augmenter leur capacité portante pour supporter en toute sécurité l'ouvrage projeté. Le choix d'une technique dépend essentiellement d'un compromis technico-économique. Une présentation plus détaillée est consacrée pour les colonnes ballastées qui constitue l'une des méthodes les plus compétitives de par sa rapidité d'exécution et son coût économique raisonnable.

**La deuxième** partie d'ordre pratique est composée de quatre chapitres : le premier est dédié à la présentation du projet sujet et à la synthèse des résultats de la reconnaissance géotechnique effectuée sur site. L'étude des fondations proprement dite a concerné l'analyse et le calcul de deux variantes : puits et colonnes ballastées. A la fin, une comparaison technico économique entre les deux types de fondations nous amène à opter pour la meilleure solution.

## I. CALCUL DE FONDATIONS :

### I.1.Introduction :

Le but de ce projet consiste à faire une étude détaillée des différentes caractéristiques géotechniques des sols constituant le site afin d'opter pour le choix de type de fondation le plus adéquat, Les fondations agissent comme interface entre la structure et le sol naturel. Elles ont comme fonction de distribuer l'ensemble des charges de l'ouvrage dans le sol. Si leur dimensionnement est convenable, les contraintes générées dans le sol suite au chargement ne vont pas entraîner la rupture du sol.

Le présent chapitre vise à établir une synthèse standard au sujet des fondations. Il est consacré au développement des points suivants :

- Généralité et définition des fondations.
- Types de fondation et leur classification.
- Critères permettant le choix d'un type de fondation pour un projet donné.
- Résumé des principales méthodes utilisées pour le calcul de la stabilité des fondations.

### I.2. Les type de fondations :

Les fondations sont les parties enterrées d'un ouvrage (bâtiment, barrage, pont, ...) qui lui servent de base par l'intermédiaire d'appuis, elles transmettent au sol les charges que supportent ces appuis. Les fondations superficielles ; radiers souples ou rigides, semelles quadrillées, filantes ou isolées, sont celles que l'on ancre à proximité de la surface du sol ou en fond de fouille générale, si le géo-matériau qui le supporte est capable de le faire sans se rompre, ni même subir des déformations susceptibles d'endommager l'ouvrage. Les fondations profondes ; puits, caissons et fondations spéciales, pieux....etc. sont celles qui, en l'absence d'un tel matériau en surface, reportent les charges en profondeur, sur un matériau capable de les supporter sans risque de déformation ou de rupture [2].

On peut citer trois grands types de fondations selon le critère suivant :

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

D : l'encrage (profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel)

B : largeur ou diamètre de la fondation [1].

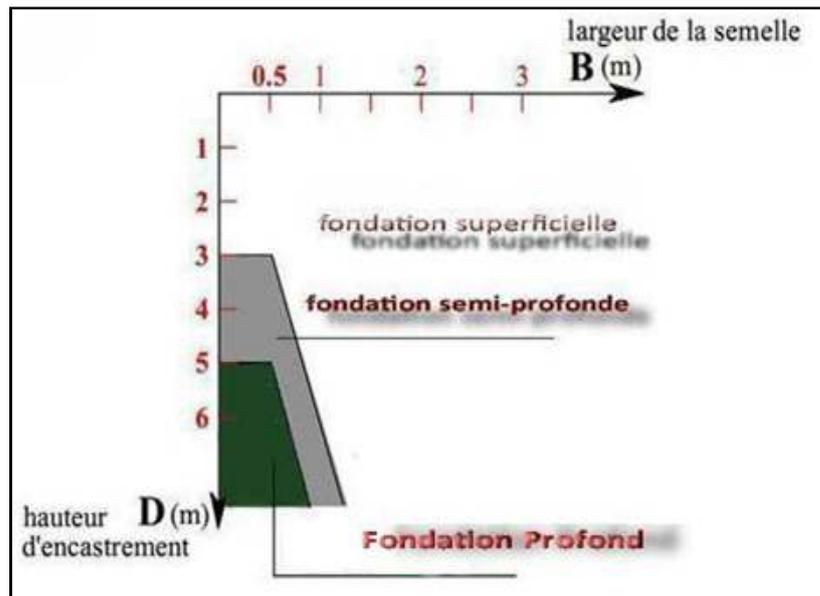


Figure I-1: Types de fondations selon le rapport  $D/B$  [2]

### I.3. Choix du type de fondation :

En fonction de tous ces critères suivants comme des problématiques il convient de choisir le mode de fondations le mieux adapté pour limiter les tassements notant que

Les fonctions des fondations sont essentiellement de deux ordres :

- 1) Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage ;
- 2) Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure.

Le choix d'un type de fondation obéit au respect et vérification de plusieurs critères :

#### a) Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations

Les tassements du terrain d'assise ne doivent pas autoriser de désordres graves des fondations et de l'ouvrage :

Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur: de 5 à 25 mm).

#### b) Assurer la résistance des massifs de fondations

Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture.

Respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.

### **c) Vérifier la résistance du terrain de fondation**

Les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté :

Respect des règlements en vigueur. L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols.

### **d) Assurer l'équilibre des massifs de fondation**

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous :

Les sollicitations dues à la superstructure; elle se manifeste mécaniquement en :

- Forces verticales ascendantes et descendantes ;
- Forces obliques ;
- Forces horizontales ;
- Moments de torsion et de réflexion.

Les sollicitations dues au sol ; elle se manifeste mécaniquement sous la forme de :

- Forces verticales ascendantes et descendantes ;
- Forces obliques.

### **e) S'assurer de la durabilité des fondations**

- La résistance des massifs de fondations doit être assurée pendant toute l'existence de l'ouvrage.
- Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel.
- Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...), au gel.

### **f) Trouver la solution la plus économique**

On recherchera des solutions qui seront les plus économiques en fonctions du type d'ouvrage, des préconisations de l'étude de sols, de l'accessibilité au terrain (engins TP, de forage,...).

Réduire les coûts de mise en œuvre conduit à choisir avec prudence parmi les solutions compatibles avec l'ouvrage et le sol celle qui sera la plus économique. [8]

#### I.4. Fondations superficielles :

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  $B$ . 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 [4].

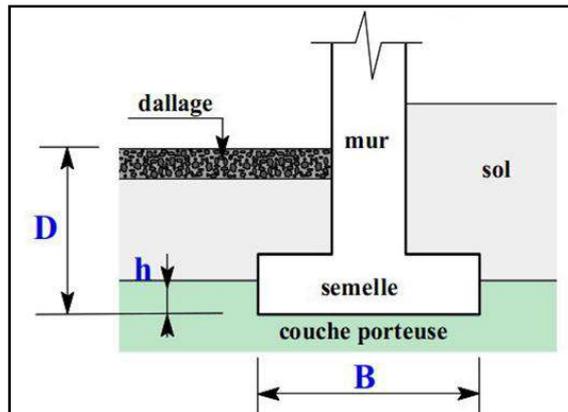


Figure I-2: Coupe verticale d'une semelle superficielle [2]

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- $L$ : longueur de la semelle ou le plus grand côté d'une semelle.
- $B$  : largeur de la semelle ou le plus petit côté de la semelle.

Semelle circulaire :  $B = 2 R$

Semelle carrée :  $B = L$

Semelle rectangulaire :  $B < L < 5 B$

Semelle continue ou filante :  $L > 5 B$

- $D$  : hauteur d'encastrement de la semelle. hauteur minimum au dessus du niveau de la fondation, appelé « la fiche ».

Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.

- $h$ : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

##### I.4.1. Calcul de la capacité portante :

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 consiste principalement à s'assurer que l'on reste en dessous de cette charge limite qu'on peut traduire par des coefficients de sécurité.

En premier lieu, l'ingénieur géotechnicien s'efforcera de fonder son ouvrage superficiellement pour des raisons économiques[2]. Il devra alors vérifier :

- le critère de la capacité portante, c'est-à-dire que les couches de sol superficielles peuvent effectivement supporter la charge transmise.
- que le tassement sous les charges de fonctionnement prévues est dans les limites admissibles.

Soit une fondation superficielle sous chargement monotone croissant, d'une manière statique. A partir d'une certaine charge  $Q_l$ , il y'a poinçonnement du sol ou tout du moins un tassement qui n'est plus contrôlé. Cette charge  $Q_l$  est la capacité portante de la fondation, ou charge limite, ou charge de rupture, ou encore charge ultime.

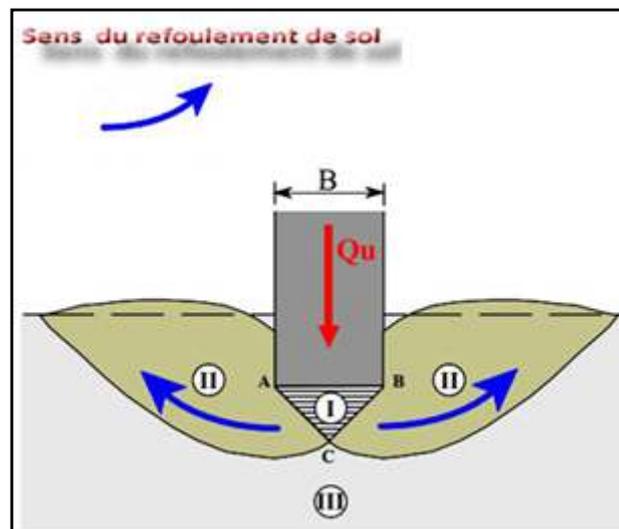


Figure I-3: Schéma de rupture d'une semelle [6]

A partir de la figure I-3 on peut distinguer trois zones [6]:

**Zone I** représente l'état élastique,

**Zone II** c'est une zone de cisaillement radial,

**Zone III** c'est l'état d'équilibre passif de Rankine.

#### I.4.1.1. Calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire :

Le calcul de la capacité portante des fondations superficielles à partir de  $C$  et  $\phi$  est probablement le problème le plus connu de la mécanique des sols contemporaine et tous les manuels du domaine y font largement référence. Pour la définition des paramètres de résistance au cisaillement  $c$  et  $\phi$ , à court terme (en contraintes totales) et à long terme (en contraintes effectives), ainsi que pour les méthodes de détermination de ces paramètres en laboratoire[7]. Nous allons développer dans le

paragraphe suivant le calcul de la capacité portante dans le cas d'une semelle filante, cas d'une charge verticale et centrée.

### a- Charge verticale et centrée

La charge limite de la fondation est déterminée en superposant trois états :

La résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle, d'où une certaine résistance  $Q\gamma$ ; avec  $\gamma_2$  poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle.

L'action des terres situées au-dessus du niveau des fondations qui sont supposés agir comme une surcharge  $\gamma_1.D$  sur un milieu pulvérulent non pesant, d'où une résistance  $Qp$  avec  $\gamma_1$  poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle.

L'action de la cohésion, d'où une charge de rupture  $Qc$ .

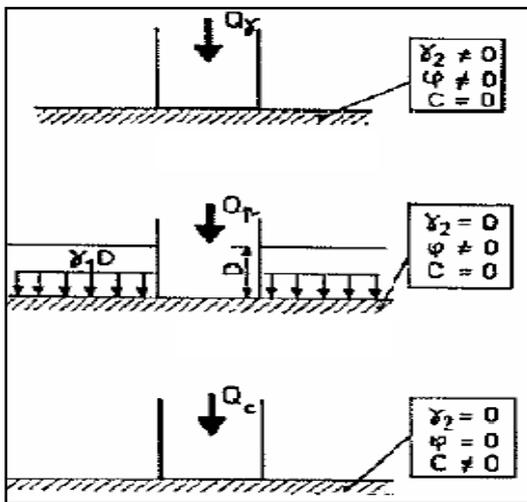


Figure I-4: Présentation de la charge limite pour chaque état

La résistance limite de la fondation ou capacité portante sera :

$$Q_l = Q\gamma + Qp + Qc \quad (I.1)$$

Et la contrainte de rupture

$$(Q_l/B) : q_l = q_\gamma + q_p + q_c \quad (I.2)$$

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant des hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale suivante :

$$q_l = 0,5 \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + c \cdot N_c(\varphi) + (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi) \quad (I.3)$$

Avec :  $q_l$  Contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface),

$\gamma_1$  Poids volumique du sol sous la base de la fondation,

$\gamma_2$  Poids volumique du sol latéralement à la fondation,

$q$  Surcharge verticale latérale à la fondation,

$c$  Cohésion du sol sous la base de la fondation.

Cette formule comporte trois termes :

Le premier terme est appelé terme de surface, il est proportionnel à B,

Le deuxième terme est appelé terme de profondeur, il est proportionnel à D,

Le troisième terme est appelé terme de cohésion, il est proportionnel à c.

Les facteurs de portance selon Caquot et Kérisel sont donnés par le tableau I-1.

Tableau I-1: Valeurs  $N_\gamma$ ;  $N_c$ ;  $N_q$  [6]

$\Phi$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5.14	0	1
5	6.5	0.1	1.6
10	8.4	0.5	2.5
15	11	1.4	4
20	14.8	3.5	6.4
25	20.7	8.1	10.7
30	30	18.1	18.4
35	46	41.1	33.3
40	75.3	100	64.2
45	134	254	135

### ❖ Calcul de la capacité portante pour les différents types de semelles :

Les formules de calcul ci-dessous sont extraites du DTU 13.11 des règles pour le calcul des fondations superficielles selon le concept des contraintes admissibles. Ce règlement encore en vigueur en Algérie, a été annulé en France et remplacé par le DTU 13.12 basé sur le concept des états limites.

Il faut noter que le coefficient de sécurité est défini, comme suit :

$$F_s = \frac{Q_l - \gamma_1 \cdot D}{Q_0 - \gamma_0 \cdot D} \quad (I-4)$$

#### 1) Semelle continue: $L/B > 5$

A court terme ( $\phi = 0$ ) :

$$q_{adm} = \gamma_{sat} \cdot D + \left( \frac{5.14 \cdot C_u}{3} \right) \quad (I-5)$$

A long terme :

$$q_{adm} = \gamma_1 \cdot D + \frac{\rho \gamma_2 N_\gamma \cdot D \cdot (N_q - 1) - C' N_c}{3} \quad (I-6)$$

Avec :

$C_u$  : la cohésion non drainée,

$C'$  : la cohésion effective,

$$\rho = \frac{B}{2(1 + \frac{B}{2})} \quad (I-7)$$

#### 2) Semelle isolée : $L/B \leq 5$

- A court terme :

$$q_{adm} = \gamma_{sat}.D + \left( \frac{5.14Cu(1 + \frac{0.3B}{L})}{3} \right) \quad (I-8)$$

A long terme :

$$q_{adm} = 5 \gamma_1.D + \frac{\rho.\gamma_2.N\gamma.D(Nq-1) - 1.3C'Nc}{3} \quad (I-9)$$

### 3) Semelle circulaire :

- A court terme : on peut l'assimiler à une fondation carrée
- A long terme :

$$q_{adm} = 5 \gamma_1.D + \frac{0.6R.\gamma_2.N\gamma.D(Nq-1) - 1.3C'Nc}{3} \quad (I-10)$$

#### 1.4.1.2. Calcul de la capacité portante à partir des essais in-situ :

Les méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui suivent sont celles incluses dans le fascicule 62, titre V, du CCTG(1993) : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil. Elles sont issues des résultats de nombreux essais de chargement réalisés par les laboratoires des ponts et chaussées, ainsi que de l'exploitation de données expérimentales trouvées dans la littérature internationale [7].

#### ❖ Méthode pressiométrique

L'essai au pressiomètre Ménard consiste à dilater radialement une cellule cylindrique placée dans un forage préalablement réalisé.

L'essai est réalisé à chaque profondeur désirée, en général de mètre en mètre, où on applique une pression suivant une progression arithmétique de 6 à 14 paliers. La pression est maintenue constante à chaque palier et le volume d'eau injectée dans la sonde est mesuré à 5, 30 et 60 secondes. Les valeurs à 60 secondes sont utilisées pour le tracé de la courbe pressiométrique.

Cet essai est fortement conseillé dans les sols mous, cohérents, compressibles (Formation argileuse, tourbe, ...). Il constitue une meilleure alternative à l'essai pénétrométrique dans la mesure où il donne des résultats plus précis mais coûte trois à cinq fois plus chères. Il vise à :

Déterminer la contrainte de rupture du sol en fonction de la pression limite ;

Calculer les tassements ;

Connaître les différentes couches de terrain traversées à partir des cuttings (refoulement des particules du sol) du forage.

### ❖ Interprétation des résultats de l'essai pressiométrique

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases (figure I-5) :

La phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol. Elle est également appelée la phase de ré-compaction, A la fin de cette zone, la pression mesurée  $P_0$ , est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.

La deuxième phase est la phase pseudo-élastique.

La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $E_M$  et la pression de fluage  $P_f$ .

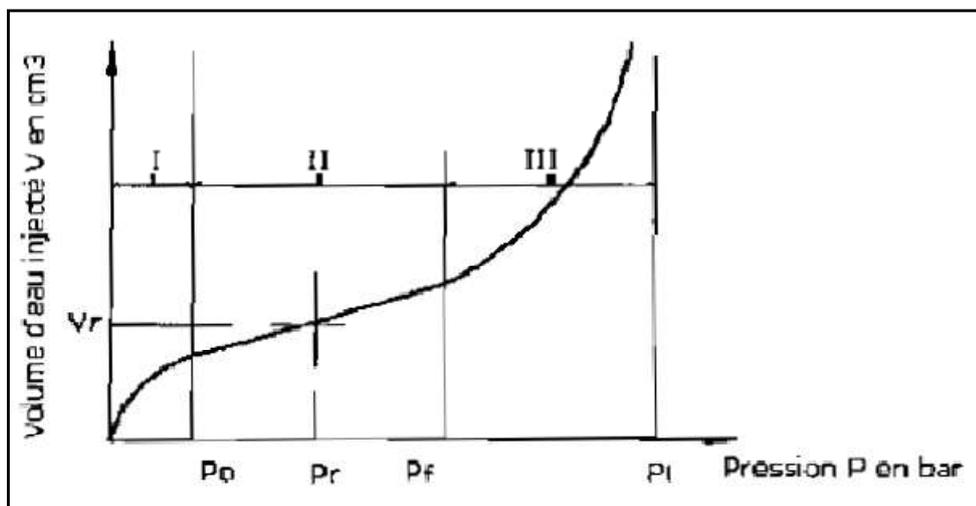


Figure I-5: Courbe pressiométrique[8]

Le module pressiométrique  $E_M$  est donné par la formule suivante :

$$E_M = 2(1-\nu) \nu \left( \frac{\Delta P}{\Delta V} \right) \quad (I-11)$$

$\nu$  : coefficient de poisson fixé à 0.33,

$V$  : volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo élastique.

$V = V_0 + V_r$ ,  $V_0$  est le volume au repos de la sonde qui en pratique, est égal à 550 cm<sup>3</sup> et  $V_r$  le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo-élastique (Volume correspondant au milieu de cette zone).

$\left( \frac{\Delta P}{\Delta V} \right)$ :Pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

$P_f$  : pression de fluage ou limite élastique, elle correspond à la fin de la zone pseudo-élastique.

$P_l$  : pression limite, elle correspond à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique.

Par convention, la pression limite  $P_l$  est la pression qui correspond au doublement du volume de départ de la sonde  $V_0$ .  $P_l$  peut être pris égal à  $V_0 + 2V_r$ .

La capacité portante selon le fascicule 62, titre V (1993), est donnée par la formule suivante :

La pression verticale de rupture d'une fondation superficielle exécutée dans un massif homogène est une fonction linéaire de la pression limite :

$$q_r = q_0 + k.(P_1 - P_0) \quad (I-12)$$

Si le sol est hétérogène, cette formule devient :

$$q_r = q_0 + k. (P_{1e} - P_0) \quad (I-13)$$

Les différents facteurs ayant été déterminés, la pression de rupture est donc égale à :

$$q_r = q_0 + 1 (P_{1e} - P_0) \quad (I-14)$$

Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3 qu'il n'y a aucune raison d'appliquer à  $q_0$ , la contrainte admissible s'exprime par :

$$q_a = q_0 + \frac{K}{3}. (P_{1e} - P_0) \quad (I-15)$$

### ❖ A partir d'essai SPT

Principe de calcul par SPT est :

La Zone utile :  $[D-0.5*B ; D+2B]$

$$q_{adm} = \begin{cases} 12N_{SPT}^e * K_d & \text{si } B < 1.2m \\ 8N_{SPT}^e * K_d * (1 + \frac{0.3}{B})^2 & \text{si } B \geq 1.2m \end{cases}$$

$$K_d = \begin{cases} 1 + 0.33 * \frac{D}{B} & \text{si } D/B < 1 \\ 1.33 & \text{si } D/B > 1 \end{cases}$$

$K_d$  : est un facteur tenant compte de l'effet favorable de la profondeur.

$$N_{SPT}^e = \frac{\sum N_{spt}^i}{N}$$

N : nombre de la zone utile.

### I.4.2. Détermination de la contrainte ultime :

La contrainte limite ultime, notée  $q_u$ , est déterminée à partir des caractéristiques du sol sur lequel elle repose. est déterminée à partir :

- des essais de laboratoire,
- des essais pénétrométriques,
- des essais pressiométriques.

#### ❖ Détermination de $q_u$ à partir des essais de laboratoire

Pour une semelle de largeur  $B$  soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement  $D$ , la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = 0,5 \gamma_1 B \cdot N\gamma + c \cdot Nc + \gamma_2 DNq \quad (I-16)$$

#### ❖ Détermination de $q_u$ à partir de l'essai au pénétromètre statique

Pour une semelle de largeur  $B$  soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement  $D$ , la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = k_c \cdot q_{ce} \cdot I_\delta + \gamma D \quad (I-17)$$

#### ❖ Détermination de $q_u$ à partir de l'essai pénétromètre dynamique

Pour une semelle de largeur  $B$  soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement  $D$ , la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = \frac{qu}{5,37} \quad (I-18)$$

#### ❖ Détermination de $q_u$ à partir de l'essai pressiométrique

L'essai pressiométrique permet de déterminer une pression limite nette notée  $pl^*$ .

Pour une semelle de largeur  $B$  soumise à une charge centrée verticale et d'encastrement  $D$ , la valeur de la contrainte limite ultime est :

$$q_u = k_p pl^* + \gamma \cdot D \quad (I-19)$$

$k_p$ : facteur de portance qui dépend des dimensions de la semelle, de la nature du sol, et de l'encastrement  $D$

$pl^*$  : pression limite nette équivalente (écrêtage des valeurs nettes).

#### ❖ Détermination de la contrainte de calcul $q$

A partir de la contrainte limite ultime, on déduit la contrainte de calcul qui permettra de justifier le dimensionnement de la semelle de fondation. En général,

$$q = \frac{q_u}{2} \quad (I-20)$$

### I.4.3. Justification d'une fondation superficielle :

La justification d'une semelle de fondation est menée en considérant que les contraintes transmises au sol sont compatibles avec le risque de rupture de ce dernier, et que les tassements restent acceptables pour l'ouvrage. Le D.T.U. 13.12 ne retient qu'une justification aux E.L.U. Il propose l'inégalité suivante :  $P \leq q$

Le fascicule 62 - titre V propose la formule suivante :

$$q_{ref} \leq q_0 + i\delta\beta \cdot \frac{qu - q_0}{q \cdot \gamma} \quad (I-21)$$

$q_0$ : contrainte minimale au niveau de l'assise de la fondation ( $\gamma \cdot D$ ),

$i\delta\beta$  : coefficient minorateur dépendant de l'inclinaison  $\delta$  de la charge sur la verticale et de la pente  $\beta$  du sol sur l'horizontale.  $i\delta\beta = 1$ , si  $\delta = 0$ , et  $\beta = 0$

$\gamma q$  : Coefficient de sécurité ( $\gamma q = 2$  à l'E.L.U.,  $\gamma q = 3$  à l'E.L.S)

#### I.4.4. Calcul du tassement :

Il existe deux grandes classes de méthodes de détermination du tassement des fondations superficielles :

- 1) les méthodes à partir des essais de laboratoire : il s'agit essentiellement de l'essai œdométrique, surtout utilisé pour les sols fins cohérents ;
- 2) les méthodes à partir des essais en place (essai de pénétration au carottier SPT, essai de pénétration statique CPT, et essai pressiométrique Ménard), très utilisées notamment pour les sols pulvérulents, à cause des difficultés évidentes de prélèvement et d'essai en laboratoire.

##### ❖ Calcul des tassements par les résultats de l'essai œdométrique

L'essai de laboratoire le plus utilisé pour la détermination du tassement des fondations superficielles sur sols fins cohérents est l'essai œdométrique. Il s'agit d'un essai de consolidation uniaxiale (déformations latérales nulles). À partir de la courbe de compressibilité déterminée par l'essai, on peut définir

soit des modules sécants, appelés modules « œdométriques »  $E_{oed}$ , rapports des variations de contrainte effective aux variations de volume.

soit, dans le cas des sols fins, l'indice de compression  $C_c$  (respectivement l'indice de gonflement  $C_s$ ), lorsqu'on linéarise la variation de l'indice des vides en fonction du logarithme décimal de la contrainte effective (diagramme semi-logarithmique), dans le domaine normalement consolidé (respectivement sur-consolidé).

Dans le cas de l'utilisation de l'indice de compression  $C_c$ , le tassement de consolidation unidimensionnelle  $\Delta H$  est calculé de la manière suivante pour chaque couche homogène :

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1 + e_0} C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{0}} \quad (I-22)$$

Dans le cas où la couche d'épaisseur  $H$  est trop importante on peut procéder par découpage, en posant :  $H = \sum_{i=1}^n h_i$  (découpage en  $n$  couches de hauteur respectives  $h_i$ ) [8].

$$D'où : H = \sum_{i=1}^n H_i \cdot \frac{\Delta H_i}{1 + e_{0(i)}} C_{c(i)} \cdot \log \frac{\sigma'_{0} + \Delta \sigma'_{(i)}}{\sigma'_{0(i)}} \quad (I-23)$$

### ❖ Calcul de tassement à partir des essais à partir de l'essai pressiométrique

La méthode de calcul des tassements à partir du pressiomètre Ménard, proposée par le fascicule 62, titre V (1993), est la méthode de calcul originellement proposée par Ménard et Rousseau [7].

Le tassement à 10 ans d'une fondation encastrée d'au moins une largeur B (pour une fondation posée près de la surface ajouter 0,2) est donné par :

$$S(10\text{ans})=S_c+S_d(I-24)$$

Où  $S_c=(q-\sigma_v)\lambda_c.B.\alpha/9E_c \rightarrow$  le tassement volumique (I-25)

et  $S_d=2(q-\sigma_v)B_0.(\lambda_d.B/B_0)^{\alpha}9E_d \rightarrow$  le tassement déviatorique (I-26)

Avec  $q$ : contrainte verticale appliquée par la fondation.

$\sigma_v$ : contrainte verticale totale avant travaux au de la base de la fondation.

$B_0$ : dimension de référence égale à 0,6.

$\alpha$ : coefficient rhéologique, dépendant de la nature de la structure du sol (ou de la roche) et de temps.

$E_c, E_d$ : modules pressiométriques équivalents dans la zone volumique et dans la zone déviatorique respectivement.

Le calcul des modules  $E_c, E_d$  se fait de la manière suivante :

$E_c$ , est pris égal à  $E_1$  mesuré dans la tranche B/2 sous la fondation :  $E_c = E_1$

$E_d$  est déterminé par l'expression :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}} \quad (I-27)$$

$E_{i,j}$ : la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur i B/2 à la profondeur j B/2 .

Si les valeurs de 9B/2 à 8B ne sont pas connues, mais sont supposées supérieures aux valeurs sus-jacentes, on calcule  $E_d$  de la manière suivante :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \quad (I-28)$$

Il est de même si les valeurs de 3B à 8B ne sont pas connues :

$$\frac{3.2}{E_d} \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85.E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \quad (I-29)$$

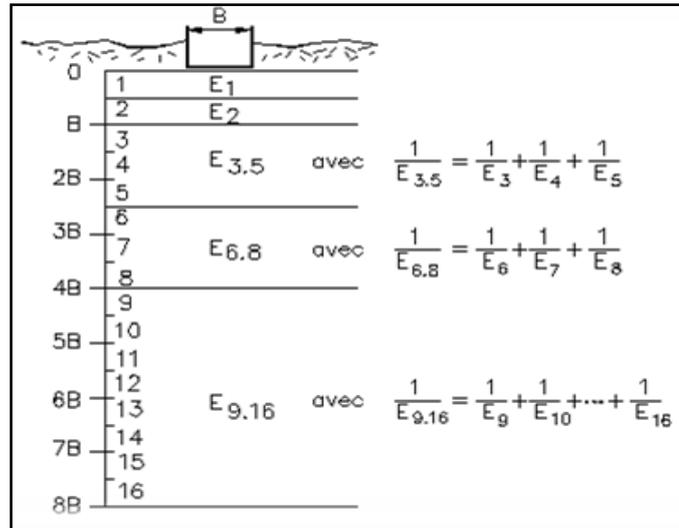


Figure I-6: Calcul de tassement en tranches [8]

$\lambda_c, \lambda_d$ : coefficients de forme, donnés par le tableau I-2

Tableau I-2: Valeurs des coefficients de forme [8]

L/B	Cercle	Carré	2	3	5	20
$\lambda_c$	1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5
$\lambda_d$	1	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

### I.4.4.2. Tassement admissible :

Le tassement d'un bâtiment ne présente en général pas de danger quand il est uniforme. Seuls les tassements différentiels entre appuis peuvent avoir des conséquences dangereuses et leur amplitude dépend de la nature de la construction.

Tableau I-3: Valeurs des tassements admissibles [2]

Tassement	Ordre de grandeur
Tassement différentiel admissible	(1/500) de la portée entre appuis (appuis isolés ou radier) et (1/1000) si l'on veut être très sûr.
Tassement différentiel admissible	Argile : 3 à 4cm Sable: 2 à 3cm
Tassement total	Fondation isolée : argile 6cm sable 4cm Radier : argile 10cm sable 6cm

### I.5. Fondations semi profondes (Les puits) :

Par définition, les puits sont des fondations creusées à la main ou des machines. Les moyens de forage exigent la présence d'hommes au fond du forage.

Elles sont constituées par des colonnes rondes ou rectangulaires en gros béton, d'une profondeur variant de 2 à 5 mètres. Elles transmettent jusqu'au bon sol les charges apportées par une semelle de section réduite, et par leur poids ; s'oppose aux variations de volume des terrains argileux.

Le fascicule 68 du LCPC, dans son commentaire de l'article 34, distingue :

- les pieux, dont le diamètre est inférieur ou égal à 80 cm.
- les puits, dont le diamètre est supérieur à 80 cm.

Cette distinction peut paraître artificielle ; c'est pourquoi, dans la suite du document, lorsqu'elle sera inutile, nous parlerons indifféremment de pieux ou de puits.

#### I.5.1. Principe :

- ✓ On excave jusqu'au bon sol depuis la surface,
- ✓ Fondation exigeant la présence d'hommes au fond du forage,
- ✓ Parois du forage généralement soutenues par blindage,
- ✓ Section souvent circulaire  $\varnothing > 1,2$  m,
- ✓ Remplissage d'un béton qui peut être vibré et armé,
- ✓ Blindage éventuellement récupéré au fur et à mesure [2]



Figure I-7: Exemple d'une coupe d'un puits [2]

#### I.5.2. Mode de fonctionnement des puits :

Cas n°1 : terrain compact, c'est le frottement positif qui s'oppose à l'enfoncement,

Cas n°2 : terrain non cohérent dont le tassement provoque un frottement négatif, c'est l'effet de pointe qui s'oppose à l'enfoncement,

Cas n°3 : terrain non cohérent en couche de surface provoquant un frottement négatif et terrain cohérent en profondeur, l'enfoncement est contrôlé à la fois par le frottement positif dû au terrain cohérent et par l'effet de pointe.

La fondation par puits est choisie si :

La couche superficielle présente une résistance insuffisante,  
Les charges sont importantes et concentrées.

### I.5.3. Les avantages des puits :

Les puits sont moins coûteux qu'un radier ou des semelles massives,  
Lorsque l'excavation est terminée, on remplit d'un béton qui peut être armé ou on réalise une fondation « creuse »,  
Permet des profondeurs et des diamètres importants (plusieurs mètres),  
Peut remplacer un groupe de pieux, avec l'avantage supplémentaire d'un béton vibré,  
Intéressant pour les terrains présentant des passages durs qui ne pourraient pas être aisément traversés par des pieux.

### I.5.4. Fondations semi- profondes soumises à une charge verticale :

#### I.5.4.1. Détermination de la contrainte de rupture :

Afin de calculer la charge limite de la fondation, il faut déterminer la contrainte de rupture sur sa base ainsi que le frottement latéral limite sur le fût du massif.

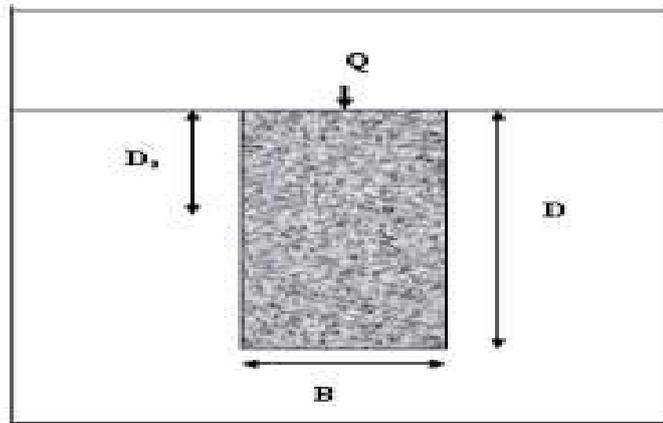


Figure I-8: Fondation semi- profonde soumise à une charge verticale centrée[2]

La contrainte de rupture à la base  $q'_{pu}$  est donnée par la formule générale ci- dessous :

$$q'_{pu} = q'_0 + K_p \cdot P_{lc} \quad (I-30)$$

### I.5.4.2. Détermination de la charge limite en frottement latéral :

En l'absence de frottements parasites (frottement négatif), le frottement latéral peut être pris en compte si le massif de fondation est coulé en pleine fouille. La partie supérieure est neutralisée sur une certaine profondeur  $D_0$  afin de tenir compte du dé consolidation du sol en cours de travaux, d'où :

$$Q_{si} = P \cdot h_i \cdot q_{si} \quad (I-31)$$

$P$  : périmètre de la fondation ;  $h_i$  : épaisseur de la couche  $i$  ;  $q_{si}$  : frottement latéral unitaire de la couche «  $i$  ».

### I.6. Fondations profondes (Les pieux) :

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles. Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage  $h$  est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrains résistantes. (Voir figure 1.9)

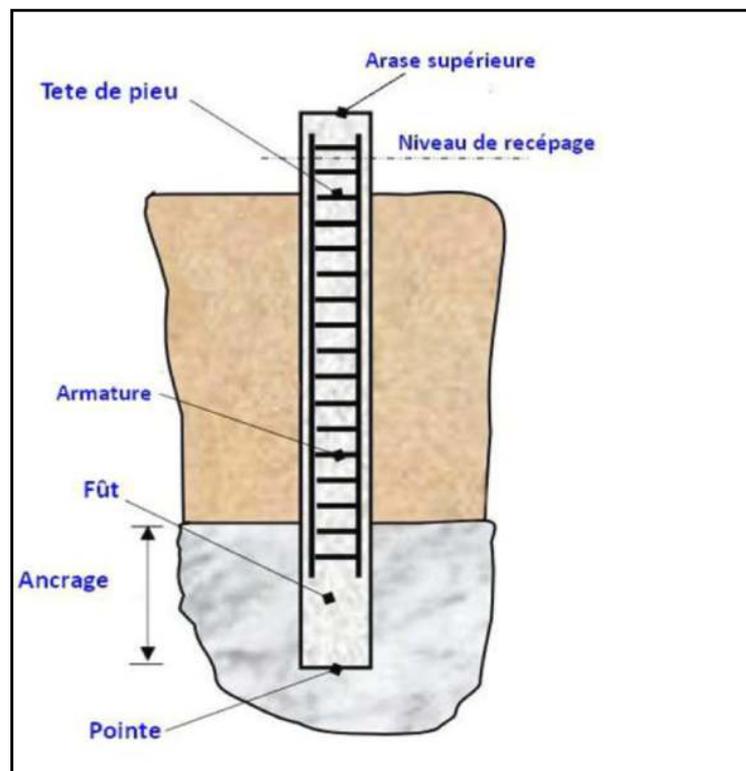


Figure I-9: Schéma explicatif d'un pieu (Les trois parties principales).[2]

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur  $D$  du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique  $D_e$ . Cette valeur  $d$   $D_e$  tient compte du fait que les caractéristiques

mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu. On considère qu'un élément de fondation est de type profond Lorsque sa hauteur d'encastrement relatif  $D_e/B > 5$  [6].

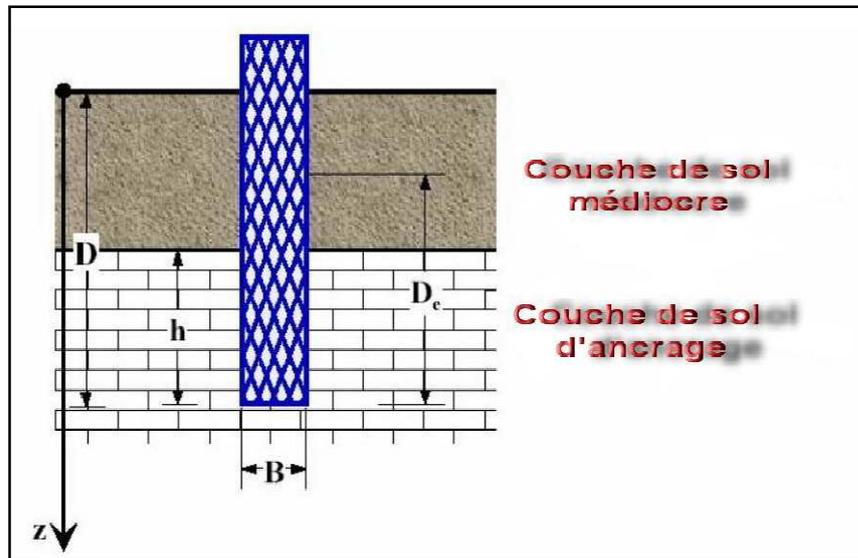


Figure I-10: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique  $D$  et mécanique  $D_e$ [2]

### I.6.1. Différentes catégories de pieux :

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous :

#### 1 - Pieux façonnés à l'avance :

- battu préfabriqué
- métal battu
- tubulaire précontraint
- battu enrobé
- battu ou vibrofoncé, injecté haute pression

#### 2 - Pieux à tube battu exécuté en place :

- battu pilonné
- battu moulé

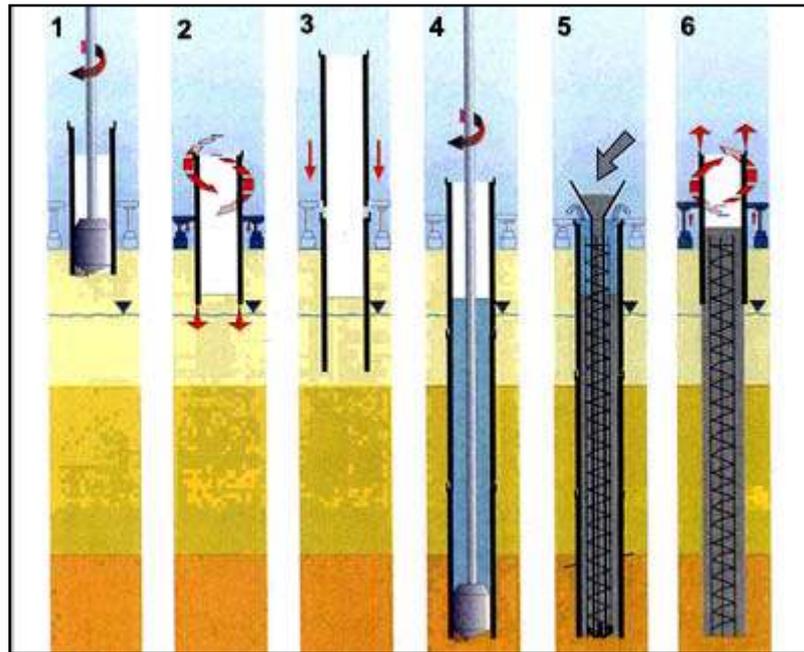


Figure I-11: Mode opératoire des pieux tubés

### 3 - Pieux forés :

- foré simple
- foré tubé
- foré boue
- tarière creuse (type 1 à type3 selon la technologie utilisée)
- vissé moulé
- injecté haute pression

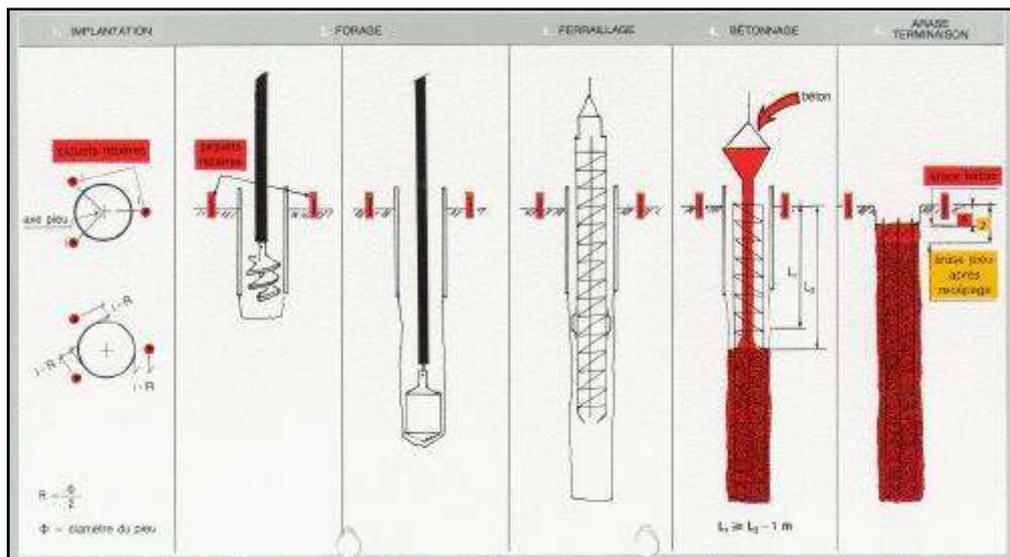


Figure I-12: Mode opératoire des pieux forés

### 5 - Pieux forcés :

- béton forcé
- métal forcé



Figure I-13: Pieux forcés

### 6 - Micropieux de diamètre inférieur à 250 mm :

Travail sous hauteur réduite, espace exigü, reprises-en sous œuvre.

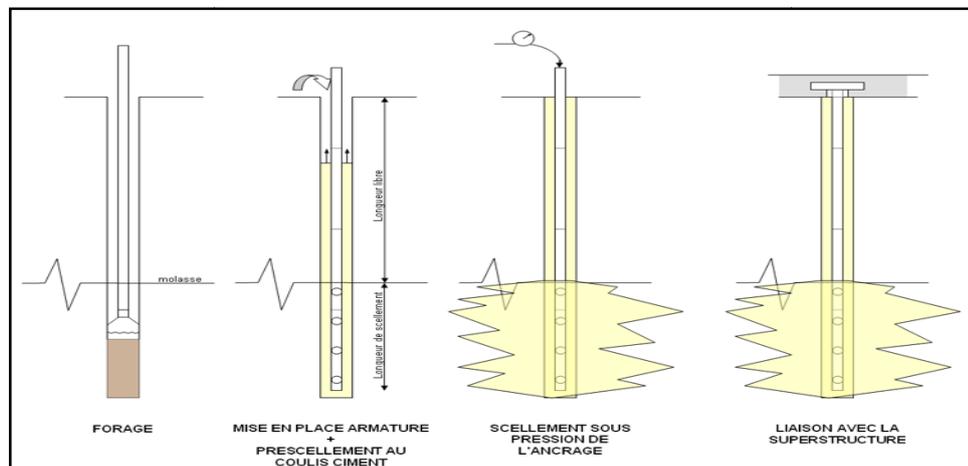


Figure I-14: Mode opératoire du micro pieux [2]

### I.6.2. Principe de fonctionnement des pieux :

Les pieux agissent sur le sol soit :

- Par frottement latéral :  $Q_f$  (pieux flottants),
- Par effet de pointe :  $Q_p$  (pieux colonnes),
- Par frottement latéral + effet de pointe.

Ils doivent résister généralement à l'effet :

Des charges verticales,

Des poussées horizontales ou obliques

### I.6.3. Capacité portante des pieux :

Les deux principales méthodes qui permettent de calculer la capacité portante d'un pieu font appel à des essais in-situ :

1- Essai pressiométrique qui consiste à dilater une sonde cylindrique dans le sol par injection d'eau sous pression et mesurer la pression limite  $P_l$  qui correspond à la rupture du sol et d'en déduire le module pressiométrique  $E$ .

2- Essai au pénétromètre qui consiste à enfoncer dans le sol une pointe conique portée par un train de tiges et mesurer la résistance de pointe  $Q_p$  et le frottement latéral  $Q_s$ , ce qui permet de calculer la force portante d'un pieu[5].

Tableau I-4: Nature de sol d'après l'essai pressiométrique[1]

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
$P_l < 0.3 \text{ MPa}$ $E < 1.8 \text{ MPa}$	$0.3 \text{ MPa} < P_l < 1.8 \text{ MPa}$ $1.8 \text{ MPa} < E < 24 \text{ MPa}$	$P_l > 2.5 \text{ MPa}$ $E > 24 \text{ MPa}$

Tableau I-5: Nature de sol d'après l'essai pénétromètre [1]

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
$Q_p < 3.3 \text{ MPa}$ $Q_s < 0.1 \text{ MPa}$	$3.3 \text{ MPa} < Q_p < 15 \text{ MPa}$ $0.1 \text{ MPa} < E < 24 \text{ MPa}$	$Q_p > 15 \text{ MPa}$ $Q_s > 1 \text{ MPa}$

#### I.6.3.1. Calcul de la résistance de pointe :

Le terme de pointe se calcule comme une fondation superficielle. En effet, la résistance limite unitaire en pointe sera donnée par :

$$q_r = q_0 + l (P_l - P_0) \quad (I-32)$$

$q_0$  et  $P_0$  sont les pressions verticales et horizontales telles qu'elles ont été définies précédemment.

$P_l$  est la pression limite équivalente donnée par:

$$P_l = \sqrt[n]{(P_{l_1} + P_{l_2} + \dots + P_{l_n})} \quad (I-33)$$

$P_{l_n}$  sont les valeurs des pressions limites mesurées au voisinage de la fondation dans la limite  $+3R$  et  $-3R$ .

K est un facteur de portance dépendant de la nature du sol (catégories I, II, III, ou IIIbis), de l'encastrement relatif  $h_e/R$  avec :

$$h_e = \frac{1}{Pl_e} \int_0^h P(Z) \cdot d(z) \quad (I-34)$$

Il faudra en outre vérifier que  $h_e/R > h_c/R$ ,  $h_c$  étant la profondeur d'encastrement critique telle qu'on l'a définie dans le chapitre consacré aux fondations profondes.  $k$  dépend aussi de la nature du pieu. MENARD a donné des abaques permettant le calcul de ce coefficient.

### I.6.3.2. Résistance nominale en pointe :

Compte-tenu d'un coefficient de sécurité de 3, la valeur de la résistance unitaire nominale est :

$$q_n = q_0 + \frac{K}{3} (Pl_e - P_0) \quad (I-35)$$

On en déduit que la résistance nominale en pointe pour un pieu de section circulaire est de :

$$Q_n = \pi R^2 [q_0 + \frac{K}{3} (Pl_e - P_0)] \quad (I-36)$$

### I.6.3.3. Calcul du frottement latéral :

La résistance au cisaillement réellement mobilisable entre la paroi latérale du pieu et le sol est fonction de la pression limite enregistrée aux différentes profondeurs dans l'essai pressiométrique. Deux cas sont à considérer :

- Les terrains dont une ou plusieurs couches provoquent un frottement négatif. Cesont les couches pour lesquelles le tassement propre est plus grand que celui du pieu.
- Les terrains ne provoquant pas de frottement négatif.

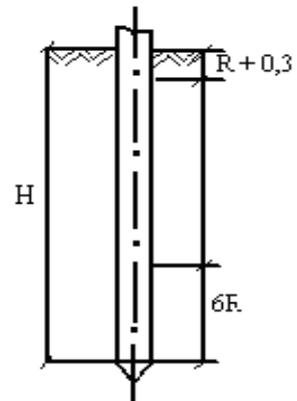
#### a) Terrains sans frottement négatif

La fiche H du pieu est alors divisée en trois zones comme l'indique la figure.

- \* Entre 0 et  $R + 0,3$  m, on ne prendra pas de frottement latéral.
- \* Entre  $R + 0,3$  m et  $H - 6R$  : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_1 = \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz \quad (I-37)$$

Le terme de frottement  $s(P_1)$  est une fonction de  $P_1$  ; il est donné par des abaques dus à MENARD



- Entre  $H - 6R$  et  $H$  : le frottement latéral unitaire est égal à :

$$f_2 = \int_{H-6R}^H S'(P_1) dz \quad (I-38)$$

$(P_1)$  est donnée en abaque

$$Q_{lat} = P \left[ \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz + \int_{H-6R}^H S'(P_1) dz \right] \quad (I-39)$$

### b) Terrains avec frottement négatif

Si certaines couches de sol sont susceptibles de tasser davantage que le pieu, il s'ensuit un frottement négatif le long du fût du pieu à la traversée de ces couches et de toutes celles qui les surmontent. La fiche du pieu est divisée en trois zones :

$$f_3 = \int_0^{n_0} S''(P_1) dz \quad (I-40)$$

$s'(P)$  est négatif.

$s'(P)$  est une fonction de  $P$  donné par les abaques.

De  $h_0$  à  $H - 6R$  : un terme de frottement du type  $f_1$ .

De  $H - 6R$  à  $H$  : un terme de frottement du type  $f_2$ .

Le frottement latéral total est égal à :

$$Q_{lat} = P \left[ \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz + \int_{H-6R}^H S'(P_1) dz + \int_0^{n_0} S''(P_1) dz \right] \quad (I-41)$$

### I.6.3.4. Frottement latéral nominal :

Le frottement latéral total nominal sera calculé en affectant le deuxième et le troisième terme d'un coefficient de sécurité de 2. En effet, il n'y a aucune raison d'affecter le premier terme d'un coefficient de sécurité puisqu'il va lui-même dans le sens de la sécurité par sa valeur négative. Par excès de prudence, on devrait même multiplier ce terme par 2.

### I.6.3.5. Capacité portante totale :

Par superposition des deux charges nominales (de pointe et de frottement latéral) on détermine la capacité portante d'une fondation par :

-Pour un pieu ne subissant pas de frottement négatif de section  $\pi R^2$  :

$$Q_n = \pi R^2 \left[ q_0 \frac{K}{3} \cdot (P_{le} - P_0) + \pi R \left[ \int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1) dz + \int_{H-6R}^H S'(P_1) dz \right] \right] \quad (I-42)$$

### ❖ Pénétrromètres statiques

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse lente et constante, sous l'effet d'une poussée continue, une pointe fixée à l'extrémité d'un train de tiges et à mesurer l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement. L'effort est fourni par un vérin hydraulique. Les pénétrromètres statiques sont munis de dispositifs permettant de mesurer séparément :

- ❖ la résistance unitaire à la rupture du sol situé autour de la pointe ( $R_p$ )
- ❖ le frottement latéral à la rupture ( $F_l$ ).

Dans la pratique, on mesure :

- ❖ l'effort total d'enfoncement  $F_t$ ,
- ❖ l'effort de pointe  $F_p$ .

Si  $S$  est la section droite de la pointe, la résistance unitaire à la rupture du sol autour de la pointe est donnée par :

$$R_p = F_p/S. (I-43)$$

Le terme de frottement latéral est obtenu par :

$$F_l = F_t - F_p (I-44)$$

Les diagrammes pénétrométriques donnent  $R_p$  et  $F_p$  en fonction de la profondeur. Les appareils diffèrent par les procédés qui permettent les mesures séparées de l'effort de pointe et du frottement latéral. On distingue :

- les pénétromètres à cône fixe, (pénétromètres ANDINA à transmission mécanique, pénétromètres "sol-essais" à transmission hydraulique),
- les pénétromètres à cône mobile, (pénétromètres MEURISSE, pénétromètre hollandais GOUDA de 10 kN).

#### ❖ Interprétation et exploitation de l'essai

L'exploitation de l'essai peut se faire de manière quantitative ou qualitative. En prenant comme référence le résultat d'essais mécaniques préalables, l'exploitation qualitative permet de déterminer :

- la nature et la position des couches,
- l'hétérogénéité d'un site,
- le niveau du toit du rocher.

Cette exploitation se fait par un examen comparatif des variations de l'effort total et de l'effort de pointe. L'essai de pénétration statique est largement utilisé pour le dimensionnement des ouvrages et les méthodes permettant l'exploitation quantitative des résultats sont nombreuses [4].

#### ❖ Pénétromètres dynamiques

Le pénétromètre dynamique permet d'enfoncer dans le sol un train de tubes lisses muni à son extrémité d'une pointe ou d'un carottier simple. L'enfoncement se fait à l'aide d'une masse frappante tombant d'une hauteur constante à cadence régulière. On mesure l'enfoncement en fonction du nombre de coups (ou du temps de fonçage si la fréquence de battage est élevée vibromarteau).

On utilise couramment des formules de battages permettant de calculer la capacité portante d'un pieu. En effet, à chaque choc on suppose que l'énergie fournie par la chute du mouton se décompose en :

énergie provoquant l'enfoncement,

énergie restituée au mouton (rebondissement),

énergie dépensée en pertes divers (raccourcissements élastiques du pieu, chaleur, vibrations...).

D'une manière générale, les formules de battages seront utilisées à titre de vérification. Les résultats qu'elles donnent sont souvent pessimistes par rapport aux essais statiques de pieu ou aux études géotechniques.

#### **I.6.4. Tassement :**

##### **I.6.4.1. Tassement d'un pieu isolé :**

La méthode proposée par Davis et Poulos donne directement le tassement par une formule de la forme :

$$W = \frac{\rho}{h.E} I_p (I-45)$$

Tel que :

p: charge totale appliquée sur le pieu.

h : longueur du pieu.

$I_p$  : coefficient dépendant des rapports longueur/diamètre, et épaisseur de la couche compressible/longueur.

##### **I.6.4.2. Tassement d'un groupe de pieux :**

Un groupe de pieu tasse plus qu'un pieu unique, une approche empirique a été donnée par Skempton partant de l'analyse d'une série d'observations de tassements de pieux unique ( $w_l$ ) et de groupes des pieux correspondants ( $w_g$ ), il a proposé la relation suivante [3]:

$$W_g = W_l \frac{(13.1.B+9)^2}{(1.3.B+12)^2} \quad (I-46)$$

Avec : B est la largeur en pieds du groupe de pieux exprimée en (m).

### **I.7. Conclusion :**

Le choix de type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage et la capacité portante du sol, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister sans rupture aux charges transmises par l'ouvrage, tout en limitant les risques de déformation ou de tassement.

Sur la lumière de ce qui précède, il faudra donc élaborer l'étude de fondation avec un grand soin et prévoir les différentes méthodes permettant de caractériser le sol support appelé à supporter la surcharge.

### II. RENFORCEMENT DU SOL :

#### II.1. Introduction :

Les techniques développées pour l'amélioration des sols présentant de faible caractéristique géotechnique, sont largement utilisées à travers le monde.

Ces techniques peuvent être divisées en trois catégories, en fonction de la manière avec laquelle l'amélioration est obtenue.

La première catégorie regroupe celles qui conduisent à la densification du sol par réduction des vides tel que le pilonnage, le vibrocompactage, les colonnes ballastées, le préchargement et le compactage dynamique.

La deuxième catégorie regroupe celle qui conduit à l'amélioration du sol par injection des coulis en suspension ou en solution.

· La troisième catégorie regroupe celles qui font intervenir l'inclusion dans le sol d'éléments tels que les géosynthétiques.

Dans ce qui suit les techniques rentrant dans la première et la deuxième catégorie seront présentées avec plus de détail.

#### II.2. Présentation des techniques de renforcement des sols :

Les sols compressibles (argile, limon, vase, tourbes) ou pulvérulents lâches (sables fins aquifères) issus des dépôts alluvionnaires récents (alluvions modernes) sont généralement présents dans les vallées et autour des fleuves, où se développent les réseaux routiers, autoroutiers et ferroviaires ainsi que les zones d'activités industrielles.

Des remblais d'origine anthropique, qu'ils soient inertes (remblai de comblement plus ou moins homogènes), soit sous forme de matériaux hétérogènes (produits de démolition) ou de décharge (matériaux putrescibles), couvrent d'autre part différents sites du monde moderne.

La construction d'ouvrage sur des tels sols fait appel à des techniques relativement récentes pour traiter les sols afin d'améliorer leurs caractéristiques mécaniques. Ces techniques sont nombreuses et peuvent être classées comme suit :

##### II.2.1. Technique de renforcement du sol en masse :

Lors de construction, on a le plus souvent à faire à des sols en place ou à des remblais déjà existants. Il est alors nécessaire de vérifier leur stabilité et le cas échéant de les stabiliser en profondeur afin d'augmenter leur résistance en profondeur.

Les différentes techniques d'amélioration du sol en masse sont :

La densification des sols grenus, le compactage dynamique, l'explosifs, le vibro-flottation, le compactage statique en profondeur, la consolidation et pré-charge des sols fins et des sols organiques, les drains verticaux, le pré-charge par le vide, l'électro-consolidation ....)



Figure II-1: Compactage par vibroflottation[18]

### II.2.2. Injection des sols grenus et des sols fins :

Quelques types d'injection appliquée, selon la classe du sol à traiter (sols fins ou grenus):

Injection de consolidation

Injection d'étanchéité

Injection de bourrage et de collage

Injection de comblement

Injection solide

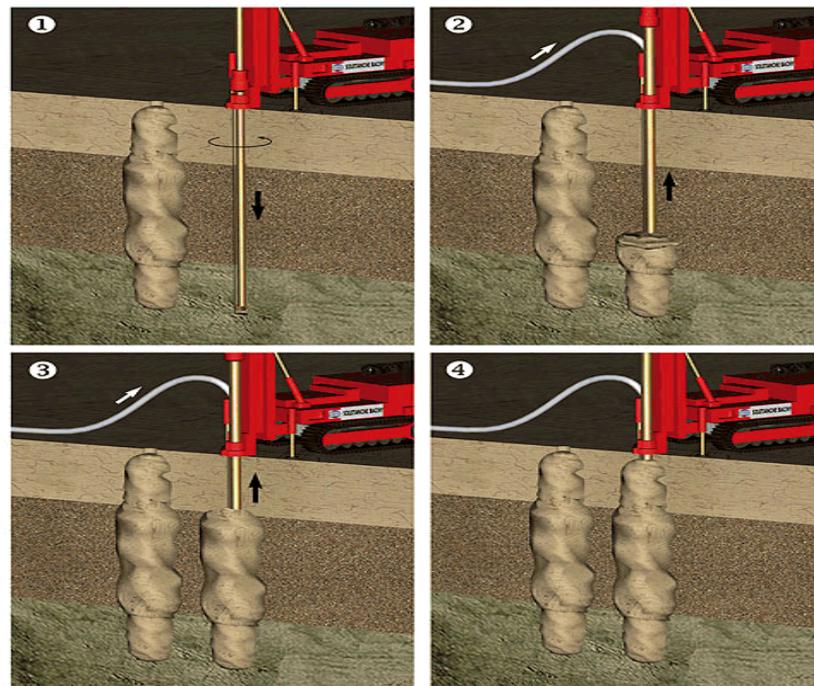


Figure II-2: Amélioration du sol par injection solide[18]

Ces techniques d'injection se font sous pression ou par un maillage de forages très serrés soit :par forages horizontaux (ex : les tunnels), à l'intérieur des tunnels, lorsque la surface n'est pas accessible ou que les ouvrages sont très profonds. Dans ce cas, il faut traiter dans un premier temps, puis creuser, puis refaire un traitement sur une certaine longueur, puis recreuser sur cette même

longueur, car on ne peut creuser que dans le terrain consolidé, par forages verticaux traitement depuis la surface (ex : à la ville), on creuse souvent à faible profondeur. Alors le chantier d'injection se déplace en surface en précédant le tunnel.

### II.2.3. Inclusion verticale :

L'amélioration des sols par inclusion verticale peut se faire selon plusieurs procédés qui sont les colonnes ballastées, l'inclusion rigides, les colonnes de mortier sol-ciment réalisées par jet (jet grouting), les colonnes de sol traité à la chaux et/ou au ciment.

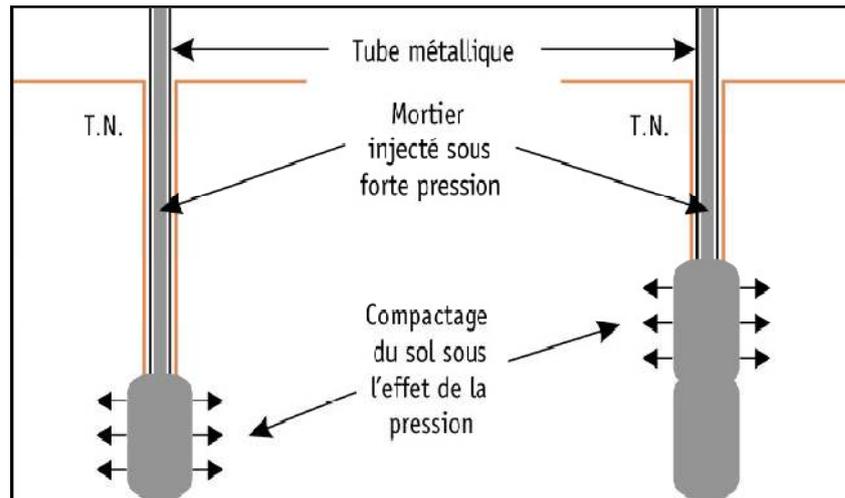


Figure II-3: Compactage du sol sous l'effet d'une pression[18]

### II.2.4. Congélation des sols :

La congélation des sols est utilisée en travaux publics et miniers dans le double but d'assurer un renforcement et une étanchéité parfaite lors d'excavations souterraines, pour des puits, des galeries et plus rarement des fouilles urbaines. Le principe de la congélation des sols est de transformer l'eau interstitielle en glace, assurant ainsi une liaison étanche et résistante entre les grains du terrain [18].

Les caractéristiques essentielles du procédé par rapport aux autres techniques de soutènement ou de traitement de sols sont :

- Le caractère provisoire du traitement, il n'y a donc pas de modification permanente du sous-sol et de l'hydrologie naturelle.
- La technique est applicable à tous les terrains aquifères, ou humides. Certaines applications prévoient même l'injection d'eau lorsque le terrain est hors nappe.
- L'étanchéité obtenue est complète, ce qui élimine les problèmes de pompage, traitement des eaux et de rabattement éventuels extérieurs [18].

### II.3. Choix de la technique de renforcement des sols :

La démarche d'application de chaque technique de renforcement des sols comporte quatre étapes qui sont :

- 1- définition des critères du projet : emprise, sollicitations, tassements tolérés,
- 2- identification des sols : nature, granulométrie, présence d'eau,
- 3- choix de la solution d'amélioration des sols,
- 4- optimisation de la solution d'amélioration des sols la mieux adaptée.

Le choix de la solution de renforcement des sols demeure directement lié à la granulométrie des sols traités. L'expérience dans ce domaine permet de tirer les conclusions suivantes [15]:

- il est possible de procéder au compactage dynamique, au compactage statique (dit aussi compactage horizontale), au compactage par vibration radiale (vibro-flottation ou vibro-compactage) ou d'installer des colonnes de ou moins fins ;
- lorsque les sols à compacter présentent un fuseau granulométrique qui tend vers celui 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 traité à la chaux et au ciment par malaxage ;
- la réalisation des colonnes ballastées impose que le sol traité présente une étreinte latérale suffisante pour éviter l'expansion latérale du ballast grenu ;
- lorsque les sols à traiter sont mous et compressibles, purement organique ou contenant une forte proportion de matériaux organiques, le terrain ne peut offrir une résistance pérenne à l'expansion latérale du sol grenu dans le temps, l'amélioration des sols par colonnes ballastées peut être impossible en raison du comportement évolutif des matériaux organiques et de leurs déformations dans le temps par fluage. L'incorporation d'inclusions rigides est dans ce cas souvent nécessaire ;
- dans les sols organiques caractérisés par des teneurs en eau naturelles élevées, une solution de colonnes chaux-ciment incorporées par voie sèche est techniquement adaptées ; lorsque la teneur en eau naturelle est faible, cette technique peut être employée par voie humide (deepsoilmixing).

### II.4. Renforcement par colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées consistent en une incorporation par compactage de matériau granulaire, dans un terrain présentant des faibles caractéristiques géotechniques. De façon générale elles améliorent les caractéristiques mécaniques des sols par augmentation de leurs capacités portantes et réduction de leurs tassements sous les charges appliquées. Les colonnes ballastées peuvent aussi jouer le rôle d'un drain et réduire les risques de liquéfaction dans les zones sismiques.

Cette technique, une fois maîtrisée, peut être la solution des problèmes posés par la médiocrité des sols le long de notre littoral. La technique la plus courante pour la réalisation des colonnes ballastées est le procédé Keller. La pièce essentielle est constituée par un vibreur radial placé à la pointe du tube qui lui sert de support [9].

#### **II.4.1. Définition d'une colonne ballastée :**

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts (dont le diamètre varie de 0,60 à 1,20 m) de matériaux d'apport mis en place et compacté dans le sol à l'aide d'un vibreur placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support. Elles permettent d'obtenir une amélioration en place des caractéristiques globales du sol d'assise. Les colonnes ballastées reportent les charges à travers une couche de sol de qualité médiocre, sur une couche sous-jacente plus résistante [11].

#### **II.4.2. Avantages des colonnes ballastées :**

Ses avantages sont les suivants :

- Les Colonnes Ballastées sont réalisées pour traiter les problèmes de tassement des couches compressibles et permettent de conserver des systèmes de fondations superficielles et des dallages sur terre-plein;
- Leur caractère drainant permet, le cas échéant, d'accélérer la consolidation des sols en place;
- Pas de recépage ni de temps de séchage avant l'intervention du gros œuvre, terrassement directement dans les colonnes pour la réalisation des semelles de fondation : rendements élevés;
- Bien adaptées aux traitements anti-liquéfaction des sols en apportant des effets combinés de drainage et d'amélioration de la résistance au cisaillement du sol renforcé.

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

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

#### **II.4.3. Domaine d'application :**

Les colonnes ballastées sont utilisés dans les domaines suivants :

- Bâtiments industriels et commerciaux;
- Bâtiments fonctionnels, logements individuels ou collectifs;
- Ouvrages hydrauliques;
- Remblais routiers ou ferroviaires;
- Ouvrages d'art;
- Murs de soutènement;
- Traitement anti-liquéfaction et fondation en zone sismique [19].

**II.4.4. Mode opératoire :**

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie sèche : En utilisant le lançage à l'air.
- Par voie humide : En utilisant le lançage à l'eau.

1- **Préparation** : La machine est mise en station au-dessus du point de fonçage, et stabilisée sur ses vérins. Un chargeur à godet assure l'approvisionnement en agrégats.

2- **Remplissage** : Le contenu de la benne est vidé dans le sas. Après sa fermeture, l'air comprimé permet de maintenir un flux continu de matériau jusqu'à l'orifice de sortie.

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

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

5- **Finition** : La colonne est exécutée ainsi, par passe successives, jusqu'au niveau prévu. Les semelles de fondation sont alors réalisées de manière traditionnelle [11].

**❖ Avantage du vibreur à sas**

- Le matériau d'apport arrive directement à l'orifice de sortie, ce qui assure la continuité de la colonne,
- Le compactage se fait en une seule passe,
- Il n'y a pas de risque d'éboulement du forage dans les sols instables,
- Les vibreurs guidés montés sur porteurs garantissent la parfaite verticalité des colonnes.

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 [11].

#### II.4.4.1. 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 [14].

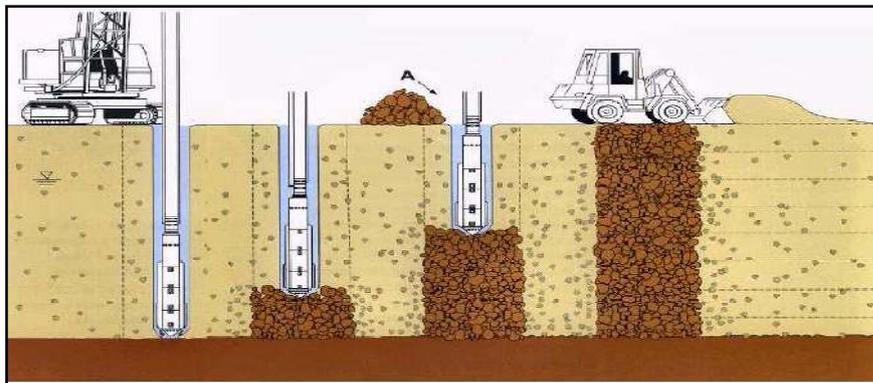


Figure II-4: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide [11]

#### II.4.4.2. 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 expandre le matériau latéralement dans le sol et le compacter.
- La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

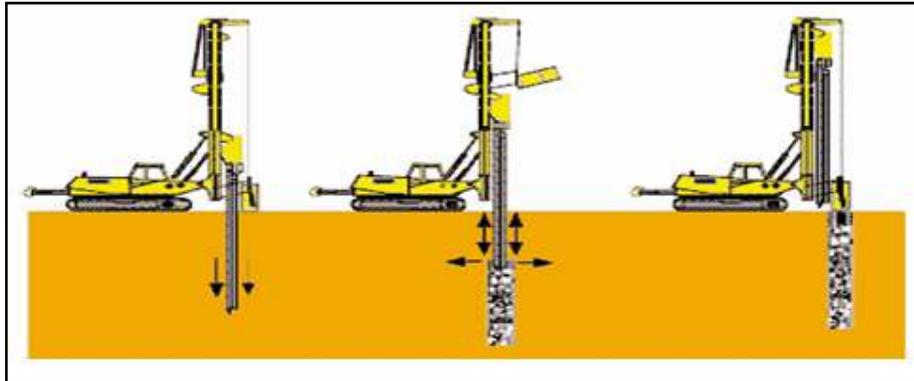


Figure II-5: Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche[11]

Les colonnes ballastées ne doivent pas être utilisées dans les terrains présentant des risques de perte dans le temps des caractéristiques volumétriques et/ou mécaniques, notamment les décharges d'ordures ménagères, les tourbes et, de manière générale, les sols présentant une perte au feu supérieur à 5%.

Tableau II-1: Champ d'application des colonnes ballastées : nature et résistance des sols[9]

Sols	Faisabilité	Etreinte latérale				Remarque
		PL (kPa)	qc (MPa)	Nspt (coups)	Cu (kPa)	
Argile	Oui	150-400	0,6-1,2	4-6	25-50	--
Limon	Oui	150-400	0,6-1,2	4-6	--	--
Sable fin lâche	Oui	150-400	0,6-1,2	4-6	--	Matériau évolutif
Tourbe	Non	--	--	--	--	--
Autres sols organiques	Non	--	--	--	--	Matériau évolutif
Remblais inerte	Oui	200-500	0,6-1,6	--	--	--
Décharge	Non	--	--	--	--	Matériau Evolutif

### II.4.5. Caractéristiques des colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées ont plusieurs caractéristiques qui sont : la longueur, le diamètre et le maillage.

#### ❖ La longueur

D'une façon générale, les longueurs de colonnes ballastées sont plus importantes en mer qu'en terre. D'après les entreprises spécialisées, les colonnes ballastées nécessaires dans le cas des ouvrages marins atteignent souvent 10 à 30 m ; dans le cas des ouvrages terrestres, les profondeurs de traitement sont variables mais restent en moyenne autour de 8 à 10 m, sans excéder 20 à 25 m.

#### ❖ Le diamètre

Le diamètre des colonnes ballastées dépend :

- De l'outil utilisé et de l'adéquation de ce choix au terrain rencontré;
- Des terrains traversés et de leurs caractéristiques;
- De l'énergie totale dépensée (puissance mise en œuvre, poussée verticale éventuelle et temps passé).

Le diamètre de la colonne peut varier sur sa hauteur, en fonction des différences de résistance des couches traitées.

Toutes choses égales par ailleurs, le diamètre de la colonne est plus important par voie humide que par voie sèche, du fait de l'extraction de sol produite par le lançage à l'eau[3] .

Les diamètres usuels par voie sèche sont compris entre 50 et 80 cm et par voie humide variés entre 80 et 120 cm.

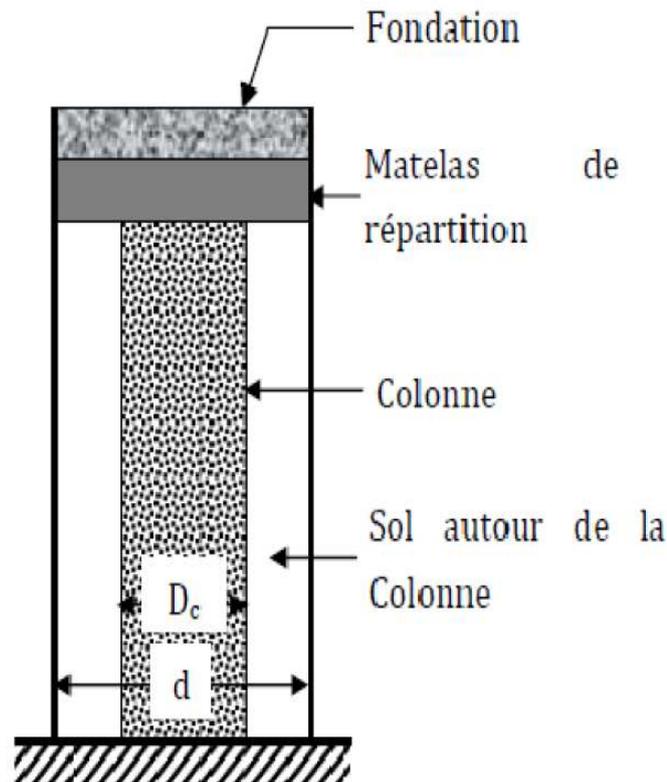


Figure II-6: Réseau de colonnes ballastées et colonnes isolés[15]

#### ❖ Le maillage

L'espacement des points de compactage détermine les propriétés du sol à la profondeur traitée. Le procédé doit assurer une incompressibilité et une résistance adéquates pour un espacement maximal et donc un coût minimal. Le dimensionnement du réseau de colonnes dans le sol est réalisé en fonction des charges qui seront appliquées par le projet et des tassements admissibles.

#### II.4.6. Mécanismes de comportement des colonnes ballastées :

La compréhension du comportement des colonnes ballastées dès leur construction jusqu'au transfert total de la charge en tête des colonnes est essentielle pour faire un bon dimensionnement et choisir le bon matériau d'apport pour cet élément d'amélioration des sols.

Les mécanismes de fonctionnement des colonnes ballastées dépendent [13]:

- De la disposition des colonnes, colonnes isolées ou en groupe ;
- Du mode de chargement, fondation rigide ou souple ;
- Du type de colonne (ancrée ou flottante).
- De la nature du sol à améliorer ;
- Du matériau employé

### II.4.7. Choix des matériaux constructifs des colonnes :

Les matériaux d'apport doivent être de qualité et de granulométries contrôlées et les plus homogènes possibles. Le choix se portera sur des graves naturelles, roulées ou concassées.

Les caractéristiques minimales des matériaux d'apport sont les suivantes :

- LA (Essai Los Angeles, norme NF P 18573) < 35;
- MDE (Essai Micro Deval, norme NF P 18572) < 30;
- LA+ MDE < 60.

La granulométrie dépend essentiellement du matériel. Les vibreurs avec alimentation en pied y sont plus sensibles : une granulométrie inadaptée est source de bouchons dans le tube.

On peut retenir les valeurs indicatives suivantes :

Vibreux à tube latéral de remplissage par le bas: en terme de fuseau granulométrique, le plus couramment utilisé est le fuseau 8/40.

Autres procédés: en termes de fuseau granulométrique, celui qui est le plus couramment utilisé est le fuseau 20/75.



Figure II-7: Plot ballasté avant remblaiement[15]

### II.4.8. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées :

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

- le taux d'incorporation  $\alpha$  ;
- le rapport de concentration des contraintes  $n$  ; le facteur de réduction des tassements  $\beta$ .

Depuis 1970, le procédé des colonnes ballastées a connu une expansion croissante en France à l'instar d'autres pays comme l'Allemagne, l'Autriche ou la Belgique. Les méthodes de dimensionnement furent alors développées par plusieurs auteurs : THORBURN, GREENWOOD, BALAAM & BOOKER et PRIEBE. Le comportement réel du milieu hétérogène composé de sol et ballast répond aux lois de comportement de la viscoélasticité. A cet effet plusieurs modèles de

calcul par la méthode des éléments finis ont été élaborés notamment le calcul de tassement d'un milieu traité par les colonnes ballastées.

#### II.4.8.1. Les courbes de Thorburn (1975) et Thorburn et Mac Vicar (1968) :

En 1968, Thorburn et Mac Vicar avaient proposé une règle de dimensionnement graphique de la charge admissible d'une colonne ballastée, règle valable pourvu que l'on utilise les vibreurs torpilles Keller ou ceux mis au point par la Société Cémentation Ltd., ces matériels se plaçant dans la même gamme de puissance.

Cette règle était valable aussi bien pour des colonnes isolées chargées en tête que pour des colonnes appartenant à des files d'inclusions situées sous des semelles filantes ou à des réseaux sous des fondations étendues, pourvu que l'on suppose dans 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 court terme», au moment de l'application de la charge, que de la rupture « à long terme », après consolidation du sol autour du ballast.

#### II.4.8.2. L'abaque de Greenwood (1970) :

A cette même période, Greenwood proposait des courbes permettant d'effectuer un prédimensionnement du point de vue de la réduction des tassements apportée par la réalisation de colonnes ballastées sous des fondations de grandes dimensions. Deux « écoles » se dégagent à ce sujet. La première, représentée par Ghionna, Jamiolkowski (1981) et Smolczyk (1983) tend à donner à  $u$  la valeur  $u_0$  de la pression hydrostatique régnant avant traitement; la seconde, avec Greenwood et Kirsch (1983) et Broms (1983), considère que  $u = 0$ , ce qui revient à travailler en contraintes totales dans le sol ambiant. Il a été fait mention de variantes au début de ce paragraphe dans la mesure où les différentes formulations proposées dans la littérature sont autant d'expressions analytiques possibles de la pression limite du sol ambiant.

Celles-ci peuvent se mettre sous la forme générale :

$$P_{lim} = (\sigma'_{h0} + u_0) + K C_u \quad (II-1)$$

$\sigma'_{h0}$ : contrainte effective horizontale existant dans le sol avant la réalisation de la colonne ;

$C_u$ : résistance au cisaillement non drainé du sol ;

$K$ : coefficient multiplicateur.

Nous proposons d'examiner la méthode de PRIEBE dont les bases sont connues depuis longtemps en France et ont été diffusées dans un certain nombre d'articles spécialisés notamment le bulletin de liaison du L.C.P.C.[13].

**II.4.8.3.Méthode de PRIEBE :****❖ Capacité portante**

La méthode permet la détermination du nombre de colonnes à réaliser sous l'ouvrage, leur capacité portante ainsi que le calcul des tassements en considérant une approche élastique linéaire. PRIEBE suppose que l'ensemble sol-colonne doit vérifier les hypothèses suivantes :

Les tassements en surface sont égaux ( $\delta_{\text{colonne}} = \delta_{\text{sol}}$ ).

Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations des colonnes se font à volume constant.

Il y a conservation des sections planes, les cisaillements au droit de l'interface colonne-sol sont négligeables voir nuls.

Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire caractérisé par le module d'élasticité  $E'_{\text{sol}}$  et un coefficient de poisson  $\nu'_{\text{sol}}$  constant sur toute la profondeur

Les déformations des sols et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge en surface [14].

Le principe de fonctionnement d'une colonne ballastée est similaire à un échantillon pulvérulent placé dans un appareil triaxial. La résistance à l'expansion latérale en forme de tonneau est mobilisée par l'étreinte latérale exercée par le sol entre les colonnes.

La figure II-8 montre les différents types de rupture d'une colonne isolée chargée en tête et exécutée dans une couche compressible homogène.

On distingue : Rupture par expansion latérale (critère souvent dimensionnant) ;

Rupture par cisaillement généralisé (rupture rare, cas des colonnes courtes) ;

Rupture par poinçonnement (colonnes flottantes) [14].

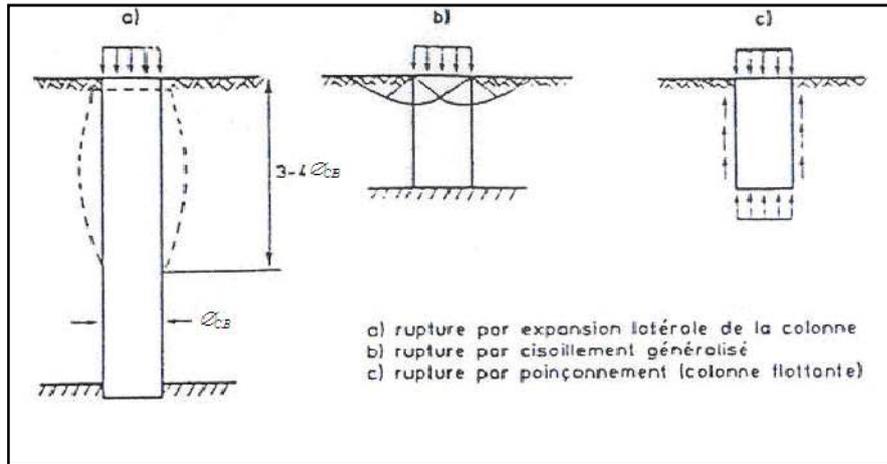


Figure II-8: Types de rupture

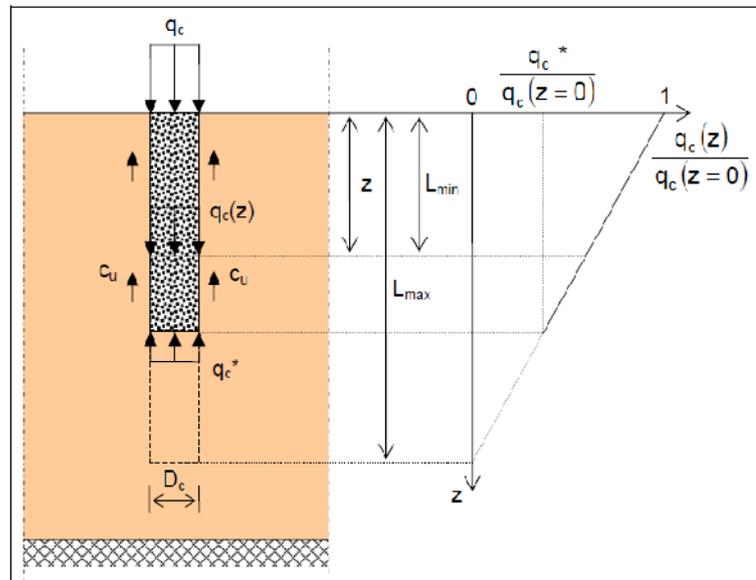


Figure II-9: Caractéristiques de la surface de rupture par poinçonnement[19]

A la rupture, on aura deux contraintes principales ( $\sigma_1, \sigma_2$ ) représentées dans le graphe de mohr ( $\tau, \sigma$ ).

$$P_0 A = P_{col} A_{col} + P_{sol} (A - A_{col}) \tag{II.2}$$

$a = \frac{A_{col}}{A}$  Coefficient de substitution

$n = \frac{P_{col}}{P_{col}}$  Rapport de concentration des contraintes.

$$\beta = \frac{\text{tassement attendu du sol ambiant sous la charge de l'ouvrage en absence de traitement}}{\text{tassement observé en présence de colonne sous cette même charge}}$$

Sachant que :  $\delta_{col} = \delta_{sol}$  est la conservation des modules de compressibilité

$$\beta = \frac{P_0}{P_{sol}} \quad (\text{II.3})$$

Soit :

$$\beta = 1 + (n-1) \cdot a \quad (\text{II.4})$$

PRIEBE considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long, soumis à une pression interne normale :

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{hcol} - \Delta\sigma_{hsol} \quad (\text{II.5})$$

$$\Delta\sigma_{hcol} = P_{col} * K_{col} = P_{sol} * \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{col}}{2}\right) \quad (\text{II.6})$$

$$\Delta\sigma_{hsol} = P_{sol} * K_{asol} \quad (\text{II.7})$$

Avec  $K_{asol} = 1$ . PRIEBE avait fait l'hypothèse d'un état hydrostatique à l'interface avec le ballast attribué aux conditions d'exécutions.

$$\beta = 1 + a * (n-1) \quad (\text{II.8})$$

$$\beta = 1 + \frac{A_{col}}{A} \left[ \frac{\frac{1}{2} + f\left(v'; \frac{A_{col}}{A}\right)}{K_{col} * f\left(v'; \frac{A_{col}}{A}\right)} - 1 \right] \quad (\text{II.9})$$

Avec  $\nu' = 1/3$  : module de poisson.

$$f\left(v'; \frac{A_{col}}{A}\right) = 1 - \frac{1 - \nu'^2}{1 - \nu'^2 - 2\nu'^2} * \frac{(1 - 2\nu')(1 - \frac{A_{col}}{A})}{(1 - 2\nu' + \frac{A_{col}}{A})} \quad (\text{II.10})$$

Les valeurs de  $K_{BC}$  en fonction de  $\varphi$  sont représentées dans le tableau II-2.

Tableau II-2 : Valeur de  $K_{BC}$  en fonction de  $\varphi$ [14]

$\varphi$ (°)	$K_{BC}$
35	0.2709
37.5	0.2432
38	0.2378
40	0.2174
42.5	0.1936
40	0.1715

L'équation de  $\beta$  en fonction de  $\frac{A_{col}}{A}$ ; et l'angle de frottement  $\varphi_c$  du ballast est représenté sur l'abaque de dimensionnement de PRIEBE.

### ❖ Calcul de tassement

La méthode de calcul des tassements fait appel à la théorie de l'élasticité où le terrain autour de la colonne est caractérisé par son module d'élasticité  $E_{sol}$  et le coefficient de poisson  $\nu_{sol}$  constant sur toute la profondeur.

Les valeurs des modules d'élasticité sont déduites à partir des sondages pressiométrique ou des résistances en pointe de pénétromètre.

A partir du pressiomètre :

$$E_{sol} = \frac{E_P}{\alpha} \quad (II.11)$$

$\alpha$  : coefficient rhéologique pris égale à 0,5 en général.

A partir du pénétromètre statique :

$$E_{sol} = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \cdot E_{oed} \quad (II.12)$$

Pour le sol  $\nu=0.33$

$$E_{oed} = \alpha' q_c \quad (II.13)$$

$$\rightarrow E_{sol} = 0,67 \alpha' q_c \quad (II.14)$$

La détermination de tassement dans un sol de caractéristiques améliorées par colonne ballastées a conduit divers auteurs, entre autre PRIEBE, BALLAM et POULOS à proposer des méthodes qui soient simples à mettre en pratique. Ces méthodes ne décrivent pas de façon exacte le problème, à des résultats différents.

La procédure de calcul des tassements prévisibles s'articule comme suit :

On détermine d'abord les tassements sans amélioration, par les méthodes connues. Ensuite, à partir des dimensions du maillage et du diamètre des colonnes prévues, on établit le rapport  $\frac{A_{col}}{A}$  et on fixe les valeurs de l'angle de frottement et module d'élasticité de la colonne ballastée ( $E_{col}$ ).

A partir de ces éléments on peut alors déterminer les facteurs correctifs. Les calculs de tassement d'après PRIEBE donnent en général des résultats dans le sens de sécurité.

$$\beta = \frac{S_0}{S} \frac{S_0}{S} \quad (\text{II.15})$$

$$S = \frac{1}{\beta} S_0 \quad (\text{II.16})$$

Dans le cas d'un maillage infini le tassement sera :

$$S_{\infty} = \frac{1}{\beta} S_0 = \frac{P.t}{E_{sol}} \frac{1}{\beta} \quad (\text{II.17})$$

### II.4.9. Prise en compte de la compressibilité des matériaux constructifs :

La prise en compte de la compressibilité des matériaux constructifs de la colonne ballastée suit les étapes ci-dessous :

- Pour chaque couche on détermine le rapport  $\frac{E_{col}}{E_{sol}}$  des modules d'élasticité de la colonne ballastée et du sol.

-A partir de l'abaque de PRIEBE (f) , on détermine la correction  $\Delta[\frac{A}{A_{col}}]$  en fonction de  $\frac{E_{col}}{E_{sol}}$  et de l'angle de frottement de la colonne.

-On détermine par la suite le nouveau coefficient  $\beta_z$  « amélioré » en fonction de la valeur  $(\frac{A}{A_{col}} + \Delta \frac{A}{A_{col}})$  à partir de l'abaque de dimensionnement de PRIEBE. Le tassement sera donc :

$$S_{z\infty} = \sum_{i=1}^n \left( \frac{P.t}{E_{sol}} * \frac{1}{\beta_{zi}} \right) \quad (\text{II.18})$$

**II.4.10. Détermination de l'espacement entre les colonnes :**

En négligeant les tassements immédiats et les déplacements générés par les contraintes de cisaillement, Greenwood (1970) propose un abaque de pré-dimensionnement donnant le facteur de réduction des tassements ( $1/\beta$  en %) en fonction de l'espacement  $d$  des colonnes ballastées pour des plages de variation de la cohésion non drainée  $c_{udes}$  argiles encaissantes de 20 à 40 KPa. Pour qu'un sol puisse être considéré comme traité par des colonnes ballastées, et quelle que soit l'action recherchée, la maille de référence la plus grande doit être de  $9 \text{ m}^2$  d'une part, et, le taux de substitution doit être supérieur à 3 % d'autre part.

Pour une semelle filante comportant une seule rangée de colonnes et dépourvue de matelas de répartition, l'entraxe maximal sans justification spécifique est de 2.5 m.

La maille de référence minimale est de  $2,4 \text{ m}^2$ . Pour les semelles filantes et les groupes de 2 à 5 colonnes, l'espacement entre axes de colonnes n'est pas inférieur à 1,50 et 1,20 m.

**II.4.11. Dispositions constrictives (réglementaire DTU 13-2-sept 1992) :**

Les colonnes ballastées sont constituées de futs de matériaux d'apport introduit dans un trou de forage et compacté à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube [10].

Objectif : amélioration des caractéristiques mécaniques du sol.

Fonctionnement : par mobilisation de l'étreinte latérale du sol, comportement assimilé à un échantillon pulvérulent placé dans l'appareil triaxial.

Diamètre : variable de 0,60m à 1,20m.

Matériau : ballaste roulé ou concassé de granulométrie suivante :

$$d_5 > 0,1\text{mm}, d_{30} > 40\text{mm} \text{ et } d_{100} > 160\text{mm}$$

L'origine du ballast est une roche qui doit être de caractéristiques mécaniques élevées possédant une bonne résistance à l'attrition. La résistance à la compression simple de la roche doit être supérieure à 250 bars. Le ballast doit résister aux actions des sols et terrain agressifs.

**II.4.12. Mise en œuvre :**

Pour la mise en œuvre, on recommande :

Exécution d'un forage sous l'action du poids de l'outil combiné avec la vibration et le fluide de lançage (eau ou air). Dans les terrains forés par lançage à l'eau, le diamètre des trous est plus important.

Introduction de matériau d'apport dans le forage avec compactage par vibration de fréquence variant de 15 à 60 Hz.

Quantification du volume du matériau d'apport introduit pour chaque colonne. Le volume pris en attachement doit être au moins égale à 1,5 fois le volume théorique de la colonne ballastée [11].

**II.4.13. Essais d'information :**

On fait ces essais pour avoir

La coupe lithologique approximative des terrains rencontrés.

Les volumes de matériau d'apport mis en place pour chaque mètre de hauteur de colonne.

Un (01) essai par 50 colonnes ballastées avec un minimum de 03 essais par ouvrage.

Ces essais doivent être réalisés de préférence à proximité des sondages de reconnaissance.

**II.4.14. Essais de contrôle :**

L'objectif des essais de contrôle est de vérifier les caractéristiques mécaniques des colonnes (résistance, tassement) in situ. Il est recommandé que ces essais soient implantés à proximité des essais d'information. Les résistances minimales à partir de 1 m de profondeur sont :

Pénétromèredynamique :  $R_d=150$  bars

Pénétromètre statique :  $R_p= 100$  bars

SPT :  $P_1 = 15$  bars

Essai de chargement (contrôle de portance) : Essai de chargement de la colonne par un système mécanique approprié jusqu'à atteindre la pression de 1,5 fois la charge à L'ELS et de mesurer les déformations de la colonne par palier de chargement et déchargement (courbe :  $\sigma - \Delta h$ ).

Le nombre de ces essais de contrôle doit être arrêté par un cahier des clauses techniques, il est fonction de l'importance du projet, au minimum un (01) essai par chantier.

**II.4.15. Contrainte de calcul :**

La contrainte de calcul est donnée par la formule suivante :

$$q_r = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \sigma_h = \sigma_h \operatorname{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{II.19})$$

$\sigma_h$  est déterminée à partir des résultats des essais de laboratoire ou d'essai in situ tel que pénétromètre, le pressiomètre.

La contrainte admissible de la colonne doit toujours vérifier cette condition  $q_{ad} \leq 0,80$  MPa.

Avec les contraintes calculées, les tassements doivent être admissibles suivant les tolérances de la structure [14].

**II.5. Conclusion :**

Pour le renforcement des sols médiocres, une variété de méthodes est mise à la disposition des géotechniciens.

Parmi ces méthodes, les colonnes ballastées constituées d'un fut de matériau d'apport mis en place et compacte dans le sol à l'aide d'un vibreur radial, représente l'une des solutions les plus utilisées dans notre pays, de par son mode d'exécution facile, ses résultats satisfaisant, puis de son coûts réduit. Elles fonctionnent grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversé, elles apportent également la fonction de drainvertical par l'accélération de consolidation. En effet, elles sont actuellement massivement employées dans la zone portuaire où les sols en place sont des sables vaseux.

### III. Synthèse Géotechnique :

#### III.1. Présentation du projet :

##### III.1.1. Situation du projet et morphologie du terrain :

Ce projet de fin d'étude traite le projet de réalisation de douze (12) silos métalliques de capacité de stockage de 20 000 tonnes, qui est situé au niveau la localité de R'Mila, wilaya de Khenchela, localisé dans la partie Est de l'Algérie, qui fait partie de la Frange Tellinienne.



Figure III.1 Image satellitaire sur site (Google earth)

Elle est limitée par la wilaya d'OumBouaghi au Nord, la wilaya de Tebessa à l'Est, la wilaya de Batna à l'Ouest, et la wilaya d'El Oued au Sud. Illustré dans la figure suivante :



Figure III.1.1 Cartographie Algérienne Figure III.1.2 Cartographie de la wilaya de khenchela

### III.1.2. Aperçu géologique de la région :

La géologie de la région R'Milaest constituée par un socle métamorphique qui existe au Sud, constitué d'argile marneuse et de marnes, lequel est entouré de dépôts sédimentaires et constitué de TortonienGréseux en bloc.

Les principales formations affleurent dans la région d'R Mila sont les suivants :

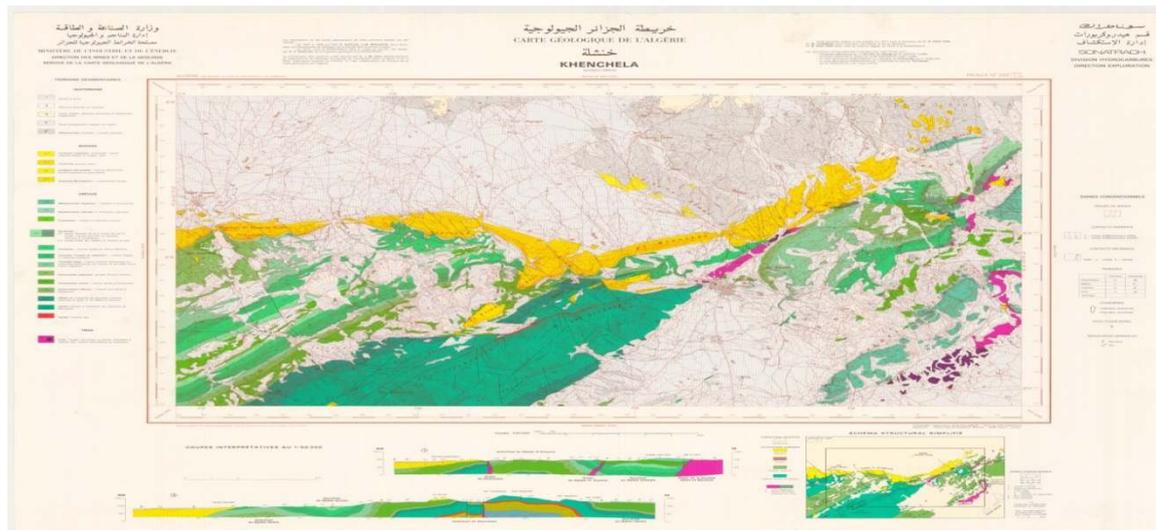


Figure III.1.3. Carte géologique de la région de Khenchla.

#### ❖ Le Socle Métamorphique

Il est constitué par des formations de nature pélitique et carbonatée qui ont subi un métamorphisme, il a été recoupé par des manifestations magmatiques

#### ❖ Les formations quaternaires

Cette série est appelée marne cailloutée, Ces dépôts englobent une multitude de faciès plus ou moins grossiers.

Le quaternaires est constitué dans la région R Mila par de nombreux termes lithologiques (sable, grès, dunaire, alluvions, éboulis, limon, argiles vaseuses, et tourbes argileuses).

### III.1.3. Sismicité de la région :

La localisation des zones sismiques et l'évaluation de leurs activités a fait l'objectif de plusieurs études, notamment, celles de J.P.Rotte, J.Roussel. D'après les études, l'Algérie du Nord a connue plusieurs séismes historiques dont certains ont été catastrophiques (1716, 1825, 1856, 1954, 1980 et 2003).

Les données de sismicité historique et instrumentale, publiées au cours de ces 15 dernières années, n'ont rapporté aucun séisme destructeur en la région de khenchelal'exception du séisme récent de Mai 2003 qui affecta une partie de la région.

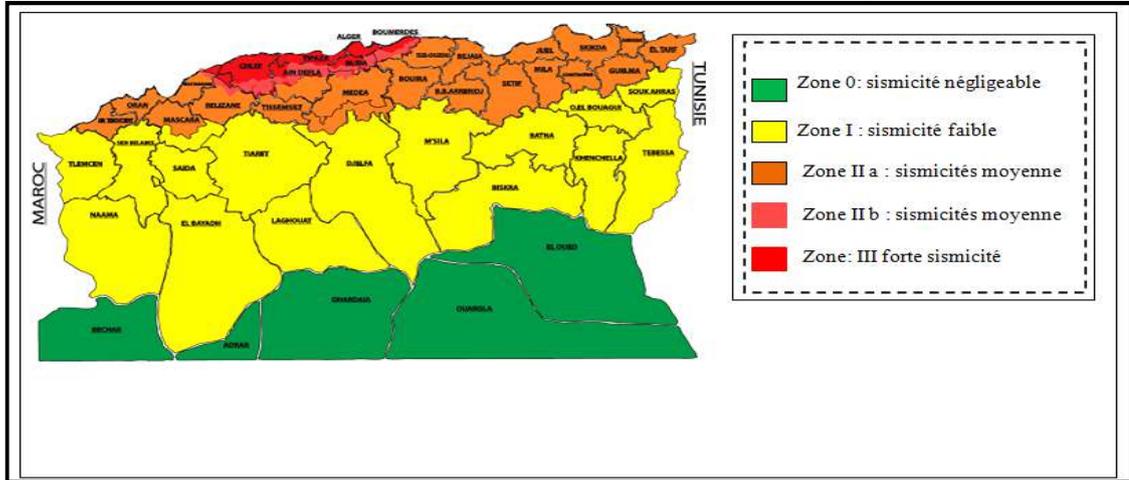


Figure III.1.4. Carte de zonage sismique de l'Algérie (Source : RPA 99)

Notre zone d'étude est située dans la Wilaya dekhenchela qui est connue par sa faible sismicité, elle se classe dans la zone I (faible sismicité), selon les règles parasismiques Algériennes RPA 99 version 2003.

### III.1.4 Paramètre climatique de la région de R'MILA :

#### ❖ Le climat

Le climat de la région de R'MILA (site du projet), est de type sud-humide caractérisé par un hiver froid et humide et par un été chaud et sec

#### ❖ Les températures, L'humidité et les précipitations

Les courbes des températures, précipitation et le taux d'humidité moyenne mensuelle du mois de Mars et d'Avril 2014.

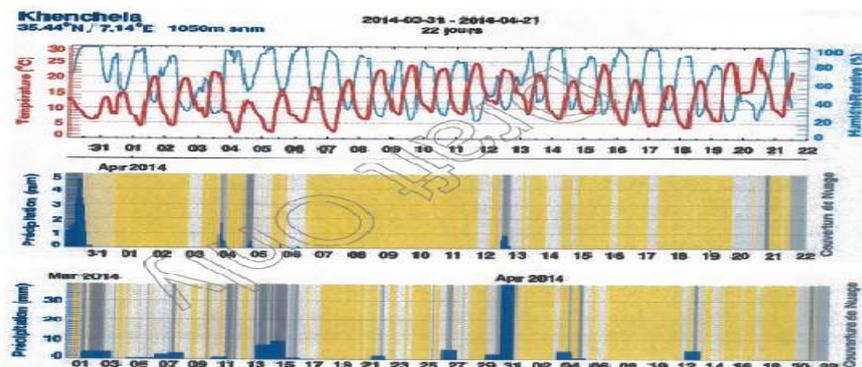


Figure III.1.5. Courbes des températures, précipitation et le taux d'humidité moyenne

### ❖ Les ventes

Les Ventes de direction (en degrés de 0°=Nord, 90°=Est, 180°=Sud et 270°=Ouest à 359°).

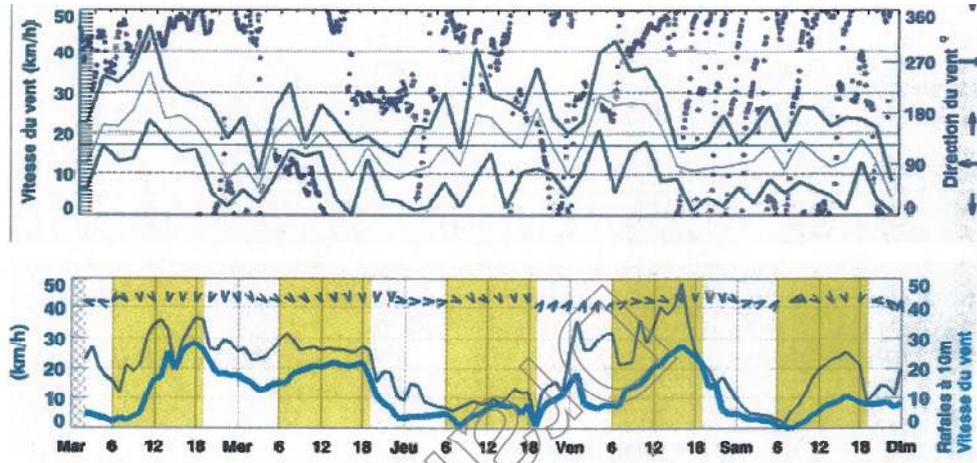


Figure III.1.6. Diagrammes des vitesses et des directions des vents

## III.2. Synthèse géotechnique :

### III.2.1. Introduction :

Dans le cadre de la campagne de reconnaissance géotechnique le laboratoire L.H.C a réalisé plusieurs essais in situ cette campagne comprend :

04 sondages carottés SC01, SC02, SC03, SC04, réalisés jusqu'à 25m de profondeur, les échantillons prélevés à différentes profondeurs ont été utilisés dans les différents essais de laboratoire pour la détermination des caractéristiques mécaniques et physiques du sol.

- ❖ 04 sondages préssiométriques standard PMT noté avec essai chaque 1.50m.
- ❖ 03 sondages carottés à 15m de profondeur avec prélèvement d'échantillons intacts et remaniés.
- ❖ 04 essais de pénétration statique (CPT).

Pose des trois piézomètres à l'endroit des sondages SC04, SC6 et SC7.

### III.2.2. Coupe lithologique :

Sept (07) sondages carottés de 20 m et de 15 m de profondeur, ont été exécutés sur le site, de manière à connaître la nature lithologique des différentes formations constituant les sous-sols. Les sept sondages réalisés ont mis en évidence la succession des couches suivantes :

#### Au niveau du sondage SC01/ (R1)

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ, d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 6.00m

de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à 25.00m de profondeur marquée par un passage de sable Marneux de 0.50m d'épaisseur entre 9.50m à 10.00m.

**Au niveau du sondage SC02/(R2)**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 6.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 25.00m de profondeur.

**Au niveau du sondage SC03/(R3)**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 10.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 25.00m de profondeur, marquée un passage de sable Marneux de 13.70m à 13.90 de profondeur.

**Au niveau du sondage SC04/(R4)**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 7.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre de 1.00m d'épaisseur, Surmontant une couche de Marne brunâtre Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 15.00m de profondeur .

**Au niveau du sondage SC05/(R5)**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 7.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 25.00m de profondeur, marquée un passage de sable Marneux de 15.90m à 16.00m de profondeur.

**Au niveau du sondage SC06/(R6)**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 9.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à 14.00m de

profondeur, Surmontant une couche de sable Marneux brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 15.00m de profondeur.

**Au niveau du sondage SC07**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage carotté, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 6.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de sable Marneux brunâtre à Noyaux grisâtre de 3.00m d'épaisseur, Surmontant une couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 15.00m de profondeur.

**III.2.2.1. À Partir des sondages préssiométriques (SP) :****Au niveau du sondage Sp01/(R1) :**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage préssiométrique, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 6.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 20.00m de profondeur.(Voir détail en annexe A).

**Au niveau du sondage Sp02/(R2) :**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage préssiométrique, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ, d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 6.00m de profondeur suivie, d'une autre couche de Marne brunâtre à Noyaux grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 20.00m de profondeur.

**Au niveau du sondage Sp03/(R3) :**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage préssiométrique, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 10.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 20.00m de profondeur.

**Au niveau du sondage Sp04/(R5) :**

La coupe lithologique établie lors de l'exécution du sondage préssiométrique, montre que le terrain est constitué essentiellement après une couverture végétale de 0.50m d'épaisseur environ , d'une couche d'argile Marneuse brunâtre à marron avec présence des taches blanchâtres jusqu'à 7.00m de profondeur suivie , d'une autre couche de Marne brunâtre à grisâtre jusqu'à la fin de sondage de 20.00m de profondeur.

**Au niveau de (R01) : comprend (SP N° :01)**

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite PL en (Bars)	E/PL
1.50	30.02	6.00	5.00
3.00	40.93	8.00	5.12
4.50	66.01	8.00	5.28
6.00	85.15	10.00	8.52
7.50	89.51	10.00	8.95
9.00	146.71	12.00	12.23
10.50	126.30	6.00	54.60
12.00	20.25	1.58	12.82

**N.B** : nous signalons la présence de la nappe phréatique à 12.00 m de profondeur.

*III.1.1. Tableau REGROUPENT LES RESULTAS DU SONDAGE PRESSIOMETRIRIQUE*

### Au niveau de (R02) : comprend (SP N° :02)

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite Pl en (Bars)	E/Pl
1.50	28.05	4.00	7.01
3.00	38.77	8.00	4.85
4.50	53.82	8.00	6.73
6.00	132.34	12.00	11.03
7.50	143.55	12.00	11.96
9.00	90.07	8.00	11.26
10.50	28.81	6.00	4.80
12.00	26.20	6.00	4.37
14.00	19.38	1.60	12.11

**N.B** : nous signalons la présence de la nappe phréatique à 14.00 m de profondeur.

*Tableau III.1.2. REGROUPENT LES RESULTAS DU SONDAGE PRESSIOMETRIQUE*

### Au niveau de (R03) : comprend (SP N° :03)

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite Pl en (Bars)	E/Pl
1.50	42.26	6.00	7.04
3.00	26.78	6.00	4.46
4.50	35.30	6.00	5.88
6.00	53.37	8.00	6.67
7.50	139.97	12.00	11.66
9.00	136.69	12.00	11.39
10.50	52.92	8.00	6.62
12.00	40.94	6.00	6.82
13.50	19.38	1.60	12.11

**N.B** : nous signalons la présence de la nappe phréatique à 13.50 m de profondeur.

Tableau III.1.3. REGROUPENT LES RESULTAS DU SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

Au niveau de (R05) : comprend (SP N° :04) :

Prof (m)	Module de déformation E en (Bars)	Pression limite P1 en (Bars)	E/P1
1.50	42.26	6.00	7.04
3.00	26.78	6.00	4.46
4.50	35.30	6.00	5.88
6.00	53.37	8.00	6.67
7.50	139.97	12.00	11.66
9.00	136.69	12.00	11.39
10.50	52.92	8.00	6.62
12.00	40.94	6.00	6.82
13.50	19.38	1.60	12.11

**N.B** : nous signalons la présence de la nappe phréatique à 12.00 m de profondeur.

Tableau III.1.4. REGROUPENT LES RESULTAS DU SONDAGE PRESSIOMETRIQUE

### III.2.2.2. Interprétation du piézomètre :

Le suivie des trois piézomètres nous a permis d'enregistrer les lectures piézométriques et qui sont représentées dans le tableau suivant :

N° Sondages Piézométriques	Etat des piézomètres	Lecture (m)	Date
R04	Bon	5.99	30/03/2014
		6.04	09/04/2014
		6.09	16/04/2014
		6.20	08/06/2014
R06	Bon	5.80	30/03/2014
		6.00	09/04/2014
		6.10	16/04/2014
		6.00	08/06/2014
R07	Bon	5.67	30/03/2014
		5.27	09/04/2014
		5.37	16/04/2014

		5.40	08/06/2014
--	--	------	------------

Tableau III.1.5 REGROUPENT LES RESULTAS des piézomètres

D'après RPA99 version 2003 et selon les valeurs de Résistance de pointe  $q_c$  entre 1.5(Mpa) et 15(Mpa) le site qui peut supporter le projet est classé dans la catégorie S3 (site meuble) caractérisé par des argiles moyennement raide.

### III.3.1.Essais de laboratoire :

Les échantillons prélevés ont subi des essais physiques et mécaniques au laboratoire. Les mesures des paramètres physiques permettent d'identifier la nature du sol.

#### a) Paramètre physique $d$ , $h$ , $S_r$ , $W$ :

Les valeurs des densités expriment la densification des grains de la matrice et caractérisent la compacité du matériau. Les valeurs obtenues se situent entre 16.6 et 19.9 KN/m<sup>3</sup>.

- La teneur en eau naturel (W%) exprime le pourcentage d'eau dans le sol étudié, les valeurs obtenues varient autour de 9.27 à 20.76%

- Le degré de saturation ( $S_r$ %) caractérise le pourcentage des vides susceptible d'être occupé par l'eau, les valeurs obtenues s'étalent de 61 à 99%

- Les valeurs obtenues par les essais physiques se résument suivant le tableau ci-après :

A partir des sondages carottés

N°SC	Profondeur (m)	W(%)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	$S_r$ (%)	Observations
SC01	0.50 – 3.00	09.27	1.93	62.59	Sol dense légèrement humide
	3.00 – 6.00	10.97	1.81	76.98	
	6.00 - 9.00	15.25	1.76	76.98	
	9.00 - 12.00	16.72	1.72	79.12	
	12.00 – 18.00	14.62	1.80	78.81	
	18.00- 25.00	13.20	1.85	77.41	
SC02	0.50 – 3.00	16.03	1.76	80.91	Sol dense légèrement humide
	3.00 – 6.00	15.55	1.82	86.67	
	6.00 – 10.00	20.03	1.66	86.18	
	10.00 – 18.00	20.76	1.70	96.18	
	18.00 – 25.00	19.50	1.73	93.75	
	0.50 – 3.00	14.02	1.79	74.33	Sol dense légèrement humide
	3.00 – 6.00	17.71	1.64	73.88	
	6.00 – 10.00	14.31	1.83	81.12	
	10.00 – 15.00	17.60	1.70	80.65	

SC03	15.00- 21.00	16.30	1.82	90.85	
	21.00-25.00	16.55	1.80	89.21	
SC04	0.50 – 3.00	20.27	1.73	97.45	Sol dense légèrement humide
	3.00 – 7.00	14.57	1.77	74.75	
	7.00 - 8.00	18.07	1.75	89.72	
	8.00 – 12.00	18.68	1.74	91.25	
	12.00- 15.00	14.71	1.80	79.29	
SC05	0.50 – 3.00	11.58	1.83	65.64	Sol dense légèrement humide
	3.00 – 7.00	14.66	1.79	77.73	
	7.00 – 12.00	15.55	1.84	89.67	
	12.00- 18.00	16.05	1.83	90.98	
	18.00-25.00	17.24	1.80	92.93	
SC06	0.50 – 6.00	12.46	1.82	61.31	Sol dense légèrement humide
	6.00 - 9.00	18.98	1.75	94.24	
	9.00 – 12.00	18.61	1.74	90.91	
	12.00 – 14.00	18.94	1.99	94.27	
	14.00-15.00	16.30	1.78	85.02	
SC07	0.50 – 3.00	11.28	1.90	72.16	Sol dense légèrement humide
	3.00 – 6.00	14.30	1.83	81.06	
	9.00 - 12.00	17.03	1.79	90.29	
	12.00- 15.00	15.04	1.82	83.83	

Tableau III.1.6. REGROUPENT LES RESULTAS des paramétré physique

Ces résultats indiquent que les sols du site sont des Sol dense légèrement humide.

### b) la granulométrie :

Les analyses granulométriques permettent de donner une idée sur la distribution des particules selon la taille des grains constituant le sol. Les courbes granulométriques montre que les matériaux constituants de différente fraction avec dominance de la fraction argile limoneuse dépassant les 50% dans certains cas.



Figure III.3.1. Granulométrie par tamisa

A partir des sondages carottés

N°SC	Profondeur (m)	< 80 $\mu$ (%)	Observations
SC01	0.50-3.00	86	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile sableuse limoneuse à limoneuse sableuse
	6.00-9.00	94	
	9.00-12.00	91	
	18.00-25.00	97	
SC02	0.50-3.00	91	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse légèrement sableuse
	6.00-10.00	92	
	10.00-18.00	100	
	18.00-25.00	100	
SC03	0.50 - 3.00	90	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse peu sableuse
	3.00-6.00	96	
	10.00 - 15.00	98	
	21.00 - 25.00	96	
SC04	0.50 - 3.00	92	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse légèrement sableuse à peu sableuse
	7.00 - 8.00	57	
	8.00 - 12.00	100	
	12.00 - 15.00	100	
SC05	0.50 - 3.00	93	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse légèrement sableuse
	3.00 - 7.00	95	
	7.00 - 12.00	100	
	18.00 -25.00	96	
SC06	0.50 - 6.00	92	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse légèrement sableuse
	6.00 - 9.00	96	
	9.00 - 12.00	99	
SC07	0.50 - 3.00	92	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse sableuse à légèrement sableuse
	3.00 - 6.00	100	
	6.00 - 9.00	72	
	9.00 - 12.00	100	
	12.00 - 15.00	79	

Tableau III.1.7. REGROUPENT LES RESULTAS de la granulométrie a partirez des sondages carotté

A partir des sondages préssiométriques

N°SP	Profondeur (m)	< 80 $\mu$ (%)	Observations
SP01	0.50 – 4.00	92	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse légèrement sableuse à peu sableuse.
	4.00 – 10.00	100	
	10.00 – 12.00	100	
SP02	0.50 – 4.00	94	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse légèrement sableuse à peu sableuse.
	6.00 – 12.00	100	
	12.00 – 20.00	100	
SP03	0.50 – 4.00	97	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse peu sableuse.
	4.00 - 8.00	100	
	8.00 - 13.50	100	
SP04	0.50 – 4.00	94	Granulométries étalées constitués essentiellement d'argile limoneuse peu sableuse
	8.00 – 12.00	96	
	12.00 - 20.00	94	

Tableau III.1.8 REGROUPENT LES RESULTAS de la granulométrie a partirez des sondages préssiométrique

Ces résultats indiquent que les sols du site sont constitués essentiellement par des argile limoneuse peu sableuse.

### c) Limites d'Atterberg :

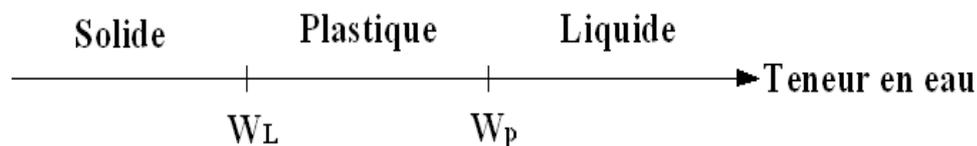




Figure III.3.2. Essai de limite d'Atterberg

Les limites d'Atterberg permettent de donner un aperçu sur la consistance du sol.

> Limite de liquidité (WL%) > Limite de plasticité (WP%) > Limite de retrait

Les résultats obtenus à partir des essais de limites d'Atterberg peuvent se résumer dans les tableaux ci-dessous :

A partir des sondages carottés

N°SC	Profondeur (m)	WL(%)	WP(%)	IP(%)	Observations
SC01	0.50 – 3.00	51.46	26.24	25.22	Catégorie des argiles très plastiques sur toute la profondeur
	3.00 – 6.00	52.58	25.73	26.85	
	6.00 - 9.00	53.68	26.83	26.85	
	9.00 - 12.00	60.53	30.88	29.65	
	18.00 – 25.00	63.17	31.41	31.76	
SC02	0.50 – 3.00	53.02	26.14	26.88	Catégorie des argiles très plastiques sur toute la profondeur
	3.00 – 6.00	51.42	25.7	25.72	
	10.00 – 18.00	60.72	30.85	29.87	
SC03	0.50 – 3.00	54.59	27.13	27.46	Catégorie des argiles très plastiques à peu plastiques
	6.00 - 10.00	55.53	27.65	27.88	
	10.00 – 15.00	44.63	22.77	21.86	
	15.00 – 21.00	54.78	27.61	27.17	
SC04	0.50 – 3.00	55.04	27.56	27.48	Catégorie des argiles très plastiques à peu plastiques en profondeur
	3.00 – 7.00	55.55	27.51	28.04	
	7.00 - 8.00	27.77	13.78	13.90	
	8.00 – 12.00	58.61	29.08	29.53	
SC05	0.50 – 3.00	52.48	27.34	26.14	Catégorie des argiles très
	7.00 – 12.00	54.4	27.3	27.1	

	12.00 – 18.00	57.45	28.71	28.74	plastiques en profondeur
SC06	6.00 – 9.00	50.79	275.41	25.38	Catégorie des argiles très plastiques à peu plastiques en profondeur
	9.00 - 12.00	53.7	26.04	27.66	
	12.00 – 14.00	46.48	23.42	23.06	
	14.00 – 15.00	32.5	16.83	15.67	
SC07	0.50 – 3.00	58.26	29.58	28.68	Catégorie des argiles très plastiques à peu plastiques
	6.00 – 9.00	38.31	19.0	19.31	
	9.00 - 12.00	54.26	27.11	27.15	

Tableau III.1.9. REGROUPENT LES RESULTAS des limité d'Atterberg a partirez des sondages carotté.

A partir des sondages préssiométriques

N°SP	Profondeur (m)	WL(%)	WP(%)	IP(%)	Observations
SP01	0.50 – 4.00	52.55	26.2	26.35	Catégorie des argiles très plastiques
	12.00 – 20.00	57.07	28.57	28.5	
SP02	4.50 – 6.00	63.28	32.28	30.9	Catégorie des argiles très plastiques
	6.00 – 12.00	57.56	28.24	29.12	
SP03	0.50 – 3.00	60.43	30.78	29.65	Catégorie des argiles très plastiques
	13.50 - 20.00	56.49	28.33	28.16	
SP04	4.00 – 8.00	57.75	30.3	27.45	Catégorie des argiles peu plastiques à très plastiques

Tableau III.1.10. REGROUPENT LES RESULTAS des limité d'Atterberg a partir des sondagespréssiométrique

En vue de ces résultats, Les valeurs de limites de liquidité WL, et de l'indice de plasticité Ip reportées sur le diagramme de Casagrande indiquent que notre argile est une argile très plastique.

### III.3.2. Caractéristiques mécaniques :

#### a) essais de cisaillement à la boîte :

Lorsque le sol subit des charges de la part d'un ouvrage, il risque de se rompre par cisaillement et d'engendrer de graves catastrophes. Pour éviter ceci, il est nécessaire d'étudier la résistance du sol au cisaillement et d'en déduire ses caractéristiques mécaniques permettant de calculer en particulier sa capacité portante, c'est-à-dire la pression maximale que ce sol peut supporter sans se rompre.



Figure III.3.2. Essai de cisaillement à la boîte

Un des essais utilisés pour calculer ces caractéristiques est l'essai de cisaillement à la boîte (appelé aussi essai de cisaillement rectiligne ou essai de cisaillement direct).

Les essais de cisaillement non consolidé, non drainé à la boîte de Casagrande (essais UU) ont donné les caractéristiques insérés dans le tableau

N°SC	Profondeur(m)	$\phi$ (°)	C (bars)
SC01	0.50-3.00	16	0.26
	3.00-6.00	14	0.29
	6.00-9.00	14	0.32
	9.00-12.00	10	0.35
	12.00-18.00	10	0.35
	18.00-25.00	10	0.35
SC02	0.50-3.00	15	0.30
	3.00-6.00	13	0.30
	6.00-10.00	14	0.30
	10.00-18.00	13	0.35
	18.00-25.00	13	0.35
SC03	0.50 – 3.00	15	0.29
	3.00-6.00	14	0.30
	6.00 – 10.00	13	0.30
	10.00 – 15.00	12	0.34
	15.00- 21.00	13	0.33
	21.00-25.00	11	0.35
SC04	0.50 – 3.00	13	0.30
	3.00 - 7.00	12	0.30
	8.00 – 12.00	9	0.35
	0.50 – 3.00	12	0.29

SC05	3.00 – 7.00	14	0.29
	7.00 – 12.00	10	0.35
	18.00 -25.00	10	0.35
SC06	0.50 – 6.00	13	0.29
	6.00-9.00	11	0.30
SC07	0.50 – 3.00	14	0.26
	3.00- 6.00	14	0.28

Tableau III.2.1 REGROUPENT LES RESULTAS des essais de cisaillement (essais.UU).

Les valeurs de C et de  $\varphi$  seront exploitées pour calculer la portance du sol à partir des essais de laboratoire. Dans notre cas, nous avons réalisé des essais de cisaillement de type nom consolidé nom drainé (UU).

### b) Essai de la compressibilité à l'odomètre :

Les sols sous-consolidés sont généralement inconstructibles, car ils sont très compressibles et continuent de se déformer même en l'absence de surcharges. Les sols normalement consolidés sont compressibles lorsqu'ils sont chargés leur compressibilité est d'autant plus importante que le coefficient de compressibilité  $C_c$  est élevé.

On peut donner les appréciations suivantes :

$C_c < 0,020$  sol incompressible.

$0,020 < C_c < 0,050$  sol très peu compressible.

$0,050 < C_c < 0,100$  sol peu compressible.

$0,100 < C_c < 0,200$  sol moyennement compressible.

$0,200 < C_c < 0,300$  sol assez fortement compressible.

$0,300 < C_c < 0,500$  sol très compressible.

$C_c > 0,500$  sol extrêmement compressible.

Un des essais les plus importants réalisés en mécanique des sols est l'essai de compressibilité à l'oedomètre



Figure III.3.2. Essais à l'odomètre.

Il permet d'étudier la compressibilité du sol et d'en déduire certaines caractéristiques pour évaluer l'amplitude des tassements des ouvrages construits sur ce sol. Les valeurs du coefficient de compressibilité et la pression de gonflement libre sont données par le tableau suivant :

N°SC	Profondeur (m)	Cc (%)	Pc bars	Cg (%)	P <sub>g</sub> (bars)	Observations
SC01	3.00-6.00	21.98	1.70	5.99	0.62	Sol assez fortement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible
	6.00-9.00	16.99	1.28	4.56	0.14	
	9.00-12.00	15.66	1.50	5.99	0.54	
	12.00-18.00	-	-	-	0.54	
	18.00-25.00	18.65	1.89	3.45	0.53	
SC02	3.00-6.00	17.32	1.68	1.69	0.45	Sol moyennement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible
	6.00 – 10.00	15.66	0.88	5.08	0.29	
	10.00-18.00	15.66	0.88	5.08	0.29	
	18.00-25.00	18.65	1.01	5.08	0.98	
SC03	3.00-6.00	18.32	0.67	3.32	0.77	Sol moyennement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible
	6.00-10.00	14.99	1.15	5.21	0.77	
	10.00-15.00	-	-	-	0.74	
	15.00-21.00	13.99	1.63	5.21	0.87	
	21.00-25.00	12.32	1.73	4.30	1.23	
	3.00-7.00	18.65	1.32	5.80	0.46	Sol moyennement compressible,
	7.00-8.00	5.66	0.11	1.95	0.46	

SC04	8.00-12.00	15.32	1.50	4.56	0.46	ayant un pouvoir gonflant faible
	12.00 – 15.00	17.32	1.91	1.82	0.39	
SC05	3.00-7.00	16.99	1.49	6.19	-	Sol moyennement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible
	7.00-12.00	12.32	1.19	6.17	0.84	
	12.00-15.00	12.66	1.83	2.80	-	
	18.00-25.00	14.32	1.56	6.45	0.53	
	9.00-12.00	11.33	0.84	4.17	-	
	12.00-15.00	13.32	1.10	5.99	0.71	
SC06	9.00-12.00	11.33	0.84	4.17	-	Sol moyennement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible
	12.00-14.00	13.32	1.10	-	-	
SC07	3.00 – 7.00	11.66	1.21	-	-	Sol moyennement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible
	9.00-12.00	14.32	1.73	-	-	

Tableau III.2.2 REGROUPENT LES RESULTAS des essais de la compressibilité à l'odomètre

Ces échantillons de sol indiquant que notre sol est un Sol moyennement compressible, ayant un pouvoir gonflant faible.

### III.3.2.3. Analyse chimique du sol :

Les échantillons prélevés ont subi des analyses chimiques au laboratoire, afin de déterminer leurs agressivités, selon la norme FP 18011 du 06/92. « Béton classification des environnements agressifs », le sol analysé présente une agressivité dans l'ensemble forte d'où il est nécessaire de prendre quelques précautions pour la confection de l'infrastructure

A partir des sondages carottés

Résultats exprimés % de poids				
SC	Profondeur (m)	Sulfates SO <sub>4</sub> <sup>--</sup>	Carbonates CaCo <sub>3</sub>	Chlorures Cl – « Solubles dans l'eau »
SC01	0.50-3.0	Traces	27.60	00.31
	3.00-6.00	02.33	24.60	00.28
	6.00-9.00	N-D	42.40	N-D
	9.00-12.00	N-D	41.20	N-D
	12.00-18.00	N-D	24.40	N-D
	18.00-25.00	N-D	31.20	N-D
SC02	0.50-3.00	02.76	22.80	00.21
	3.00-6.00	00.63	24.20	00.28
	6.00-10.00	N-D	32.00	N-D
	10.00-18.00	N-D	31.80	N-D

	18.00-25.00	N-D	32.00	N-D
SC03	0.50-3.00	02.47	23.60	00.28
	3.00-6.00	00.36	30.20	00.24
	6.00-10.00	N-D	24.00	N-D
	10.0-15.00	N-D	33.00	N-D
	15.00-21.00	N-D	27.40	N-D
	21.00-25.00	N-D	28.20	N-D
SC04	0.50-3.00	01.09	26.80	00.21
	3.00-7.00	Traces	24.40	00.21
	7.00-8.00	N-D	34.60	N-D
	8.00-12.00	N-D	35.80	N-D
	12.00-15.00	N-D	32.60	N-D
SC05	0.50-3.00	00.55	30.60	00.24
	3.00-7.00	00.72	29.20	00.24
	7.00-12.00	N-D	35.00	N-D
	12.00-18.00	N-D	28.60	N-D
	18.00-25.00	N-D	38.00	N-D
SC06	0.50-6.00	Traces	24.40	00.28
	6.00-9.00	N-D	28.80	N-D
	9.00-12.00	N-D	36.80	N-D
	12.00-14.00	N-D	25.20	N-D
	14.00-15.00	N-D	34.60	N-D
SC07	0.50-3.00	Traces	25.00	00.17
	3.00-6.00	Traces	25.80	00.17
	6.00-9.00	N-D	31.40	N-D
	9.00-12.00	N-D	35.00	N-D
	12.00-15.00	N-D	33.60	N-D

Tableau III.2.2 REGROUPENT LES RESULTAS des essais chimique a partire des sondages carotté

Selon la norme NF P18-011 du 06/92 notre sol est classé agressif fort a moyen.

A partir des sondages préssiométrique

Résultats exprimés % de poids				
SP	Profondeur (m)	Sulfates SO4--	Carbonates CaCo3	Chlorures Cl – « Solubles dans l'eau »
	0.50-4.0	02.17	26.00	00.28
	4.00-10.00	01.00	26.60	00.31

SP01	1.00-12.00	N-D	29.60	N-D
	12.00-20.00	N-D	36.00	N-D
SP02	0.50-4.00	01.12	42.60	00.28
	4.00-6.00	00.89	28.20	00.17
	6.00-12.00	N-D	36.80	N-D
	12.00-20.00	N-D	32.60	N-D
SP03	0.50-4.00	01.16	35.60	00.28
	4.00-8.00	00.16	23.80	00.31
	8.00-13.50	N-D	36.40	N-D
	13.50-20.00	N-D	24.60	N-D
SP04	0.50-4.00	00.85	32.40	00.21
	4.00-8.00	00.79	25.80	00.28
	8.00-12.00	N-D	27.60	N-D
	12.00-20.00	N-D	28.00	N-D

Tableau III.2.3 REGROUPENT LES RESULTAS des essaischimique a partirez des sondages prèssiométrique

Le pourcentage des sulfates varie entre 0.55% et 2.47% Selon la norme NF P18-011 du 06/9

Notre sol a une agrésivité de fort a moyen.

### III.4.Conclusion :

Le terrain objet de l'étude destinée à la réalisation d'un Silo Métallique de capacité 20 000t à R'MILA- Wilaya de Khenchela.

L'investigation in-situ par sondages carottés et sondage pressiométriques ont mis en évidence, un sol formé essentiellement sous une couverture végétale de 0,50m d'épaisseur ; des couches d'argiles marneuses reposant sur des marnes en profondeurs.

Les conditions de sécurité vis-à-vis du poinçonnement sont vérifiées.

L'agressivité vis-à-vis du béton est moyenne à très forte

❖ L'analyse des essais in situ nous permet de faire ressortir ce qui suit :  
D'après les diagrammes des pénétromètres statiques : le sol résistant et frottant.

D'après les essais pressiométriques : Le sol en place possède des bons paramètres pressiométrique.

Nous signalons que le niveau d'eau se trouve à 13,00m de profondeur environ, selon les sondages pressiométrique (essais destructif), c'est un cas d'une nappe captive de l'eau qui est surmontée par une formation meuble ou les charges hydrauliques qu'elle contient sont supérieures au toit de la nappe de l'eau remontée jusqu'à la surface (cas de forage).

D'après le DTR- BC-2.48 (RPA99 version 2003), le site est classé dans la catégorie S3 (site meuble) (d'après les caractéristiques pressiométrique et statiques qui sont les plus défavorables)

Les caractéristiques obtenues grâce aux essais de laboratoire indiquent un sol dense légèrement humide plastique à très plastique moyennement compressible et gonflant.

### IV. ETUDE DE FONDATIONS

#### Introduction :

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. Pour cela, le sol de fondation doit pouvoir supporter la charge de la structure en assurant de respecter le seuil limite des tassements admissibles. Lorsque le terrain résistant se trouve à une faible profondeur, on est en présence de fondations superficielles.

Le recours aux fondations profondes n'est engagé que si les fondations superficielles ne sont pas en mesure de résister à la charge des ouvrages.

Dans ce chapitre, nous proposons de développer cette démarche de calcul des fondations adaptées au projet étudié.

#### IV.1. Evaluation du risque de liquéfaction :

Afin

d'évaluer le risque de liquéfaction d'un site donné, il est nécessaire de suivre les étapes résumées sur l'organigramme suivant :

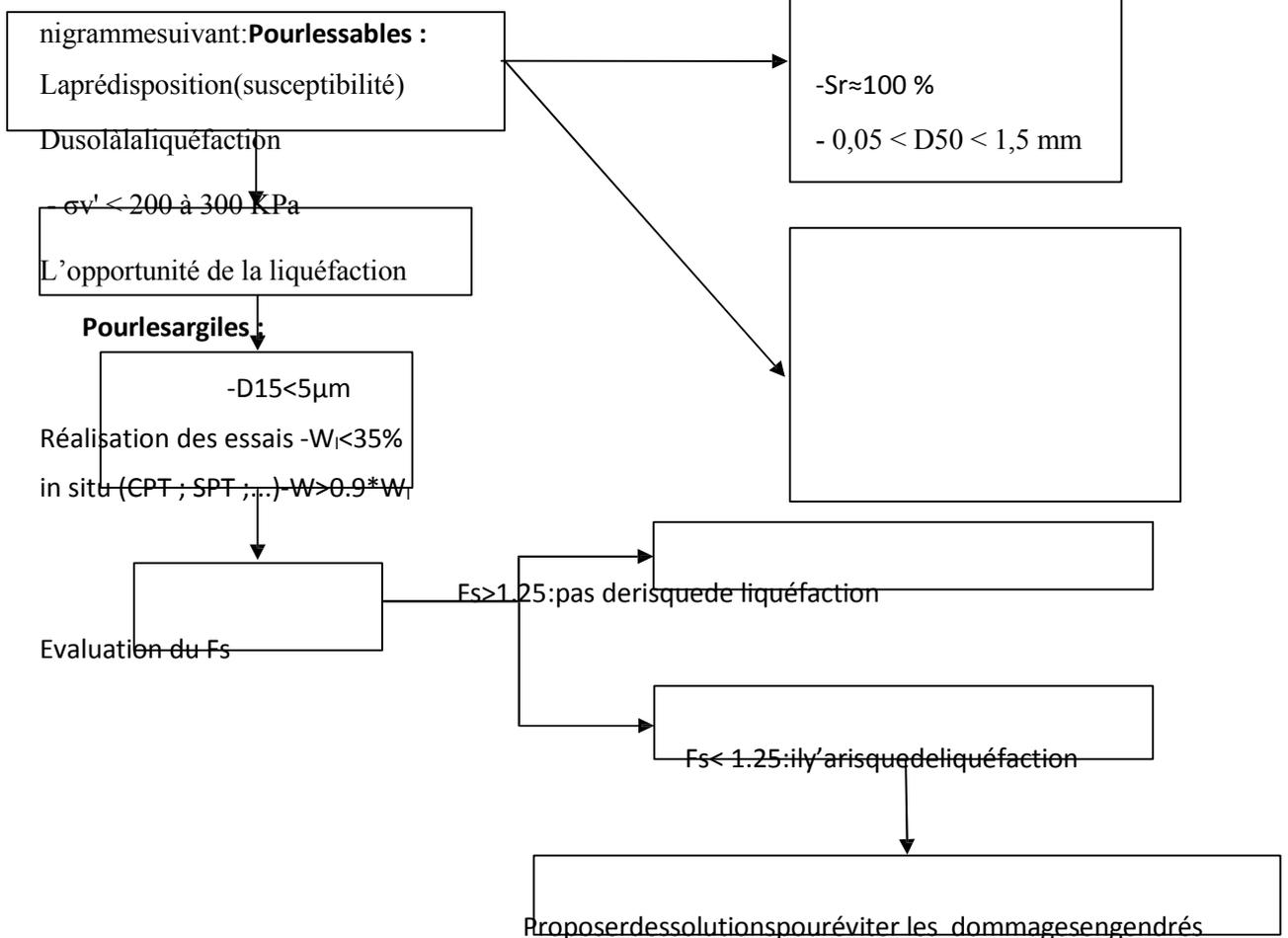


Figure IV.1: Organigramme pour l'évaluation du risque de liquéfaction

Tableau V.1: Tableau de vérification des conditions de prédisposition de la liquéfaction

N° sondage	Sr 100%	D <sub>15</sub> < 5 μm	W <sub>1</sub> < 35%	W > 0.9 * W <sub>1</sub>	Risque de liquéfaction
4	Oui	Non	Non	Non	Non
5	Oui	Non	Non	Non	Non
6	Oui	Non	Non	Non	Non
7	Oui	Non	Non	Non	Non

### IV.2.1 Etude de l'homogénéité du sol:

L'étude de l'homogénéité du sol se fait vis-à-vis des caractéristiques physiques et mécaniques du sol, nous allons étudier l'homogénéité du **sol des blocs administratifs**.

### IV.3.1 Caractéristiques mécaniques C et φ:

#### ❖ Couches N°1

L'angle de frottement φ:

$$\varphi_m = \frac{\varphi_i}{n} = 13.5$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(\varphi_i - \varphi_m)^2}{n-1}} = 1.08$$

$$\text{Le coefficient de variation : } C_v = \frac{SD}{\varphi_m} \rightarrow C_v = \frac{1.08}{13.5} = 0.08 \rightarrow C_v = 8\%$$

$C_v < \varepsilon = 10\%$ , donc le sol est homogène vis-à-vis de l'angle de frottement φ.

**La cohésion C:**

$$C_m = \frac{\sum C_i}{n} = 29 \text{ KPa}$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(C_i - C_m)^2}{n-1}} = 1.49 \text{ KPa}$$

$$\text{Le coefficient de variation : } C_v = \frac{SD}{C_m} \rightarrow C_v = \frac{1.45}{29} = 0.050 \rightarrow C_v = 5\%$$

$C_v < \varepsilon = 10\%$ , donc le sol est homogène vis-à-vis de la cohésion C.

#### ❖ Couches N°2

L'angle de frottement φ:

$$\varphi_m = \frac{\varphi_i}{n} = 11$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(\varphi_i - \varphi_m)^2}{n-1}} = 2.86$$

Le coefficient de variation :  $C_v = \frac{SD}{\varphi_m} \rightarrow C_v = \frac{2.86}{11} = 0.26 \rightarrow C_v = 26\%$

$C_v > \varepsilon = 10\%$ , donc le sol n'est pas homogène vis-à-vis de l'angle de frottement  $\varphi$ .

**Lacohésion C:**

$$C_m = \frac{\sum C_i}{n} = 34.8 \text{ KPa}$$

$$SD = \sqrt{\frac{\sum(C_i - C_m)^2}{n-1}} = 0.5 \text{ KPa}$$

Le coefficient de variation :  $C_v = \frac{SD}{C_m} \rightarrow C_v = \frac{0.5}{34.8} = 0.0196 \rightarrow C_v = 1.96\%$

$C_v < \varepsilon = 10\%$ , donc le sol est homogène vis-à-vis de la cohésion C

### IV.3.2 Les caractéristiques physiques $\gamma_d, \gamma_h$ , et $\gamma'$ :

#### ❖ Couches N°1

$$\gamma_d = \frac{\sum \gamma_d}{n} = \frac{18.7+17.9+17.53+17.75+18.1+17.85+18.6}{7} \rightarrow \gamma_d = 18.06 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_d * \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) = 18.06 * \left(1 - \frac{10}{27}\right) \rightarrow \gamma' = 11.33 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d * \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) + \gamma_w = 21.33 \text{ KN/m}^3$$

#### ❖ Couches N°2

$$\gamma_d = \frac{\sum \gamma_d}{n} = \frac{17.82+16.97+17.7+17.7+18.2+18.86+18.05}{7} \rightarrow \gamma_d = 17.9 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma' = \gamma_d * \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) = 17.9 * \left(1 - \frac{10}{27}\right) \rightarrow \gamma' = 11.27 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d * \left(1 - \frac{\gamma_w}{\gamma_s}\right) + \gamma_w = 21.27 \text{ KN/m}^3$$

### IV.4. Dimensionnement des fondations à partir des essais in situ :

Après avoir défini dans le chapitre précédant les caractéristiques physiques et mécaniques des principales couches du sol, on va procéder dans ce qui suit au dimensionnement des fondations de l'ouvrage, vis-à-vis de la capacité portante et du tassement, en se basant sur les résultats des essais in situ.

#### IV.4.1. Fondations superficielles :

$$q_{\text{ouvr}} = \frac{N}{B \times L} + \gamma_{\text{béton}} * D \quad \text{avec } \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$q_{\text{ouvr}} = \frac{16700}{2 \times 34.5} + 25 * 3 = 317 \text{ Kpa}$$

La Zone utile :  $[D ; D+3B/2]$  [3 ; 6]

$$q_l = K_p \cdot P_{l_e}^* + q_0$$

$q_l$ : Pression vertical ultime supportée par le sol sous la fondation (capacité portante).

$K_p$ : facteur de portance préssiométrique en fonction de (B.L.D).

$$K_p = K_p^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) + K_p^1 * \frac{B}{L}$$

$P_{e}^*$ : pression limite équivalente nette.

$P_{e}^* = \frac{\sum P_{i}^*}{N}$ : nombre de point dans l'intervale

$$P_{i}^*(z) = P_{i}(z) - P_{0}(z)$$

$P_{i}^*$ : pression limite nette.  $P_{i}$ : module préssiométrique

$P_{0}$ : pression horizontal initial à la profondeur Z.

Pour les sables:  $P_{0}(z) = K_0 * \sigma'_{v0} = K_0 * \gamma' * Z$

Pour les marnes au bien l'argile:  $P_{0}(z) = (K_0 * \sigma'_{v0} + U) = K_0 * \gamma_{sat} * Z$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_0 = 0.5 \text{ pour Sable} \\ K_0 = 1 \text{ pour Marne, Argile} \end{array} \right.$$

$q_0$ : pression vertical due aux poids des terres

$$q_0 = \sigma_{v0} * D$$

### IV.4.2.semelle filante :

#### IV.4 .2.1 à partir de l'essai PMT :

##### ❖ Sondage N° 01

On prend  $B=2$  m ;  $L=34.5$  m ;  $D= 3$  m

$$*P_{1 \min}^* = 702 * 1.5 = 1053 \text{ Kpa}$$

La zone utile [3 ; 6]

On remplace les valeurs de  $P_{i}^*$  les plus grande que  $1.5 * P_{1 \min}^*$

$$P_{e}^* = 759.2 \text{ Kpa}$$

$$q_0 = 21.77 * 3 = 65.31 \text{ Kpa}$$

$$D/B = 1.5$$

$$K_p^1 = 1.1 ; K_p^0 = 1$$

$$K_p = K_p^1 * 5(B/L) + K_p^0 * 5(1 - B/L)$$

$$K_p = 1.005$$

$$q_l = 1.005 * 759.2 + 65.31 = 828.3 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 828.3 / 2 = 414.15 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 65.31 + 5(828.3 - 65.31) / 3 = 319.6 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm}/2 = 319.6/2 = 159.8 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée.

### ❖ Sondage N° 02

$$*P_{l \min}^* = 704.51 * 1.5 = 1056.8 \text{ Kpa}$$

$$Pl_e^* = 816.5 \text{ Kpa}$$

$$q_0 = 21.22 * 3 = 63.7 \text{ Kpa}$$

$$K_p = 1.005$$

$$q_l = 1.005 * 816.5 + 63.7 = 884.3 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 884.3 / 2 = 442.15 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 63.7 + (884.3 - 63.7) / 3 = 337.2 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm}/2 = 337.2/2 = 168.6 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée.

### ❖ Sondage N° 03

$$*P_{l \min}^* = 503.75 * 1.5 = 755.6 \text{ Kpa}$$

$$Pl_e^* = 560.90 \text{ Kpa}$$

$$q_0 = 21.04 * 3 = 64.2 \text{ Kpa}$$

$$K_p = 1.005$$

$$q_l = 1.005 * 560.9 + 64.2 = 627.9 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 627.9 / 2 = 313.9 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 64.2 + (627.9 - 64.2) / 3 = 252.1 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm}/2 = 252.1/2 = 126 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée.

### ❖ Sondage N° 04

$$*P_{l \min}^* = 505.3 * 1.5 = 758 \text{ Kpa}$$

$$Pl_e^* = 660.2 \text{ Kpa}$$

$$q_0 = 21.4 * 3 = 63.1 \text{ Kpa}$$

$$K_p = 1.005$$

$$q_l = 1.005 * 660.2 + 63.1 = 726.6 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 726.6 / 2 = 363.3 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 63.1 + (726.6 - 63.1) / 3 = 284.3 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 284.3 / 142.1 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc ladonc la capacité portante du sol n'est pas vérifier.

### IV.4.2.2 à partir de l'essai CPT :

La Zone utile :  $[D ; D + 3B/2]$  [3 ; 6]

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0$$

$q_l$ : Pression verticale ultime supportée par le sol sous la fondation (capacité portante)

$K_p$ : facteur de portance pénétrométrique en fonction de (B.L.D)

$$K_c = K_c^0 \left(1 - \frac{B}{L}\right) + K_c^1 * \frac{B}{L}$$

$q_{ce}^*$ : pression limite équivalente.

$$q_{cmoy}^* = \frac{\sum q_{ci}^*}{N} N: \text{ nombre de point dans l'intervalle}$$

$$q_{ce}^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z)$$

$$\sigma_{v0}(z) = \gamma_{sat} Xz$$

$$D/B = 1.5$$

$$K_c^1 = 0.45 ; K_c^0 = 0.337$$

$$K_c = K_p^1 (B/L) + K_p^0 (1 - B/L)$$

$$K_c = 0.343$$

#### ❖ Sondage N° 01; CPT02 :

On prend  $B = 2 \text{ m}$  ;  $L = 34.5 \text{ m}$  ;  $D = 3 \text{ m}$

$$q_{cmoy}^* = 1824 \text{ Kpa}$$

$$1.3 q_{cmoy}^* = 2371.2 \text{ Kpa}$$

$$q_{ce}^* = 1823.6 \text{ Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0 = 0.343 * 1823.7 + 65.31 = 690.8 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 345.4 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 273.8 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 136.9 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifier.

#### ❖ Sondage N° 02 ; CPT02 :

$$q_{cmoy}^* = 5478.8 \text{ Kpa}$$

$$1.3q_{cmoy}^* = 7122.4 \text{ Kpa}$$

$$q_{ce}^* = 5478.8 \text{ Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0 = 0.343 \cdot 5478.8 + 63.7 = 1942.9 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 971.4 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 690.1 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 345 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée.

### ❖ Sondage N° 03 ; CPT03

$$q_{cmoy}^* = 2921 \text{ Kpa}$$

$$1.3q_{cmoy}^* = 3797.34 \text{ Kpa}$$

$$q_{ce}^* = 2921 \text{ Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0 = 0.343 \cdot 2921 + 64.2 = 1042.9 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 521.5 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 397.1 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 197 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée.

### ❖ Sondage N° 04 ; CPT05

$$q_{cmoy}^* = 7832 \text{ Kpa}$$

$$1.3q_{cmoy}^* = 10181.9 \text{ Kpa}$$

$$q_{ce}^* = 7832 \text{ Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0 = 0.343 \cdot 7832 + 63.1 = 2686.1 \text{ Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 1343 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 888.2 \text{ Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 444.1 \text{ Kpa}$$

$q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée.

### IV.4.3. Cas du radier :

#### IV.4.3.1. à partir de l'essai CPT :

- On prend  $B = 13\text{m}$  ;  $D = 3\text{m}$ ,  $S_{\text{radier}}=169\text{m}^2$

La Zone utile se trouve à la fin résultat étudié pour chaque essais de pénétrations statique par rapport au terrain naturel initial d'où la zone outil

$$q_{\text{ouvr}} = \frac{N}{B \times L} + \gamma_{\text{béton}} * D \quad \text{avec } \gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$q_{\text{ouvr}} = \frac{16700}{13 \times 13} + 25 * 3 = 125 \text{Kpa}$$

$$K_c = K_p^1 (B/L) + K_p^0 (1 - B/L) ; B=L$$

$$K_c = K_p^1 = 0.33$$

### ❖ Sondage N° 01 ; CPT1

$$q_{\text{cmoy}}^* = 2663.6 \text{Kpa}$$

$$1.3q_{\text{cmoy}}^* = 3462.67 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{ce}}^* = 2354.5 \text{Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{\text{ce}}^* + q_0 = 0.33 * 2354.5 + 65.3 = 842.3 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{clc}} = q_l / 2 = 421.1 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{adm}} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 324.3 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{adm}} / 2 = 162.1 \text{Kpa}$$

$q_{\text{adm}} > q_{\text{ouvr}}$  la capacité portante du sol est vérifié.

### ❖ Sondage N° 02 ; CPT02

$$q_{\text{cmoy}}^* = 6308.4 \text{Kpa}$$

$$1.3q_{\text{cmoy}}^* = 8201 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{ce}}^* = 5618 \text{Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{\text{ce}}^* + q_0 = 0.33 * 5618 + 63.7 = 1917.6 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{clc}} = q_l / 2 = 958.8 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{adm}} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 681.7 \text{Kpa}$$

$$q_{\text{adm}} / 2 = 340.8 \text{Kpa}$$

$q_{\text{adm}} > q_{\text{ouvr}}$  la capacité portante du sol est vérifié.

### ❖ Sondage N° 03 ; CPT03

$$q_{\text{cmoy}}^* = 2797.4 \text{Kpa}$$

$$1.3q_{cmoy}^* = 3636.6 \text{Kpa}$$

$$q_{ce}^* = 2738.1 \text{Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0 = 0.33 \cdot 2738.1 + 64.2 = 967.8 \text{Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 483.9 \text{Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 365.4 \text{Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 182.7 \text{Kpa}$$

$q_{adm} > q_{ouvr}$  la capacité portante du sol est vérifié.

### ❖ Sondage N° 04 ; CPT05

$$q_{cmoy}^* = 7740.4 \text{Kpa}$$

$$1.3q_{cmoy}^* = 10062.5 \text{Kpa}$$

$$q_{ce}^* = 7192 \text{Kpa}$$

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}^* + q_0 = 0.33 \cdot 7192 + 63.1 = 2436.5 \text{Kpa}$$

$$q_{clc} = q_l / 2 = 1218.23 \text{Kpa}$$

$$q_{adm} = q_0 + (q_l - q_0) / 3 = 854.2 \text{Kpa}$$

$$q_{adm} / 2 = 427.1 \text{Kpa}$$

$q_{adm} > q_{ouvr}$  la capacité portante du sol est vérifié.

## IV.5. Calcul de tassement :

### IV.5.1.A partir des essais au laboratoire :

#### ❖ A la fin de consolidation

Il s'agit d'un terrain infiniment épais, Le calcul de l'augmentation des contraintes provoquées par l'ouvrage se fait par la méthode de Newmark :

$$\Delta\sigma_v = 4I_c(q-\gamma' \cdot D),$$

$q-\gamma' \cdot D = 125 \text{kPa}$  est l'augmentation des contraintes à la base de la fondation.

Les résultats de calcul des contraintes en fonction de la profondeur récapitulés au tableau suivant.

b) Enfin de consolidation, les grains reprennent la surcharge, l'eau ayant retrouvé le régime hydrostatique, donc  $\sigma_{v'} = \sigma_{v0'} + \Delta\sigma_v$

Le terrain peut être découpé en 14 tranches, la première étant épaisse de 1.5 m.

### ❖ Sondage N° 01

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Z(m)	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
$I_\sigma$	0.998	0.988	0.964	0.926	0.875	0.815	0.751	0.688	0.626
$\Delta\sigma_v$ (kPa)	124.75	123.5	120.5	115.75	109.37	101.87	93.87	86	78.28
$\sigma_v'$	142.4	258.8	173.42	186.3	197.57	207.71	217.35	227.12	237.04
$\sigma_c'$	140	140	128	128	150	150	-	-	-

Tranche	10	11	12	13	14
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24
$I_\sigma$ %	0.568	0.515	0.467	0.424	0.385
$\Delta\sigma_v$ (kPa)	71	64.37	58.37	53	48.12
$\sigma_v'$	247.04	258.4	270.05	282.32	295.08
$\sigma_c'$	189	189	189	-	-

Tableau V.3.1. calcul de la contrainte effective en fonction de la profondeur SCI.

$e_0 = 0.467$  ;  $C_s = 0.05$  ;  $C_c = 0.22$  ;  $\sigma_c = 140$  kPa

$$s_c(4.5) = \frac{1}{1 + 0.467} (0.05 * \text{Log}(\frac{142.4}{17.64})) = 46.4 \text{ mm}$$

$$s_c(6) = \frac{1.5}{1 + 0.467} (0.05 * \text{Log}(\frac{158.8}{35.28})) = 33.4 \text{ mm}$$

$e_0 = 0.535$  ;  $C_s = 0.025$  ;  $C_c = 0.17$  ;  $\sigma_c = 128$  kPa

$$s_c(7.5) = \frac{1.5}{1 + 0.535} (0.025 * \text{Log}(\frac{128}{52.92}) + 0.17 * \text{Log}(\frac{173.42}{128})) = 31.26 \text{ mm}$$

$$s_c(9) = \frac{1.5}{1 + 0.535} (0.025 * \text{Log}(\frac{128}{70.56}) + 0.17 * \text{Log}(\frac{186.3}{128})) = 33.38 \text{ mm}$$

$e_0 = 0.559$  ;  $C_s = 0.025$  ;  $C_c = 0.15$  ;  $\sigma_c = 150$  kPa

$$s_c(10.5) = \frac{1.5}{1 + 0.559} (0.025 * \text{Log}(\frac{150}{88.2}) + 0.15 * \text{Log}(\frac{197.57}{150})) = 21.9 \text{ mm}$$

$$s_c(12) = \frac{1.5}{1 + 0.559} (0.025 * \text{Log}(\frac{150}{105.84}) + 0.15 * \text{Log}(\frac{207.71}{150})) = 23.8 \text{ mm}$$

$e_0 = 0.572$  ;  $C_c = 0.186$  ;  $\sigma_c = 189$  kPa

$$s_c(18) = \frac{1.5}{1 + 0.572} (0.015 * \text{Log}(\frac{189}{167.4}) + 0.186 * \text{Log}(\frac{247.4}{189})) = 21.1 \text{ mm}$$

$$s_c(19.5) = \frac{1.5}{1 + 0.572} (0.186 * \text{Log}(\frac{258.4}{194.04})) = 22 \text{ mm}$$

$$s_c(21) = \frac{1.5}{1 + 0.572} (0.186 * \text{Log}(\frac{270.05}{211.68})) = 18.8 \text{ mm}$$

Le tassement oédométrique final de consolidation est la somme des tassements partiels des tranchées  $s_c^{oed} = 252.04 \text{ mm}$ .

### ❖ Sondage N° 02

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Z(m)	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
I <sub>c</sub>	0.998	0.988	0.964	0.926	0.875	0.815	0.751	0.688	0.626
Δσ <sub>v</sub> (kPa)	124.75	123.5	120.5	115.75	109.37	101.87	93.87	86	78.28
σ <sub>v</sub> '	141.58	157.16	171	183.07	193.52	202.85	211.68	220.64	229.75
σ <sub>c</sub> '	168	168	88	88	137	137	137	137	137

Tranche	10	11	12	13	14
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24
I <sub>c</sub>	0.568	0.515	0.467	0.424	0.385
Δσ <sub>v</sub> (kPa)	71	64.37	58.37	53	48.12
σ <sub>v</sub> '	239.3	249.5	260.33	271.8	283.74
σ <sub>c</sub> '	101	101	101	101	101

Tableau V.3.1. calcul de la contrainte effective en fonction de la profondeur SC2.

$e_0 = 0.536$  ;  $C_s = 0.025$  ;  $C_c = 0.157$  ;  $\sigma_c = 88 \text{ kPa}$

$$s_c(6) = \frac{1.5}{1+0.636} \left( 0.025 * \text{Log}\left(\frac{88}{33.66}\right) + 0.157 * \text{Log}\left(\frac{157.16}{88}\right) \right) = 44.9 \text{ mm}$$

$$s_c(7.5) = \frac{1.5}{1+0.636} \left( 0.025 * \text{Log}\left(\frac{88}{50.5}\right) + 0.157 * \text{Log}\left(\frac{171}{88}\right) \right) = 47 \text{ mm}$$

$$s_c(9) = \frac{1.5}{1+0.636} \left( 0.025 * \text{Log}\left(\frac{88}{67.32}\right) + 0.157 * \text{Log}\left(\frac{183.07}{88}\right) \right) = 48.4 \text{ mm}$$

$e_0 = 0.557$  ;  $C_s = 0.001$  ;  $C_c = 0.15$  ;  $\sigma_c = 137 \text{ kPa}$

$$s_c(10.5) = \frac{1.5}{1+0.557} \left( 0.001 * \text{Log}\left(\frac{137}{84.15}\right) + 0.157 * \text{Log}\left(\frac{193.37}{137}\right) \right) = 22.8 \text{ mm}$$

$$s_c(12) = \frac{1.5}{1+0.557} \left( 0.001 * \text{Log}\left(\frac{137}{100.98}\right) + 0.001 * \text{Log}\left(\frac{202.85}{137}\right) \right) = 25.9 \text{ mm}$$

$$s_c(13.5) = \frac{1.5}{1+0.557} \left( 0.001 * \text{Log}\left(\frac{137}{123.5}\right) + 0.157 * \text{Log}\left(\frac{217.35}{137}\right) \right) = 30.36 \text{ mm}$$

$$s_c(15) = \frac{1.5}{1+0.557} (0.157 * \text{Log}(\frac{227.12}{123.5}) + 0.001 * \text{Log}(\frac{137}{134.64})) = 32.2mm$$

$$s_c(16.5) = \frac{1.5}{1+0.557} (0.157 * \text{Log}(\frac{229.75}{151.47})) = 23.98mm$$

$$s_c(18) = \frac{1.5}{1+0.557} (0.157 * \text{Log}(\frac{239.3}{168.3})) = 23.1mm$$

$e_0=0.581$  ;  $C_c=0.186$  ;  $\sigma_c=101$  kPa

$$s_c(19.5) = \frac{1.5}{1+0.581} (0.186 * \text{Log}(\frac{249.5}{185.13})) = 22.8mm$$

$$s_c(21) = \frac{1.5}{1+0.581} (0.186 * \text{Log}(\frac{260.33}{201.96})) = 19.4mm$$

$$s_c(22.5) = \frac{1.5}{1+0.581} (0.186 * \text{Log}(\frac{271.8}{218.8})) = 16.6mm$$

$$s_c(24) = \frac{1.5}{1+0.581} (0.186 * \text{Log}(\frac{283.74}{235.62})) = 14.2mm$$

Le tassement oedométrique final de consolidation est la somme des tassements partiels des tranchées<sup>oed</sup> $= 371.64$  mm.

### ❖ Sondage N° 03

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Z(m)	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
I <sub>c</sub>	0.998	0.988	0.964	0.926	0.875	0.815	0.751	0.688	0.626
$\Delta\sigma_v$ (kPa)	124.75	123.5	120.5	115.75	109.37	101.87	93.87	86	78.28
$\sigma_v'$	141.31	156.62	170.18	181.99	192.17	201.23	209.79	218.48	227.32
$\sigma_c'$	67	67	115	115	-	-	-	163	163

Tranche	10	11	12	13	14
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24
I <sub>c</sub>	0.568	0.515	0.467	0.424	0.385
$\Delta\sigma_v$ (kPa)	71	64.37	58.37	53	48.12
$\sigma_v'$	236.6	246.53	257.09	268.28	279.96
$\sigma_c'$	163	163	163	-	-

Tableau V.3.1. calcul de la contrainte effective en fonction de la profondeur SC3.

$e_0 = 0.575$  ;  $C_S = 0.023$  ;  $C_C = 0.183$  ;  $\sigma_c = 67$  kPa

$$s_c(4.5) = \frac{1.5}{1+0.575} (0.023 * \text{Log}(\frac{67}{16.56}) + 0.183 * \text{Log}(\frac{141.31}{67})) = 69.78 \text{ mm}$$

$$s_c(6) = \frac{1.5}{1+0.575} (0.023 * \text{Log}(\frac{67}{33.12}) + 0.183 * \text{Log}(\frac{156.62}{67})) = 70.9 \text{ mm}$$

$$s_c(7.5) = \frac{1.5}{1+0.471} (0.009 * \text{Log}(\frac{115}{49.68}) + 0.15 * \text{Log}(\frac{170.18}{115})) = 29.38 \text{ mm}$$

$$s_c(9) = \frac{1.5}{1+0.471} (0.009 * \text{Log}(\frac{115}{66.24}) + 0.15 * \text{Log}(\frac{181.99}{115})) = 32.7 \text{ mm}$$

$$s_c(15) = \frac{1.5}{1+0.569} (0.01 * \text{Log}(\frac{168}{132.48}) + 0.14 * \text{Log}(\frac{181.99}{168})) = 16.2 \text{ mm}$$

$$s_c(16.5) = \frac{1.5}{1+0.569} (0.01 * \text{Log}(\frac{168}{149.04}) + 0.14 * \text{Log}(\frac{227.32}{168})) = 18.07 \text{ mm}$$

$$s_c(18) = \frac{1.5}{1+0.569} (0.01 * \text{Log}(\frac{168}{165.6}) + 0.14 * \text{Log}(\frac{236.6}{168})) = 19.96 \text{ mm}$$

$$s_c(19.5) = \frac{1.5}{1+0.569} + 0.14 * \text{Log}(\frac{246.53}{168}) = 22.29 \text{ mm}$$

$$s_c(21) = \frac{1.5}{1+0.569} + 0.14 * \text{Log}(\frac{257.09}{168}) = 24.73 \text{ mm}$$

Le tassement oedométrique final de consolidation est la somme des tassements partiels des tranches  $s_c^{oed} = 304.01$  mm.

### Sondage N° 05

Tranche	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Z(m)	4.5	6	7.5	9	10.5	12	13.5	15	16.5
I <sub>c</sub>	0.998	0.988	0.964	0.926	0.875	0.815	0.751	0.688	0.626
Δσ <sub>v</sub> (kPa)	124.75	123.5	120.5	115.75	109.37	101.87	93.87	86	78.28
σ <sub>v</sub> '	141.85	157.7	171.8	184.15	194.87	204.47	213.57	222.8	232.18
σ <sub>c</sub> '	149	149	119	119	119	119	183	—	—

Tranche	10	11	12	13	14
Z(m)	18	19.5	21	22.5	24
I <sub>c</sub>	0.568	0.515	0.467	0.424	0.385
Δσ <sub>v</sub> (kPa)	71	64.37	58.37	53	48.12

$\sigma_v'$	242	252.47	263.57	275.3	297.52
$\sigma_c'$	156	156	156	156	156

Tableau V.3.1. calcul de la contrainte effective en fonction de la profondeur SC5.

$e_0=0.556$  ;  $C_S=0.025$  ;  $C_C=0.17$  ;  $\sigma_c=149$  kPa

$$s_c(4.5) = \frac{1.5}{1+0.575} 0.025 * \text{Log}\left(\frac{141.31}{67}\right) = 22.14\text{mm}$$

$$s_c(6) = \frac{1.5}{1+0.433} (0.025 * \text{Log}\left(\frac{149}{17.1}\right) + 0.17 * \text{Log}\left(\frac{141.85}{149}\right)) = 19.47\text{mm}$$

$e_0=0.433$  ;  $C_S=0$  ;  $C_C=0.123$  ;  $\sigma_c=119$  kPa

$$s_c(7.5) = \frac{1.5}{1+0.433} (0 * \text{Log}\left(\frac{119}{49.68}\right) + 0.123 * \text{Log}\left(\frac{171.8}{119}\right)) = 20.53\text{mm}$$

$$s_c(9) = \frac{1.5}{1+0.433} ((0 * \text{Log}\left(\frac{119}{68.4}\right) + 0.123 * \text{Log}\left(\frac{184.15}{119}\right)) = 24.4\text{mm}$$

$$s_c(10.5) = \frac{1.5}{1+0.433} ((0 * \text{Log}\left(\frac{149}{85.5}\right) + 0.123 * \text{Log}\left(\frac{194.87}{119}\right)) = 27.5\text{mm}$$

$$s_c(12) = \frac{1.5}{1+0.433} ((0 * \text{Log}\left(\frac{149}{102.6}\right) + 0.123 * \text{Log}\left(\frac{204.47}{119}\right)) = 30.26\text{mm}$$

$e_0=0.456$  ;  $C_S=0.029$  ;  $C_C=0.126$  ;  $\sigma_c=183$  kPa

$$s_c(13.5) = \frac{1.5}{1+0.456} ((0 * \text{Log}\left(\frac{183}{119.7}\right) + 0.126 * \text{Log}\left(\frac{213.58}{183}\right)) = 13.9\text{mm}$$

$$s_c(15) = \frac{1.5}{1+0.456} (0.029 * \text{Log}\left(\frac{183}{136.8}\right) + 0.126 * \text{Log}\left(\frac{222.8}{183}\right)) = 14.4\text{mm}$$

$e_0=0.478$  ;  $C_S=0$  ;  $C_C=0.14$  ;  $\sigma_c=156$  kPa

$$s_c(18) = \frac{1.5}{1+0.478} (0.14 * \text{Log}(\frac{242}{156})) = 27.09mm$$

$$s_c(19.5) = \frac{1.5}{1+0.478} (0.14 * \text{Log}(\frac{252.47}{156})) = 29.7mm$$

$$s_c(21) = \frac{1.5}{1+0.478} (0.14 * \text{Log}(\frac{263.57}{156})) = 32.36mm$$

$$s_c(22.5) = \frac{1.5}{1+0.478} (0.14 * \text{Log}(\frac{274.67}{156})) = 35.03mm$$

$$s_c(24) = \frac{1.5}{1+0.478} ((0.14 * \text{Log}(\frac{297.52}{156}))) = 39.8mm$$

Le tassement oedométrique final de consolidation est la somme des tassements partiels: des tranches  $s_c^{oed} = 336.59mm$ .

### IV.6. Fondations semi profondes (puits) :

Dans les cas où la fondation superficielle ne vérifiée pas les conditions de résistance, la démarche de conception impose de passer à l'étude de l'option des fondations semi profondes, Nous présentons dans ce qui suit les calculs et vérifications effectuées.

#### IV.6.1. Calcul de la capacité portante des puits à partir de l'essai CPT :

##### ❖ Sondage N°1

D(m)	B(m)	q <sub>Cm</sub> (kpa)	q <sub>ce</sub> (kpa)	A <sub>P</sub> (m <sup>2</sup> )	P(m)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)
6	0.8	1661.7	664.7	0.502	2.512	333.9	226.1	559.98	325.2
	1	1661.7	664.7	0.785	3.14	521.78	283	804.78	459
	1.2	1661.7	664.7	1.13	3.768	751.37	339.12	1090.5	613.1
7	0.8	2241.7	896.7	0.502	2.512	450.5	226.1	676.6	383.5
	1	2241.7	896.7	0.785	3.14	703.9	283	986.9	521.5
	1.2	2241.7	896.7	1.13	3.768	1013.6	339.12	1352.7	744.18

Tableau V.6.1: La capacité portante des puits pour le sondage N°1

##### ❖ Sondage N°2

D(m)	B(m)	q <sub>Cm</sub> (kpa)	q <sub>ce</sub> (kpa)	A <sub>P</sub> (m <sup>2</sup> )	P(m)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>i</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)
------	------	-----------------------	-----------------------	----------------------------------	------	---------------------	---------------------	---------------------	---------------------

6	0.8	3801.7	1520.7	0.502	2.512	764	602.9	1366.9	804
	1	3801.7	1520.7	0.785	3.14	1193.7	753.6	1947.3	1124.4
	1.2	3801.7	1520.7	1.13	3.768	1719	904.3	2623.3	1492.5
7	0.8	3813.3	1525.3	0.502	2.512	766.3	602.9	2369.6	805.2
	1	3813.3	1525.3	0.785	3.14	1197.4	753.6	1951	1126.2
	1.2	3813.3	1525.3	1.13	3.768	1724.2	904.3	2628.5	1495.1

Tableau V.6.2: La capacité portante des puits pour le sondage N°2

### ❖ Sondage N°3

D(m)	B(m)	q <sub>Cm</sub> (kpa)	q <sub>ce</sub> (kpa)	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	P(m)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)
6	0.8	4447.5	1779	0.502	2.512	893.76	226.1	1119.84	605.1
	1	4447.5	1779	0.785	3.14	1396.5	283	1679.5	896.3
	1.2	4447.5	1779	1.13	3.768	2011	339.12	2350.1	1242.9
7	0.8	4137.5	1655	0.502	2.512	831.5	226.1	1057.5	574
	1	4137.5	1655	0.785	3.14	1299.2	283	1582.2	847.68
	1.2	4137.5	1655	1.13	3.768	1870.8	339.12	2209.9	1172.8

Tableau V.6.3: La capacité portante des puits pour le sondage N°3

### ❖ Sondage N°5

D(m)	B(m)	q <sub>Cm</sub> (kpa)	q <sub>ce</sub> (kpa)	A <sub>p</sub> (m <sup>2</sup> )	P(m)	Q <sub>p</sub> (kN)	Q <sub>s</sub> (kN)	Q <sub>l</sub> (kN)	Q <sub>c</sub> (kN)
6	0.8	5480	2192	0.502	2.512	1101.3	226.1	1327.3	708.9
	1	5480	2192	0.785	3.14	1720.7	283	2003.7	1058.4
	1.2	5480	2192	1.13	3.768	2477.8	339.12	2816.9	1476.3
7	0.8	9010	3604	0.502	2.512	1810.6	226.1	2036.7	1063.6
	1	9010	3604	0.785	3.14	2829.1	283	3112.1	1612.67
	1.2	9010	3604	1.13	3.768	4074	339.12	4413.1	2274.4

Tableau V.6.4: La capacité portante des puits pour le sondage N°5

N°	D (m)	B (m)	ELU		ELS		Nombre de pieux	Volume du béton (m3)
			0.7Q <sub>1</sub>	0.83Q <sub>1</sub>	0.91Q <sub>c</sub>	0.7Q <sub>c</sub>		
SC 1	6	0.8	392	464.8	292.7	227.6	45	<b>171</b>
		1	668	668	413.1	321.3	31	<b>182.9</b>
		1.2	763.3	905.1	551.8	429.2	23	<b>195</b>
	7	0.8	473.6	561.6	345.1	268.45	36	<b>136.8</b>
		1	690.8	819.1	469.3	365	25	<b>147.5</b>
		1.2	946.9	1122.7	669.8	521.9	19	<b>161.5</b>
SC 2	6	0.8	956.83	1134.1	723.6	562.8	18	<b>68.4</b>
		1	1363.1	933.2	1011.9	787.1	22	<b>129.8</b>
		1.2	1836.3	1616.3	1343.2	1044.7	13	<b>110.5</b>
	7	0.8	958.4	1136.4	724.7	563.6	18	<b>68.4</b>
		1	1365.7	1619.3	1013.6	788.3	13	<b>76.7</b>
		1.2	1839.9	2181.6	1345.6	1046.6	9	<b>76.5</b>
SC 3	6	0.8	783.9	929.7	544.6	423.6	22	<b>83.6</b>
		1	1175.6	1393.85	806.7	627.4	15	<b>88.5</b>
		1.2	1645.1	1950.5	1118.6	870	11	<b>93.5</b>
	7	0.8	740.2	877.7	516.6	410.8	23	<b>87.4</b>
		1	1107.5	1313.1	762.9	593.4	15	<b>150.1</b>
		1.2	1546.5	1834.2	1055.5	821	11	<b>93.5</b>
SC 5	6	0.8	929.1	1101.6	638	496.2	19	<b>72.2</b>
		1	1402.6	1663.1	952.6	740.9	12	<b>94.8</b>
		1.2	1971.9	2338	1328.7	1033.4	9	<b>76.5</b>

		0.8	1425.7	1690.5	957.2	744.5	12	<b>45.6</b>
	7	1	2178.5	2583	1451.4	1128.9	8	<b>47.2</b>
		1.2	3089.2	3662.9	2047	1592.1	6	<b>51</b>

Tableau V.6.5. Nombre de puits pour  $D=7.5$

$$Q_A = 20525 \text{ KN}$$

$$N = Q_A / 0.83 Q_L$$

N nombre de puit

Areplacees valeur suivant  $Q = 1592.1 \text{ KN}$  ;  $D = 7 \text{ m}$   $B = 1.2 \text{ m}$  ;  $A = 1.44 \text{ m}$

$$s = 120/100 + (100 * 1592.1 * 7) / (1.44 * 1.2 * 10^7)$$

$$S = 1.203 = 12.03 \text{ mm}$$

$$S < S_{adm}$$

### Conclusion :

D'après les calculs effectués, nous constatons que Pour notre ouvrage :

Semelle (isolé et filante)  $q_{ouvr} > q_{adm}$  donc la capacité portante du sol n'est pas vérifiée

Pour le radier  $q_{ouvr} < q_{adm}$  donc la capacité portante du sol est vérifiée mais le seuil de tassement admissible n'est respecté pour les radier.

En conclusion, même si le radier permet de supporter la charge des 12 silos, pour les on prend considérations suivantes :

- le risque des tassements différentiels.
- La considération du cas défavorable relatif à l'hétérogénéité des caractéristiques du sol du site.
- La nécessité d'homogénéiser les types de solutions et les procédés de leur exécution sur terrain dans un seul chantier.

Nous recommandons d'opter pour un seul type de fondation (fondation semi profonde ou profonde).

## **V. RENFORCEMENT DE SOL PAR COLONNES BALLASTÉES**

### **V.1. Introduction**

En retenant la nécessité de passer aux fondations profondes pour le cas de notre étude, nous nous sommes engagé d'étudier la possibilité d'une deuxième solution qui peut être économiquement plus intéressante que les pieux. Le présent chapitre présente les résultats des calculs obtenus de l'étude des colonnes ballastées comme fondation pour nos silos.

### **V.2. Dimensionnement des colonnes ballastées**

#### **V.2.1. Mailles de référence**

Selon les recommandations du COPREC 2004 on a deux mailles :

- ❖ Maille de référence max qui est de 9m<sup>2</sup> avec un taux de substitution qui doit être supérieur à 3%.
- ❖ Maille de référence min qui est de 2,25 m<sup>2</sup>.

Pour des raisons de portance de faisabilité technique, les colonnes ballastées de ce projet seront disposées comme suit :

[D'après le logiciel stoneC]

#### **V.2.2. Caractéristiques du sol**

Avant de lancer les calculs, le programme demande un certain nombre de données :

On suppose que la nappe est au niveau  $Z = 0.00$  m

Concernant la couche du sol, les caractéristiques du sol à utiliser dans les calculs sont :

- ❖  $\gamma_{\text{satcol}} = 21 \text{ KN/m}^3$ .
- ❖  $E_{\text{col}} = 60 \text{ MPa}$ .
- ❖  $\varphi' = 40^\circ$  (matériau concassé).

### **V.3. Justification en termes de contraintes et de tassements**

### V.3.1. Justification en termes de contraintes

L'étreinte latérale est obtenue à partir des pressions limites (Pl) en évaluant la pression équivalente le long des couches de sol traversées par les colonnes ballastées.

On calcule  $P_{le}^*$  pour chaque sondage sur la hauteur de moindre résistance

A partir des essais préssiométrique :

#### ❖ Sondage 01

##### Rupture par expansion :

$$\sigma_h = P_{le}^* = \sqrt[5]{800 * 800 * 933.3 * 1000 * 1000}$$

$$\sigma_h = P_{le}^* = 902.1 \text{KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h$$

$$q_r = 4149.5 \text{KPa.}$$

##### Rupture par poinçonnement :

Selon les recommandations du COPREC 2004, on élimine le risque de poinçonnement en

Donnant à la colonne une longueur supérieure à la longueur qui équilibre la résistance du sol:

$$q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c (2 \cdot C_{um} / R_c - \gamma_c)$$

$$q_{rp} = 1757.5 \text{KPa.}$$

$$\gamma_c = 21 \text{KN/m}^3$$

$$L_c = 7.5 \text{m}$$

$$R_c = 0.3 \text{m}$$

$$C_{um} = 35 \text{KPa.}$$

$$C_{up} = 32 \text{KPa.}$$

- $\gamma_c$  : poids volumique de la colonne,
- $L_c$ : longueur de la colonne,
- $R_c$ : rayon moyen de la colonne.
- $C_{up}$  est la cohésion du sol à la base de la colonne,
- $C_{um}$  est la cohésion moyenne du sol sur la hauteur de la colonne.

#### ❖ Sondage 02

##### Rupture par expansion :

$$\sigma_h = P_{le}^* = \sqrt[5]{800 * 800 * 1200 * 1200 * 800}$$

$$\sigma_h = P_{le}^* = 940.9 \text{KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h$$

$$q_r = 4327.97 \text{ KPa.}$$

### **Rupture par poinçonnement :**

Selon les recommandations du COPREC 2004, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la longueur qui équilibre la résistance du sol:

$$q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c(2 \cdot C_{um} / R_c - \gamma_c)$$

$$q_{rp} = 1782.5 \text{ KPa.}$$

### ❖ **Sondage 03**

#### **Rupture par expansion :**

$$\sigma_h = P_{le*} = \sqrt[5]{600 \cdot 600 \cdot 800 \cdot 1200 \cdot 1200}$$

$$\sigma_h = P_{le*} = 838.6 \text{ KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h$$

$$q_r = 3857.5 \text{ KPa.}$$

#### **Rupture par poinçonnement :**

Selon les recommandations du COPREC 2004, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la longueur qui équilibre la résistance du sol:

$$q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c(2 \cdot C_{um} / R_c - \gamma_c)$$

$$q_{rp} = 1737.5 \text{ KPa.}$$

### ❖ **Sondage 02**

#### **Rupture par expansion :**

$$\sigma_h = P_{le*} = \sqrt[5]{800 \cdot 600 \cdot 1000 \cdot 1200 \cdot 800}$$

$$\sigma_h = P_{le*} = 856.5 \text{ KPa}$$

$$q_r = 4.6 \sigma_h$$

$$q_r = 3939.7 \text{ KPa.}$$

#### **Rupture par poinçonnement :**

Selon les recommandations du COPREC 2004, on élimine le risque de poinçonnement en donnant à la colonne une longueur supérieure à la longueur qui équilibre la résistance du sol:

$$q_{rp} = 9 \cdot C_{up} + L_c(2 \cdot C_{um} / R_c - \gamma_c)$$

$$q_{rp} = 1682.5 \text{ KPa.}$$

### V.3.2. Justification en termes de tassements

Les justifications en termes de tassements admissibles sont faites par le logiciel StoneC, Les résultats obtenus sont insérés dans l'appendice H.

### V.4. Présentation du logiciel

StoneC (v .4.0.1.9 (2006)) est un programme de calcul qui a été développé par le groupe grec Geologismiki et a été testé avec succès par « TheVibroflotation Group », il est spécialement conçu pour calculer le tassement de sol avant et après traitement selon la méthode de Priebe ou bien la théorie de l'élasticité, il permet aussi de calculer la capacité portante du sol selon la méthode de Priebe.



Le programme permet de :

- ❖ Faire le calcul du tassement au centre et au bord de radier en (cm) avant et après traitement.
- ❖ Faire les calculs pour deux types de mailles : rectangulaire ou triangulaire, la fondation peut être rectangulaire ou circulaire.

Borehole Soil Data

Assign from footing...

Load Import from CPET-IT

Soil data table

No	Bottom depth (m)	Column diameter (m)	A/Ac	Ds (MPa)	Dc/Ds	Unit weight (kN/m <sup>3</sup> )	Poisson ratio	Phi (°)	Cohesion (kPa)	Comp. Soil*	Ds improved (kPa)
1	0.50	0.80	3.36	60.00	1.00	21.00	0.33	40.00	1.00	<input type="checkbox"/>	60.00
2	1.50	0.80	3.36	3.00	20.00	21.30	0.33	14.00	29.00	<input type="checkbox"/>	3.00
3	3.00	0.80	3.36	4.10	14.63	21.30	0.33	14.00	29.00	<input type="checkbox"/>	4.10
4	4.50	0.80	3.36	8.50	7.06	21.20	0.33	14.00	32.00	<input type="checkbox"/>	8.50
5	6.00	0.80	3.36	8.90	6.74	21.20	0.33	14.00	32.00	<input type="checkbox"/>	8.90
6	7.50	0.80	3.36	14.60	4.11	21.20	0.33	10.00	35.00	<input type="checkbox"/>	14.60
7										<input type="checkbox"/>	
8										<input type="checkbox"/>	
9										<input type="checkbox"/>	
10										<input type="checkbox"/>	
11										<input type="checkbox"/>	
12										<input type="checkbox"/>	
13										<input type="checkbox"/>	
14										<input type="checkbox"/>	
15										<input type="checkbox"/>	
16										<input type="checkbox"/>	
17										<input type="checkbox"/>	

\* If checked, settlements of this layer will be computed using the manually entered improved modulus without use of Priebe's improvement factors

Save data Cancel

Figure V.1 Exemple d'un tableau des données sur Stone-C.

### V.5. ETUDE COMPARATIVE

L'évolution de la géotechnique a permis de développer des solutions et des techniques modernes de plus en plus économiques. Le rôle de l'ingénieur porte sur le choix de la meilleure solution au problème étudié, qui dépend souvent des considérations économiques et techniques. Dans ce sens, une comparaison entre les deux solutions étudiées (puits et colonnes ballastées) a été établie. Ballastées.

#### V.5.1. Etude technico-économique

On terme d'économie en citera deux facteur majeure ,le temps d'exécution et le cout unitaire et globale sachent que ces valeur sont des moyenne réalisé pour différent projet. Nous désirons souligner à travers cette étude comparative, l'intérêt parfois négligé entre la technique des fondations semi-profondes (puits) et la technique de l'amélioration du sol par les colonnes.

Tableau V.1 comparative entre les colonnes ballasté et les puits

	<b>Cadence (Jour)</b>	<b>Prix en (ML)</b>	<b>La longueur (M)</b>	<b>Prix unitaire (DA)</b>	<b>Le nombre de colonne</b>	<b>Le cout global DA</b>	<b>Duré globale (Jour)</b>
<b>Puits</b>	<b>3</b>	<b>40000DA</b>	<b>7.5</b>	<b>300000</b>	<b>492</b>	<b>147600000 DA</b>	<b>164</b>
<b>Colonne ballasté</b>	<b>200</b>	<b>8000DA</b>	<b>7.5</b>	<b>60000</b>	<b>972</b>	<b>58320000 DA</b>	<b>37</b>

### V. 6. Conclusion :

Le système des colonnes ballastées est un procédé relativement facile à mettre en œuvre, particulièrement plus rapide et économique que les fondations profondes, le matériau d'apport étant des cailloux ou du gravier (ballastes).

Pour le cas de notre étude, il s'avère que cette solution est très attractive et intéressante. Le calcul de vérification (stoneC) a révélé que les tassements obtenus sont admissibles et non préjudiciables pour le projet.

Les colonnes ballasté constituent une des méthodes les plus économiques en terme de coût et de rapidité d'exécution.

## CONCLUSION

L'étude géotechnique constitue le moyen indispensable pour la conception des fondations de tous les projets d'infrastructures. Un certain nombre de paramètres sont calculés permettant de déterminer la capacité portante du sol en présence. Le choix de type de fondations dépend de la charge apportée par l'ouvrage et la capacité portante du sol, il faut donc dimensionner les fondations de manière qu'elles puissent résister sans rupture aux charges transmises par l'ouvrage, tout en limitant les risques de déformation ou de tassement.

De plus en plus, les sols rencontrés ne peuvent pas constituer une assise de fondation à cause d'une capacité portante insuffisante ou des tassements excessifs entraînant des désordres inadmissibles aux futures constructions. Dans ce cas, il est nécessaire de renforcer ou mettre en place des fondations profondes.

Pour le cas de notre travail, nous avons étudié les fondations de silos situés dans la ville de *r'mila* wilaya de *khenchela*.

L'objectif est de concevoir le type de fondation le plus adapté en fonction de la charge des cellules de stockage et des caractéristiques du sol.

L'étude géotechnique a mis en évidence l'hétérogénéité du sol et les caractéristiques médiocres du site. Il présente essentiellement des argiles marneuses en surface dont l'épaisseur varie de 0.5 à 7 m, limons, de couleur grisâtre blanchâtre.

D'après les calculs effectués, les fondations superficielles (radier) ne sont pas vérifiées. Le recours aux fondations semi profondes (Puits) s'impose. Après l'analyse portée sur plusieurs considérations (risque de tassements différentiels, hétérogénéité du sol), un premier choix retenu pour l'ensemble des silos est optant pour la solution des fondations semi profondes.

Dans une perspective d'optimisation du coût de réalisation de ces puits, nous avons étudié la possibilité de la solution par colonnes ballastées. Il s'avère après l'étude que ce procédé est très intéressant, permettant de garantir la portance du sol vis-à-vis des ouvrages projetés tout en réduisant sensiblement la durée et le coût.

## Liste des symboles

- $q$  : Surcharge verticale latérale à la fondation.  
 $\phi$  : Angle de frottement ou diamètre ( $^{\circ}$ ).  
 $\gamma$  : Poids volumique ( $\text{KN}/\text{m}^3$ ).  
 $q_{\text{adm}}$  : Capacité portante admissible d'un sol (KPa).  
 $Q_{\text{adm}}$  : Charge admissible d'un sol.  
 $N_q$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur).  
 $N_c$  : Facteur de portance de la capacité portante (tenue de cohésion).  
 $N_{\gamma}$  : Facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).  
 $H$  : Hauteur (m).  
 $e$  : Epaisseur (m).  
 $L$  ou  $l$  : Longueur ou largeur (m).  
 $D$  : Encrage de la fondation (m).  
 $B$  : Diamètre du pieu ou largeur de la fondation (m).  
 $B'$  : Largeur effective (m).  
 $B_0$  : Largeur de référence ( $B_0=0.6$ ).  
 $C$  : La cohésion (KPa).  
 $C_u$  : La cohésion non drainée (KPa)  
 $C_f$  : Coefficient dépendant de la forme de la fondation, de sa rigidité et de la position du point considéré.  
 $C_c$  : Indice de compression.  
 $D_e$  : La hauteur d'encastrement équivalente (m).  
 $e_0$  : Indice des vides initial.  
 $f$  : Facteur de forme.  
 $f_t$  : L'effort total d'enfoncement.  
 $f_p$  : L'effort de pointe.  
 $f_l$  : Le frottement latéral à la rupture.  
 $R_p$  : La résistance unitaire à la rupture du sol situé autour de la pointe.  
 $F_S$  : Coefficient de sécurité.  
 $E_m$  : Module pressiométrique (KPa).  
 $I_p$  : Moment d'inertie du pieu ( $\text{m}^4$ ).  
 $K$  : Rapport entre la contrainte normale au pieu et la contrainte parallèle à l'axe à la profondeur  $Z$ .  
 $K_P$  : Facteur de portance pressiométrique.  
 $P$  : Périmètre du pieu (m).  
 $P_F$  : Pression du fluage (KPa).  
 $P_L$  : La pression limite (KPa).  
 $P_0$  : Pression des terres au repos (KPa).  
 $P_{le}$  : La pression limite équivalente (KPa).  
 $Q_P$  : L'effort limite en pointe (KN).  
 $Q_S$  : L'effort limite de frottement latéral (KN).  
 $Q_L$  : L'effort limite totale (KN).  
 $q_l$  : La contrainte de répture (KPa).  
 $q_c$  : Résistance de pointe au pénétromètre CPT (KPa).  
 $q_0$  : Contrainte totale verticale au niveau de la base de la fondation (kPa).  
 $q_s$  : Frottement latéral limite (KPa).  
 $\delta$  : Angle de frottement entre le sol et le pieu ( $^{\circ}$ ).  
 $\nu$  : Coefficient de poisson.  
 $\beta$  : Facteur dépend le type de pieu et la nature de sol.

$\lambda$  : Coefficient d'accrochage.  
 $Q_D$  : Charge admissible (KN)  
 $M$  : Poids de la masse frappante (KN)  
 $P$  : Poids de la masse frappée (casque + pieu)  
 $h$  : Hauteur de chute (m)  
 $q_y$  : Terme de surface  
 $q_p$  : Terme de profondeur  
 $q_c$  : Terme de cohésion  
 $\gamma_2$  : Poids volumique du sol sous la base de la fondation (KN/m<sup>3</sup>).  
 $\gamma_1$  : Poids volumique du sol latéralement à la fondation (KN/m<sup>3</sup>).  
 $\gamma_{sat}$  : Poids volumique saturée (KN/m<sup>3</sup>).  
 $C'$  : La cohésion effective (KPa).  
 $P_0$  : Contrainte appliquée en surface par l'ouvrage  
 $P_{sol}$  : Contrainte verticale reprise par le sol  
 $P_{col}$  : Contrainte verticale en tête de colonne  
 $A$  : Surface de la maille à traiter  
 $A_{col}$  : Surface de la colonne  
 $a$  : Coefficient de substitution  
 $n$  : Rapport de concentration des contraintes  
 $\beta$  : Coefficient de réduction des tassements  
 $E$  : Module d'élasticité  
 $\alpha$  : Coefficient rhéologique  
 $E_p$  : Module préssiométrique  
 $\alpha$  : Valeur fonction de la nature du terrain et de  $q_c$ .  
 $q_c$  : Résistance en pointe du préssiomètre statique  
 $E_{oed}$  : Module oedométrique du sol.  
 $P$  : Contrainte moyenne sous la semelle (KN/m<sup>2</sup>).  
 $t$  : Epaisseur de la couche(m).  
 $S$  : Tassement (mm).  
 $q_r$  : Contrainte de rupture de la colonne ballastée.  
 $\sigma_h$  : Etreinte latérale.  
 $Q_s$  : Charge de service.  
 $\phi_c$  : Angle de frottement du ballast (°).  
 $\nu$  : coefficient de Poisson du sol.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

1. BOUAFIA. A. (2003). « Conceptions et calcul des ouvrages géotechniques ».
2. BOUZID .R.(2013). « Dimensionnement des fondations superficielles et profondes ». Edition universitaire européenne.
3. FRANK .R . « Fondation Superficielles ».
4. GILDAS.Det MONTCHO .S. « Fondations profondes dimensionnement et conception d'un programme de calcul. ». Thèse de doctorat. CISSE.
5. ARTICLE 5 : « Calcul de l'effort limite mobilisable par frottement latéral ». Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux [FASCICULE N° 62 - Titre V].
6. D.T.R. BC 2.33.2. « Capacité portante des fondations superficielles ».[LMR Laboratoire de Mécanique des Roches].
7. FRANK. R. (1996). « Fondations superficielles ». Technique de l'ingénieur.
8. D.T.R. BC 2.33.1.Chapitre II. Fondations superficielle.
9. BENDADOUCHE.H. «Renforcement d'un sol par colonnes ballastées». Mise en œuvre et calcul. Université de Bejaia
10. AFNOR .DTU 13.2 (2003). « Cahier des clauses techniques ». Chapitre 8 : Colonnes ballastées.
11. Menard
12. SOYEZ. B.« Section des ouvrages en terre ». Laboratoire central des Ponts et Chaussées. Page\_ 38.
13. Recommandations sur la conception, le calcul, l'exécution et le control des colonnes ballastées sous bâtiments et sous ouvrages sensibles au tassement.
14. J.PRIEBE. H. « Le dimensionnement des colonnes ballastées » (traduit de l'allemand par Bertrand STOEHR ; Keller fondations spéciale France)
15. NOUI. A. « Conception des fondations sur colonnes ballastées cas d'ouvrages d'arts»
16. DJEBROU.B. (2008). « Traitement du sol par colonnes ballastées ». Université de SaâdDahleb Blida.
17. SCHLOSSER.F ; JACOBSEN.H.M. et I. JURAN « Le renforcement des sols (1) »
18. SERTIER.N. (2006). « Amélioration des sols ». Université de la réunion.
19. ROMAIN.A.(2010).« Influence d'une colonne ballastée sur le comportement des sols argileux ».
20. Les recommandations CFMS.





