REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Etude Comparative D'un Renforcement De Sol Compressible Par Colonnes ballastées et pieux(cas Station d'Epuration de la ville de Boufarik à BEN CHAABANE)

Présentés par

LOUALICHE Sofiane

RAIS Rabah

Proposé et Dirigé par

Mr.BENSAADA ABD EL HALIM

Promotion Juin 2019

Sommaire.

Introduction général

Chapitre-I : Technique de renforcement des sols compressibles

I.1. Introduction…. 4

I.2. Préchargement 4

I.3. Vibroflottation (vibrocompactage) 5

I.4. Compactage dynamique..... 6

I.5. Compactage statique horizontale par injection solide 7

I.6. Colonnes ballastées…..... 8

- **a.** Définition 8
- **b.** Objectif du traitement..... 8
- **c.** Domaine d'application 9
- **d.** Mode opératoire 9

d.1. Colonnes ballastées par voie humide 10

d.2. Colonnes ballastées par voie sèche 10

- **e.** Quelques exemples d'application des colonnes ballastées en Algérie..... 11

I.7. Conclusion 13

Chapitre-II : Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées……

II.1. Introduction..... 15

II.2. Caractérisation du traitement des sols par colonnes ballastées..... 15

- **a.** Le diamètre des colonnes 15
- **b.** La hauteur du traitement 15
- **c.** Nombre de colonnes nécessaires…..... 16
- **d.** Etreinte latérale 16
- **e.** Caractéristiques du matériau d'apport..... 16

II.3. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées..... 18

II.3.1. La Méthode de Greenwood..... 18

II.3.2. La Méthode de Priebe.....19

a- Détermination du facteur d'amélioration de base 19

b- Facteur de profondeur 24

c- Contrôle de compatibilité..... 26

d- Tassement de sol traité..... 27

II.6. Conclusion 27

Chapitre-III : Méthodes de dimensionnement des pieux ……
III.1. Fondations profondes (Les pieux) 29
III.1.1. Différentes catégories de pieux 31
III.1.2. Principe de fonctionnement des pieux 33
III.1.3. Capacité portante des pieux 33
a. Calcul de la résistance de pointe 34
b. Résistance nominale en pointe 34
c. Calcul du frottement latéral 35
d. Frottement latéral nominal 36
e. Capacité portante totale 36
III.1.4. Tassement 38
a. Tassement d'un pieu isolé 38
b. Tassement d'un groupe de pieu 38
c. Conclusion
Chapitre-IV : présentation du projet
IV.1. Introduction 41
IV.2. localisation et topographie du site 41
IV.3. cadre géologique 42
-aperçu géologique 42
-Séismicité locale 42
-conclusion 45
Chapitre-V : synthèse géotechnique
V.1. compagne d'investigation 47
V.2. sondage de reconnaissance 47
v.3 essai de pénétration statique 49
v.3 .1 essai de pressiométreique 50
v.3.2 essai de laboratoire 51
v.3.3 résultat des essai de laboratoire 51
v.3.4 Interprétation des résultats 57
1/ Identification et caractéristiques physiques 57
2/ Compressibilité à l'oedomètre 57
3/ Résistance au cisaillement 58
4/ Essais Proctor 58
5/ Analyse chimique sommaire 59
v.4 conclusion 60

Chapitre-VI : Dimensionnement des colonnes ballastées et pieux

VI.I. Introduction **61**

VI .2 calcul de la portance du sol…….**62**

a- Estimation à partir du pénétromètre statique……62

b- Estimation au moyen de la formule de l'HERMINIER …… ;……63

c- Estimation à partir des résultats de laboratoire …… ……..……64

VI .3 évaluation des tassements…….……..**66**

V.3.1 : Au moyen des essais de laboratoire…….66

V.3.2: Au moyen des essais de pénétration statique 68

VI.3.3 Au moyen des essais pressiométrique…….……..68

VI .4 Dimensionnement des colonnes ballastées……..69

VI .4.1 Caractéristiques générales……. 69

VI .4.2 Caractéristiques des matériaux constitutifs……69

VI .4.3 Caractéristiques du traitement……....69

VI .4.4 Contrainte admissible au sol à l'ELS……70

VI .5 Portance d'une colonne ballastée isolée……..…….72

a-Contrainte à la rupture…….…...72

b-Contrainte admissible…….…..72

c- Capacité portante de la colonne……72

VI .6 Calculs de tassements…….....73

a- Tassements absolus et résiduels sous les ouvrages……73

VI .7 Fondations profondes (pieux)…….....74

VI .7.1 Calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT…….....74

VI .7.2 Calcul du tassement des pieux……75

VI .7.2 Conclusion…….……...…..76

Chapitre-VII : Etude numérique du comportement des colonnes ballastées et des pieux

VII.1. Introduction…..78

VII.2. Présentation du logiciel 78

a-Fonction et domaine d'application ……..78

b-Les modèles des matériaux ……78

c-Type de comportement des matériaux ……80

d-Etape de modélisation …….80

VII.3. Modélisation du sol vierge ……..81

VII.4. Modélisation des colonnes ballastées…… 82
VII.5. Modélisation des fondations profondes ……...85
Chapitre-VIII : Etude comparative.
VIII .1 Introduction …….……...87
VIII .2 Etude technico-économique des deux variantes proposées…….....87
VIII .3 Conclusion…….……..87
Conclusion générale…….....89

Conclusion générale

ملخص

ايجاد حلول مناسبة لمختلفة المشاريع هو الشاغل الرئيسي لمهندسي الجيوتقنية الذي يتأثر باختيار الحلول ذات الميزانية المحدودة ، المفروضة والمدة المستغرقة من قبل صاحب المشروع بالإضافة إلى الاعتبارات الفنية المتعلقة بدعم خصائص التربة هذه الحلول هي عامل حاسماً يجب أخذه في الاعتبار.

في هذا السياق، تقترح هذه الأطروحةة إجراء مقارنة بين حلين لدعم خصائص التربة ، وهما أعمدة الحصى و الخوازيق لمشروع "محطة معالجة مياه الصرف الصحي في بن شعبان -البليدة" ؛
سمحت لنا المقارنة التقنية والاقتصادية بتحديد أفضل الحلول.
الكلمات الرئيسية: التعزيز، الخوازيق، أعمدة الحصى.

RESUME

La recherche des solutions de fondations adaptées aux différents projets constitue la préoccupation majeure des ingénieurs géotechniciens. Dans la pratique et en plus des considérations techniques liées aux caractéristiques des sols supports, le choix de ces solutions est souvent affecté par la limitation des budgets imposés par les clients. De même, la dimension temporelle représentée par le délai d'exécution des solutions constitue un deuxième facteur déterminant à prendre en considération.

Dans ce contexte, notre mémoire propose de faire une comparative entre deux solution de renforcement du sol, à savoir, les colonnes ballastées et pieux du projet «*Station d'Epuration à BEN CHAABANE* -Blida» ;

La comparaison technico économique entre ces deux types de fondations nous a permis d'identifier la meilleure solution.

Mots clé : renforcement, pieux, colonnes ballastées.

ABSTRACT

The search for the solutions of foundations adapted to the various projects establishes the major concern of the geotechnical engineers. In the practice and besides the technical considerations bound to the characteristics of grounds supports, the choice of these solutions is often affected by the limitation of the budgets imposed by the customers. Also, the temporal dimension represented by the deadline of execution of the solutions establishes constitutes the second factor determining to consider.

In this context, our memory suggests making a comparative between two solutions of reinforcement, worth knowing, stone columns and piles of project "purification *Station in BEN CHAABANE* -Blida". The comparison economic and technical between these two solutions has permitted to identify the best solution.

Keywords: reinforcement, piles, stone columns.

REMERCIMENTS

Nous tenons tout d'abord à remercier Dieu, le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce travail.

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur monsieur BENSAADA Halim , pour sa disponibilité ,qu'il nous a donnés durant toute la période du travail ainsi que les efforts consentis pour achever notre mémoire.

Je remercie aussi le président et les membres du jury de nous honorer par leur présence et avoir bien voulu examiner ce modeste travail.

Pour finir, nous remercions nos très chers amis qui sont devenus des frères et sœurs pour nous et tous les enseignants et les étudiants de génie civil, notamment à la promo géotechnique 2018-2019.

Je dédie ce travail à:

A mes très chers, ma mère et mon père qui ont illuminé le chemin de ma vie par leur chaleur et leurs amour et qui n'ont jamais cessé de m'encourager durant toutes mes années d'études.

Que dieu les gardes et les rend heureux comme ils m'ont rendu heureuse.

A tous mes ami(es) et collègues et mes voisins notamment à Ilhem ; Mohamed; youcef ; kamel,Naima et toute la promo géotechnique 2019.

A mon binôme Sofiene.

A tous les membres de ma famille RAIS, petits et grands

Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

RAIS Rabah

Du fond du cœur, je trouve l'énorme plaisir de dédier le fruit de mes années d'études en Génie Civil

Spécialement à mes parents à qui je dois énormément, qui ont cru en moi et qui m'ont donné les moyens d'aller aussi loin.

A ma famille qui n'a cessé de me soutenir pendant tout mon parcours. Je leur exprime toute ma gratitude pour leur soutien financier et moral, ce qui m'a permis d'être à ce niveau.
Et notamment à mes frères, sœurs et toute la famille LOUALICHE

A mon binôme Rabah.

A tous les membres de ma famille, petits et grands.

Veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection.

MERCI.

LOUALICHE Sofiene

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

Les contraintes liées à l'extension des zones portuaires, aéroportuaires, l'urbanisation intense le cout de foncier, conduisent maintenant à s'implanter pratiquement sur tous les sites et sur tous types de sol, notamment ceux réputés jusqu'ici inconstructibles pour des raisons souvent pertinentes.

Ces installations industrielles sont constituées d'ouvrages spécifiques, souvent très lourds et sensibles. Leurs fondations, sur des zones de terrains compressibles, constituent un enjeu majeur pour garantir le fonctionnement de ces installations en toute sécurité.

De très nombreuses techniques sont disponibles pour fonder un projet. Il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (résistance du sol et caractéristiques du projet) et économiques (cout relatif des différentes solutions possibles).

Les solutions de fondations les plus économiques demandent le plus souvent la mise en œuvre d'une combinaison de techniques d'amélioration de sol, adaptées aux charges et au sol. Ces solutions permettent de :

- Supporter les charges lourdes et uniformes (stockage d'eau, pétrole, gaz,céréale).
- Supporter les charges ponctuelles (équipements industriels, etc.)
- Réduire les tassements absolus et différentiels des ouvrages.

Les méthodes d'amélioration des sols sont des procédés dont dispose l'ingénieur pour résoudre les problèmes de stabilité ou de déformations du sol qu'il rencontre lors de l'élaboration d'un projet. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage de pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes de renforcement par inclusion rigide. Elles ont connu, depuis une vingtaine d'années, un développement considérable et sont maintenant utilisées comme un élément à part entière des projets.

Les problèmes que l'on rencontre en pratique sont tous liés aux trois caractéristiques suivantes : tassements excessifs, tassements différentiels, déformations à long terme, instabilité de l'ouvrage.

Dans le cadre de ce présent travail de recherche, nous nous intéressons à l'étude d'influence des paramètres mécaniques (E, C, φ, E_{oed}) sur le comportement des fondations d'ouvrages lourds et sensibles en prenant un éventail important de données géotechniques issues de la

Conception et de la réalisation des ouvrages industriels tel que la station de traitement de grande capacité de la ville de Boufarik. Notre étude se base principalement sur la confrontation des résultats de calcul et de modélisation des ouvrages renforcées par colonnes ballastées et fondés sur pieux en tenant compte des paramètres géomécaniques issus des essais de laboratoire et in situ.

Chapitre I

I.1. Introduction :

L'aménagement des zones côtières nécessite la réalisation des constructions aux meilleurs couts et l'engagement des spécialistes à édifier des ouvrages stables et peu déformables, amène très souvent à devoir améliorer les propriétés mécaniques des sols de fondations sur lesquelles reposent les édifices.

Les spécialistes disposent de toute une panoplie de techniques d'amélioration parmi lesquelles il leur faut de choisir en tenant compte du type de sol, de l'ouvrage à réaliser, des conditions d'environnement et du cout des techniques de traitement.

Ces techniques sont largement utilisées à travers le monde afin de prévenir les risques sismiques ou pour consolider des terrains à la structure hétérogène et inconstructible.

I.2. Pré chargement:

Cette méthode consiste à écrouir (écrouissage) le sol en le chargeant pendant une durée suffisante pour atteindre la stabilité, cela après l'expulsion de l'eau interstitielle. Dans le cas où le sol est imperméable ou faiblement perméable on 'y implante des drains verticaux (en sable, en carton, en matière plastique). Après la stabilisation on peut augmenter le chargement de 50% pour surcharger le sol par un chargement plus lourds. (figure-I-1).

En pratique il existe deux techniques :

-L'une consiste à édifier un remblai sur le site, on augmente ainsi la contrainte totale appliquée à la surface de la couche compressible ; en fin de consolidation, quand les surpressions interstitielles créées par la charge sont dissipées, la charge apportée par le remblai est supportée par le squelette du sol, qui se déforme sur toute son épaisseur.(figure-I-2a-)

- Une autre méthode consiste à utiliser la pression atmosphérique nommée aussi **la consolidation par le vide**, en appliquant un vide partiel sous une membrane étanche posée à la surface du sol (figure-I-**2b**); on diminue dans ce cas la distribution d'équilibre des pressions interstitielles dans le massif de sol, à contraintes totales constantes ; l'utilisation de cette technique a été limitée pendant longtemps par la mauvaise qualité des membranes disponibles ;

Cet obstacle est désormais levé et le recours à l'application du vide devrait se développer.

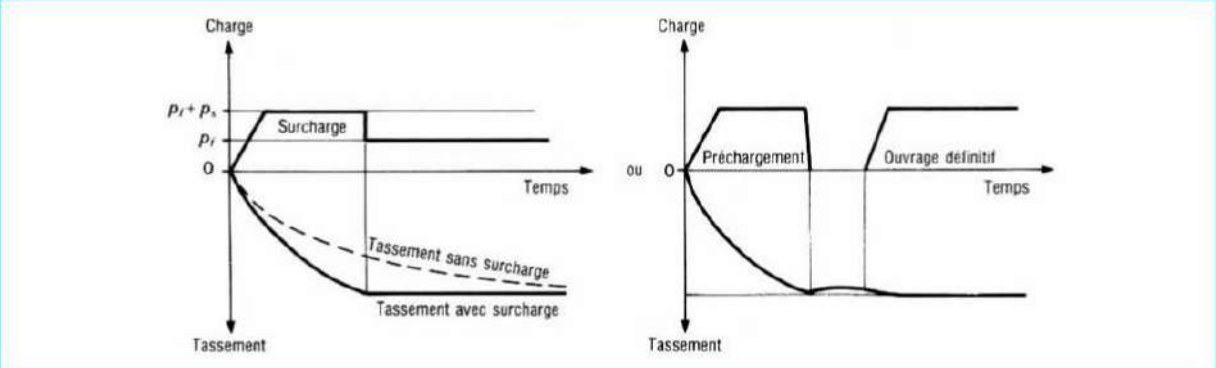


Figure-I-1- : Principe du pré chargement pour le contrôle des tassements. [5]

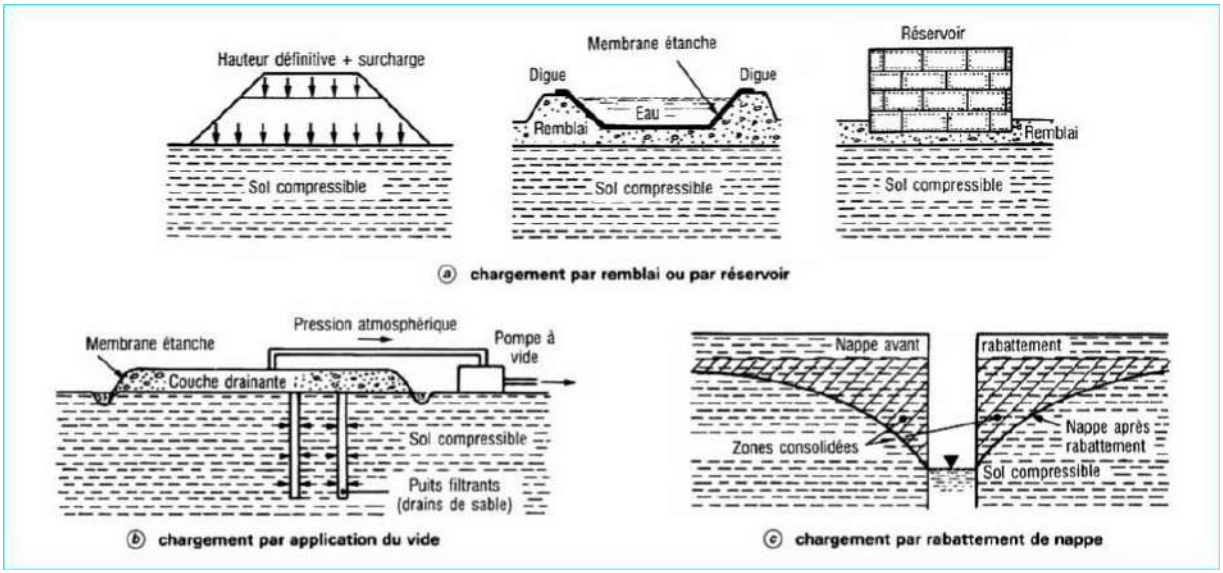


Figure-I-2- : Techniques de pré chargement [5].

I.3. Vibroflottation (vibrocompactage):

C'est un procédé très ancien qui consiste à compacter des formations sableuses en profondeur sans incorporation de matériau. Par opposition aux colonnes ballastées cette technique ne s'applique qu'aux sols pulvérulents.

Les vibrations entrainent une densification des sols grenus lâches, et de générer des vibrations horizontales afin de cisailler les sols grenus et provoquer une liquéfaction et un tassement immédiat.

Le compactage est obtenu en introduisant une aiguille vibrante suspendue à une grue, selon un maillage pré établi, l'enfoncement est parfois accompagné d'un lançage. Les sols susceptibles d'être traité par ce procédé sont montrés sur la figure –I-3 :

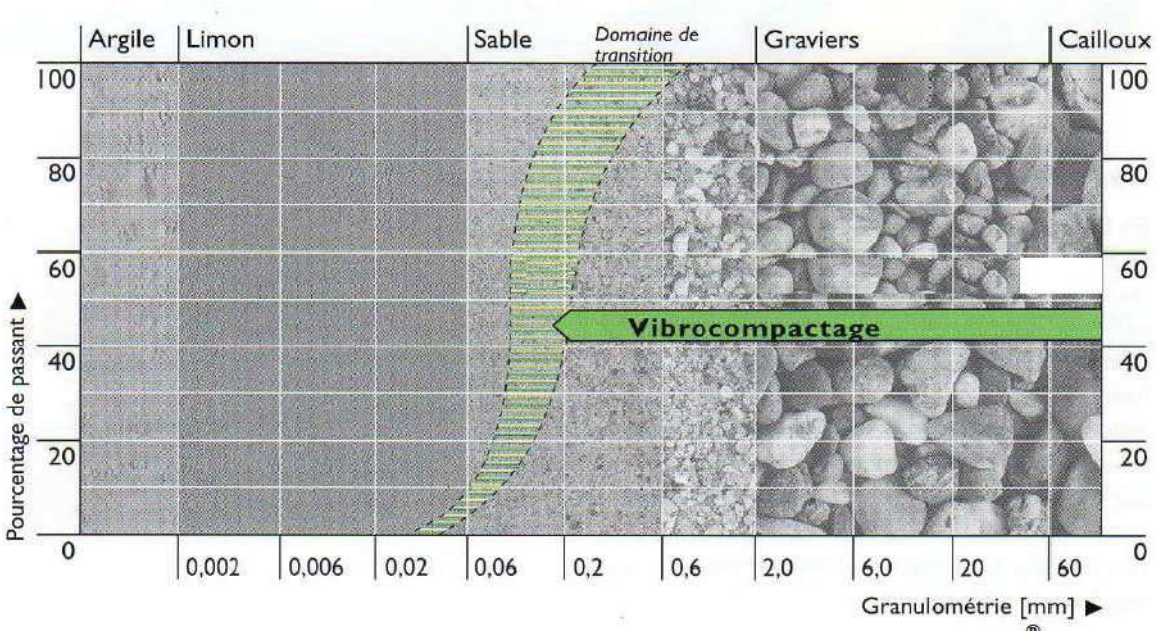


Figure –I-3- : Fuseau granulométrique d'utilisation de la vibroflottation. [1]

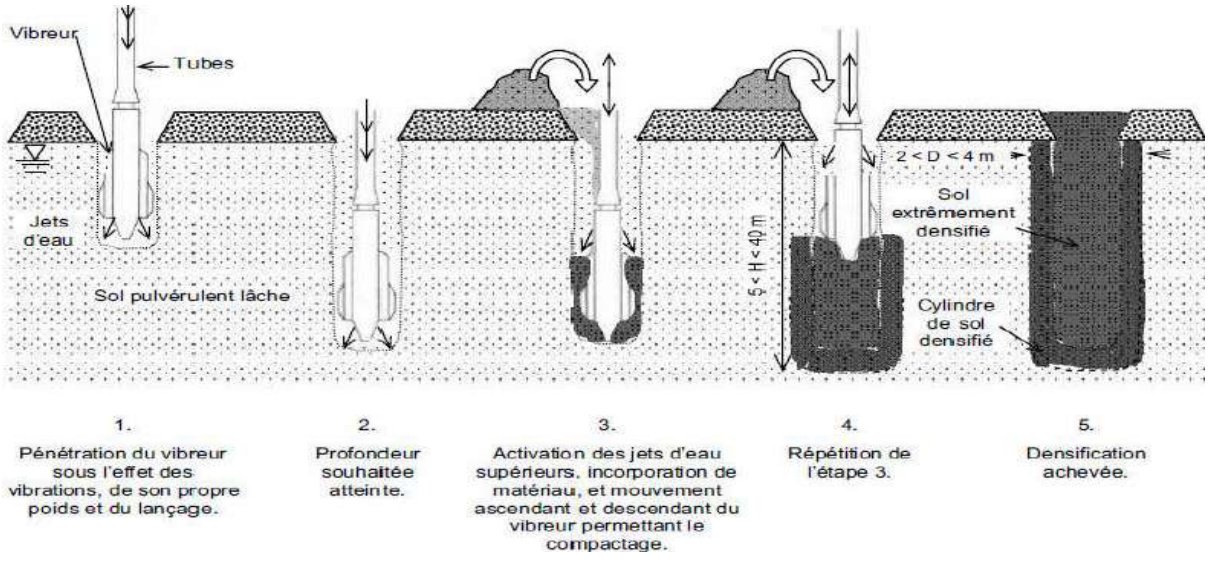


Figure-I-4- : Schéma du principe de la vibroflottation [6].

I.4. Compactage dynamique:

Le compactage dynamique vise à améliorer les propriétés géotechniques des sols lâches sur de grandes profondeurs par l'application d'impact de très forte intensité.

Ce procédé consiste à faire chuter de façon méthodique et répétée à une cadence de une à trois fois par minute une masse (pilon) lourde (entre 15 t et 30t) sur la surface du sol à traiter. Les impacts résultants provoquent des ondes de choc qui se propagent en profondeur et resserrent le sol. Il est utilisé, de préférence pour les sols sableux.



Figure –I-5- : Exemple d'un chantier de compactage dynamique. [1]

I.5. Compactage statique horizontale par injection solide:

Le compactage statique horizontal par injection solide consiste à introduire à l'aide d'une pompe à haute pression un mortier très visqueux afin d'améliorer en profondeur un sol lâche. L'amélioration est la somme de deux termes, la densification entre les points de traitement, variable selon la nature du sol et l'effet de renforcement, qui souvent n'est pas pris en compte, par inclusions d'un matériau de meilleures caractéristiques mécaniques que le sol en place.

Le procédé consiste à injecter à partir d'un tube foré dans le terrain, un mortier sec sous haute pression tout en remontant le tube, on obtient généralement un chapelet «boule » de mortier de diamètre moyen d'environ 0.6m à 1m. (figure-I-6-).

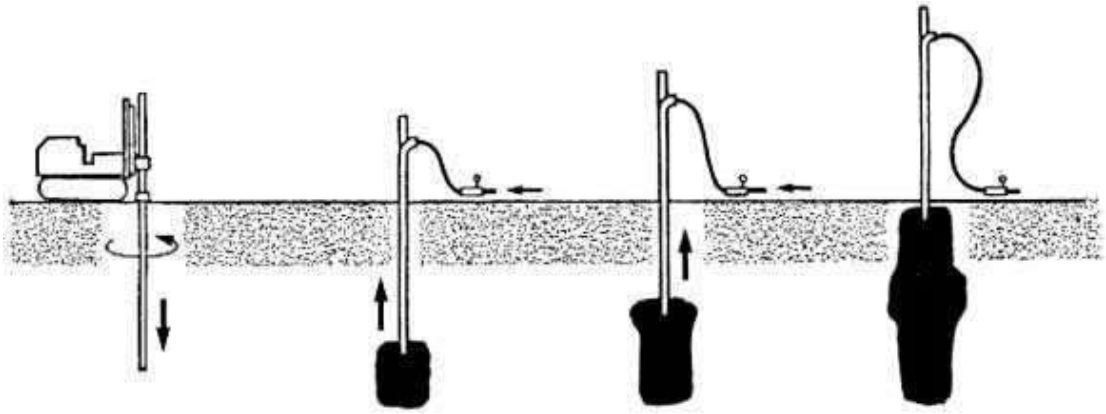


Figure –I-6- : Principe du compactage statique horizontal par injection solide [5].

I.6. Colonnes ballastées:

a. Définition :

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

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

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

b. Objectif du traitement:

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

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

- Augmenter la capacité portante du sol;
- Diminuer les tassements totaux et différentiels ;
- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes ;
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'élément drainant ;
- Augmentation des caractéristiques du massif de sol traité.

c. Domaine d'application:

Les colonnes ballastées sont principalement utilisées :

- Pour fonder les remblais (d'accès et de la surélévation)
- Pour des radiers et des dallages (stations d'épuration et bâtiments industriels)
- Moins souvent sous les fondations superficielles de bâtiments logistiques et peu utilisées sous les bâtiments d'habitation, en Algérie ce procédé commence à être appliqué dans le renforcement des sols sous bâtiments d'habitations.

Les sols pouvant ou non être concernés par la réalisation de colonnes ballastées sont indiqués dans le tableau-I-1 ci-dessous.

Tableau-I-1- : sols concernés par le traitement par colonnes ballastées. [2]

Sols concernés	**Commentaire**
Sols mous non organique (argile, limon et sable fin lâche à forte proportion de fines et remblais anthropiques inertes	Tolérance de faible épaisseur de matériaux défavorables (sols organique, déchets ménagers)
Sols organiques (tourbe, argile et vase organique et matériaux de décharge)	Colonnes ballastées proscrites

d. Mode opératoire:

La réalisation des colonnes ballastées se fait soit :

- Par voie sèche : On utilise le lançage à l'air.
- Par voie humide : On utilise le lançage à l'eau.

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 (graves naturels, 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.

d.1. Colonnes ballastées par voie humide:

• Afin de réaliser la colonne ballastée, le vibreur avec les tubes prolongateurs sont placés au-dessus du point projeté.

• Après démarrage du moteur, le vibreur est descendu lentement.

• Dès le début de l'opération, le sol est saturé en eau et les vibrations de l'outil génèrent un phénomène local et temporaire de liquéfaction du sol.

• Le vibreur, avec les tubes de rallonge, descend alors rapidement dans le sol sous l'effet de son propre poids.

• Lorsque la profondeur de traitement requise est atteinte, le lançage à eau est réduit, de telle façon que l'espace annulaire autour du vibreur et ses extensions reste ouvert grâce à la pression hydrostatique.

• Les matériaux d'apport sont alors introduits dans le trou pendant que l'alimentation permanente en eau assure que les matériaux atteignent bien la base du vibreur et que les particules fines du sol en place soient bien évacuées hors du trou.

• En remontant et redescendant le vibreur de façon contrôlée par passes successives jusqu'à la surface, le matériau d'apport est expansé et compacté dans le sol en place pour former la colonne ballastée.

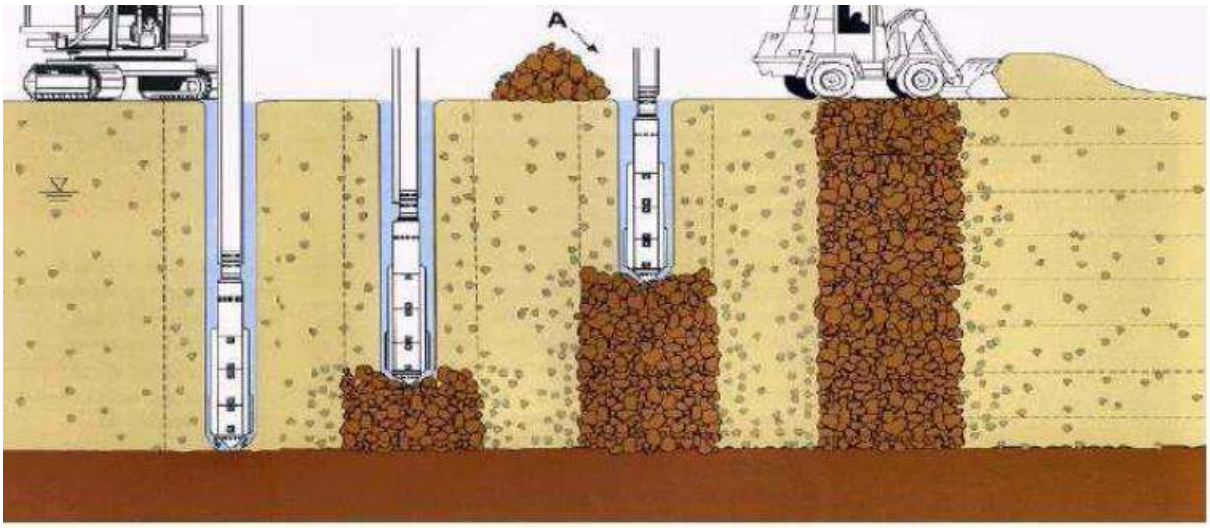


Figure –I-7- : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie humide.[1]

d.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 matériaux 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 redescendre pour Expansé le matériau latéralement dans le sol et le compacter.

• La colonne est exécutée ainsi, par passes successives, jusqu'au niveau prévu.

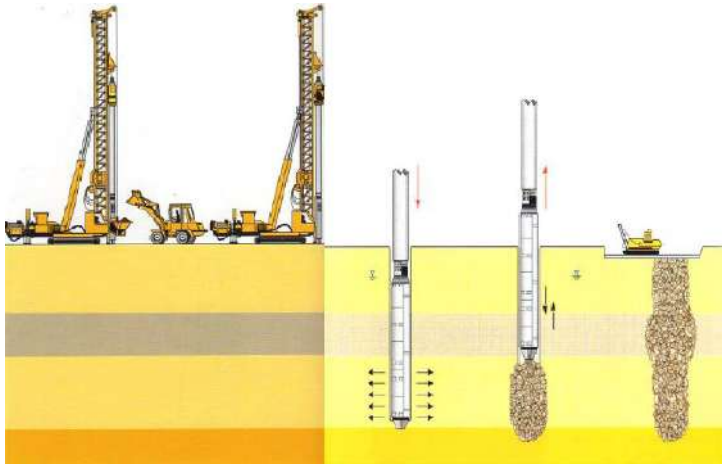


Figure –I-8- : Schéma de réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. [1]

e. Quelques exemples d'application des colonnes ballastées en Algérie:





Figure –I-9- : -a-Phénomène de liquéfaction locale [1]

-b- Remplissage du trou par le ballaste. [1]



Figure –I-10- : Finition d'une colonne ballastée. [1]

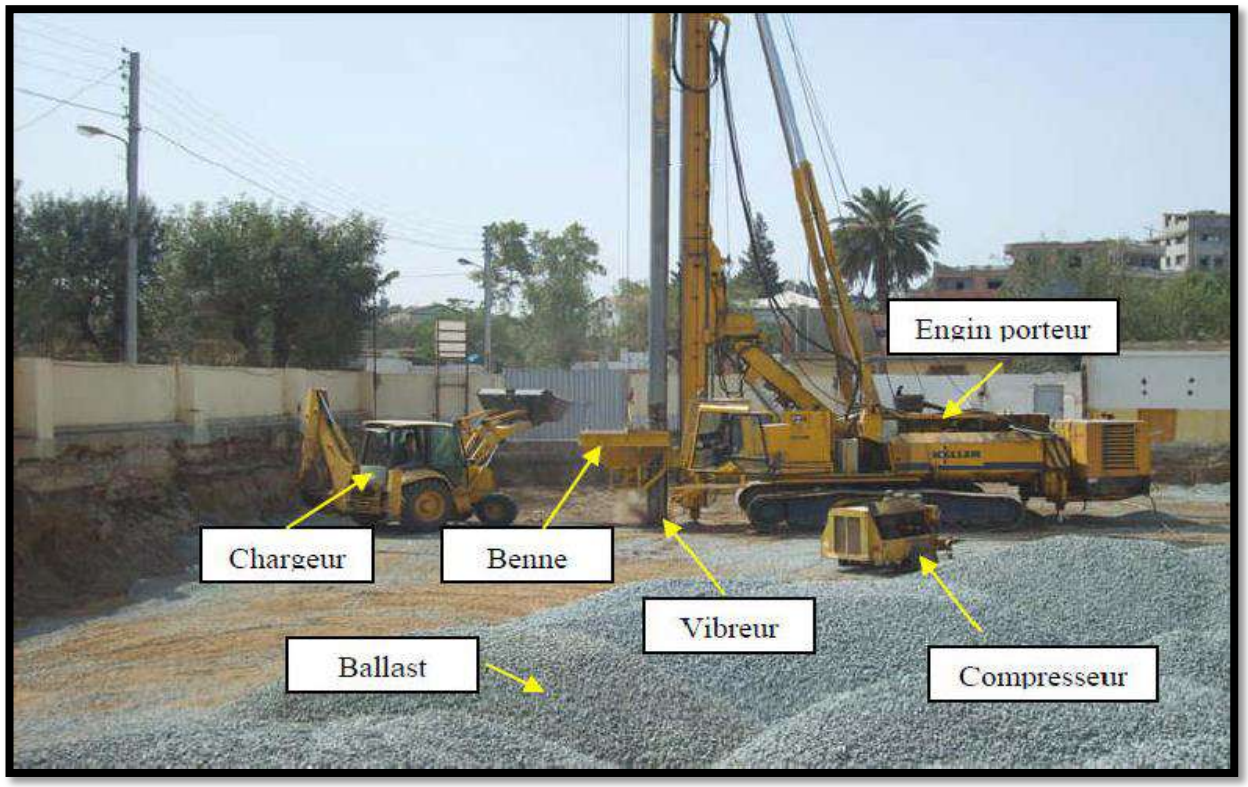
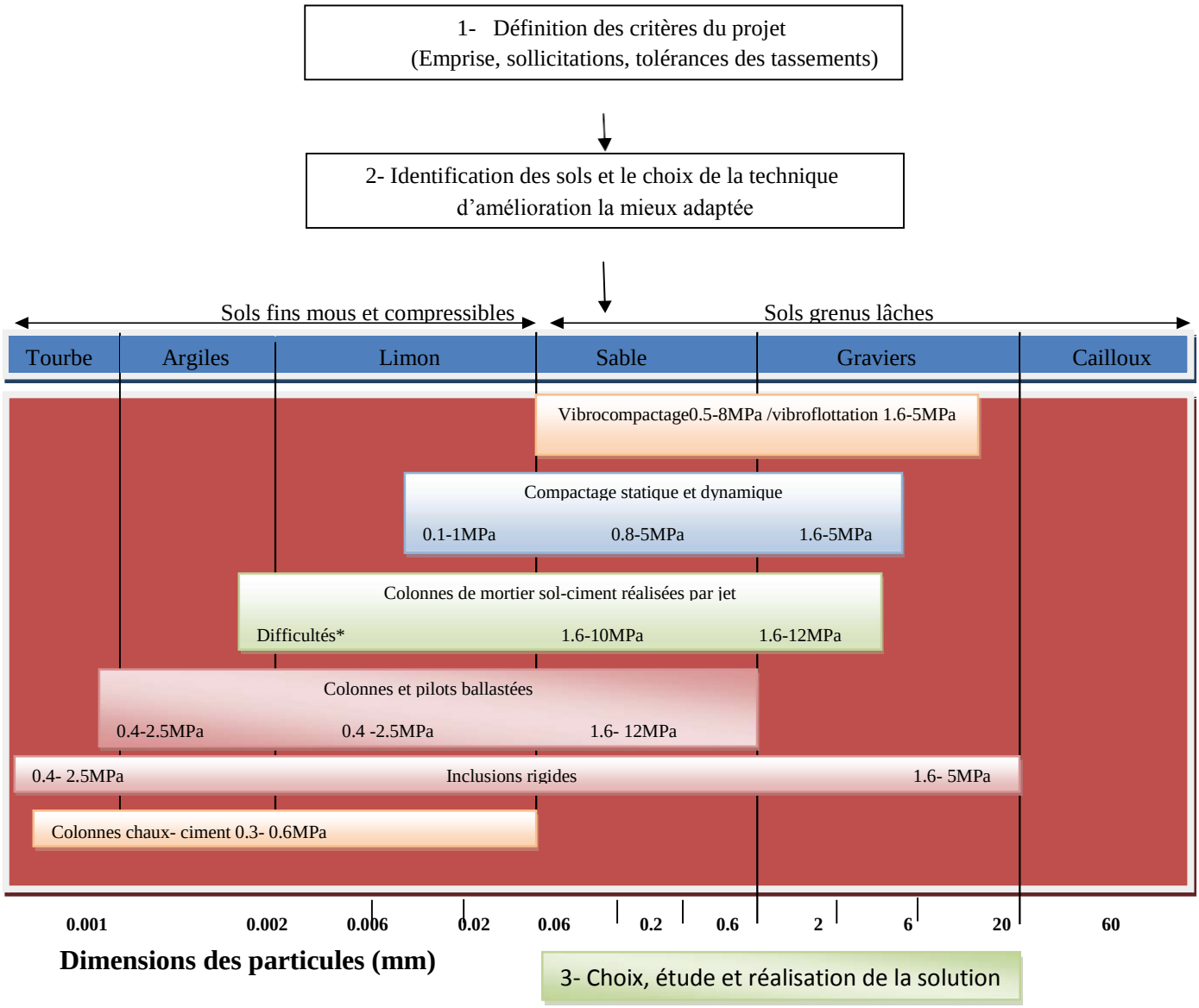


Figure –I-11- : Réalisation des colonnes ballastées par voie sèche. [1]
(Site : mosquée Boudouaou ; Alger).

I.7. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons exposé les techniques de renforcement les plus utilisées en pratique, mais le problème majeur du géotechnicien est le choix de la méthode la plus fiable pour un sol donné. La figure –I-12 montre le domaine d'application de chacune des techniques en fonction des types desols.



(*) : Utilisation de grande énergie ou double- jet

Figure-I-12- : Schéma général d'application des techniques d'améliorations des sols. (Limite et domaine de validité.).

Chapitre II

II.1. Introduction:

Les premières méthodes <théoriques>de dimensionnement des colonnes ballastées ont été développées bien après que les spécialistes de la vibroflottation eurent étendu aux sols cohérents, l'usage de leurs matériels, conçus au départ pour l'amélioration dans la masse des sols granulaires.

Ce décalage, d'une quinzaine d'année ; environ a permis à ces praticiens de collecter un nombre suffisant de données soit directement sur les chantiers, soit à partir des' essais de laboratoire sur modèle réduit pour proposer des courbes empirique concernant tant la capacité portante des colonnes que la réduction des tassements apportée par celles-ci.

II.2.Caractérisation du traitement des sols par colonnes ballastées:

Les colonnes ballastées sont caractérisées par :

- Le diamètre et la hauteur des colonnes,
- Le nombre des colonnes nécessaire et la contrainte latérale exercée par le sol sur la colonne,
- Des caractéristiques physico-mécaniques du matériau d'apport.

a. Le diamètre des colonnes:

Le diamètre des colonnes dépend :

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

Le diamètre de la colonne mise en œuvre par voie humide (80 à 120cm) est plus important que celui d'une colonne mise en œuvre par voie sèche (50 à 80cm).[20]

b. La hauteur du traitement:

La détermination de la hauteur des colonnes ballastées se fait à base de la contrainte transmise par l'ouvrage, la nature du sol et le but recherché.

c. Nombre de colonnes nécessaires:

Priebe a dressé un abaque de dimensionnement qui nous permet de déterminer le nombre de colonne ainsi que le maillage.

d. Etreinte latérale:

Le tableau-II-1 définit les sols concernés par l'amélioration par les colonnes ballastées et les résistances latérales (étreintes latérales) que peut offrir le sol pour la stabilité de la colonne.

Tableau-II-1 : Champs d'application des colonnes ballastées en fonction de la nature et la résistance des sols (étreinte latérale) d'après (Dhouib et Blondeau, 2005) [19].

sol	faisabilité	Étreinte latérale				Remarque
		P_l (KPa)	q_c (MPa)	N_{spt}(Coups)	C_u (KPa)	
Argile	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Limon	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	25 - 50	-
Sable fin lâche	Oui	150 - 400	0.6 - 1.2	4 - 6	-	-
Tourbe	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs
Autre sols organiques	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs
Remblais inertes	Oui	200 - 500	0.6 - 1.60	-	-	-
Décharge	Non	-	-	-	-	Matériaux évolutifs

e. Caractéristiques du matériau d'apport:

Le matériau d'apport doit être de qualité et de granulométrie contrôlée et le plus homogène possible. Il est constitué en général de graves naturelles concassées ou roulées non friables, de caractéristiques mécaniques élevées (R_c> 25MPa) et ne pas être ni dilatable, ni sujette de l'attrition. [19]. La caractéristique principale du ballast réside dans son potentiel de drainage élevé et son rôle porteur qui est accru par le fort pourcentage en cailloux. Le pourcentage des particules fines est limité pour que la colonne reste drainante et insensible à l'érosion interne.

Le fuseau granulométrique du matériau doit vérifier les conditions suivantes [19] :

- D_5> 0,10mm,
- D_{30}> 10mm,
- D_{100}>100mm.

Les caractéristiques physico-mécaniques adoptées pour le ballast et servant à la réalisation des colonnes ballastées dans la pratique courante, sont données dans le tableau-II-2 :

Tableau-II-2 : Caractéristique du ballast pour colonnes ballastées. [19]

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

Concernant les paramètres de comportement mécanique des colonnes ballastées notamment le module de déformation (E_c), ils sont étroitement dépendant de type de procédé utilisé, degré de compactage pendant la mise en œuvre et la résistance latérale du sol encaissant [19]. A cet effet, il est difficile de fixer une valeur pour le module de déformation (E_c) sans la connaissance préalable de l'ensemble des facteurs influant précités.

Les valeurs usuelles des paramètres mécaniques admis pour des colonnes ballastées correctement mise en œuvre sont les suivant, [19] :

- Module de déformation (moyenne sur le volume de la colonne) : E_c =60 à100MPa,
- Angle de frottement inter-granulaire:
  - Matériau roulé : φ'_c =38°,
  - Matériau concassé : φ'_c=40°,

- S'agissant d'un matériau pulvérulent, cohésion nulle (C_c=0),
- Coefficient de poisson : ν =1⁄3,
- Poids volumique saturé du matériau en place : γ_c = 20 à 21kN/m^3.

II.3. Méthodes de dimensionnement des colonnes ballastées

II.3.1. La Méthode de Greenwood:

L'utilisation de l'abaque de Greenwood(1970) permet un pré dimensionnement vis- à-vis de la réduction des tassements apporté par la réalisation des colonnes ballastées sous fondation De grande dimension reposant sur une argile molle homogène.

Les paramètres nécessaires sont:

- Résistance au cisaillement du sol entourant les colonnes ballastées
- Procédé de réalisation des colonnes
- Espacement des colonnes.

Les hypothèses retenues sont les suivantes :

- Les colonnes reposent sur une couche plus ferme;
- Le calcul ne tient pas compte des tassements immédiats ni des déplacements induits par les divers cisaillements mobilisées.

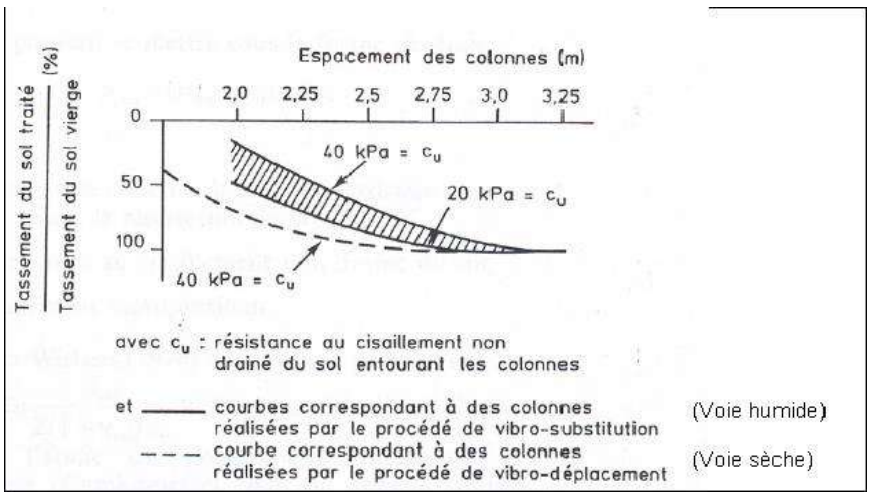


Figure-II-1 : Diagramme des réductions de tassements observés sous des fondations de grande dimension reposant sur une argile molle homogène (Greenwood, 1970). [17]

II.3.2. La Méthode de Priebe:

Priebe a assimile les déformations élastiques du sol entourant la colonne à celle d'un tube épais de même caractéristiques drainées E_s et $\nu_s$que le terrain compressible.

L'ensemble sol- colonne est supposé vérifier les hypothèses suivantes :

- Les tassements en surfaces ont égaux (S_{sol}=S_{col}).
- Le matériau constitutif de la colonne se trouve en état d'équilibre actif contenu, les déformations de la colonne suivent celles du sol.
- Le matériau de la colonne est incompressible, les déformations de la colonne se font à volume constant.
- Le terrain compressible situé dans la couronne cylindrique autour de la colonne a un comportement élastique linéaire, caractérisé par un module d'élasticité E_S et un Coefficient de poisson $\nu_s$constant sur toute la profondeur.
- Il y'aune conservation des sections planes:

Dans tous les cas ; les déformations du sol et du ballast sont dues à des incréments de contraintes causés par l'application d'une surcharge Δq en surface, c'est-à-dire que l'on considère comme égaux les poids volumiques de ces deux matériaux et que la géométrie initiale est celle existant après la réalisation de la colonne, Priebe considère les déformations élastiques d'un tube épais infiniment long ; soumis à une pression interne normale.

$\Delta p=\Delta\sigma_{hc}-\Delta\sigma_{hs.}$dans cette relation:

$\Delta\sigma_{hc}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à Δq_c avec:

$$\Delta\sigma_{hc} = K_{ac}\Delta q_c = \Delta q_c tg^2\left(\frac{\pi}{4}-\frac{\varphi_c}{2}\right)$$

$\Delta\sigma_{hs}$: représente l'accroissement de la contrainte horizontale due à Δq_s.

Priebe fait l'hypothèse d'un état hydrostatique du sol assimilé à un liquide a l'interface avec le ballast, attribué aux conditions d'exécution.

$\Delta\sigma_{hs}=\Delta q_s$

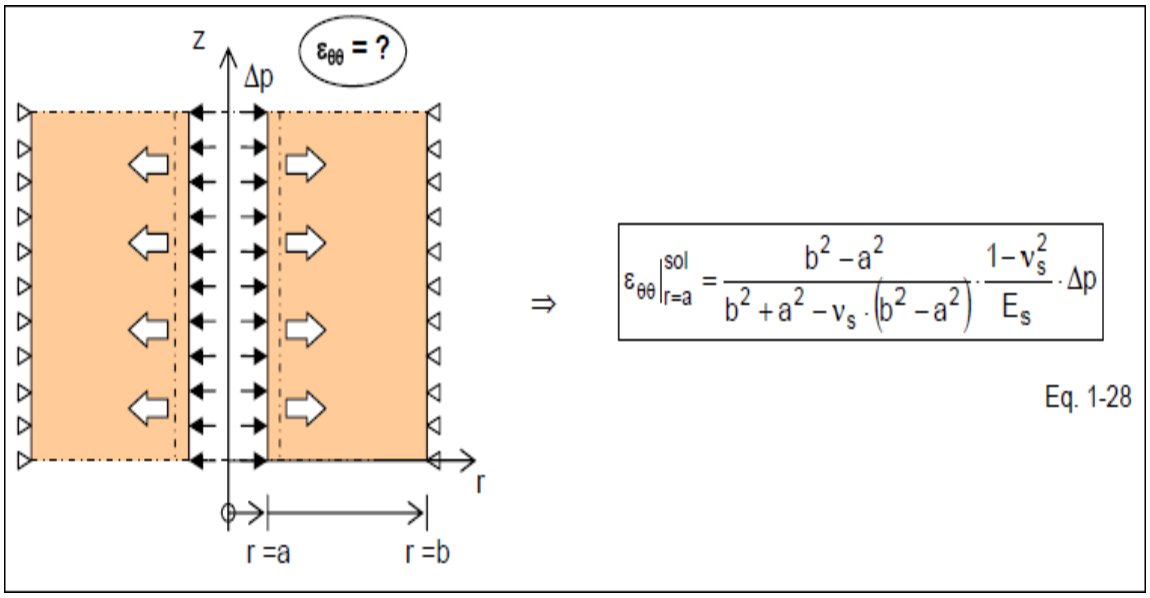
La seconde condition aux limites est la nullité du déplacement radial des points de la surface extérieure du tube.

a. Détermination du facteur d'amélioration de base:

La déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long

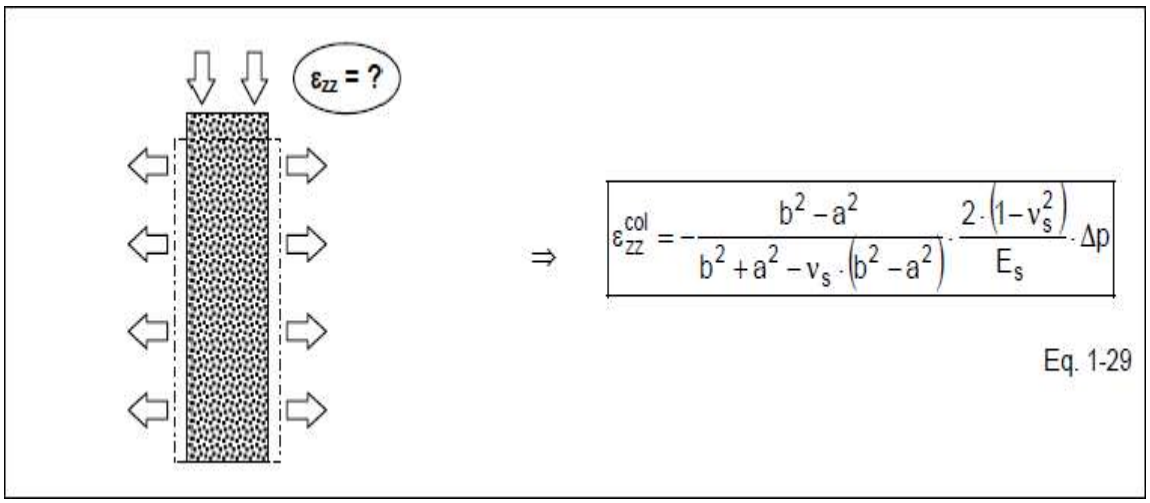
permet d'obtenir

assez facilement la déformation circonférentielle $\varepsilon_{\theta\theta}$ pour r=θ. Celle-ci est indiquée sur la figure-II-2 suivante:



$$\varepsilon_{\theta\theta}\Big|_{r=a}^{sol} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{1 - \nu_s^2}{E_s} \cdot \Delta p \qquad \text{Eq. 1-28}$$

Figure –II-2- : Déformation circonférentielle d'un cylindre infiniment long chargé radialement. [18]



$$\varepsilon_{zz}^{col} = -\frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s \cdot (b^2 - a^2)} \cdot \frac{2 \cdot (1 - \nu_s^2)}{E_s} \cdot \Delta p \qquad \text{Eq. 1-29}$$

Figure-II-3- : Déformation axiale d'une colonne suivant les déformations du sol. [18]

Du point de vue de la colonne ballastée, les déformations s'effectuent à volume constant.

$$\varepsilon_{v}^{col} = \varepsilon_{rr}^{col} + \varepsilon_{\theta\theta}^{col} + \varepsilon_{zz}^{col} \quad \text{et} \quad \varepsilon_{rr}^{col} \qquad \text{(II.2)}$$

La colonne ballastée suit les déformations du sol, d'où :

$$\varepsilon_{\theta\theta}^{col} = \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \frac{b^2 - a^2}{b^2 + a^2 - \nu_s\left(b^2 - a^2\right)} \frac{1-\nu_s}{E_s} \Delta q_s \qquad \text{(II. 3)}$$

Et donc: $\varepsilon_{zz}^{col} = -2\varepsilon_{\theta\theta}^{col}$

Ce qui nous donne la déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.

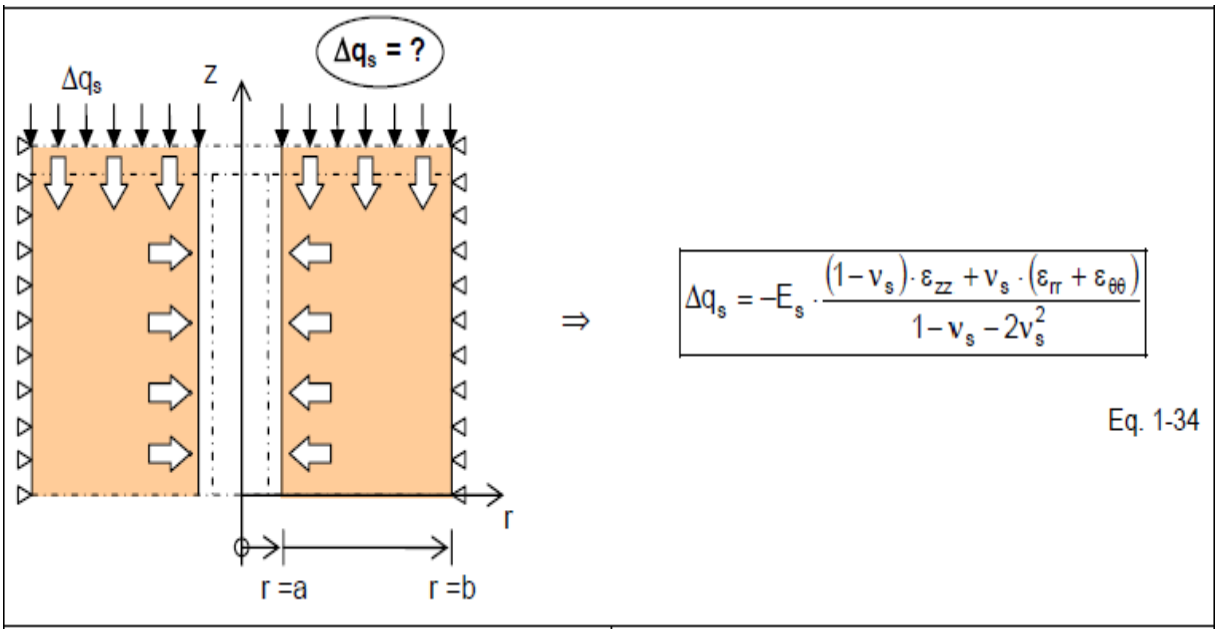


Figure-II-4- : Déformation axiale d'un cylindre chargé axialement.[18]

Dans la même ou les tassements en surface sont égaux (s_{sol}= s_{col})
Il est possible d'écrire :

$$\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{zz}^{col} = \varepsilon_{zz}^{sol} \qquad \text{(II.6)}$$

Pour le sol, on aura la relation suivante :

$$\varepsilon_{rr}^{sol} + \varepsilon_{\theta\theta}^{sol} = \varepsilon_{rr} + \varepsilon_{\theta\theta} = \frac{2a}{b^2 + a^2 - \nu_s\left(b^2 - a^2\right)} \frac{1+\nu_s}{E_s} \nu_s \Delta q_s$$

Ce qui nous donne la définition du facteur d'amélioration de basse ß$_0$

Avec : $$\Delta p = K_{ac}\Delta q_c - \Delta q_s \quad \text{(II.8)}$$

Et en posant : $$f\left(\nu_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{1-\nu_s^2}{1-\nu_s-2\nu_s^2}\frac{(1-2\nu_s)\left(1-\frac{A_c}{A}\right)}{1-2\nu_s+\frac{A_c}{A}} \quad \text{(II.9)}$$

IL vient: $$\eta = \frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f(\nu_s, a)+\frac{1}{2}}{f(\nu_s, a)K_{ac}}$$

Le facteur amélioration de base est définie par: $$\beta_0 = \frac{\Delta q}{\Delta q_s} = 1+\left(\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}-1\right)\frac{A_c}{A}$$

$\square q$

A et A$_c$ sont respectivement l'aire à traiter et l'aire des colonnes.

Ainsi : $$\beta_0 = 1+\left(\frac{A_c}{A}\right)\left[\frac{f\left(\nu_s, \frac{A_c}{A}\right)+\frac{1}{2}}{f\left(\nu_s, \frac{A_c}{A}\right)K_{ac}}-1\right]$$

A

Dans le cas courant ou : ν_s=1/3 _

On obtient :

$$\beta_0 = 1+\left(\frac{A_c}{A}\right)\left[\frac{5-\frac{A_c}{A}}{4K_{ac}\left(1-\frac{A_c}{A}\right)}-1\right] \quad \text{Tel que : } \frac{A_c}{A} = a$$

$5\square^c$

$$\beta_0 = 1+a\left[\frac{5-a}{4K_{ac}(1-a)}-1\right]$$

La relation entre le facteur d'amélioration β_0 ; le rapport des sections (A_C/A) et l'angle De frottement du matériau de remplissage $\varphi_c$permet d'aboutir au graphe bien connu de la figure-II-5 suivante:

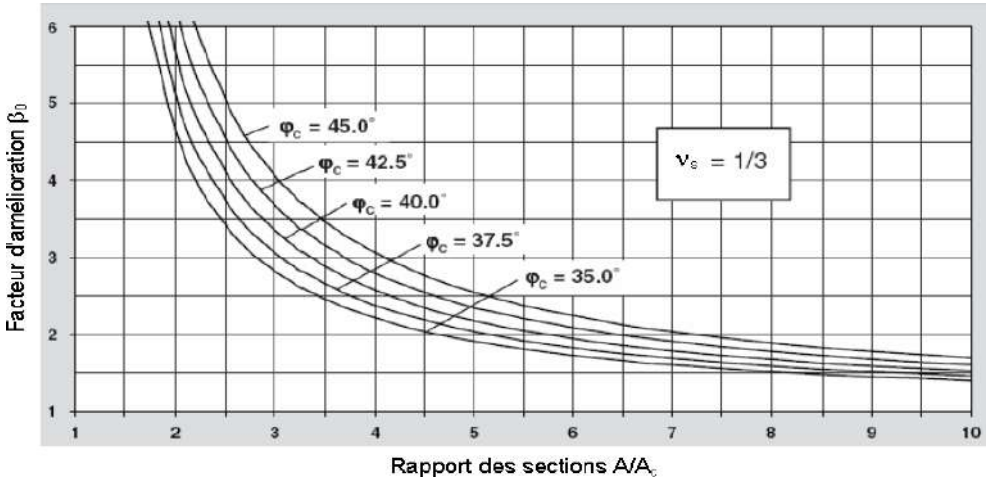


Figure-II-5 : Définition du facteur d'amélioration de base ß$_0$ (Priebe, 1995). [18]

Considération de la compressibilité de la colonne :

Dans le cas ou (A_c/A)=1 ; le facteur d'amélioration ß$_0$ détermine une valeur théorique infinie définie pour les matériaux incompressibles. En fait, ce facteur doit Correspondre au mieux au rapport des modules œnométriques de la colonne et du sol.

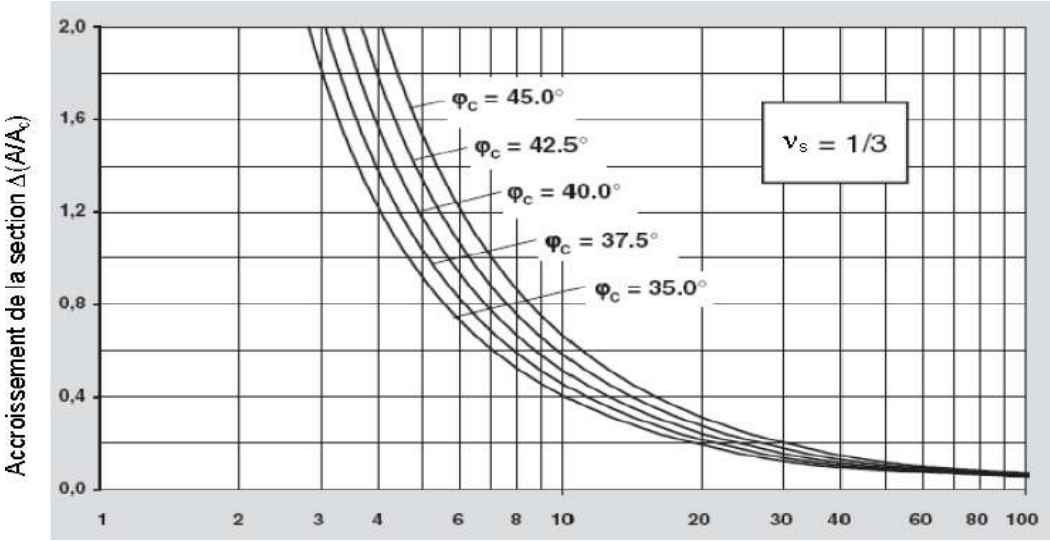
En posant $\beta 0 = \frac{E_C}{E_S}$ dans le cas ou $v_s = \frac{1}{3}$, il vient

$$\left(\frac{A_c}{A}\right)_1 = \left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2)+5}{2(4K_{ac}-1)}\right] \pm \frac{1}{2}\sqrt{\left[\frac{4K_{ac}(\beta_0 - 2)+5}{(4K_{ac}-1)}\right]^2 + \frac{16K_{ac}(\beta_0 - 1)}{(4K_{ac}-1)}}$$

$$\Delta\left(\frac{A}{A_c}\right) = \left(\frac{A}{A_c}\right)_1 - 1 = \frac{1}{\left(\frac{A_c}{A}\right) - 1}$$

Ce qui nous Donne: $\Delta(A/A_c) = \frac{1}{(A_c/A)_1} - 1$ **(II.15)**

la figure-II-6 suivante donne un accès direct à la correction du rapport des surfaces en fonction du rapport des modules œdométriques de la colonne et du sol.



Rapport des modules oedométrique E_C/E_S

Figure-II-6 : Considération de la compressibilité de la colonne (Priebe, 1995). [18]

$$A_C/A = \frac{1}{A/A_c + (\Delta A/A_c)}$$

cette l'origine de l'axe des abscisses de la figure-II-6.

$$\beta_1 = 1 + a\left[\frac{f(\nu_s, a) + \frac{1}{2}}{f(\nu_s, a) K_{ac}} - 1\right] \quad \text{(II.16)}$$

b-Facteur de profondeur:

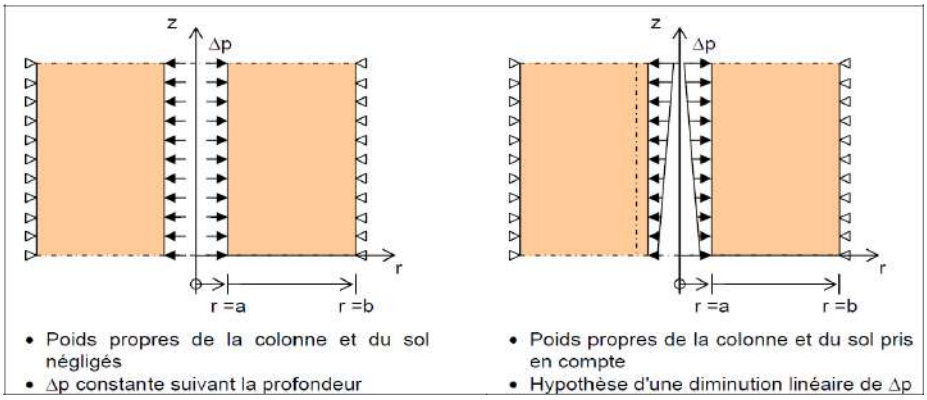


Figure-II-7 : Répartition de la pression interne Δp .[18]

Si le poids propre de la colonne et le sol ne sont pas considérés, la différence de pression Δp entre la colonne et le sol, dont résulte l'élargissement de la colonne,

reste constante suivant la profondeur et dépend uniquement de la charge entre la colonne et le sol.

Cependant, la pression du sol et de la colonne augmentent avec la profondeur, ainsi la différence de pression Δp diminue avec la profondeur, et la colonne est mieux confinée. Avec cela ; la colonne peut absorber plus de charge avant plastification.

Ainsi le facteur d'amélioration β_1 est multiplié par le facteur de profondeur f_d;

Le facteur d'amélioration finale est donc déterminer par la formule suivante :

$$\beta_2 = f_d \beta_1$$

Le facteur de profondeur f_d est calculé en supposant une diminution linéaire de la différence de pression de la colonne : $(\Delta q_c + \gamma_c z)K_{ac}$, et du sol : $(\Delta q_s + \gamma_s z)$ $(K_{os}=1)$.

Cependant, il est considéré qu'avec la diminution des déformations latérales, le coefficient de poussé passe de la valeur active K_{ac} à la valeur au repos K_{os}. Ceci va dans le sens de la sécurité $K_{os} = 1 - \sin\varphi_c$.

Egalement, des considérations de sécurité recommandent de ne pas considérer la charge externe Δq_s qui est favorable.

En posant :

$w_s = \sum(\gamma_s \Delta z)$

$w_c = \sum(\gamma_c \Delta z)$

Il vient :

$$f_d = \frac{1}{1 + \frac{K_{0c} - \frac{w_s}{w_c}}{K_{0c}} \frac{w_c}{\Delta q_c}} \quad \text{(II.17)}$$

Avec :

$$\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s} = \frac{f(\nu_s, a) + \frac{1}{2}}{f(\nu_s, a) K_{ac}} \quad \text{(II.18)}$$

et

$$\Delta q_c = \frac{\Delta q}{a + 1 - \frac{a}{\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}}} \quad \text{(II.19)}$$

Le graphe simplifié de la figure-II-8 (Priebe, 1995) considère le même poids volumique pour la colonne et le sol, ce qui ne va pas dans le sens de la sécurité.

Aussi le poids volumique du sol γ_s et de colonne γ_c doivent toujours être pris en compte dans cet abaque .

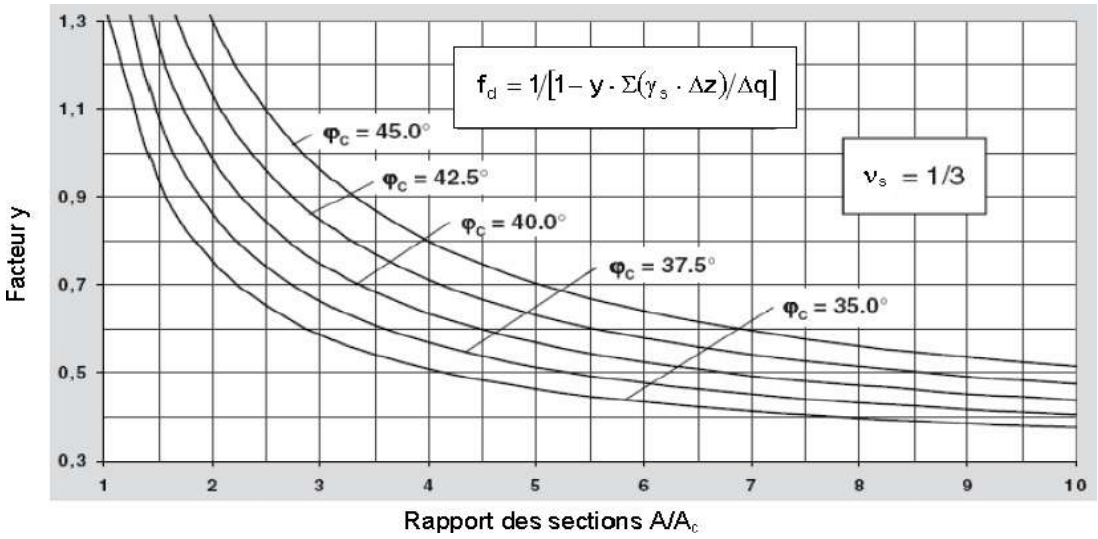


Figure-II-8: Détermination du facteur de profondeur (Priebe, 1995). [18]

a. Contrôle de compatibilité :

Les différentes étapes de la méthode ne sont pas liées mathématiquement et contiennent des simplifications aussi, des contrôles de compatibilité sont mis en place pour garantir que les colonnes ne reprennent pas plus de charge que ce qu'elles peuvent reprendre.

Le premier contrôle de compatibilité limite le facteur de profondeur et de ce fait la charge affectée aux colonnes.

Le tassement de la colonne résultant de sa propre compressibilité ne peut pas dépasser le tassement de la cellule composite, ce contrôle s'applique dans le cas de sol assez denses ou raides.

$$f_d \leq \frac{\frac{E_c}{E_s}}{\frac{\Delta q_c}{\Delta q_s}}$$

Définie dans le même esprit, le deuxième contrôle concerne plutôt les sols assez lâches et mous Un facteur de profondeur $f_s < 1$ ne doit pas être considéré même s'il résulte d'un calcul $f_s < 1$;

Dans le cas des sols assez lâches et mous, il est impératif de s'assurer que le tassement des colonnes résultant de leur propre compressibilité ne dépasse pas celui d'un sol composite équivalent. Le facteur de réduction de tassement maximum est alors :

$$\beta_{\max} = 1 + \left(\frac{A_c}{A}\right)\left[\left(\frac{D_c}{D_s}\right) - 1\right] \qquad \text{(II.20)}$$

La valeur maximum de facteur de profondeur f_d peut également être obtenue à partir de graphe de la figure-II-9 suivante (Priebe, 1995) :

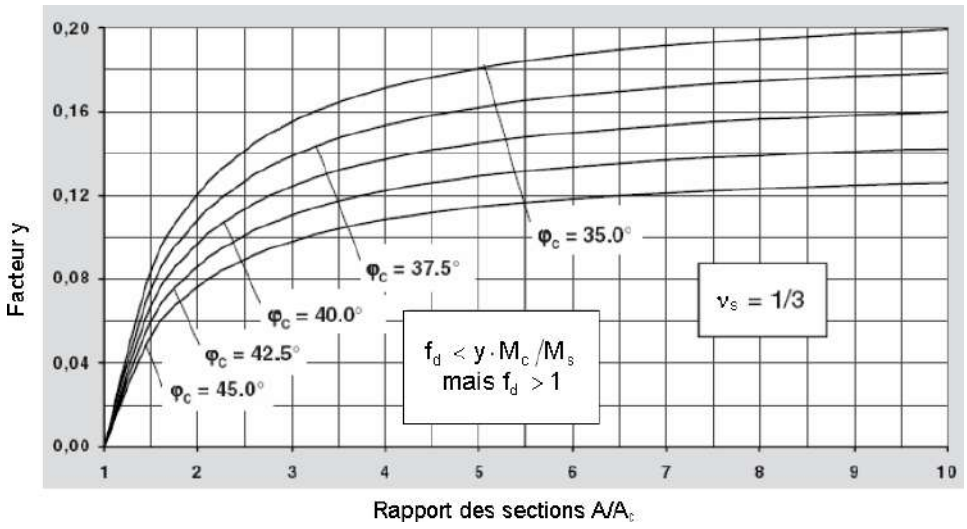


Figure-II-9 : Compatibilité du facteur de profondeur f_d (Priebe, 1995). [18]

b. Tassement de sol traité :

En considérant que les couches traversées par les colonnes ballastées sont homogènes, elles sont caractérisées par les modules de déformations du sol (E_{si}), le tassement du sol après traitement est donné par la formule-II.21 suivante :

$$\Delta h = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{0i} L_{ci}}{\beta_{2i} E_{si}}$$

II.6. Conclusion :

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

Les colonnes ballastées constituées par des futs 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 de part son mode d'exécution facile et de son coûts réduit. Elles fonctionnent grâce à la réaction d'étreinte latérale qui peut être fournie par la couche de qualité médiocre traversée, elles fonctionnent également comme des drains par accélération de consolidation. En effet, elles sont actuellement massivement employées dans les zones portuaires où les sols en place sont des sables vaseux.

III. Méthodes de dimensionnement des pieux

III.1 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.

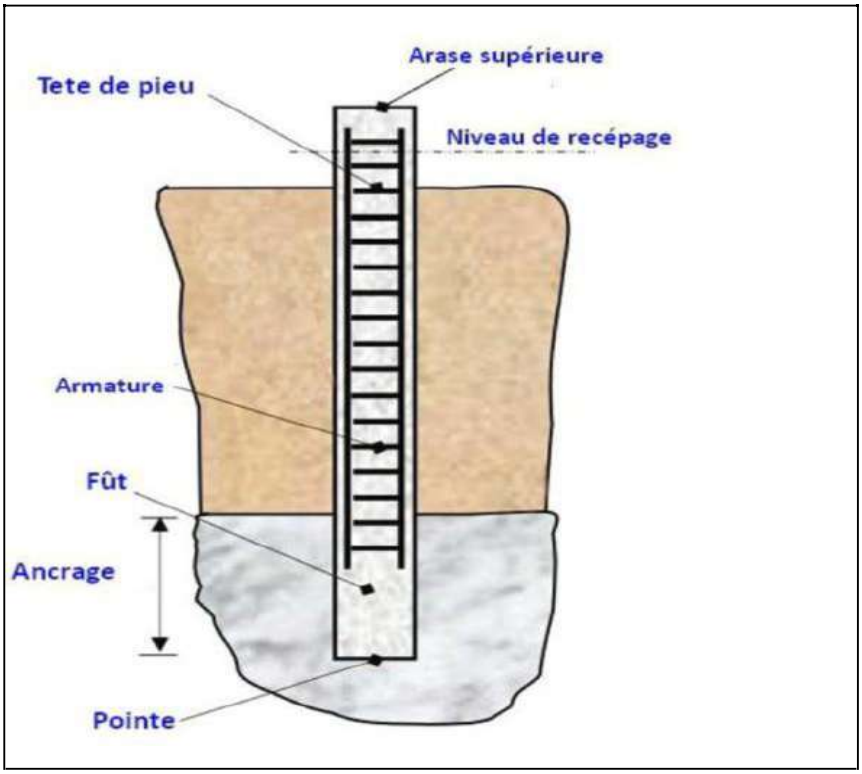


Figure III.1: Schéma explicatif d'un pieu (Les trois parties principales)[2]

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique De. Cette valeur De 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 De/B > 5 [6]. Couche de sol médiocre Couche de sol d'ancrage.

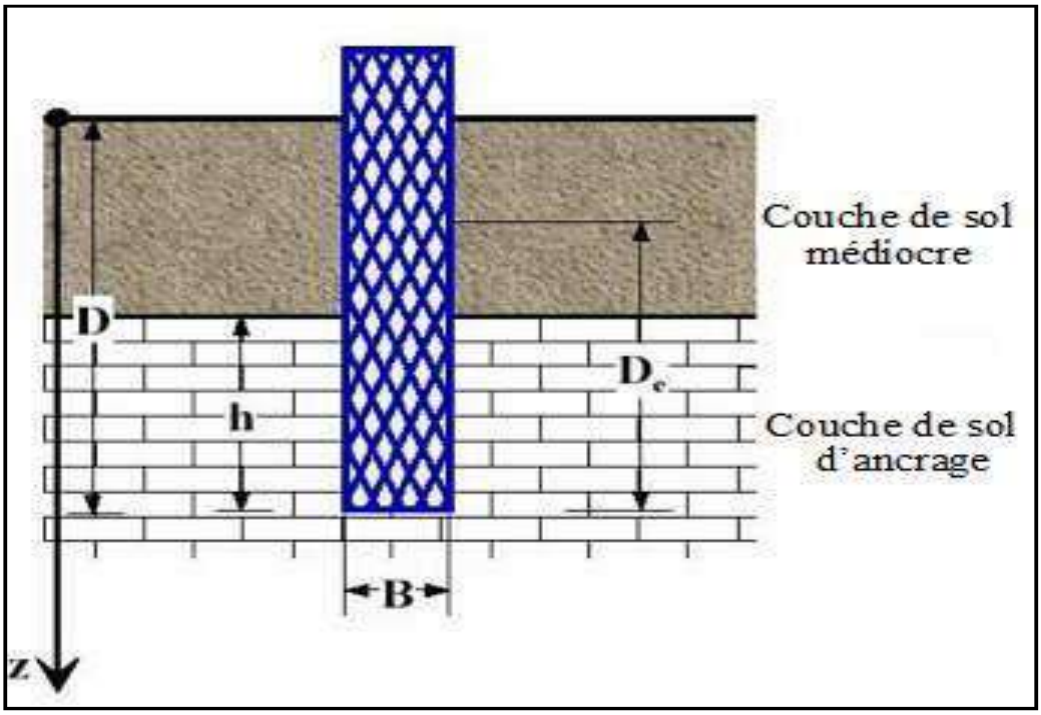


Figure III.2: Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De [2]

1.III.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.

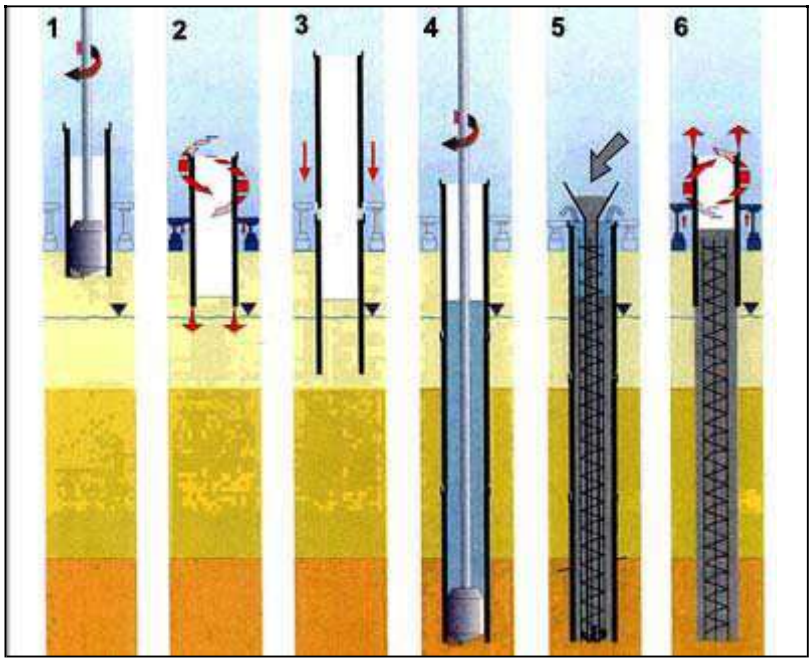


Figure III.3: Mode opératoire des pieux tubés

3 - Pieux forés

- foré simple,
- foré tubé,
- foré boue,
- tarière creuse (type 1 à type 3 selon la technologie utilisée),
- vissé moulé,
- injecté haute pression.

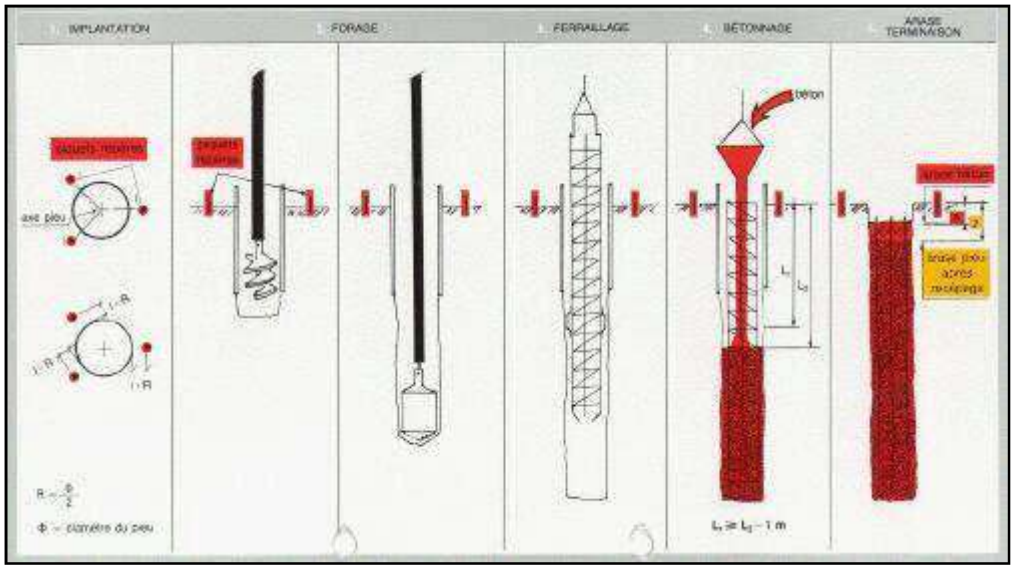


Figure III.4: Mode opératoire des pieux forés

5 - Pieux foncés

- béton foncé,
- métal foncé,



Figure III.5: Pieux foncés

6 - Micropieux de diamètre inférieur à 250 mm

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

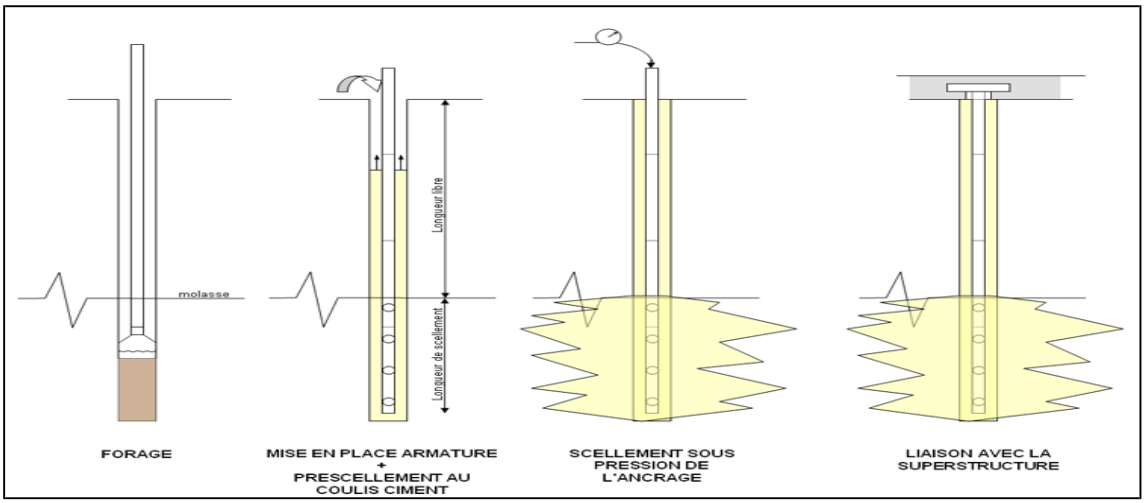


Figure III.6: Mode opératoire du micro pieux [2]

1.III.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

1.III.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].

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
P_l < 0.3 MPa E<1.8 MPa	0.3 MPa < P_l < MPa 1.8 MPa < E< 24 MPa	P_l >2.5MPa E > 24MPa

Tableau III.1: Nature de sol d'après l'essai pressiométrique [1]

Mauvais sol	Sol moyen	Bon sol
Q_p < 3.3 MPa Q_s <0.1 MPa	3.3MPa < Q_p < 15MPa 0.1MPa <E<24 MPa	Q_p >15MPa Q_s >1 MPa

Tableau III.2: Nature de sol d'après l'essai pénétromètre [1]

1.III.4. 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 :

$$q_r = q_o + l\,(P_{le} - P_o) \qquad \text{(III.1)}$$

q_o et P_o sont les pressions verticales et horizontales telles qu'elles ont été définies précédemment.
P_{le} est la pression limite équivalente donnée par:

$$P_{le} = \sqrt[n]{(P_{l3} + P_{l2} + \cdots P_{ln})_n} \qquad \text{(III.2)}$$

P_{ln} 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 III bis), de l'encastrement relatif h_e/R avec :

$$h_e = \frac{1}{P_{le}} \int_0^h P(Z).d(z) \qquad \text{(III.3)}$$

Il faudra en outre vérifier que $h_e/R > h_c/R$, hc 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.

1.III.5. Résistance nominale en pointe

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

$$q_n = q_0 + \frac{K}{3}\,(P_{le} - P_o) \qquad \text{(III.4)}$$

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

$$Qn=\pi R^2 \left[q_0+\frac{K}{3}(P_{le}-P_o)\right] \quad \text{(III.5)}$$

1.III.6. 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. Ce sont 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 :

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

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

Le terme de frottement $S(P_l)$ est une fonction de P_l ; il est donné par des abaques dus à Menard

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

$$f_2=\int_{H-6R}^{H} S'(P_1)dz \quad \text{(III.7)}$$

(P_1) est donnée en abaque

$$Q_{lat}=P[\int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1)dz+\int_{H-6R}^{H} S(P_1)dz] \quad \text{(III.8)}$$

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 :

$$f_3=\int_0^{n_0} S''(P_1)\,dz \quad \text{(III.9)}$$

S'(P) est négatif.

$S'(P_l)$ est une fonction de P_l donné par les abaques.

De R+ 0, 3 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 :

$$Q_{lat} = P[\int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1)dz + \int_{H-6R}^{H} S(P_1)dz + \int_{0}^{n_0} S''(P_1)\,dz] \qquad \text{(III.10)}$$

1.III.7. 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 temps 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.

1.III.8. 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 πR^2 :

$$Qn=\pi R^2\,[q_0\frac{K}{3}.(Pl_e - P_0) + \pi R[\int_{R+0.3}^{H-6R} S(P_1)dz + \int_{H-6R}^{H} S'(P_1)dz] \qquad \text{(III.11)}$$

a) Pénétromètres 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 mesurée l'effort nécessaire pour obtenir cet enfoncement. L'effort est fourni par un vérin hydraulique. Les pénétromètres 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 Ft,
- 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 :

$$R_p = F_p/S. \qquad \text{(III.12)}$$

Le terme de frottement latéral est obtenu par :

$$F_l = F_t - F_p \qquad \text{(III.13)}$$

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 10kN).

➢ **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 d 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].

b) 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 vibro-marteau).

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.

1.III.9. Tassement

1.6.4.1. Tassement d'un pieu isolé

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

$$W=\frac{P}{h.E}Ip \qquad \text{(III.14)}$$

Tel que :

P: charge totale appliquée sur le pieu,

h: longueur de la pie,

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

1.6.4.2. Tassement d'un groupe de pieu

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_I) et de groupes des pieux correspondants (w_g), il a proposé la relation suivante [3]:

$$W_g=W_i\frac{(13.1.B+9)^2}{(1.3.B+12)^2} \qquad \text{(III.15)}$$

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

1.III.10. Conclusion

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut s'effectuer que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique : c'est le pré dimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet. Ce processus est répété jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage.

En tout état de cause, les problèmes posés par le comportement des pieux, sous différentes natures de charges, sont complexes, et il n'est pas possible de définir une méthode simple et précise de dimensionnement d'une fondation sur pieux. Il ne faut pas non plus perdre de vue qu'un projet de fondation, au-delà de la confrontation des charges apportées par la superstructure aux propriétés mécaniques du site, doit tenir compte des problèmes posés par l'exécution. Pour des ouvrages importants ou lorsqu'apparaissent des conditions de charge, de site, de configuration ou d'exécution délicates, on ne peut se passer de faire appel à un spécialiste de fondations.

1IV-1 PRESENTATION DU PROJET

1V-1 Introduction

Le projet consiste en la réalisation de la station d'épuration de Boufarik à l'Ouest du centre-ville de BEN CHAABANE (ALGERIE) Conformément aux recommandations de Fonda sol et à notre offre et, la solution retenue est un renforcement de sol par colonnes ballastées sèches sous les ouvrages suivants :

- ✓ Le bâtiment de prétraitement composé d'un dégrilleur fin (8), d'un dégraisseur-dessableur (9) et d'un écrêter de débit (11)
- ✓ Le décanteur Primaire (12)
- ✓ Le bassin Biologique (13)

Il s'agit de la demande de l'entreprise THE ARAB CONTRACTORS, par lettre de commande du 17 juin 2014, le laboratoire HAMZA a entrepris l'étude géotechnique du site destiné pour la réalisation de la station d'épuration de Boufarik.

1VI-1 LOCALISATION ET TOPOGRAPHIE DU SITE

Le site du projet est localisé à l'Ouest du centre-ville de la commune de Ben Chaabane. Voir plan ci-dessous :



Plan n°01 : Extrait d'une photo satellite montrant la situation du site du projet par rapport à la ville de Ben Chaabane.

Les assiettes du site est de forme rectangulaire à un allongement nord-sud, la longueur nord-sud est de 240 m et la largeur est-ouest 160m, soit une superficie de 4HA environ.

Celle-ci est limitée :

Au Nord par le reste du terrain

Au Sud par une construction privée + pépinière

A l'Est par une piste

A l'Ouest par le reste du terrain.

Du point de vue topographique le site du projet est parfaitement plat, et aucun ne signe D'instabilité n'a été constaté sur site.

IV.3 CADRE GEOLOGIQUE

Aperçu géologique régional :

D'après la carte géologique de Koléa au 1 / 50 000°, la région de Boufarik est située dans la plaine de la Mitidja. Ainsi, nous retrouvons des dépôts limoneux de la Mitidja représentant des alluvions récentes; ces dépôts recouvrent la plaine dont ils occupent toute la partie basse. Ces dépôts surmontent les formations sédimentaires du Pliocène représentées par des marnes grisâtre parfois sableuses.

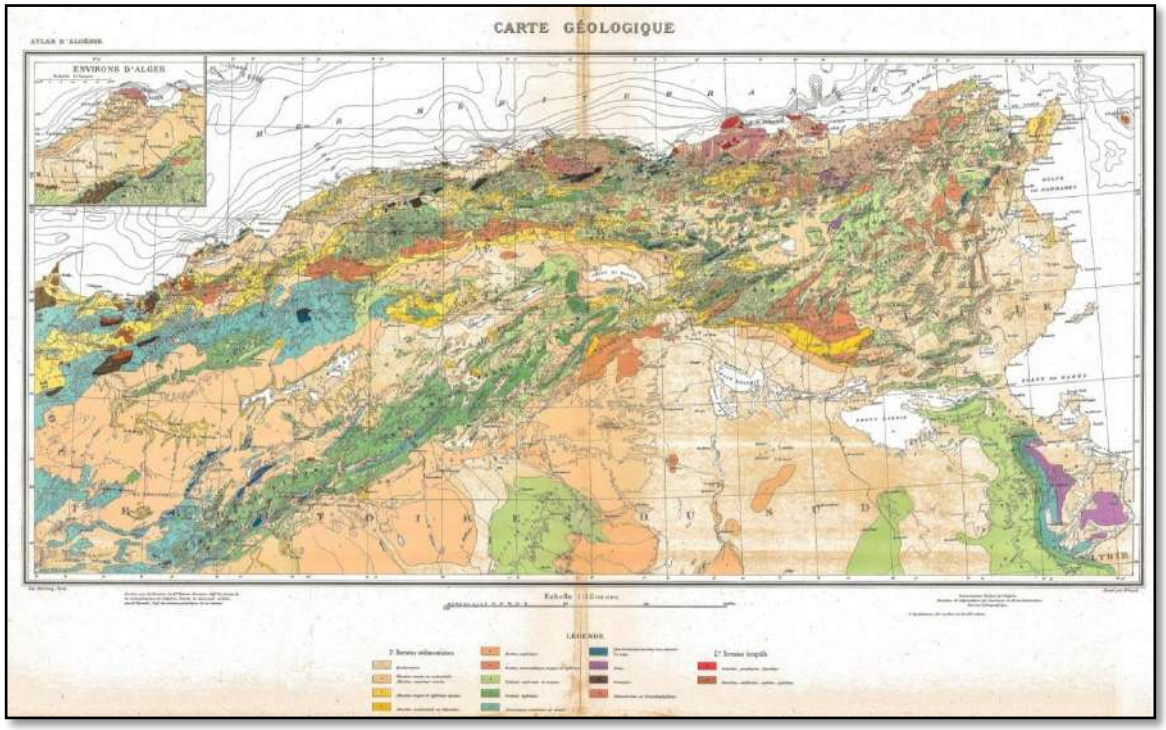


Figure IV-1: Carte géologique

SEISMICITE LOCALE

Aperçu tectonique

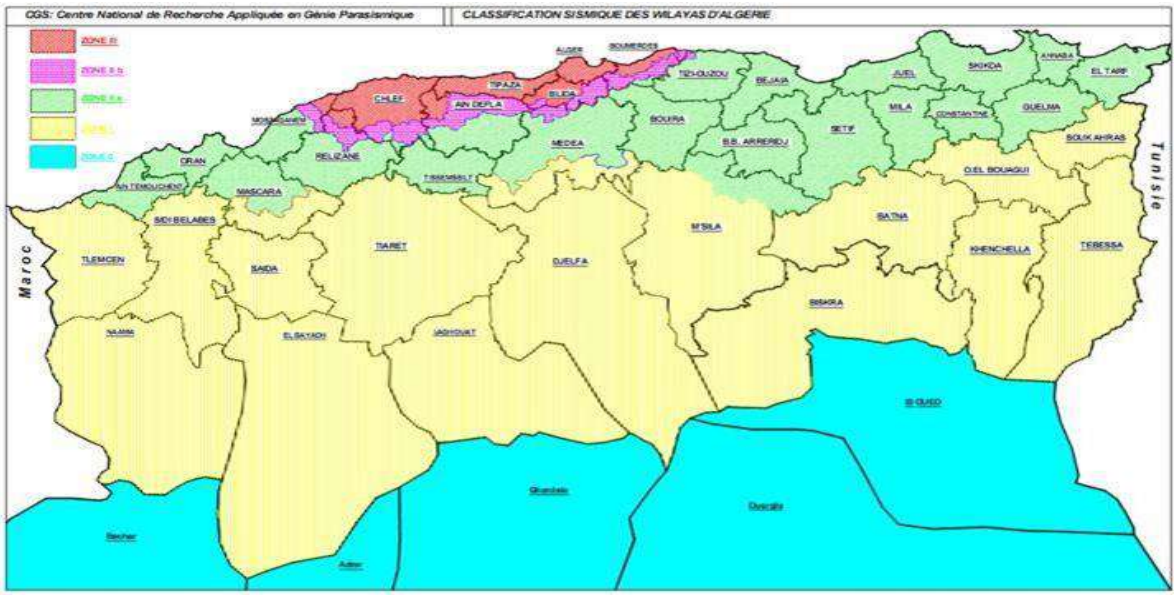


Figure IV-2 :*Carte de zonage sismique de l'Algérie*

(Réf : RPA 99 version 2003).

Le document technique réglementaire, divise le territoire algérien en cinq (05) zones de sismicité croissante, soit :

- Zone 0 : Sismicité négligeable
- Zone I : Sismicité faible
- Zone II a et II b : Sismicité moyenne
- Zone III : Sismicité élevée

Géologie

Sur le plan géologique, le site est représenté essentiellement par les alluvions anciennes, dépôts limoneux, sables et cailloutis qui sont des terrains sédimentaires d'âge quaternaire et par les marnes et les marno-calcaire d'âge Crétacé supérieur.

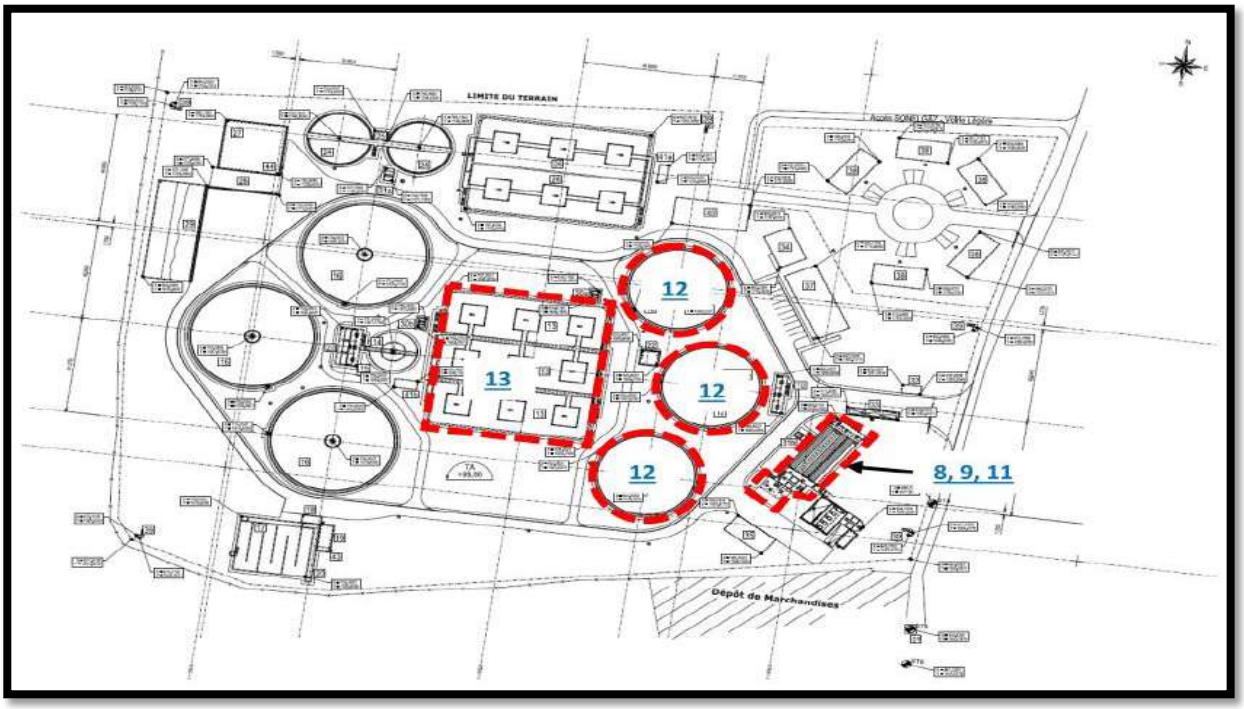
Sismicité

Les hypothèses sismiques prises en compte sont les suivantes :
Zone de sismicité : III
Catégorie d'importance : 1B
Accélération nominale ag correspondantes : 3.0 m/s2

Contexte hydrogéologique.

Au cours de la campagne de reconnaissance menée par ERUL HAMZA INTERNATIONAL en 2014, un niveau d'eau statique à 8,0m de profondeur/TN a été relevé.

Configuration des immeubles sujets de l'étude, on présente ci-après la configuration des ouvrages



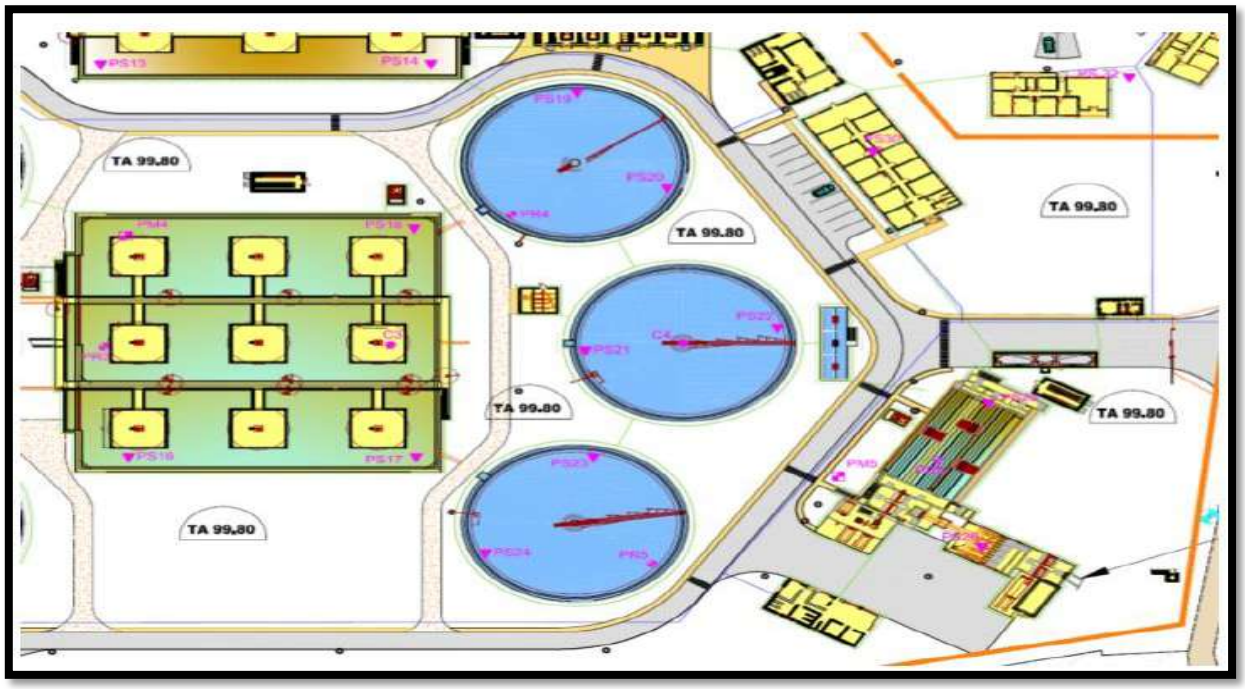


Figure IV-3 : les ouvrages composés

Conclusion :

Conclusion Dans ce chapitre ; nous avons essayé de présenter la région de Blida à travers sa situation, son importance et ses principales caractéristiques physiques : géographie, relief, géologie régionale, climat et sismicité.

Le site destiné à la construction de la station d'épuration de Boufarik à l'Ouest du centre-ville de BEN CHAABANE (ALGERIE).

Le terrain d'assise est constitué par des argiles limoneuses peu sableuses brunâtre est en profondeur en rencontre la marne grisâtre plastique à aspect vaseux parfois devenues sableuses, tout le site est recouvert par une couche de terre végétale d'épaisseur métrique, en argile limoneuse parfois graveleuse brunâtre.
Les essais au pénétromètre statique confirment la nature de sol mise en évidence par les sondages carottés à savoir une lithologie homogène traduite par des valeurs de résistance à la pointe statique qc ne dépassent pas les 20bars, nous pouvons dire que l'analyse globale des résultats nous permet de dire qu'on est en présence d'un terrain homogène avec une compacité faible.
Du point de vue topographique le site du projet est parfaitement plat, et aucun ne signe D'instabilité n'a été constaté sur site.
A cet effet nous préconisons la conception d'un système de fondation comme ci-dessous:
Le sol de l'assise se caractérise par une bonne stabilité vis-à-vis des glissements,
Les analyses chimiques du sol dénote un Environnement d'agressivité chimique modérée (XA2), traduisant une forte agressivité vis-à-vis du béton, avec une teneur en sulfates SO4-2 supérieur à 3000 et inférieur à 12000mg/kg, ce qui nécessite l'utilisation d'un ciment de type CRS (ciment résistant aux sulfates) et l'adaptation de la composition et de la mise en œuvre aux conditions du milieu avec action spécifique sur la nature et le dosage en ciment. Le rapport E/C,

V. Synthèse géotechnique

V.1.Compagne d'investigation :

La campagne de reconnaissance in situ a consisté à la mise en évidence de la nature lithologique en plan et en profondeur du sol support :

- L'exécution de Trente un (31) essais de pénétrations statique de 20m de profondeur.
- L'exécution de six (06) essais de pressiomètre Ménard de 20m de profondeur.
- L'exécution de cinq (05) sondages carottés, d'une profondeur de 20m chacun.
- L'exécution de dix (10) sondages de reconnaissance à la pelle mécanique, d'une Profondeur de 4m chacune.
- Le prélèvement d'échantillons intacts et remanies pour analyse au laboratoire.

V.2.sondage de reconnaissance

Les sondages carottés réalisés sont implantés sur les points jugés les plus représentatifs de l'assise et des emplacements des ouvrages projetés, en vue de mettre en évidence la nature lithologique en place. Les échantillons remontés au jour ont permis une description visuelle suivant une photographie réelle de la colonne stratigraphique traversée par l'outil de forage.

L'ensemble des coupes de sondage traduisent un sol représenté sur la totalité du terrain par la formation ci-après :

Sondage carotté N° 01 :

De 0.00 à 1.00m : Terre végétale, argile limoneuse brunâtre;

De 1.00 à 3.00m : Argile limoneuse brunâtre;

De 3.00 à 10.00m : Marne grisâtre à aspect vaseux;

De 10.00 à 15.00m : Marne grisâtre plastique;

De 15.00 à 20.00m : Marne grisâtre plastique parfois sableuse;

Sondage carotté N° 02 :

De 0.00 à 1.00m : Terre végétale, argile limoneuse brunâtre;

De 1.00 à 3.00m : Argile limoneuse brunâtre;

De 3.00 à 7.00m : Argile limoneuse à marneuse brune à grisâtre à aspect vaseux;

De 7.00 à 16.00m : Marne grisâtre plastique;

De 16.00 à 20.00m : Marne grisâtre sableuse plastique;

Sondage carotté N° 03 :

De 0.00 à 0.80m : Terre végétale, argile limoneuse brunâtre;

De 0.80 à 4.00m : Argile limoneuse brunâtre;

De 4.00 à 9.00m : Argile marneuse brune à grisâtre;

De 9.00 à 17.00m : Marne grisâtre plastique à aspect vaseux; De 17.00 à 20.00m : Marne grisâtre sableuse plastique;

Sondage carotté N° 04 :

De 0.00 à 1.00m : Terre végétale, argile limoneuse brunâtre;
De 1.00 à 4.70m : Argile limoneuse brunâtre;
De 4.70 à 8.00m : Argile marneuse grisâtre à aspect vaseux;
De 8.00 à 16.50m : Marne grisâtre plastique à aspect vaseux;
De 16.50 à 20.00m : Marne grisâtre plastique parfois sableuse;

Sondage carotté N° 05 :

De 0.00 à 1.00m : Terre végétale, argile limoneuse brunâtre;
De 1.00 à 4.00m : Argile limoneuse brunâtre;
De 4.00 à 7.00m : Argile marneuse grisâtre à aspect vaseux; De 7.00 à 15.00m : Marne grisâtre plastique à aspect vaseux; De 15.00 à 20.00m : Marne grisâtre sableuse plastique;

Les sondages de reconnaissance ont confirmés les formations lithologique rencontrée par les sondages carottés soit une épaisse couche de terre végétale et on profondeur des argiles limoneuses parfois sableuses plastiques.

Au vue de la nature lithologique décrite, on peut dire que le sol de l'assise est constitué par des argiles limoneuses peu sableuses brunâtre est en profondeur en rencontre la marne grisâtre plastique parfois devenues sableuses, tout le site est recouvert par une couche de terre végétale d'épaisseur métrique, en argile limoneuse parfois graveleuse brunâtre.

Il est important de noter que le sol est constitué d'une même nature lithologique étendue en plan comme le montrent les cinq colonnes stratigraphiques.

Les mesures des niveaux piézométriques dénotent un niveau statique d'eau -8m de profondeur.

III.1 ESSAI DE PENETRATION STATIIQUE

1) Principe de l'essai :

L'essai au pénétromètre statique consiste à foncer verticalement dans le terrain, à vitesse lente et constante de 2cm/s, un train de tiges terminé à sa base par une pointe conique généralement de même diamètre que les tiges Par un procédé quelconque, mécanique, électrique ou hydraulique, on mesure suivant un pas de profondeur donné, la résistance opposée par le sol à la pénétration de cette pointe, appelée en conséquence résistance de pointe statique (ou résistance de cône) et notée qc Simultanément, on mesure l'effort opposé à l'enfoncement de l'ensemble pointe et tiges. Cet effort est appelé effort total et noté Qt . Il comprend d'une part l'effort de pointe et d'autre part l'effort de frottement latéral, qui s'exerce sur toute la hauteur du train de tiges.

L'effort de pointe Qc est la résultante axiale de la réaction du sol sur les deux surfaces cylindrique et Conique de la pointe. Par définition, la résistance de pointe statique qc est le quotient de l'effort de pointe par la section droite de la base du cône, soit : qc = Qc/Ac

Connaissant l'effort total de fonçage Qt, mesuré en tête, on peut déterminer l'effort de frottement latéral total Qst sur le tube par la relation : Qst = Qt – Qc

En traçant les variations de ces divers paramètres en fonction de la profondeur, on obtient des profils de pénétration dits, appelés aussi profils pénétrométriques .

2) Résultats des essais :

Trente un (31) essais au pénétromètre statique ont réalisés et implantés de manière à couvrir toute l'emprise et de fixer une idée sur la résistance de sol et son degré d'homogénéité étendu à toute la surface du terrain. Ces essais sont réalisés dans une optique de mettre en évidence la variation de résistance de sol en profondeur et de localiser le toit de l'horizon résistant porteur des fondations.

Les données collectées sur le site ont été traitées automatiquement à l'aide d'un logiciel SOLTEST et ont permis l'élaboration des pénétrogrammes visualisant l'évolution de la résistance de sol à la pointe et les frottements en profondeur.

L'examen des résultats des essais de pénétration statique dénotent un

terrain d'emprise homogène avec une résistance à la pointe statique qc ne dépassent pas les 20bars sur le long de tous les pénétromètres réalisés sauf les pénétromètre N° 1, 2, 8, 9, 11, 16, 17 et 28 ont des résistances à la pointe statique qc >20bars au délà de 16m de profondeur.

Ainsi, nous pouvons dire que l'analyse globale des résultats nous permet de dire qu'on est en présence d'un terrain homogène avec une compacité faible.

L'allure des pénétrogrammes en dent de scie, traduisant des variations brusque des valeurs de résistance de sol à travers le passage dans des zones de matériaux graveleux et caillouteux.

III.3- ESSAIS PRESSIOMETRIQUES

A) Principe de l'essai :

Le principe consiste à introduire une sonde gonflable dans un forage préalablement réalisé, et d'exercer des pressions à partir de la surface du sol et de noter la variation du volume correspondant à la déformation du sol.

Le traitement automatique des données récoltées sur le terrain à l'aide d'un logiciel Soltest, permet d'obtenir une courbe pression – volume portant en abscisses les pressions et en ordonnées les volumes.

La pression limite correspondant à la rupture de sol voisinant au volume de déformation de 700 cm3 de la sonde.

Le module de déformation pressiométriuqe caractérisant la déformation de sol, qui traduit le rapport de la variation de la pression ΔP à la variation du volume ΔV

$$E = K\frac{\Delta P}{\Delta V} = 2(1+\nu)\left(Vs + \frac{V_1 + V_2}{2}\right)\frac{P_1 - P_2}{V_1 - V_2} = 2.66(V_s + V_m)\frac{\Delta P}{\Delta V}$$

B) Résultats d'essais pressiométriques :

Les résultats ont été reportés dans ce document, et ont permis de tracer les diagrammes de variations :

- de la pression limite Pl (pression occasionnant un poinçonnement généralisé du terrain)
- du module préssiomètrique Ep (caractérisant la phase de déformation pseudo-élastique de l'essai et correspondant à un champ de contrainte déviatorique)
- du rapport E/Pl (dépendant de la nature du terrain) , influencé par le degré de consolidation ou de remaniement du sol en fonction de la profondeur pour chaque station de mesure.

Les résultats des mesures figurent en annexe dans le présent document.

Les mesures effectuées entre 0 et 20mètres, montrent que le sol est d'une moyenne à faible résistance En effet, présente un module préssiomètrique très variable ;

$$15 < Ep < 287 bars$$

Le rapport module préssiométrique à la pression limite E/Pl varie entre 6 et 45, Ce rapport caractérise une argile normalement consolidée.

Il faut rappeler que les essais ont été réalisés sur le terrain naturel sans aucun terrassement.

III.2 Essai de laboratoire

Des échantillons intacts et remanies ont été prélevés à différents profondeurs, et ont fait l'objet des essais de laboratoire.

Essais physiques

- Teneur en eau.
- Densité sèche et humide.
- Granulométries et sédimentomérie
- Limites d'Atterberg

Essais mécaniques :

- Essai de cisaillement rectiligne (UU)
- Essai de compressibilité à l'oedomètre

Essais chimiques :

- % des sulfates

- % des chlorures
- % de matière organique
- Mesure de PH

III.3.1- Résultats des essais de laboratoire

Les résultats des essais de laboratoire sont présentés dans un tableau récapitulatif donné ci- joint, les courbes et graphiques des essais sont donnés en annexe

Sondage / Puits		SC 01	SC 01	SC 01	SC 01	SC 01
Profondeur (m)		2.00 à 2.25	3.00 à 3.40	6.00 à 6.35	11.00 à11.35	17.15 à17.35
Densité sèche	γd (t/m3)	1.52	1.53	1.62	1.60	1.64
Teneur en eau pondérale	Wn (%)	27.13	25.30	23.60	24.9	18.90
Teneur en eau de saturation	Ws (%)	28.59	28.10	24.52	25.34	23.85
Degré de saturation	Sr (%)	94.88	90.10	96.26	98.16	79.30
Densité humide	γh (t/m3)	1.90	1.92	2.00	2.00	2.00
Granulométrie	5 mm	99.92	100.0	99.97	100.0	100.0
	2 mm	99.61	99.96	99.83	99.99	100.0
	0.08 mm	98.75	98.47	98.40	99.21	80.63
Sédimentométrie	2 µm	38.48	34.72	22.60	27.43	28.43
Limites d'Atterberg	WL (%)	64.22	49.84	43.29	41.62	23.38
	IP	31.96	26.37	27.1	19.92	12.06
Indice de consistance	Ic	1.161	0.931	0.727	0.839	0.371
	Pc (Bar)					

Résultats oedométriques	Ct					
	Cg					
	C_V (cm^2/s)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	**UU**	**UU**	**UU**	**UU**	
	C (bar)	0.52	0.28	0.81	0.40	
	Φ (°)	14.47°	14.04°	9.72°	13.39°	

Sondage / Puits		SC 02	SC 02	SC 02	SC 02	SC 02
Profondeur (m)		2.50 à3.00	5.00 à 5.50	12.30à12.70	13.50 à 14.00	18.20 à 18.50
Densité sèche	γd (t/m3)	1.44	1.52	1.48	1.52	1.58
Teneur en eau pondérale	Wn (%)	25.20	28.60	30.20	27.76	23.93
Teneur en eau de saturation	Ws (%)	32.52	28.80	30.70	28.56	26.08
Degré de saturation	Sr (%)	77.30	99.50	98.30	97.31	92.23
Densité humide	γh (t/m3)	1.80	1.96	1.90	1.90	1.90
Granulométrie	5 mm	100.0	100.0	100.0	100.0	99.99
	2 mm	99.99	99.90	99.93	99.98	99.98
	0.08 mm	99.56	98.03	99.15	97.79	90.78
Sédimentométrie	2 µm	44.38	18.92	23.64	28.77	12.72
Limites d'Atterberg	WL (%)	62.42	51.08	44.18	49.54	30.18
	IP	35.27	28.07	23.25	27.10	17.53
Indice de consistance	Ic	1.055	0.801	0.601	0.804	0.357
Résultats oedométriques	Pc (Bar)					
	Ct					
	Cg					
	C_V (cm^2/s)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	**UU**	**UU**	**UU**	**UU**	
	C (bar)	0.63	0.71	0.39	0.54	
	Φ (°)	13.10°	14.47°	11.08°	9.93°	

Sondage / Puits		SC 03	SC 03	SC 03	SC 03	SC 03
Profondeur (m)		2.50 à 2.90	3.00 à 4.25	6.70à 7.00	11.00 à 11.60	15.55 à 16.00
Densité sèche	γd (t/m3)	1.49	1.51	1.63	1.63	1.57
Teneur en eau pondérale	Wn (%)	28.83	26.80	21.00	23.00	24.00
Teneur en eau de saturation	Ws (%)	29.75	29.42	24.20	24.40	26.70
Degré de saturation	Sr (%)	96.95	91.10	86.20	94.20	90.10
Densité humide	γh (t/m3)	1.90	1.90	1.97	2.00	1.90
Granulométrie	5 mm	100.0	99.99	100.0	100.0	100.0
	2 mm	99.95	99.96	99.30	99.97	99.89
	0.08 mm	99.19	99.45	97.24	98.46	97.63
Sédimentométrie	2 µm	38.80	14.99	24.98	33.45	20.33
Limites d'Atterberg	WL (%)	53.14	37.26	46.12	50.08	25.95
	IP	29.19	24.65	23.86	27.47	12.86
Indice de consistance	Ic	0.833	0.424	1.053	0.986	0.152
Résultats oedométriques	Pc (Bar)					
	Ct					
	Cg					
	C_V					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	**UU**	**UU**	**UU**	**UU**	
	C (bar)	0.45	0.44	0.54	0.67	
	Φ (°)	16.09°	16.57°	8.70°	11.80°	

Sondage / Puits		SC 04	SC 04	SC 04	SC 04	SC 04
Profondeur (m)		2.65 à3.00	5.20 à 5.60	7.60 à 7.95	10.00 à 10.50	14.75 à 15.00
Densité sèche	γd (t/m3)	1.54	1.61	1.59	1.60	1.50
Teneur en eau pondérale	Wn (%)	26.50	23.63	25.66	25.06	28.86
Teneur en eau de saturation	Ws (%)	27.83	25.08	25.80	25.15	29.24
Degré de saturation	Sr (%)	95.18	94.77	99.50	99.62	98.78
Densité humide	γh (t/m3)	1.90	1.90	2.00	2.00	1.90
Granulométrie	5 mm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0
	2 mm	99.76	99.98	99.98	99.71	99.97
	0.08 mm	99.32	99.09	99.19	98.87	99.08
Sédimentométrie	2 µm	31.24	36.33	15.50	22.03	17.40
Limites d'Atterberg	WL (%)	57.54	56.61	52.58	43.41	38.92
	IP	32.78	31.97	29.37	22.56	19.88
Indice de consistance	Ic	0.947	1.032	0.917	0.813	0.506
Résultats oedométriques	Pc (Bar)					
	Ct					
	Cg					

	C_V (cm^2/s)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	**UU**	**UU**	**UU**	**UU**	
	C (bar)	0.48	0.58	0.61	0.66	
	Φ (°)	18.72°	14.65°	13.90°	9.37°	

Sondage / Puits		SC 05	SC 05	SC 05	SC 05	SC 05
Profondeur (m)		1.70 à 2.00	5.00 à 5.50	6.70 à 7.00	11.00 à 11.60	15.55 à 16.00
Densité sèche	γd (t/m3)	1.53	1.54	1.61	1.56	1.56
Teneur en eau pondérale	Wn (%)	27.40	26.00	18.80	25.10	25.36
Teneur en eau de saturation	Ws (%)	28.10	27.70	24.89	27.00	26.81
Degré de saturation	Sr (%)	97.40	93.60	75.47	93.20	94.82
Densité humide	γh (t/m3)	1.96	1.90	1.90	1.96	1.90
Granulométrie	5 mm	99.90	100.0	100.0	100.0	100.0
	2 mm	99.55	99.94	99.51	99.99	99.96
	0.08 mm	98.72	99.28	98.33	99.15	66.93
Sédimentométrie	2 µm	39.33	28.53	18.97	26.41	15.82
Limites d'Atterberg	WL (%)	64.74	68.9	49.35	25.97	
	IP	37.85	40.04	23.73	8.94	
Indice de consistance	Ic	0.987	1.071	1.287	0.97	
Résultats oedométriques	Pc (Bar)					
	Ct					
	Cg					
	C_V (cm^2/s)					
Cisaillement rectiligne ou Triaxial	Type d'essai	**UU**	**UU**	**UU**	**UU**	
	C (bar)	0.25	0.56	0.57	0.60	
	Φ (°)	15.38°	9.17°	9.20°	11.14°	

Les résultats de coefficient de consolidation « Cv »

Sondage / Puits	SC 03			
Profondeur (m)	2.50 à 2.90			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	2.80E-03	2.80E-03	2.80E-03	2.80E-03

Sondage / Puits	SC 03		
Profondeur (m)	3.00 à 4.25		
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014
C_V (cm^2/s)	9.11E-04	4.35E-04	5.48E-04

Sondage / Puits	SC 03			
Profondeur (m)	6.70 à 7.00			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	2.54E-03	2.78E-03	3.36E-03	2.15E-03

Sondage / Puits	SC 03		
Profondeur (m)	11.0 à 11.60		
Contrainte (bars)	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	2.51E-03	2.75E-03	1.70E-03

Sondage / Puits	SC 04			
Profondeur (m)	2.65 à 3.00			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	2.46E-03	3.26E-03	1.45E-03	2.46E-03

Sondage / Puits	SC 04			
Profondeur (m)	5.20 à 5.60			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	2.95E-03	3.28E-03	5.79E-03	4.02E-03

Sondage / Puits	SC 04			
Profondeur (m)	7.60 à 7.95			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	3.26E-03	2.69E-03	2.26E-03	2.46E-03

Sondage / Puits	SC 04			
Profondeur (m)	10.0 à 10.50			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	2.26E-03	1.66E-03	2.69E-03	3.26E-03

Sondage / Puits	SC 05			
Profondeur (m)	5.00 à 5.50			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	6.58E-03	2.66E-03	2.92E-03	3.61E-03

Sondage / Puits	SC 05			
Profondeur (m)	6.70 à 7.00			
Contrainte (bars)	0.956	1.976	4.014	8.092
C_V (cm^2/s)	9.05E-03	6.65E-03	4.02E-03	2.26E-03

- **Interprétation des résultats**

1/ Identification et caractéristiques physiques :

- Les essais granulométriques et sédimentométriques réalisées sur les échantillons testés montrent un pourcentage de passants à 80 µ sont à l'ordre de 66 à 99%, Au vu de toutes ces valeurs, on peut déduire que le sol support est constitué de particules fines à grossiers représentées par des argiles et argile limono-sableuses.
- Les limites d'Atterberg ont donnés des indices de plasticité «Ip» variant entre 9 à 40% et avec des limites de liquidités variant entre 23 à 69%, ces valeurs correspondent à un sol très plastique et peu plastique.
  Celles-ci sont classées, d'après la classification USCS, dans la catégorie des argiles très plastiques (At) et argiles peu plastiques (Ap)

Les valeurs obtenues Ic sont à l'ordre de 1.0, ce qui traduisent un sol de consistance moyenne selon le tableau qualificatif du sol en fonction de l'indice de consistance selon la norme XP 94- 011.

- Les densités sèches d (t/m3) obtenues sont de l'ordre ($1.44\ t/m^3 < \gamma < 1.64\ t/m^3$), ces valeurs montrent que le sol est peu à moyennement dense.
- Les teneurs en eau mesurées sont à l'ordre de ($18 < Wn\ (\%) < 29.0$), les degrés de saturation correspondant varient entre 75 et 99%, ce qui indique un sol moyennement mouillé à saturé.

2/ Compressibilité à l'oedomètre :

- Les valeurs du coefficient de compression « Cc » obtenues varient entre 17% < Cc <28%, ces valeurs correspondent à un sol moyennement compressible.
- Les valeurs de pression de consolidation « Pc » obtenues, varient entre 1.09bars < Pc

  <3.36bars, la comparaison de ces valeurs avec la pression des terres montre que le sol est sur- consolidé à moyennement consolidé.
- Les valeurs du coefficient de gonflement « Cg » obtenues varient entre 2.15% < Cg < 4.53%, ces valeurs montrent que le sol étudié non gonflant.
- Les valeurs du coefficient de consolidation « Cv » obtenues varient entre 4.35E-04< Cv < 9.05E-03cm²/s.
- Les valeurs de la contrainte de gonflement « Pg » obtenues varient entre 0.33< Pg < 1.47bars, ces valeurs montrent que le sol étudié non gonflant.

3/ Résistance au cisaillement :

La résistance au cisaillement à court terme a été déterminée par des essais non consolidés non drainés (UU saturé) mesurés à la boite de Casagrande, les résultats obtenus sont :

- Cohésions non drainées moyenne entre : 0.25 bars < Cu < 0.81bars)
- Des angles de frottement moyenne entre : ($9.17^{\circ} < \phi\,(°) < 18.72^{\circ}$).

4/ Essais Proctor :

Les essais de compacité Proctor sont réalisés dans le but de déterminer la teneur en eau de compactage optimale, permettant d'avoir une densité maximale du matériau; les résultats obtenus sont les suivants :

- ✓ Les valeurs de densités maximales (γ dmax) variant entre 1.87 et 1.95 t/m3.
- ✓ Les teneurs en eaux optimales (WOPM) variant entre 10.7 et 13.7%.

5/ Analyse chimique sommaire :

Les échantillons prélevés ont subi des analyses chimiques dans une optique de définir la nature des environnements agressifs vis-à-vis de l'altération des bétons et la corrosion des armatures à travers la détermination des teneurs en sulfates SO_4, des carbonates et ainsi que le pouvoir en hydrogène PH,

N°: Echantillon	Profondeur	PH	MO	Sulfates Mg/Kg	% Chlorures	% CaCO3
SC01	2.00/2.25	7.45	5,5653	Trace	0,2281	20,4289
	3.00/3.40	7.10	7.5044	8932,4032	0,2764	12,4137
	11.00/11.35	7.31	3.0697	8373,5591	0,1906	27,8149
SC02	2.50/3.00	7.71	5,4813	Trace	0,1041	26,2514
	5.00/5.50	7.74	3,8065	Trace	0,1409	29,4867
SC03	2.50/2.90	7.65	6,5935	Néant	0,1483	20,7603
	3.00/4.25	7.66	3,0988	Néant	0,1084	35,2465
	11.00/11.60	7.67	3,7004	7409,0995	0,0991	37,3471
SC04	2.65/3.00	7.65	7,2465	Néant	0,1845	22,7727
	5.20/5.60	7.53	5,5247	Néant	0,1321	17,4683
	10.00/10.50	7.73	3,9727	Néant	0,5221	31,6953
SC05	1.70/2.00	7.76	5,5354	Néant	0,1450	22,3103
	5.00/5.50	7.51	6,3081	Néant	0,1174	32,1415

Interprétation des résultats des essais chimiques :

Ces résultats permettront de mieux fixer et donner les recommandations de base pour le choix des mesures préventives à la confection des bétons et sa mise en œuvre et l'épaisseur des enrobages des armatures en milieu agressif,

1°/ Teneur en sulfates

Interprétation :

Selon la norme NFT 18-011 (Juin 2009). L'échantillon est classé comme suit :

Spécification Sulfates mg/kg	Classe D'agressivité	Niveau De protection
≥ 2000 et ≤ 3000	XA1 Environnement à faible agressivité chimique	pas de recommandations particulières
>3000 et ≤12000	XA2 Environnement d'agressivité chimique modérée	Ciments conformes à la norme NA 5033 (PM) ou NA 443 (ES)

2°/ Mesure de l'acidité

Selon la DTR BE1.31 :

PH	> 7	Non agressive	pas de mesure particulière

3°/ Teneur en carbonates

Selon la norme XP P 94-011 (Août 1999). Les sols analysés sont classée comme suit :

Teneur en carbonate (%)	Classification	
10 – 30	Peu calcaire	Faiblement marneux
30 à 70	moyennement calcaire	marneux

4°/ Teneur en matière organique

Selon la norme XP P 94-011 (Août 1999). Les sols analysés sont classée comme suit :

Teneur en matières	Classification
< 3	Non organique
3 à 10	Faiblement organique

Interprétation :

Nous retenons que les valeurs des PH sont au-dessus de 7 et révèlent un sol contenant des sels en dissolution donneront des solutions basiques PH>7.

Les résultats ci-dessus montrent que les échantillons testés présentent **une teneur en sulfates $SO4^{-2}$ est supérieur à 3000mg/kg**, selon la norme française de Classification des environnements agressifs (**NFT 18-011 en Juin 2009**), le sol analysé se classe comme **Environnement d'agressivité chimique modérée (XA2)**, ceci nécessite l'utilisation d'un ciment de type CRS (ciment résistant aux sulfates), néanmoins les bétons devront être fabriqués suivant les règles de l'art et doivent être compacts par leurs qualités intrinsèques.

D'une manière générale, à partir de 10% de matière organique contenu dans le matériau, on

peut considérer qu'ils nécessitent une attention particulière pour leur valorisation.

Le principal inconvénient de la matière organique est son caractère « vivant » qui procure au matériau une instabilité.

Les matériaux renfermant des matières organiques sont généralement très hétérogènes du point de vue de leurs caractéristiques géotechniques (ce qui leur confère un lourd handicap pour les usages routiers). Cette variabilité s'observe bien évidemment entre deux matériaux différents, mais également pour un même matériel.

V. CONCLUSIONS :

A la lumière des données obtenues nous concluons que le sol de l'assise convient au projet,

Le terrain d'assise est constitué par des argiles limoneuses peu sableuses brunâtre est en profondeur en rencontre la marne grisâtre plastique à aspect vaseux parfois devenues sableuses, tout le site est recouvert par une couche de terre végétale d'épaisseur métrique, en argile limoneuse parfois graveleuse brunâtre.

Les essais au pénétromètre statique confirment la nature de sol mise en

évidence par les sondages carottés à savoir une lithologie homogène traduite par des valeurs de résistance à la pointe statique qc ne dépassent pas les 20bars, nous pouvons dire que l'analyse globale des résultats nous permet de dire qu'on est en présence d'un terrain homogène avec une compacité faible.

Les essais pressiométriques dénotent un sol est d'une moyenne à faible portance, Le rapport module préssiométrique à la pression limite E/Pl varie entre 6 et 45, Ce rapport caractérise une argile normalement consolidée.

VI.1 Introduction

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la super structure. 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 fondation superficielle.

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.

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 :

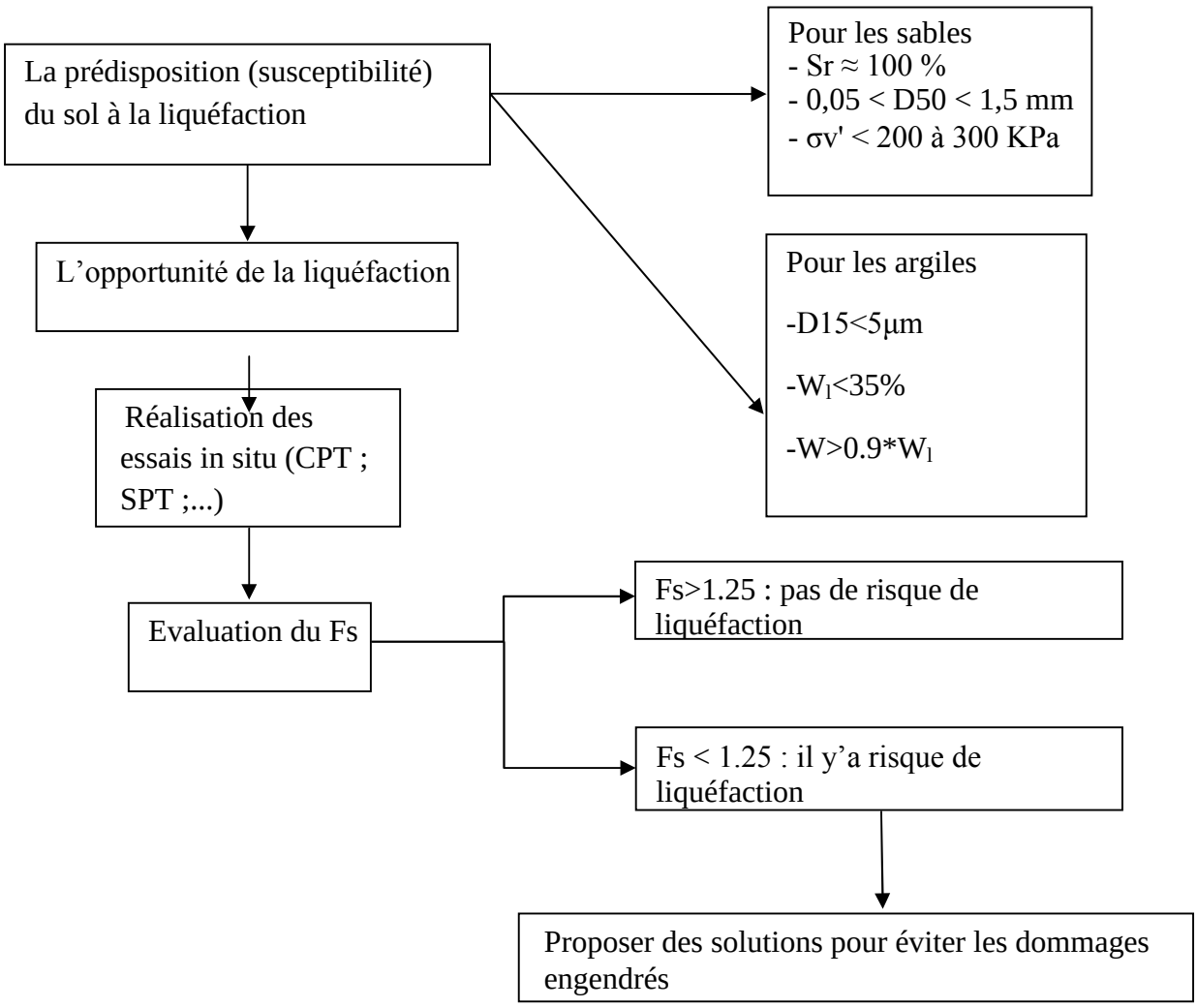


Figure VI.1: Organigramme pour l'évaluation du risque de liquéfaction

N° sondage	Sr 100%	D15<5µm	W_l < 35%	W > 0.9*W_l	Risque de liquéfaction
16	Oui	Non	Non	Non	Non
17	Oui	Non	Non	Non	Non
18	Oui	Non	Non	Non	Non
19	Oui	Non	Non	Non	Non

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

VI.1 CALCUL DE LA PORTANCE DU SOL

a. Estimation à partir du pénétromètre statique

Les règles qui suivent s'appliquent au pénétromètre statique normalisé (NF P 94-113), pour l'utilisation de tout autre pénétromètre, il est indispensable de disposer d'un calage entre l'appareil utilisé et l'appareil de référence.

Formule générale :

Comme pour le pressiomètre, la formule générale traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre elle s'écrit :

$$q'_u - q'_o = K_c * q_{ce} \quad \text{(VI.1)}$$

Avec :

q'_o : contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation,= 0.6 bar

q_{ce} résistance de pointe équivalente du sol : on retiendra la valeur la plus faible enregistrée dans les essais soit : 10 bars

q'_u : contrainte effective de rupture de la semelle, K_c : coefficient de portance= 0.32

Résistance de pointe équivalente :

La résistance de pointe équivalente est la résistance de pointe nette moyenne sur une épaisseur de 1,5 B sous la semelle, après avoir été écrêté les valeurs supérieures à 1.3 la moyenne.

Remarque :

La définition précédente est celle donnée dans le D.T.U-13-12 Règles pour le calcul des fondations superficielles, elle est homogène avec la définition de Ple

Valeurs numériques du coefficient de portance kc.

Les valeurs du coefficient de portance kc sont données par les expressions figurant dans le tableau suivant en fonction de la catégorie de sol considérée et de la hauteur d'encastrement équivalente "D_e" calculée.

Tableau III – Valeur du coefficient de portance k_c

Classe de sol (cf. ch. 6 § 4.3.9)	**Valeur de k_c**
Argiles et limons A, B ou C	$0,32\left[1 + 0,35\,(0,6 + 0,4\,\frac{B}{L})\,\frac{D_e}{B}\right]$
Sables A	$0,14\left[1 + 0,35\,(0,6 + 0,4\,\frac{B}{L})\,\frac{D_e}{B}\right]$
Sables et graves B	$0,11\left[1 + 0,50\,(0,6 + 0,4\,\frac{B}{L})\,\frac{D_e}{B}\right]$
Sables et graves C	$0,08\left[1 + 0,80\,(0,6 + 0,4\,\frac{B}{L})\,\frac{D_e}{B}\right]$
Craies B (1)	$0,17\left[1 + 0,27\,(0,6 + 0,4\,\frac{B}{L})\,\frac{D_e}{B}\right]$
(1) Par référence à [5] la formule valable pour la craie B pourra être étendue aux marnes, marno-calcaires et roches altérées.	

Qadm = [K_c * q_{ce}] /3

= [0.32.10]/3

= 1.0 bar.

Qadm= 1.0 bar =10tonnes/m²

b. Estimation au moyen de la formule de l'HERMINIER :

Le taux de travail admissible du sol est donné par une formule empirique de l'HERMINIER, valable pour les fondations superficielles :

$$Qadm = Rp\ min / F \qquad (VI.2)$$

Avec:

Qadm : Contrainte admissible en Bars;

Rp min: Résistance de pointe dynamique minimale en Bars;

F: Coefficient réducteur,

APPLICATION :

Pour une fondation superficielle ancrée à 3.0m de profondeur à partir de la surface du sol, nous prenons en considération une résistance moyenne minimale Rp = 10 bars.

D'où nous aboutissons à : **Qadm = 1,0 bars (10 tonnes/m²).**

En règle générale ce résultat est valable si l'on a D/B > 1

D : profondeur d'ancrage

B largeur de la semelle.

On peut conclure qu'un taux de travail de l'ordre de 1.0 bar permettra d'être dans la sécurité vis à vis de la rupture.

b– Estimation à partir des résultats des essais pressiométriques

L'expression générale de la contrainte admissible (pour des charges verticales et centrées) est de la forme suivante:

$$Qadm = \gamma D + [\, Kp/3 \,.\, (Ple - Po)\,] / F \qquad \text{(VI.3)}$$

ou:

γ:poids volumique apparent du sol en place =2.0 t/m^3

D :profondeur d'encastrement : 3.0 mètres

Ple: pression limite équivalente

po= u + (σvo- u) Ko

Ko = coefficient des pressions de terres au repos

σvo : pression verticale totale au moment de l'essai au niveau de la fondation

u : pression de l'eau au niveau de la fondation envisagée.

Kp= facteur de capacité portante fonction de type de terrain, de l'encastrement D , et de la forme de la fondation

F : coefficient de sécurité = 3

1- Calcul de la pression limite équivalente

Pour calculer la pression limite équivalente d'une semelle filante de largeur B= 1.50 mètre, ancrée à D= 3.0 mètres

Les données de base des calculs sont les résultats de l'essai préssiomètrique La pression limite équivalente s'exprime: $P\ell e = \sqrt[n]{Pl1 x Pl2 \ldots\ldots x P\ln}$ (VI.4)

Pl'$_1$: valeur de Ple mesurée à un niveau situé à un diamètre au-dessus du niveau de la base de la fondation

Pl'$_2$: valeur de Ple mesurée à un niveau de la base de la fondation

Pl'$_3$: valeur de Ple mesurée sous la base à une profondeur d'un diamètre de fondation

Ple = 2.95bars.

2- Calcul de la pression horizontale naturelle

La pression horizontale naturelle des terres au moment de l'essai pressiomètrique peut être estimée, si l'on admet que le poids volumique des terres :

Po =0.5 *2.0 *3 =0.3 bar

3- Calcul du facteur de portance Kp :

Les abaques pour cette catégorie donnent les valeurs suivantes de Kp semelle filante Kp=1.5 on retiendra Kp=0.8

4- Calcul de la contrainte effective des terres après travaux :

qo =3.0 m * 2.0 t/m^3

=0.60 bar

5- Determination de la contrainte de rupture :

Ql = qo + Kp(ple-po)

= 0.6 +0.8 (2.95-0.27)

= 2.72 bars.

6- Determination de la contrainte admissible :

Qadm = qo + [Kp * (ple - po)] / F

Compte tenu d'un éventuel remaniement du terrain en fond de fouille lors de l'exécution des terrassements, un coefficient réducteur 0.8 sera applique sur tous les termes et un large coefficient de sécurité F=3

Une pratique courante, et recommandable, applicable aux terrains sensible serait de réduire le taux de travail admissible des semelles pour obtenir les plus faibles amplitudes de tassements.

On retiendra comme contrainte admissible la plus défavorable celle obtenue à l'essai de pénétration statique.

Qadm= 1.30 bars = 13.0tonnes/m²

c– Estimation à partir des résultats de laboratoire

A base des résultats des essais de laboratoire effectués sur les échantillons prélevés lors de la compagne d'investigation, nous allons utiliser pour la détermination de la contrainte admissible la formule générale de calcul des fondations superficielles préconisée par **G.Philipponnat** :

Qadm

$$Qadm = \gamma \cdot D + \left(\frac{\rho \cdot \gamma \cdot B \cdot Ng + \gamma \cdot D \cdot (Nq - 1) + (1 + 0.3 \cdot (B / L)) \cdot C \cdot Nc}{F} \right) \qquad \text{(VI.5)}$$

$$\rho = \frac{B}{2 \cdot (1 + B / L)}$$

Notations et symboles utilisés

γ: Densité apparente du sol.
N_g , N_q , N_c : Facteurs de portance.
D : Profondeur d'ancrage.
B : Largeur de la fondation.
L : Longueur de la fondation.

APPLICATION :

Les valeurs des paramètres mécaniques prises en considération dans les calculs sont les suivantes :

Cohésion non drainé Cu	Angle de frottement φ_u	Densité apparente γ_h	Profondeur d'ancrage	coefficient de sécurité
0.25 bars	9.17°	2.00 t/m^3	3.5m	3

Tableau récapitulatif du calcul de la portance.

Couche N°	B (mètres)	L (mètres)	Ng	Nq	Nc	Qadm (bars)
1	1,5	L > 5 * B	0	2,29	7,99	1,66

Contrainte admissible retenue = 1.66 Bars

VI.1 EVALUATION DES TASSEMENTS

V.1 : Au moyen des essais de laboratoire

Le tassement total du sol sous la charge apportée par la construction est la somme des tassements élémentaires de chaque sous couche, il est déterminé à partir des formules suivantes :

Pour les couches normalement consolidés :

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo} Cc(i) \log\left(\frac{\sigma' o + \Delta\sigma o}{\sigma' o}\right) \quad \text{(VI.6)}$$

$$\Delta H \text{ total} = \sum \Delta H(i)$$

Pour les couches sur-consolidées :

1er cas: Si on a $\sigma'z + \Delta\sigma > Pc$, le tassement est calculé à partir de la formule suivante

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo}\left(Cs(i)\log\left(\frac{Pc(i)}{\sigma' z(i)}\right) + Cc(i)\log\left(\frac{\sigma' z(i) + \Delta\sigma(i)}{Pc(i)}\right)\right) \quad \text{(VI.7)}$$

2ème cas: Si $\sigma'z + \Delta\sigma < Pc$, le tassement sera calculé comme suit

$$\Delta H(i) = \frac{H(i)}{1+eo} Cs(i)\log\left(\frac{\sigma' z(i) + \Delta\sigma z(i)}{\sigma' z(i)}\right)$$

les formations recoupées par les sondages présentent des indices de plasticité faibles dans leur fraction fine. Les tassements instantanés pourront se produire, et ces derniers seront absorbés dès la mise en charge du sol au cours des travaux.

Dans le cadre de notre projet, ce qui nous importe le plus, c'est d'estimer les tassements hydrodynamiques, ceci a été fait avec les conditions les plus défavorables et nous avons pris l'exemple d'une semelle de largeur **B=1.50m**, une contrainte au sol de **σs = 1,0bars** et un ancrage : D= **3,5m**, les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux qui suit :

D (m)	B (m)	σs (bars)	e0	Pc (bars)	γh (t/m3)	Cc (%)
0-10,0	1,50	1,0	0.933	1.09	2.0	28.43

RECAPITULATIF DES RESULTATS DE CALCUL DES TASSEMENTS

Profondeur (m)	Cc (%)	eo+1	Pc (bars)	Δσ (bars)	σo (bars)	Iz	ΔH (cm)
3,5 - 4	28,43	1,916	1.04	.977	.75	.977	1.708
4 - 6	28,43	1,914	1.29	.559	1	.559	2.675
6 - 8	28,43	1,912	1.69	.258	1.4	.258	.109
8 - 10	28,43	1,91	2.09	.175	1.8	.175	.059

- Contrainte de service = 1 Bars **Tassement total = 4.55 cm**
- Largeur de la semelle = 1,5 Mètres

Cc = Coefficient de compressibilité déterminé à partir de l'essai oedomètrique.

Zi = Profondeur du milieu de la couche sous la base de la fondation.

eo = Indice des vides initiale (avant application de la surcharge).

Δσ = Accroissement de contrainte dans le sol induit par la superstructure.

σo = Contrainte initiale dans le sol, dûe au poids des terres.

Iz = Facteur d'influence déterminé à mi-hauteur de la couche.

ΔH = Tassement élémentaire d'une tranche de sol de faible épaisseur.

Compte tenu de l'état compacité du terrain et des résultats obtenus, il est recommandé d'adopter un ancrage moyen de **D >= 3,5m** et de limiter la contrainte à **1,0 bars** afin de limiter les tassements.

V.2: Au moyen des essais de pénétration statique :

Profondeur(m)	Rp (bars)	Alpha	Δσ (bars)	Iz	Hi (cm)
3 - 6 m	10	4	0.47	0.55	2.981
6 – 8 m	15	4	0.18	0.23	0.613
8 – 10 m	15	4	0.12	0.15	0.420

Tableau VI.2 : récapitulatif des résultats de calcul de tassement

Tassement total = 4,01 cm

Notations utilisées:

Rp = Résistance du sol, mesurée au pénétromètre statique.

Iz = Facteur d'influence déterminé à mi-hauteur de la couche.

Alpha = Facteur de corrélation entre la résistance de pointe et le module oedomètrique. DeltaSigma = Accroissement de contrainte dans le sol induit par la superstructure.

DeltaH = Tassement élémentaire d'une tranche de sol de faible épaisseur.

VI.3.2 Au moyen des essais pressiométrique :

a .Récapitulatif des résultats de calcul de tassement.

Moyennes harmoniques des modules pressiomètriques de chaque tranche :

E1 = 80,94 bars E2 = 76,56 bars

E 3/4/5 = 40,65 bars E 6/7/8 = 32,48 bars E 9/16 = 39,77 bars

Module préssiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence sphérique:

Es = 80,94 bars

Module préssiométrique équivalent correspondant à la zone D'influence déviatorique:

Ed = 53,55 bars

Coefficients de forme : $\lambda 2 = 1,5$, $\lambda 3 = 2,65$

Coefficient de structure : $\alpha = 0,5$

b.Tassements calcules :

Terme sphérique du tassement (Ws) = 0,15 cm

Terme déviatorique du tassement (Wd) = 0,64 cm

Tassement total (Wt) = 0,79 cm.

On comparant les résultats des essais insitu et au laboratoire, on peut dire que les tassements de consolidation prévisionnelle **H ≈5,51cm.**

VI. Dimensionnement des colonnes ballastées

VI.1 Caractéristiques générales :

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

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

- Augmentation de la capacité portante du sol.
- Réduction des tassements.
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques.
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainant.
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traité.

VI.1 Caractéristiques des matériaux constitutifs

Les colonnes ballastées sont constituées de gravier conforme aux recommandations du CFMS et sont caractérisées par :

- Un module de Young Ey = 60 MPa
- Un angle de frottement φ'c = 40° (concassé)
- Un coefficient de Poisson ν = 0.33

VII.1 Caractéristiques du traitement

- **Longueur :**

Les colonnes ballastées seront descendues dans la formation des argiles 2 ou 3. Les profondeurs retenues pour les différents ouvrages sont présentés dans le tableau suivant :

Ouvrage	Numéro	Profondeur CBS / TN	Profondeur CBS / PFT = TN
[NGF]	[m]	[m]	[m]
Bassin Biologique	(13)	15,50	15,50

- **Diamètre**

Nous rappelons que notre mode d'exécution de colonnes ballastées par poussée statique sur l'outil vibrant, avec des passes de compactage de l'ordre de 0,5 m de hauteur, permet d'élargir au maximum le diamètre des colonnes et de mobiliser ainsi pleinement la butée du terrain.

L'expansion d'une colonne va être liée à la résistance des sols traversés : plus la résistance sera faible, plus la colonne s'exposera.

Les diamètres des colonnes peuvent ainsi varier de :

- 0,50 m à 0,70 m dans les horizons peu compressibles.
- 0,70 m à 0,90 m dans les horizons compressibles.

Par ce mode d'exécution (diamètre des colonnes en fonction de l'étreinte latérale du sol encaissant), nous pouvons garantir une homogénéité de la portance des colonnes quelles que soient la qualité et la résistance mécanique des sols.

Pour les calculs un diamètre de 60cm a été retenu dans l'argile 1 et 65cm dans l'argile 2.

- **Maillage :**

Le maillage retenu pour l'ouvrage est présenté dans le tableau suivant :

Ouvrage	Numéro	Maillage
[NGF]	[m]	[m^2]
Bassin Biologique	(13)	4,80

Le réseau de colonnes ballastées est dimensionné selon la méthode de Priebe, dont nous avons eu un nombre de 702 colonnes, réparties selon un maillage de 4,8 m^2

VIII.1 Contrainte admissible au sol à l'ELS

Conformément à la norme PR NF P 94-261, la charge ultime du sol sous la fondation $R_{v;d}$ est calculée ainsi:

$$R_{v;d} = A'_{sol}\left(\frac{k_p * pl_e}{\gamma_{R;d}\,\gamma_{R;v}}\right)$$

Avec :

- k_p le facteur de portance pressiométrique ;
- $_e pl_e*$ La pression limite nette équivalente ;
- La pression limite nette équivalente pl^* est définie, comme la moyenne géométrique des pressions limites nettes situées dans une tranche de terrain comprise entre les cotes D et D + h_r ;
- $\gamma_{R;d}$: est le coefficient de modèle liée au type de données utilisée et à la méthode de calcul Employée (= 1,2 pour la méthode pressiométrique ou pénétrométrique) ;

. $\gamma_{R;v}$ l :e facteur partiel permettant le calcul de la portance à l'ELU (=1,4), à l'ELS (= 2,3) ou en situation accidentelle (= 1,2) ;

- A'_{sol} : la valeur de la surface effective de la fondation ;

Soit aux ELS :

$$R_{v;d} = A'_{sol}\left(\frac{k_p * pl_e}{2,76}\right)$$

Méthode pressiométrique ou pénétrométrique

On définit ensuite les 2 domaines suivants :

Domaine 1 : Les colonnes ballastées ont pour objectif de **garantir la portance des sols** et de **réduire les tassements.**

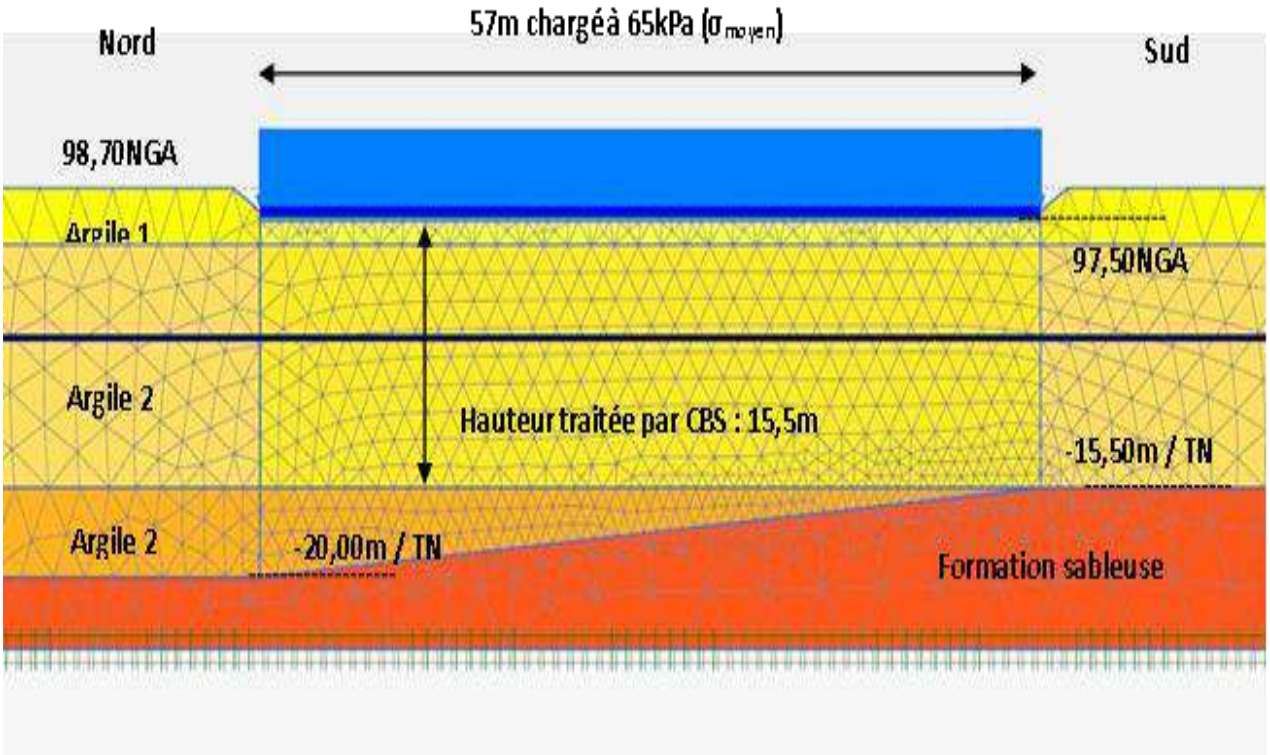
$$\boldsymbol{V_d} - \mathbf{R0} > \boldsymbol{R_{v;d}}$$

Domaine 2 : Les colonnes ballastées n'ont pour objectif que de **réduire les tassements.**

$$\boldsymbol{V_d} - \mathbf{R0} < \boldsymbol{R_{v;d}}$$

Avec:

- V_d la valeur de calcul de la composante verticale de la charge transmise par la fondation superficielle au terrain ;
- R_0 la valeur du poids du volume de sol constitué du volume de la fondation sous le terrain **après travaux et des sols compris entre la fondation et le terrain après travaux ;**



Le tableau suivant récapitule les différentes vérifications de portance pour le cas d'une maille élémentaire :

	Maille élémentaire									
N° Ouvrage	Longueur	Largeur	kc	qce	A'	Rv;d	Vd	R0	Vd - R0	Domaine
	[m]	[m]	-	[Mpa]	[m²]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	-
(13)	2.19	2.19	0.27	1.5	4.8	704	603	112	491	*2*

Les contraintes appliquées par les ouvrages sont inférieures à la contrainte admissible aux ELS du sol non renforcé. Les colonnes ballastées n'ont pour rôle que de limiter les tassements.

6.3 Portance d'une colonne ballastée isolée

6 Contrainte à la rupture

La contrainte de rupture qr de la colonne ballastées, par analogie avec les conditions triaxiales, est donnée selon le CFMS par :

$$q_r = \sigma_h \times \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_c}{2}\right)$$

Où σr : contrainte radiale

φ_c : angle de frottement du gravier constituant la partie supérieure de la Colonne ballastée

L'étreinte latérale σ_r est obtenue par :

$$\sigma_r = \frac{q_{ce}}{3}$$

Avec pl1, pl2, …, pln sont les pressions limites obtenues par l'essai pressiométrique et intégrées sur toute la hauteur de la colonne ballastée.

6.2.1. CONTRAINTE ADMISSIBLE

Conformément au DTU 13.2 Chap 8, la contrainte admissible par les colonnes aux ELS est obtenue par application d'un coefficient de sécurité Fr = 2 et est limitée par la valeur seuil de 0,8 MPa ; soit :

$$q_{adm} = \min\left(\frac{q_r}{2}; 0.80\ MPa\right)$$

6.2.2. CAPACITE PORTANTE DE LA COLONNE

La charge admissible sur une colonne est définie par :

$Qa = qadm * S$ où S est la section moyenne d'une colonne.

La capacité portante des colonnes sera de :

Nature du sol	σ r	ϕ'c	qr	qadm	ϕmoy	Qa
[-]	[MPa]	[°]	[MPa]	[MPa]	[m]	[kN]
Argile 1	1,33	40	6,12	0,80	0,60	226
Argile 2	0,50	40	2,30	0,80	0,65	265

Soit au minimum 226kN aux ELS.

Cette valeur n'est pas forcément la valeur permettant le dimensionnement du projet. Il est encore nécessaire de définir les tassements (voir § suivants) qui en résulteront et d'affiner éventuellement la charge de service pour avoir des tassements compatibles avec la pérennité et la stabilité des ouvrages à réaliser.

VII.1 CALCULS DE TASSEMENTS

a. Tassements absolus et résiduels sous les ouvrages

Les calculs des tassements sont effectués à partir du logiciel KID. Ce logiciel est basé sur la méthode de calcul de PRIEBE, dont les abaques principaux de référence ont été validés par TERRASOL (rapport n°1994-03844/02, mars 1994). Le logiciel KID se base sur la méthode élastique par couche

Les tassements sont limités en profondeur jusqu'à $\Delta\sigma / \sigma_0 < 20\%$ d'après l'EC7 avec $\Delta\sigma$ l'augmentation de contrainte et σ_0 la contrainte initiale dans le sol.

Le tableau suivant récapitule les hypothèses géométriques et de charges prises en compte pour les calculs de tassements :

Ouvrage	Numéro	Type de Fondation	Dimension	$\sigma_{résiduelle\ ELS}$
[-]	[-]	[-]	[m]	[kPa]
Bassin Biologique	(13)	Radier	57,00x57, 00	42,2

Tableau VI : suivant récapitule les hypothèses retenues pour chaque ouvrage

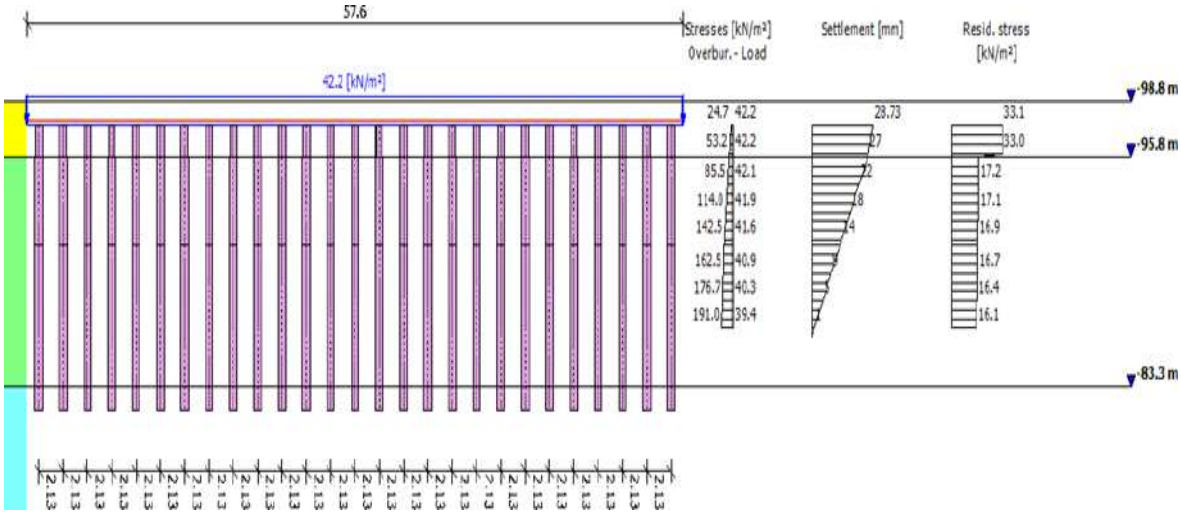


Figure VI.2 : Bassin biologique (13)

Ouvrage	Bassin Biologique (13)
Charge Vd	203 kN
Nombre CB	1 (pour une maille élémentaire)
Tassement absolus total Tassement résiduel	2,9cm< 3,0cm*
qres	33.1 kPa
A'sol	4.52 m²
Vres = A'sol x qres	150 kN
QCB = (Vd - Vres)/nbre CB < Qa	53 kN< 226 kN

Tableau VI.3 : suivant récapitule les hypothèses retenues de l'ouvrage

L'effet drainant des colonnes ballastées durant le test d'étanchéité permettra de réduire le tassement résiduel à moins de 3,0cm.

VI.7.Fondations profondes (pieux)

Pour 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 profondes. Nous présentons dans ce qui suit les calculs et vérifications effectuées.

VI.7.1 Calcul de la capacité portante des pieux à partir de l'essai SPT

L'évaluation de la capacité portante d'un pieu foré, selon Meyerhof (1976) est donnée par la relation basée sur le nombre de coups N_{spt}

Dans le calcul des fondations profondes (pieux), nous allons prendre trois fiches et trois diamètres. La fiche est égales à D=15,50 m, et le diamètre B=0.80. La charge verticale limite est donnée par la relation suivante :

$$Q_l=Q_p+Q_s$$

L'effort de pointe est donné par : $Q_p = m * N^e_{SPT} * A_P$

m : Facteur de portance latérale, il a la dimension d'une contrainte.

m = 0.12 MPa pour un pieu foré.

N^e_{SPT} : moyenne arithmitique de N_{SPT} le long du pieu dans [D-8B,D+3B] ;

A_P : Surface de la pointe.

L'effort dû au frottement latéral est donné par :

$$Q_s = n*N_s*D*p$$

n : Facteur de frottement latéral, il a la dimension d'un n =1.00 KPa pour un pieu foré.

N_s : moyenne arithmétique de N_{SPT} le long du pieu dans [0,D] ;

p : Périmètre du pieu.

La force critique est donnée par :

$$Q_c = 0.5* Q_P + 0.7*Q_s.$$

Pour le pieu foré, nous avons choisi n =1 KPa et m = 120KPa.

D (m)	B (m)	N^e_{SPT}	N_s	A_p (m^2)	p(m)	Q_p (KN)	Q_s (KN)	Q_l (KN)	Q_c (KN)
15.5	0.8	44.5	39	0.502	2.512	2682.82	1126.63	3809.45	2138.05

Tableau VI.4 : suivant récapitule les hypothèses retenues de l'ouvrage

Le nombre de pieux ainsi que le volume du béton concernant le bassin biologique sont données par les tableaux suivants :

N°	B (m)	ELU		ELS		Number de pieux	Volume du béton (m3)
		0.71Ql	0.83Ql	0.91Qc	0.71Qc		
PS16	0.8	2704.71	3161.64	1945.63	1518.02	88	508.43

Tableau VI.5: Nombre de pieux du bassin biologique

5.6.1. Calcul du tassement des pieux

Dans le cas d'un chargement normal sur un pieu Vesic (1970-1977) a proposé la relation suivante :

$$S = \frac{B}{100} + \delta \qquad \delta = \frac{100*Q*D}{A*E}$$

Tel que :

S : Tassement du pieu en cm.

B : Diamètre du pieu en cm.

δ : Déformation élastique du pieu en cm.

Q : Charge appliqué en KN. A :

Section du pieu en m^2

D: Fiche du pieu en m.

E : Module d'élasticité du matériau constituant le pieu en KPa. Pour le Béton E = $3.2*10^7$ KPa.

Le tassement admissible S_{adm} est égal à 30mm.

- **Tassement du bassin biologique**

On calcule le tassement dans le cas du sondage N°16, la plus grande charge supportée.

Q = 16258,06 KN ; D =15.5 ; A = 0.785 m^2

S = 28,73 mm

Conclusion

D'après les calculs effectués, nous constatons que :

- $S < S_{adm}$
- $q < q_{adm}$

VIII.1. Introduction :

Le sol et les structures sont souvent soumis à des chargements dynamiques, qui peuvent causer des dommages lorsqu'ils sont importants, comme lors de séismes par exemples. En milieu urbain, ces vibrations sont par exemples générées lors du battage de pieux, du déplacement de véhicules ou de machines lourdes.

Le développement de la technologie et de l'informatique, permet aux praticiens de traiter les problèmes des structures de génie civil et de prévoir les déformations et les désordres qui peuvent nuire à l'ouvrage, et de prévoir une solution au problème.

Parmi ces programmes les plus utilisé, on trouve Plaxis, qui un logiciel d'élément finis de référence en géotechnique. Son objectif est de donner aux géotechniciens qui ne sont pas des numéricien un outil permettant des analyses pratiques de la géotechnique.

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol sous différent état (vierge, renforcé et fondation profonde).

VIII.1. Présentation du logiciel :

a- Fonction et domaine d'application :

Plaxis est un outil pour la modélisation et l'analyse aux éléments finis des problèmes géotechniques en deux dimensions (déformation, stabilité, en mécanique des sols et mécanique des roches). Ses applications sont nombreuses et couvrent les projets d'excavation, remblais et barrages, fondations, tunnels, etc.

b- Les modèles des matériaux :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

- **Modèle élastique linéaire:**

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope : $\sigma = E.\varepsilon$. Le modèle comporte deux paramètres de rigidité élastique, le module d'Young, E, et le coefficient de Poisson, ν. Le modèle linéaire élastique est très limité pour simuler le comportement d'un sol. Il est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol (fondation).

- **Modèle de Mohr-Coulomb :**

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, *E*, le coefficient de Poisson, ν, la cohésion, *c*, l'angle de frottement, φ, et l'angle de dilatance ψ.

Ce modèle est régit par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Dans l'espace des contrainte principales effectives σ'_1, σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F, qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma_1' = \sigma_2' = \sigma_3'$ telle que c'est donnée sur la figure-VIII-1. La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi' - 2C\cos\varphi = 0$$

σ_1', σ_3' représentent les contraintes principales extrêmes, telle que : $\sigma_1' \geq \sigma_2' \geq \sigma_3'$.

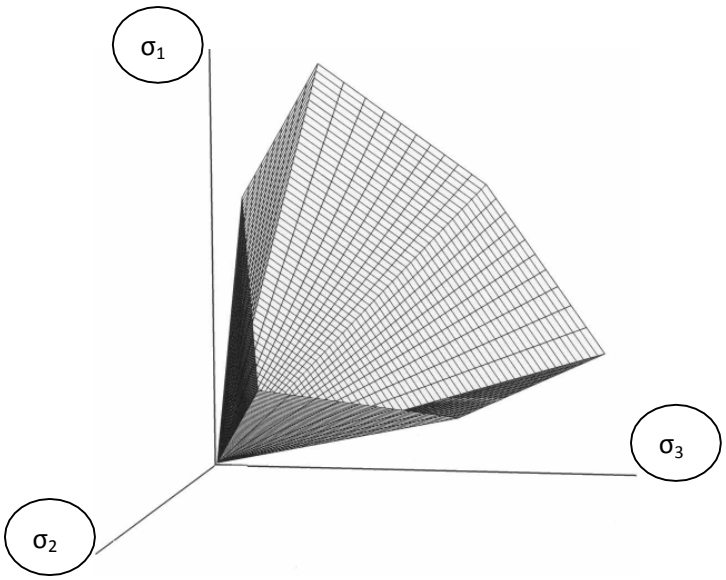


Figure-VIII-1 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.[21]

Le potentiel plastique est fonction des contraintes principales extrêmes, il est donné par la formule suivante :

$$G(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\psi$$

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^{p}}{d\varepsilon_{a}^{p}} = \frac{-2\sin\psi}{1-\sin\psi}$$

La quantité $\frac{-2\sin\psi}{1-\sin\psi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique, c'est pour cette raison que ψ est appelé **la dilatance.**

- **Modèle Cam-Clay :**

Ils permettent de simuler le comportement des sols mous comme des argiles normalement consolidées ou de la tourbe. Ces modèles s'appliquent très bien aux situations où la consolidation primaire est prépondérante.

Ils sont basés sur quatre éléments principaux :

- Etude de l'essai de compression isotrope.
- Le concept d'état critique.
- Une relation contrainte dilatance.
- La règle de normalité pour les déformations plastiques.

L'équation de la surface de charge est identique à celle du potentiel plastique :

$$F(P, q, P_c) = \frac{q^2}{M^2 P^2} + 1 - \frac{P_c}{P} = 0$$

La contrainte est liée à la dilatance par la formule suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_d^p} = \frac{M^2 - (\frac{q}{p})^2}{2\frac{q}{p}}$$

c- Type de comportement des matériaux :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, P LAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol:

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité.
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fin qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

d- Etape de modélisation :

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes (input, calculassions, output et curves) permettant à l'utilisateur de modéliser un problème géotechnique.

La définition de la géométrie du modèle, des matériaux et du type de chargement se font dans le sous-programme '**Input**'.

Le sous-programme '**calculassions**' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.

La visualisation des résultats est donné par le sous-programme '**output**', qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte des iso-valeurs etc..).

Le sous-programme '**curves**' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisis.

VIII.2. Modélisation du sol vierge :

D'après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisé dans le site d'implantation du bassin biologique,

La charge est estimée à 65 kpa .

Les résultats obtenus sont donnés dans la figure ci-après :

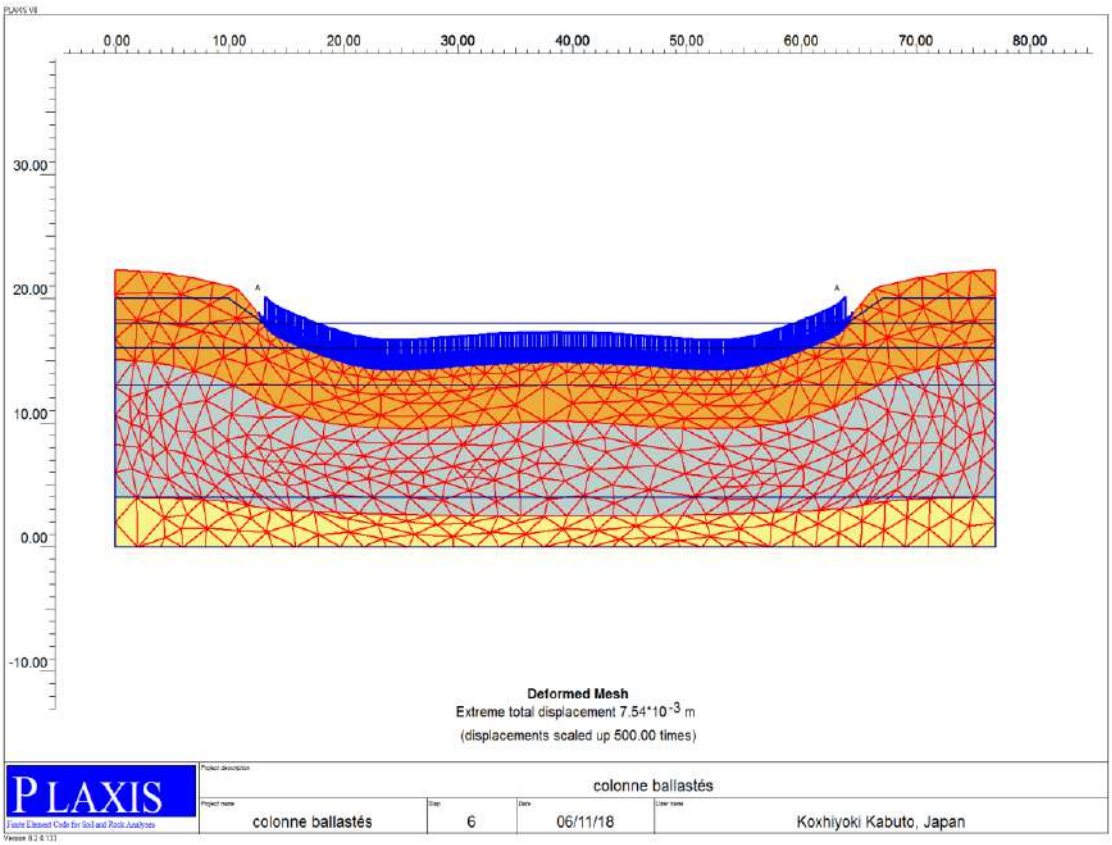


Figure-VIII-2 : Tassement du sol vierge (maillage déformé).

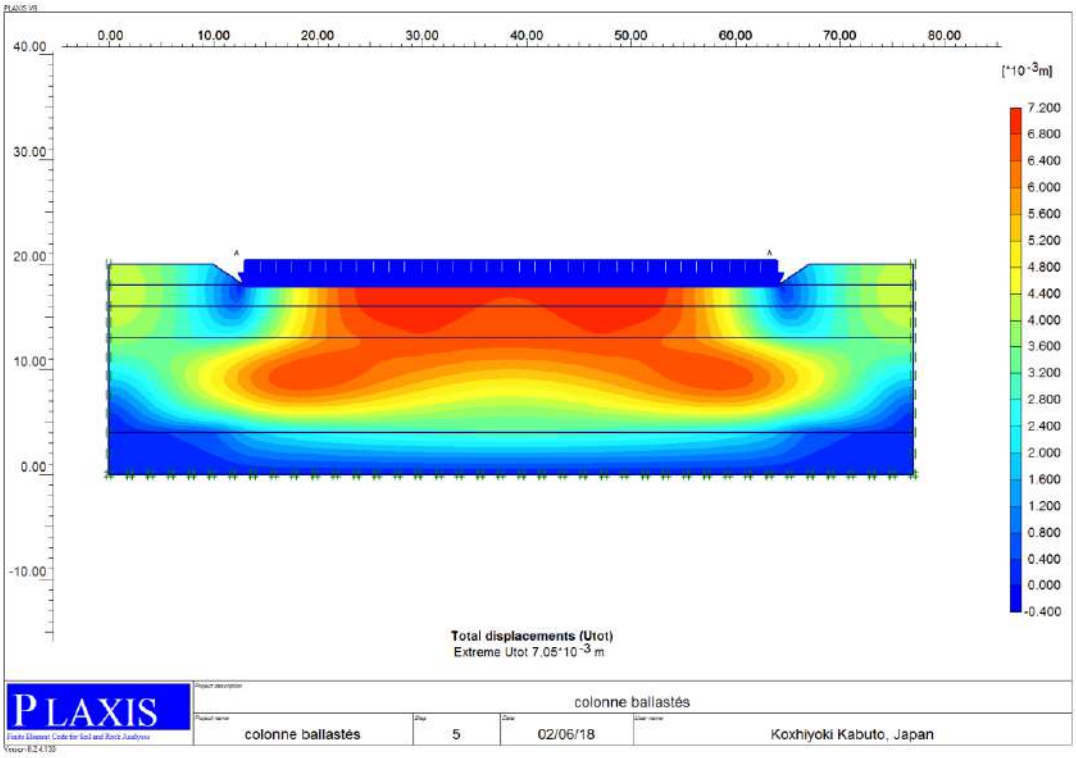


Figure-VIII-2 : Carte des tassements du sol vierge.

Commentaire :

D'après les deux figures, nous remarquons que les quasi-totalités des tassements se produisent dans les couches superficielles, qui sont de très forte compressibilité. En comparant le tassement trouvé avec celui calculé analytiquement, ils sont très proches, et se produisent dans les mêmes couches.

VII.4 Modélisation des colonnes ballastées :

VII .4.1 Caractéristiques des matériaux constitutifs

Les colonnes ballastées sont constituées de gravier conforme aux recommandations du CFMS et sont caractérisées par :

- Un module de Young Ey = 60 MPa
- Un angle de frottement φ'c = 40° (concassé)
- Un coefficient de Poisson ν = 0.33

Le modèle retenu est le suivant :

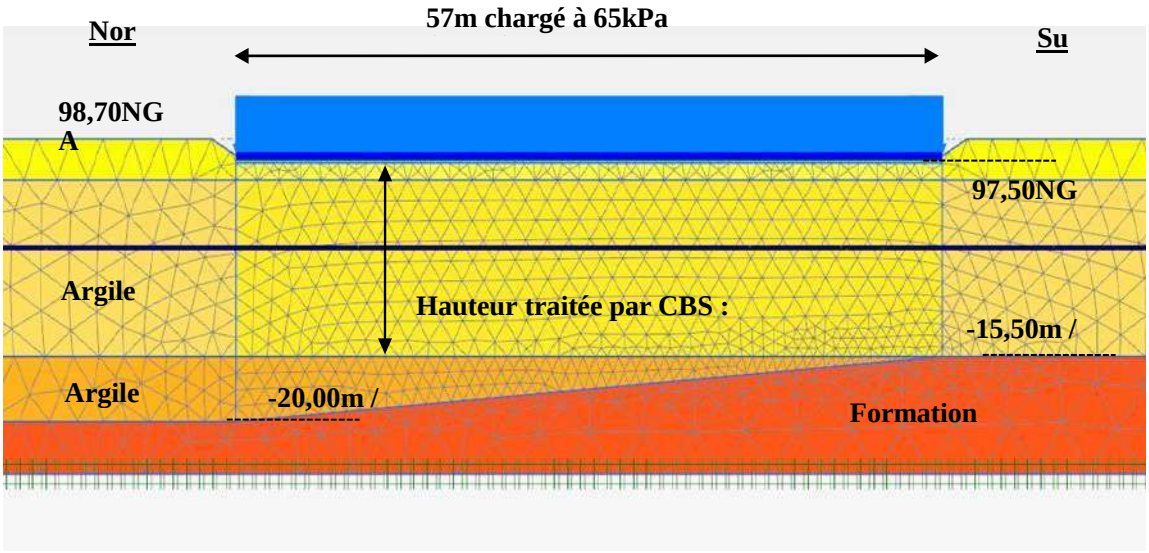


Figure-VIII-3 : modèle des différentes couches.

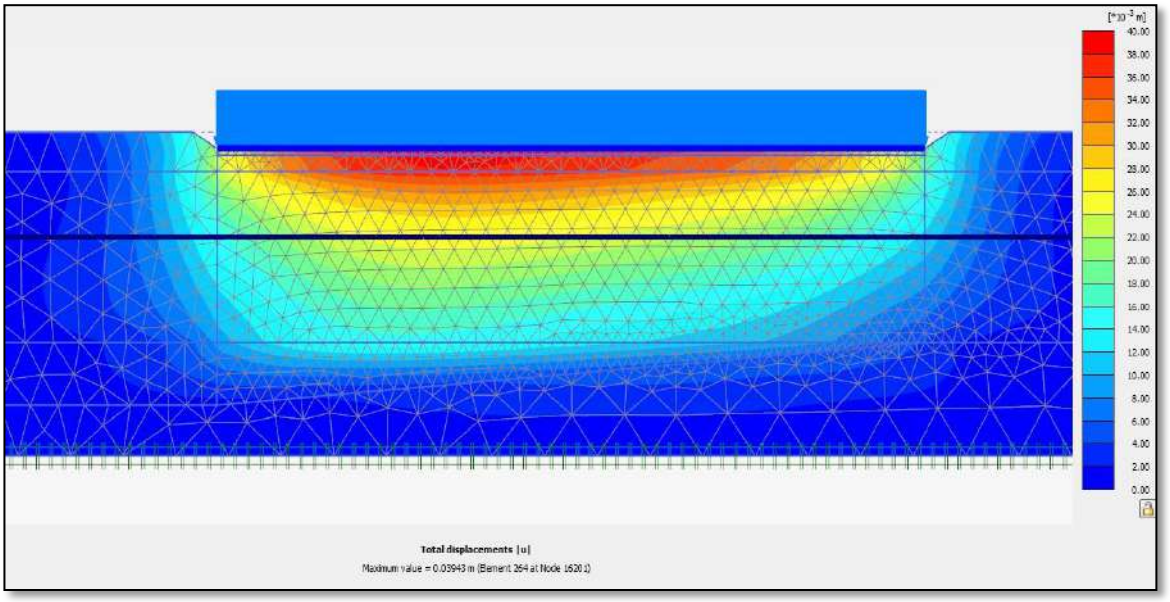


Figure-VIII-2 : Carte des tassements du sol chargé.

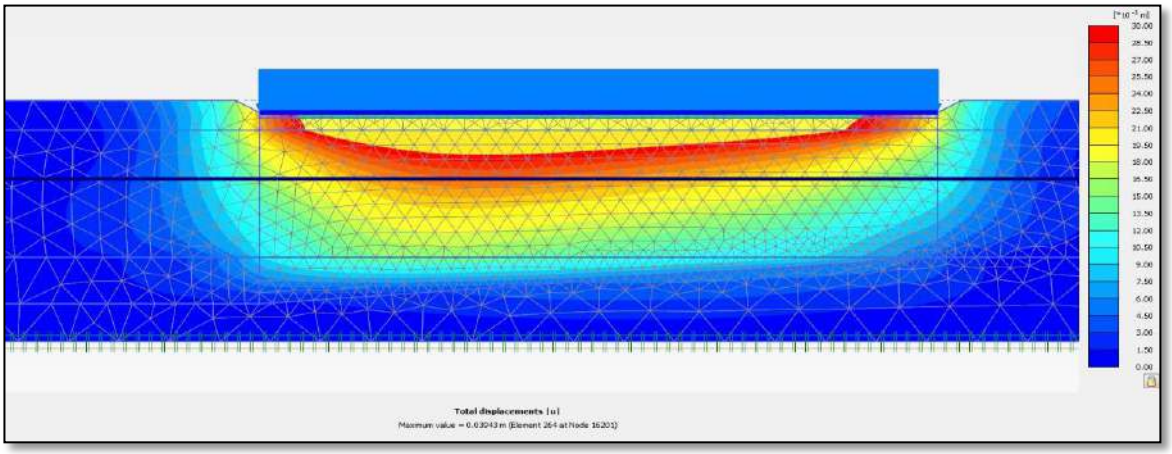


Figure-VIII-4 : Carte des tassements du sol chargé - des iso-tassements à 3cm.

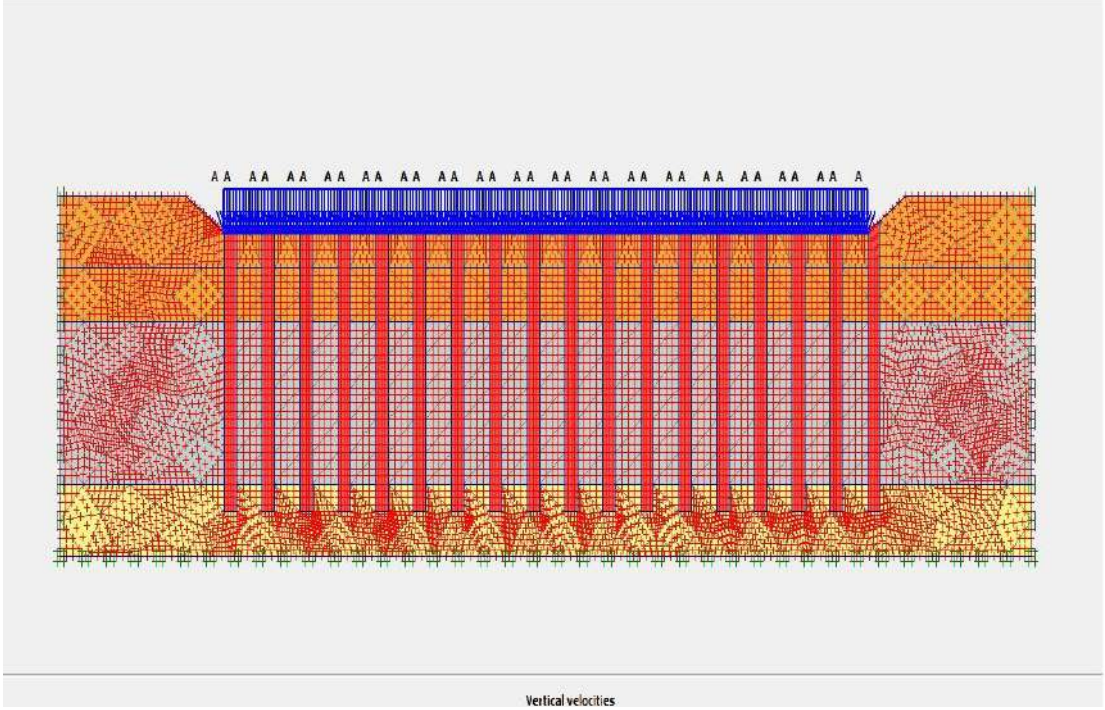


Figure-VIII-5 : Carte des déformations du sol renforcé.

Soit un tassement de l'ordre de 3cm côté Sud qui est proche des tassements calculés et un tassement de 4cm côté Nord. Le tassement différentiel s'élève donc à 1cm sur une largeur d'environ 30m soit :

- 1cm / 30m = 3.33^{E}-4 ≤ 2.00^{E}-3 = $1/500^{e}$;
- 1cm < 2cm total admissible.

Le tassement différentiel est donc vérifié.

Commentaire :

Le renforcement du sol par colonnes ballastées à contribuer à la diminution des tassements de 50% environ.

VII.4.2conclusion :

Le renforcement du sol par colonnes ballastées permet garantir :

1. Des tassements résiduels après test d'étanchéité à 3,0cm
2. Des tassements différentiels inférieurs à 1/500ème
3. Une portance du sol renforcé de 0,15MPa à l'ELS

VII.5.Modélisation des fondations profondes :

Dans notre étude nous nous somme intéressé à deux diamètres différents (1 m) et de longueurs différentes (15.5m).

Les caractéristiques des pieux utilisés sont :

-E = 34000 MPa, ν = 0,2.

-Poids volumique : $\gamma_b = 25kN/m^3$

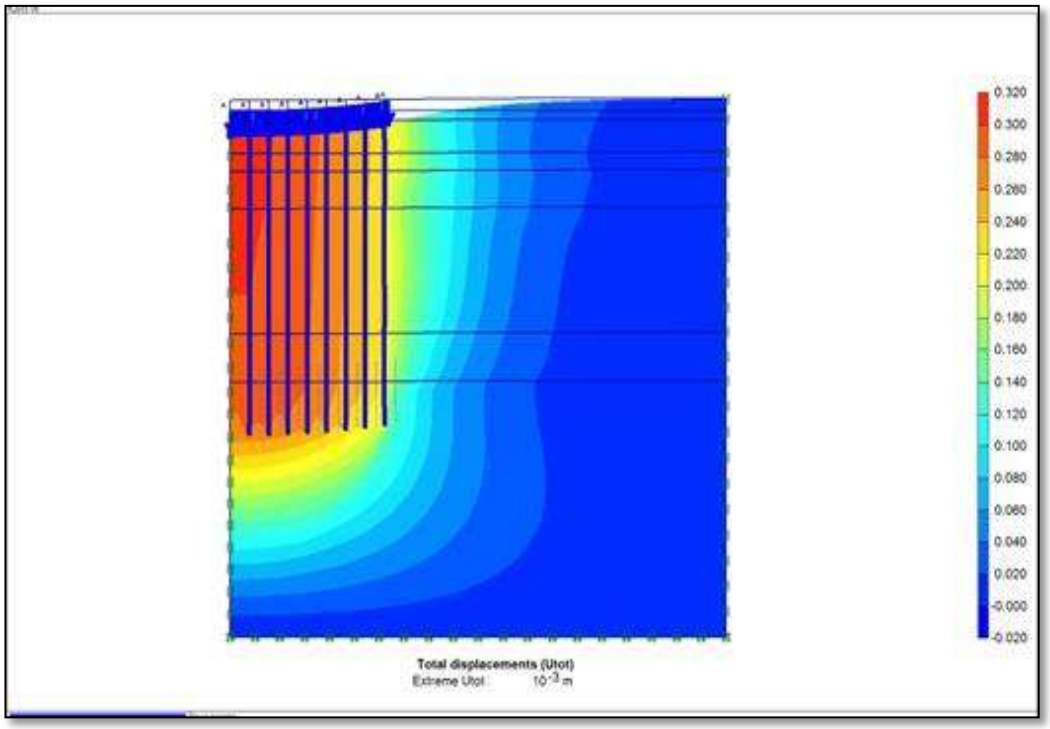


Figure-VIII-7 : bassin biologique avec des pieux de 1m de diamètre.

Commentaire :

Le tassement du bassin biologique diminue à des valeurs très petites de l'ordre de 1 à 2 cm, elles restent admissibles, car elles ne dépassent pas le tassement admissible d'un radier.

VII.5.1Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons modélisé le bassin biologique avec différentes solutions (sol vierge, sol renforcé avec colonnes ballastées et par fondation profondes).

On les compare avec les résultats obtenus par les méthodes empiriques et analytique, les résultats sont très proches, la différence est très petite due à plusieurs facteurs :

- Les caractéristiques estimées pour l'argile dans le calcul numérique,
- Les paramètres utilisés dans le calcul analytique sont déterminés à partir des essais de laboratoire qui ne sont pas de grande fiabilité.

Et pour cela, la solution à retenir est la variante des colonnes ballastées qui atteindre la stabilité du bassin biologique.

VIII.1Introduction

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 (pieux et colonnes ballastées) a été établie.

Nous désirons souligner à travers cette étude comparative, l'intérêt parfois négligé entre la technique des fondations sur pieux et la technique de l'amélioration du sol par les colonnes ballastées.

VIII.2 Etude technico-économique des deux variantes proposées

Les devis estimatifs des pieux et des colonnes ballastées sont données par les tableaux *VIII.1*et *VIII.2*

	Volume (m^3)	Prix unitaire (DA)	**Prix total** (DA)
Bassin biologique	500	35 000,00	**17500000,00 DA**

Tableau VIII.1: Devis estimatifs des pieux

	Nombres de colonnes	Prix unitaire (DA)	**Prix total = DA**
Bassin biologique	702	7000,00	**4914000,00DA**

Tableau VIII.2: Devis estimatifs des colonnes ballastées

VIII.1. Conclusion

La comparaison entre les deux solutions étudiées a été développée en considérant l'aspect technique de chaque solution ainsi que le coût de réalisation.

Sur le plan économique, le coût de réalisation de la solution par pieux est largement plus important que la solution par colonne ballastés (sept fois plus chère).

Au plan technique, les colonnes ballastées présentent des intérêts et facilités d'exécution sur terrain que les pieux.

Par conséquence, nous recommandons la solution par colonnes ballastées.

Conclusion général

IX Conclusion générale :

Ce travail s'inscrit dans le cadre de l'étude des techniques de renforcement des sols compressibles, et les méthodes de dimensionnement de ces renforcements, plus particulièrement des colonnes ballastées et des pieux.

Le procédé de renforcement des sols est une technique très intéressante du fait qu'elle permet l'augmentation de la capacité portante et la réduction des tassements à des valeurs admissibles, en plus son cout de réalisation est très économique en comparaison a leurs intérêt.

Dans une perspective d'optimisation du coût de réalisation de ces pieux, 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 le coût.

En général, le choix d'une technique d'amélioration de sol doit être adéquat avec l'objectif recherché (réduction des tassements, augmentation de la portance du sol), en tenant compte de l'importance de l'ouvrage et de l'impact environnemental, le risque de liquéfaction des sols et du tassement.

ANNEXES

Liste des symboles

q : Surcharge verticale latérale à la fondation.

φ: Angle de frottement (°).

γ: Poids volumique (KN/m^3).

q_{adm}: Capacité portante admissible d'un sol

(KPa). Q_{adm}: Charge admissible d'un sol.

Nq : Facteur de portance de la capacité portante (terme de profondeur).

Nc : Facteur de portance de la capacité portante (tenue de cohésion).

Nγ: Facteur de portance de la capacité portante (terme de surface).

H : Hauteur (m).

e : Epaisseur (m).

L : Longueur (m).

l : Largeur (m).

$_A$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 pressiomètrique (KPa).

I_p: Moment d'inertie du pieu (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 pressiomètrique.

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).

δ : Angle de frottement entre le sol et le pieu (^{0}).

ν : Coefficient de poisson.

β : Facteur dépend le type de pieu et la nature de sol.

λ : Coefficient d'accrochage.

M : Poids de la masse frappante (KN).

P : Poids de la masse frappée (casque + pieu).

h : Hauteur de chute (m).

q_γ : Terme de surface.

q_p Terme de profondeur.

q_c : Terme de cohésion.

γ_2 : Poids volumique du sol sous la base de la fondation (KN/m^3).

γ_1 : Poids volumique du sol latéralement à la fondation (KN/m^3).

γ_{sat}: Poids volumique saturée (KN/m^3).

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.

β : Coefficient de réduction des tassements.

E : Module d'élasticité.

α : Coefficient rhéologique.

E_p : Module préssiométrique.

α' : Valeur fonction de la nature du terrain et de q_c.

q_c : Résistance en pointe du préssiométre statique.

E_{oed} : Module oedométrique du sol.

P : Contrainte moyenne sous la semelle (KN/m^2).

t : Epaisseur de la couche(m).

S : Tassement (mm).

q_r : Contrainte de rupture de la colonne ballastée.

σ_h : Etreinte latérale.

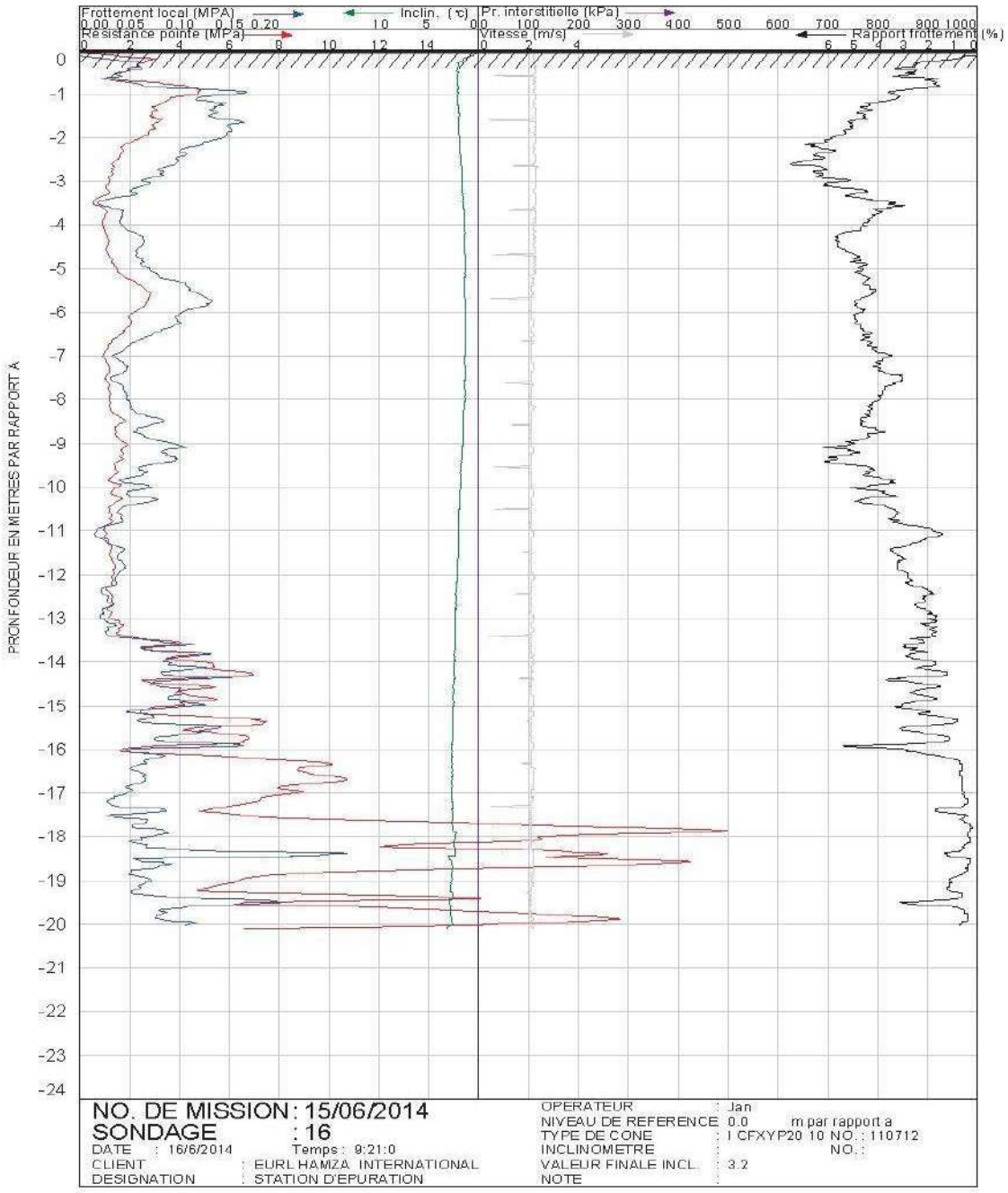
φ_c : Angle de frottement du ballast (°).

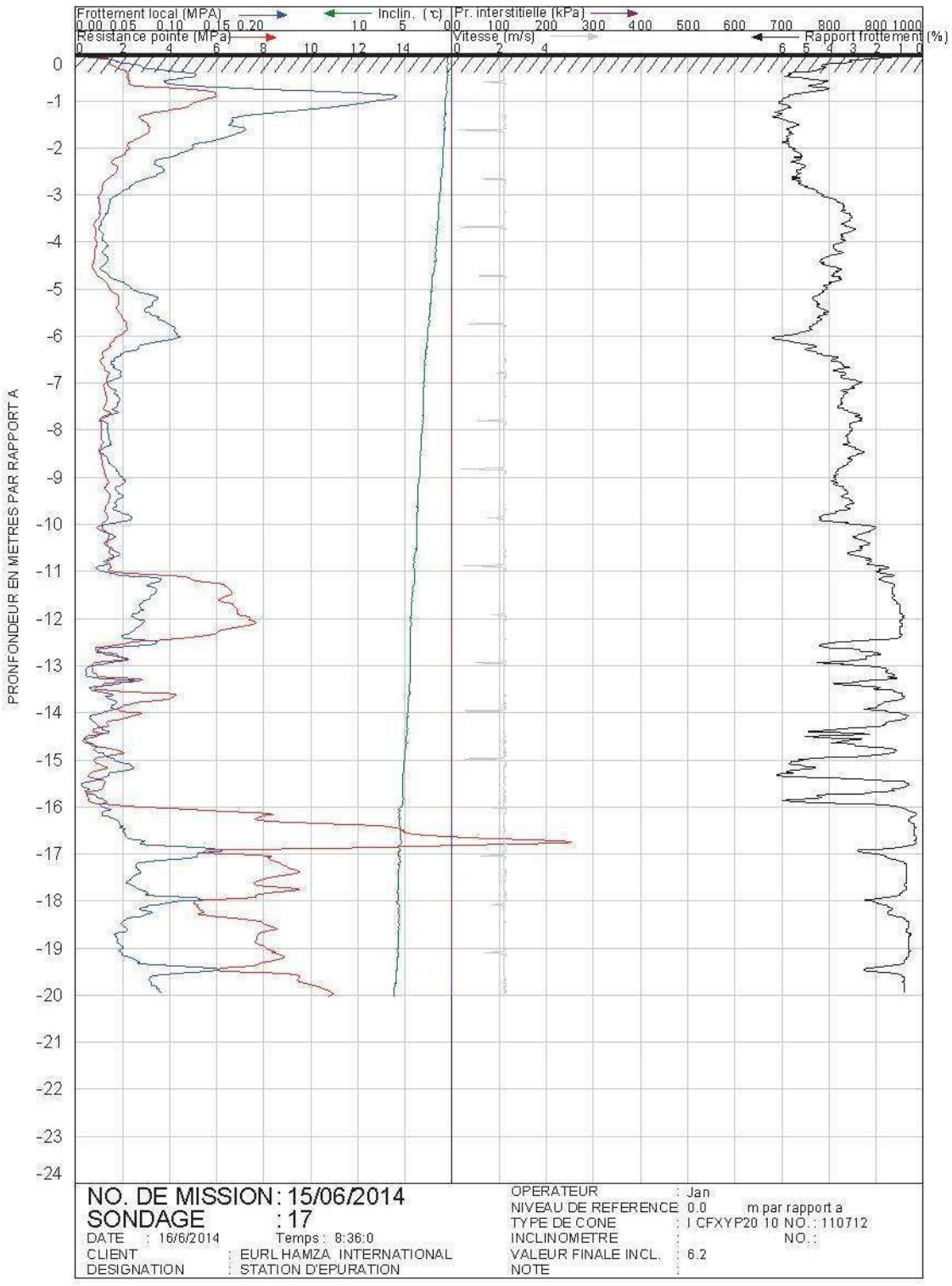
υ : coefficient de Poisson du sol

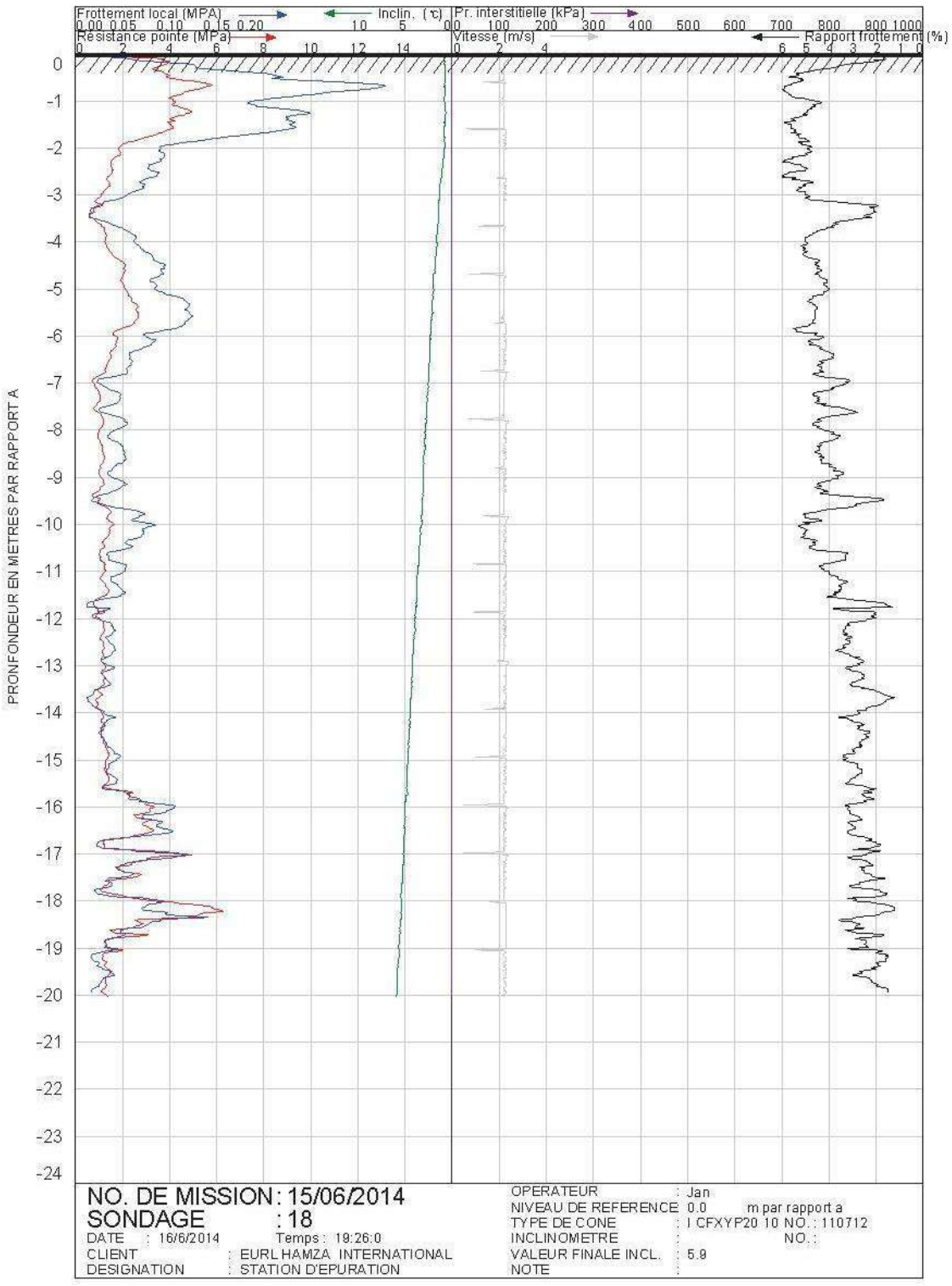
Implantation des Sondages – Sondages de référence

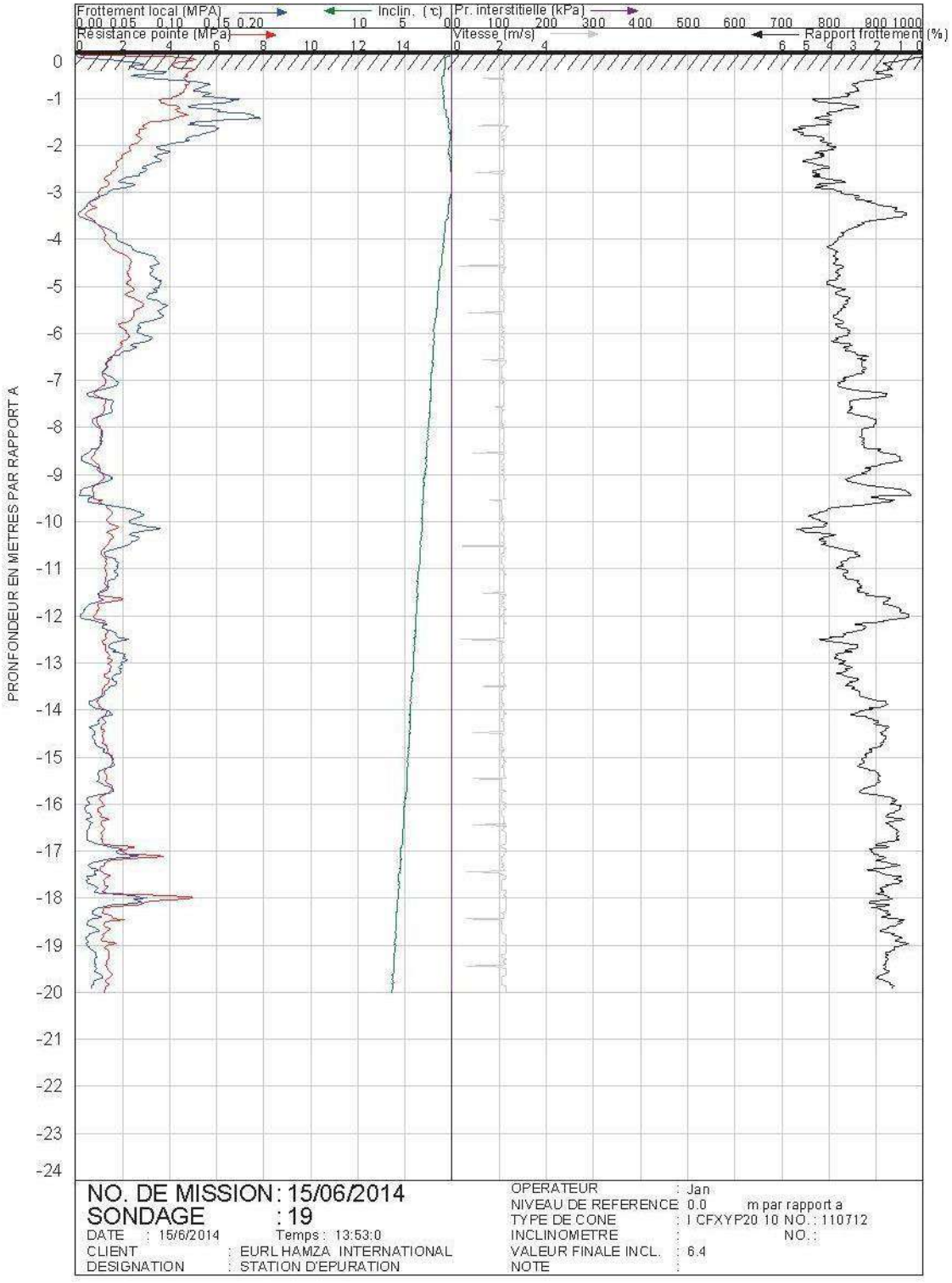


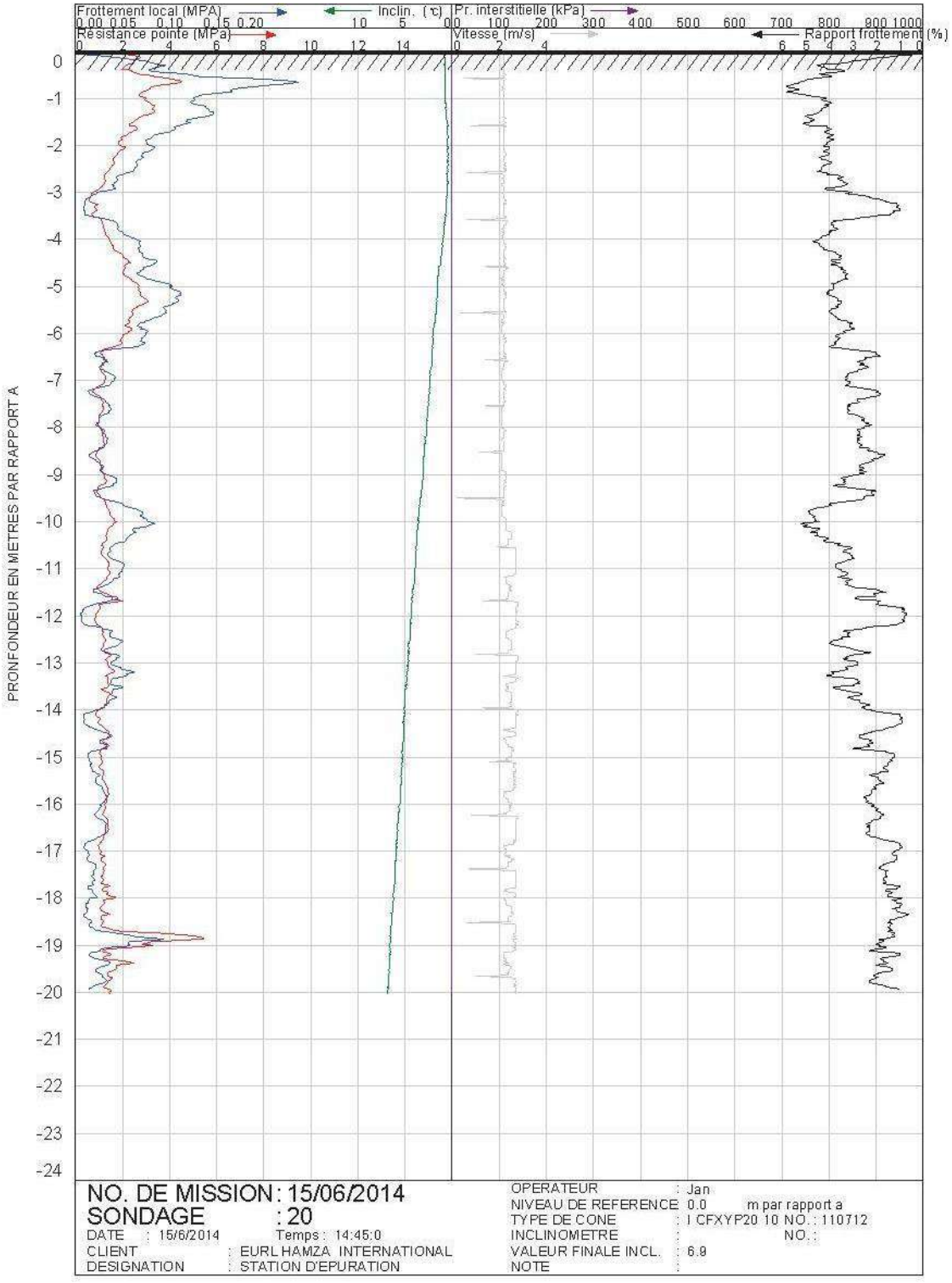
SONDAGES ET ESSAIS

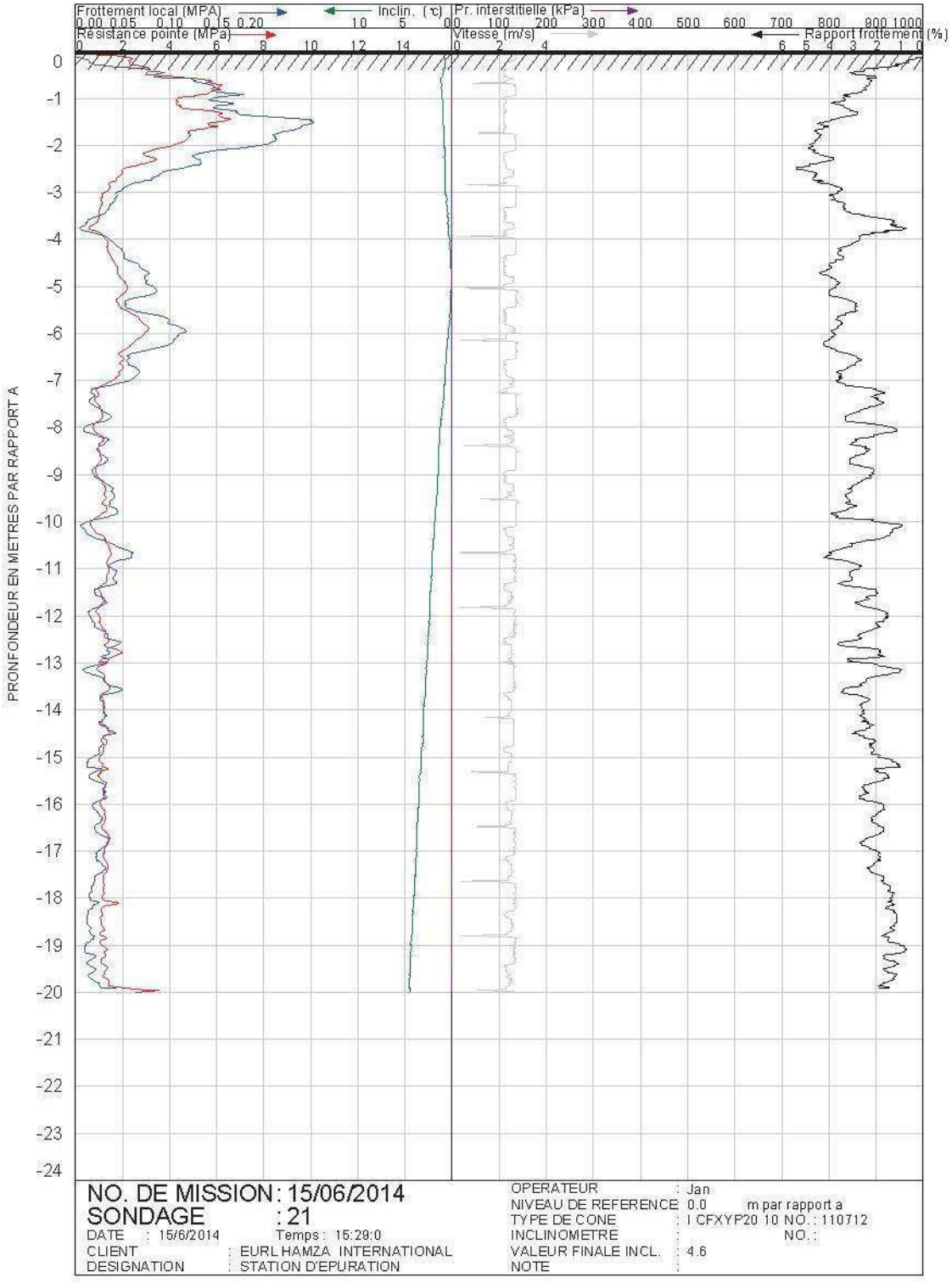


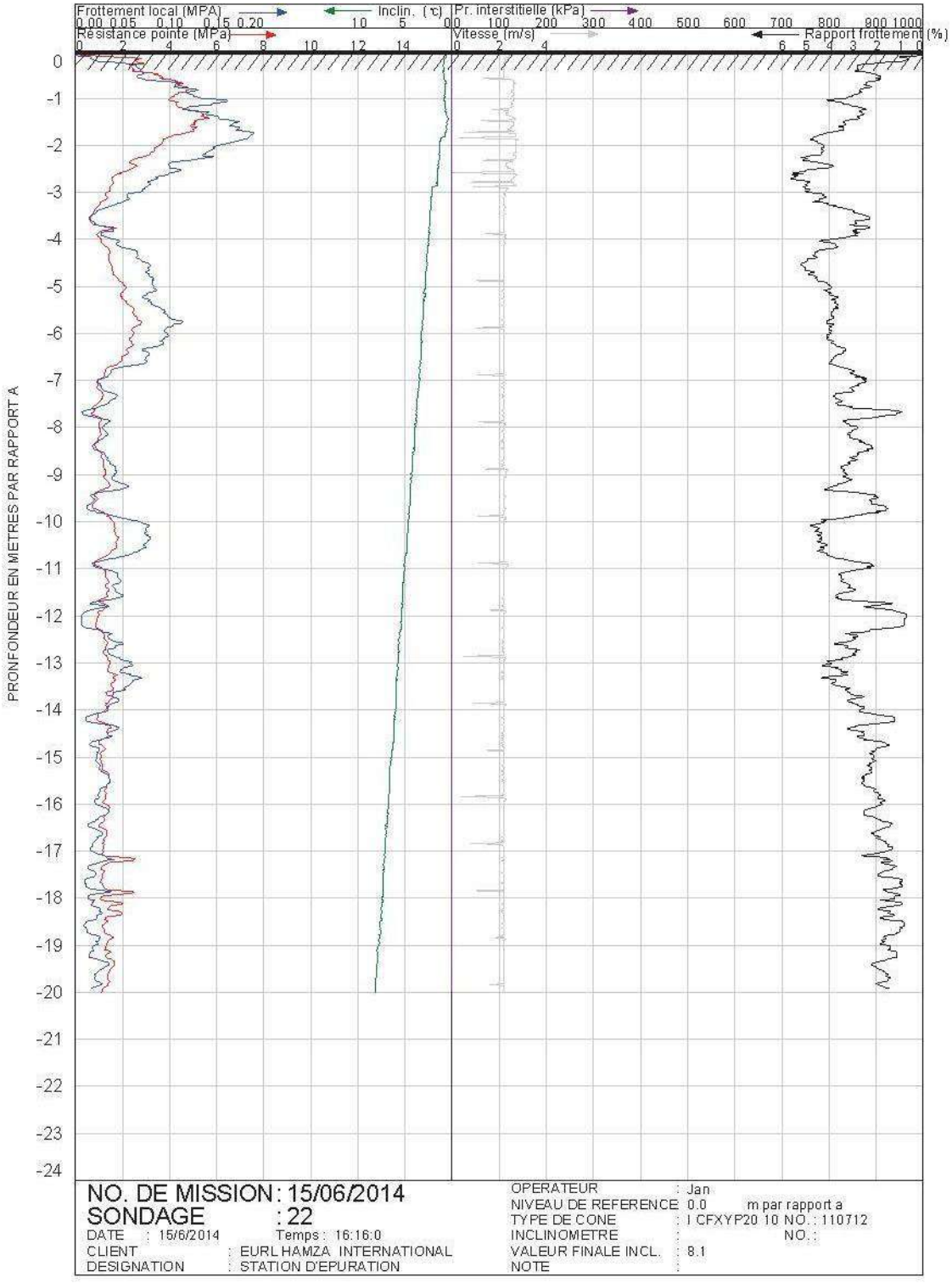

Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 0
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 17
DATE : 16/6/2014
Temps : 8:36:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 6.2
NOTE :

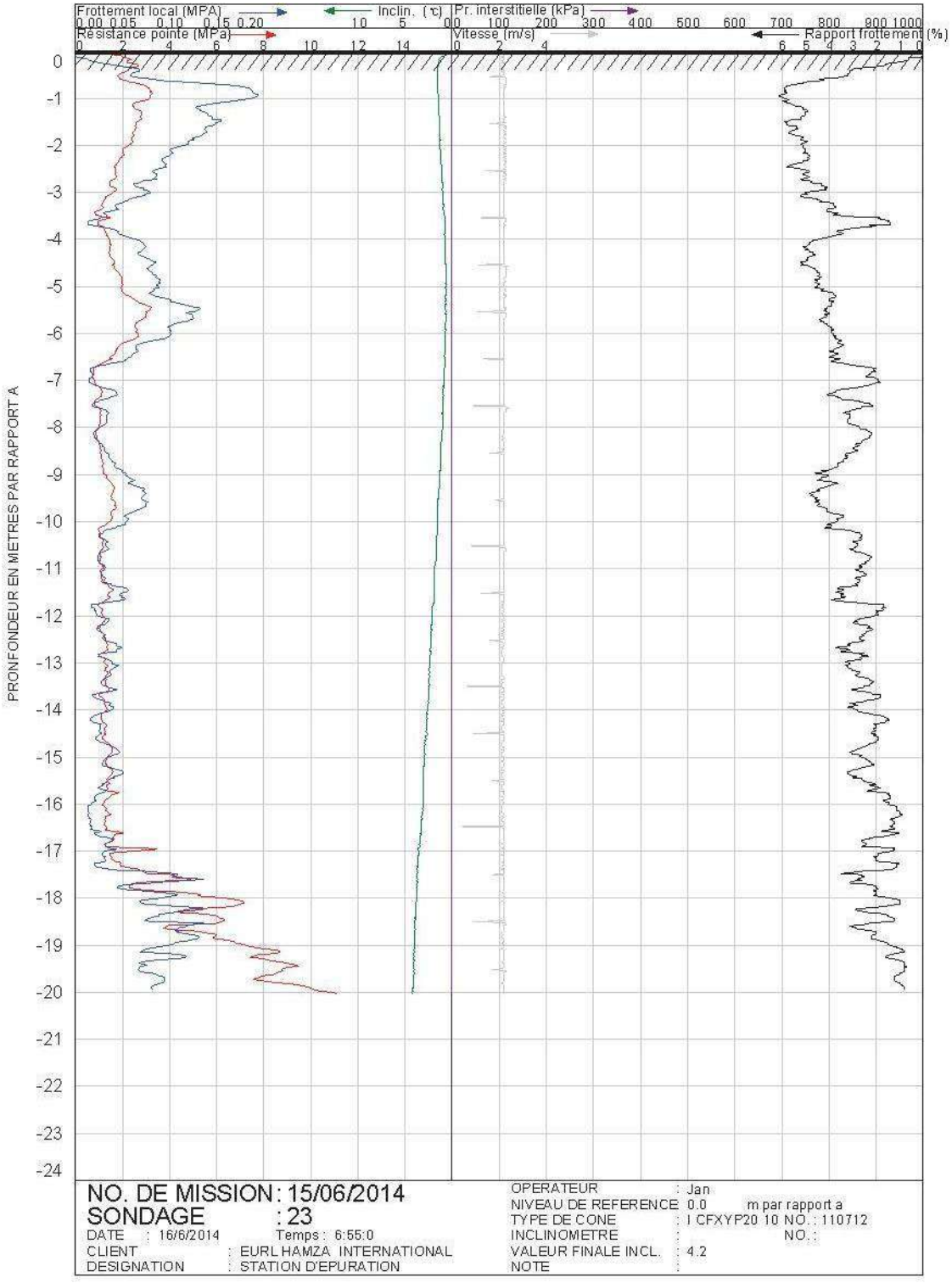

Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 0
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 18
DATE : 16/6/2014 Temps : 19:26:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 5.9
NOTE :

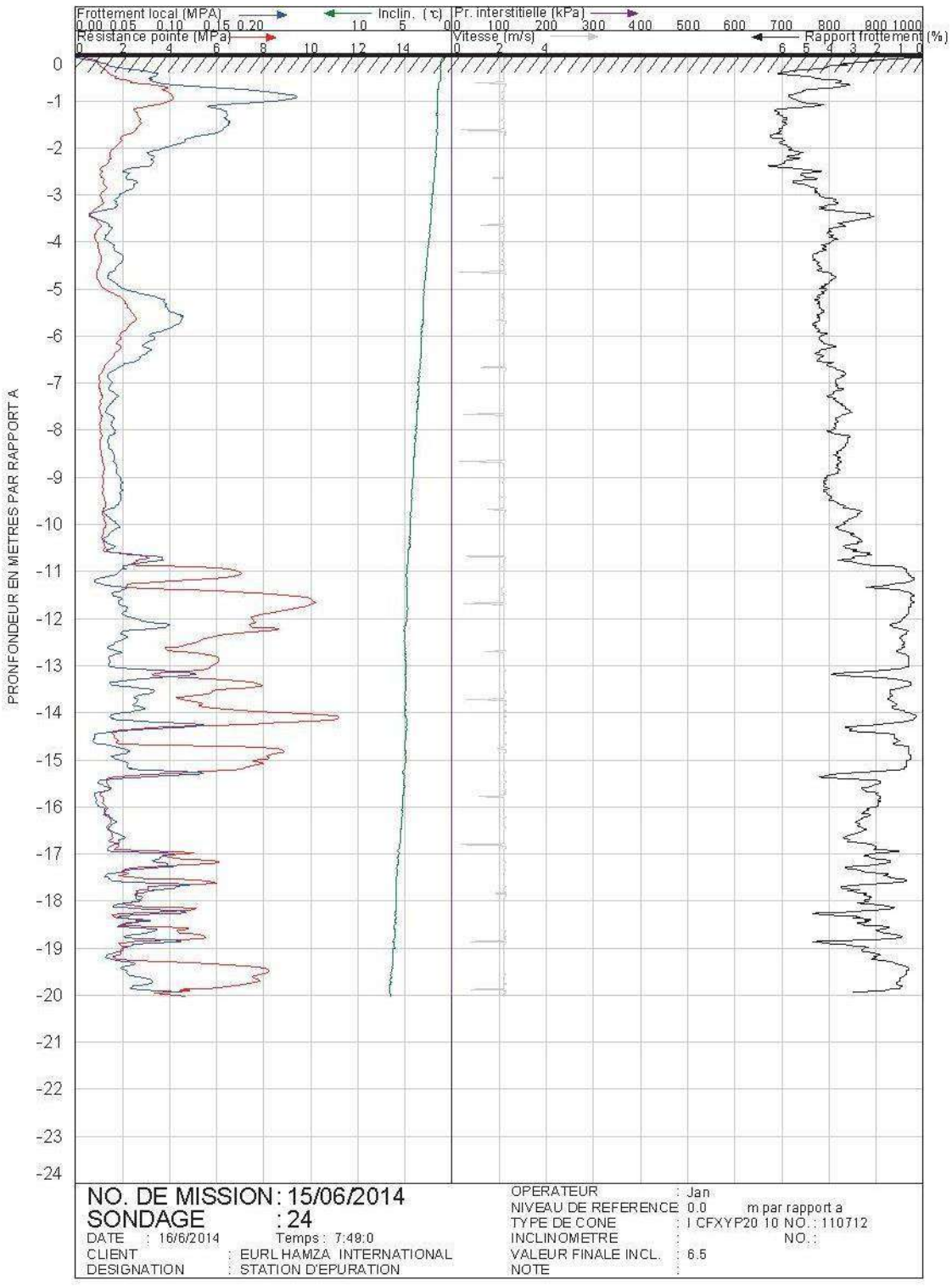

Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 0
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 19
DATE : 15/6/2014 Temps : 13:53:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 6.4
NOTE :

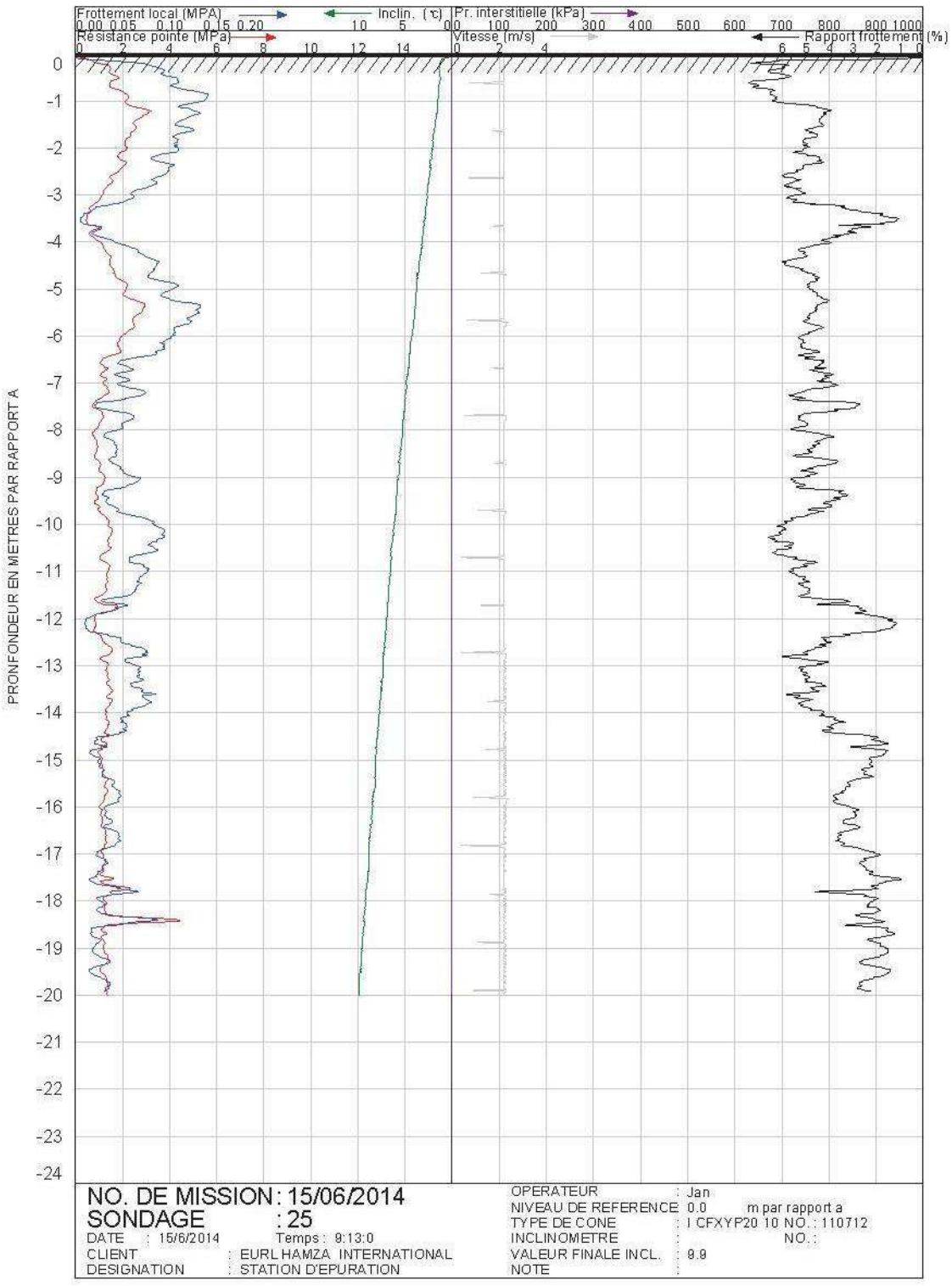

Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 0
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 20
DATE : 15/6/2014
Temps : 14:45:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 6.9
NOTE :

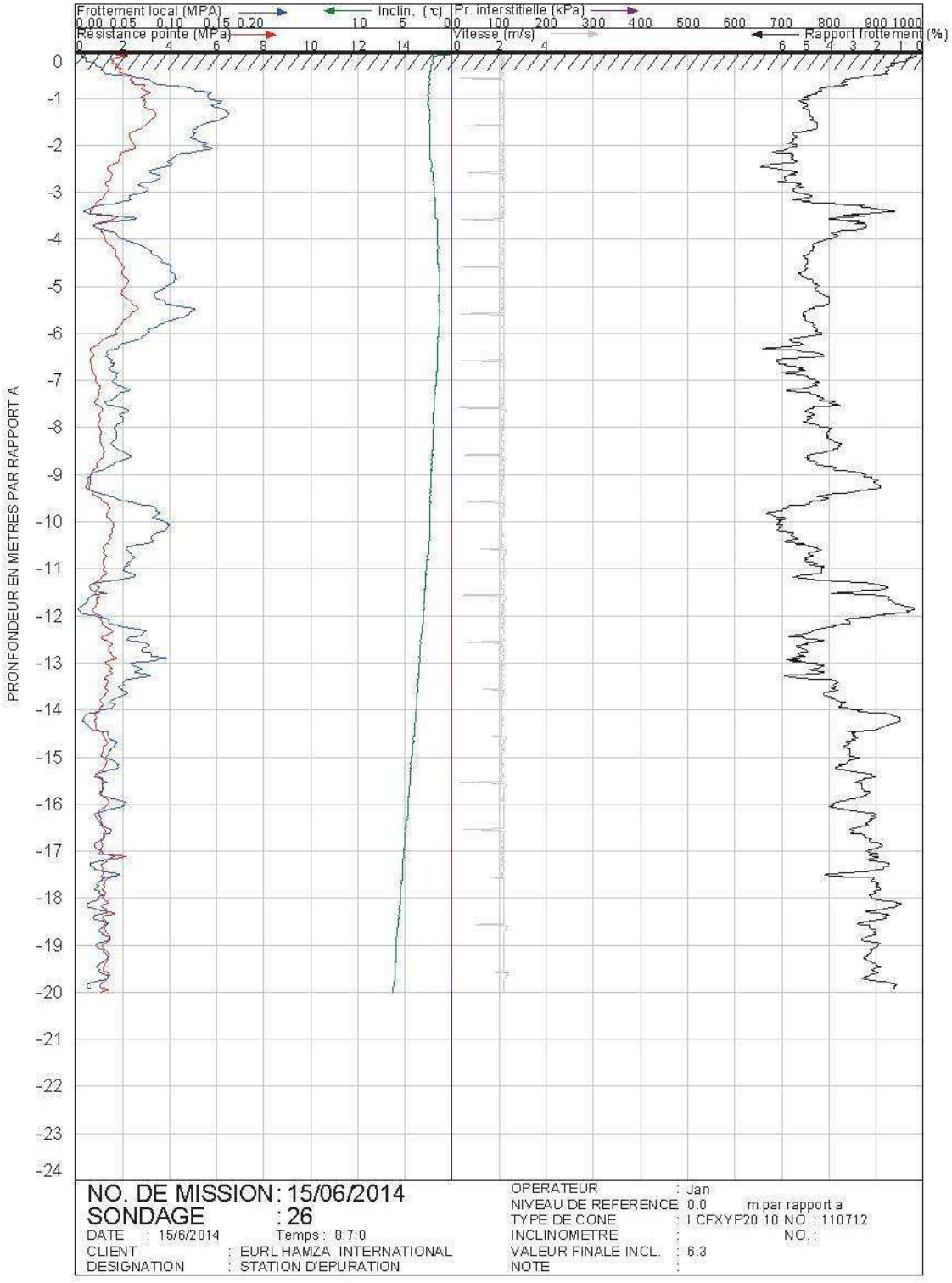

Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 0
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 21
DATE : 15/6/2014 Temps : 15:29:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 4.6
NOTE :


Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 00
Pr. interstitielle (kPa)
00 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 22
DATE : 15/6/2014 Temps : 16:16:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 8.1
NOTE :


Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 0
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 23
DATE : 16/6/2014
Temps : 6:55:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 4.2
NOTE :


Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 00
Pr. interstitielle (kPa)
00 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
-9
-10
-11
-12
-13
-14
-15
-16
-17
-18
-19
-20
-21
-22
-23
-24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 24
DATE : 16/6/2014
Temps : 7:49:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 6.5
NOTE :

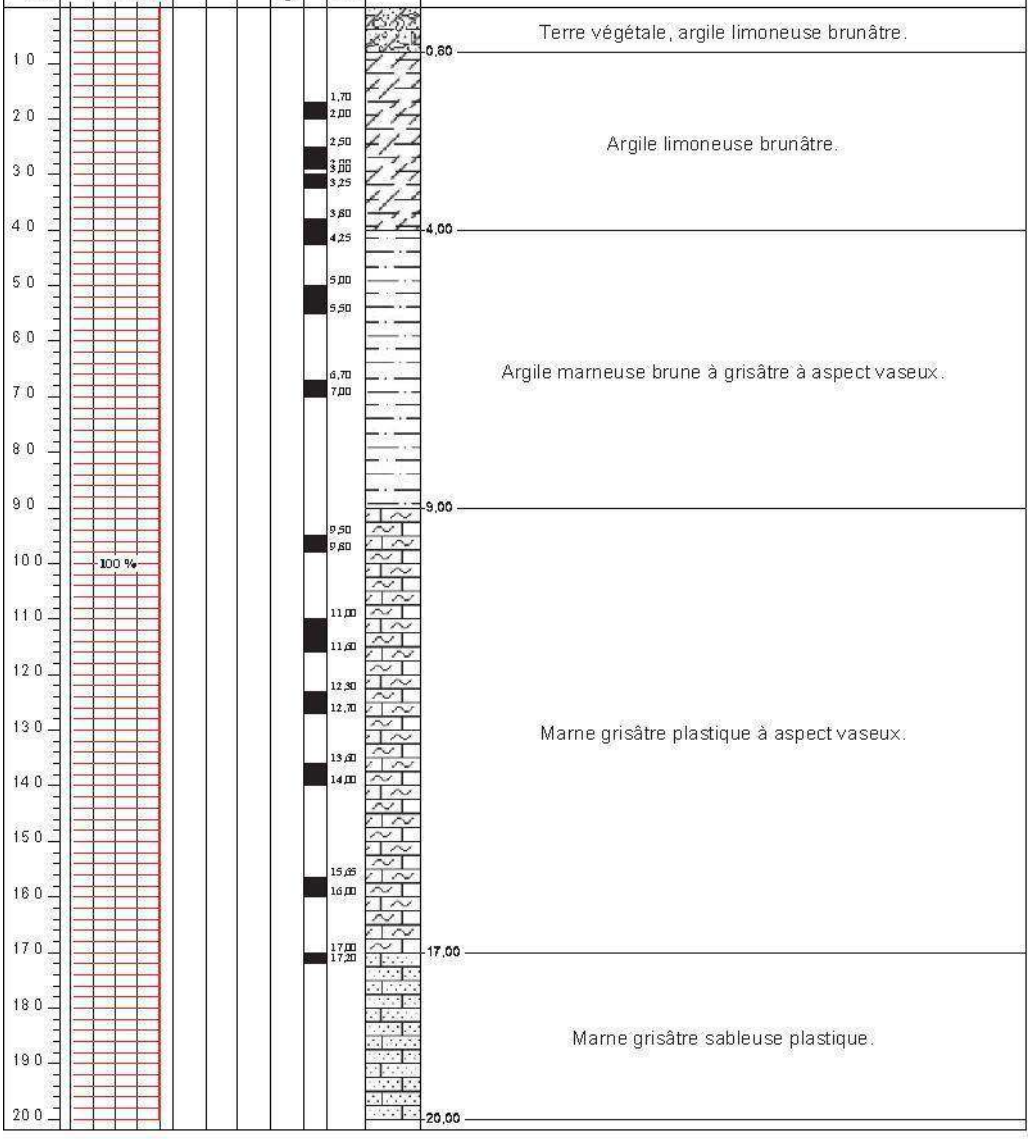

Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 00
Pr. interstitielle (kPa)
00 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
-9
-10
-11
-12
-13
-14
-15
-16
-17
-18
-19
-20
-21
-22
-23
-24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 25
DATE : 15/6/2014 Temps : 9:13:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 8.8
NOTE :


Frottement local (MPA)
0.00 0.05 0.10 0.15 0.20
Inclin. (τ)
10 5 00
Pr. interstitielle (kPa)
0 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000
Résistance pointe (MPa)
0 2 4 6 8 10 12 14
Vitesse (m/s)
0 2 4
Rapport frottement (%)
6 5 4 3 2 1 0
PRONFONDEUR EN METRES PAR RAPPORT A
0 -1 -2 -3 -4 -5 -6 -7 -8 -9 -10 -11 -12 -13 -14 -15 -16 -17 -18 -19 -20 -21 -22 -23 -24
NO. DE MISSION : 15/06/2014
SONDAGE : 26
DATE : 15/6/2014 Temps : 8:7:0
CLIENT : EURL HAMZA INTERNATIONAL
DESIGNATION : STATION D'EPURATION
OPERATEUR : Jan
NIVEAU DE REFERENCE : 0.0 m par rapport a
TYPE DE CONE : I CFXYP20 10 NO. : 110712
INCLINOMETRE : NO. :
VALEUR FINALE INCL. : 6.3
NOTE :

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: sc 03

ETUDE : STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE BOUFARIK
LIEU : BEN CHAABANE /W. DE BLIDA
CLIENT :

DATE DEBUT . 31-05-2014 PROFONDEUR TOTALE . 20 ML BOUE DE FORAGE .
DATE FIN . 31-05-2014 COORDONNEES . X = Y = TYPE FORAGE .
NIVEAU NAPPE . m Z = TYPE DE MACHINE .



Programme Sotests 2007 ©

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: sc 04

ETUDE : STATION D'EPURATION DE LA VILLE DE BOUFARIK
LIEU : BEN CHAABANE /W. DE BLIDA
CLIENT :

DATE DEBUT . 02-06-2014 PROFONDEUR TOTALE . 20 ML BOUE DE FORAGE .
DATE FIN . 02-06-2014 COORDONNEES . X = Y = TYPE FORAGE .
NIVEAU NAPPE . m Z = TYPE DE MACHINE .

Prof (m)	Récupération (0 25 50 75 100)	S.P.T	R.Q.D	ϕ Tub	ϕ Carottier	Echant	Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
0									Terre végétale, argile limoneuse brunâtre.
1,00									
2,65							2,65		Argile limoneuse brunâtre.
3,00							3,00		
4,70									
5,20							5,20		Argile marneuse brune à grisâtre.
5,60							5,60		
7,60							7,60		
7,95							7,95		
8,00									Marne grisâtre plastique à aspect vaseux.
10,00	100 %						10,00		
10,50							10,50		
14,75							14,75		
15,00							15,00		
16,50									Marne grisâtre sableuse plastique.
20,00									

Programme Sotests 2007 ©

Projet : ETUDE DE SOL SARL AU CAPITAL DE 10.000.000,00 DA

N°Dossier :

Lieu : BLIDA

Client : EURL HAMZA INTERNATIONAL

Sondage N°: SP 03 Appareil: APAGEO

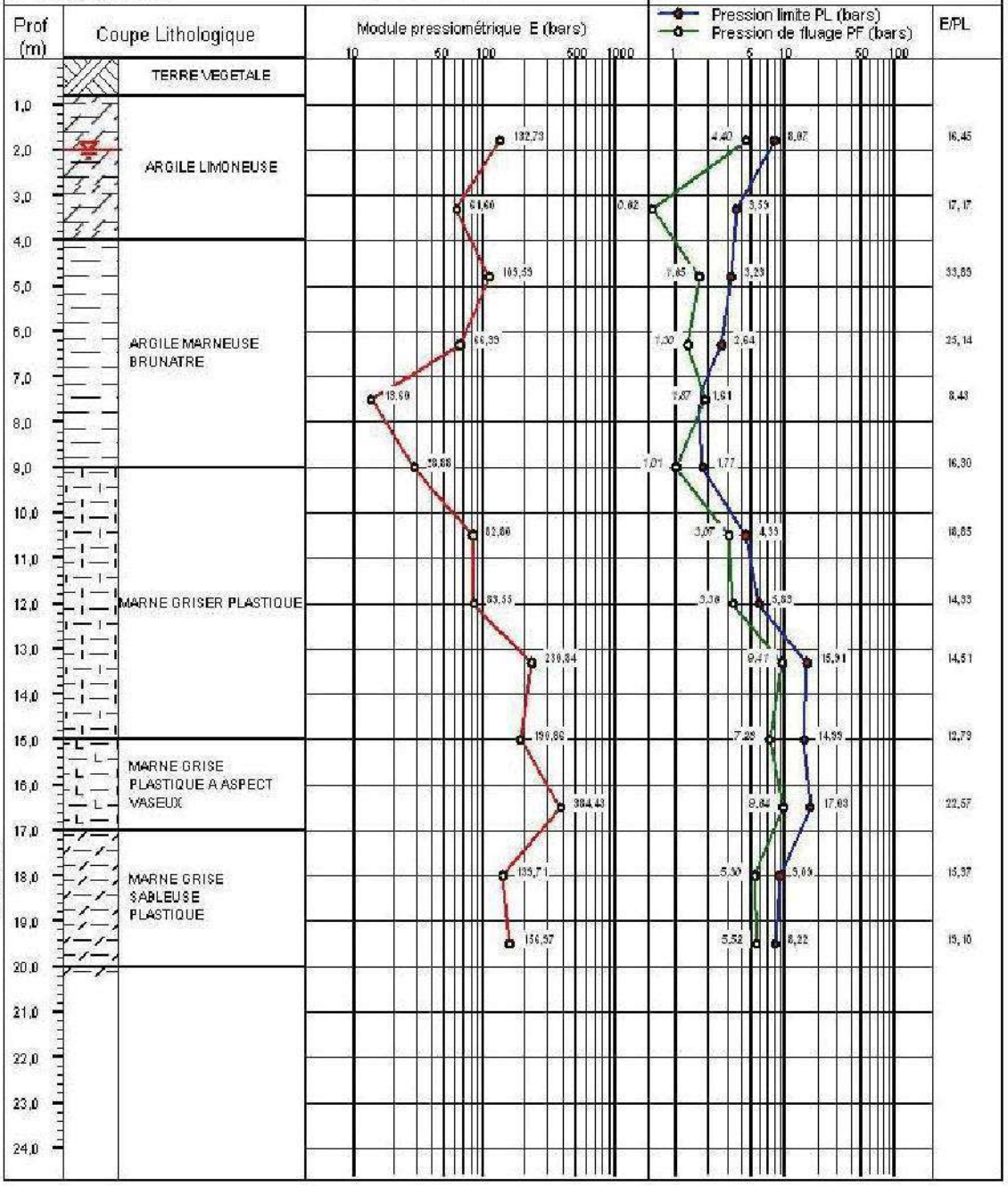
Date essai : 09/06/2014

Profondeur nappe / TN (m) : 2

Coordonnées GPS :

X : Z :

Y :



© Geotests 2007

Remarque :

Projet : ETUDE DE SOL SARL AU CAPITAL DE 10.000.000,00 DA

N°Dossier :

Lieu : BLIDA

Client : EURL HAMZA INTERNATIONAL

Sondage N°: SP 04

Appareil: APAGEO

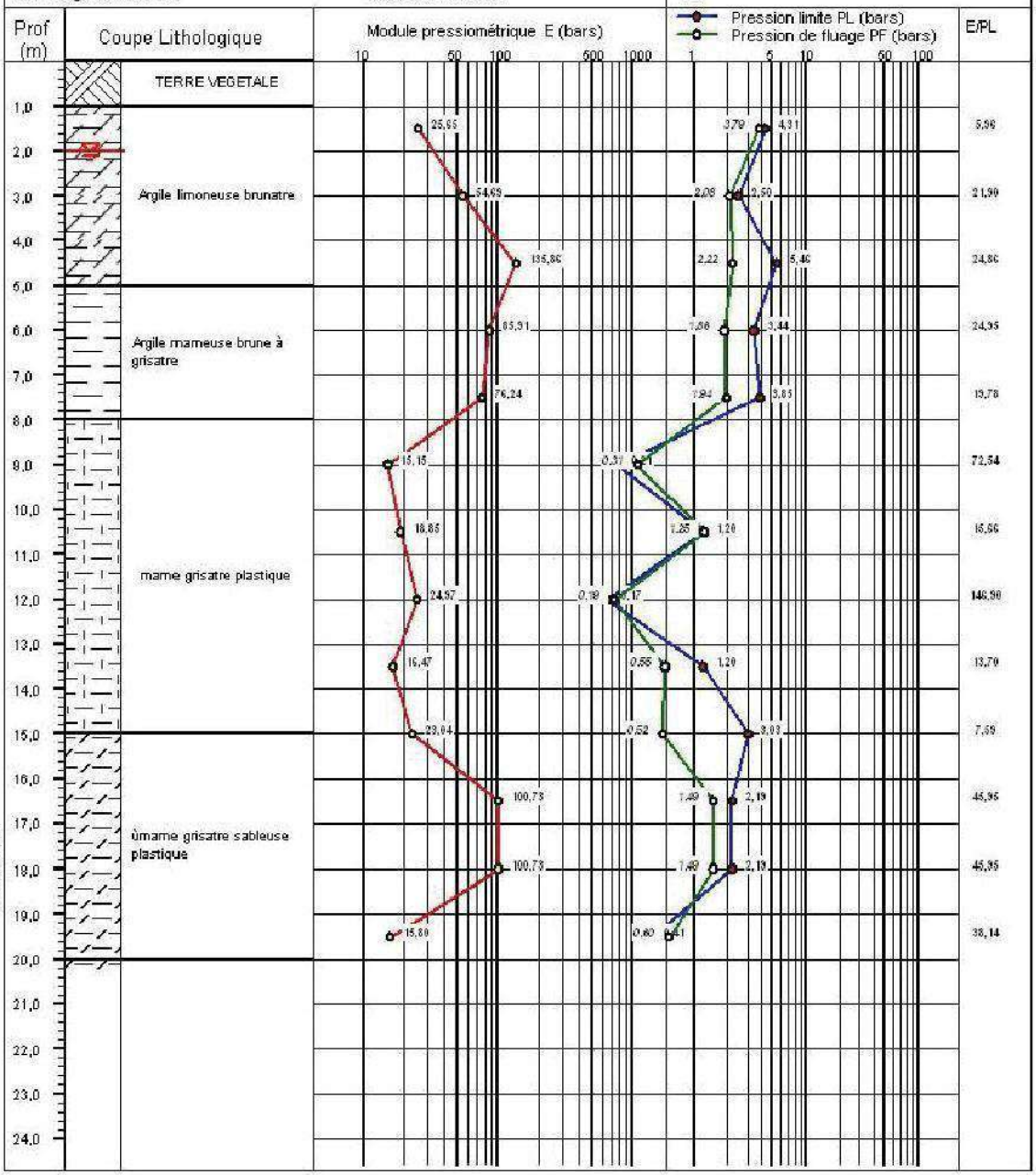
Date essai : 09/06/2014

Profondeur nappe / TN (m) : 2

Coordonnées GPS :

X : Z :

Y :



Remarque :

N°Dossier :

Lieu : BLIDA

Client : EURL HAMZA INTERNATIONAL

Sondage N°: SP 05

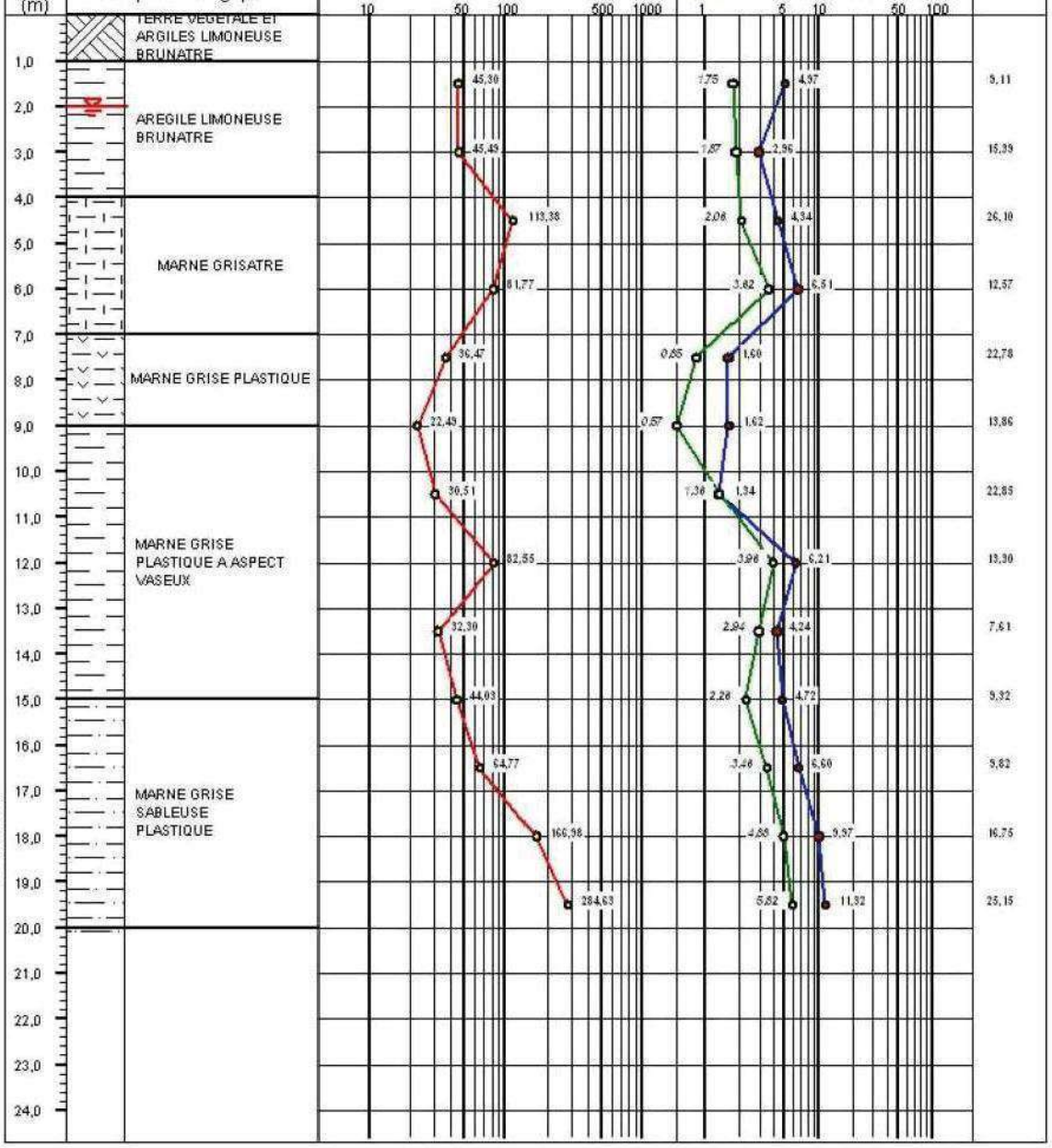
Appareil: APAGEO

Profondeur nappe / TN (m) : 2

Coordonnées GPS :

X : Z :

Y :



©Soltest 2007

Remarque :

Projet : ETUDE DE SOL — SARL AU CAPITAL DE 10.000.000,00 DA

N°Dossier :

Lieu : BLIDA

Client : EURL HAMZA INTERNATIONAL

Sondage N°: SP 06 — Appareil: APAGEO

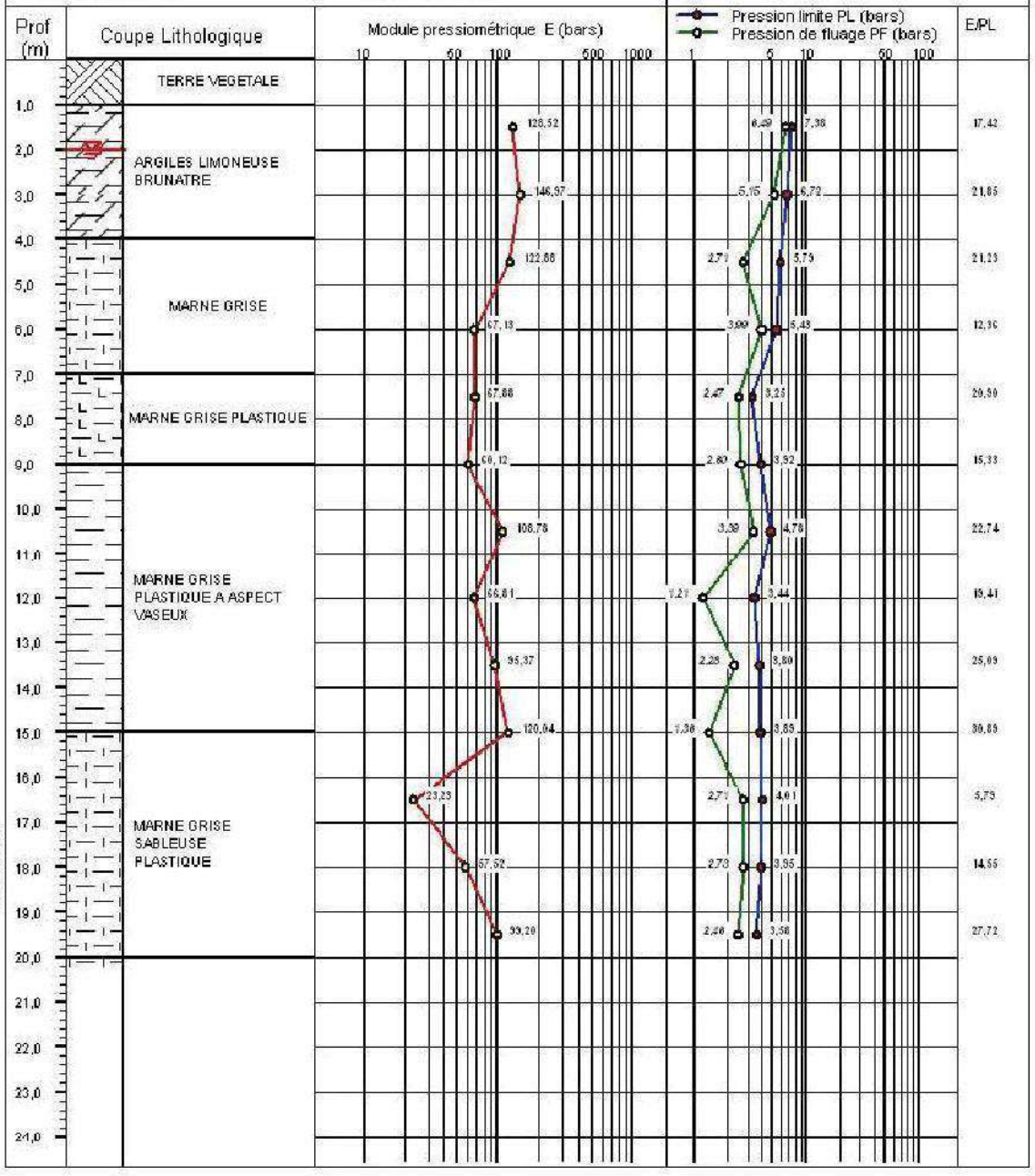
Date essai : 14/06/2014

Profondeur nappe / TN (m) : 2

Coordonnées GPS :

X : Z :

Y :



Remarque :

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.D et 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 Béjaia
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 Saâd Dahleb 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 argile