



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira de Bejaïa

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de Fin d'Etudes

En vue de l'obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : structures.

Thème :

Etude du comportement des remblais routiers sur des sols mous et Compressibles : cas de la pénétrante Autoroutière de Bejaia du Pk 12+800 au Pk 14+480.

Présenté par :

AMRAR WIDAD
BOUFADENE NARIMANE

Encadré par :

Mr : LILLOUCH SAMIR

Soutenus le : 27 septembre 2022 devant les membres du jury :

La présidente : M^{me} BOUKEMOUCHE .L

L'examinatrice : M^{me} BOUAYAD.DJ

Promotion : 2021 / 2022

Remerciements

Nous tenons d'abord à remercier Dieu le tout puissant qui nous a donné le courage, et la force pour pouvoir réaliser ce travail.

Nous remercions profondément nos familles qui nous ont soutenus durant tout le Coursus.

C'est avec une profonde reconnaissance et particulière que nous remercions notre promoteur Mr LILLOUCH SAMIR (Enseignant Chercheur à l'Université de Bejaia) pour la qualité de son encadrement exceptionnel, pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.

Nous saisissons également cette opportunité pour remercier l'ensemble des enseignants ayant contribué à notre formation.

Nous remercîments s'adressent aux membres de jury qui ont accepté de juger ce modeste travail.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribués de près ou de loin afin que notre travail puisse voir le jour.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

*Avant tout à la lumière de ma vie, la source de mon bonheur
et le guide de mon chemin à : mes très chères parents,*

*Que je ne saurais jamais remercier assez pour leurs
sacrifices et leur présence durant mes études et toute ma vie
que Dieu les protège.*

*A mes chers frères : MAZIGH ET YANIS qui m'ont
soutenus depuis tout le temps,*

A ma chère et unique sœur : LYDIA que j'aime beaucoup.

*A ma grand-mère « NANA ALDJA » que dieu la protège et
nous la garde.*

A notre promoteur : Mr LILLOUCH SAMIR.

A ma Binôme : AMRAR WIDAD.

À tous ceux qui me sont chers.

B. NABIMANE

Dédicaces

Je dédie ce précieux travail

À la lumière qui a éclairé mon parcours l'homme qui a toujours été là pour moi mon très cher père, et à la femme qui a toujours veillé sur moi ma très chère mère.

A ma chère et unique sœur : NAHIDA qui m'a toujours aidé et qui as été ma première source d'inspiration et de courage.

A ma deuxième moitié RAMZI qui m'a beaucoup soutenues, et a toute ma belle-famille.

*A mes chers tantes : BOUKHEZAR MERYEM et FOUNAS
NADIA.*

A ma Binôme : BOUFADENE NARIMANE.

À tous ceux qui me sont chers.

WIDAD

Sommaire

Introduction Générale	1.
Chapitre I : synthèses bibliographique	
I.1.Introduction	3.
I.2 Définition de la route	3.
I.3 Les caractéristiques géométrique de la route	3.
I.3.1 Le profil en long	3.
I.3.2Le tracé en plan	3.
I.3.3 Le profil en travers	4.
➤ Les éléments du profil en travers	4.
➤ rôles des chaussées	5.
I.4 Les différentes couches qui composent la structure de chaussée et leurs fonctions	5.
I.4.1 Couche de forme	6.
I.4.2Couche d'Assise	6.
❖ Couche de base	6.
❖ Couche de fondation	7.
I.4.3 Couche de surface	7.
❖ Couche de roulement	7.
❖ Couche de liaison	7.
I.5 Les différents types de chaussées	7.
a) Chaussée souple.....	7.
b) Chaussée rigide.....	8.
c) Chaussée semi-rigide.....	9.
I.6 Dimensionnement du corps de chaussée	10.

Sommaire

I.6.1 Les facteurs déterminants pour les études de dimensionnement de chaussé	10.
1) Le trafic	10.
2) L'environnement	10.
3) Le sol support	10.
4) Les matériaux	11.
I.6.2 Méthodes de dimensionnement	11.
➤ Méthode CBR (California-Bearing -Ratio)	11.
❖ Notion de l'épaisseur équivalente	12.
❖ Classes de portance	13.
➤ la méthode du catalogue des chaussées neuves «CTTP ».....	13.
a) Démarche du catalogue	14.
b) Détermination de la classe du trafic	14.
c) Type de réseau principal	15.
d) Détermination des classes de portance des sols.....	16.
e) Détermination de la classe de portance de sol-support de chaussée	16.
f) Données climatiques	17.
g) Matériaux	18.
h) Durée de vie	20.
I.7 Tassement et consolidation	21.
➤ Le tassement	21.
I.7.1 Calcul des tassements par la méthode œdométrique	21.
I.7.2 Calcul des tassements par la méthode préssiométrique	24.
Conclusion	26.
Chapitre II : Le contexte géologique et géotechnique de la zone à étudier.....	
II.1 Introduction	27.
II.2 Présentation du projet	27.
II.3 Reconnaissance du site	27.
II.3.1 Hydrologie et hydrogéologie du site	27.

Sommaire

a) Hydrologie	27.
b) Hydrogéologie	28.
II.3.2 Topographie et géomorphologie	28.
II.3.3 Effets sismique et catégorie du site	29.
II.3.4 Eaux superficielles et souterraines	29.
II.4 Reconnaissance du sol	29.
II .4.1 Essai in situ	29.
II.4.1.1 Puits de reconnaissance	30.
II.4.1.2 Les sondages carottés	31.
II.4.1.3 Niveau de la nappe phréatique	33.
II.4.1.4 Essais de pénétration standard (SPT)	33.
II.4.1.5 Essai de pénétration dynamique(PDB)	34.
II.4.1.6 Essai préssiométrique	35.
II.4.1.7 Méthode du calcul de la capacité portante	36.
1. Capacité portante à partir de l'essai préssiométrique	37.
2. La Pression limite nette équivalente P^*le	37.
3. La hauteur d'encastrement équivalente De	38.
4. Méthode de calcul la contrainte admissible	38.
II.4.2 Essais au laboratoire	38.
II.4.2.1 Essai d'identification	38.
➤ Analyses granulométriques.....	38.
➤ Mesure de la tenure en eau et des densités.....	40.
➤ Mesure des limites d'Atterberg.....	41.
➤ Essai de cisaillement.....	42.

Sommaire

II.4.2.2 Essai mécanique	43.
➤ Essai Proctor	43.
II.4.2.3 Essai œdométrique	44.
II.4.2.4 résultats des essais au laboratoire	45.
II.4.2.5 la capacité portante à partir des essais de laboratoire	46.
Conclusion	47.
 Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.....	
III.1 Introduction	48.
III.2 Contexte géologique du site	48.
III.3 Matériaux de Remblai	48.
III.4 Evaluation de la capacité portante du sol	48.
• III.4.1 A partir des essais laboratoire	48.
• III.4.2 A partir du préssiomètre	49.
III.5 Calculs des tassements	51.
III.5.1 L'évaluation des tassements à partir de la méthode œdométrique....	51.
• Calcul du tassement en appliquant la charge du remblai seul	52.
• Calcul des tassements en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route	55.
• Calcul des tassements en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules	58.

Sommaire

III.5.2 Evaluation des tassements à partir du préssiomètre	61.
▪ Calcul de tassement	61.
▪ Calcul du temps de consolidation (t)	62.
Conclusion	63.
Chapitre IV : Etude numérique du comportement du remblai.....	
IV.1 Introduction	64.
IV.2 Représentation de la fenêtre principale du Plaxis 2D V8	64.
✚ Définitions des différents paramètres	65.
IV.3 Modèles de comportement sous Plaxis	65.
✚ Modèle élastique linéaire	65.
✚ Modèle de Mohr-Coulomb	66.
✚ Modèle Cam-Clay	67.
IV.5 Méthodologie de modélisation avec Plaxis	68.
IV.6 Modélisation du sol vierge	69.
A) Résultats obtenus pour la modélisation du PK12+950	70.
B) Résultats obtenus pour la modélisation du PK13+500	72.
C) Résultats obtenus pour la modélisation du PK14+100	73.
✚ Analyse des résultats	75.
Conclusion	75.
Conclusion générale.....	76.



***LISTE DES
ABREVIATIONS***

Liste de notations utilisées

\log : Logarithme décimal.

e : Épaisseur équivalente.

I_{cbr} : Indice CBR (sol support).

p : Charge par route P = 6.5 t (essieu 13 t).

N : Nombre moyen de camion de plus 1500 kg à vide.

$\%PL$: Pourcentage de poids lourds (Z).

TH : Trafics prévus pour une durée de vie de 15 ans.

T_0 : Trafics actuel (V/J).

m : Année de prévision.

τ : Taux d'accroissement du trafic (%).

e_1 : Épaisseur réelle de la couche de roulement.

e_2 : Épaisseur réelle de la couche de base.

e_3 : Épaisseur réelle de la couche de fondation.

a_1, a_2, a_3 : sont Les coefficients d'équivalence respectivement des matériaux des couches

e_1, e_2, e_3 .

N : Nombre de PL par jour à la mise en service par sens de circulation.

t : Taux de croissance linéaire annuel du trafic.

d : Durée de vie, en années.

r : Traduit la répartition transversale des PL.

E_{v2} : Module à la plaque.

θ_{eq} : Température équivalente.

Liste de notations utilisées

ΔH_i : Le tassement.

e_0 : L'indice des vides initial.

σ'_p : Contrainte de pré consolidation ;

σ'_{v0} : Contrainte vertical effective due au poids des terres.

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement.

h_i : La hauteur de la couche compressible.

σ'_p : Contrainte de pré-consolidation.

$\Delta\sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donnée de la surface.

γ : Poids volumique.

H_r : La hauteur de remblai.

S_c : Tassement sphérique.

S_d : Tassement dévia-torique.

q' : Contrainte effective appliquée par l'ouvrage.

B_0 : Largeur de référence = 0.60 m .

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

α : Coefficient rhéologique du sol.

λ_c Et λ_d : Coefficients de forme, on fonction du rapport L/B.

E_c Et E_d : Sont des modules équivalents.

Liste de notations utilisées

$E_{i,j}$: La moyenne harmonique des modules mesurés dans les tranches i et j.

φ : L'angle de frottement.

q_u : La contrainte de rupture de sol.

q'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

k_p : Coefficient de portance dépend de la nature du sol donné par le tableau en annexe.

p^*l_e : Pression limite nette équivalente.

γ : Poids volumique du sol.

D : Profondeur d'ancrage.

p^*l_i : Pression limite nette.

p_l : Pression limite.

k_0 : Coefficient de poussées des terres au repos ($k_0 = 0.5$).

Z : Profondeur.

F_s : Coefficient de sécurité (Elu=2, Els=3).

C_u : Le coefficient d'uniformité.

D_{60} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60% du poids des grains.

D_{10} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 10% du poids des grains.

C_c : Le coefficient de courbure.

D_{30} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 30% du poids des grains.

γ_d : La densité sèche.

W_s : Poids des grains solides

V : Volume total.

W_l : Limite de liquidité.

Liste de notations utilisées

W_p : Limite de plasticité.

I_p : Indice de plasticité.

D : Profondeur d'ancrage.

γ : Poids volumique du sol au-dessus de l'assise du remblai.

q_0 : Poids des terres au-dessus des fondations.

γ' : Poids volumique du sol au-dessous des fondations.

B : Largeur de la fondation.

N_γ : Terme de surface.

N_c : Terme de cohésion.

N_q : Terme de profondeur.

$\sigma'v_f$: La contrainte verticale effective finale.

E : Le module d'Young

ν : Le coefficient de Poisson.

C : La cohésion.

ψ : L'angle de dilatance.

F : La fonction de charge.



INTRODUCTION
GENERALE

Introduction Générale

La chaussée moderne surtout lorsqu'elle appartient à une voie importante à trafic rapide comme une autoroute, s'accommode mal de déformations notables après sa mise en service.

Ces déformations peuvent provenir d'un sous-sol instable même lorsque le corps de chaussée proprement dit a été construit de façon satisfaisante, C'est le cas en particulier des chaussées mises en place sur des remblais eux-mêmes fondés sur sols compressibles.

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

L'analyse du comportement d'un sol compressible saturé comportant des matériaux peu drainant (argiles, limons...etc.) dépend essentiellement du facteur temps, en raison du développement et la dissipation de l'eau dans le sol. Il est très connu que dans un sol saturé, les pressions interstitielles ont une influence à la fois sur le champ de contraintes totales et sur le champ de contraintes effectives.

La construction d'ouvrages sur les sols compressibles et mous présente diverses difficultés :

- 1) Les ouvrages subissent de forts tassements provoqués par la forte compressibilité des sols.
- 2) Les sols argileux saturés très compressibles ont une faible résistance, il est donc difficile d'assurer la stabilité des fondations et des ouvrages (routes, voies ferrées...etc.) construits sur ces sols.
- 3) Le tassement des ouvrages se produit pendant un temps très long, souvent de l'ordre de plusieurs années, Ceci est dû au processus d'expulsion de l'eau.

Le présent mémoire est organisé en quatre chapitres, une introduction et une conclusion générale.

Dans le premier chapitre, on a présenté une étude bibliographique sur les chaussés, leurs constitutions, les différents types de chaussées et les méthodes de dimensionnement et, On a exposé les diverses méthodes de calcul des tassements.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de l'ouvrage et l'étude géotechnique du site, ainsi que les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations.

Introduction Générale

Le troisième chapitre s'intéresse au calcul de la capacité portante à partir des essais de laboratoire et des essais préssiométrique, On a calculé le tassement des remblais par deux méthodes Préssiométrique et œdométrique.

Le 4^{ème} chapitre porte sur le calcul numérique des tassements par le logiciel Plaxis2D.



CHAPITRE

I

I.1 Introduction :

Le dimensionnement d'une structure de chaussée consiste à satisfaire à moindre coût et dans de bonnes conditions de confort et de sécurité des objectifs (durée de vie souhaitée de l'ouvrage) sous un certain nombre de paramètres (trafic, climat, matériaux locaux et politiques d'entretien).

Pour cela la qualité de la construction des chaussées, passe d'abord par une bonne reconnaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à utiliser, lui permettant de résister aux agressions des agents extérieurs (L'environnement de la route et le climat essentiellement), et aux surcharges d'exploitations (trafic).

Dans ce chapitre nous allons présenter les différentes composantes de corps de chaussée ainsi que les différents types de ces dernières. Ensuite nous exposons quelques méthodes de dimensionnement des chaussées et des méthodes de calcul des tassements.

I.2 Définition de la route :

La route est un ouvrage de génie civil conçu pour la circulation des véhicules automobiles ou autres ainsi que des piétons.

I.3 Les caractéristiques géométrique de la route :

Les caractéristiques géométriques d'une route sont illustrées par le profil en travers ; le profil en long et le tracé en plan. [1]

I.3.1 Le profil en long :

C'est le développement en plan de la surface cylindrique engendrée par une droite verticale, s'appuyant sur l'axe de la route. Dans le but d'accentuer les différences de niveau, on prend généralement une échelle des hauteurs décuple de celle des longueurs. [1]

I.3.2 le tracé en plan :

Il met en évidence les longueurs des sections rectilignes et la valeur des rayons de courbure dans les virages. [2]

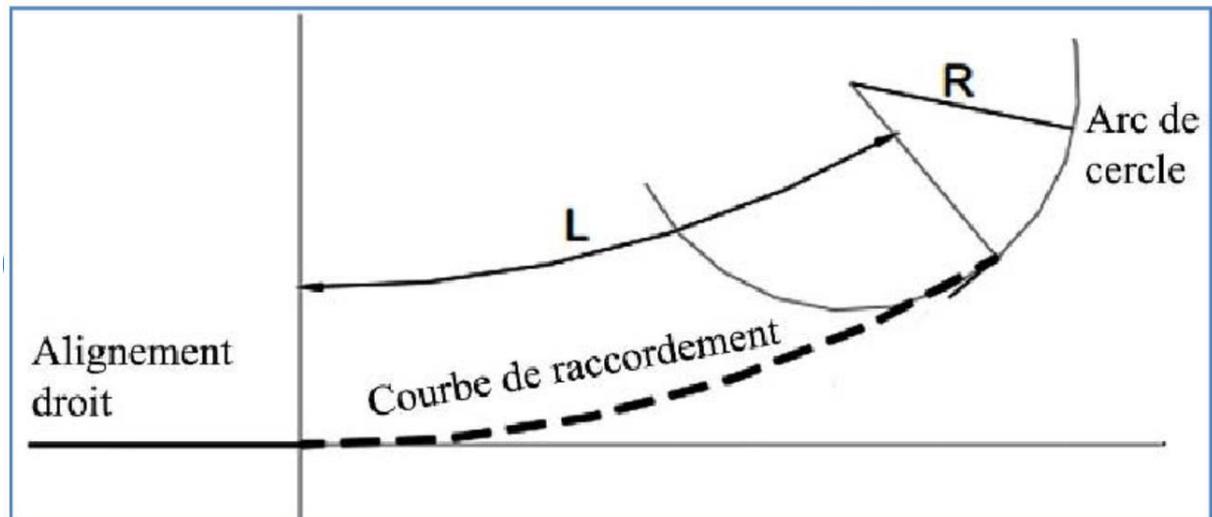


Figure I.1 : Éléments constitutifs d'un tracé en plan. [3]

I.3.3 Le profil en travers :

Le profil en travers est défini comme étant la coupe suivant un plan vertical perpendiculaire à l'axe du projet.

Il illustre essentiellement la largeur de la chaussée et celle des accotements, il indique aussi les pentes transversales. [2]

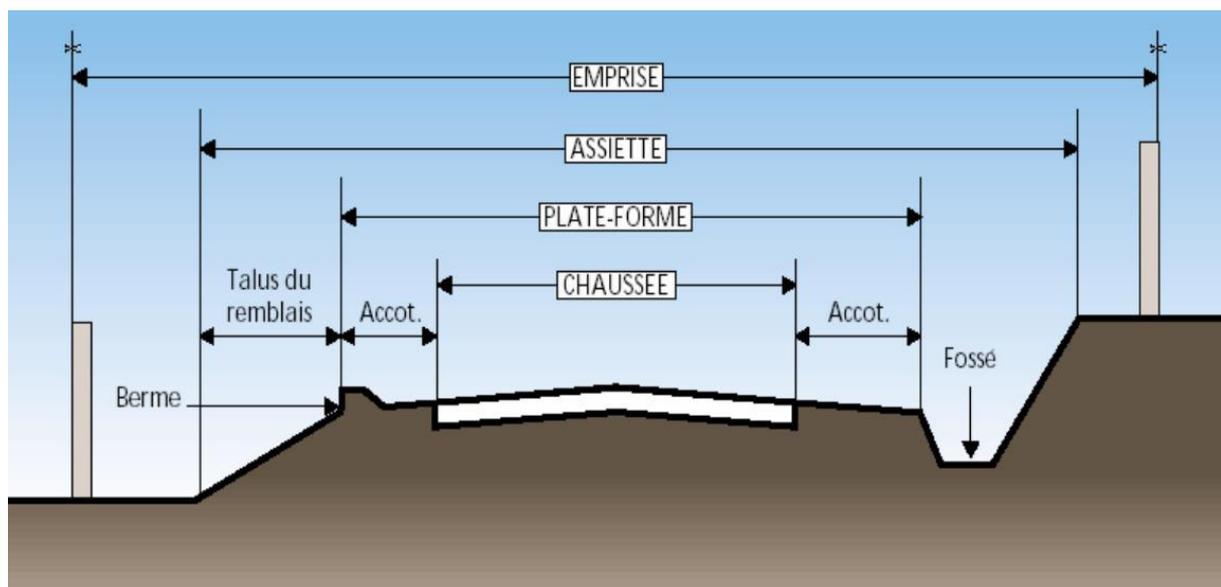


Figure I.2 : profil en travers d'une route. [2]

➤ Les éléments du profil en travers :

- **Les accotements** : Les accotements se trouvent aux côtés de la chaussée, ils étaient utilisés auparavant soit pour le dépôt des matériaux soit pour les piétons, maintenant ils sont utilisés

pour le stationnement. Sur les routes importantes la largeur des accotements est de 2 à 2.5m utilisés comme bande d'arrêt.

- **La plate-forme :** C'est l'ensemble de la chaussée et des accotements, elle est située entre les fossés ou les crêtes de talus de remblais.
- **L'assiette :** C'est la surface de la route délimitée par les terrassements.
- **L'emprise :** C'est la surface du terrain naturel affectée à la route et à ses dépendances (Talus, exutoires, etc....) limitée par le domaine public.
- **Le talus :** Le talus a une inclinaison qui dépend de la cohésion des sols qui le constitue, cette inclinaison est désignée par une fraction (A/B) tel que :

A : la base du talus.

B : hauteur du talus.

- **Le fossé :** C'est un ouvrage hydraulique destiné à recevoir les eaux de ruissellement

- **Les chaussées :**

Au sens géométrique : c'est la surface aménagée de la route sur laquelle Circulent les véhicules.

Au sens structurel : c'est l'ensemble des couches de matériaux superposées de façon à permettre la reprise des charges. [1]

➤ **rôles des chaussées :**

La chaussée a pour rôle :

- D'absorber les charges dues aux véhicules.
- D'encaisser les variations journalières et saisonnières de température et d'hygrométrie.
- De supporter le poinçonnement résultant du stationnement des véhicules.
- De rejeter les eaux de pluie vers l'extérieur.
- Résistance aux effets de roulage et de freinage des véhicules.

I.4 Les différentes couches qui composent la structure de chaussée et leurs fonctions :

Les chaussées se présentent comme des structures multicouches (Figure I.1) mises en œuvre sur un ensemble appelé plate-forme support de chaussée constituée du sol terrassé (dit sol support) surmonté généralement d'une couche de forme. [2]

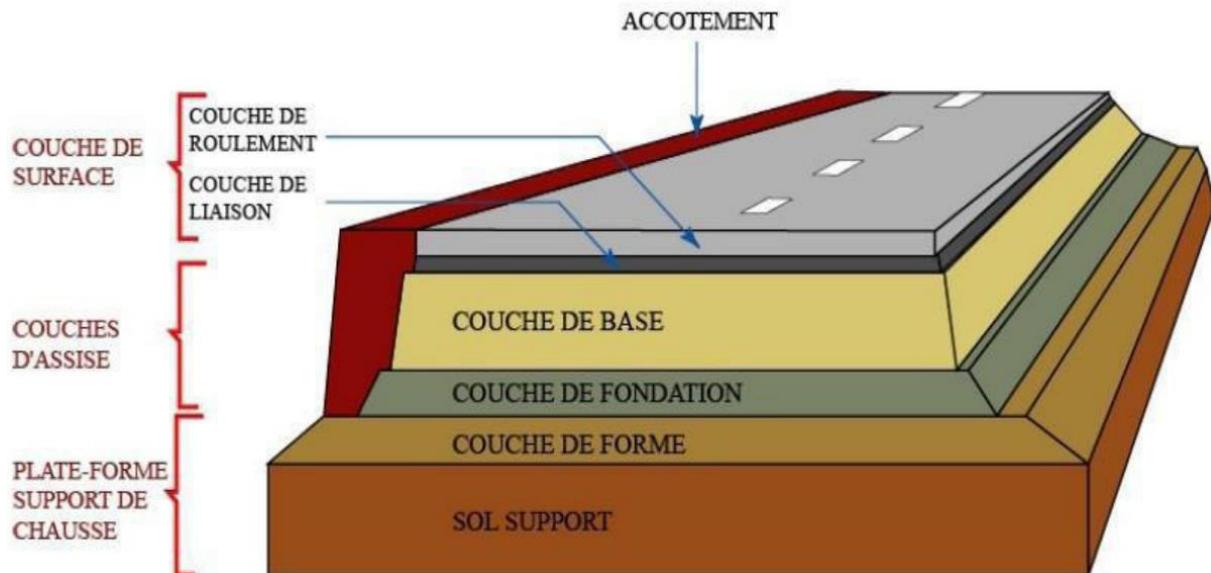


Figure I.3: les différentes couches qui constituent la structure de la chaussée. [4]

I.4.1 Couche de forme :

La couche de forme est une structure plus ou moins complexe qui sert à adapter les caractéristiques aléatoires et dispersées des matériaux de remblai ou de terrain naturel aux caractéristiques mécaniques, géométriques et thermiques requises pour optimiser les couches de chaussée.

L'épaisseur de la couche de forme est en général entre 40 et 70 cm. [5]

I.4.2 Couches d'Assise :

L'assise de chaussée se décompose en deux sous-couches :

❖ Couche de base :

La couche de base est formée en générale de grave concassée ou de grave bitume, tuf, sable gypseux, ...

Elle a pour rôle essentiel de prendre les efforts verticaux et de répartir les contraintes normales qui en résultent sur la couche de fondation sans se déformer ni de se dégrader.

La couche de base est constituée avec beaucoup de soin elle doit porter de meilleurs matériaux car les contraintes sont plus élevées vers la surface qu'au fond.

L'épaisseur de la couche de base varie entre 10 et 25 cm. [5]

❖ Couche de fondation :

La couche de fondation constitue avec la couche de base du corps de chaussée. Son rôle est identique à celui de la couche de base, mais elle est constituée d'un matériau non traité de moindre qualité et coût.

I.4.3 Couche de surface :

La couche de surface est en contact direct avec les pneumatiques des véhicules et les charges extérieures. Elle a pour rôle essentiel d'encaisser les efforts de cisaillements provoqués par la circulation. Elle est en générale composée d'une :

❖ Couche de roulement :

Qui est la couche supérieure de la structure de chaussée sur laquelle s'exercent directement les agressions conjuguées du trafic et du climat, qui a pour rôle :

- D'imperméabiliser la surface de chaussée.
- D'assurer la sécurité (par l'adhérence) et le confort des usages (diminution de bruit).

L'épaisseur de la couche de roulement en général entre 6 et 8 cm. [5]

❖ Couche de liaison :

L'apport structurel de cette couche est secondaire sauf les chaussées à assise granulaire dont la couche de surface est la seule couche liée

I.5 Les différents types des chaussées :

Du point de vue constructif les chaussées peuvent être groupées en trois grandes catégories :

- a) Chaussée souple.
- b) Chaussée rigide.
- c) Chaussée semi-rigide.

a) Chaussée souple :

C'est une structure de chaussée dans laquelle l'ensemble des couches liées qui la constituent sont traitées aux liants hydrocarbonés.

La couche de fondation et la couche de base peuvent être constituées de grave non traitée dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic. [2]

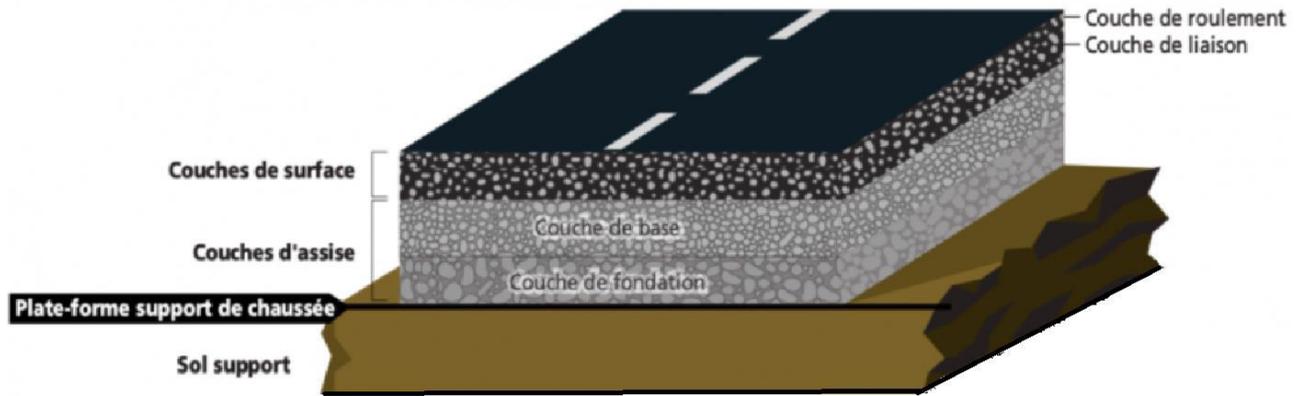


Figure I.4 : type d'une chaussée souple. [2]

b) Les Chaussée rigide :

Une chaussée rigide est constituée d'un revêtement en béton de ciment pervibré ou fluide.

En règle générale une chaussée en béton comporte à partir du sol les couches suivantes :

- Une couche de forme.
- Une couche de fondation.
- Une couche de roulement en béton ciment.

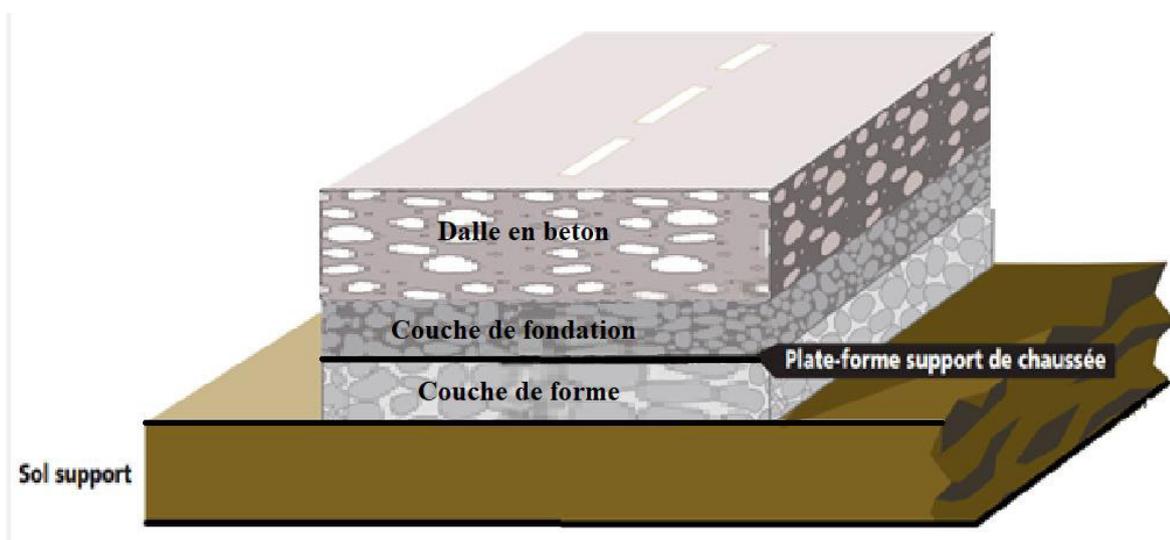


Figure I.5 : type d'une chaussée à trafic > 50 PL/j/sens. [2]

- Dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic (trafic ≤ 50 PL/j/sens) la couche de fondation n'est pas nécessaire.

La dalle en béton de ciment peut ainsi être réalisée directement sur l'arase terrassement ou sur la plate-forme support de chaussée.

Dans la chaussée rigide la couche de surface et la couche de base sont confondues. [2]

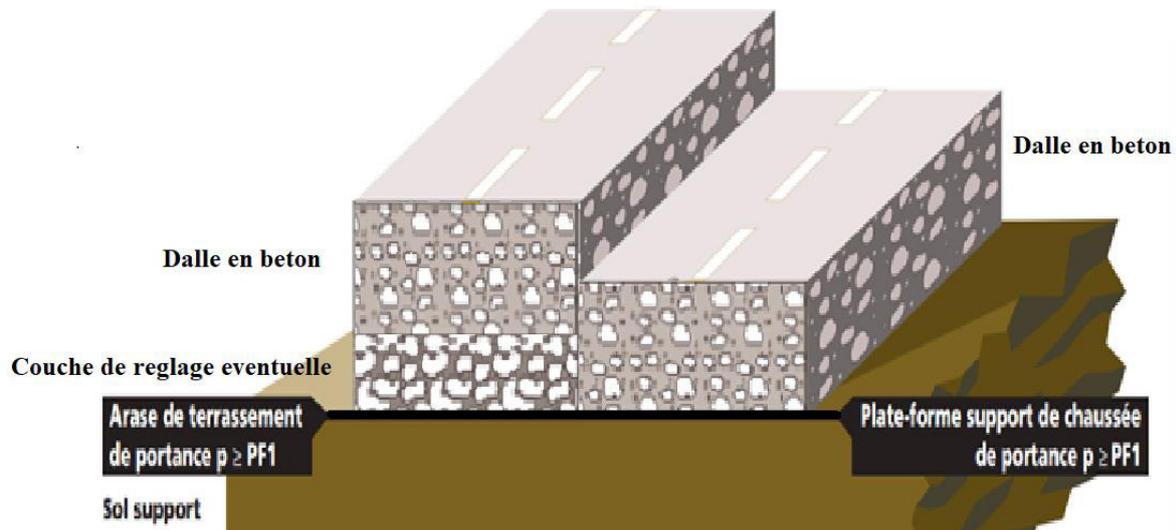


Figure I.6: type d'une chaussée à trafic ≤ 50 PL/j/sens. [2]

c) Les chaussées semi rigide :

Elles comportent une couche de surface bitumineuse reposant sur une assise en matériaux traités aux liants hydrauliques disposés en une couche (base) ou deux couches (base et fondations) Dans le cas d'une chaussée neuve à faible trafic. [2]

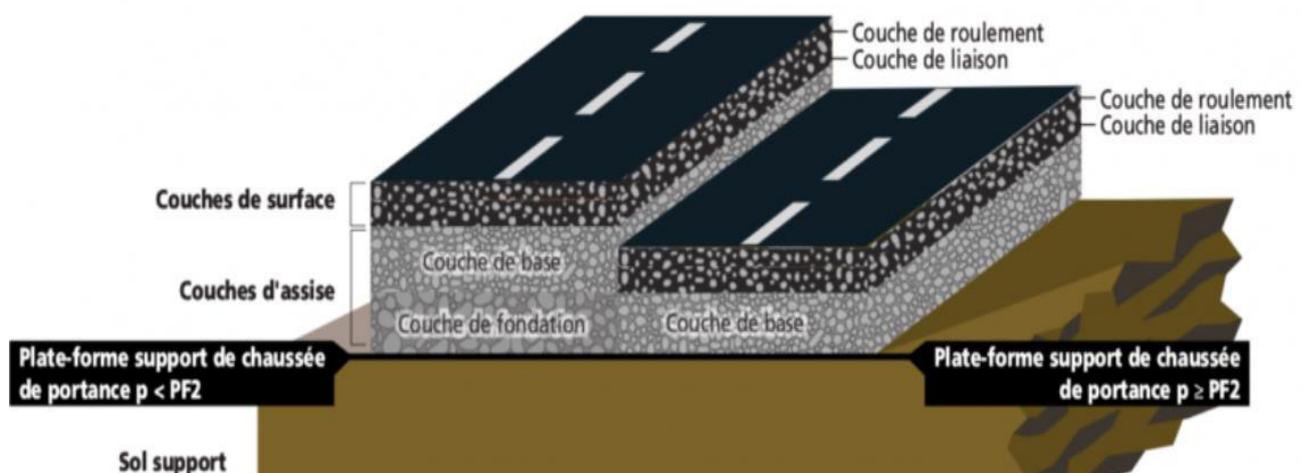


Figure I.7: type d'une chaussée semi rigide. [2]

I.6 Dimensionnement du corps de chaussée :

Le dimensionnement d'une structure de chaussées consiste à satisfaire à moindre coût et dans des bonnes conditions de confort et de sécurité des objectifs (durée de vie souhaitée de l'ouvrage) sous un certain nombre de paramètres (trafic, climat, matériaux locaux et politiques d'entretien).

Pour cela la qualité de la construction des chaussées, passe d'abord par une bonne reconnaissance du sol support et un choix judicieux des matériaux à utiliser, lui permettant de résister aux agressions des agents extérieurs (L'environnement de la route et le climat essentiellement), et aux surcharges d'exploitations (trafic). [6]

I.6.1 Les facteurs déterminants pour les études de dimensionnement de chaussée :

Les données de base pour le dimensionnement des structures de chaussées sont :

1) Le trafic :

Le trafic de dimensionnement est essentiellement le poids lourd (véhicules supérieur à 3.5t). Il intervient comme paramètre d'entrée dans le dimensionnement des structures de chaussées et le choix des caractéristiques intrinsèque des matériaux pour la fabrication des matériaux de chaussée. [7]

2) L'environnement :

L'environnement extérieur de la chaussée est l'un des paramètres d'importance essentielle dans le dimensionnement ; la teneur en eau des sols détermine leurs propriétés, la température a une influence marquée sur les propriétés des matériaux bitumineux et conditionne la fissuration des matériaux traités par des liants hydrauliques. [7]

3) Le sol support :

Les structures de chaussées reposent sur un ensemble dénommé « plate-forme support de chaussée » constitué du sol naturel terrassé, éventuellement traité, surmonté en cas de besoin d'une couche de forme. [7]

Les plates-formes sont définies à partir :

- De la nature et de l'état du sol.
- De la nature et de l'épaisseur de la couche de forme.

4) Les matériaux : [7]

Les performances mécaniques des matériaux sont différentes et sont en fonction de leurs natures, on distingue les matériaux traités au bitume (MTB) et les matériaux non traité (MNT).

I.6.2 Méthodes de dimensionnement :

On distingue deux de méthodes de dimensionnement :

- Méthode CBR (California-Bearing -Ratio).
- Méthode du catalogue de dimensionnement des chaussées neuves du CTPP.

➤ Méthode CBR (California-Bearing -Ratio) :

C'est une méthode semi empirique qui se base sur un essai de poinçonnement sur un échantillon du sol support en compactant les éprouvettes de (90 à 100%) de l'optimum Proctor modifié. Pour que la chaussée supporte la charge qui lui est appliquée, il faut que la contrainte verticale répartie, suivant la théorie de BOUSSINESQ, soit inférieure à une contrainte limite qui est proportionnelle à l'indice CBR. [8]

La détermination de l'épaisseur du corps de chaussée à mettre en œuvre s'obtient par l'application de la formule présentée ci-après : [8]

- Pour un trafic en voiture particulière : $TMJA \times 365 \times 1.5t < 100000$ t/ans : [5]

$$e = \frac{100 + 150\sqrt{P}}{I_{cbr} + 5} \quad (cm) \quad [I.1]$$

- Pour un trafic en voiture particulière: $TMJA \times 365 \times 1.5t \geq 100000$ t/ans : [5]

$$e = \frac{100 + \sqrt{P} \left(75 + 50 \log \left(\frac{N}{10} \right) \right)}{I_{cbr} + 5} \quad (cm) \quad [I.2]$$

Avec :

log : Logarithme décimal.

e : Épaisseur équivalente.

I_{cbr} : Indice CBR (sol support).

p : Charge par roue $P = 6.5$ t (essieu 13 t).

N : Nombre moyen de camion de plus 1500 kg à vide.

$$N = TMJA = TH \times \%PL \quad [I.3]$$

Avec :

$\%PL$: Pourcentage de poids lourds (Z).

TH : Trafics prévus pour une durée de vie de 15 ans.

$$TH = \frac{T_0}{2} (1 + \tau)^m \quad [I.4]$$

T_0 : Trafics actuel (V/J).

m : Année de prévision.

τ : Taux d'accroissement du trafic (%).

❖ **Notion de l'épaisseur équivalente:**

La notion de l'épaisseur équivalente est introduite pour tenir compte des qualités mécaniques différentes des couches et l'épaisseur équivalente d'une couche dont l'épaisseur équivalente de la chaussée est égale à la somme des épaisseurs équivalentes des couches : [5]

$$E_{eq} = (a_1 \times e_1) + (a_2 \times e_2) + (a_3 \times e_3) \quad [I.5]$$

e_1 : Épaisseur réelle de la couche de roulement.

e_2 : Épaisseur réelle de la couche de base.

e_3 : Épaisseur réelle de la couche de fondation.

a_1, a_2, a_3 : sont Les coefficients d'équivalence respectivement des matériaux des couches

e_1, e_2, e_3 .

Le tableau I.1 ci-dessous indique les coefficients d'équivalence pour chaque matériau :

Tableau I.1 : coefficient d'équivalence des différents matériaux. [5]

Matériaux utilisés	Coefficient d'équivalence
Béton bitumineux- enrobé dense :	
Epaisseur <5cm	1.7

Epaisseur =5cm	1.8
Epaisseur de 5 à 7cm	2.0
Epaisseur >7cm	2.2
Grave bitume :	
Epaisseur ≤10cm	1.2
Epaisseur >10 cm	1.4
Epaisseur de l'ordre de 15cm	1.6
Epaisseur de l'ordre de 20cm	1.7
Grave ciment-grave laitier	1.5
Sable ciment	1.0 à 1.2
Grave concassée ou gravier	1.0
Grave roulée- grave sableuse -TVO	0.75
Sable	0.5
Tuf	0.7 à 0.8

Remarque :

Les épaisseurs e_1, e_2, e_3 sont toutes arbitraires. Une troisième épaisseur (parmi e_1, e_2, e_3) est obtenue en ayant fixé les deux autres.

Les épaisseurs généralement adoptées sont:

BB: 6 à 8cm, GB: 10 à 20cm, GC: 15 à 25cm, TVO: 25cm et plus.

❖ **Classes de portance:**

Tableau I.2 : spécification CBR. [5]

Icbr	<3	3 à 8	8 à 30	>30
Portance du sol	Mauvaise	Médiocre	Bonne	Très bonne

➤ **la méthode du catalogue des chaussées neuves «CTTP » :**

L'utilisation de catalogue de dimensionnement fait appel aux mêmes paramètres utilisés dans les autres méthodes de dimensionnement de chaussées :

Le trafic ; Type de réseau principal ; Portance du sol support ; Données climatique ; La durée de vie ; Les caractéristiques des Matériaux.

a) Démarche du catalogue :

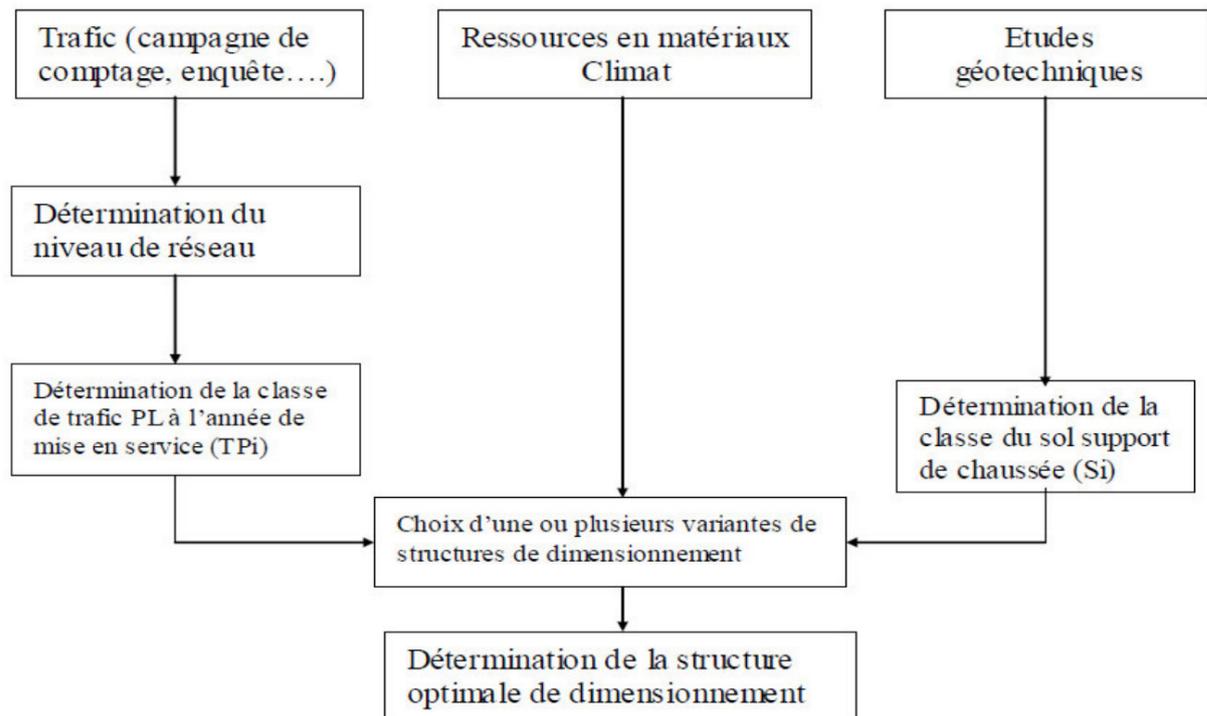


Figure I.8: Organigramme de la démarche du catalogue. [9]

b) Détermination de la classe du trafic :

Les classes de trafic (TPL_i) sont données pour chaque niveau de réseau principal (RP 1 et RP2) en nombre de PL par jour et par sens à l'année de mise en service. [10]

Tableau I.3 : Classement du trafic TPL_i . [10]

classe de trafic (TPL_i) (PL/J/sens)	TPL0	TPL1	TPL2	TPL3	TPL4	TPL5	TPL6	TPL7
PL/J/sens Pour (RP1)	-	-	-	150 à 300	300 à 600	600 à 1500	1500 à 3000	3000 à 6000
PL/J/sens Pour (RP2)	0 à 50	50 à 100	100 à 150	150 à 300	-	-	-	-

Le trafic cumulé T_c est obtenu à partir de la relation suivante : [10]

$$T_c = 365 \times N \times \left[d + t \times d \times \left(\frac{d-1}{2} \right) \times r \right] \quad [I.6]$$

Cette relation prend en compte une croissance linéaire du trafic.

Avec :

N : Nombre de PL par jour à la mise en service par sens de circulation.

t : Taux de croissance linéaire annuel du trafic.

En l'absence d'éléments précis sur ce taux, il sera pris égal à 2 % par défaut en veillant toutefois que ce taux ne conduise pas à atteindre la saturation de la voie.

d : Durée de vie, en années.

r : Traduit la répartition transversale des PL.

c) Type de réseau principal :

- ✓ **Réseau principal de niveau 1 (RP1) :** Il comporte des liaisons supportant un trafic supérieur à 1500 véhicules / jour. Il s'agit essentiellement d'un réseau composé de routes nationales (RN), autoroute, chemin de wilaya (CW). [9]
- ✓ **Réseau principal de niveau 2 (RP2) :** Il est constitué de liaisons supportant un trafic inférieur à 1500 véhicules/jours. Ce réseau est composé de routes nationales (RN), de chemins de wilaya (CW) et de liaisons reliant l'Algérie aux pays riverains. [9]

La classification des réseaux principaux se fait d'après le tableau suivant :

Tableau I.4 : Classification des réseaux principaux.

Réseau principal	Trafic (véhicule/jour)
RP1	>1500
RP2	<1500

d) Détermination des classes de portance des sols:

Le Tableau I.4 regroupe les classes de portance des sols par ordre croissant de S_4 à S_0 .

Cette classification sera également utilisée pour les sol-supports de chaussée selon la valeur de CBR de densité Proctor modifié maximal. [9]

Tableau I.5 : Classes de portance des sols. [9]

Classe du sol	Indice CBR
S0	>40
S1	25 à 40
S2	10 à 25
S3	5 à 10
S4	<5

e) Détermination de la classe de portance de sol-support de chaussée :

Les structures de chaussées sont construites sur le sol-support; généralement constitué de sol terrassé, ou en cas de besoin (mauvaise portance) surmonté d'une couche de forme. [9]

La portance de sol-support est fonction de celle du sol terrassé (déblai ou remblai), et éventuellement de l'apport de la couche de forme. [9]

Elle est considérée sous deux aspects :

- ❖ **à court terme (pendant les travaux):** le sol-support doit remplir l'un des deux critères de constructibilité (compactage, trafic de chantier): [9]
 - déflexion sous essieu à 13 tonnes < 2 mm .
 - module à la plaque EV2 > 50 MPa .
- ❖ **à long terme (chaussée en service) :** cette portance sera prise en considération dans le dimensionnement des structures de chaussées. [9]

o Classes de portances de sols support pour le dimensionnement :

Pour le dimensionnement des structures, on distingue 4 classes de portance de sols supports à savoir : [9]

S3 ; S2 ; S1 et S0 Les valeurs des modules indiquées sur le tableau I.6 ci-dessous, ont été calculées à partir de la relation* empirique suivante : [9]

$$E(MPa) = CBR \times 5 \quad (*)$$

Tableau I.6 : Classes de portance de sol-support. [9]

Classe de support	S3	S2	S1	S0
E(MPA)	25-50	50-125	125-200	>200

(*) Relation obtenue à partir d'essai en laboratoire réalisées sur une famille de sols Prédominant en Algérie.

Il existe différents type de couches de forme suivant le cas de portance du sol terrassé (Si) et la classe du sol support visée (Sj).

Tableau I.7 : Epaisseur de couche de fondations en fonction de la portance du sol. [9]

Classe de portance de sol terrassé (si)	Matériau de couche de Forme	Epaisseur de matériau de couche de forme	Classe de portance de sol-support visée (sj)
< S4	Matériaux non traités	50 cm (en 2 couches)	S3
S4	Matériaux non traités	35cm	S3
S4	Matériaux non traités	60cm (en 2 couches)	S2
S3	Matériaux non traités	40 cm (en 2 couches)	S2
S3	Matériaux non traités	70cm (en 2 couches)	S1

f) Données climatiques :

Les données directement utilisées dans le calcul de dimensionnement des chaussées se rapportent : [10]

- à l'état hydrique du sol support,
- aux cycles saisonniers de température.

❖ **Etat hydriques du sol-support** : elle est prise en compte à travers la portance du sol

support. Cette portance est estimée à partir d'un essai de poinçonnement CBR dont les conditions d'imbibition (immédiat ou à 4 jours) sont liées à la zone climatique. [10]

Les zones climatiques de l'Algérie sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau I.8 : zone climatique de pluviométrie. [10]

Zone climatique	Pluviométrie (mm/ans)	Climat	Région
I	>600	Très humide	Nord
II	350 - 600	Humide	Nord, hauts plateaux
III	100 - 350	Semi-aride	Hauts plateaux
IV	<100	Aride	sud

❖ Cycle saisonniers de température :

Les cycles saisonniers de température qui influent sur les caractéristiques mécaniques des matériaux bitumineux (GB, BB, SB) sont pris en compte à travers la notion de température équivalente. [10]

Température équivalente : le calcul de dimensionnement est fait pour une température constante dite température équivalente θ_{eq} . Cette dernière se détermine par application du cumul des dommages de la loi de Miner. [10]

Les valeurs de température équivalentes θ_{eq} retenues pour le calcul du dimensionnement sont données dans le tableau suivant :

Tableau I.9 : choix des températures équivalentes. [10]

Zone climatique	I	II	III	IV
Température équivalente θ_{eq} (°)	20	20	25	30

g) Matériaux :

Les matériaux de chaussée sont constitués d'un mélange de granulats et d'un liant, hydraulique ou hydrocarboné (à l'exception de la GNT). Ces produits de caractéristiques notablement

différentes selon le liant utilisé rentrent dans la constitution des chaussées souples, rigides ou semi-rigides. [11]

Les graves non traitée (GNT) :

Les Graves non traitées (GNT) sont définies comme étant des graves 0/D, ne comportant pas de liant. On distingue deux types de GNT suivant leur mode d'élaboration :

- **Les GNT de type « A »** : sont obtenus en une seule fraction (ce type de GNT ne permet pas une optimisation de la granulométrie et n'offre pas de garantie d'homogénéité). [11]
- **Les GNT de type « B »** : sont des matériaux provenant du mélange d'au moins deux fractions granulométriques, malaxées et humidifiées en centrale. [11]
 - o **Domaine d'utilisation :**
 - Couches d'assises de chaussées (couche de base et de fondation) pour le réseau (RP2).
 - Couche de fondation pour le réseau de niveau 1 (RP1).

Les matériaux traités aux liants hydrauliques (MTLH) :

Les liants hydrauliques sont des produits qui en présence d'eau s'hydratent en donnant naissance à des espèces cristallines insolubles et résistantes qui agglomèrent les éléments Granulaires du sol. [11]

- o **Domaine d'utilisation :**
 - Le traitement des sols en terrassements (Remblais, déblais, couche de forme).
 - Le traitement des sols en assises de chaussées.
 - Le traitement des matériaux granulaires en assises de chaussées.
 - Le recyclage en place à froid des matériaux de chaussées.

Les matériaux traités aux liants hydrocarbonés (MTB) :

Ce sont des liants provenant de la distillation de la houille (goudron) ou du pétrole (bitume) et elles jouent un rôle essentiel dans la construction et le renforcement des chaussées, et sont pratiquement les seuls matériaux utilisés pour leur entretien. [11]

Les caractéristiques qui leurs sont demandées dépendent de leur utilisation :

- en couche de roulement : BBSG, BBME, BBM, BBTM pour tous trafics.
- BBA : pour trafic aéroportuaire.
- BBBS : pour chaussée souple à faible trafic.

- AC (Asphalte coulé) : en couche de liaison.

Avec :

BBTM : Béton bitumineux très mince.

BBM : Béton bitumineux mince.

BBS : Béton bitumineux souple.

BBSG : Béton bitumineux semi-grenu.

BBME : Béton bitumineux a module élevé.

BBA : Béton bitumineux aéronautique.

➤ **Les bétons de ciment (Bcg) « béton non armé et goudonné » :**

Les chaussées modernes en béton peuvent se présenter sous différentes conceptions ; on peut citer les dalles courtes (3 à 5m) non armées à joints goudonnés ou non, les dalles moyennes (5 à 7m) goudonnées ou non ; les dalles épaisses (30 à 40cm) courtes et non armées, etc. [11]

○ **Domaine d'utilisation :**

- Couche de roulement et couche de base.
- Réseau principal de niveau 1 (RP1) classes de trafic TPL3 à TPL7.

h) Durée de vie :

Les durées de vie sont fixées par niveau de réseau principal (RP1, RP2) et par matériaux types sont données dans le tableau suivant : [10]

Tableau I.10 : duré de vie des différents matériaux. [10]

Niveau de réseau principal (RPi)	Matériaux types	Structure types	Durée de vie (année)
RP1	MTB (matériaux traité au bitume)	GB/GB, GB/GNT, GB/TUF, GB/SG	20
	MTLH (matériaux traités aux liants hydrauliques)	GL/GL	20
		Bcg	25
RP2	MNT (matériaux non traités)	GNT/GNT, TUF/TUF, SG/SG, AG/AG	15
	MTB (matériaux traités au bitume)	SB/SG	15

Avec :

GB : grave bitume, GL : grave laitier, Bcg : béton de ciment goujonné, SB : sable bitume, GNT : grave non traitée, SG : sable gypseux, AG : arène granitique, TUF : encroûtement calcaire.

I.7 Tassement et consolidation :

Sous l'effet d'un chargement (fondation, remblai, etc..), il se développe dans le sol des contraintes qui entraînent des déformations qui peuvent être instantanées ou différées dépendant du temps. [12]

➤ **Le tassement** : c'est la déformation verticale du sol vers le bas sous l'action des sollicitations diverses ils peuvent avoir des conséquences non négligeables sur la stabilité des ouvrages supportées par le sol. Cette déformation est due à :

- La compression du squelette solide.
- Le départ d'eau et d'air des pores qui s'accompagne d'un réarrangement des grains du sol et d'une diminution de l'indice des vides.

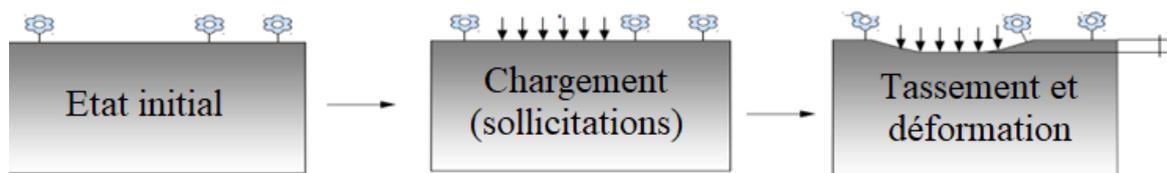


Figure I.9 : tassement de sol. [12]

I.7.1 Calcul des tassements par la méthode œdométrique :

○ Relations entre le tassement, l'indice des vides et la contrainte effective :

Pour une couche de sol de hauteur « hi » et d'indice des vides initial « e₀ », après un chargement donné et à un instant « t » on a :

$$\frac{\Delta H_i}{H_i} = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad [I.7]$$

Avec :

ΔH_i : Le tassement.

e_0 : L'indice des vides initial.

Calcul du tassement par l'état de consolidation (tassement de consolidation primaire).
le rapport de sur-consolidation OCR (over consolidation ratio) nous permet de connaître l'état de consolidation du sol .Il est défini par :

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} \quad [I.8]$$

σ'_p : Contrainte de pré consolidation ;

σ'_{v0} : Contrainte vertical effective due au poids des terres.

D'où :

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times Z \quad [I.9]$$

- Si **OCR = 1** le sol est normalement consolidé ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) :

Ces sols sont amenés à développer des grands tassements puisque toute surcharge peut augmenter la contrainte effective à un niveau que le sol n'a jamais atteint, ce qui pourra réduire considérablement l'indice des vides.

$$\Delta Hi = hi \left[\frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad [I.10]$$

- Si **OCR < 1** le sol est sous-consolidé ($\sigma'_{v0} > \sigma'_p$) :

C'est le cas des sols en cours de formation (vases, tourbes,Etc.).

$$\Delta Hi = hi \left[\frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad [I.11]$$

- Si **OCR > 1** le sol est sur-consolidé ($\sigma'_{v0} < \sigma'_p$) :

Dans ce cas les tassements seront très faibles tant que la contrainte effective finale est inférieure à la pression de pré-consolidation. Dans le cas contraire les tassements seront plus prononcés.

Deux cas peuvent se présenter :

- Si $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v > \sigma'_p$:

$$\Delta Hi = hi \left[\frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + C_c \times \left(\log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad [I.12]$$

- Si $\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v < \sigma'_p$:

$$\Delta H_i = h_i \left[\frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta \sigma_v}{\sigma'_{v0}} \right] \quad [I.13]$$

Avec :

C_c : Indice de compression.

C_s : Indice de gonflement.

h_i : La hauteur de la couche compressible.

σ'_P : Contrainte de pré consolidation, c'est la plus grande contrainte qu'a supporté le sol durant son histoire géologique.

$\Delta \sigma_v$: Contrainte verticale produite par une surface uniformément chargée à la verticale d'un point donnée de la surface.

$$\Delta \sigma_v = I \times q \quad [I.14]$$

Remarque :

- Si le sol est composé de plusieurs couches compressibles, le tassement total sera la somme des tassements de chaque couche.
- Si la hauteur de la couche est supérieure à 3m, on subdivisera la couche en sous couches.

o **Effet d'un remblai semi infini :**

Pour un remblai de hauteur H_r et de poids volumique γ_r , voir la figure (I.10) la contrainte verticale en à point M à une profondeur z est donnée par la relation suivante :

$$\Delta \sigma_v = 2 \times I_z \times \gamma_r \times H_r \quad [I.15]$$

$$I_z = f(m, n).$$

En prenant ($m = a/z$) et ($n = b/z$), alors on obtient la formule suivante :

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi} \right) \left[\left(\frac{m+n}{m} \right) \tan^{-1}(m+n) - \left(\frac{n}{m} \right) \tan^{-1}(n) \right]; \quad (\text{Formule d'Osterberg ou de Herzog}). \quad [I.16]$$

$I = f\left(\frac{a}{z}; \frac{b}{z}\right)$ peut être lu dans la figure Annexe C .

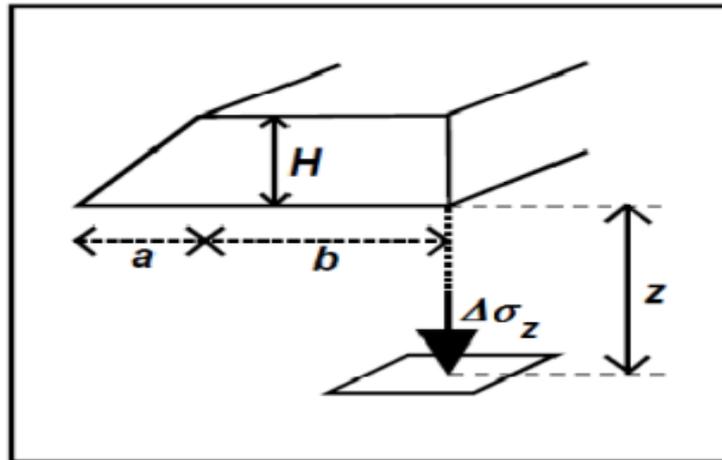


Figure I.10 : Effet d'un remblai semi-infini.

I.7.2 Calcul des tassements par la méthode préssiométrique :

➤ Tassement d'une fondation superficielle :

Ménard a proposé la formule empirique suivante pour le calcul de tassement final S_f d'une couche du sol chargée en surface par une fondation de diamètre ou de largeur B :

$$S_f = S_d + S_c \quad [I.17]$$

Avec :

$$S_d = \frac{2}{9E_d} (q' - \sigma'_{v0}) \times B_0 \left(\lambda_d \frac{B}{B_0} \right)^a \quad [I.18]$$

$$S_c = \frac{\alpha}{9E_c} (q' - \sigma'_{v0}) \times \lambda_c \times B \quad [I.19]$$

D'ou :

S_c : Tassement sphérique.

S_d : Tassement dévia torique.

q' : Contrainte effective appliquée par l'ouvrage.

B_0 : Largeur de référence = 0.60 m.

σ'_{v0} : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

α : Coefficient rhéologique du sol donné par le tableau (I.11).

λ_c Et λ_d : Coefficients de forme, en fonction du rapport L/B donné par le tableau (1.12).

E_c Et E_d : Sont des modules équivalents donnés par les formules suivantes :

$$\frac{4}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} + \frac{1}{2.5E_{9-16}} \quad [I.20]$$

Si E_9 a E_{16} ne sont pas connues il est calculé comme suite :

$$\frac{3.6}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} + \frac{1}{2.5E_{6-8}} \quad [I.21]$$

Si E_6 a E_8 ne sont pas connues il est calculé comme suite :

$$\frac{3.2}{E_d} = \frac{1}{E_1} + \frac{1}{0.85E_2} + \frac{1}{E_{3-5}} \quad [I.22]$$

E_{i_j} : La moyenne harmonique des modules mesurés entre les tranches i et j.

$E_c = E_1$: Moyenne harmonique de module préssiométrique dans la tranche d'épaisseur $\frac{B}{2}$

située immédiatement sous la fondation.

- Le calcul du tassement par la méthode préssiométrique nécessite de diviser en tranches fictives le sol sous la fondation sur une profondeur de 8B voir la figure (I.11).

Tableau I.11 : Valeurs du Coefficient α selon Menard. [13]

Type	Tourbe		Argile		Limon		Sable		Grave	
	(Em \ PI)	α								
Sur consolidé ou très serré	-	-	>16	1.0	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3
Normalement consolidé	-	1.0	9-16	2/3	8-14	1/2	7-12	1/3	6-10	1/4
Sous consolidé altéré et remanié	-	-	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	-	-

Tableau I.12 : Valeurs des coefficients de forme. [13]

L/B	Cercle	1	2	3	5	20
λ_c	1.00	1.10	1.20	1.30	1.40	1.50
λ_d	1.00	1.12	1.53	1.78	2.14	2.65

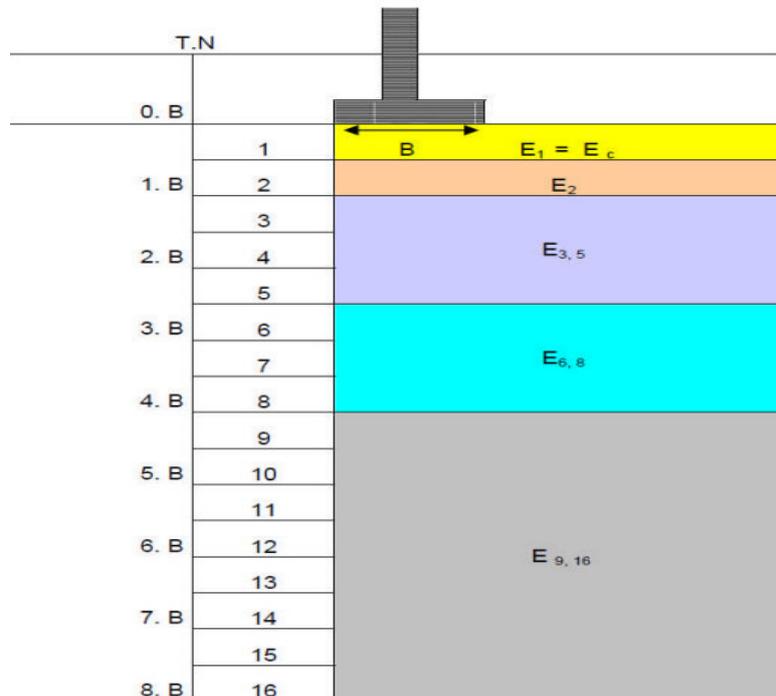


Figure I.11: Découpage en tranches fictives pour le calcul du tassement par la méthode Préssiométrique. [13]

Conclusion :

La chaussée est une structure plane et imperméable, conçue et dimensionnée pour assurer son rôle sur une période de service minimale fixée au stade d'élaboration du projet. Durant cette période, la route est soumise à une série d'agressions causées par les Véhicules et les agents atmosphériques.

Il existe plusieurs méthodes de dimensionnement des chaussées, et de mise en œuvre des structures routières Parmi celles-ci on peut conclure les deux méthodes ; la méthode «CBR» et celle du catalogue «CTTP» elles partagent la même démarche adoptée faisant appel aux spécificités géologiques et climatiques du pays ainsi qu'aux ressources en matériaux disponibles dans la région.



CHAPITRE

II

II.1 Introduction :

Dans ce présent chapitre on s'intéresse à la présentation du projet à étudier, et à l'étude géotechnique du site qui permet d'identifier la stratification du sol support et de déterminer les caractéristiques géotechnique des différentes couches rencontrées.

II.2 Présentation du projet :

Le projet à étudier est une pénétrante qui reliera le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest au niveau de l'échangeur d'Ahnif.

Les travaux de plate-forme à étudier se situent au nord de la commune de DEFOR dans la wilaya de Bejaia, le tronçon projeté est localisé entre **PK12+800** au **PK 14+480**, avec une longueur de plate-forme de 1680.45m (**figure II.1**). Ce tronçon est réalisé sur la rive de oued Soummam qui est caractérisée par des formations compressibles.



Figure II.1 : situation géographique du projet à étudier

II.3 Reconnaissance du site :

II.3.1 Hydrologie et hydrogéologie du site :

a) Hydrologie :

La wilaya de Bejaia est traversée par de nombreux ravins et oueds. La plupart d'entre eux sont temporairement à sec en période sèche, parmi eux on distingue oued Soummam qui est constituée d'un riche réseau hydrologique dont l'exutoire est le golf de Bejaia.

II.3.3 Effets sismique et catégorie du site :

Selon les règles parasismiques applicables au domaine des ouvrages d'art (RPOA, 2008), cette section est classée en zone (II_a), le coefficient de l'accélération sismique pour l'étude des travaux $A=0,20g$, d'après les résultats de l'essai de vitesse d'ondes. Pour le sondage RSC14-2, la vitesse d'ondes de cisaillement équivalente $V_s=267,1$ m/s pour cette zone jusqu'à la profondeur de 30m, appartiennent à la zone sans cohésion, donc le type de site meuble est S3.

II.3.4 Eaux superficielles et souterraines :

- **Eaux superficielles :** Il s'agit d'une plaine alluvionnaire dans la zone d'oued Soummam. Le terrain est vaste et plat, habituellement il n'y a pas d'eau superficielle, mais les ruissellements au côté droit pouvaient se collecter vers l'oued Soummam dans la saison pluviale formant des écoulements en surface, qui sont drainés du côté gauche vers la droite du tracé.
- **Eaux souterraines :** Le niveau de la nappe d'eau souterraine a été repéré au niveau d'environ 1.2 ~ 3.8 m selon la prospection géologique.

II.4 Reconnaissance du sol :

Les reconnaissances géotechniques sont nécessaires pour une description correcte des terrains et de l'estimation de leurs propriétés physiques et mécaniques qui seront utilisée dans les calculs, il existe, généralement deux types de reconnaissance géotechnique:

- Essai in situ (sondage carottés, préssiomètre) ;
- Essai de laboratoire (Analyse granulométrique, plasticité, Proctor).

Cette reconnaissance géotechnique doit donner des indications qualitatives (paramètre mécaniques de résistance et de rhéologie), et quantitatives (compacité, perméabilité) sur la nature des terrains rencontrés.

II .4.1 Essai in situ :

La reconnaissance in situ intervient comme un moyen indispensable permettant de connaître la nature des formations géologiques en place et de déterminer leurs caractéristiques physico mécaniques ; il existe plusieurs essais de reconnaissance in situ :

- Les puits de reconnaissances.
- Les sondages carottés.
- Essais de pénétration standard (SPT).

- Essais de pénétration dynamique.
- Les essais préssiométrique.

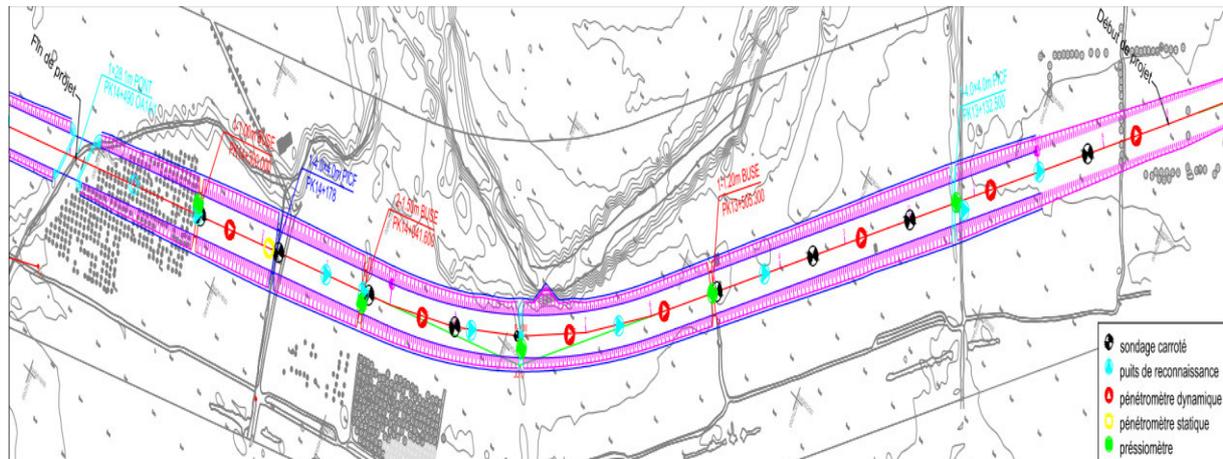


Figure II.3 : Réseau d'implantation des essais in situ.

II.4.1.1 Puits de reconnaissance :

D'après les observations visuelles sur le site (PK 13 +000 à PK 14+409.9) de (10) puits de reconnaissance de 5m de profondeur, nous pouvons tirer les conclusions suivantes dans le tableau (II.1).

Tableau II.1 : Récapitulatif des résultats des puits de reconnaissances.

N° puits	PK	Prof (m)	Description
PM 13-0	13+000	0~0.5	Terre végétale : brune, humide, meuble
		0.5~ 3.6	Argile peu plastique : jaune-brun, très ferme-dure
BM 13-1	13+118.2	0~2.7	Argile peu plastique : brune, ferme- très ferme
BM 13-2	13+804.6	0~0.4	Argile peu plastique : brune, homogène
		0.4~1.3	Sable grossier : jaune, sable non pure, contenant peu d'argile, meuble et saturée
		1.3~2.8	Argile peu plastique : lividité, ferme, sol non homogène, contenant des concrétions jaune rouillé
PM 13-3	13+424.5	0~0.7	Terre végétale : brune, humide, meuble
		0.7~3.8	Argile peu plastique : jaune-brun, très ferme-dure
PM 13-4	13+652.2	0~0.6	Terre végétale : brune, humide, meuble
		0.6~4.6	Argile peu plastique : jaune-brun, ferme-très ferme

PM 13-5	13+882.2	0~0.6	Terre végétale : brune, humide, meuble
		0.6~4.5	Argile peu plastique : jaune-brun, ferme-très ferme
BM 14-1	14+052	0~3.8	Argile peu plastique : jaune, ferme-dure, homogène
PM 14-1	14+110.3	0~0.6	Terre végétale : humide, lâche
		0.6~3.1	Argile peu plastique : jaune-brun, dure
BM 14-2	14+311.1	0~2.7	Argile peu plastique : bariolé, bien mou-mou, sol non homogène
PM 14-2	14+409.9	0~0.5	Terre végétale : humide, lâche
		0.5~1.2	Sable grossier : jaunâtre, sable inhomogène (argile10%), consolidation moyenne, humide
		1.2~2.3	Argile peu plastique : gris noire, ferme

Les puits de reconnaissance effectués dans le tronçon, permettent de distinguer les formations suivantes :

- La présence d'une couche de terre végétale.
- La présence d'une couche d'argile peu plastique.
- La présence d'une couche de sable grossier.

II.4.1.2 Les sondages carottés :

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

a) But de sondages :

Les sondages sont pour but de :

- Permettre les réalisations d'essais un situ.
- Récupéré des échantillons intacts.
- Déterminer la nature du sol.
- Visualiser l'homogénéité et le pendage des couches.

La figure (II.4) représente des échantillons du sondage carotté :



Figure II.4 : caisses de carotte du sol.

Les 09 sondages carottés réalisées du **pk12+800** jusqu'au **pk14+480** nous donnent la description géologique du sol en place. La profondeur maximale de ces sondages varie entre 10.50 m à 33.00 m, le tableau ci-dessous récapitule les résultats des sondages carottés.

Tableau II.2 : Récapitulatif des résultats des sondages carottés.

N° Sondage	Localisation PK	Profondeur (m)	Nature du Sol
RSC 12-4	PK12+925	0,0~1,0	Terre végétale
		1~15,6	Argile peu plastique
RSC 13-1	PK13+199.9	0~0.5	Terre végétale
		0.5~25.5	Argile peu plastique
		25.5~26.8	Sable
		26.8~28.9	Argile peu plastique
		28.9~33	Grave
RSC 13-2	PK13+349.6	0~1	Terre végétale
		1~10.5	Argile peu plastique
RSC 13-3	PK13+501.4	0~1	Terre végétale
		1~11	Argile peu plastique
RSC 13-4	PK13+810.7	0~0.7	Terre végétale
		0.7~11	Argile peu plastique
RSC 13-5	PK13+907.7	0~20	Argile peu plastique
RSC 14-1	PK14+046.3	0~0.8	Terre végétale
		0.8~18.2	Argile peu plastique

RSC 14-3	PK14+184.2	0~0.7	Terre végétale
		0.7~27.1	Argile peu plastique
		27.1~30.2	Grave
RSC 14-4	PK14+306.1	0~0.8	Terre végétale
		0.8~4.0	Argile peu plastique
		4.0~4.6	Sable
		4.6~10	Argile peu plastique

Les coupes lithologiques établies à partir des sondages carottés effectués dans le tronçon permettent de distinguer les formations suivantes :

- La présence d'une couche superficielle de terre végétale d'épaisseur 0.5m et qui est répartie pratiquement sur tout le tronçon.
- Une couche d'argiles peu plastique son épaisseur varie entre 28 et 30m.
- L'existence des couches discontinues de sable grossier d'épaisseur entre 0.7 et 1.3 m qui ont été remarquées dans quelques zones du tronçon.
- Un substratum graveleux perméable repéré à une profondeur de 27~29m.

II.4.1.3 Niveau de la nappe phréatique :

Les mesures piézométriques sont effectuées au niveau d'eau statique (stable) pendant la durée de conservation du site après la fin des sondages et leurs résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II. 3 : Profondeur de la nappe phréatique.

N° sondage	RSC 12-4	RSC 13-1	RSC 13-2	RSC 13-3	RSC 13-4	RSC 13-5	RSC 14-1	RSC 14-3	RSC 14-4
Prof de la nappe phréatique(m)	1, 3	3	3,2	2,6	3	2,1	3,2	2,9	1,2

On remarque que la nappe phréatique est superficielle (environ 1 à 3.5 m de profondeur).

II.4.1.4 Essais de pénétration standard (SPT) :

Les essais SPT ont été réalisés lors de l'exécution des sondages à l'aide d'un carottier afin de déterminer la consistance, la densité relative et le type du sol.

La valeur SPT correspond au nombre de coups nécessaire à un enfoncement du carottier de 30cm par battage à l'aide d'un mouton de 64kg tombant d'une hauteur de 75 cm.

Les résultats de quelques essais réalisés au niveau du Pk 12+925 et pk 14+475 représentés ci-après. L'angle de frottement est donné par la relation :

$$\varphi = 27.560 + 0.274 \times N \quad [15] \quad [II.1]$$

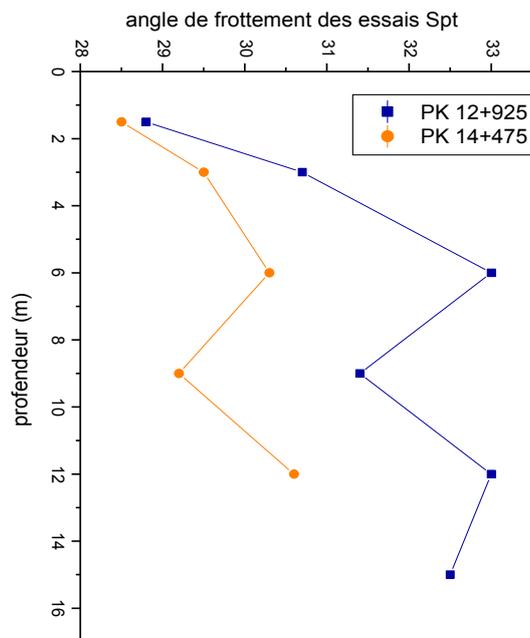


Figure II.5 : Courbe de variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.

II.4.1.5 Essai de pénétration dynamique (PDB) :

L'essai de pénétration dynamique consiste à déterminer la résistance dynamique opposée par le sol sur une pointe enfoncée.

L'essai est réalisé au moyen d'un appareil par battage à tige métallique de diamètre variable 30 à 45 mm à l'aide d'un mouton (masse de 64 KG) tombant d'une hauteur de 75 cm, on enregistre le nombre de coups de mouton pour un enfoncement de 0,20 m qui permet de déterminer à partir de la formule de battage, la résistance à la pointe. Les essais seront poussés jusqu'au refus.

Dans ce qui suit nous présentons quelques résultats des essais de pénétration dynamique réalisés au PK 13+274 et PK 14+260.

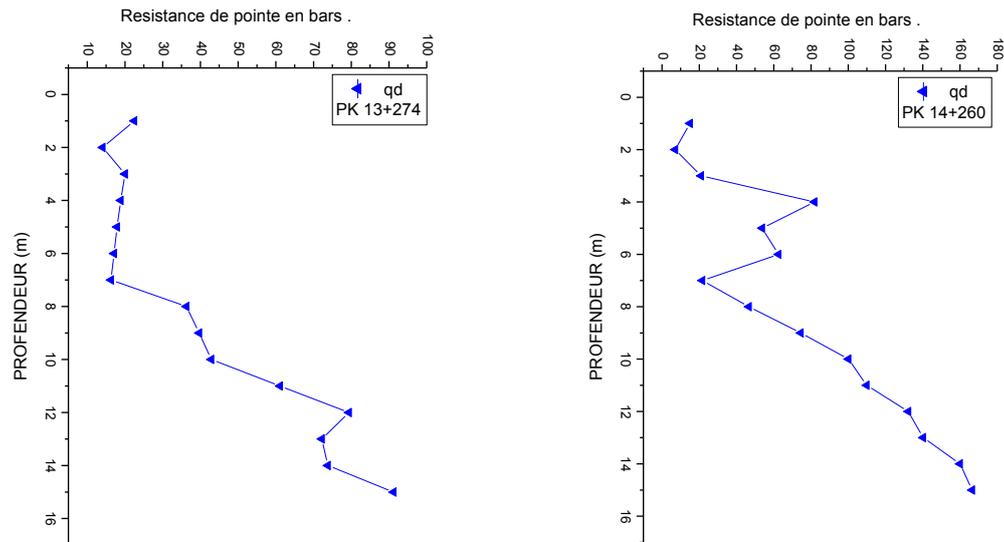


Figure II.6 : Courbe de variation de (q_d) en fonction de la profondeur.

Commentaire :

Les résultats de l'essai (PBD) montrent que les couches superficielles ont une faible résistance en pointe variant entre 10 et 20 bars.

II.4.1.6 Essai préssiométrique :

L'essai préssiométrique de type Ménard (norme NF P 94-110) il s'agit d'un essai de chargement statique du terrain en place effectué grâce à une sonde cylindrique dilatable radialement introduite dans un forage soigneusement calibré à une profondeur donnée. Les variations de volume du sol au contact de la sonde sont mesurées en fonction de la pression radiale appliquée selon un programme imposé.

Trois caractéristiques du sol sont ainsi déduites :

1. Le module préssiométrique E_m qui définit le comportement pseudo-élastique du sol.
2. La pression limite P_l qui caractérise la résistance de rupture de sol.
3. La pression de fluage P_f qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et l'état plastique.

Un essai a été réalisé sur le site avec exécution d'essais préssiométrique chaque 1.5 m de profondeur. L'essai a été arrêté à 30 m de profondeur.

Les courbes ci-après nous donnent les résultats des essais préssiométrique réalisés au PK 13+128, PK 13+803, PK 14+051 et PK14+311.

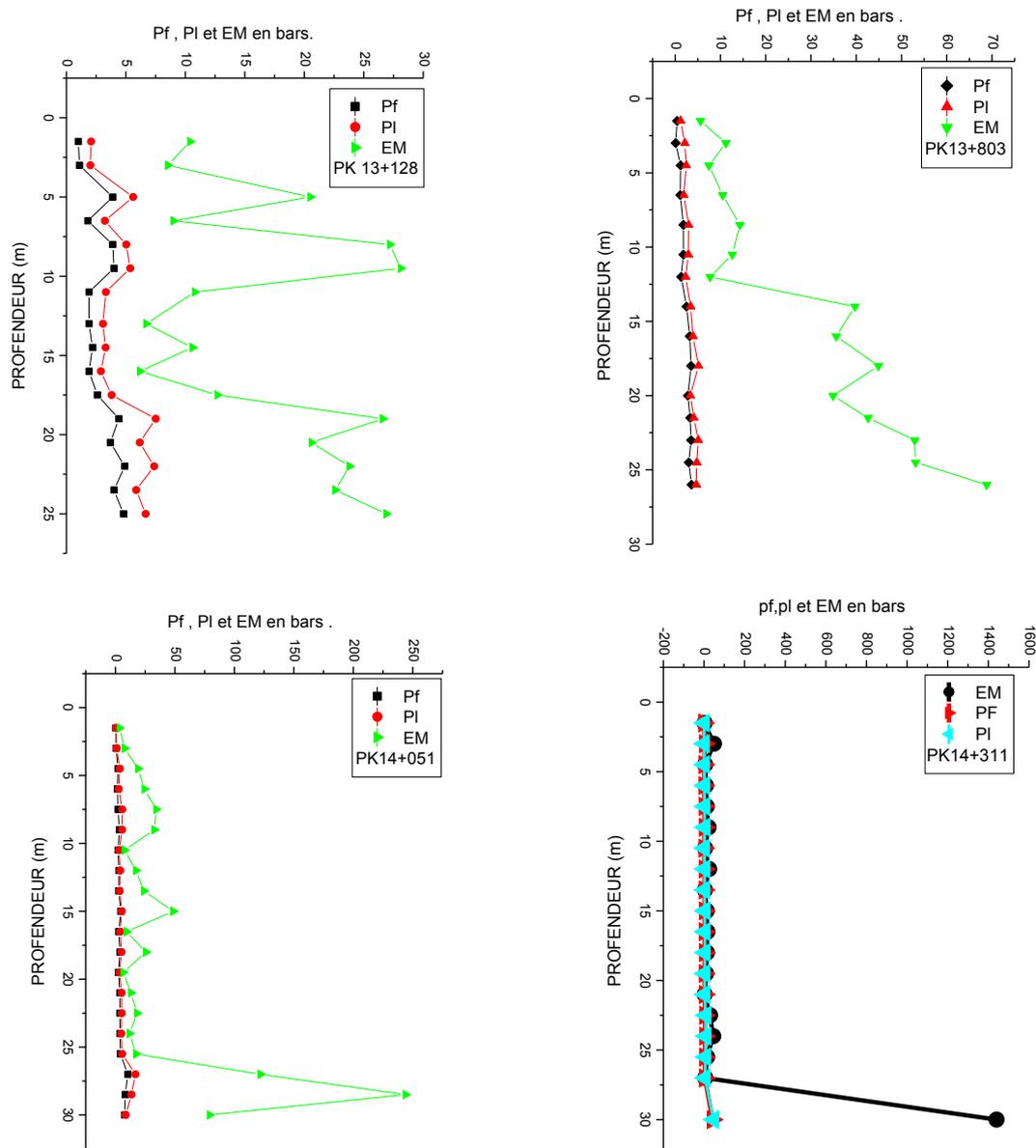


Figure II.7 : Présentation des résultats préssiométrique EM, PL, Pf.

Les valeurs de pression limite et de modules préssiométrique varient avec la variation de la profondeur.

Les résultats obtenus montrent que les couches superficielles de 1m jusqu'à 27m ont une pression limite faible variant entre 0 et 10 bars, ce qui fait que ces couches ne peuvent pas supporter les lourdes charge du remblais et des véhicules exploitant la pénétrante.

II.4.1.7 Méthode de calcul de la capacité portante :

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Lorsque le sol dépasse la charge à supporter on observe la rupture du sol. Il existe plusieurs

méthodes de calcul de la capacité portante d'un sol parmi ces méthodes en s'intéresse à la méthode préssiométrique.

1. Capacité portante à partir de l'essai préssiométrique :

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

$$q_u = kp \times p^*le + q'_0 \quad [II.2]$$

Avec :

$$q'_0 = \gamma \times D \quad [II.3]$$

q'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la fondation.

kp : Coefficient de portance dépend de la nature du sol donné par un tableau en annexe D.

p^*le : Pression limite nette équivalente.

γ : Poids volumique du sol.

D : Profondeur d'ancrage.

2. La Pression limite nette équivalente p^*le :

Dans le cas de sol hétérogène, selon le fascicule n° 62 titre V la pression limite nette équivalente égale à la moyenne géométrique des pressions limites mesurées sur une profondeur de 1.5 B sous la base de la fondation.

$$pl^*e = \sqrt[n]{pl^*_1 \times pl^*_2 \dots \dots \dots pl^*_n} \quad [II.4]$$

Tel que :

$$pl^*_i = pl - p_0 \Rightarrow p_0 = k_0 \times \gamma \times z \quad [II.5]$$

Avec :

pl^*_i : Pression limite nette.

pl : Pression limite.

k_0 : Coefficient de poussées des terres au repos ($k_0 = 0.5$).

Z : Profondeur.

3. La hauteur d'encastrement équivalente D_e :

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

$$D_e = \frac{1}{p l_e} \times \int_0^D Pl^*(z) = \frac{1}{Pl_e} \times \sum_0^n Pl^*i \times \Delta z_i \quad [II.6]$$

4. Méthode de calcul la contrainte admissible :

$$\sigma'_{adm} = q'_0 + \frac{(q_u - q'_0)}{F_s} \quad [II.7]$$

Avec :

F_s : Coefficient de sécurité (Elu=2, Els=3).

II.4.2 Essais au laboratoire :

Les essais de laboratoire ont pour but de déterminer les paramètres physiques et mécaniques du sol en vue d'estimer son état naturel. Les échantillons prélevés à partir de (puits de reconnaissance, sondage carotté ...etc.) ont été acheminés au laboratoire en vue de subir les essais suivants :

II.4.2.1 Essai d'identification :

Les essais d'identification nous permettent de caractériser ; déterminer la nature du sol, sa structure et ses propriétés physico-chimiques, Ces essais sont :

- Analyses granulométriques.
- Mesure de la teneur en eau et des densités.
- Mesure des limites d'Atterberg.
- Essai de cisaillement.

a) Analyses granulométriques :

L'analyse granulométrique sert à déterminer la distribution en poids des particules d'un sol en fonction de leur dimension.

Deux essais de laboratoire permettent d'établir la granulométrie des sols qui sont :

- L'analyse granulométrique par tamisage : pour les particules dont le diamètre moyen est supérieur à 80 microns.
- L'analyse granulométrique par sédimentométrie : pour les particules dont le diamètre moyen est inférieur ou égal à 80 microns.

Les résultats sont exprimés sous forme d'une courbe granulométrique, Cette courbe contribue à l'identification du matériau et permet de prévoir certaines de ses propriétés. Elle est notamment utilisée pour la classification des sols grenus qui nécessite le calcul de deux coefficients :

- **Le coefficient d'uniformité** : Il est noté par C_u tel que :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Avec :

D_{60} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 60% du poids des grains.

D_{10} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 10% du poids des grains.

Selon la valeur du coefficient d'uniformité, on reconnaît cinq classes de Granulométrie (Tab II.4) :

Tableau II.4 : les classes de granulométrie selon le coefficient d'uniformité. [12]

coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	granulométrie très serrée
$2 < C_u \leq 5$	granulométrie serrée
$5 < C_u \leq 20$	granulométrie semi-étalée
$20 < C_u \leq 200$	granulométrie étalée
$200 < C_u$	granulométrie très-étalée

- **Le coefficient de courbure** : Il est noté par C_c tel que :

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

Avec :

D_{30} : représente l'ouverture du tamis à travers lequel passe 30% du poids des grains.

- Un sol est bien gradué si : $1 \leq C_c \leq 3$
- la granulométrie est dite discontinue lorsque : $1 > C_c > 3$

b) La teneur en eau :

Elle est déterminée comme étant le rapport du poids de l'eau W_w que le sol contient au poids sec W_s du même sol, elle s'exprime en pourcentage :

$$W(\%) = \frac{w_w}{w_s} \times 100$$

La teneur en eau est le paramètre le plus important, sa variation modifie toutes les Propriétés physiques du sol, on Connaissant la valeur de la teneur en eau on peut connaître l'état hydrique dans lequel le sol se trouve.

le tableau ci-dessous montre l'État hydrique des sols selon leur teneur en eau :

Tableau II.5 : Etat hydrique des sols selon leur teneur en eau. [12]

Teneur en eau (%)	Etat hydrique
0-25 %	Légèrement humide
25-50 %	Humide
50-75 %	Très humide
75-90 %	Détrempé
100 %	Saturé

c) Les densités :

L'essai de densité permet d'obtenir les caractéristiques physiques du sol sous plusieurs Formes (densité sèche, densité humide, densité apparente et densité déjàugée).

La densité sèche γ_d :

C'est le poids volumique du sol à l'état sec : $\gamma_d = \frac{W_s}{V}$

Avec :

W_s : Poids des grains solides

V : Volume total.

Le tableau ci – après donne l'Etat du sol selon le paramètre γ_d :

Tableau II.6 : état du sol en fonction de γ_d . [12]

Etat	Masse volumique γ_d (KN/m ³)
Peu dense	$\gamma_d \leq 16$
Dense	$16 < \gamma_d \leq 18$
Très dense	$\gamma_d > 18$

d) Limite d'Atterberg :

Les limites d'Atterberg sont des essais qui permettent de définir des indicateurs qualifiant la plasticité d'un sol, et plus précisément de prévoir le comportement des sols pendant les opérations de terrassements, en particulier sous l'action de variations de teneur en eau.

On définit des limites d'Atterberg pour qualifier ces différents états :

- ✓ Limite de liquidité W_l : c'est le passage de l'état liquide à l'état plastique.
- ✓ Limite de plasticité W_p : c'est le passage de l'état plastique à l'état solide.

Sur la base de ces limites, on définit les indices suivants :

○ **Indice de plasticité I_p :**

C'est le paramètre le plus couramment utilisé pour caractériser l'argilosité des sols, il s'exprime par la relation suivante :

$$I_p = W_l - W_p$$

Le tableau ci-dessous indique les degrés de plasticité d'un sol :

Tableau II.7 : Classification d'un sol suivant son indice de plasticité. [12]

Indice de plasticité (%)	Degré de plasticité
$I_p \leq 12$	Non plastique
$12 < I_p \leq 25$	Peu plastique
$25 < I_p \leq 40$	Plastique
$I_p > 40$	Très plastique

- **Indice de consistance I_c :**

L'état d'un sol est aussi caractérisé par son indice de consistance :

$$I_c = (W_l - W) / I_p$$

Le tableau ci-dessous représente la Classification du sol en fonction de Son indice de consistance :

Tableau II.8 : Classification sol suivant son indice de consistance. [12]

I_c (%)	Etat de consistance
< 0	Liquide
0 – 25	Très molle
25 – 50	Molle
50 – 75	Ferme
75 – 100	Très ferme
> 100	Dure

e) Essai de cisaillement à la boîte :

L'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande nous donne les paramètres (C, φ) qui permettant de calculer le coefficient de sécurité pour la stabilité de terrain étudié ; ces

Caractéristiques peuvent être déduire par les essais suivant :

- **Essai consolidé drainé CD:** il permet de déterminer les valeurs de C_{cd} et φ_{cd} qui sont utiles pour l'analyse de comportement drainé du sol (stabilité à long terme).
- **Essai non consolidé non drainé UU :** il permet de déterminé les valeurs de C_{uu} et φ_{uu} qui sont utiles pour l'analyse de comportement non drainé du sol (stabilité à court terme).
- **Essai consolidé non drainé CU :** il permet de déterminer les valeurs de C' et φ' .

➤ Principe de l'essai :

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai consiste à (selon la norme NF P94-071-1):

- Consolider l'éprouvette de section s dans une première phase en appliquant sur la face supérieure un effort vertical constant maintenu pendant tout l'essai (contrainte $\sigma = N/S$).
- La phase de consolidation permet de calculer la vitesse à laquelle doit être cisailé l'échantillon.
- Cisailier ensuite le long du plan de séparation des 2 demi-boîtes en leur imposant un déplacement relatif à vitesse constante.
- L'effort de cisaillement horizontal (T) est mesuré et la contrainte $t = T/S$ est calculée.

Le tableau II.9 donne la consistance de sol en fonction de la cohésion non drainée.

Tableau II.9 : Consistance du sol en fonction de la cohésion non drainée. [12]

Sol	Cohésion non drainés C_u (KPa)
Liquide à très mou	< 20
Mou	20 à 40
Plastique	40 à 75
Ferme	75 à 150
Très ferme	150 à 300
dur	> 300

II.4.2.2 Essai mécanique :

➤ Essai Proctor :

L'essai Proctor a pour but de déterminer la teneur en eau optimale pour un sol de remblai donné et des conditions de compactage fixées, qui conduit au meilleur compactage possible ou encore d'avoir une capacité portante maximale.

Les caractéristiques de compactage Proctor d'un matériau sont déterminées à partir des essais dits : essai Proctor normal ou essai Proctor modifier.

Le principe de ces essais consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie Conventionnels.

Pour chacune des valeurs de teneur en eau considérées, on détermine la masse volumique en fonction de la teneur en eau.

II.4.2.3 Essai œdométrique :

L'essai œdométrique permet de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permettent d'estimer le tassement d'un massif de sol, Sous l'effet des charges appliquées, le sol va se déformer il va subir un tassement.

Cet essai permet d'établir pour un échantillon donné, deux types de courbes :

- la courbe de consolidation : qui donne le tassement de l'échantillon en fonction du temps sous application d'une contrainte constante.
- -la courbe de compressibilité : qui indique le tassement total en fonction du logarithme de la contrainte appliquée.

A partir de la courbe œdométrique (indice de vide en fonction du logarithme décimale de la contrainte verticale appliquée) on peut déduire plusieurs paramètres nécessaires pour le calcul du tassement ou pour la classification des sols : l'indice de compressibilité C_c et, l'indice de gonflement C_g et la contrainte de pré consolidation σ .

Le tableau ci-dessous représente une classification des sols selon l'indice de compressibilité.

Tableau II.10: Classification du sol selon C_c . [12]

C_c	compressibilité
$C_c < 0.020$	incompressible
$0.020 < C_c < 0.050$	très peu compressible
$0.050 < C_c < 0.100$	peu compressible
$0.100 < C_c < 0.200$	moyennement compressible
$0.200 < C_c < 0.300$	assez fortement compressible
$0.300 < C_c < 0.500$	très compressible
$C_c > 0.500$	extrêmement compressible

Le tableau suivant représente la classification des sols selon leurs coefficients de gonflements.

Tableau II.11: Classification du sol selon C_g .[12]

Coefficient de gonflement	Susceptibilité
$C_g < 0.025$	Faible
$0.025 < C_g < 0.03$	Moyenne
$0.035 < C_g < 0.05$	Forte
$C_g > 0.05$	Très forte

II.4.2.4 résultats des essais au laboratoire :

Les résultats détaillés des essais, effectués sur les échantillons prélevés de différents sondages carottés réalisées ont été résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.12 : Synthèses des essais laboratoire.

Profondeur (m)	Z(m)	0,5~5,0	5,0~12,0
Granulométrie (%)	2mm	100	100
	80µm	88	84
	2µm	10.2	11.3
Limite d'Atterberg	I_p	14.9	16.6
	W_l	35.9	37.8
	W_p	21	23.9
Teneur en eau (%)	W(%)	22.9	26.1
Densité humide	γ_h (KN/m ³)	18.9	19.5
Densité sèche	γ_d (KN/m ³)	15.7	15.5

Résultats œdométriques	C_c (%)	0.17	0.17
	C_g (%)	0.03	0.03
	σ'_p (KPa)	126	135.2
Cisaillement Direct	C_{uu} (KPa)	22.6	14.3
	φ_{uu} (°)	16.7	15.5

➤ **Analyse des résultats :**

- la densité sèche de $\gamma_d \leq 16$ KN/m³ indique un sol peu dense.
- L'analyse granulométrique et sédimentométrie au niveau de la profondeur de 0.5 à 5 le passage de 88% avec le tamis de 0,08mm indique une argile limono-sableuse ferme.
- Au niveau de la profondeur entre 5 et 12 m, le passage de 84% avec le tamis de 0,08mm indique un sol argile limono-sableuse lâche.
- L'indice de plasticité (I_p) est de $12 < IP = 14.9 \sim 16.6 \leq 25$, ce qui indique un sol peu plastique.
- $C_c = 0.17 \rightarrow$ moyennement compressible
- $C_g = C_s = 0.03 \rightarrow$ Argile non gonflante.
- La contrainte de pré-consolidation est 126 KPa pour la couche d'argile humide et 135.2KPa pour la couche d'argile saturée.
- Selon la classification de GTR, les sols appartiennent à des classes A. L'état hydrique indique majoritairement l'état hydrique moyen à très humide de la classe A2.
- La cohésion non drainés C_{uu} est 22.6 KPa pour la couche d'argile humide \rightarrow sol mou et 14.3KPa pour la couche d'argile saturée \rightarrow sol liquide à très mou.

II.4.2.5 la capacité portante à partir des essais de laboratoire :

Il existe plusieurs méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles.

Parmi ces méthodes, nous avons:

$$q_u = \frac{1}{2} (B \times \gamma' \times N_\gamma \times S_\gamma) + C \times N_c \times S_c + q_0 \times N_q \times S_q \quad [II.8]$$

La contrainte admissible q_{adm} est obtenue à partir de la contrainte ultime qui est affectée d'un coefficient de sécurité FS :

$$q_{adm} = \gamma \times D + \frac{q_u - \gamma \times D}{F_s} \quad [II.9]$$

Avec :

D : Profondeur d'ancrage.

γ : Poids volumique du sol au-dessus de l'assise du remblai.

q_0 : Poids des terres au-dessus des fondations.

γ' : Poids volumique du sol au-dessous des fondations.

B : Largeur de la fondation.

N_γ, N_c, N_q : Sont des facteurs de portance, ils dépendent de l'angle de frottement du sol.-

Pour le calcul de ces facteurs les formules suivantes ont été proposées par Prandtl :

Pour $\varphi = 0$: $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$, $N_c = 5,14$.

Pour $\varphi \neq 0$: $N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi}$, $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \varphi$, $N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}$.

F: Facteur de sécurité par défaut de portance (F = 2) à l'ELU.

Conclusion :

Il ressort de l'étude géotechnique, effectuée sur le site du projet, que le sol a de mauvaises caractéristiques physiques et mécaniques, une couche homogène d'argile peu plastique compressible sur une profondeur de 27 à 30.5 m, Un substratum graveleux drainant repère a 27~30.5 m de profondeur, la nappe phréatique est superficielle repérée a une profondeur de 1 à 3.5 m.



CHAPITRE

III

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

III.1 Introduction :

La construction d'un remblai sur sols compressible pose de nombreux problèmes associés à la fois à la faible résistance de ces sols et à leur forte compressibilité. Il faut éviter de provoquer la rupture du sol porteur qui peut compromettre la suite de la construction et créer des dommages importants sur les structures.

Dans ce présent chapitre on expose le calcul de la capacité portante du sol d'assise et le calcul des tassements par les différentes méthodes, ainsi une solution sera proposé pour le renforcement du sol.

III.2 Contexte géologique du site :

Le site étudié est essentiellement constitué par des alluvions fines. Ce sont des dépôts sédimentaires détritiques laissés généralement dans un cours d'eau, par les courants, et composés de particules de taille variable : galets, graviers, sables, limons, selon l'intensité de l'érosion à l'origine de leur formation. Cela conduit fréquemment à une stratification oblique ou entrecroisée.

Dans le cas présent on a des alluvions récentes ce sont des dépôts légèrement limoneux et caillouteux provenant des oueds Soummam et Seghir et qui couvrent la majeure partie de la plaine de Bejaia.

III.3 Matériaux de Remblai :

L'ouvrage à réaliser consiste en un remblai d'accès de forme trapézoïdale de hauteur qui varie de 3m à 6,5 m, il est choisi à partir d'un sol de classe B3 (sableux et argileux avec fines) pour les matériaux de remblais qui sont généralement insensible à l'eau ; de masse volumique $\gamma_R = 20 \text{ KN/m}^3$, pour un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et de la cohésion $C = 5 \text{ Kpa}$.

III.4 Evaluation de la capacité portante du sol :

• III.4.1 A partir des essais laboratoire :

La capacité portante du sol d'assise est évaluée à partir des essais de laboratoire par les formules ([II.8],[II.9]) :

Dans les calculs il a été pris : $tg \varphi' = \frac{2}{3} tg \varphi$ d'où $\varphi' = Arctg(\frac{2}{3} tg \varphi)$

Et $C' = \frac{2}{3} C$ (cas d'un sol mou d'après Terzaghi).

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

Pour $\varphi = 16,7^\circ$ on a $\varphi' = 11,13^\circ$:

$$N\gamma = 1,47 .$$

$$Nc = 8,84 .$$

$$Nq = 2,74 .$$

Pour $C = 22,6 \text{ KN} / \text{m}^2$ on a $C' = 15,06 \text{ KN} / \text{m}^2$:

$$q_U = \frac{1}{2} (54,6 \times 10 \times 1,47) + (9,45 \times 2,74) + (15,06 \times 8,84) .$$

$$q_U = 560,33 \text{ Kpa} .$$

$$q_{adm} = (18,9 \times 0,5) + \frac{560,33 - (18,9 \times 0,5)}{2}$$

$$q_{adm} = 284,89 \text{ Kpa} .$$

Tableau III.1 : récapitulatif de valeur de contrainte admissible pour différents largeur B.

N° PK	B(m)	D(m)	$q_0 = \gamma \cdot D$ (Kpa)	q_u (Kpa)	q_{adm} (Kpa)
PK12+950	54,6	0,5	9,45	560,33	284,89
PK13+500	47,4	0,5	9,45	507,41	258,43
PK14+100	59	0,5	9,45	592,67	301,025

• III.4.2 A partir du préssiomètre :

La contrainte de rupture d'un sol (q_u) sous une fondation superficielle à partir des résultats de l'essai préssiométrique est donnée par les formules (II.2) ;(II.3) ;(II.4) ;(II.5) ; (II.6) et (II.7).

Sondage préssiométrique 14-2 (PK14+311) :

$$P_0 = K_0 \times \gamma \times Z = 0,5 \times 18,9 \times 1,5 = 14,175 \text{ KPa} .$$

$$Pl_i^* = Pl - p_0 = 85,9 - 14,175 \text{ KPa} .$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

Tableau III.2 : Valeurs des pressions limites PK 14+311.

Z(m)	P0 (Kpa)	Pl(Kpa)	Pl ⁱ *(Kpa)
1,5	14,175	85,9	71,725
3	27,525	645	617,475
4,5	34,2	149	114,8
6	40,875	195	154,125
7,5	47,55	277	229,45
9	54,225	342	287,775
10,5	60,9	136	75,1
12	67,575	294	226,425
13,5	74,25	206	131,75
15	80,925	379	298,075
16,5	87,6	358	270,4
18	94,275	461	366,725
19,5	100,95	299	198,05
21	107,625	322	214,375
22,5	114,3	830	715,7
24	120,975	820	699,025
25,5	127,65	689	561,35
27	134,325	498	363,675
30	147,675	4710	4562,325

$Ple^* = 291,606KPa$.

Le sol est composé des argiles et les limons sableuse qui sont de classe A, d'après le tableau des catégories conventionnelles des sols (voir, Annexe-).

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

$$D_e = 0,74m .$$

$$K_p = 0,948 .$$

$$q'_0 = 18.9 \times 0.5 = 9,45 KPa .$$

$$q_U = (0,948 \times 291,606) + 9,45 = 285,89 KPa .$$

$$ELS : \sigma_{adm} = 9,45 + \frac{285,89 - 9,45}{3} = 101,59 KPa .$$

$$ELU : \sigma_{adm} = 9,45 + \frac{285,89 - 9,45}{2} = 147,67 KPa .$$

Les résultats de calcul de la contrainte admissible pour les autres tronçons sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III. 3 : Contrainte admissible calculé à partir des valeurs préssiométrique.

N° PK	Ple (KPa)	De (m)	Kp	q'o	qu (KPa)	qELS(KPa)	qELU(KPa)
13+128	350,75	1,09	1,018	9,45	366,51	128,47	187,98
13+803	242,13	0,92	0,984	9,45	247,70	88,87	128,575
14+051	245,75	0,28	0,856	9,45	219,812	79,57	114,631
14+311	291,606	0,74	0,948	9,45	285,89	101,59	147,67

➤ **La charge qui sera transmise par le remblai est comme suit :**

$$G_R = H_R \times \gamma_R = 6,5 \times 20 = 130 KPa$$

$G_R > q_{ELS}$ → Il y a risque de rupture de sol sous le poids des remblais.

III.5 Calculs des tassements :

• III.5.1 L'évaluation des tassements à partir de la méthode œdométrique :

Pour le calcul des tassements par la méthode œdométrique on procède aux étapes suivantes :

1. Découpage de la couche sol en (n) sous- couches suffisamment minces.
2. Calcul de la contrainte verticale effective de sol $\sigma'v_0$.
3. Calcul de la contrainte verticale produite par une surcharge uniforme $\Delta\sigma$.

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

4. Calcul de la contrainte effective finale $\sigma'v_f = \sigma'v_0 + \Delta\sigma$.

Avec :

- ✓ Le poids volumique de remblai égal à $\gamma' = 20 \text{Kn/m}^3$.
- ✓ le poids volumique de la couche structurale de chaussée est pris égale à $\gamma_1 = 24 \text{Kn/m}^3$.
- ✓ le poids volumique des matériaux destinés au remblai de fondation inondée $\gamma_2 = 22 \text{Kn/m}^3$.
- ✓ L'intensité de surcharge des véhicules est prise égale à 10Kn/m^2 .
- ✓ L'épaisseur de la couche structurale de la chaussée $h_1 = 0.305 \text{ m}$.
- ✓ La hauteur des matériaux inondables remblayés $h_2 = 0,6 \text{ m}$.
- ✓ La forme du remblai est trapézoïdale.

On calcule le tassement on appliquant la charge du remblai seul puis, on ajoute la charge de la route (couche de forme), et en fin l'application des deux charges (remblai, couche de forme) plus la charge des véhicules.

• Calcul du tassement en appliquant la charge du remblai seul :

Le profil représentatif PK12+950 est considéré dans les calculs ; À cet endroit, la hauteur de remblai est de 5,4 m et l'épaisseur de la couche compressible est de 30,1 m.

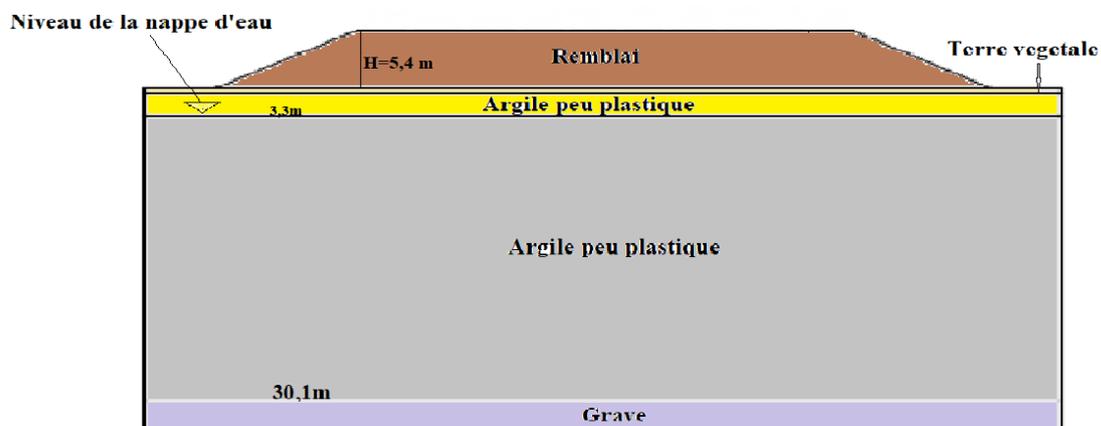


Figure III.1 : Géométrie de distribution de la charge du remblai seul sur les couches de sol .

On appliquant les formules ([I.8],[I.9],[I.10], [I.11], [I.12],[I.13], [I.14],[I.15], [I.16]) :

➤ Calcul de $\Delta\sigma$:

$$\Delta\sigma = 2 \times q \times I_z = 2 \times 108 \times 0.5 = 108 \text{KPa} .$$

Avec :

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

$$q = Hr \times \gamma = 20 \times 5.4 = 108 \text{ KPa} .$$

- Calcul de I_z pour la sous-couche ($H_i = 3,3 \text{ m}$) :

$$m = \frac{a}{z} = \frac{16.5}{3.3} = 5 .$$

$$n = \frac{b}{z} = \frac{10.8}{3.3} = 3.3 .$$

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi} \right) \times \left[\left(\frac{m+n}{m} \right) \times \tan^{-1}(m+n) - \left(\frac{n}{m} \right) \times \tan^{-1}(n) \right] .$$

$$I_z = \left(\frac{1}{\pi} \right) \times \left[\left(\frac{5+3.3}{5} \right) \times \tan^{-1}(8.3) - \left(\frac{3.3}{5} \right) \times \tan^{-1}(3.3) \right] .$$

$$I_z = 0,5$$

➤ **Calcul de σ'_{v0} :**

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times H_i \times \frac{1}{2} = 18.9 \times 3.3 \times 0.5 = 31.20 \text{ KPa} .$$

➤ **Calcul du tassement Δh_i :**

$$OCR = \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0}} = \frac{126}{31.2} = 4.03 > 1 \rightarrow \text{Sur-consolidé.}$$

$$\sigma_f = \Delta \sigma_v + \sigma'_{v0} = 108 + 31.2 = 139.2 \text{ KPa} > \sigma'_{pi} = 126 \text{ KPa} .$$

$$\Delta H = 3.3 \times \left[\frac{0.03}{1+0.76} \times \log \frac{126}{31.2} + \frac{0.17}{1+0.76} \times 0.17 \times \log \frac{31.2+108}{126} \right] = 0.04 \text{ m} .$$

Idem pour les autres couches ; les résultats sont insérer dans le tableau III.4.

Les résultats de calcul des tassements pour les autres tronçons sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.5 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai seul au pk 13+500.

Tableau III.6 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai seul au pk 14+100.

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

Tableau III.4: Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai seul.

Pk 12+950 (Hr = 5,4m)										
H _i (m)	σ' _{pi} (kpa)	e	C _s	C _c	γ (kn/m ³)	σ' _{vo} (kpa)	I	obs	Δσ _v (kpa)	ΔH(m)
3.3	126	0.76	0.03	0.19	18.91	31.20	0.50	Sur consolidé	108	0.04
6	135.2	0.76	0.03	0.17	9.784	91.76	0.48	Sur consolidé	103.7	0.1
6	150.4	0.76	0.03	0.17	9.784	150.4	0.45	N. consolidé	97.2	0.125
6.8	213.0 4	0.76	0.03	0.17	9.784	213.04	0.41	N. consolidé	88,6	0.099
7	280.6	0.76	0.03	0.17	9.784	280.6	0.36	N. consolidé	77,8	0.072
1	319.7	0.76	0.03	0.17	9.784	319.7	0.35	N. consolidé	75,6	0.009
									Total	0,445

- Le tassement total Δh_i = 44,5 cm à la profondeur de 30,1 m.
- 0,2 < C_c < 0,3 le sol est assez fortement compressible.

Tableau III.5: Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai seul.

Pk 13+500 (Hr = 3,6m)										
H _i (m)	σ' _{pi} (kpa)	e	C _s	C _c	γ (kn/m ³)	σ' _{vo} (kpa)	I	obs	Δσ _v (kpa)	ΔH(m)
2.6	126	0.76	0,03	0,17	18.9	24.6	0.50	Sur consolidé	72	0.03
6.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	78.5	0.49	Sur consolidé	70.6	0.05
6.0	137.2	0.76	0,03	0.17	9.784	137.2	0.45	N. consolidé	64.8	0.097
6.0	195.9	0.76	0,03	0.17	9.784	195.9	0.41	N. consolidé	59.04	0.066
7.3	261.0	0.76	0,03	0.17	9.784	261.0	0.35	N. consolidé	50.4	0.056
1	301,6	0.76	0,03	0.17	9.784	301.6	0.35	N. consolidé	50.4	0.006
									Total	0.305

- Le tassement total Δh_i = 30,5 cm à la profondeur de 28,9 m.

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

Tableau III.6: Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai seul.

Pk 14+100 (Hr = 6,5 m)										
Hi (m)	σ'_{pi} (KPa)	e	Cs	Cc	γ (kn/m ³)	σ'_{v0} (KPa)	I	obs	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	ΔH (m)
2.7	126	0.76	0,03	0.17	18.9	25.5	0.50	Sur consolidé	130	0.05
5.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	73.6	0.49	Sur consolidé	127.4	0.11
6.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	129.3	0.46	Sur consolidé	119.6	0.15
6.0	188.0	0.76	0,03	0.17	9.784	188.0	0.42	N. consolidé	109.2	0.12
6.9	251.1	0.76	0,03	0.17	9.784	251.1	0.38	N. consolidé	98.8	0.09
1.0	289.9	0.76	0,03	0.17	9.784	289.9	0.37	N. consolidé	96.2	0.012
									Total	0.532

Le tassement total $\Delta h_i = 53,2$ cm à la profondeur de 27,6 m.

- **Calcul des tassements en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route :**

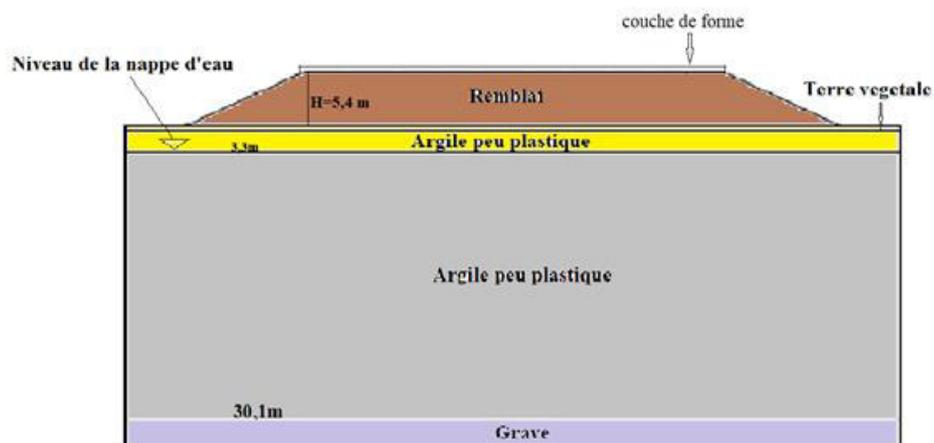


Figure III.2 : Géométrie de distribution de la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route sur les couches de sol.

➤ **Calcul de $\Delta\sigma_v$:**

$$\Delta\sigma_v = 2 \times q \times I_z = 2 \times 128.52 \times 0.5 = 128.52 \text{ Kpa .}$$

Avec :

$$q = (Hr \times \gamma_r + \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2) = (20 \times 5.4 + 24 \times 0.305 + 22 \times 0.6) = 128.52 \text{ Kpa .}$$

$$I_z = 0,5.$$

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

➤ **Calcul de σ'_{v0} :**

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times Hi \times \frac{1}{2} = 18.9 \times 3.3 \times 0.5 = 31.20 \text{ Kpa}$$

➤ **Calcul du tassement Δhi :**

$$OCR = \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v0}} = \frac{126}{31.2} = 4.03 > 1 \rightarrow \text{Sur-consolidé.}$$

$$\sigma_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v0} = 138.52 + 31.2 = 169.72 \text{ KPa} > \sigma'_{pi} = 126 \text{ KPa} .$$

$$\Delta H = 3.3 \times \left[\frac{0.03}{1+0.76} \times \log \frac{126}{31.2} + \frac{0.17}{1+0.76} \times 0.17 \times \log \frac{31.2+128.52}{126} \right] = 0.06 \text{ m} .$$

Idem pour les autres couches ; les résultats sont insérer dans le tableau III.7.

Les résultats de calcul des tassements pour les autres tronçons sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.8 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai et la charge des couches de forme de la route au pk 13+500.

Tableau III.9 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai et la charge des couches de forme de la route au pk 14+100.

Tableau III.7 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route.

Pk 12+950 (Hr = 5,4m)										
H_i	σ'_{pi}	e	C_s	C_c	γ	σ'_{v0}	I	obs	Δσ_v	ΔH(m)
(m)	(kpa)				(kn/m³)	(kpa)			(kpa)	
3.3	126	0.76	0.03	0.17	18.91	31.20	0.50	Sur consolidé	128.52	0.06
6	135.2	0.76	0.03	0.17	9.784	91.76	0.48	Sur consolidé	123.38	0.13
6	150.4	0.76	0.03	0.17	9.784	150.4	0.45	N. consolidé	115.67	0.143
6.8	213.0 4	0.76	0.03	0.17	9.784	213.04	0.41	N. consolidé	105.39	0.115
7	280.6	0.76	0.03	0.17	9.784	280.6	0.36	N. consolidé	92.53	0.08

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

1	319.7	0.76	0.03	0.17	9.784	319.7	0.35	N. consolidé	89.96	0.01
									Total	0,54

- Le tassement total $\Delta h_i = 54\text{cm}$ à la profondeur de 30,1 m.

Tableau III.8 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai et la charge des couches de forme de la route.

Pk 13+500 (Hr = 3,6m)										
H_i (m)	σ'_{pi} (kpa)	e	C_s	C_c	γ (kn/m³)	σ'_{v_0} (kpa)	I	obs	$\Delta\sigma_v$ (kpa)	$\Delta H(m)$
2.6	126	0.76	0,03	0,17	18.9	24.6	0.50	Sur consolidé	92.52	0.03
6.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	78.5	0.49	Sur consolidé	90.6	0.08
6.0	137.2	0.76	0,03	0.17	9.784	137.2	0.45	N. consolidé	83.3	0.119
6.0	195.9	0.76	0,03	0.17	9.784	195.9	0.41	N. consolidé	75.9	0.082
7.3	261.0	0.76	0,03	0.17	9.784	261.0	0.35	N. consolidé	64.8	0.067
1	301,6	0.76	0,03	0.17	9.784	301.6	0.35	N. consolidé	64.8	0.008
									Total	0.39

- Le tassement total $\Delta h_i = 39\text{ cm}$ à la profondeur de 28,9 m.

Tableau III.9 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai et la charge des couches de forme de la route.

Pk 14+100 (Hr = 6,5 m)										
H_i (m)	σ'_{pi} (kpa)	e	C_s	C_c	γ (kn/m³)	σ'_{v_0} (kpa)	I	Obs	$\Delta\sigma_v$ (kpa)	$\Delta H(m)$
2.7	126	0.76	0,03	0.17	18.9	25.5	0.50	Sur consolidé	150.5 2	0.069
5.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	73.6	0.49	Sur consolidé	147.5	0.125
6.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	129.3	0.46	Sur consolidé	138.5	0.174

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

6.0	188.0	0.76	0,03	0.17	9.784	188.0	0.42	N. consolidé	126.4	0.129
6.9	251.1	0.76	0,03	0.17	9.784	251.1	0.38	N. consolidé	114.4	0.108
1.0	289.9	0.76	0,03	0.17	9.784	289.9	0.37	N. consolidé	111.4	0.014
									Total	0.585

- Le tassement total $\Delta h_i = 58,5$ cm à la profondeur de 26,7 m.

- **Calcul des tassements en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules :**

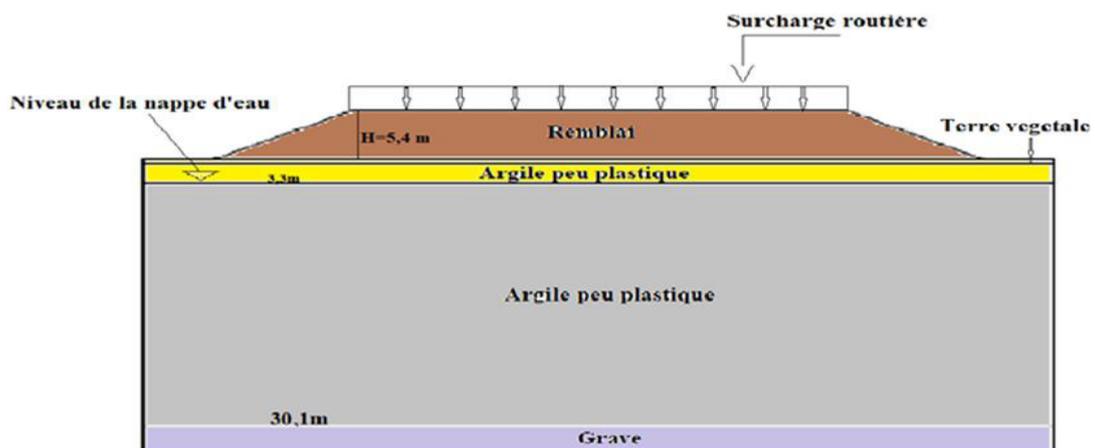


Figure III. 3 : Géométrie de distribution des différentes charges sur les couches de sol.

- **Calcul de $\Delta\sigma_v$:**

$$\Delta\sigma_v = 2 \times q \times I_z = 2 \times 138.52 \times 0.5 = 138.52 \text{ KPa} .$$

Avec :

$$q = (Hr \times \gamma_r + \gamma_1 \times h_1 + \gamma_2 \times h_2) + 10 = (20 \times 5.4 + 24 \times 0.305 + 22 \times 0.6) + 10 = 138.52 \text{ KPa} .$$

$$I_z = 0,5.$$

- **Calcul du tassement Δh_i :**

$$OCR = \frac{\sigma'_{pi}}{\sigma'_{v_0}} = \frac{126}{31.2} = 4.03 > 1 \quad \rightarrow \text{Sur-consolidé}$$

$$\sigma_f = \Delta\sigma_v + \sigma'_{v_0} = 138.52 + 31.2 = 169.72 \text{ KPa} > \sigma'_{pi} = 126 \text{ kPa}$$

$$\Delta H = 3.3 \times \left[\frac{0.3}{1+0.76} \times \log \frac{126}{31.2} + \frac{0.17}{1+0.76} \times 0.17 \times \log \frac{31.2+138.52}{126} \right] = 0.07 \text{ m} .$$

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

La même chose pour les autres couches ; les résultats sont insérer dans le tableau III.10.

Les résultats de calcul des tassements pour les autres tronçons sont représentés dans les tableaux suivant :

Tableau III.11 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules au pk 13+500.

Tableau III.12 : Récapitulatif du calcul de tassement en appliquant la charge de remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules au pk 14+100.

Tableau III.10 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules.

Pk 12+950 (Hr = 5,4m)										
H _i (m)	σ'p _i (KPa)	e	C _s	C _c	γ (kn/m ³)	σ'v _o (KPa)	I	obs	Δσ _v (KPa)	ΔH(m)
3.3	126	0.76	0.03	0.17	18.91	31.20	0.50	Sur consolidé	138.52	0.07
6	135.2	0.76	0.03	0.17	9.784	91.76	0.48	Sur consolidé	133.38	0.14
6	150.4	0.76	0.03	0.17	9.784	150.4	0.45	N. consolidé	125.67	0.153
6.8	213.0 4	0.76	0.03	0.17	9.784	213.04	0.41	N. consolidé	115.39	0.123
7	280.6	0.76	0.03	0.17	9.784	280.6	0.36	N. consolidé	102.53	0.09
1	319.7	0.76	0.03	0.17	9.784	319.7	0.35	N. consolidé	99.96	0.011
									Total	0,587

- Le tassement total Δh_i = 58,7 cm à la profondeur de 30,1 m.

Tableau III.11 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules.

Pk 13+500 (Hr = 3,6m)										
H _i (m)	σ'p _i (kpa)	e	C _s	C _c	γ (kn/m 3)	σ'v _o (kpa)	I	obs	Δσ _v (kpa)	ΔH(m)
2.6	126	0.76	0,03	0,17	18.9	24.6	0.50	Sur consolidé	102.5 2	0.032

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

6.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	78.5	0.49	Sur consolidé	100.6	0.09
6.0	137.2	0.76	0,03	0.17	9.784	137.2	0.45	N. consolidé	93.3	0.13
6.0	195.9	0.76	0,03	0.17	9.784	195.9	0.41	N. consolidé	85.9	0.09
7.3	261.0	0.76	0,03	0.17	9.784	261.0	0.35	N. consolidé	74.8	0.077
1	301,6	0.76	0,03	0.17	9.784	301.6	0.35	N. consolidé	74.8	0.009
									Total	0.428

- Le tassement total $\Delta h_i = 42,8$ cm à la profondeur de 28,9 m.

Tableau III.12 : Résultats des tassements calculés en appliquant la charge du remblai et la charge des couches de forme de la route et la charge appliqué par les véhicules.

Pk 14+100 (Hr = 6,5 m)										
Hi (m)	σ'_{pi} (KPa)	e	Cs	Cc	γ (kn/m ³)	σ'_{vo} (KPa)	I	Obs	$\Delta\sigma_v$ (KPa)	$\Delta H(m)$
2.7	126	0.76	0,03	0.17	18.9	25.5	0.50	Sur consolidé	160.5 2	0.07
5.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	73.6	0.49	Sur consolidé	157.5	0.134
6.0	135.2	0.76	0,03	0.17	9.784	129.3	0.46	Sur consolidé	148.5	0.183
6.0	188.0	0.76	0,03	0.17	9.784	188.0	0.42	N. consolidé	136.4	0.137
6.9	251.1	0.76	0,03	0.17	9.784	251.1	0.38	N. consolidé	124.4	0.116
1.0	289.9	0.76	0,03	0.17	9.784	289.9	0.37	N. consolidé	121.4	0.014
									Total	0.654

- Le tassement total $\Delta h_i = 65,4$ cm à la profondeur de 26,7 m.

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

➤ **Remarque :**

On remarque que les résultats obtenus sous le remblai trapézoïdal et les couches de forme de la route ainsi que les surcharges apportées par les véhicules sont rapprochées.

III.5.2 Evaluation des tassements à partir du préssiomètre :

Le tassement total sera calculé à l'aide de la méthode de sommation et du calcul par couche. Le tassement par couche sera calculé sur la base des résultats des essais préssiométrique et en utilisant les formules : ([I.17] , [I.18] , [I.19],[I.20],[I.21] , [I.22]) .

$$\frac{19}{E_1} = \frac{1}{3.23} + \frac{1}{48.5} + \frac{1}{5.53} + \frac{1}{9.01} + \frac{1}{13.3} + \frac{1}{22.2} + \frac{1}{4.86} + \frac{1}{24.6} + \frac{1}{4.56} + \frac{1}{13.2} + \frac{1}{16.4} + \frac{1}{14.4} + \frac{1}{9.65} + \frac{1}{3.23} + \frac{1}{29.4} + \frac{1}{44.9} + \frac{1}{15.2} + \frac{1}{6.27} + \frac{1}{1440}$$

$$E_1 = E_C = 9bar$$

On suppose que le module préssiométrique de la couche est constant et égale à la dernière mesure du préssiomètre.

$$E_2 = 1440bar .$$

$$\frac{3.2}{Ed} = \frac{1}{9} + \frac{1}{0.85 \times 1440} .$$

$$Ed = 28.58bar .$$

▪ **Calcul de tassement :**

$$Sc = \frac{0.5}{9 \times 9} \times (1.504 - 0.189) \times 1.1 \times 59 = 0.52m = 52cm .$$

$$Sd = \frac{2}{9 \times 28.58} \times (1.504 - 0.189) \times 0.6 \times \left(1.12 \times \frac{59}{0.6}\right)^{0.5} = 0.065m = 6.5cm.$$

$$Sf = 52 + 6.5 = 58.5cm .$$

Tableau III.13 : Valeur du tassement à partir du préssiomètre.

Ec (bar)	Ea (bar)	λc	λd	α	σ'v0 (bar)	q' (bar)	Sc (cm)	Sa (cm)	Sr (cm)
9	28,58	1,1	1,12	0,5	0,189	1,504	52	6,5	58,5

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

➤ **Calcul du temps de consolidation (t) :**

On veut calculer le temps consolidation t à un degré de consolidation $U_v = 90\%$.

On a :

$$T_v = \frac{4 \times C_v \times t}{H^2} \rightarrow t = \frac{T_v \times H^2}{4 \times C_v} \quad [12]$$

Avec :

H : épaisseur de la couche compressible, on la prend égale à : l'épaisseur de la couche H pour un drainage sur une seule face ; et à H/2 lorsque la couche est drainée sur ces deux faces.

C_v : coefficient de consolidation.

U_v : degré de consolidation $U_v = f(T_v)$.

T_v : facteur de temps donné à un degré de consolidation U_v , en le détermine dans le tableau III.14.

Tableau III.14 : valeurs du facteur temps en fonction du degré de consolidation.

$U_v(\%)$	T_v	$U_v(\%)$	T_v
12	0.01	60	0.29
20	0.03	70	0.40
30	0.07	80	0.57
40	0.13	90	0.85
50	0.20	95	1.20
60	0.29	99	2.00

$$t = \frac{0.85 \times (13.8)^2}{4 \times 4.1 \times 10^{-7}} = 100.14 \times 10^6 \text{ s} = 3.2 \text{ ans}$$

Tableau III.15 : résultats de calcul du temps consolidation t.

PK	Epaisseur de la couche compressible H	Hauteur de drainage H_{AR}	C_v ($10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$)	$T_v (U=90\%) = 0.85$
				t (ans)
12+950	30,1	15,05	4,1	3,7
13+500	28,9	14,45	4,1	3,4
14+100	27,6	13,8	4,1	3,2

Chapitre III : Etudes analytiques du comportement des remblais sur sols compressibles.

Le temps nécessaire pour que le sol soit compressé à 90% est d'environ 3 ans.

Conclusion :

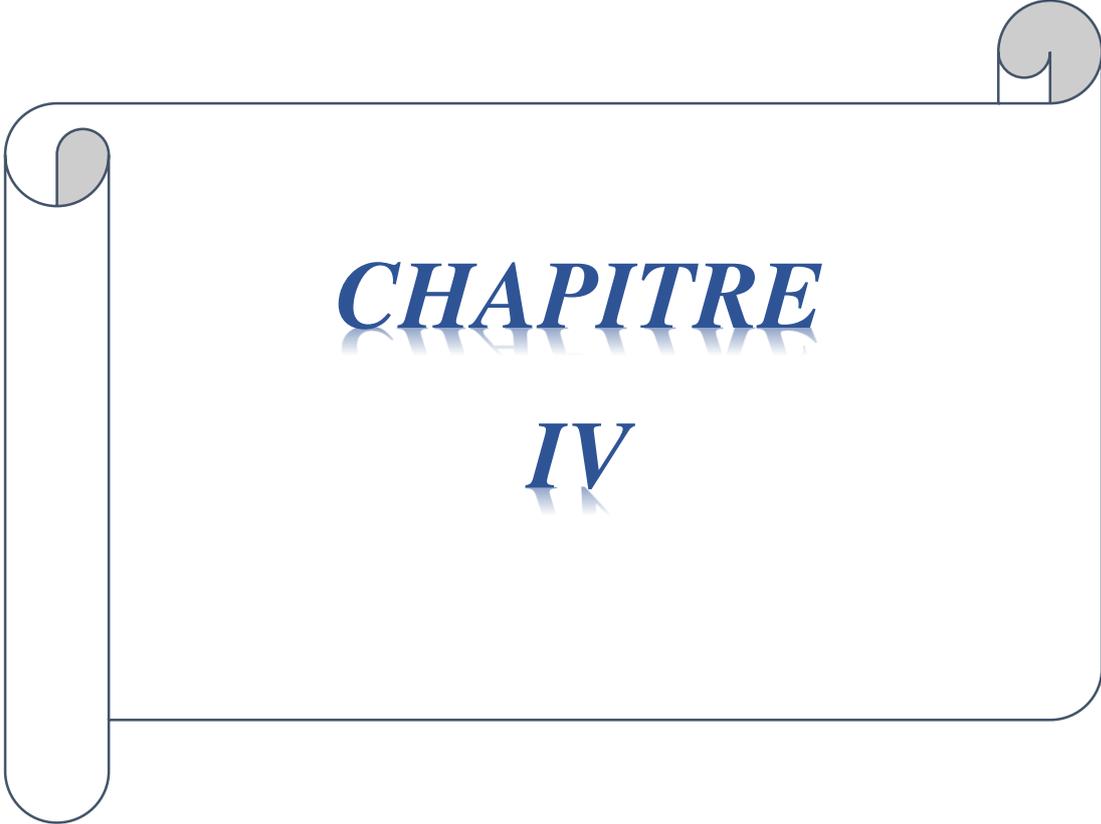
D'après les résultats obtenus dans le calcul de la capacité à partir des essais préssiométrique on constate que le sol a une faible capacité portante par rapport à la charge transmise par le remblai.

Les tassements calculés par la méthode œdométrique sur le sol vierge ont été évalué sous les contraintes appliquées par la structure réelle et le remblai trapézoïdal. On a obtenu un tassement maximal très important de l'ordre de 65,4 cm.

Ainsi on remarque qu'il y a un écart avec la méthode préssiométrique, ou on a obtenu un tassement de l'ordre 58,5 cm.

Frank Roger préconise un tassement admissible de 10cm par année pour les ouvrages d'art.

Etant donné qu'on n'est pas dans le cas de tassement uniforme admissible uniforme admissible, nous concluons qu'il est préférable de faire appel au renforcement du sol.



CHAPITRE

IV

IV.1 Introduction :

Le développement de la technologie et de l'informatique permet aux ingénieurs 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 utilisés on trouve Plaxis qui est un logiciel d'éléments finis en deux et trois dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basé sur la coupe horizontale de l'ouvrage à étudier.

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la présentation du logiciel, et la modélisation bidimensionnelle du sol vierge.

IV.2 Représentation de la fenêtre principale du Plaxis 2D V8 :

Dans la zone « Draw area » de la Figure IV.2, on introduit les étapes suivantes :

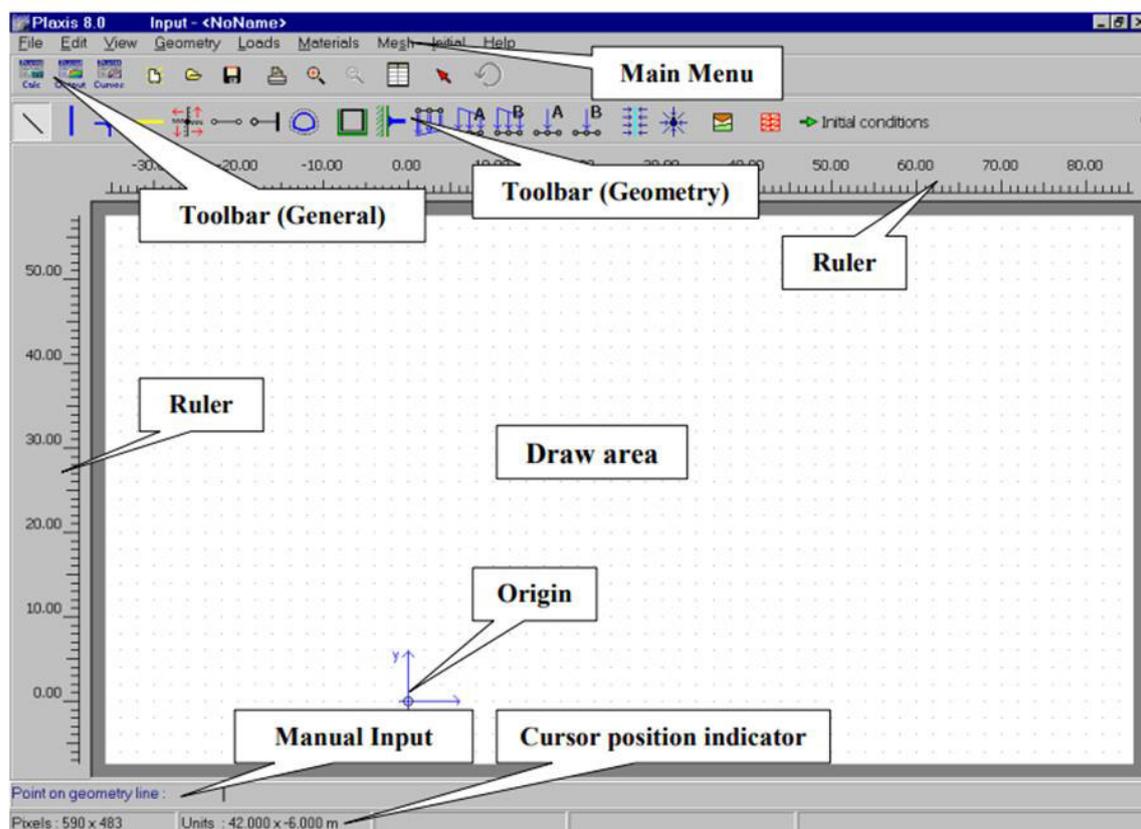


Figure IV.1 : Fenêtre principale du programme d'entrée des données (Input) (mode de création géométrique). [15]

✚ Définitions des différents paramètres :

- **Main menu** : C'est un menu d'entrée.
- **Toolbar (général)** : contient les icônes relatives aux actions générales comme les opérations sur le disque, l'impression, les zooms ou le choix d'objets, Elle contient aussi les icônes qui servent à lancer les autres modules de PLAXIS (Calcul, Output et Curve).
- **Toolbar (geometry)** : Contient les icônes pour les actions relatives à la création du modèle géométrique.
- **Ruler** : Sur la partie supérieure de la planche à dessin, des règles indiquent les coordonnées physiques x et y du modèle géométrique.
- **Draw area** : La planche à dessin est la page sur laquelle le modèle géométrique va être créé et modifié.
- **Origin** : Ce sont des axes (x et y) indiqués par des flèches.
- **Manual input** : Les valeurs pour les coordonnées x et y peuvent être saisies en tapant les valeurs correspondantes avec un espace entre les deux (valeur de x valeurs de y).
- **Cursor position indicator** : L'indicateur de la position du curseur donne la position actuelle du pointeur de la souris à la fois avec les coordonnées physiques (coordonnées x et y) et en pixels.

Après définition du modèle utilisé (Plane strain) et le plan de travail en définissant sa géométrie ainsi la création des différentes couches de sol avec leurs propriétés.

IV.3 Modèles de comportement sous Plaxis :

Le logiciel Plaxis 2D V8 comporte plusieurs modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol, chacun des modèles est conçu pour décrire le comportement d'un type de sol, et nécessite un certain nombre de paramètres.

PLAXIS propose des 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 : $\sigma = E \cdot \xi$, 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 régi 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 contraintes 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 IV.1.

La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{i,j}) = |\sigma_1 - \sigma_2| - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi - 2C \cos \varphi = 0.$$

σ'_1, σ'_3 : représentent les contraintes principales extrêmes, telle que $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$.

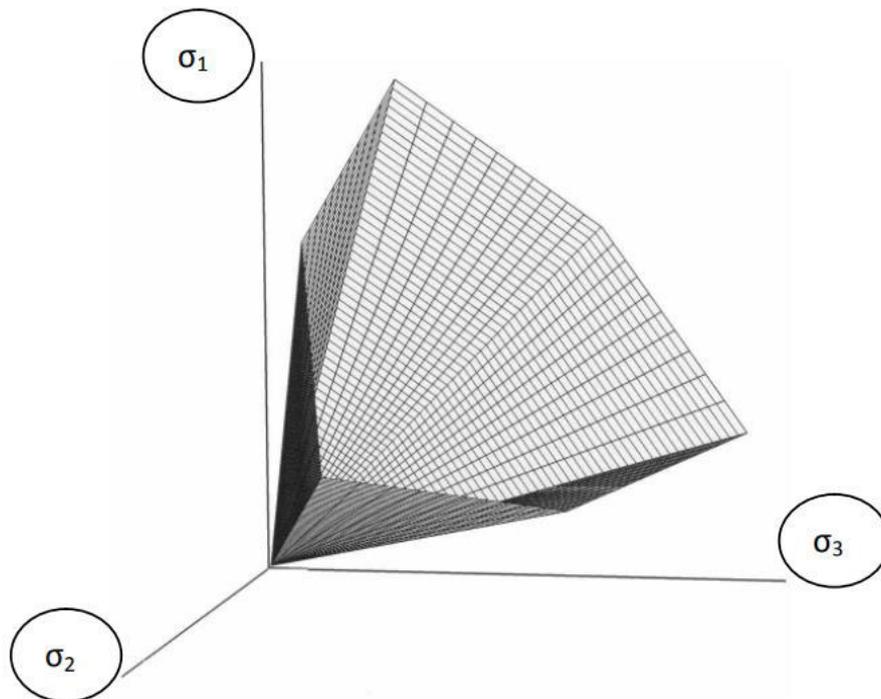


Figure IV.2 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales. [15]

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

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

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\xi^p_{vol}}{d\xi^p_d} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

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 :

$$\frac{d\xi^p_{vol}}{d\xi^p_d} = \frac{M^2 - \left(\frac{q^2}{P}\right)^2}{2 \frac{q}{P}}$$

IV.5 Méthodologie de modélisation avec Plaxis :

Nous présentons ici les principaux axes et cheminements d'un calcul avec Plaxis :

▪ Géométrie du modèle :

La première étape sous Plaxis est la définition de la géométrie, Un certain nombre de propriétés sont disponibles.

▪ Définition des paramètres des matériaux :

Il convient de définir les différentes propriétés des matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, etc....), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés.

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 fins qui ont une faible perméabilité.
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

Une fois les propriétés des différents matériaux définies on peut générer le maillage.

▪ Maillage :

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), le maillage est effectué à l'aide de l'option « mesh ».

▪ Phase de calcul :

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par l'option « calculation », L'interface « input » de « Plaxis » se ferme et laisse la place à une nouvelle interface: « calculation ».

Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure, Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

Une fois le phasage de l'étude terminée, des points caractéristiques peuvent être placés ; Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points.

Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « Output ».

IV.6 Modélisation du sol vierge :

D’après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisés sur le site de la construction de la route, nous avons utilisé dans la modélisation les paramètres donnés dans le tableau IV.1 suivant avec le modèle de Mohr-Coulomb et un comportement drainé.

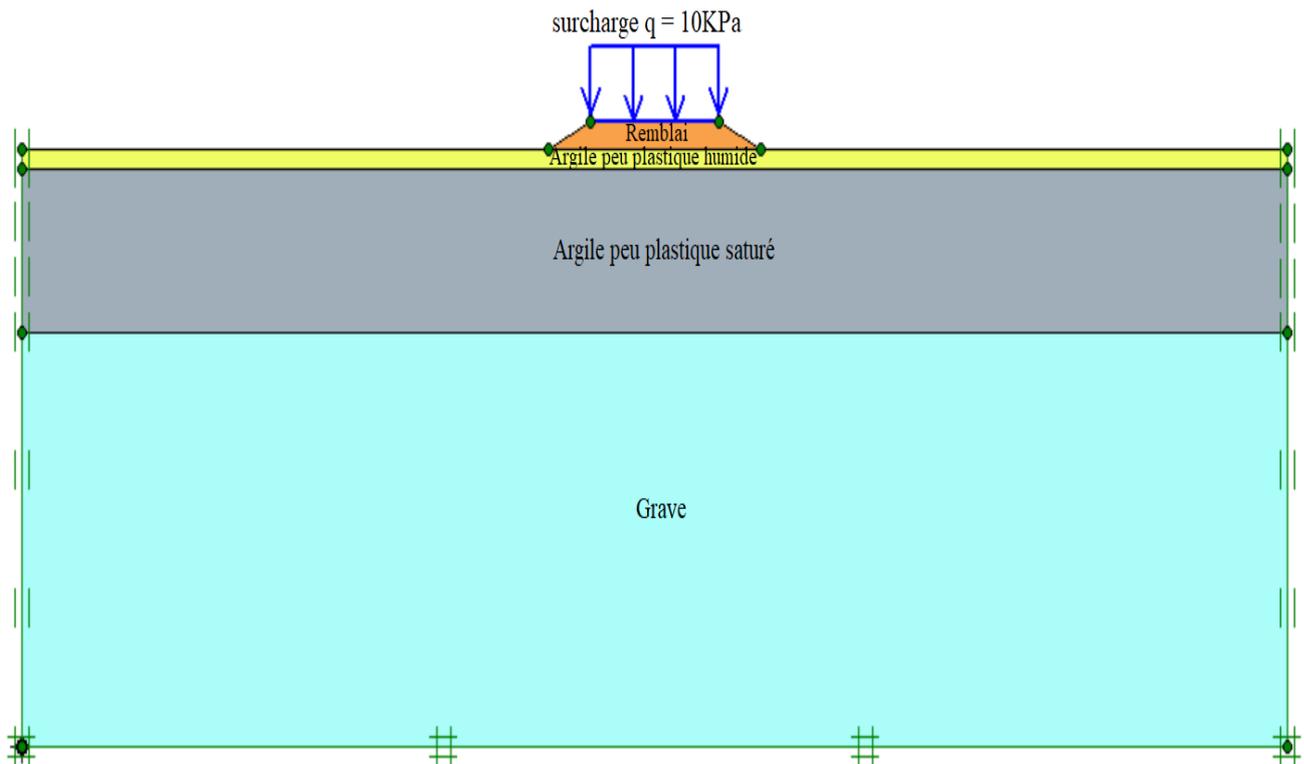


Figure IV.3 : Géométrie du sol à modéliser.

Tableau IV.1: Caractéristiques des couches de sol.

N°	Nature	Épaisseur (m)	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{unsat} (kN/m ³)	ν	E_{ref} (kPa)	C_{ref} (kPa)	ϕ
1	Remblai	5,4	20	20	0,33	14400	5	30
2	Argile peu plastique humide	0,5 – 2,7	19,8	19,8	0,33	5000	22,6	16,7
3	Argile peu plastique saturé	2,7 – 27,6	20,3	20,3	0,33	5500	14,3	15,5
4	Grave	27,6 – 30	22	22	0,33	8000	0	36

- ❖ Pour la modélisation nous avons considérés trois tançons dont la hauteur du remblai est différentes et qui ont les mêmes caractéristiques du sol :

Tableau IV.2 : récapitulatif des différentes hauteurs de remblai.

N° PK	Hauteur du remblai (m)
12+950	5,4
13+500	3,6
14+100	6,5

A. Résultats obtenus pour la modélisation du PK12+950 :

Après la création de la géométrie des modèles ainsi les remblais trapézoïdale avec leurs caractéristiques, on a créé un sondage tout en définissant les différentes couches, ceci nous a permis d'avoir le maillage 2D représenté dans la figure (IV.3)

L'application de la charge des véhicules sur le remblai donné un tassement important représenté dans la figure (IV.6).

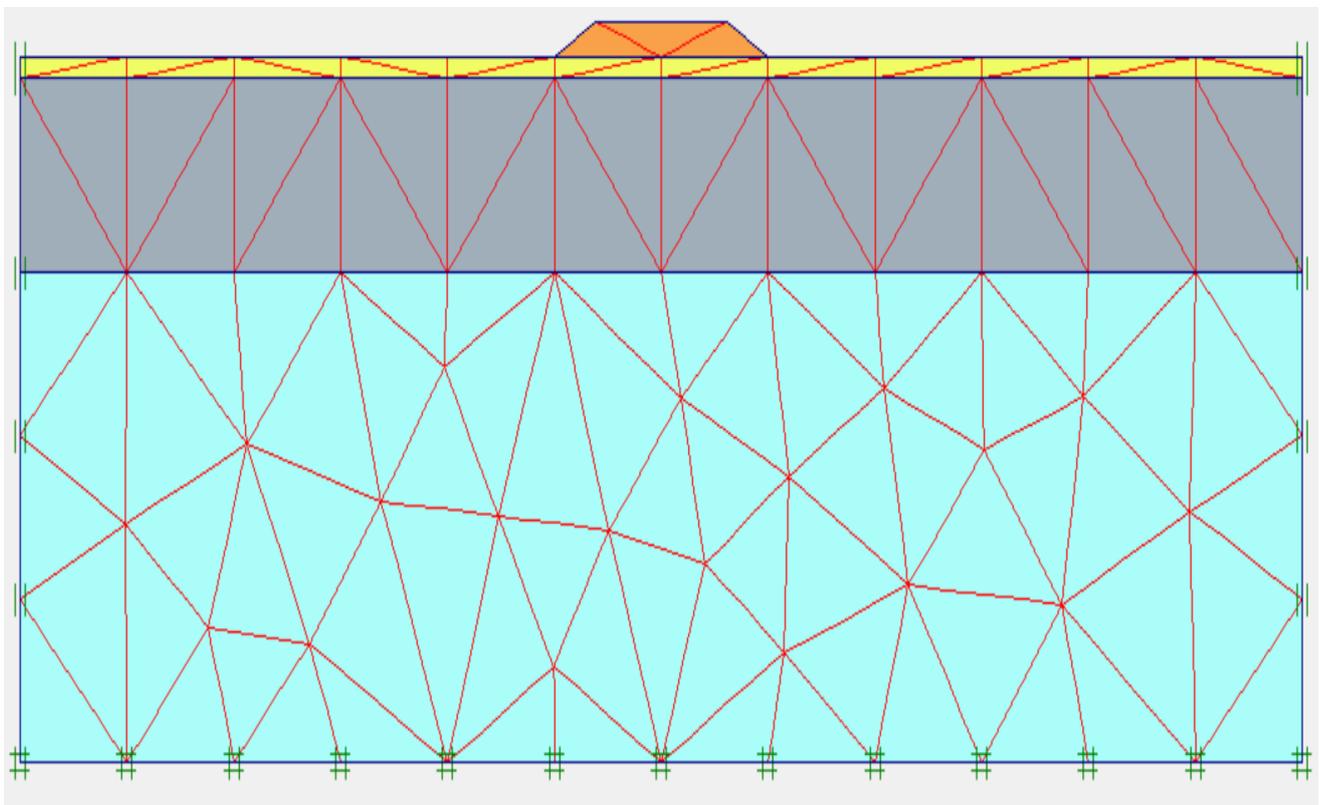


Figure IV.4: Maillage 2D des différentes couches du sol au PK12+950.

Après la réalisation de toutes ces étapes, nous avons lancé les calculs des tassements, les figures (IV.5) et (IV.6) présentent la déformation du sol et le tassement final.

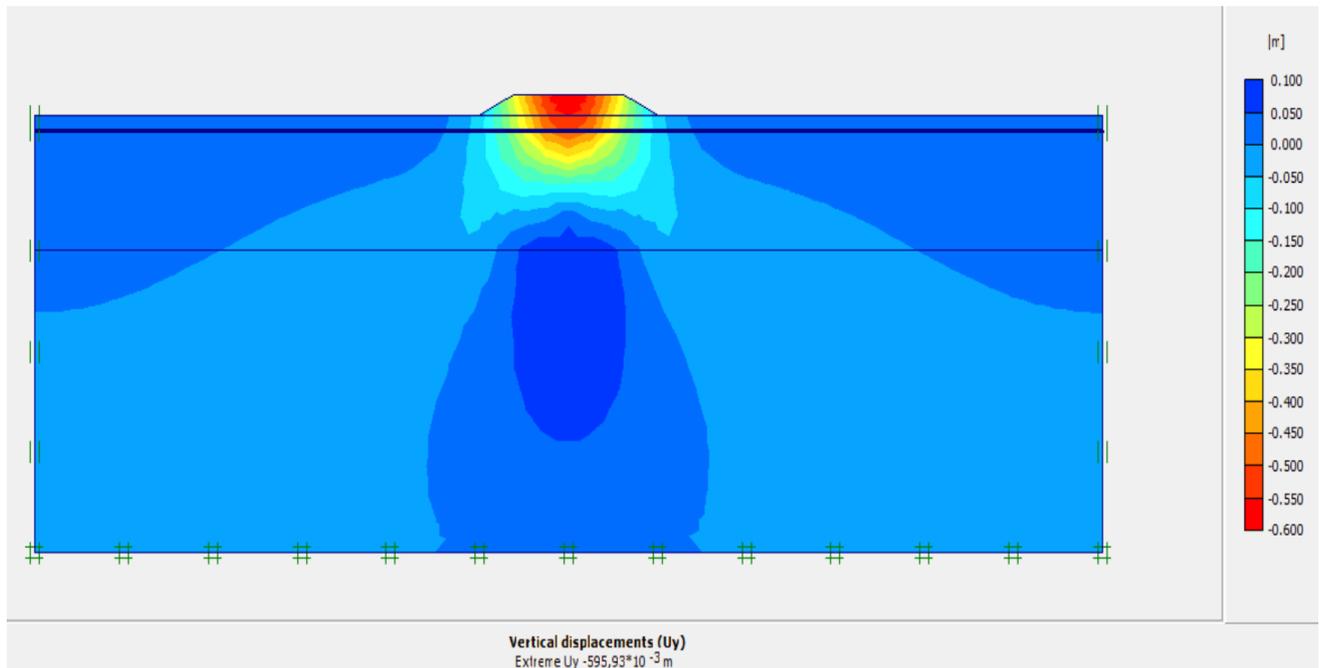


Figure IV.5 : Déformation du sol après tassement (déplacement verticale) en appliquant la couche de remblai au PK12+950.

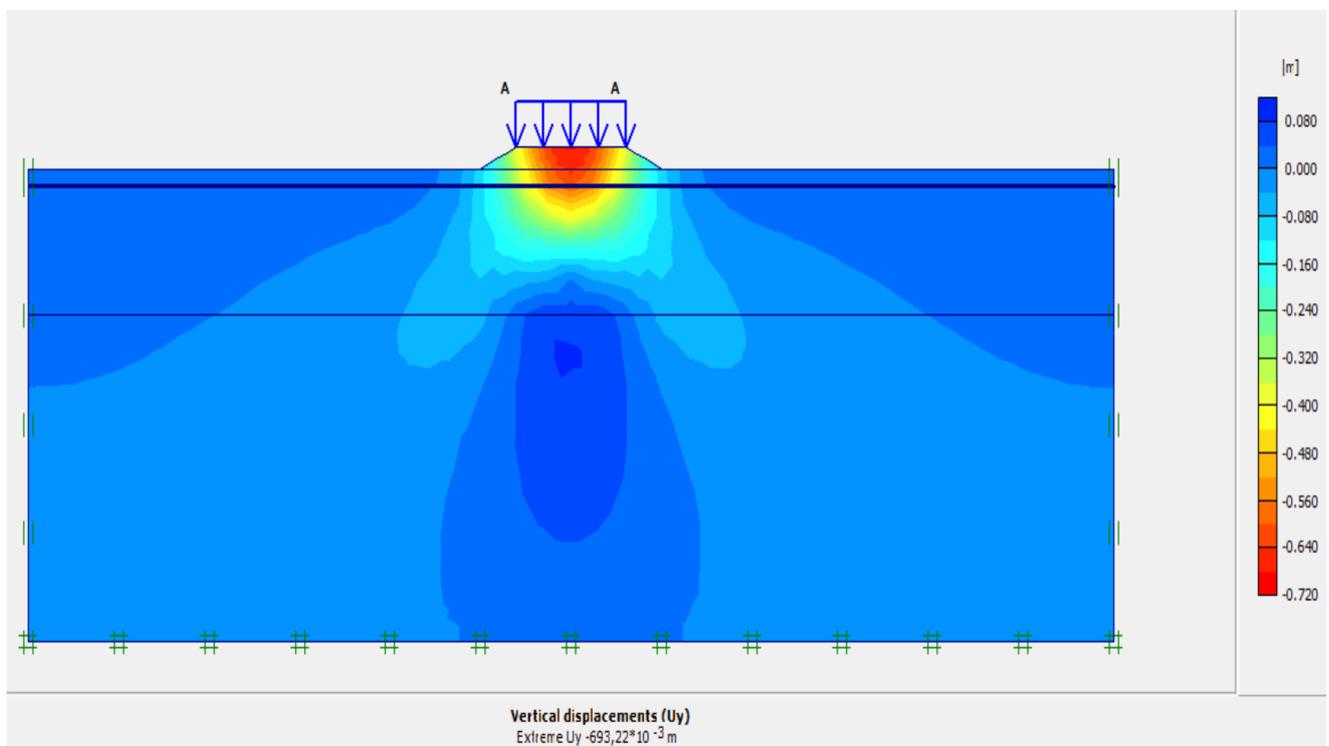


Figure IV.6 : Déformation du sol après tassement (déplacement verticale) en appliquant les différents chargements au PK12+950.

- Le tassement total du sol calculé par Plaxis 2D au niveau du PK12+950 sous les différents chargements est de 69,923 cm.

B. Résultats obtenus pour la modélisation du PK13+500 :

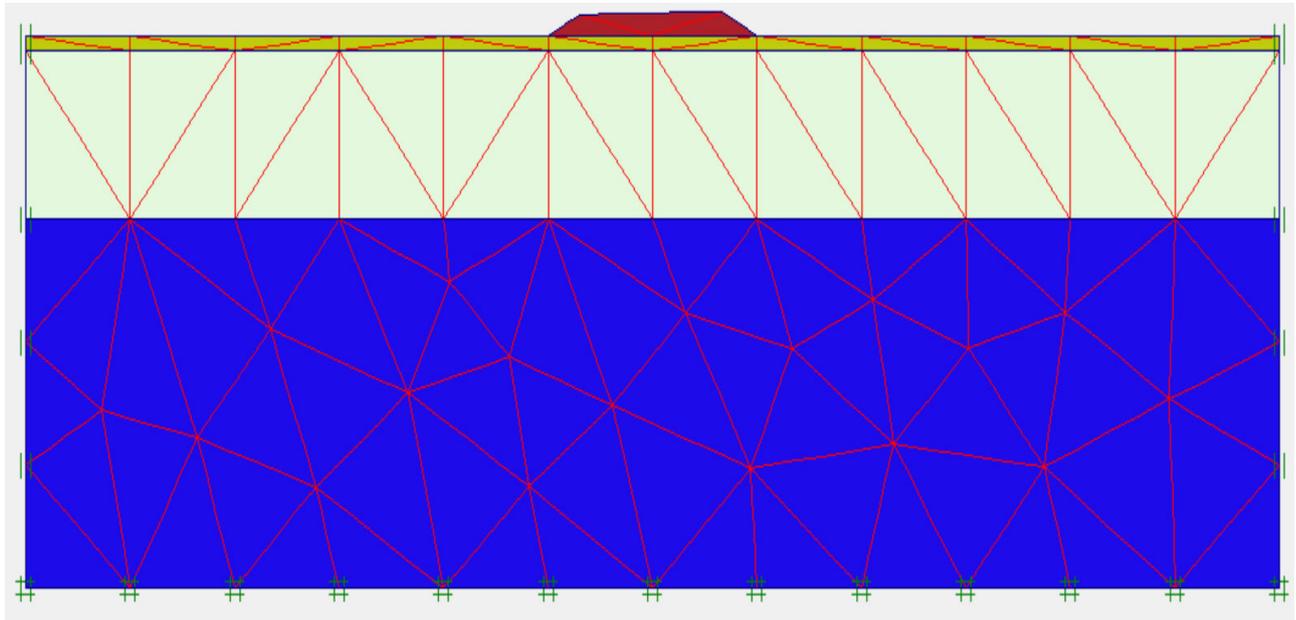


Figure IV.7: Maillage 2D des différentes couches du sol au PK13+500.

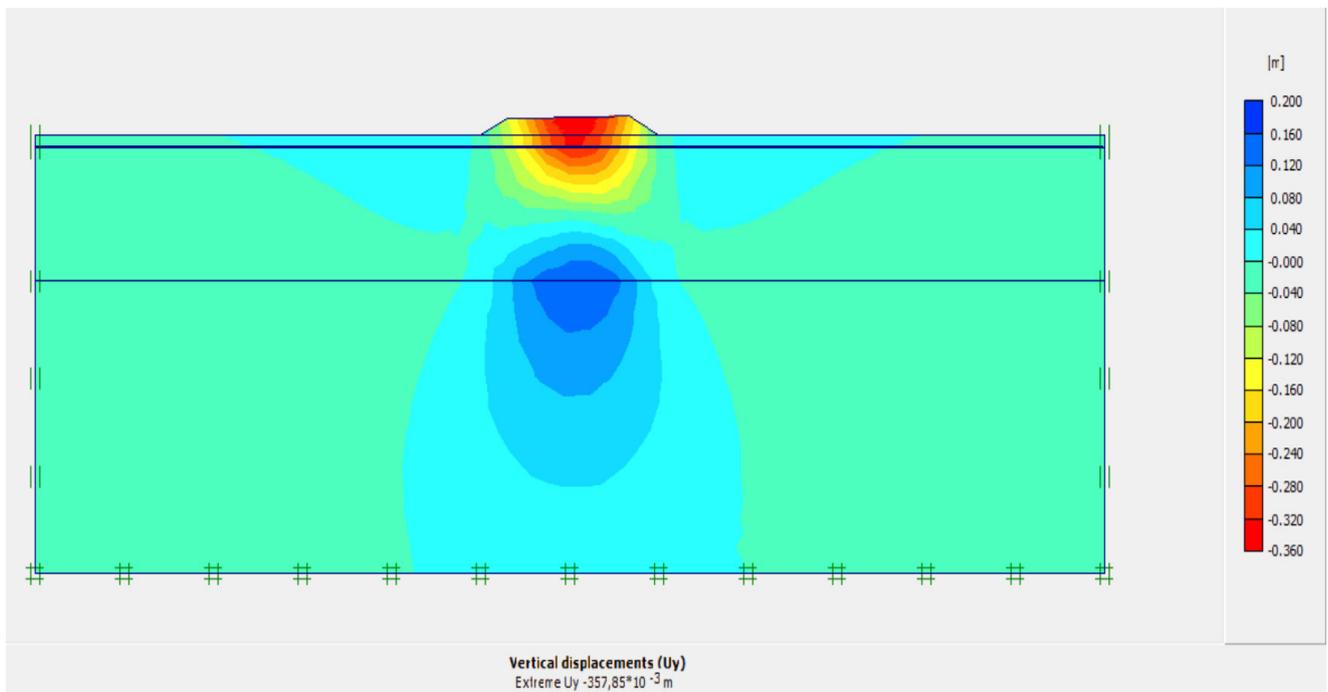


Figure IV.8 : Déformation du sol après tassement (déplacement verticale) en appliquant la couche de remblai au PK13+500.

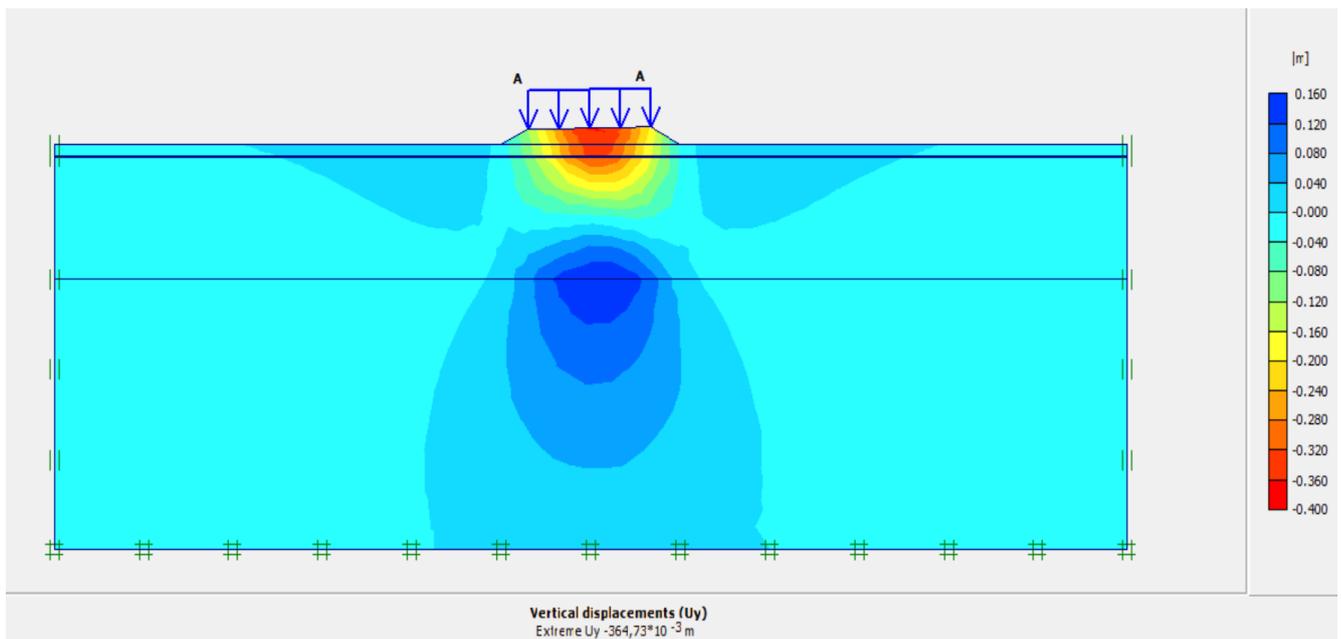


Figure IV.9 : Déformation du sol après tassement (déplacement verticale) en appliquant les différents chargements au PK13+500.

- Le tassement total du sol calculé par Plaxis 2D au niveau du PK13+500 sous les différents chargements est de 36,477cm.

C. Résultats obtenus pour la modélisation du PK14+100 :

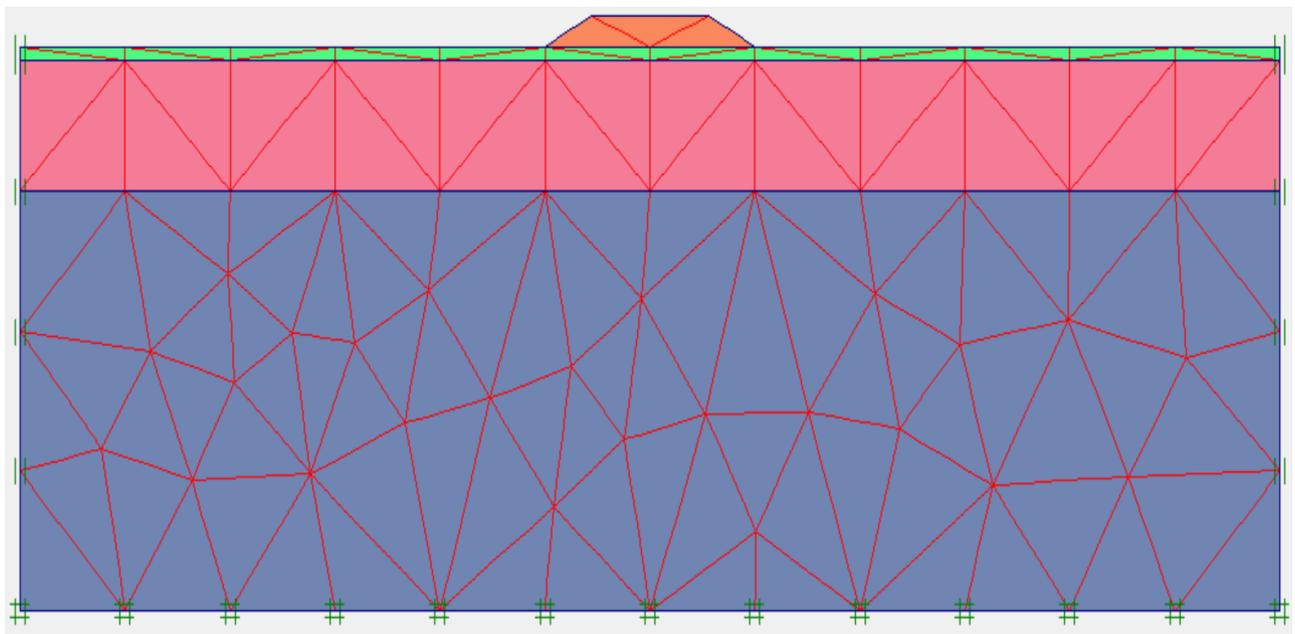


Figure IV.10: Maillage 2D des différentes couches du sol au PK14+100.

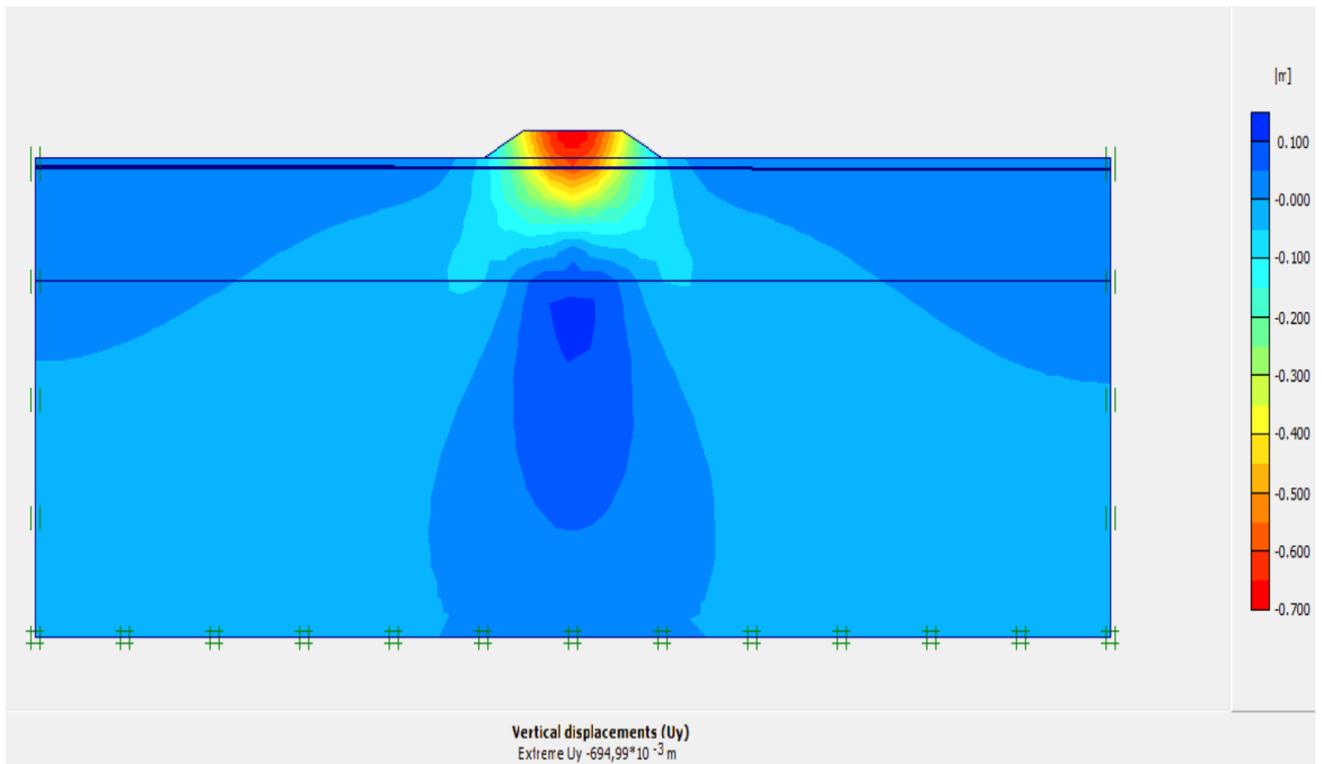


Figure IV.11 : Déformation du sol après tassement (déplacement verticale) en appliquant la couche de remblai au PK14+100.

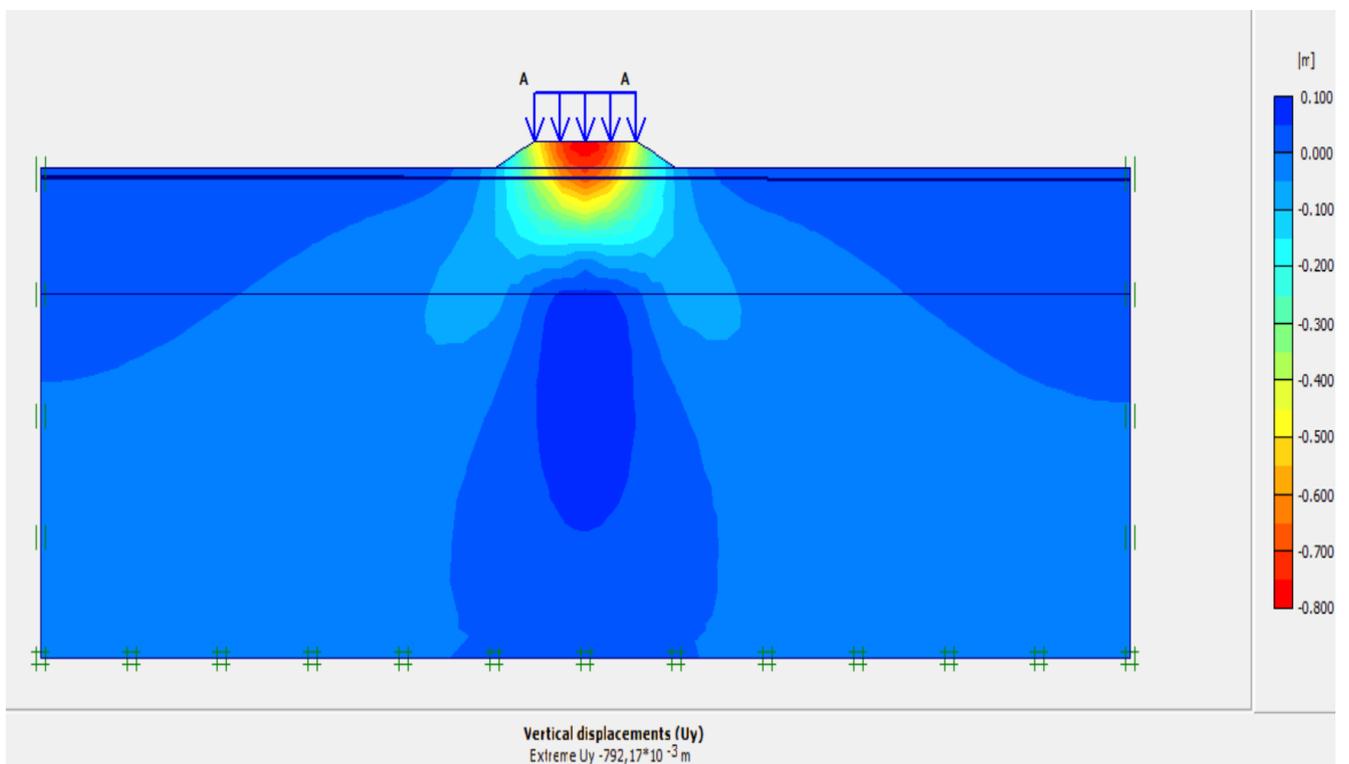


Figure IV.12 : Déformation du sol après tassement (déplacement verticale) en appliquant les différents chargements au PK14+100.

- Le tassement total du sol calculé par Plaxis 2D au niveau du PK14+100 sous les différents chargements est de 79,233 cm.

 **Analyse des résultats :**

- D'après les 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.

Conclusion :

Au terme de ce chapitre, les résultats des tassements donnés par le modèle numérique rejoignent les méthodes analytiques (méthode œdométrique).

On peut dire que le modèle réalisé sur Plaxis 2D montre bien que le sol d'assise est d'une forte compressibilité. A cet effet, les tassements sont très importants ce qui fait appel au renforcement de sol, pour assurer la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.



***CONCLUSION
GENERALE***

Conclusion Générale

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'un projet de fin d'étude, qui est une phase importante pour l'étudiant de fin de cycle, l'étude que nous avons élaborée n'a touché qu'une partie d'un large domaine de construction d'ouvrages d'arts. En effet, elle nous a permis, en plus des connaissances acquises tout au long de notre cursus d'en acquérir de nouvelles données en extrapolant vers d'autres domaines comme la géotechnique.

La reconnaissance géotechnique réalisée sur le site destiné à recevoir le projet, a montré que le sol est constitué essentiellement de dépôts d'argiles, et un substratum graveleux a une profondeur d'environ 30m.

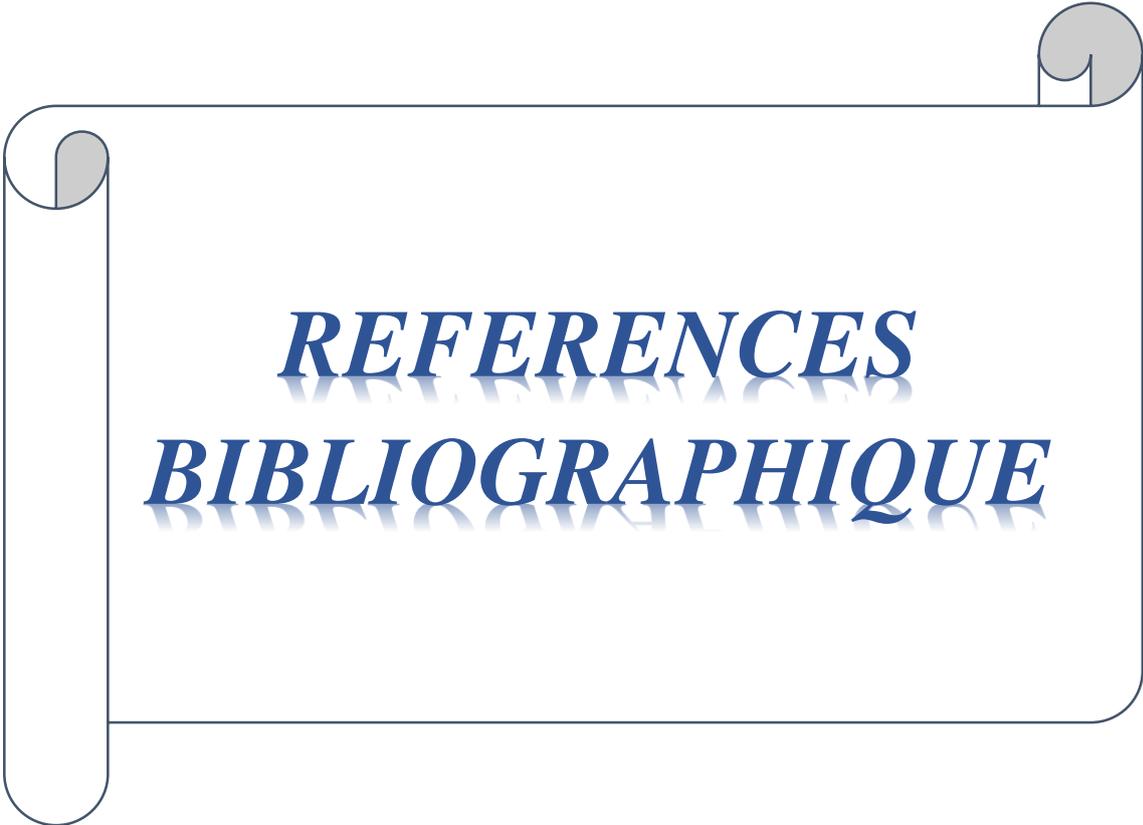
Le niveau de la nappe phréatique a été décelé entre 1.00 m et 3.50 m de la côte du terrain naturel.

Une substitution a été établie pour les remblais avec un matériau de classe B3 (sableux et argileux avec fines).

Les résultats des vérifications et des calculs effectués ont permis de déduire que le sol a une faible capacité portante (1,01 bar) par rapport à la charge transmise par l'ouvrage (1,30 bar).

Le calcul de tassement de ces remblais a été effectué par deux méthodes œdométrique (65,4 cm) et préssiométrique (58,5 cm), ce dernier est important donc cela nécessite de prévoir un renforcement au sol.

Les résultats des tassements donnés par le modèle numérique (logiciel Plaxis 2D) rejoignent les méthodes analytiques (méthode œdométrique), cela nous a permis de constater que l'utilisation de l'outil informatique dans ce type de projet est très intéressante et permet la prévision du comportement de l'ouvrage de génie civil, afin d'éviter d'éventuelles pertes matérielles et humaines.

A decorative graphic of a scroll with a light gray background and a dark blue outline. The scroll is unrolled in the center, with the top and bottom edges curled up. The text is centered on the unrolled portion.

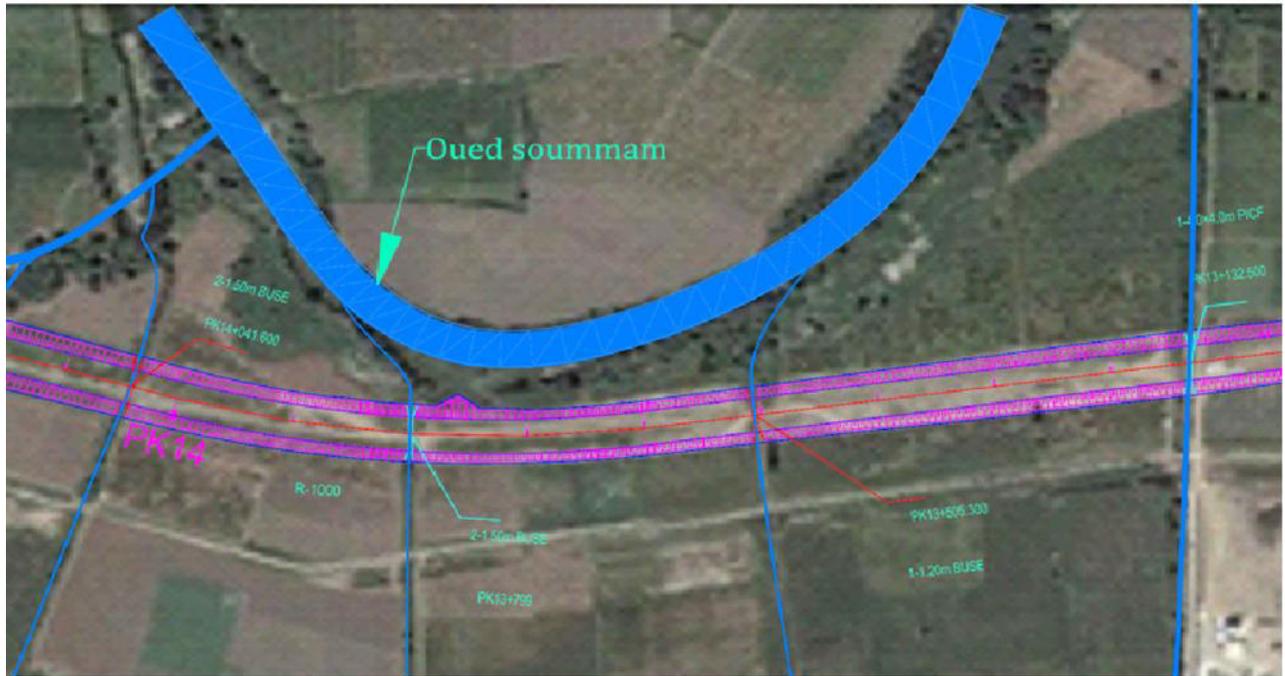
REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUE

Références bibliographiques:

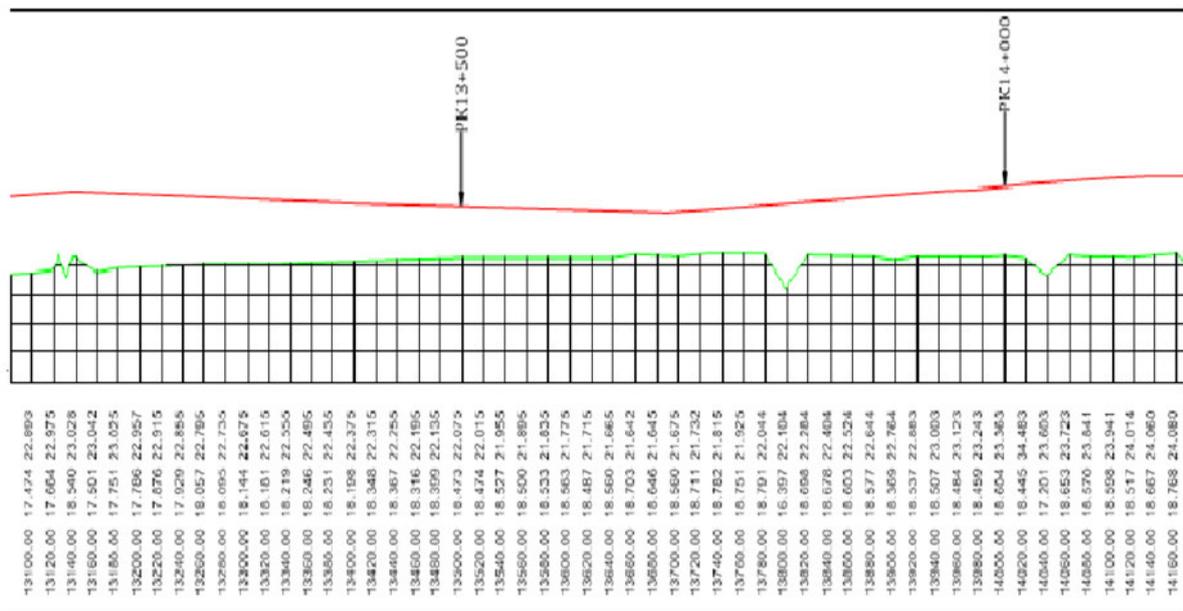
- [1]: Cours conditions techniques d'aménagement des routes, chapitre I (université de Mostaganem), Dr HIMOURI SLIMANE Maître de Conférences.
- [2]: guide Voiries et aménagements urbains en béton, Tome I : Conception et dimensionnement.
- [3] : Etudes générales technique et économique des aménagements routiers. (B40 normes Techniques d'aménagements des routes).
- [4] : LCPC, SETRA, (2000), Réalisation des remblais et des couches de forme ; Guide technique fascicule 1et2. 2ème édition. Paris.
- [5] : Chapitre VIII Cours de routes Dimensionnement du corps de chaussée (ENSTP 2010).
- [6] : 123dok.net Chapitre IX : Dimensionnement du corps de chaussée.
- [7] : Dimensionnement corps de chaussée PDF - Livre BTP Chapitre VIII.
- [8] : Cours Route : GV 842 Dimensionnement des chaussées, Responsable Pr A. BEZZAR Université ABOU-BEKR BELKAID-Tlemcen.
- [9] : Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves fascicule 1.
- [10]: Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves fascicule 2.
- [11] : Catalogue de dimensionnement des Chaussées Neuves fascicule 3.
- [12] : Cours Mécanique des sols Khaled MEFTAH. Première version : Septembre 2008.
- [13] : Omar Sadaoui 2021, « cours fondation et soutènement ».Université d'Abderrahmane MIRA de Bejaia.
- [14] : Lillouch, S., Ait Meziane, Y., & Bendadouche, H. (2018). Geotechnical cartographic synthesis of Bejaia City, north east of Algeria. *Journal of the Geological Society of India*, 91(3), 348-354.
- [15] : PLAXIS Manuel de référence Version 8.



ANNEXE

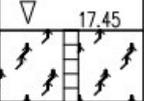
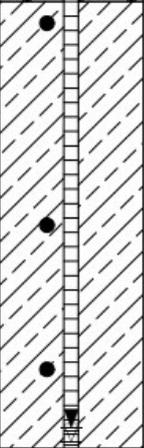


Tracé en plan



Profil en long

LOG DE SONDAGE											
DESIGNATION DES TRAVAUX: REMLAI						NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		1.60 m			
						NIVEAU D'EAU STABLE		1.30 m			
Sondage N°		RSC12-4		POSITION DE SONDAGE		PK12+925.00		PROFONDEUR DE SONDAGE		15.60 m	
COTE DE TERRAIN		17.01 m		METHODE DE SONDAGE		CIRCULATION INVERSE	COORDONNEES DE SONDAGE	E	675475.42	DATE DE DEBUT	2013-11-24
COTE DE SONDAGE		17.01 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B	COORDONNEES DE SONDAGE	N	4062594.06	DATE DE FIN	2013-11-28
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:100	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD) %			
						PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE		20	40	60	80
⊙	TV	1.00	16.01		Terre végétale : brune, humide, meuble, intercalée avec un grand nombre de racines végétales.						
⊙	Ap				Argile peu plastique: jaune de sol, très ferme, la qualité de sol est homogène, carotte en forme de cylindre.	N=1,2,2 1.95-2.40	1 1.50-1.95				
						N=1,2,2 3.45-3.90	2 3.00-3.45				
						N=2,2,2 5.50-5.95	3 5.05-5.50				
						N=1,2,2 7.70-8.15	4 7.25-7.70				
						N=2,2,3 10.15-10.60	5 9.70-10.15				
		12.90	4.11			N=2,2,3 12.30-12.75	6 11.85-12.30				
⊙	Ap				Argile peu plastique: lividité, ferme, les rayures en rouille jaune sont visibles.	N=2,2,3 14.45-14.90	7 14.00-14.45				
		15.60	1.41								
					(Prélèvement d'une suite d'eau pour le présent forage).						

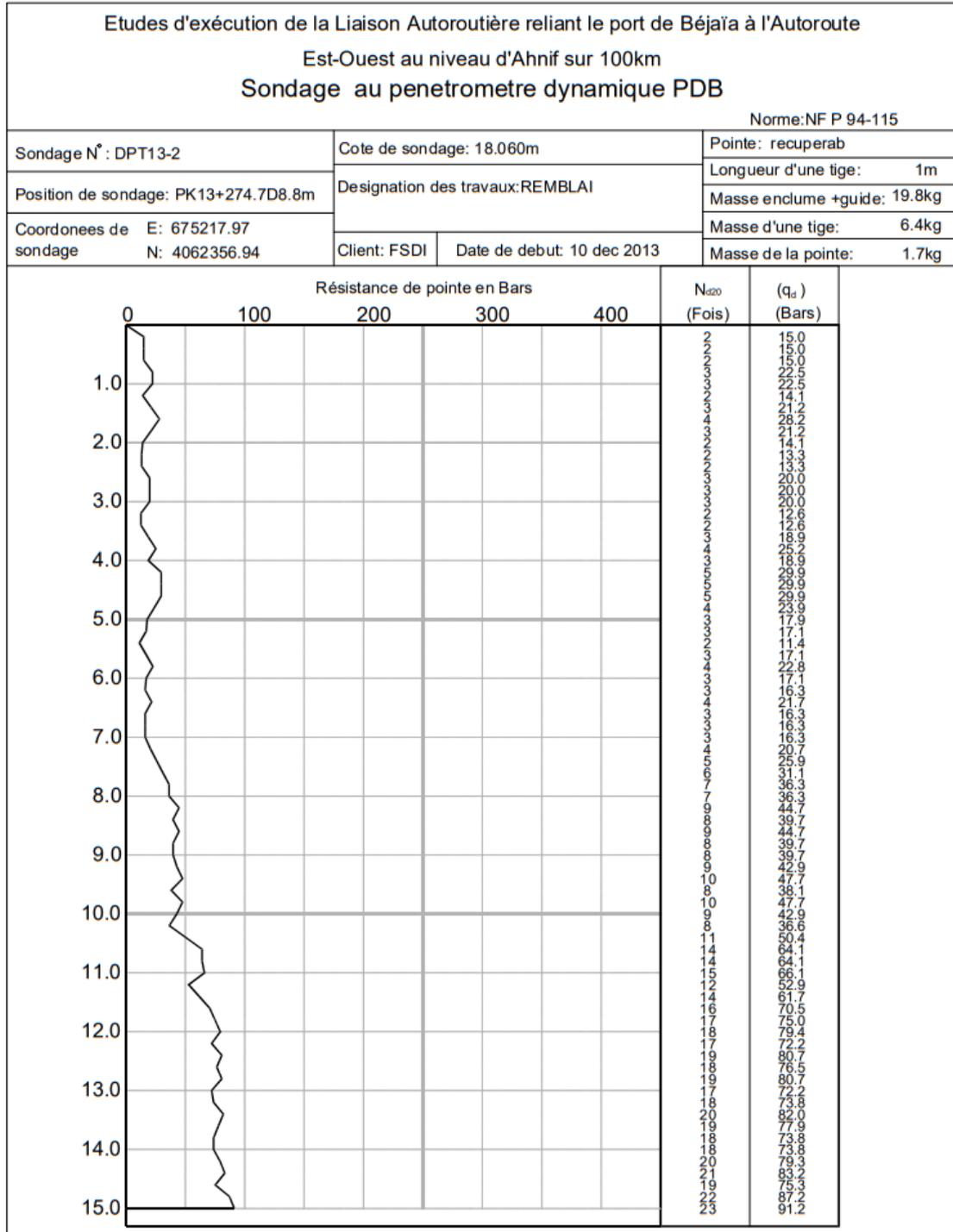
LOG DE PUIS										
DESIGNATION DES TRAVAUX: REMBLAN						NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		3.60 m		
						NIVEAU D'EAU STABLE		3.50 m		
PUITS N°		PM13-0		POSITION DE PUIS		PK13+000.00		PROFONDEUR DE PUIS		
COTE DE TERRAIN		17.45 m		MODE D'EXECUTION		EXCAVATION PAR ENGN		3.60 m		
COTE DE SONDAGE		17.45 m				COORDONNEES DE PUIS		DATE DE DEBUT		
						E 675420.25		2013-12-9		
						N 4062543.25		DATE DE FIN		
								2013-12-9		
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:50	DESCRIPTION GEOLOGIQUE					N° DE ECHANTILLON m
1	TV	0.50	16.95		Terre végétale: brune de sol, humide, meuble, intercalée avec un grand nombre de racines des plantes.					1
2	Ap				Argile peu plastique: jaune-brun, très ferme-dure, la paroi de puits est instable, facile à s'effondrer, avec des blocs tombés.					0.60-1.05
										2
										2.00-2.45
										3
										3.00-3.45
		3.60	13.85							

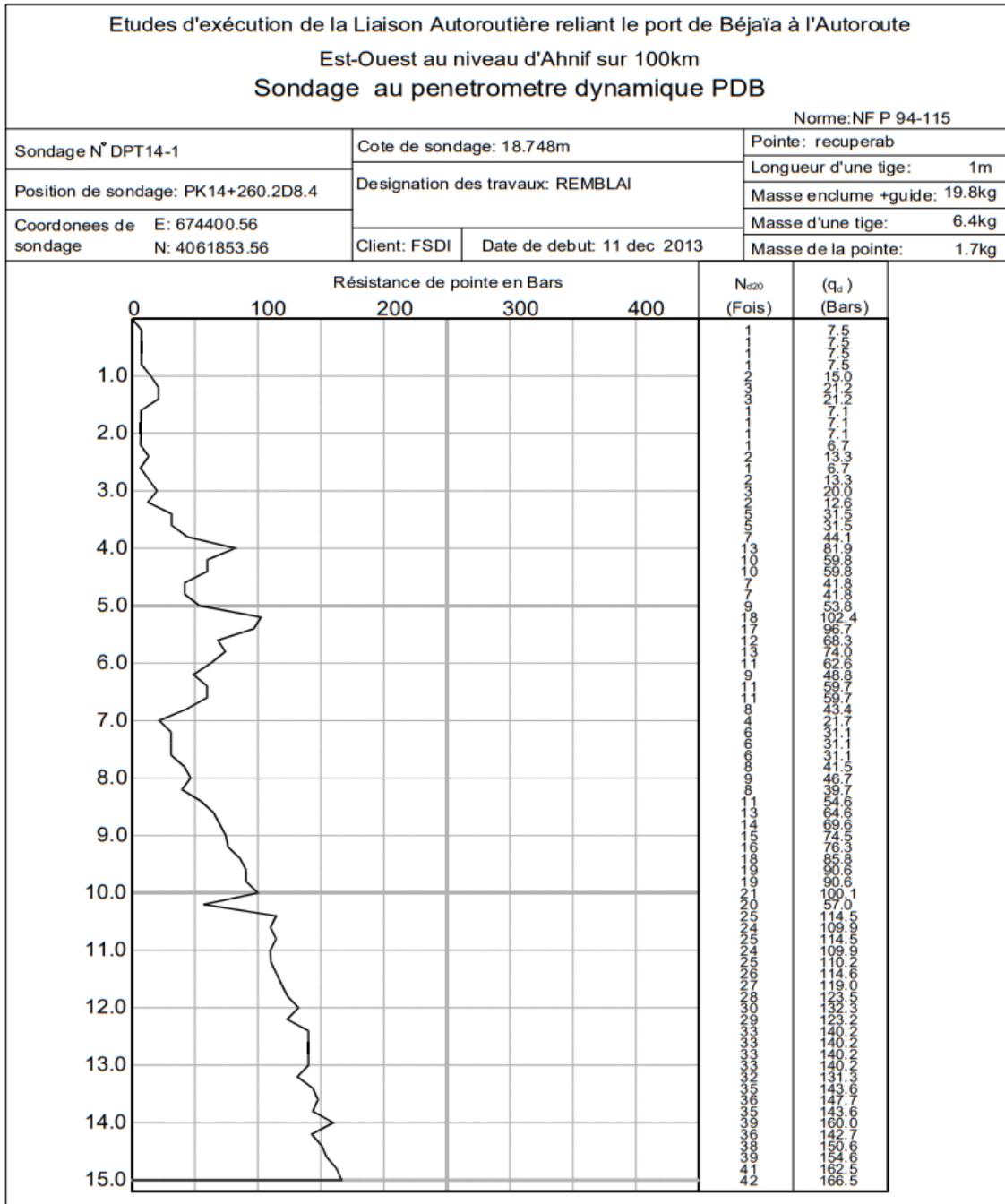
LOG DE SONDAGE											
DESIGNATION DES TRAVAUX: REMBLAI						NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		3.10 m			
						NIVEAU D'EAU STABLE		3.00 m			
Sondage N°		RSC13-1		POSITION DE SONDAGE		PK13+199.903.4		PROFONDEUR DE SONDAGE		33.00 m	
COTE DE TERRAIN		17.41 m		METHODE DE SONDAGE		CIRCULATION INVERSE		COORDONNEES DE SONDAGE		DATE DE DEBUT	
COTE DE SONDAGE		17.41 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1		E 675273.14		2013-10-8	
						N 4062407.75		DATE DE FIN		2013-10-12	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:200	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD) %			
						PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE		20 40 60 80			
	TV	0.50	16.91	▽ 17.41	Terre végétale: brun, intercalée avec un grand nombre des racines de plante, sèche, dure et meuble.	N=1,1,2 1.70-2.15	1 1.10-1.70				
	Ap				Argile peu plastique: de jaune de sol à lividité, au dessus de 7m est en jaune de sol et lividité au-dessous, très ferme à dure.	N=1,2,3 3.60-4.05	2 3.00-3.60				
						N=1,1,3 5.90-6.35	3 5.30-5.90				
						N=1,2,2 7.80-8.25	4 7.20-7.80				
						N=1,2,5 10.00-10.45	5 9.40-10.00				
						N=1,3,4 12.10-12.55	6 11.50-12.10				
						N=2,3,5 14.10-14.55	7 13.50-13.70				
						N=2,2,5 16.20-16.65	8 15.60-15.80				
						N=1,3,4 18.10-18.55	9 17.50-17.70				
						N=2,2,4 20.00-20.45	10 19.40-19.60				
						N=2,3,5 22.10-22.55	11 21.50-21.70				
						N=2,4,5 24.00-24.45	12 23.40-23.60				
	S	25.50	-8.09		Sable moyen: jaune-brun, la composition est principalement en feldspath et quartz, la nature de sable est relativement pure, saturé, meuble à consolidation moyenne.	N'=3,3 26.60-26.80	13 25.80-26.00				
	Ap	26.80	-9.39			N=5,11,12 28.20-28.65	14 27.60-27.80				
	G	28.90	-11.49		Argile peu plastique: noir gris, intercalée avec 20% de petites graviers, la viscosité est relativement forte, carotte en forme de cylindre, plastique dure.	N'=45,50 瓦 30.80-30.92	15 30.00-30.20				
					Grave fine: grisâtre, la composition granulométrique est principalement en grès et quartzite, la nature de sol n'est pas homogène, granules en forme sub-ronde, consolidation très dense et saturée.						
		33.00	-15.59								

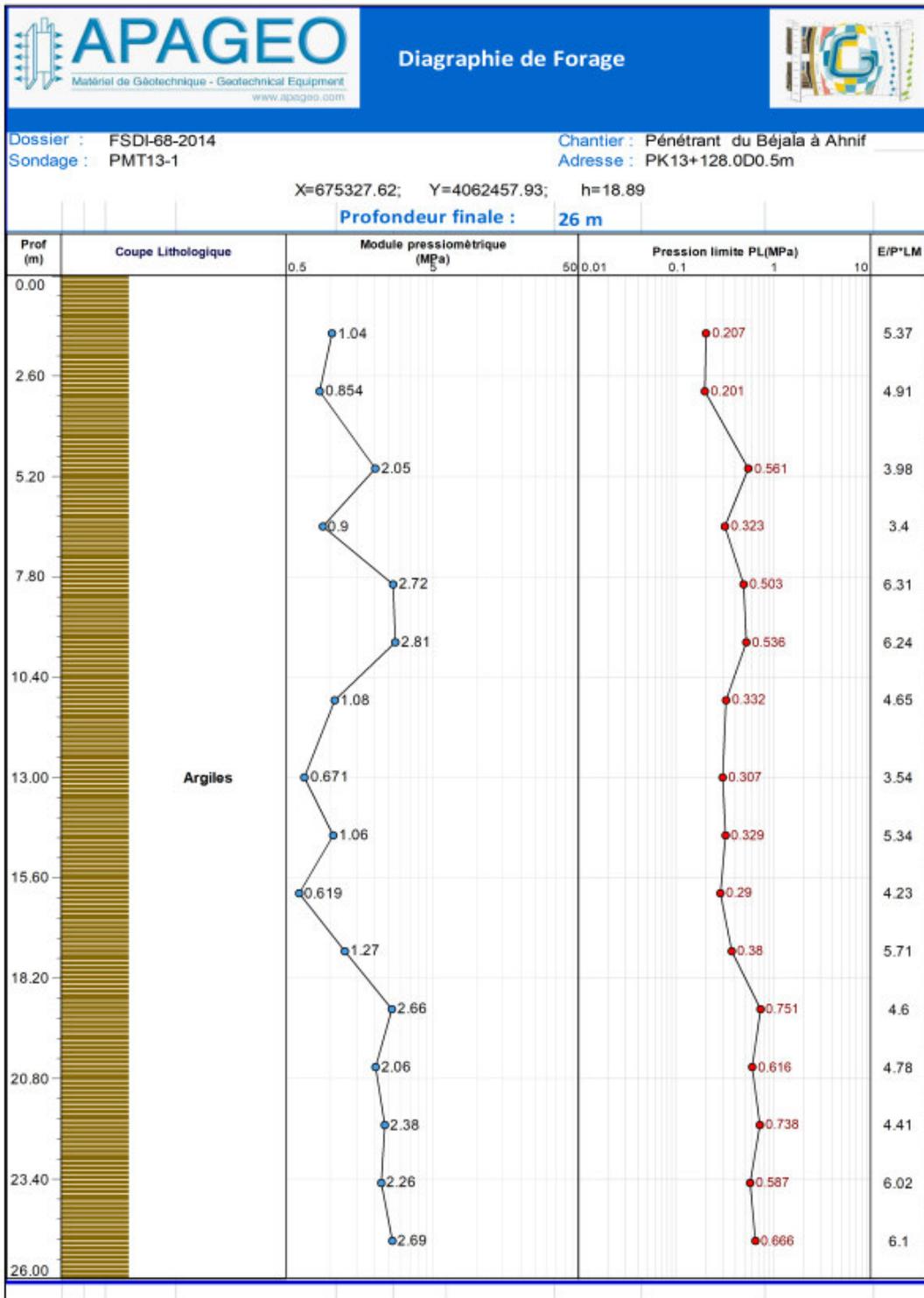
LOG DE SONDAGE										
DESIGNATION DES TRAVAUX: RMBLAI						NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		3.30 m		
						NIVEAU D'EAU STABLE		3.20 m		
Sondage N°		RSC13-2		POSITION DE SONDAGE		PK13+349.6D11.9		PROFONDEUR DE SONDAGE		10.50 m
COTE DE TERRAIN		17.82 m		METHODE DE SONDAGE		CIRCULATION INVERSE		COORDONNEES DE SONDAGE		E 675162.81
COTE DE SONDAGE		17.82 m		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		COORDONNEES DE SONDAGE		N 4062306.14
								DATE DE DEBUT		2013-11-21
								DATE DE FIN		2013-11-22
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:100	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD) %	
1	TV	1.00	16.82		Terre végétale: brune, hétérogène, intercalée avec beaucoup de racines végétales, un peu humide, lâche.					
2	Ap	7.20	10.62		Argile peu plastique: kaki, homogène, la carotte est en forme de cylindre, ferme.	N=2,3,3 1.85-2.30		1 1.40-1.85		
3	Ap					N=2,2,3 3.75-4.20		2 3.30-3.75		
4	Ap					N=2,3,4 5.15-5.60		3 4.70-5.15		
5	Ap	10.50	7.32		Argile peu plastique: livide, peut être transformée en barres de boue de 2mm, la carotte est en forme de cylindre, dans laquelle qu' on trouve des rayures en jaune d'oxyde de fer, ferme.	N=2,2,3 7.00-7.45		4 6.55-7.00		
						N=2,3,3 9.35-9.80		5 8.90-9.10		

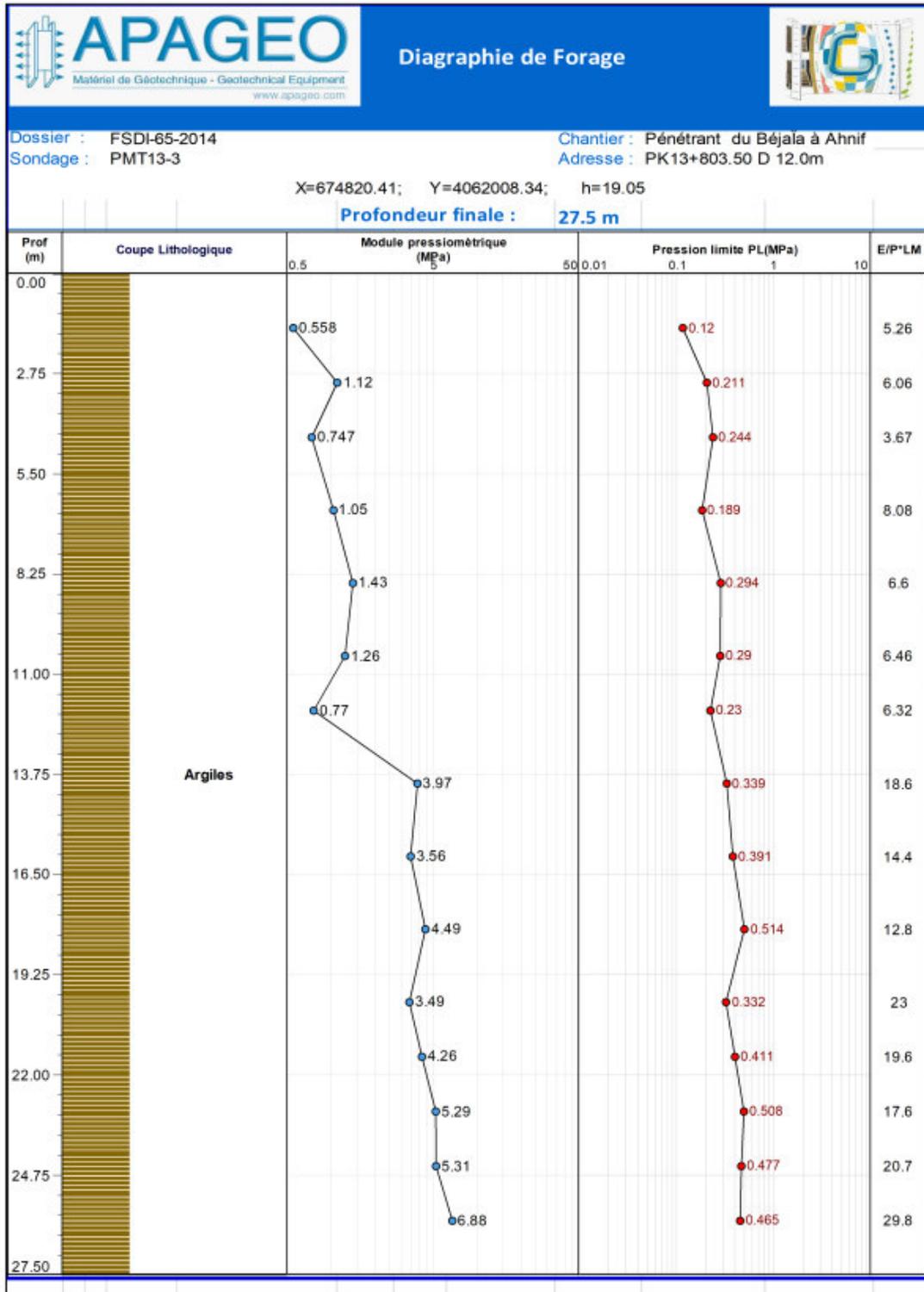
LOG DE SONDAGE									
DESIGNATION DES TRAVAUX: REMBLAI ET DALOT							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	3.40	m
							NIVEAU D'EAU STABLE	3.20	m
Sondage N°	RSC14-1	POSITION DE SONDAGE			PK14+046.3D17.5		PROFONDEUR DE SONDAGE	18.20 m	
COTE DE TERRAIN	18.00	m	METHODE DE SONDAGE	CIRCULATION INVERSE	COORDONEES DE SONDAGE	E	674605.16	DATE DE DEBUT	2013/11/08
COTE DE SONDAGE	18.00	m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B	COORDONEES DE SONDAGE	N	4061922.81	DATE DE FIN	2013/11/10
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:150	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD) %	
				▽ 18.00		PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE		20 40 60 80	
①	TV	0.80	17.20		Terre végétale: brune, intercalée avec beaucoup de racines végétales, sèche, ferme, lâche.		1		
					Argile peu plastique: jaunâtre, homogène, carottée en forme de cylindre, 0.8-2.5m très ferme, 2.5-9.2m très molle - molle.	N=2,3,3 1.50-1.95	0.90-1.50		
②	Ap					N=2,2,3 3.60-4.05	2	3.00-3.60	
		9.20	8.80			N=1,2,3 6.00-6.45	3	5.40-6.00	
						N=2,3,3 7.60-8.05	4	7.00-7.60	
							5	10.80-11.40	
						Argile peu plastique: gris noir, homogène, possible d'enrouler un tige de boue de 2mm, carottée en forme de cylindre, dont la couche de 9.30-9.70 m, la couche de 10.30-10.60 m est couche de sable fin, molle. (On a pris un lot d'échantillon d'eau pour ce trou).	N=3,3,3 11.40-11.85	6	13.40-14.00
						N=2,2,3 14.00-14.45	7	16.00-16.60	
		18.20	-0.20			N=2,3,2 16.60-17.05			

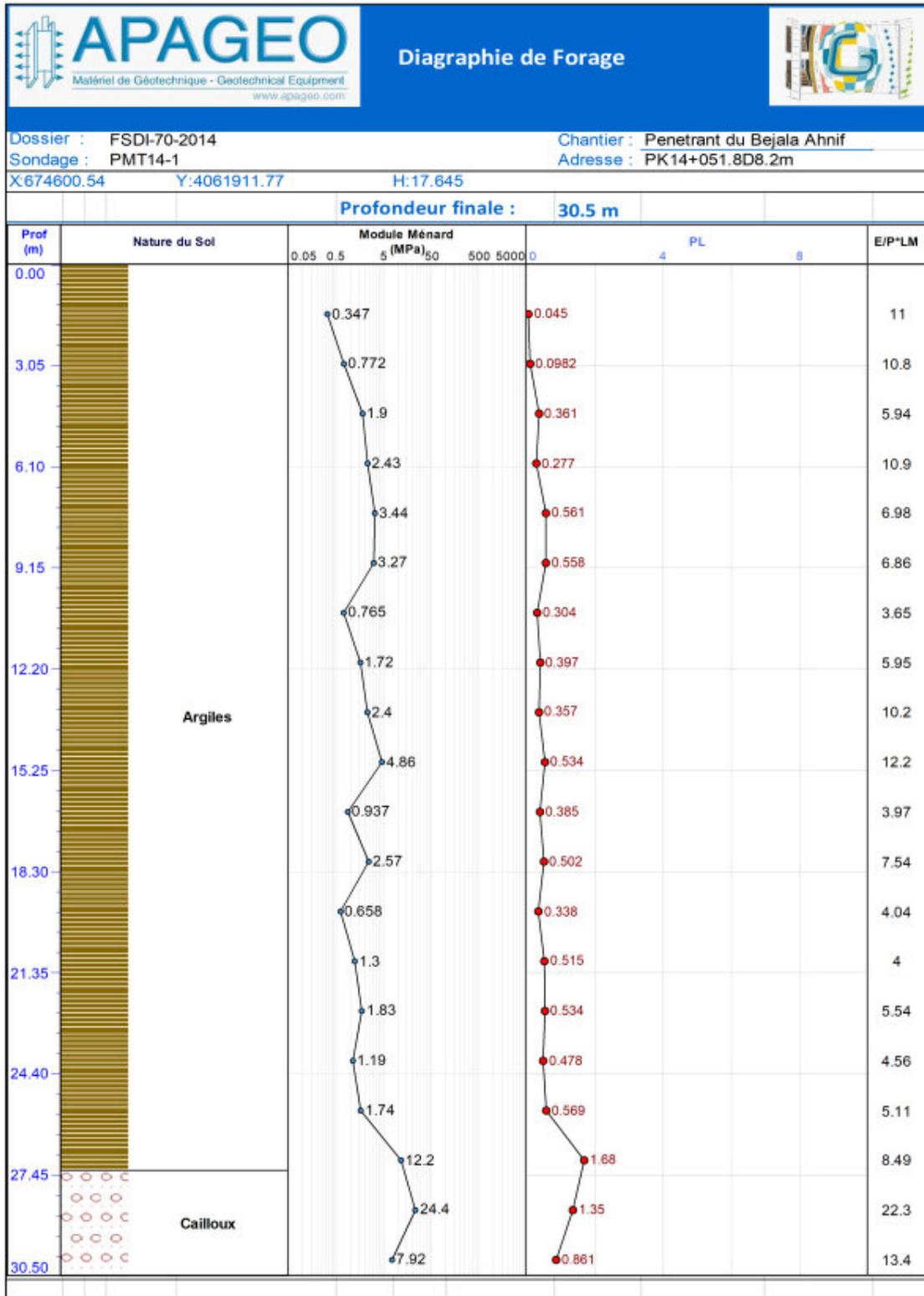
LOG DE SONDAGE									
DESIGNATION DES TRAVAUX: REMBLAI ET DALOT								NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE	3.10 m
								NIVEAU D'EAU STABLE	2.90 m
Sondage N°	RSC14-3	POSITION DE SONDAGE	PK14+184.2D10.9			PROFONDEUR DE SONDAGE	30.20 m		
COTE DE TERRAIN	19.11 m	METHODE DE SONDAGE	CIRCULATION INVERSE	COORDONNEES DE SONDAGE	E	674472.52	DATE DE DEBUT	2013-11-08	
COTE DE SONDAGE	19.11 m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-1B	COORDONNEES DE SONDAGE	N	4061877.92	DATE DE FIN	2013-11-14	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:200	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD) %	
						PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE		20 40 60 80	
①	TV	0.70	18.41		Terre végétale: brune de sol, sèche, meuble, intercalée avec un grand nombre de racines des plantes.		1		
②	Ap	5.80	13.31		Argile peu plastique: jaune brunâtre, molle-ferme, carotte en forme de cylindre.	N=3,4,4 2.20-2.65	2		
						N=2,3,3 4.30-4.75	3		
						N=2,3,3 6.40-6.85	4		
						N=2,3,3 8.60-9.05	5		
						N=2,2,3 10.60-11.05	6		
						N=2,2,2 12.80-13.25	7		
						N=2,2,3 15.30-15.75	8		
						N=2,3,3 17.00-17.45	9		
						N=1,2,3 20.30-20.75	10		
						N=1,2,2 22.20-22.65	11		
						N=2,2,2 24.30-24.75	12		
		27.10	-7.99			N=7,12 27.20-27.40	13		
③	G	30.20	-11.09		Grave moyenne: lividité, avec des grains en forme sub-ronde, la teneur en grains argileux est environ 20%, avec peu de quantité des blocs erratiques locaux, consolidation moyenne, saturée.	N=8,12 28.60-28.80			

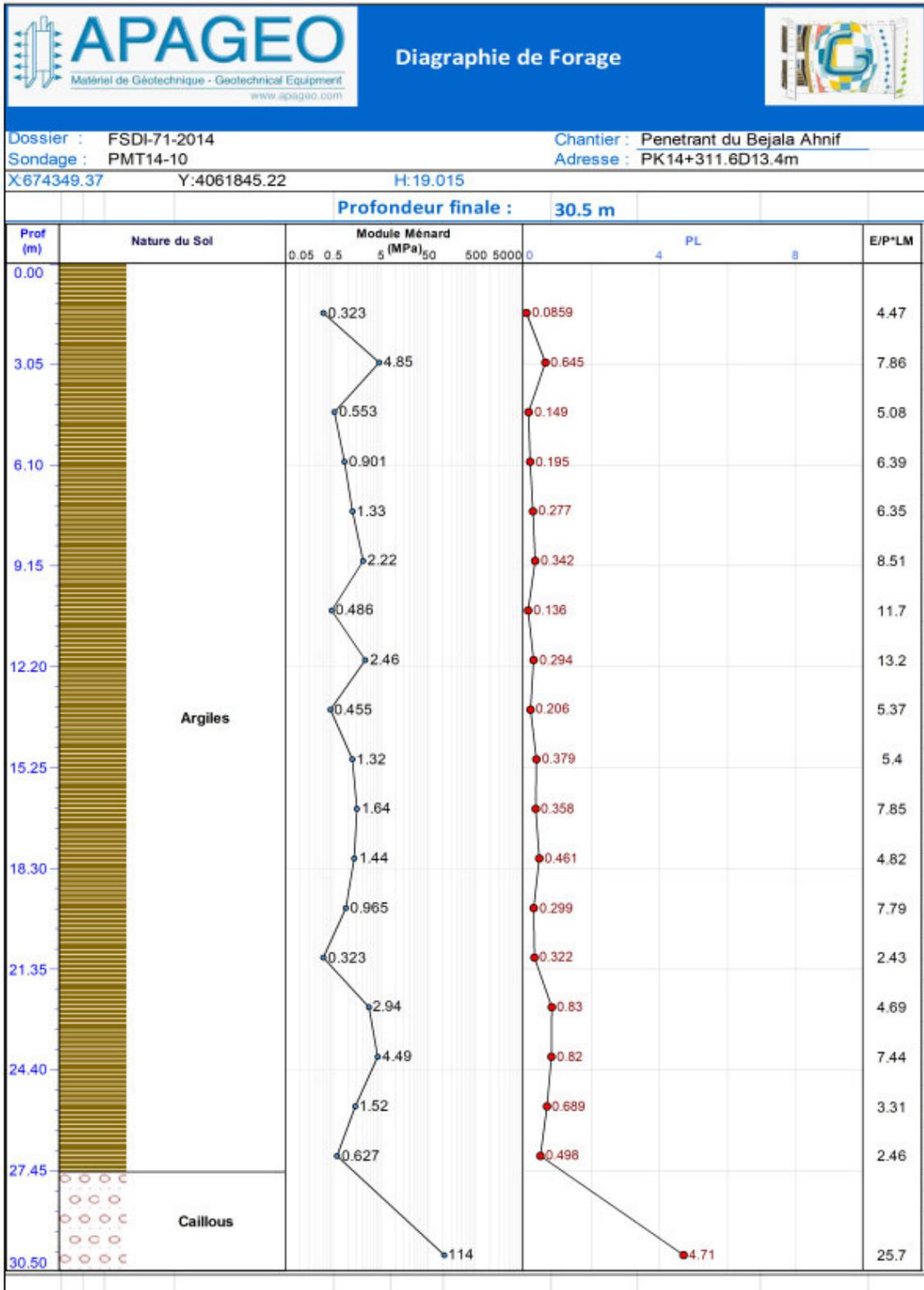


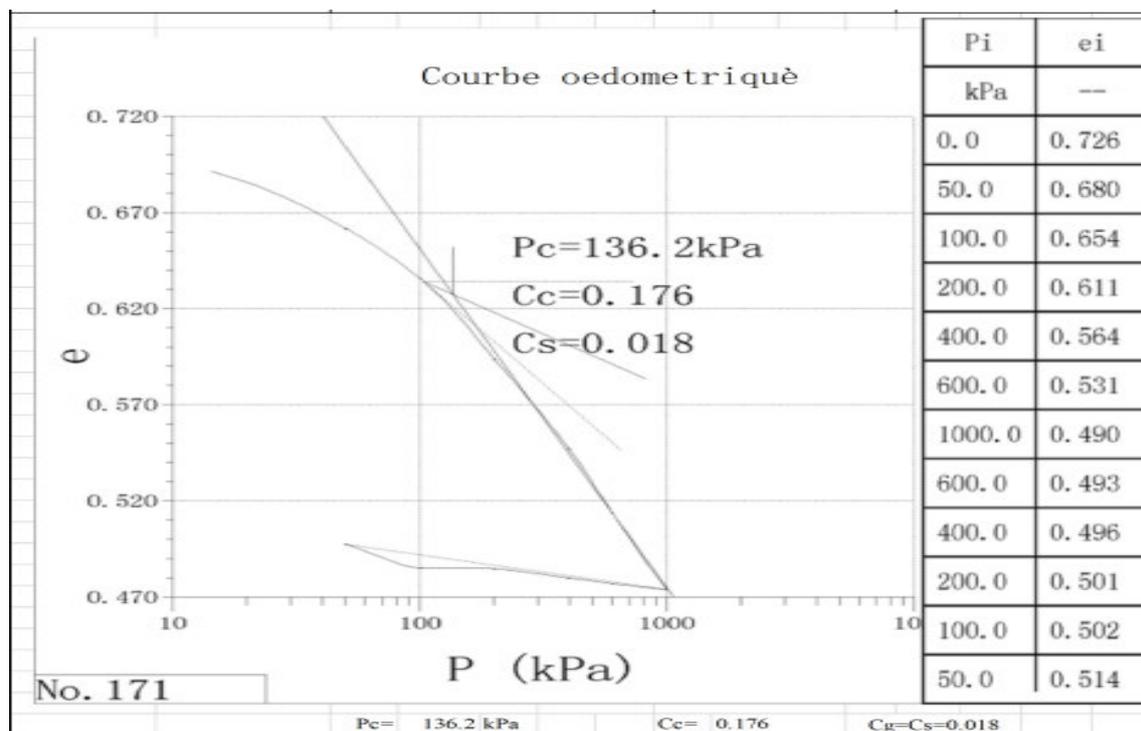
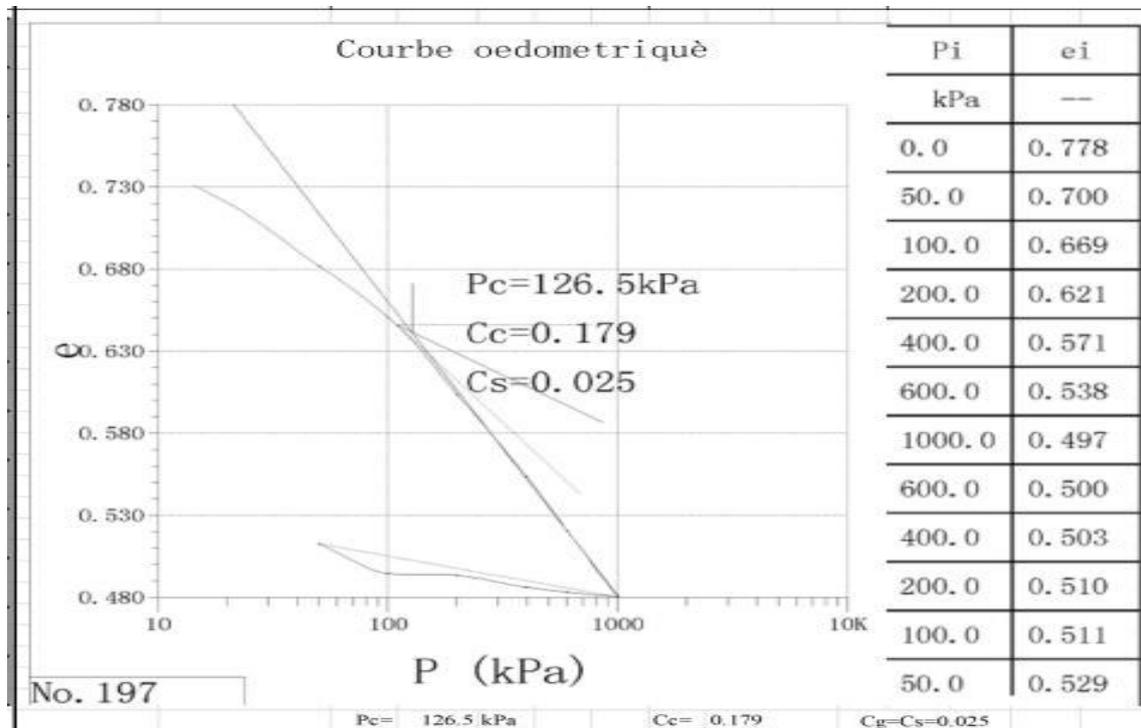


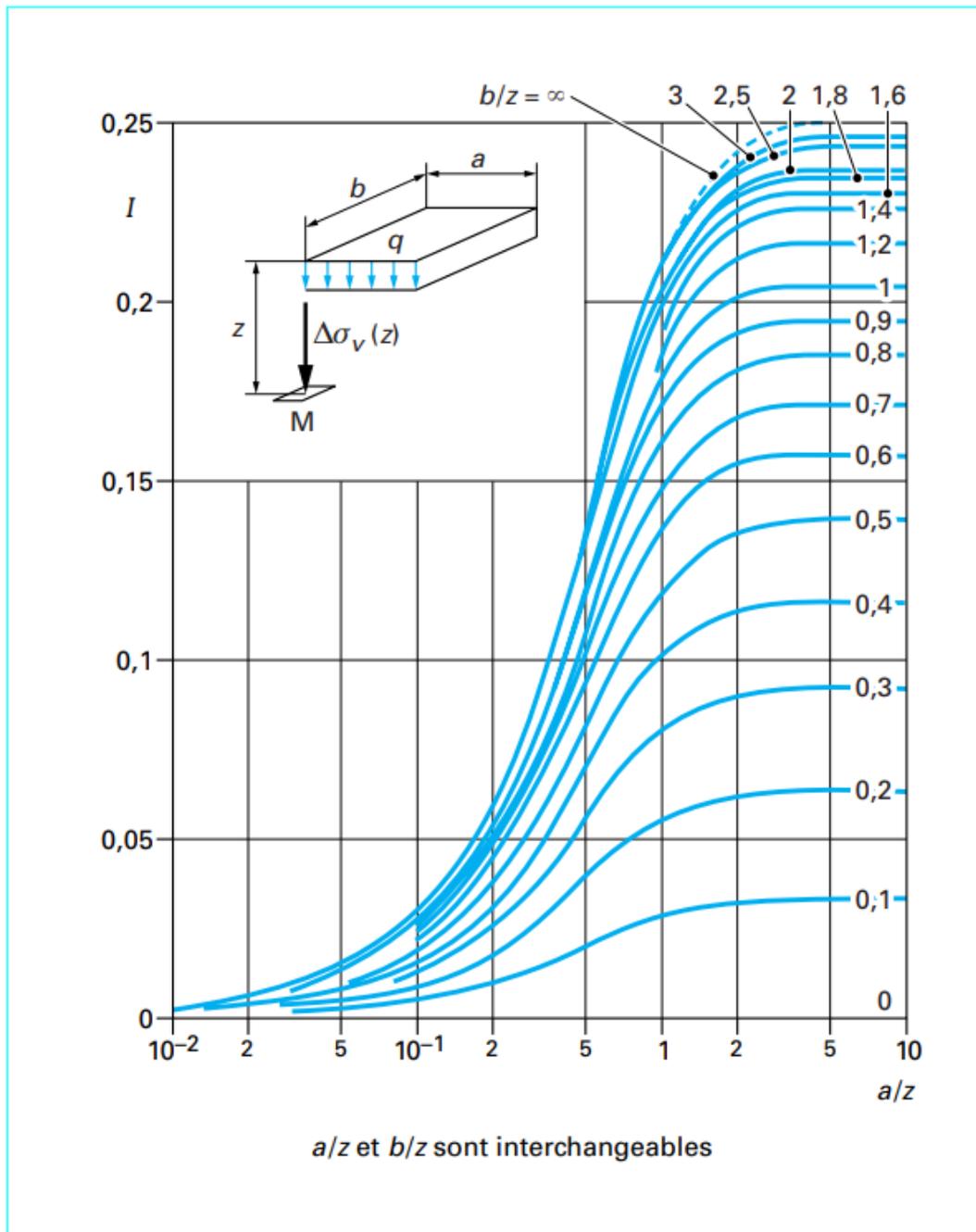




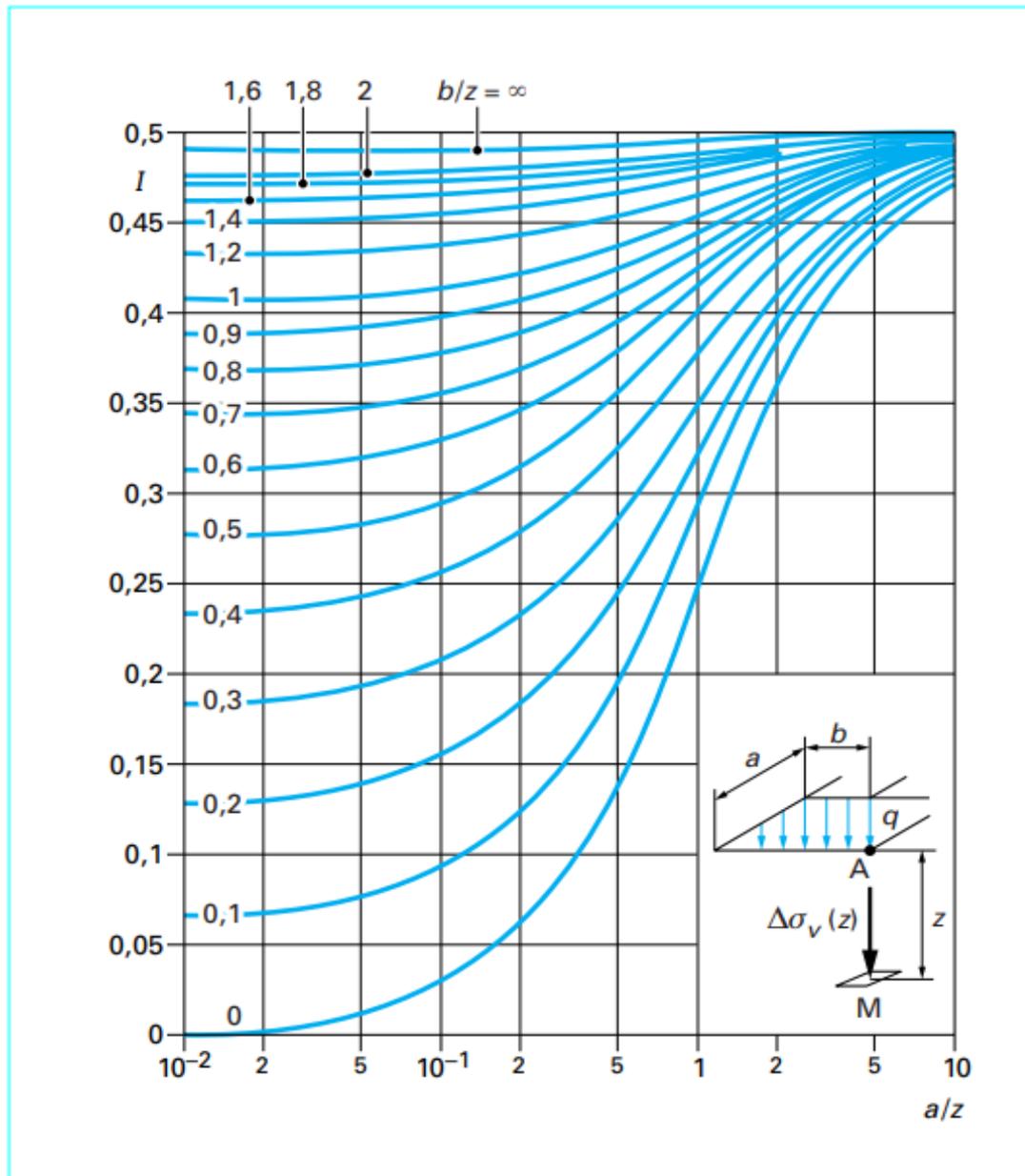








Coefficient d'influence I donnant le supplément de contrainte verticale (z) en un point M situé sous un angle d'un rectangle uniformément chargé.



Coefficient d'influence I donnant le supplément de contrainte verticale (z) en un point du plan vertical passant par A dans le cas d'une bande infinie de section trapézoïdale (remblai).

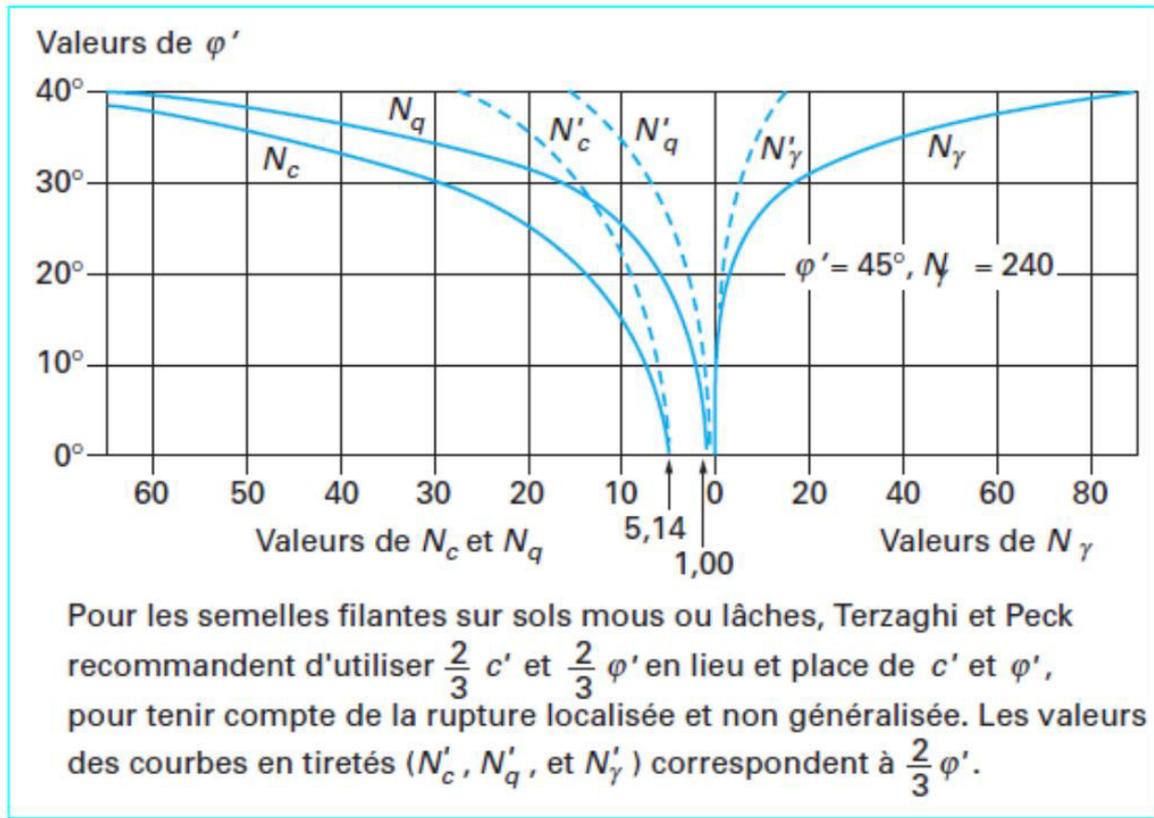
Annexe D : Valeur du coefficient k_p et définition des catégories conventionnelles des sols.

Classe de sol	Valeur de k_p
Argiles et limons A, craies A	$0,8 \cdot \left[1 + 0,25 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Argiles et limons B	$0,8 \cdot \left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Argiles C	$0,8 \cdot \left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sables A	$\left[1 + 0,35 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sables et graves B	$\left[1 + 0,50 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Sables et graves C	$\left[1 + 0,80 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Craies B et C	$1,3 \cdot \left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0,27 \cdot \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{De}{B} \right]$

Valeurs du coefficient k_p selon le fascicule 62.

Classe de sol			Pl (MPa)
Argiles, limons	A	Argiles et limons mous	< 0,7
	B	Argiles et limons fermes	1,2 – 2,0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2,5
Sables, graves	A	Lâches	< 0,5
	B	Moyennement compacts	1,0 – 2,0
	C	Compacts	> 2,5
Craies	A	Molles	< 0,7
	B	Altérées	1,0 – 2,5
	C	Compactes	> 3,0
Marnes – Marno-calcaire	A	Tendres	1,5 – 4,0
	B	Compacts	> 4,5
Roches	A	Altérées	2,5 – 4,0
	B	Fragmentées	> 4,5

Définition des catégories conventionnelles des sols.



Valeurs des facteurs de portance recommandés par Terzaghi et Peck.

Valeurs des facteurs de portance selon le DTU.13.12(1988)			
φ (°)	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00