

République Algérienne Démocratique et Populaire

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي



Ecole Nationale Supérieure
des Travaux Publics
المدرسة الوطنية العليا للأشغال العمومية

Mémoire

Pour l'Obtention du Diplôme
de MASTER en TRAVAUX PUBLICS
Option : Matériaux & Structures

Thème

**Etude numérique de la stabilisation d'un remblai
sur sols compressibles par drains verticaux**

Proposé par : ANA

Encadré par :

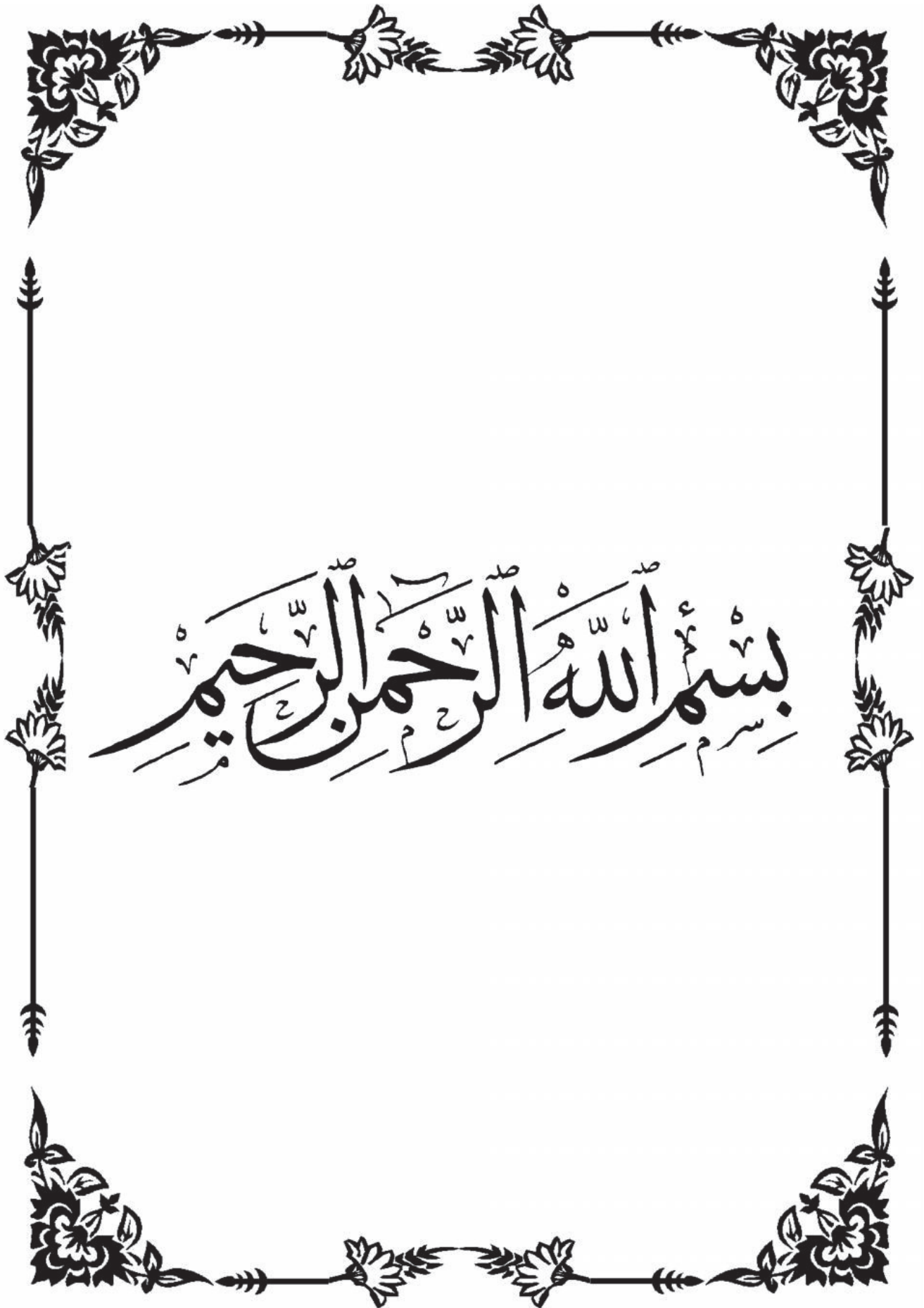
Pr DERRICHE Zohra

Présenté par :

BENAMARA Aimad Eddine

Promotion 2015

Ecole Nationale Supérieure des Travaux Publics. Garidi. Kouba.



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement

En premier lieu je remercie Allah le tout puissant qui ma donné le courage, la force et la volonté pour réaliser ce modeste travail.

J'adresse mes vifs remerciements à ma Promotrice Mme. Derriche pour le travail colossale qu'elle fait et l'aide qu'elle ma a apporté et pour m'avoir encadré et accompagné tout au long de ce travail,

Je voudrai aussi remercier toute la famille de

L'ENSTP.

En fin je tiens à remercier tous ceux qui ont contribués de près ou de loin à la bonne réalisation de ce travail.

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A la lumière de ma vie, à mes parents. J'espère qu'ils

Trouveront ici le fruit de leurs sacrifices pour moi

A mon frère, à ma sœur, ainsi qu'à toute ma famille A

La mémoire de mon grand-père et ma grand-mère

Que Allah les accueille dans son vaste paradis

A mes amis et surtout mes camarades de la promotion

2015

Aimad Eddine

RÉSUMÉ

Dans ce mémoire on va étudier numériquement avec un logiciel que est PLAXIS un remblai sur sol compressible en se basent sur une étude analytique faite sur ce projet.

Dans ce mémoire de master on a vu les points suivants :

Premièrement, Une recherche bibliographique sur les problèmes des sols compressible, la solution drains verticaux, la théorie de la consolidation vertical et radiale et une recherche sur les technique de modélisation numérique.

Deuxièmement, Une présentation géométrique et géologique et géotechnique du cas à étudier, présentation des caractéristiques géotechniques du sol compressible et les matériaux du remblai, présentation des résultats de l'étude analytique de la stabilité et du tassement.

Une étude d'un cas qui est remblai sur sol compressible du PK12+800 au PK14+480 de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif a l'aide du logiciel PLAXIS.

Modélisation du remblai sur sol compressible avant le traitement pour démontré la présence de problème de tassement et de consolidation. Des tassements de l'ordre de 1m et un temps de consolidation de 15,6 ans.

Modélisation de la solution drains verticaux en variant la longueur (15 m et 26 m) et en variant aussi le diamètre d'influence D_{inf} (1, 1,5, 2, 2,5). Le model le plus efficace qu'on a trouvé est (L=15 m . $D_{inf} = 2 m$).

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V-1 : Valeurs moyennes des caractéristiques de cisaillement de la couche d'argile saturé	41
Tableau VI-1 : calcul des coefficients de sécurité	44
Tableau VI-2 : Caractéristiques des matériaux à court terme	44
Tableau VI-3 : caractéristiques des matériaux à long terme.....	45
Tableau VI-4 : synthèse des résultats de stabilité au glissement.....	47
Tableau VI-5 : Tassement final	47
Tableau VI-6 : évolution des tassements au court du temps	47
Tableau VII-1 : Planning de construction.....	48
Tableau VIII-1 : les paramètres géotechniques de chaque type de sol.....	55

LISTE DES FIGURES

Figure II-1 : Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-Kelvin (tiré de Magnan 2000).	18
Figure II-2 : Degré de consolidation verticale U_v (%) en fonction du facteur temps ($T_v=T$) pour un drainage vers le haut seulement (Terzaghi, 1943; voir aussi Bowles, 1984).....	20
Figure II-3 : Solution de l'équation de Gibson (petites déformations) pour des résidus déposés avec une vitesse de remplissage m (m/s) constante (tiré de Blight 2010)	21
Figure II-4 : Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intact (adapté de Leo, 2004).	23
Figure II-5 : Degré de consolidation en fonction du facteur temps T de consolidation; courbe a) pour un écoulement vertical dans une couche argile, drainée en bas et en haut (avec $T = T_v$); courbes b) pour un écoulement radial (avec $T = T_h$) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport $n = r_e / r_w$ (adopté de Barron 1948)....	24
Figure II-6 : Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant du drainage vertical et radial (Rixner et al., 1986).	26
Figure II-7 : Degré de consolidation tridimensionnelle selon l'équation de Carillo (1942) (tiré de http://www.civil.usherbrooke.ca/cours/gci315/Power-chap7.pdf page 23	27
Figure II-8 : a) chargement instantané b) chargement progressif (Leo 2004); q représente la contrainte appliquée et t est le temps.	28
Figure II-9 : Exemples des drains plats (NF P 94-337, 2007).....	29
Figure II-10 : Fuseaux granulaires des matériaux qu'il convient d'utiliser pour la réalisation des drains de sable (NF P 94-337, 2007)	30
Figure III-1 : La conversion d'une cellule unitaire axisymétrique à une condition de déformation plane (a) drain circulaire avec écoulement radial axisymétrique, (b) drain long en déformation plane (Indraratna et Redana, 1997).....	31
Figure III-2 : Deux dispositions des drains circulaires verticaux : a) disposition triangulaire, b) disposition carrée (adopté de Rixner et al, 1986).....	32
Figure III-3 : Application de principe de la cellule unitaire.....	35
Figure IV-1 : pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif.....	35
Figure IV-2 : trace en plan de section N°1 «port de Bejaïa - El kseur ».....	36
Figure IV-3 : photo de terrain agricole traversé au niveau du PK 13+400	36
Figure IV-4 : profil en travers type	37
Figure IV-5 : Tracé en plan	38

Figure IV-6 : Profil en long	38
Figure IV-7 : carte géologique de la zone d'étude.....	39
Figure VI-1 : modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN à court terme .	45
Figure VI-2 : modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN à long terme ...	45
Figure VI-3 : modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN à long terme avec prise en compte de l'effet sismique.....	46
Figure VII-1 : Etapes de construction	48
Figure VII-2 : Image des Géodrains utilisés-AFITEX DV 5000 (AFITEX, 2000).....	49
Figure VII-3 : Abaque de dimensionnement des drains verticaux (MAGNAN, 1983)	50
Figure VII-4 : Schéma d'installation de drains verticaux.....	51
Figure VIII-1 : exemple d'un model géométrique avec logiciel PLAXIS.....	55
Figure VIII-2 : exemple d'un model géométrique avec logiciel PLAXIS.....	56
Figure VIII-3 : affectation des matériaux pour chaque couche	57
Figure VIII-4 : génération du maillage.....	58
Figure VIII-5 : Résultat de génération des pressions hydrauliques	59
Figure VIII-6 : Résultat de génération des pressions hydrauliques	59
Figure VIII-7 : Résultat de génération des contraintes initiales	60
Figure VIII-8 : exemple De déformé d'un maillage.....	62
Figure VIII-9 : le modelé de référence pour la modélisation « Avant le traitement »	63
Figure VIII-10 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de x et y	63
Figure VIII-11 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	64
Figure VIII-12 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	65
Figure VIII-13 : le modelé de référence pour la modélisation « Solution drains verticaux » (L=15m).....	66
Figure VIII-14 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	67
Figure VIII-15 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	68
Figure VIII-16 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	68
Figure VIII-17 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	70
Figure VIII-18 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	71
Figure VIII-19 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	71

Figure VIII-20 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	73
Figure VIII-21 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	73
Figure VIII-22 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	74
Figure VIII-23 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	75
Figure VIII-24 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	76
Figure VIII-25 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	77
Figure VIII-26 : le modelé de référence pour la modélisation « Solution drains verticaux » (L=26m)	78
Figure VIII-27 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	78
Figure VIII-28 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	79
Figure VIII-29 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	80
Figure VIII-30 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	81
Figure VIII-31 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	81
Figure VIII-32 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	82
Figure VIII-33 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y	83
Figure VIII-34 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points	84
Figure VIII-35 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points	84

TABLE DES MATIÈRES

INTRODUCTION GENERAL	1
----------------------------	---

Chapitre N°1 : Recherche bibliographique

I. LES SOLS COMPRESSIBLE	14
1. Nature géologique et géotechnique des sols compressibles	14
1.1. Caractères généraux	14
2. Problèmes posées par le franchissement des zones de sols compressibles par des remblais routiers ou autoroutiers.....	16
II. CONSOLIDATION VERTICALE ET RADIALE DES SOLS FINS	17
1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle.....	17
1.1. Théorie de Terzaghi	17
1.2. Théorie de Gibson (1958)	20
2. Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux.....	21
2.1. Approche de Barron.....	21
2.2. Solution de Hansbo	24
3. Consolidation radiale et verticale.....	24
3.1. Théorème de Carillo (1942)	24
3.2. Solutions de Leo (2004)	24
4. Caractéristique géométrique d'une installation des drains verticaux.....	24
III. TECHNIQUES DE MODELISATION DES DRAINS VERTICAUX	30
1. Modèle de consolidation en déformation plane	30
1.1. Méthode N°1	30
1.2. Méthode N°2	32
2. Modèle de la cellule unitaire.....	32
2.1. Réduction au cas d'un drain isolée : zone d'influence	32

V.	RESULTAT DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE	40
1.	Reconnaissance géotechnique du sol support	40
2.	Identification de matériau de remblai	41
VI.	RESULTATS DE L'ETUDE DE STABILITE DU REMBLAI ET L'ETUDE DES TASSEMENT	44
1.	Stabilité au poinçonnement	44
2.1.	Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement	44
2.	Etude de stabilité au glissement	44
2.1.	Vérification à court terme	44
2.2.	Vérification à long terme	45
2.3.	Vérification à long terme avec prise en compte de l'effet sismique	46
2.4.	Coefficient de sécurité admissible	46
3.	Etude des tassements	46
3.1.	Amplitude des tassement	46
3.2.	Vitesse de consolidation	46
4.	Conclusion	46
VII.	RESULTAT DE L'ETUDE DES DRAINS VERTICAUX	48
1.	Planning de construction par étapes	48
2.	Dimensionnement des drains verticaux	48
2.1.	Choix du type de drain	48
2.2.	Diamètre équivalent des Géodrains	49
2.3.	Diamètre d'influence	50
3.	Conclusion	51
VIII.	ETUDE NUMERIQUE	53
1.	Introduction	53
2.	Présentation du logiciel (PLAXIS)	53
2.1.	Les points forts de Plaxis	53
2.2.	La démarche de modélisation avec Plaxis	53

3. Modélisation avant le traitement (Remblai sur sol compressible)	61
4. Modélisation de la solution drains verticaux (étude paramétrique)	63
1. Pour une longueur des drains de 15m	64
2. Pour une longueur des drains de 26 m	70
3. Synthèse generale.....	70
4. Conclusion.....	70
CONCLUSION GENERAL.....	84
REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE.....	85

INTRODUCTION GENERAL

Le domaine de recherche est très difficile, il demande énormément de travail , pour le présent document on va faire une initiation à la recherche dans le domaine de la géotechnique, en faisant une Etude numérique de la Stabilisation d'un remblai sur sols compressibles par drains verticaux qui a été étudié analytiquement au paravent dans un mémoire d'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux public (étude d'un remblai sur sol compressible du PK12+800 au PK14+480de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif).

L'objectif du présent mémoire est de compléter l'étude analytique faite au paravent et comparer les résultats numérique et analytique.

Une étude paramétrique sera faite dans le but d'arriver à un modèle et une solution optimale (la meure structure des drains verticaux) en variant le diamètre d'influence et la longueur pour régler les problèmes de tassement et de temps de consolidation existant.

L'étude comporte deux étapes :

- 1^{ère} étape : dans cette partie on va faire une recherche bibliographique sur les sols compressible et voire les problèmes qu'il présente, les drains verticaux et la modélisation numérique.
- 2^{ème} étape : pour cette partie on va étudier un cas réel qui est un remblai sur sol compressible qui présente des problèmes de tassement excessif et des problèmes de consolidation en utilisant un logiciel basé sur les éléments finie.

I. LES SOLS COMPRESSIBLES

1. Nature géologique et géotechnique des sols compressibles

1.1. Caractères généraux

Les sols compressibles sont caractérisés par :

- Une nature le plus souvent argileuse avec une teneur en matières organiques plus ou moins importante mais rarement négligeable ;
- Une teneur en eau très forte, et un faible poids spécifique apparent (ces sols sont très généralement saturés) ;
- une résistance au cisaillement très faible ;
- une forte compressibilité se traduisant, même sous faible charge, par des amplitudes de tassement notables, la vitesse de tassement décroissant avec le temps, mais ne s'annulant pas en quelques années.

Les sols présentant ces caractères généraux peuvent être classés en trois catégories :

1.1.1. Les vases et argiles molles

Du point de vue géologique, les vases sont des dépôts formés en eau douce ou salée, constituées de grains généralement très fins (inférieurs à 200 μ avec un pourcentage important de particules inférieures à 2 μ) de nature minéralogique variable, disposés en flocons (structure dite en « nids d'abeilles »). La proportion d'eau retenue est assez forte, les particules adhérant les unes aux autres, non pas suivant l'arrangement donnant la plus grande compacité, mais suivant les directions où elles sont entrées en contact.

La vase contient généralement une certaine proportion de matières organiques (le plus souvent inférieure à 10 %). Elle peut être tourbeuse si la présence de certains microorganismes favorise la formation de tourbe. Dans les zones littorales, la présence de chlorure de sodium empêche la prolifération de ces micro-organismes, et de ce fait, la vase déposée n'est pas tourbeuse.

En se consolidant, la vase perd une partie de son eau, la structure lâche se détruit, et la vase se transforme en une argile ou une marne d'autant moins molle que la consolidation est plus importante.

En fait, du point de vue géotechnique, on confond souvent vase et argile molle, pour le géotechnicien, ces sols se caractérisent par :

- une teneur en eau pouvant dépasser 100%, généralement voisine de la limite de liquidité, et un faible poids spécifique sec γ_d (souvent inférieur à 10 kN/m³),
- une teneur en matière organique de 2 à 10% environ,

- une faible cohésion non drainée C_u (de l'ordre de 15 kPa en moyenne),
- une forte compressibilité donnant lieu à des tassements secondaires importants,
- une faible perméabilité,
- un état normalement consolidé(avec surconsolidation en surface, et exceptionnellement sous-cosolidé dans les couches profondes).

1.1.2. Les tourbes

La tourbe résulte de l'accumulation de végétaux décomposés en milieu aqueux à l'abri de l'air sous l'action de champignons et de bactéries. Elle revêt des aspects divers : tourbe molle, fibreuse, ligneuse... suivant la nature des plantes originelles dont elle est issue et le degré de décomposition qu'elle a subit.

Chaque catégorie de tourbe a une structure, une texture et une odeur caractéristique ainsi qu'une capacité de rétention d'eau particulière pouvant varier, par exemple, de 100% à 2000% par rapport au point sec.

Les tourbières se développent, soit dans des marais à eau limpide et fraîche dans lesquels s'accumulent des élément végétaux, soit dans des prairies au sol spongieux, anciens marécages envahis par des roseaux, des joncs et des mousses aquatiques.

Le fait qu'une température assez basse (10 °C au plus) est nécessaire à sa formation, explique que la tourbe que la tourbe se rencontre surtout dans les pays du nord et en montagne.

1.1.3. Autre types de sols compressibles

- Les sols géologiquement anciens mais qui ont subi un remaniement quaternaire (argiles ou limons soliflués) sont généralement compressibles.

Leur hétérogénéité ne permet pas le plus souvent, la détermination de leurs caractéristiques par les méthodes classiques.

- Les limons, les sables lâches, certaines formations calcaires a structure vacuolaire sont caractérisés par une faible portance et une forte compressibilité. Toutefois comme ils sont très perméables, les tassements difficiles à prévoir par les méthodes habituelles se produisent en grande partie pendant le période de chargement.

Les méthodes d'études classiques ne sont pas adaptées à de tels sols. On devra alors prendre des précautions pendant la construction afin que les tassements rapides n'entraînent pas des désordres trop importants. Pour certains sols a structure vacuolaire, une certaine charge est nécessaire pour détruire la structure. On devra alors s'assurer qu'on n'est pas resté en deçà de cette charge ce qui conduirait à une stabilité importante pouvant être remise en cause, s'il s'agit d'un remblai d'accès à un ouvrage, la construction du remblai devra précéder celle de l'ouvrage.

2. Problèmes posés par le franchissement des zones de sols compressibles par des remblais routiers ou autoroutiers

Ces sols de faible consistance se caractérisant donc de point de vue mécanique, par :

- Une faible résistance au cisaillement qui s'accroît avec la consolidation,
- Une grande compressibilité.

Les problèmes posés par ce comportement particulier pourront être évités en franchissant les zones renfermant de tels sols par des ouvrages fondés en profondeur sur pieux encastrés dans le substratum rigide. Toutefois cette solution reste considérablement plus coûteuse que le passage en remblai et ne sera adopté que si les risques résultant de la construction d'un remblai sont trop importants ou si les délais de construction sont trop courts pour permettre d'envisager l'édification d'un remblai en toute sécurité.

Le présent document ne traite que de la solution « remblai ».

Lorsque cette solution est retenue comme possible, les études de mécanique des sols comporteront deux parties distinctes :

- L'étude de stabilité permettant, à partir de caractéristiques de résistance au cisaillement du sol, de préconiser une méthode de construction présentant le moindre risque et conduisant à un meilleur délai d'exécution,
- L'étude des tassements et de leur évolution dans le temps, donnant, à partir des caractéristiques de compressibilité du sol l'ordre de grandeur des déformations possibles pendant et après la construction du remblai.

L'étude de stabilité et de tassement présentent, pour les sols mous, des particularités et les méthodes utilisées diffèrent par fois des méthodes classiques.

Si ces études sont bien menées deux types d'incidents peuvent être évités :

- Les ruptures pendant ou immédiatement après la construction nécessitent des « reprises » qui retardent les travaux ou gênent l'exploitation et qui conduisent souvent à des dépenses élevées,
- Les tassements différentiels excessifs donnant lieu, après la mise en service de la voie, à des déformations importantes de la chaussée. Les rechargements successifs de la chaussée nécessaires pour rattraper ces déformations, sont toujours assez coûteux et n'atténuent que partiellement l'inconfort et l'insécurité ressentis par l'utilisateur.

Dans le cas du travail de master on s'intéresse à l'étude les problèmes d'un sol compressible par la solution drains verticaux.

II. CONSOLIDATION VERTICALE ET RADIALE DES SOLS FINS

1. Théorie de la consolidation unidimensionnelle

1.1. Théorie de Terzaghi

La théorie de la consolidation unidimensionnelle proposée par Terzaghi (1925, 1943) traite la consolidation d'une couche avec des déformations et des écoulements verticaux, pour une charge appliquée instantanément à l'instant initial. Ceci correspond assez bien aux conditions de l'essai œdométrique de laboratoire, pour chaque palier de chargement.

Malgré des hypothèses simplifiant fortement certains aspects du comportement des sols fins, cette théorie reste la référence pour l'analyse de la consolidation, car elle inclut les composantes principales du phénomène et représente correctement les phénomènes observés dans les sols saturés compressibles sous les ouvrages.

La figure I.1 montre un schéma qui décrit le phénomène de consolidation à partir d'une analyse piston-ressort de type Voigt-Kelvin (Magnan, 2000). Au temps initial, (en a) robinet fermé), la charge appliquée à la plaque est transmise directement à l'eau "incompressible", ce qui crée une pression en excès Δ_u par rapport aux conditions d'équilibre hydrostatique ; le ressort n'est donc pas sollicité. Dès l'ouverture du robinet (en b), l'eau sort progressivement avec une quantité proportionnelle à la charge reprise par le ressort (cette proportionnalité est représentée par le facteur α dans la figure I.1). À la fin de la consolidation (en c), la pression d'eau en excès est dissipée ($\Delta_u = 0$) et la pression est à l'équilibre hydrostatique; l'écoulement d'eau s'arrête et la charge appliquée sur la plaque est supportée entièrement par le ressort.

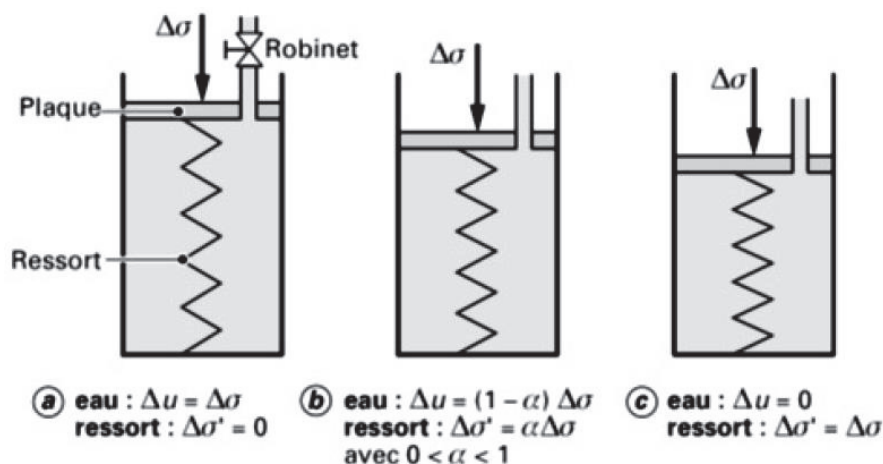


Figure II-1 : Schéma du phénomène de consolidation représenté par un modèle piston-ressort de type Voigt-Kelvin (tiré de Magnan 2000).

Les principales hypothèses de la théorie de la consolidation unidimensionnelle de Terzaghi peuvent être énoncées comme suit (Bowles 1984; Indraratna 1997):

- Le sol est homogène.
- Le sol est saturé pendant toute la consolidation ; il est composé de deux phases seulement, le squelette solide et l'eau interstitielle.
- L'eau et les particules solides sont incompressibles.
- Les déformations du squelette sont uniquement verticales.
- Il existe une relation linéaire entre la contrainte effective appliquée au squelette et la variation de volume (qui est proportionnelle aux déformations verticales); cette compressibilité peut être décrite par la relation entre la variation de l'indice des vides Δ_e et la variation de la contrainte effective verticale $\Delta_{\sigma'_{v}}$.
- L'écoulement de l'eau interstitielle est uniquement vertical.
- La loi de Darcy s'applique quelle que soit la valeur du gradient hydraulique.
- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche de sol pendant toute la durée de la consolidation.
- Les déformations du sol sont petites pendant la consolidation.

L'équation de la consolidation unidimensionnelle (voir éq II.1) et les conditions aux limites permettent de déterminer l'évolution au cours du temps de la surpression interstitielle (contraintes effectives) à l'intérieur de la couche de sol.

L'équation différentielle générale de consolidation de Terzaghi prend la forme suivante (Barron, 1948) :

$$\frac{C_v}{\partial Z^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.1})$$

Avec : $Z = z/h$, ou z est la profondeur de point de mesure et h est l'épaisseur du sol.

Pour des conditions initiales et aux limites régulières, la solution de cette équation est donnée par un développement en série (e. g. Bowles, 1984). La résolution s'effectue après transformation de l'équation différentielle II.1 en une équation adimensionnelle, au moyen des variables suivantes :

$$C_v = \frac{(1+e_0)}{\gamma_w a_v} \quad (\text{II.2})$$

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (\text{II.3})$$

Où t est le temps (en seconde) associé au facteur temps T_v

Dans ces équations :

e_0 : Indice des vides initial (-)

K : Conductivité hydraulique saturée (m/s)

U : Pression interstitielle (kPa)

γ_w : Poids volumique de l'eau interstitielle (kN/m)

a_v : Coefficient de compressibilité (kPa)

C_v : Coefficient de consolidation verticale (cm)

H : Distance de drainage de la couche; la valeur de H est égale à l'épaisseur ou à n demi-épaisseur selon que la couche est limitée par une surface drainante et une surface imperméable ou par deux surfaces drainantes.

Le degré de consolidation U_v est lié au facteur temps T_v par la relation suivante (Terzaghi 1943; Bowles, 1984):

$$U_v(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{1}{(2m+1)^2} \exp\left[-(2m+1)^2 \pi^2 \frac{T_v}{4}\right] \quad (\text{II.4})$$

Figure II-2 montre une représentation graphique de l'équation (2.4) pour des valeurs de T_v qui varient de 0 à 0,9. Cette figure montre que l'augmentation du facteur temps T_v entraîne une augmentation de degré de la consolidation verticale. L'augmentation de l'épaisseur de la couche H affecte également le degré de consolidation verticale.

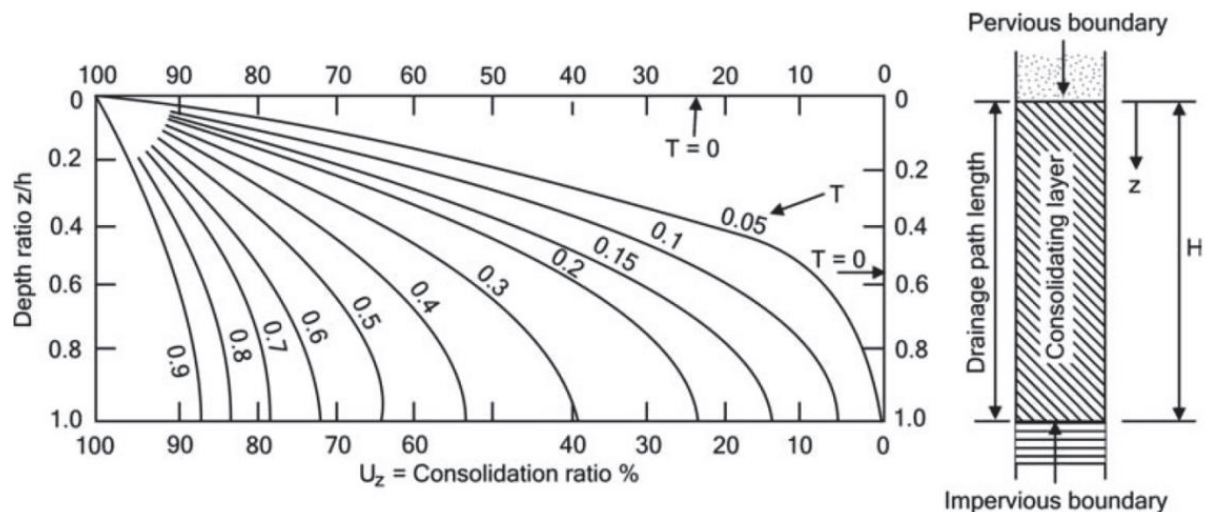


Figure II-2 : Degré de consolidation verticale U_v (%) en fonction du facteur temps ($T_v=T$) pour un drainage vers le haut seulement (Terzaghi, 1943; voir aussi Bowles, 1984)

1.2. Théorie de Gibson (1958)

La théorie de la consolidation de Terzaghi traite de la consolidation de couches de sols fins qui ont des dimensions fixes dans le temps. Toutefois, pour des résidus miniers saturés, qui sont déposés en couches horizontales successives, l'épaisseur (ou la profondeur) augmente progressivement. Par conséquent, les contraintes à un point particulier ainsi que la longueur du trajet de drainage sont augmentées avec le temps.

Gibson (1958) a proposé une extension de la théorie de Terzaghi qui prend en compte les effets d'une déposition continue (équation II.5). Son extension comprend un terme supplémentaire pour tenir compte de l'augmentation de la charge et de la longueur du trajet de drainage; Cette équation peut s'écrire comme suit :

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} - \gamma' \frac{dh}{dt} \quad (\text{II.5})$$

Où γ' est le poids unitaire (ou volumique) submergé.

Deux solutions à l'équation de Gibson (1958) sont représentées graphiquement sur la figure III.3.

La figure II.3a représente cette solution pour un drainage double (la surface et la base sont perméables); la figure II.3b est applicable au cas d'un drainage vers le haut seulement.

L'équation II.5 et la figure II.3 permettent d'estimer graphiquement le degré de consolidation $U(\%) (= 1 - u / \gamma' \cdot h)$ à partir du facteur du temps $T (= T_v = m^2 t / C_v)$ et de la profondeur ($x/h = z/h$).

Sur la figure II.3, m représente le taux de remplissage $m (= \Delta h / \Delta t \text{ (m/s)})$, t (s) est le temps de déposition du matériau et C_v (m^2/s) est le coefficient de consolidation vertical.

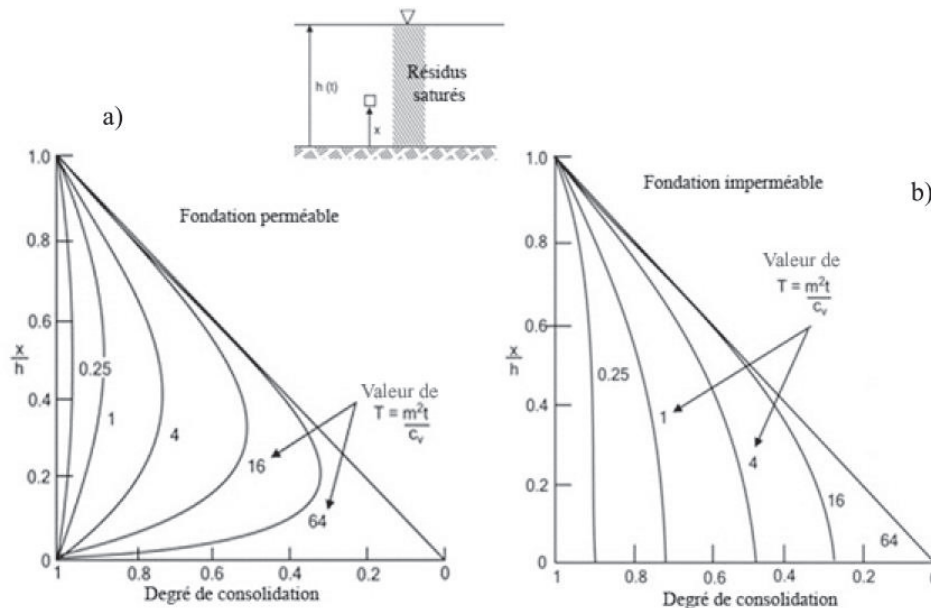


Figure II-3 : Solution de l'équation de Gibson (petites déformations) pour des résidus déposés avec une vitesse de remplissage m (m/s) constante (tiré de Blight 2010)

2. Théorie de la consolidation horizontale autour des drains verticaux

La théorie de base de la consolidation radiale autour d'un drain vertical est une extension de la théorie de consolidation unidimensionnelle de Terzaghi (1925). Le coefficient de consolidation horizontale C_h est souvent plus grand que le coefficient de consolidation vertical C_v . Par conséquent, les drains peuvent favoriser le drainage horizontal (surtout s'ils sont rapprochés), ce qui peut provoquer une accélération de la consolidation et l'amélioration de la résistance des sols fins.

La considération (ou non) des effets de la zone de transition et de la résistance de puits affecte considérablement l'efficacité des drains verticaux (Barron, 1948 ; Hansbo 1961, 1981 ; Indraratna et Bamunawita 2002). Ces effets sont décrits brièvement dans ce qui suit.

La zone de transition Lors de l'installation des drains verticaux, il peut y avoir un changement des propriétés mécaniques et hydriques des sols qui les entourent. Ce changement se traduit par une réduction de la conductivité hydraulique et une augmentation de la compressibilité dans cette zone de transition. La résistance du puits est due à une perte de charge (ou une résistance à l'écoulement de l'eau) dans le drain vertical. La résistance du puits augmente s'il y a une augmentation de la longueur du drain ou une diminution de la largeur du drain ou de sa conductivité hydraulique. Cette résistance retarde la dissipation de la pression interstitielle et le tassement. Les principaux facteurs qui augmentent la résistance de puits sont (Indraratna et Bamunawita, 2002) :

- La déformation du drain.
- Le passage des particules fines dans le drain.
- La détérioration du drain.

Certaines de ces solutions présentées dans les sections qui suivent tiennent compte de ces effets.

2.1. Approche de Barron

Dans le cas d'une couche qui se consolide avec des déformations verticales égales en tout point, la quantité d'eau qui sort d'un drain circulaire entouré d'un anneau de sol (présenté à la figure II.4) de rayon d_r , de hauteur l et de volume $2\pi r d_r$ est obtenue de l'équation suivante (Barron, 1948) :

$$\frac{\partial Q}{\partial t} = -\frac{K_h}{\gamma_w} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) 2\pi r d_r \quad (\text{II.6})$$

Avec $U_r = U_h$ (voir plus bas) On peut écrire l'équation 2.6 sous la forme :

$$\frac{\partial v}{\partial t} = \frac{-\partial v}{1+e} \frac{\partial u_{\text{moy}}}{\partial t} 2\pi r d_r \quad (\text{II.7})$$

En égalant les équations 2.6 et 2.7 on obtient, après simplification :

$$C_h \left(\frac{1}{r} \frac{\partial u_r}{\partial r} + \frac{\partial^2 u_r}{\partial r^2} \right) = \frac{\partial u_{\text{moy}}}{\partial t} \quad (\text{II.8})$$

$$\text{Et} \quad C_h = \frac{K_h(1+e_0)}{a_v \gamma_w} = \frac{K_h}{m_v \gamma_w} \quad (\text{II.9})$$

Dans ces équations :

- u_r : Pression interstitielle en excès en (kPa)
- u_{moy} : Surpression interstitielle moyenne (kPa)
- e_0 : Indice des vides initial
- K_h : Conductivité hydraulique horizontale (m/s)
- γ_w : Poids volumique de l'eau interstitielle (KN/m³)
- a_v : Coefficient de compressibilité du squelette (= $\Delta e / \Delta \sigma'$) (kPa⁻¹)
- C_h : Coefficient de consolidation horizontale (cm²/s)
- m_v : Coefficient de compressibilité volumique (kPa⁻¹)

Barron (1948) a proposé une solution analytique à ces équations pour le cas de déformations uniformes, (avec ou sans zone de transition au contact du drain). Cette solution peut s'écrire :

$$U_h = 1 - \exp\left(-\frac{8T_h}{F(N)}\right) \quad (\text{II.10})$$

$$\text{Avec :} \quad T_h = \frac{C_h t}{4r_e^2} \quad (\text{II.11})$$

Où : T_h = Facteur du temps (écoulement horizontal)

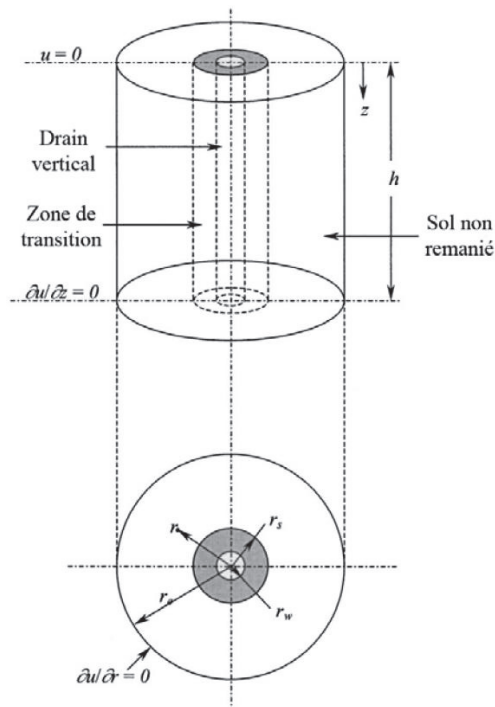


Figure II-4 : Représentation d'un drain vertical avec une zone de transition et une zone de sol intact (adapté de Leo, 2004).

Barron a proposé de négliger l'effet de la résistance de puits, $F(N)$ est alors donné par :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2-s^2} \ln \frac{n}{s} - \frac{3}{4} + \frac{s^2}{4n^2} + \frac{K_h}{K_s} \left(\frac{n^2-s^2}{s^2} \right) \ln(s) \quad (\text{II.12})$$

Si on néglige aussi l'effet de la zone de transition, $F(N)$ devient :

$$F(N) = \frac{n^2}{n^2-1^2} \ln n - \frac{3}{4} \quad (\text{II.13})$$

Dans ces équations, K_h et K_s représentent la conductivité hydraulique horizontale du sol intact et du sol remanié, respectivement.

Les paramètres n et s sont définis comme suit :

$$n = \frac{r_e}{r_w} = \frac{D}{d} \quad \text{et} \quad s = \frac{r_s}{r_w} \quad (\text{II.14})$$

Où r_e , r_w et r_s représentent le rayon du drain, de la zone de transition et de la zone d'influence du drain, respectivement; D et d représentent le diamètre de la zone d'influence et du drain, respectivement. La figure 1.5 montre la variation du degré de consolidation U_{90} en fonction du facteur temps T cas a) pour un écoulement vertical dans une couche d'argile drainée en bas et en haut (avec $T = T_v$); cas b) pour un écoulement radial (avec $T = T_h$) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport $n = r_e / r_w$. Cette figure montre par exemple que si l'espacement entre les drains est doublé ($n = 5$ à $n = 10$), alors cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% ($= U_r$) de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 4.

Si l'espacement entre les drains est quadruplé ($n = 5$ à $n = 20$), cela augmente le temps nécessaire pour dissiper 90% de la surpression interstitielle par un facteur d'environ 16.

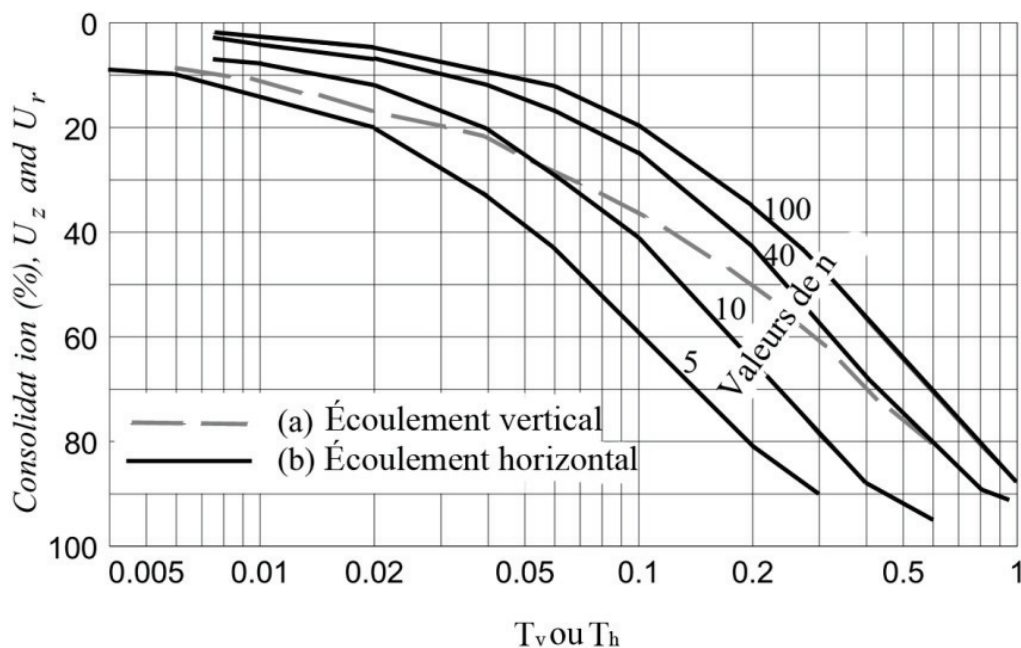


Figure II-5 : Degré de consolidation en fonction du facteur temps T de consolidation; courbe a) pour un écoulement vertical dans une couche argile, drainée en bas et en haut (avec $T = T_v$); courbes b) pour un écoulement radial (avec $T = T_h$) vers un drain vertical dans l'argile avec diverses valeurs du rapport $n = r_e / r_w$ (adopté de Barron 1948).

2.2. Solution de Hansbo

Hansbo (1981) a proposé une solution approximative pour la consolidation autour d'un drain vertical, basée sur l'hypothèse d'une déformation verticale uniforme. Cette solution est une simplification de la solution de Barron (1948). Dans ce cas, le degré de consolidation moyen de consolidation du sol avec un drain vertical est donné par l'équation II.10.

En considérant les effets de la zone de transition et de la résistance de puits, le paramètre (N) utilisé dans cette équation devient :

$$F(N) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{K_h}{K_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} + 2\pi (2l - Z) \left(\frac{K_h}{q_w}\right) \quad (\text{II.15})$$

Où q_w est la Capacité de décharge du drain (i.e. le débit d'évacuation d'eau m^3/s). Si on considère l'effet de la zone de transition seulement (sans l'effet de puits), (N) est donné par :

$$F(N) = \ln\left(\frac{n}{s}\right) + \left(\frac{K_h}{K_s}\right) \ln(s) - \frac{3}{4} \quad (\text{II.16})$$

Si on néglige les deux effets (zone de transition et résistance de puits), le paramètre $F(N)$ devient :

$$F(N) = \ln(n) - \frac{3}{4} \quad (\text{II.17})$$

3. Consolidation radiale et verticale

3.1. Théorème de Carillo (1942)

L'écoulement autour d'un drain se fait usuellement de façon axiale et radiale (figure II.6). L'équation différentielle qui régit le phénomène comporte des dérivées partielles par rapport à r , z et t . Suivant les hypothèses adoptées pour le comportement du sol, cette équation différentielle peut être plus ou moins complexe. Carillo (1942) a simplifié l'analyse de la consolidation tridimensionnelle (radiale et verticale) autour des drains verticaux. Il a évalué séparément la consolidation unidimensionnelle (liée à l'écoulement vertical de l'eau interstitielle) et la consolidation radiale (liée à l'écoulement horizontal de l'eau interstitielle en direction du drain). Le degré de consolidation global s'exprime alors de la façon suivante :

$$U_{rv} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \quad (\text{II.18})$$

Où :

$$U_r = 1 - \frac{U_{r,moy}(r,t)}{U_0} \quad (\text{II.19})$$

et :

$$U_v = 1 - \frac{U_{z,moy}(z,t)}{U_0} \quad (\text{II.20})$$

Dans ces équations,

U_r : Consolidation radiale (horizontale) (%)

U_v : Consolidation verticale (%)

$U_{r,moy}$: Surpression interstitielle moyenne radiale (kPa)

$U_{v,moy}$: Surpression interstitielle moyenne verticale (kPa)

U_0 : Surpression interstitielle initiale (kPa)

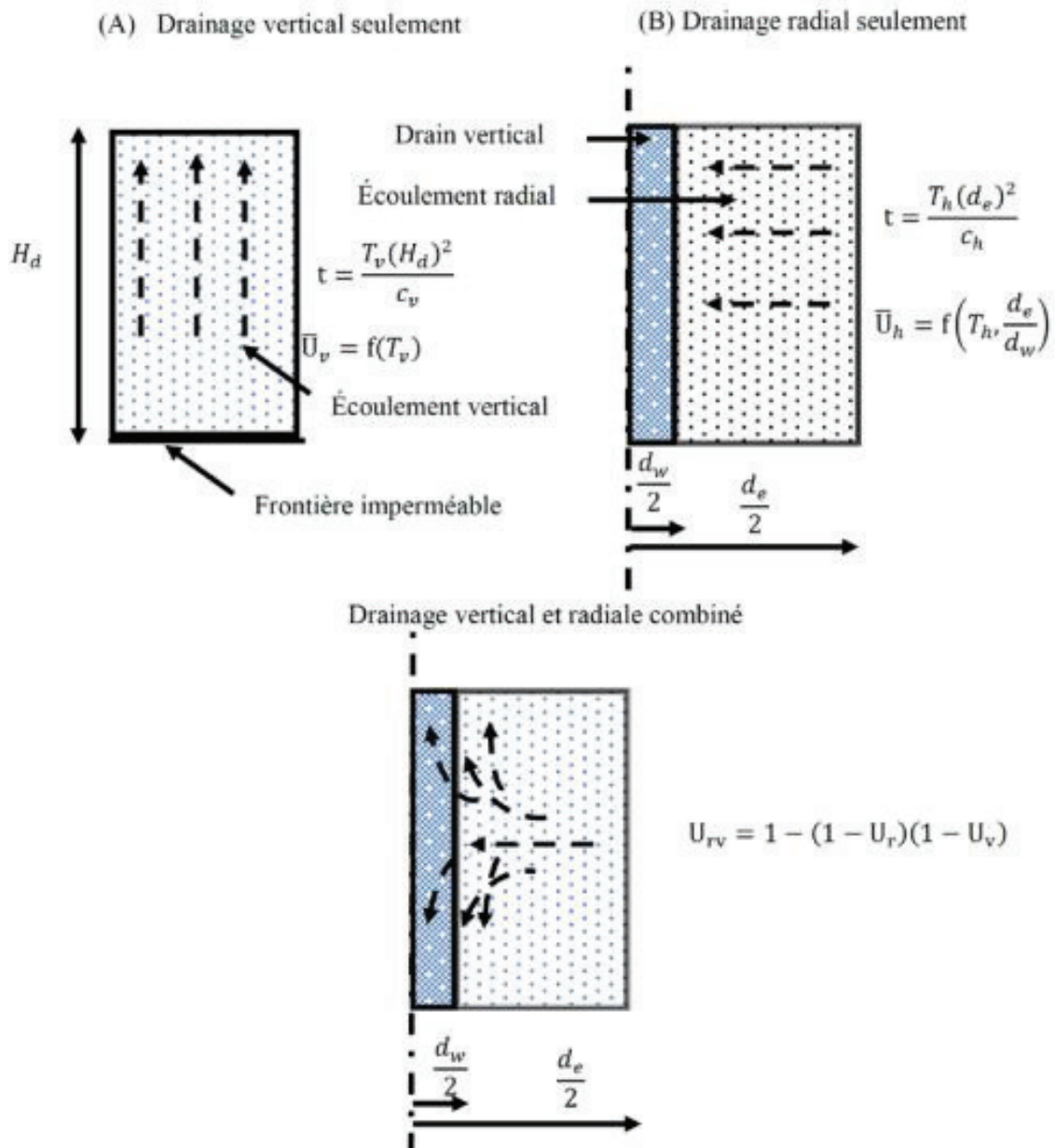


Figure II-6 : Schématisation de la consolidation autour d'un drain résultant du drainage vertical et radial (Rixner et al., 1986).

La figure II.7 montre une représentation graphique de l'équation de Carillo (1942). Par exemple, un degré de consolidation verticale (axe X) de 30% avec un degré de consolidation horizontale de 80% donne une valeur de la consolidation totale de 86 % (point A).

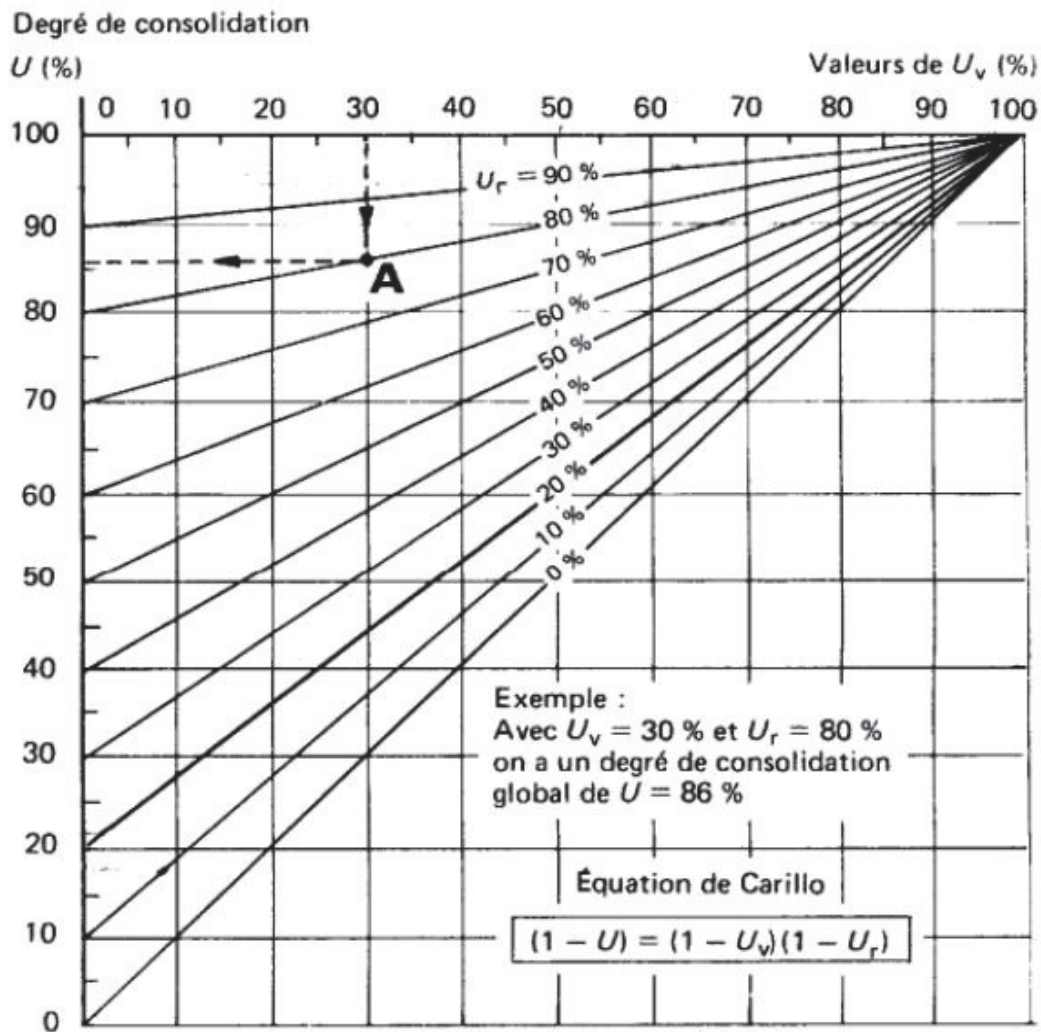


Figure II-7 : Degré de consolidation tridimensionnelle selon l'équation de Carillo (1942) (tiré de <http://www.civil.usherbrooke.ca/cours/gci315/Power-chap7.pdf> page 23)

3.2. Solutions de Leo (2004)

Leo (2004) a présenté des solutions pour évaluer la surpression interstitielle et le degré de consolidation dans un sol non remanié, sous un chargement instantané ou un chargement progressif (figure II.11a).

Leo (2004) a adopté les mêmes hypothèses de base que Barron (1948). Il a obtenu des solutions analytiques en considérant que la consolidation et la dissipation de la pression interstitielle se produisent dans trois domaines : le drain, la zone de transition et la zone intacte.

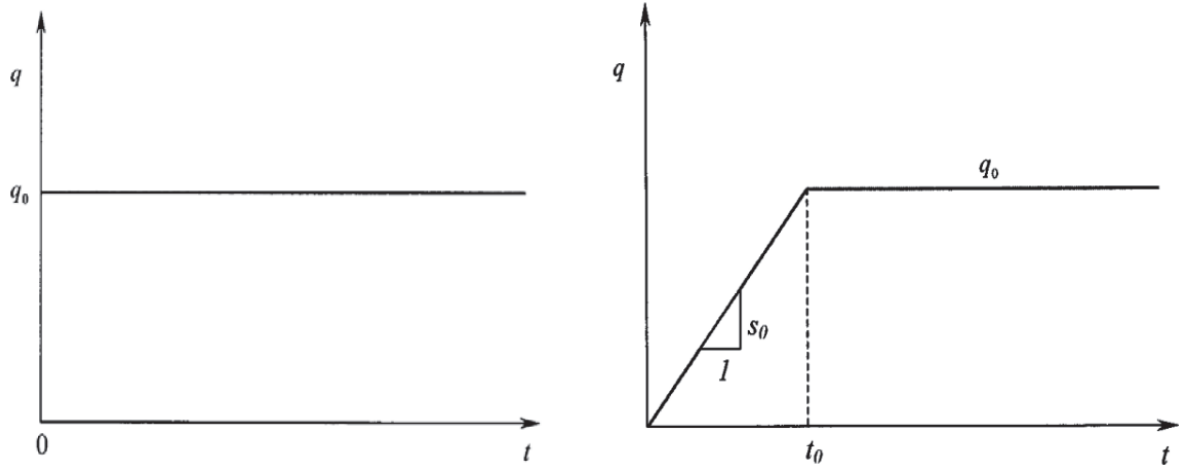


Figure II-8 : a) chargement instantané b) chargement progressif (Leo 2004); q représente la contrainte appliquée et t est le temps.

L'équation complète de Leo (2004) pour un chargement instantané (figure II.8a) permet de calculer la pression en excès couplée $u(r, z, T_h)$ (kPa) en fonction du facteur temps T_h , de la profondeur z et la distance radiale r . Elle peut être exprimée comme suit :

$$U(r, z, T_{moy}) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4 U_0}{(2n+1)\pi\Omega_n} e^{-8T_h/v_n} [C_{1n} I_0(\mu_n r) + C_{2n} K_0(\mu_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (II.21)$$

Où U_0 est la pression initiale en excès au temps 0 (kPa);

n est le rapport du diamètre r_e/r_w ; r est le rayon d'influence (m);

Le degré de consolidation moyen pour la totalité de la zone intacte (non remaniée) du sol mou peut-être exprimé selon l'expression suivante :

$$U_{moy}(T_h) = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8U_0}{(2n+1)^2 \pi^2} e^{-\frac{8T_h}{v_n}} \quad (II.22)$$

Avec :

$$T_h = \frac{C_h t}{4 r_e^2} \quad (II.23)$$

Les équations II.22 et II.23 sont valides pour le cas où la surcharge uniforme est appliquée instantanément. En pratique, la surcharge est plutôt appliquée graduellement. Leo (2004) a proposé une solution pour calculer la pression d'eau excédentaire dans le cas d'un chargement progressif. Cette solution peut être exprimée de la façon suivante :

$$U(r, z, T_h) = \sum_{n=0}^{\infty} \frac{4s_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)\pi} \left\{ e^{[-8(T_h - T_{h0})/v_n] H(T_h - T_{h0})} - e^{-8T_h/v_n} \right\} [C_{1n} I_0(\mu_n r) + C_{2n} K_0(\mu_n r) + 1] \sin \omega_n z \quad (II.24)$$

Le degré de consolidation moyen pour la totalité de la zone intacte du sol peut alors être exprimé selon l'expression suivante ;

$$U(T_h) = \frac{T_h}{T_{h0}} + \left(1 + \frac{T_h}{T_{h0}}\right) H(T_h - T_{h0}) - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8s_0/\mu_0}{c_v \omega_n^2 (2n+1)\pi^2} \left\{ e^{[-8(T_h - T_{h0})/V_n]H(T_h - T_{h0})} - e^{-8T_h/V_n} \right\} \Omega_n \quad (\text{II.25})$$

4. Caractéristique géométrique d'une installation des drains verticaux

Le réseau des drains verticaux est caractérisé par :

- le diamètre des drains d ,
- la géométrie du réseau (maille carrée ou triangulaire avec espacement L entre chaque drains.

On définit alors :

- le diamètre D_{inf} de la zone d'influence d'un drain :
 $D = 1.13 L$ (maille carrée)
 $D = 1.05 L$ (maille triangulaire)
- le rapport caractéristique de son efficacité : $n = D/d$

1.1.1. Type des drains verticaux

- Drains plats

Les drains plats préfabriqués sont généralement constitués d'un noyau central (ou âme), entouré d'une gaine filtrante (Figure II-9). La largeur des drains plats est généralement de 100 mm.



Drain à noyau en forme de canaux avec un filtre collé



Drain à noyau en forme de canaux avec une gaine



Drain à noyau en géo-matériau avec filtre



Drain à noyau en forme de nid d'abeilles avec une gaine filtrante

Figure II-9 : Exemples des drains plats (NF P 94-337, 2007)

- Drains tubulaires préfabriqués

Un drain préfabriqué se compose d'une âme tubulaire, en général un tube crépine en plastique, de 50 mm de diamètre extérieur et de 45 mm de diamètre intérieur, muni de cannelures annulaires, résistant à l'écrasement, aux chocs, la traction rapide et au vieillissement, entourée d'une gaine filtrante de géotextile non tissé.

— Drains de sable

Les drains de sable sont généralement constitués par des colonnes de sable d'un diamètre compris entre 18 cm et 50 cm, qui sont réalisés dans le sol et directement en contact avec lui.

Il convient que le sable utilisé pour leur réalisation s'inscrive de préférence dans le fuseau granulaire indiqué par la zone quadrillée de la Figure II.10. Il existe cependant de nombreux cas où les drains de sable ont fonctionné avec succès pour des fuseaux granulaires plus larges, hors des limites de la zone quadrillée. Le fuseau granulaire des sables utilisés dans ces cas, s'inscrit dans les limites indiquées sur la Figure II-10, par les lignes continues extérieures.

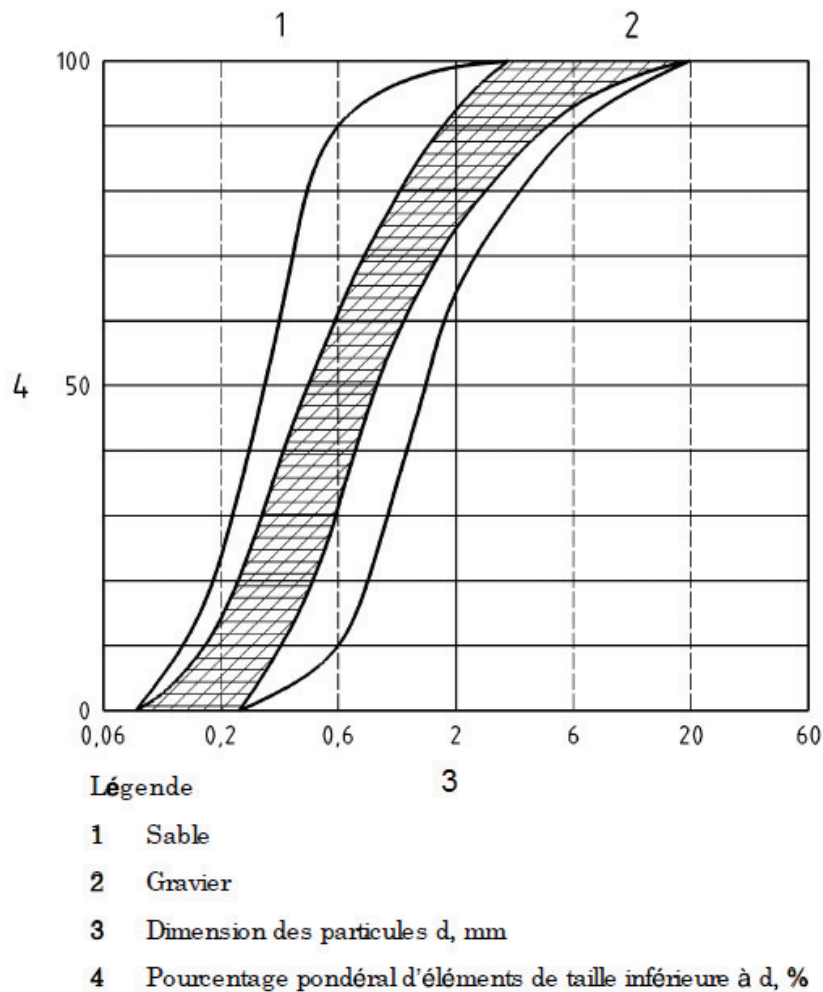


Figure II-10 : Fuseaux granulaires des matériaux qu'il convient d'utiliser pour la réalisation des drains de sable (NF P 94-337, 2007)

III. TECHNIQUES DE MODELISATION DES DRAINS VERTICAUX

1. Modèle de consolidation en déformation plane

Indraratna et Redana (1997, 2000) ont proposé deux méthodes de conversion pour passer d'un système de drains verticaux axisymétriques (circulaires) à un système équivalent de drains longs en déformation plane, afin de faciliter la représentation de tels cas (Figure III-1).

1.1. Méthode N°1

Le système du drain circulaire vertical peut être converti en un drain allongé (2D) équivalent par un ajustement de la dimension du drain. Cette conversion conduit à un drain (2D), en déformation plane, avec une largeur de $2B$. La largeur de ce drain peut être déterminée en considérant que le débit de drainage est le même dans les deux systèmes illustrés à la Figure III-1. Par exemple, pour un système de drains circulaires verticaux arrangés selon un maillage carré (Figure III-1.a) les dimensions du drain deviennent en 2D (Indraratna et Redana 1997):

$$b_w = \frac{\pi r_w^2}{2S} \quad \text{Et} \quad b_s = \frac{\pi r_s^2}{2S}$$

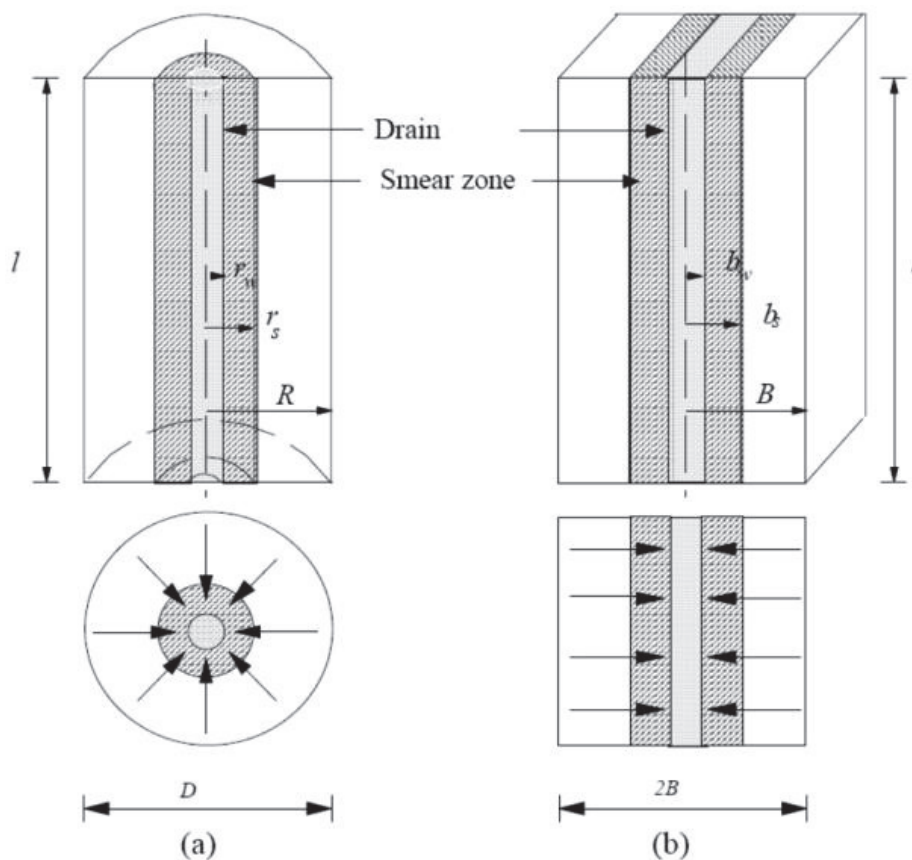


Figure III-1 : La conversion d'une cellule unitaire axisymétrique à une condition de déformation plane (a) drain circulaire avec écoulement radial axisymétrique, (b) drain long en déformation plane (Indraratna et Redana, 1997).

Pour un arrangement triangulaire des drains verticaux (figure III-2), ces dimensions deviennent :

$$b_w = \frac{1.143 \pi r_w^2}{2S}$$

Et

$$b_s = \frac{1.143 \pi r_s^2}{2S}$$

Avec

r_s, r_w = Rayon de la zone de transition et du drain respectivement (cas axisymétrique),

b_s, b_w = Largeur de la zone de transition et du drain respectivement (déformation plane),

S : Espacement entre deux drains adjacents.

Le diamètre d'influence pour chaque drain ($D = 2R$) est donné par $D = 1.13S$ (disposition carrée), et $D = 1.05S$ (disposition triangulaire Figure IV-2), où S est l'espacement entre deux drains adjacents (Barron,1948).

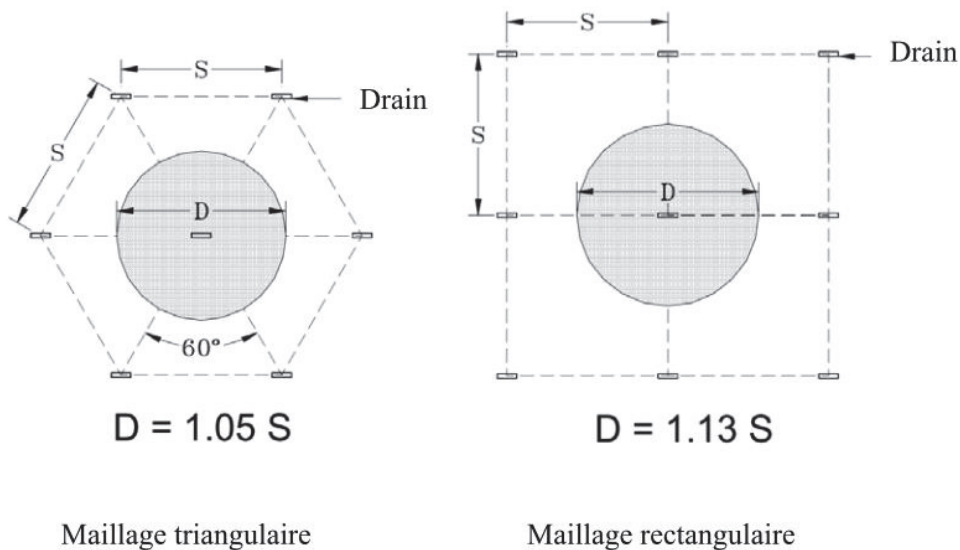


Figure III-2 : Deux dispositions des drains circulaires verticaux : a) disposition triangulaire, b) disposition carrée (adopté de Rixner et al, 1986).

La largeur des deux systèmes est donnée par $b_s = r_s$, $b_w = r_w$ (figure III-2)

1.2. Méthode N°2

Cette méthode consiste à conserver la géométrie des deux systèmes (axisymétriques et 2D) et transformer la conductivité hydraulique du système en déformation plane pour obtenir une équivalence avec les drains circulaires.

A chaque pas de temps et à un niveau de contrainte donné, le degré de consolidation moyen doit être le même pour les deux systèmes (axisymétriques et en déformation plane) pour le modèle 2D, ceci implique (Indraratna et Redana 1997) :

$$\bar{U}_{h,pl} = 1 - \frac{\bar{U}}{\bar{U}_0} = 1 - \exp\left(\frac{-8 T_{h,pl}}{F(N)_{pl}}\right) \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Avec} \quad F(N)_{pl} = \alpha + \beta \frac{K_{h,pl}}{K_{s,pl}} + \theta' (2lz - z^2) \quad (\text{III.2})$$

Où

$T_{h,pl}$ = Le facteur temps de modèle de déformation plane (-)

$$\alpha = \frac{2(n-s)^3}{3n^2(n-1)} \quad (\text{III.3})$$

$$\beta = \frac{2(n-s)^3}{3n^2(n-1)} \left[n(n-s-1) + \frac{1}{3} (s^2 + s + 1) \right] \quad (\text{III.4})$$

$$\theta' = \frac{2K_{h,pl}^2}{B q_{pl}} - \frac{2 b_w K_{h,pl}^2}{B^2 q_{pl}} \quad (\text{III.5})$$

α et β = Paramètres qui représentent la zone de transition (-)

θ' = Paramètre qui représente la résistance de puits (-)

La combinaison des équations (2.41) et (2. 40) avec la théorie de Hansbo 1981 (eq. 2.15), qui définit le rapport des facteurs temps selon l'équation suivante (Indraratna et Redana 2000) :

$$\frac{T_{h,pl}}{T_{h,ax}} = \frac{K_{h,pl}}{K_{h,ax}} \cdot \frac{r_e^2}{B^2} = \frac{F(N)_{pl}}{F(N)_{ax}} \quad (\text{III.6})$$

Où

$K_{h,pl}$ = Conductivité hydraulique du sol (modèle en déformation plane) (m/s)

$K_{h,ax}$ = Conductivité hydraulique du sol (modèle axisymétrique) (m/s)

$T_{h,pl}$ = Le facteur temps du modèle en déformation plane (-)

$T_{h,ax}$ = Le facteur temps du modèle axisymétrique (-)

r_e = Rayon d'influence du drain (m)

B = Largeur du sol (m)

$F(N)_{pl}$ = Facteur de géométrie du drain (en déformation plane) (-)

$F(N)_{ax}$ = Facteur de géométrie du drain (en axisymétrique) (-)

Dans le modèle en déformation plane, l'espacement entre les drains S est égal à la largeur totale pour la cellule unitaire ($S=2B$). Indraratna et Redana (2000) ont posé que les valeurs de R et B

sont les mêmes, L'expression suivante donne alors la conductivité hydraulique équivalente du drain en déformation plane:

$$K_{h,pl} = \frac{K_{h,ax}[\alpha + \frac{K_{h,pl}}{K_{s,pl}}\beta + \theta'(2lz - z^2)]}{\ln(\frac{n}{s}) + (\frac{K_{h,ax}}{K_{s,ax}})\ln(s) - 0.75 + \pi(2l-z)\frac{K_{h,ax}}{q_{ax}}} \quad (III.7)$$

Où

$K_{h,pl}$ = Conductivité hydraulique du sol (modèle en déformation plane) (m/s)

$K_{h,ax}$ = Conductivité hydraulique du sol (modèle en axisymétrie) (m/s)

$K_{s,ax}$ = Conductivité hydraulique de la zone de transition (modèle en axisymétrie) (m/s)

$K_{s,pl}$ = Conductivité hydraulique de la zone de transition (modèle en déformation plane)(m/s)

q_{ax} = Capacité de décharge (modèle axisymétrie) (m/s)

l = Épaisseur du sol (m)

z = Profondeur (m)

En ignorant la résistance de puits dans l'équation (2.47), l'influence de la zone de transition peut être isolée et représentée par un rapport de la conductivité hydraulique entre la zone intacte du sol et celle de la zone de transition (en déformation plane)

$$\frac{K_{h,pl}}{K_{s,pl}} = \frac{\beta}{\ln(\frac{n}{s}) + (\frac{K_{h,ax}}{K_{s,ax}})\ln(s) - 0.75 - \alpha} \quad (III.8)$$

Si les effets de la transition (remaniement) et de la résistance de puits sont ignorés, le rapport de conductivité hydraulique du drain en déformation plane et axisymétrie devient (Hird et al 1992) :

$$\frac{K_{h,pl}}{K_{s,pl}} = \frac{0.67}{\ln(n) - 0.75} \quad (III.9)$$

2. Modèle de la cellule unitaire

2.1. Réduction au cas d'un drain isolée : zone d'influence

Sous les charges réparties de grandes dimensions apportées par les remblais, le tapis drainant, les drains situés à l'intérieur du maillage sont confinés et peuvent être assimilés à des drains isolés sous charge verticale. Le principe de la cellule unitaire s'applique parfaitement et on peut généraliser les règles de calcul et de dimensionnement des drains verticaux isolés sous charge verticale aux réseaux de drains verticaux sous charge verticale.

Sous les charges centrées apportées par les semelles de fondation, l'application du principe de la cellule unitaire n'est pas judicieuse car elle dépend de la disposition et du nombre de drains dans le groupe de drains verticaux adopté.

Sur la figure III-3, sont données plusieurs configurations de drain vertical sous charge répartie et sous charge isolées, qui permettent d'illustrer la validité ou non du principe de la cellule unitaire.

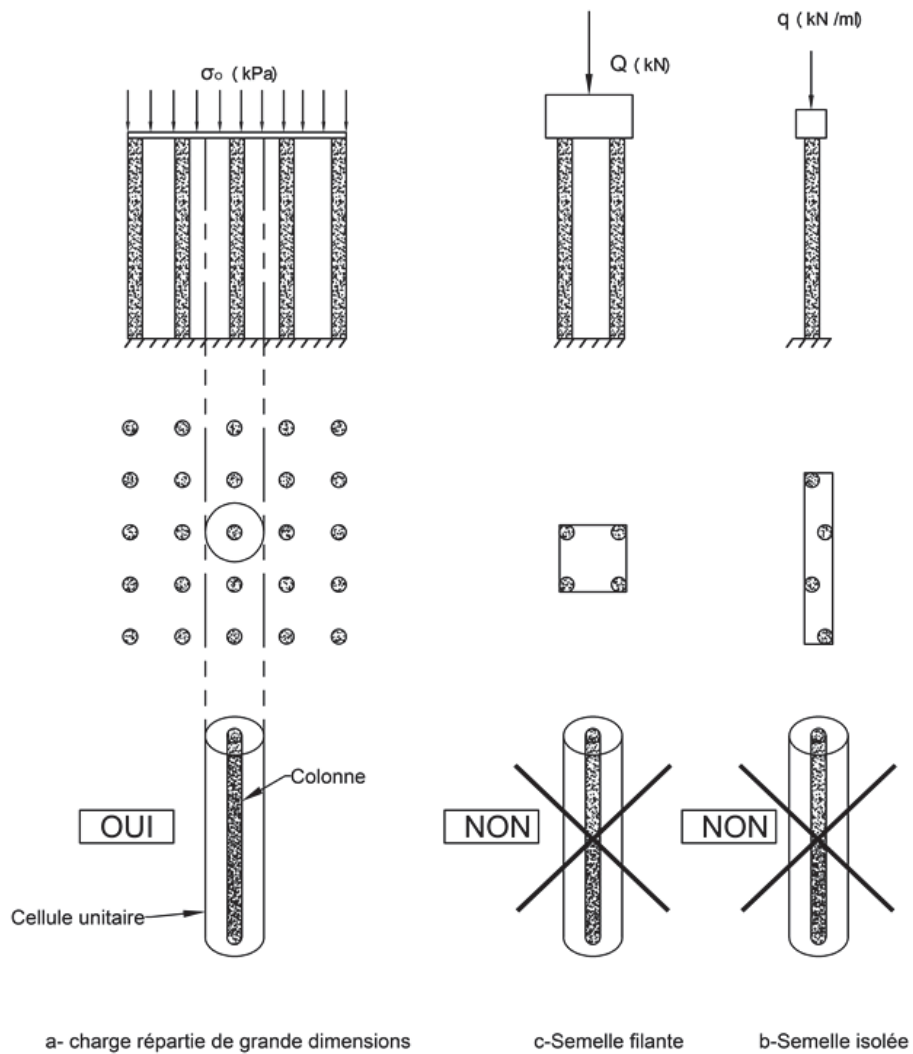


Figure III-3 : Application de principe de la cellule unitaire

IV. PRESENTATION DU TRONCON ETUDIÉ



Figure IV-1 : pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaïa a l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif

Le tronçon étudié fait partie de la section 1 (PK0 au PK21.400) entre le port de Bejaïa-El kseur (Figure IV.2). En cet endroit l'oued Soummam s'écoule du sud au nord, limité respectivement de l'est et l'ouest par la RN75, la RN12 et la voie ferrée. Le tracé passe à proximité des installations industrielles, le terrain de Sonatrach, l'aéroport et la zone industrielle d'El kseur. Et aussi il franchit en plusieurs endroits l'oued Soummam.

La section N°1 est dans l'ensemble constituée d'une zone marécageuse et agricole. Dans cette section le problème géométrique ne se pose pas, mais plutôt un problème de stabilité géotechnique.



Figure IV-2 : trace en plan de section N°1 «port de Bejaïa - El kseur »

1. Présentation des caractéristiques géométriques

1.1. Trace en plan

Le tracé traverse une zone marécageuse agricole (Figure IV.3)



Figure IV-3 : photo de terrain agricole traversé au niveau du PK 13+400

- Il franchit plusieurs fois les cours d'eau (figure IV.5) ce qui implique l'installation de nombreux ouvrages d'assainissement entre dalots, buses et ouvrage d'art.

1.2. Profil en long

Le tronçon routier étudié se trouve dans un relief plat, et inondable, afin de respecter le niveau de la PHE le profil passe en remblai de hauteur (h_r) qui varie entre 4 et 6.50 m (figure IV.6). Les pentes de la chaussée sont très faibles (pour assurer le ruissellement des eaux pluviales) de l'ordre 0.5 %.

1.3. Profil en travers

La chaussée est 2x3 voies, qui passe entièrement en remblai, donc on a un seul profil en travers type symétrique.

Les caractéristiques du profil type sont représentées dans la figure IV.4 :

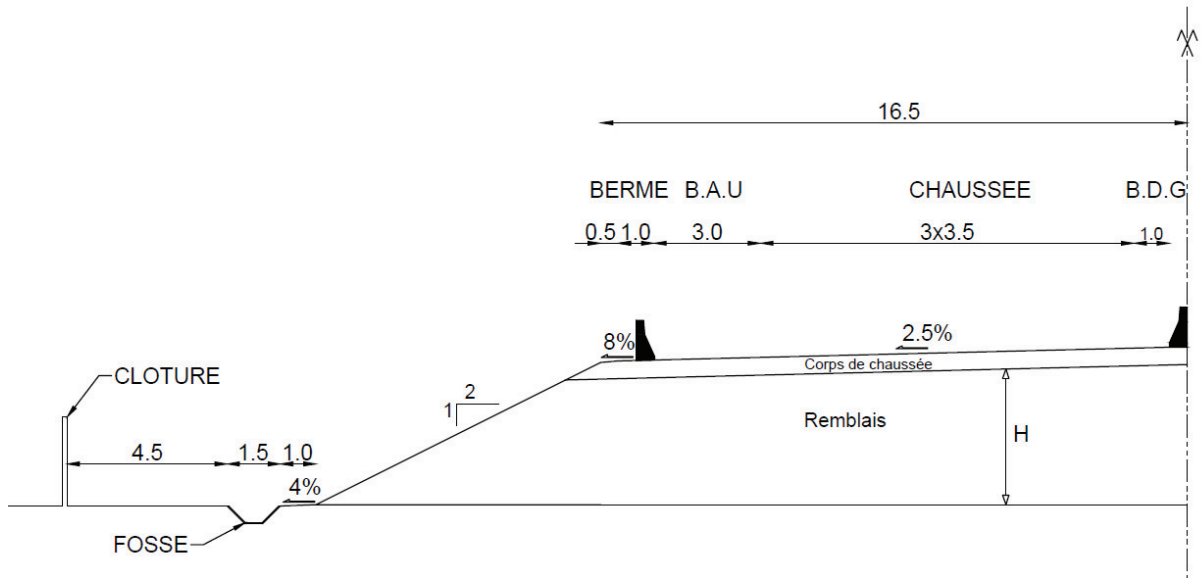


Figure IV-4 : profil en travers type

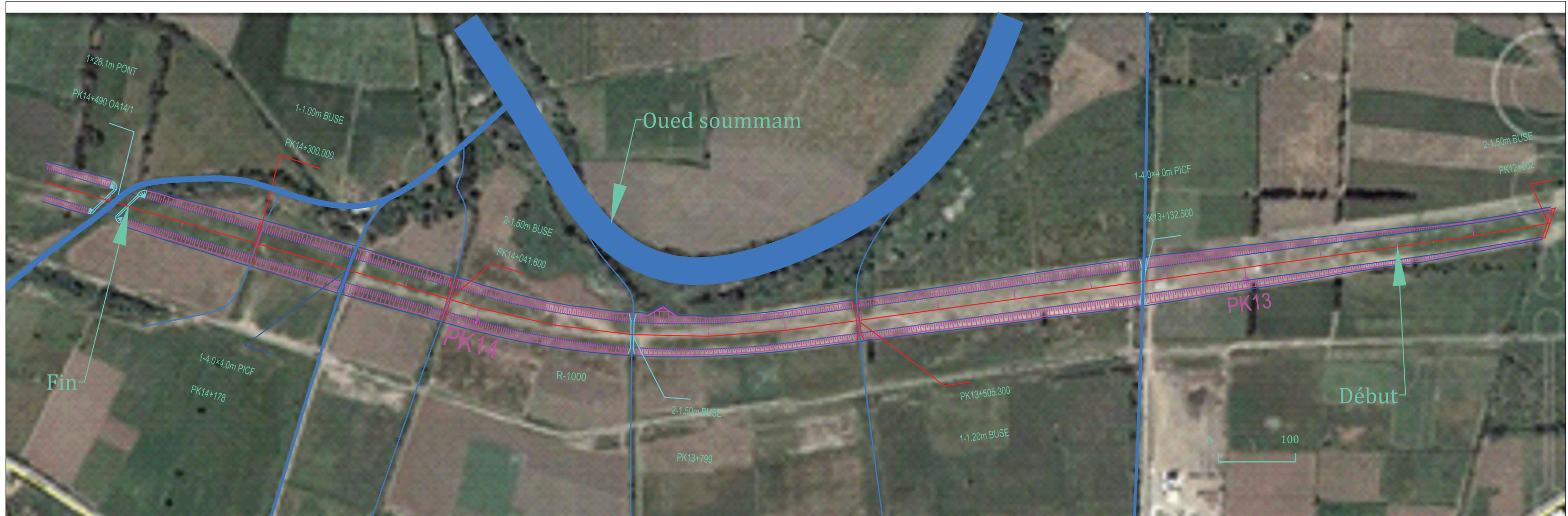


Figure I.5 : Tracé en plan

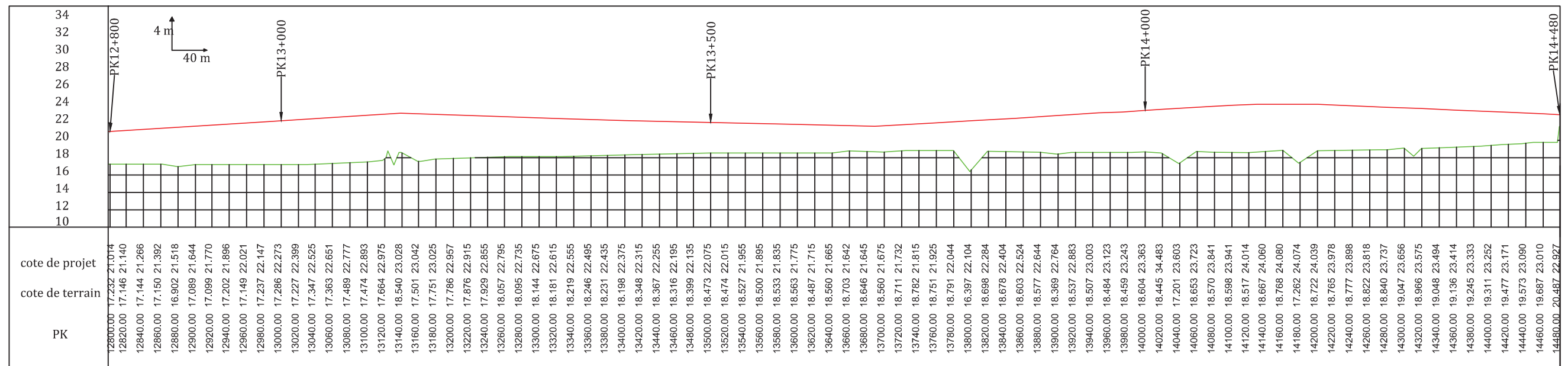


Figure I.6 : Profil en long

2. Présentation des caractéristiques géologiques

La vallée Soummam est délimitée par deux domaines géologiques

- La chaîne de chellata, au Nord
- La chaîne de BABORS au Sud

L'érosion de ces deux chaînes a causé la formation des alluvions limoneuses du quaternaire récent (figure IV.7).

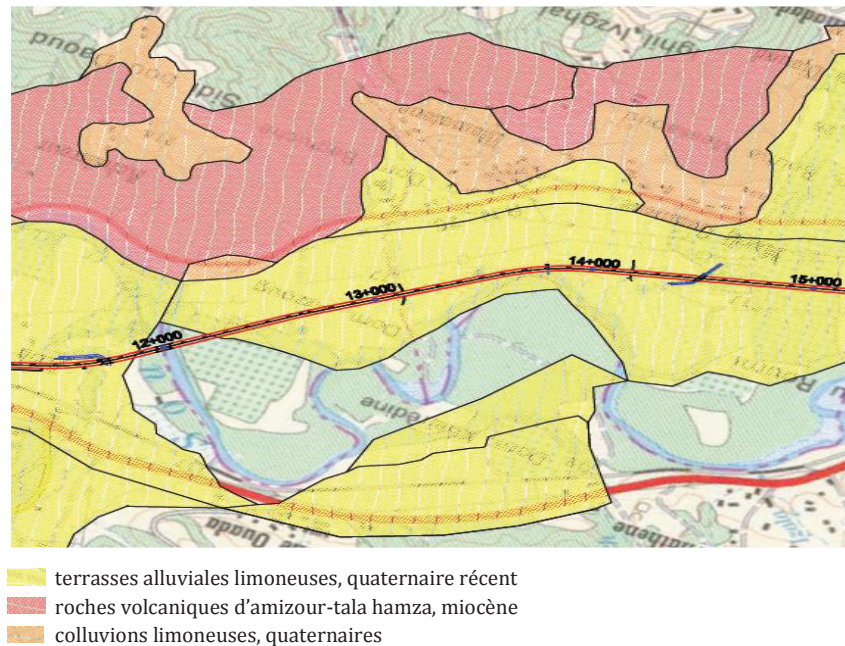


Figure IV-7 : carte géologique de la zone d'étude

Géologie locale

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 limoneuses récentes qui ont les caractéristiques géotechniques suivantes :

- Perméabilité très faible → Difficulté de rabattement de la nappe,
- Résistance mécanique faible → Très faible portance,
- Coefficient de consolidation faible → Déformations différées,
- Présence de tourbe → Fluage notable.

V. RESULTAT DE LA RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE

1. Reconnaissance géotechnique du sol support

1.1. Essai in situ

L'étude géotechnique réalisée dans le cadre du projet de fin d'étude « d'un remblai sur sols compressibles par drains verticaux du PK12+800 au PK14+480 de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif » a permis de synthétiser les informations suivantes :

(BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

- Le bon sol se trouve à 27.5 m de profondeur (Grave drainant).
- La nappe phréatique est superficielle.
- grande couche compressible (argile saturé).

1.2. Essais au laboratoire

Les résultats des essais au laboratoire sont les suivants : (BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

$\gamma_d = 15.5 \leq 16 \text{ KPa}$	→	Sol peu dense,
$12 \% < I_p = 16 \sim 19 \% \leq 25 \%$	→	Peu plastique,
$I_C = 0.48 \sim 0.5 \%$	→	Argile molle,
$A_C = 1.13 \sim 1.21 \% < 1.25 \%$	→	Argile normale.

D'après l'analyse des essais en laboratoire, les sols contiennent des fractions fines à grande quantité.

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.

1.2.1. Essais mécaniques

- Essai de compressibilité

La contrainte de pré-consolidation est 96.50 KPa pour la couche d'argile humide et 113.66 KPa pour la couche d'argile saturée.

$C_C = 0.17 \sim 0.18 \leq 0.2$ → Moyennement compressible

D'après le rapport des données géotechniques :

$C_g = C_s = 0.02 \sim 0.03$ → Argile non gonflante

$$C_v = 3.28 \sim 4.32 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

— Essai de cisaillement

Tableau V-1 : Valeurs moyennes des caractéristiques de cisaillement de la couche d'argile saturé

paramètre	CISAILEMENT						VBS (g)
	Cuu (KPa)	$\varphi_{uu}(\circ)$	Ccu(KPa)	$\varphi_{cu}(\circ)$	Ccd(KPa)	$\varphi_{cd}(\circ)$	
Valeurs adoptées	15.58	15.42	35.10	13.60	17.35	15.55	1.75

D'après tableau V-1 → Argile très molle

La synthèse de tous les essais permet de faire une coupe géotechnique longitudinale et transversale (figure V-1 ; figure V-2) :

2. Identification de matériau de remblai

L'identification du sol de remblai consiste à déterminer les caractéristiques géotechniques du sol et de choisir le gite le plus favorable. : (BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

Gite d'emprunt

Les caractéristiques géotechniques des matériaux du gite 11C Abdelli :

- C'est des alluvions sableux et graveleux (Passant à $80 \mu\text{m} = 6 \sim 10 \%$ Et passant à $2 \mu\text{m} = 25 \sim 49 \%$) avec des fines argileuses (VBS = 0.5).
- $W = 2 \%$ est très proche de $W_{opt} = 3.84$, matériaux insensible à l'eau et ça demande pas des grandes quantités d'eau pour atteindre W_{opt} .
- À l'OPM, on atteint un poids volumique sec de 18.57 KPa
- il nous offre une très bonne portance ($CBR_{imb} = 22.61 \%$ Et $IPI = 33.31 \sim 34.31 \%$ Et $C_u = 47.2 \text{ KPa}$ Et $\varphi_u = 30^\circ$ Et $MDE = 45 \sim 48$).
- pas de traitement à la chaux ou à liant hydraulique lors de la mise en œuvre.

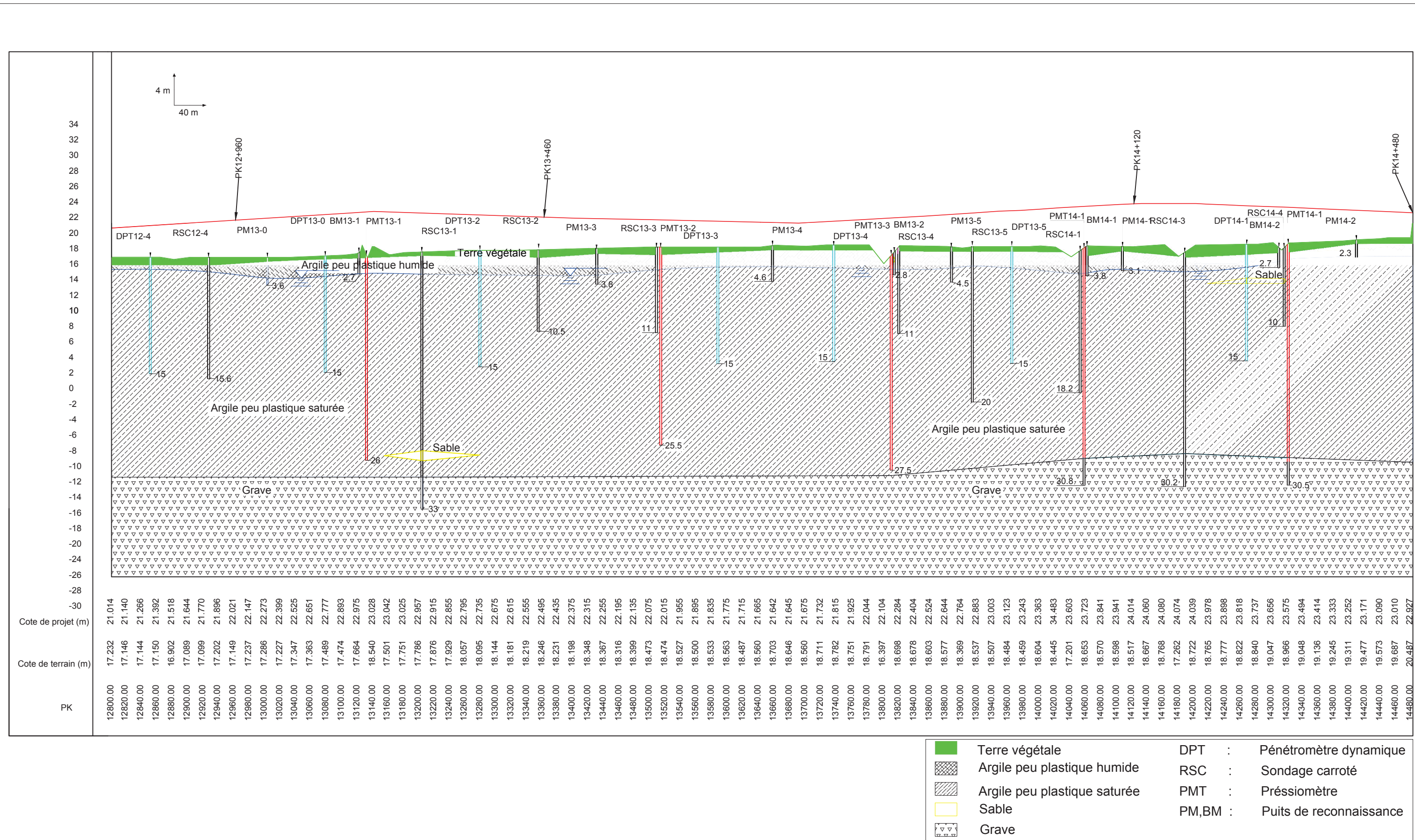


Figure II.8 : Coupe géotechnique

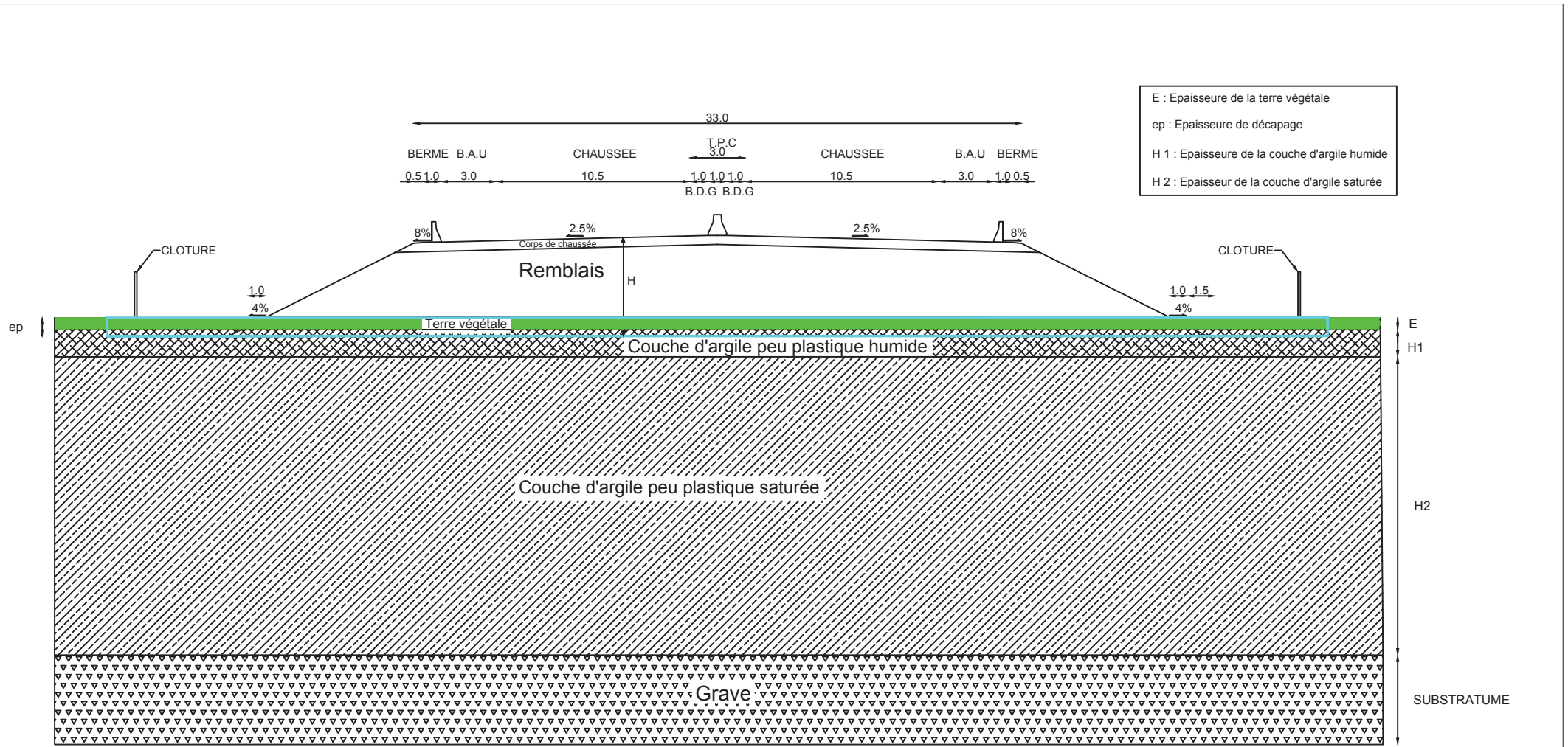


Figure II.9 : Profil type d'une coupe géotechnique transversal

VI. RESULTATS DE L'ETUDE DE STABILITE DU REMBLAI ET L'ETUDE DES TASSEMENT

1. Stabilité au poinçonnement

Remarque : l'étude de stabilité du remblai étudié est explicité dans le projet de fin d'étude (BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

2.1. Calcul du coefficient de sécurité au poinçonnement

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité F sont présentés dans le tableau V.1

Tableau VI-1 : calcul des coefficients de sécurité

PK	H (remblai)	h (sol)	B	B/h	N_c	F
12+960	5.75	28.34	44.5	1.57	5.2	0.91
13+460	4.78	27.27	42.56	1.56	5.2	1.1
14+120	6.5	25.86	46	1.78	5.3	0.83
14+480	4.93	28.12	42.86	1.52	5.2	1.1

Les coefficients de sécurités varie de 0.83 à 1.1 il est inférieur au $F_{\min} = 1.5$, donc on a un risque de poinçonnement dans tous le tronçon. → D'où la nécessité de procéder a la construction du remblai par étape (MAGNAN, 1984)

2. Etude de stabilité au glissement

Le calcul de stabilité de talus s'effectue sur le profil au PK14+120 (le plus grand remblai $h_r = 6.5$ m) pris comme profil représentatif.

Pour le calcul du coefficient de sécurité on va utiliser le logiciel TALREN 4 v2.0.3.

(BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

Pour la stabilité au glissement on a trois vérifications à faire :

2.1. Verification à court terme

Tableau VI-2 : Caractéristiques des matériaux à court terme

sol	remblai	Ap-h	Ap-sat
γ (KN/m ³)	18.57	18.30	19.40
φ (°)	30	17.37	15.42
C (KPa)	47.20	21.98	15.58

PARTIE N°2 : ÉTUDE D'UN CAS DU PK12 + 800 AU PK14 + 480 DE LA PÉNÉTRANTE DE BEJAÏA

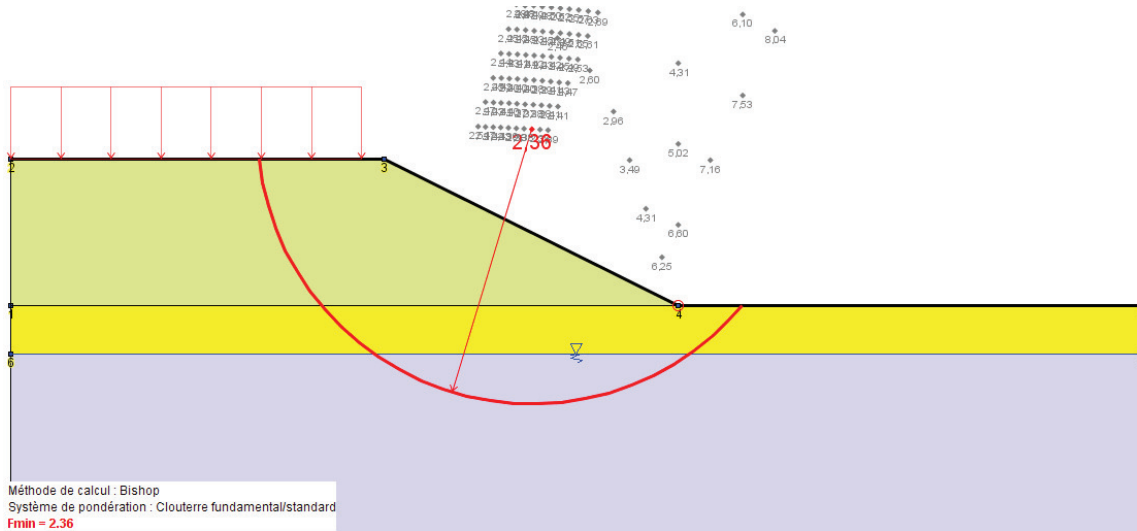


Figure VI-1 : modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN à court terme

2.2. Vérification à long terme

Tableau VI-3 : caractéristiques des matériaux à long terme

sol	remblai	Ap-h	Ap-sat
γ (KN/m ³)	18.57	18.30	19.40
φ (°)	30	20.30	15.55
C (KPa)	47.2	27.40	17.37

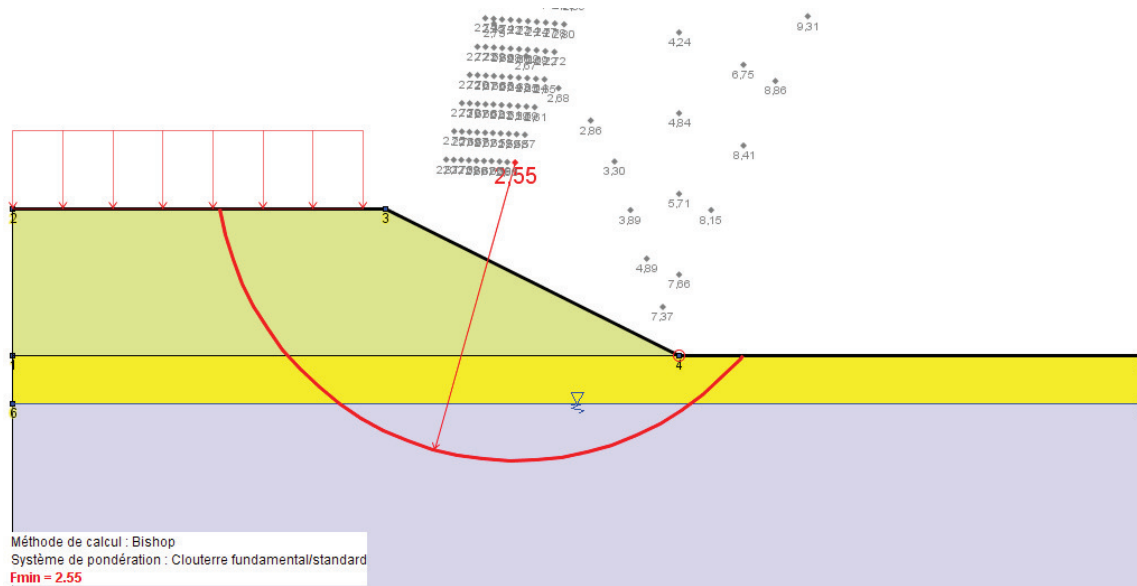


Figure VI-2 : modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN à long terme

2.3. Vérification à long terme avec prise en compte de l'effet sismique

Les matériaux ont les mêmes caractéristiques avec le cas de vérification à long terme

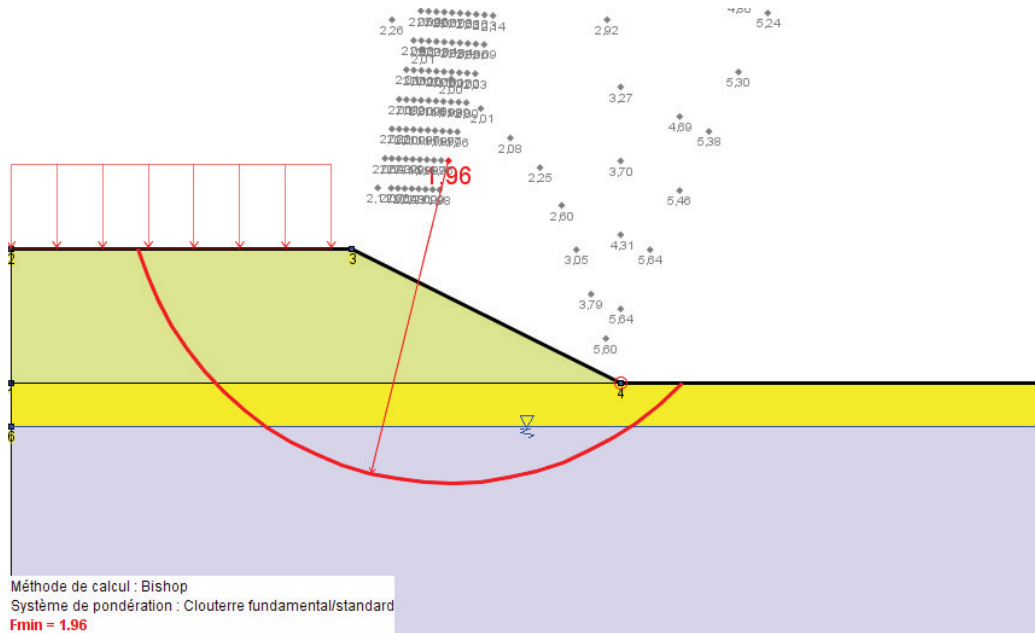


Figure VI-3 : modèle de calcul de coefficient de sécurité avec le logiciel TALREN à long terme avec prise en compte de l'effet sismique

2.4. Coefficient de sécurité admissible

— Dans tous les cas le coefficient de sécurité admissible est pris égal à 1.5

Les résultats de calcul de coefficient de sécurité F sont présentés dans le tableau VI-4

Tableau VI-4 : synthèse des résultats de stabilité au glissement

	court terme	long terme	long terme +séisme
F_{min}	2.36	2.55	1.96
F_{adm}	1.5	1.5	1.5
commentaire	stable	stable	stable

Les coefficients de sécurité obtenus sont tous supérieurs aux coefficients admissibles donc on n'a pas un risque de glissement des talus du remblai.

3. Etude des tassements

Remarque : l'étude de stabilité du remblai étudié est explicitée dans le projet de fin d'étude (BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

3.1. Amplitude des tassements

L'amplitude du tassement final S_{∞} en conditions de déformations planes est déterminée selon la formule classique de décomposition en quatre termes :

$$S_{\infty} = S_i + S_c + S_{fl} + S_{lat} \quad (\text{AKOU, 1995}) \quad (\text{VI.1})$$

Avec :

- S_i : tassement immédiat,
- S_c : tassement de consolidation,
- S_{fl} : tassement de fluage,
- S_{lat} : tassement induit par les déplacements latéraux du sol sous le remblai.

Tableau VI-5 : Tassement final

PK	S_i (m)	S_c (m)	S_{fl} (m)	S_{lat} (m)	S_{∞} (m)
12+960	0.143	0.750	0.067	0.07	1.03
13+460	0.099	0.553	0.067	0.06	0.779
14+120	0.18	0.716	0.061	0.091	1.048
14+480	0.103	0.542	0.068	0.057	0.77

Le tassement final dans le tronçon étudié est de l'ordre de 0.8 à 1 m, c'est un tassement très important et il dépasse largement les tassements admissibles du projet qui sont 10 cm.

3.2. Vitesse de consolidation

Tableau VI-6 : évolution des tassements au cours du temps

PK	H_{total} (m)	C_v ($10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$)	$Tv_{(U=20\%)} = 0.033$	$Tv_{(U=50\%)} = 0.197$	$Tv_{(U=90\%)} = 0.848$
			t (ans)	t (ans)	t (ans)
12+960	26.22	3.28	0.55	3.27	14.1
13+460	26.16	3.28	0.54	3.26	14
14+120	23.74	3.28	0.45	2.68	11.55
14+480	26.51	3.28	0.56	3.35	14.4

Le temps de consolidation calculé est d'environ 14 ans, il dépasse largement le délai de construction qui est 1 an.

4. Conclusion

Après l'étude de stabilité au glissement, on conclut qu'on n'a pas un risque de glissement.

Le remblai repose sur un sol de fondation compressible qui tasserait d'environ 0.8 à 1 m, le temps de tassement est supérieur à 14 ans, à cause de la grande épaisseur de cette couche compressible et sa faible perméabilité.

Le tassement et le temps de consolidation dépasse largement les valeurs admissibles (tassement admissible 10 cm et le délai de réalisation 12 mois).

VII. RESULTAT DE L'ETUDE DES DRAINS VERTICAUX

1. Planning de construction par étapes

Pour éviter le risque de poinçonnement le remblai est construit en trois étapes, et le planning de construction adopté est le suivant : (BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

Tableau VII-1 : Planning de construction

PK	Hauteur du remblai (h_r)	Etape 1	Etape 2	Etape 3	H total (m)	h surcharge (m)
		h_1 (m)	h_2 (m)	h_3 (m)		
12+960	5.75	3.5	2.5	1.75	7.75	2
13+460	4.78	3.5	2.5	1.75	7.75	2.97
14+120	6.5	3.5	2.6	1.85	7.95	1.45

Le degré de consolidation dans chaque étape est : $U = 95\%$

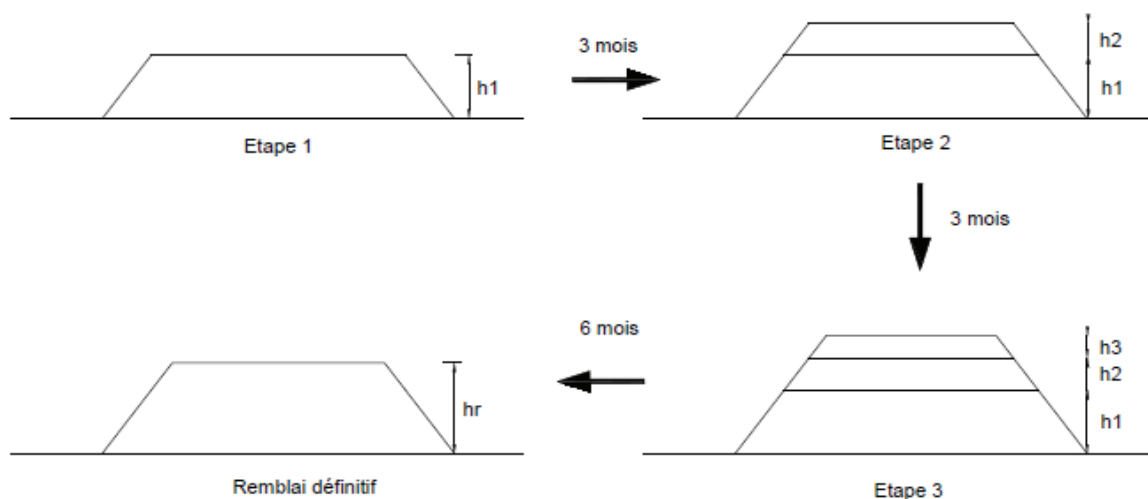


Figure VII-1 : Etapes de construction

2. Dimensionnement des drains verticaux

2.1. Choix du type de drain

Le type de drain choisi c'est les drains à âme plastique (Géodrain). Il s'agit d'un géocomposite de drainage destiné à la consolidation des sols. Il est enfoncé verticalement dans le sol et conçu pour assurer une continuité drainante avec le tapi drainant qui est posé horizontalement. Il est constitué d'une structure alvéolaire thermoformée en Polyéthylène, entourée par un filtre géotextile en polypropylène.

On a choisi les géodrains à cause de :

- La facilité de la mise en œuvre (fonçage à l'aide d'un mandrin jusqu'à la profondeur désirée puis retrait du mandrin en maintenant la bande de drain en place),
- La rapidité de la mise en œuvre (le matériel utilisé est la machine de fonçage),
- Durabilité des géodrains et efficacité au cours de leur fonctionnement (les caractéristiques mécaniques et hydrauliques sont très performantes).

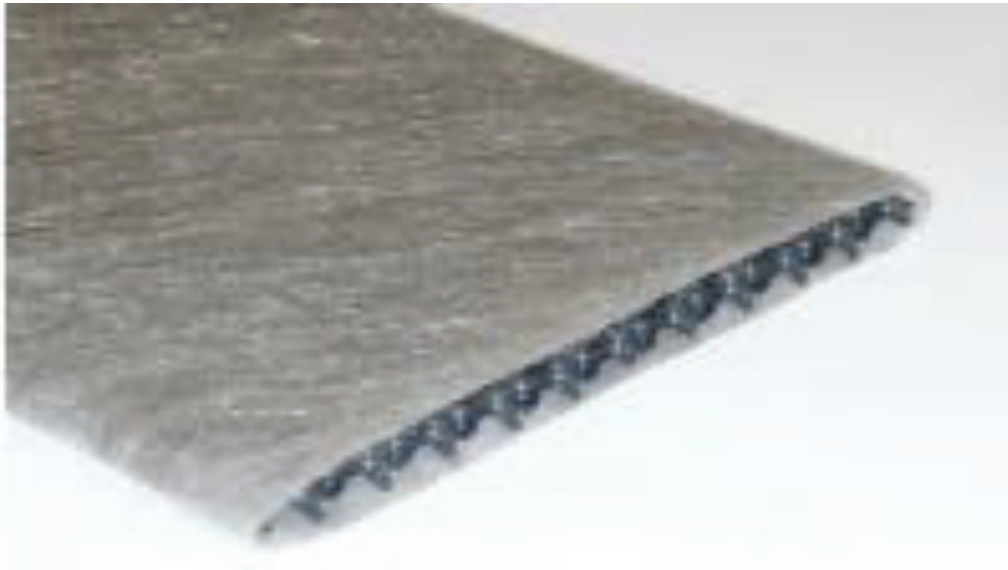


Figure VII-2 : Image des Géodrains utilisés-AFITEX DV 5000 (AFITEX, 2000)

2.2. Diamètre équivalent des Géodrains

« On ne sait calculer que des drains cylindriques et les drains plats sont dimensionnés en utilisant un diamètre équivalent » (MAGNAN, 1983)

Le diamètre équivalent est donné par la formule suivante :

$$d_e = \frac{2(b + t)}{\pi}$$

Avec :

d_e : diamètre équivalent des drains,

b : largeur des drains, $b = 9.5$ cm,

t : épaisseur des drains, $t = 0.5$ cm.

$$d_e = \frac{2(9.5 + 0.5)}{\pi} = 6.37 \text{ cm}$$

2.3. Diamètre d'influence

Le diamètre d'influence est obtenu à l'aide de l'abaque de dimensionnement des drains verticaux en consolidation radiale (figure VII.3) pour utiliser cet abaque on a besoin de :

- Délai de construction de chaque étape (3 mois),
- Degré de consolidation pour toutes les étapes ($U = 95\%$),
- Et Le coefficient de consolidation radial C_r qui est obtenu par la corrélation suivante :

$$C_r = 4 C_v = 4 \times 3.35 \cdot 10^{-3} = 13.4 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}.$$

→ Le diamètre d'influence est $D = 2 \text{ m}$

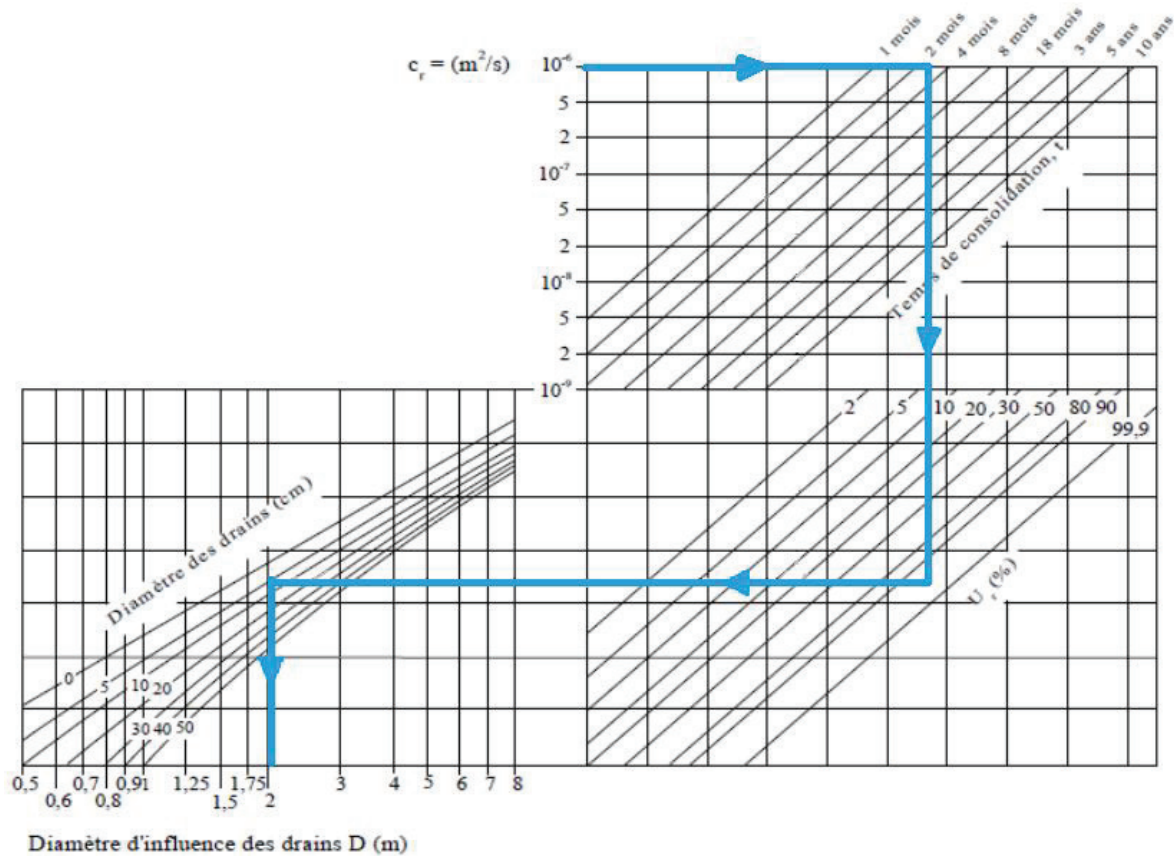


Figure VII-3 : Abaque de dimensionnement des drains verticaux (MAGNAN, 1983)

Le maillage choisi est triangulaire, donc l'espacement des drains est calculé comme suit :

$$L = D/1.05 = 1.9 \text{ m}$$

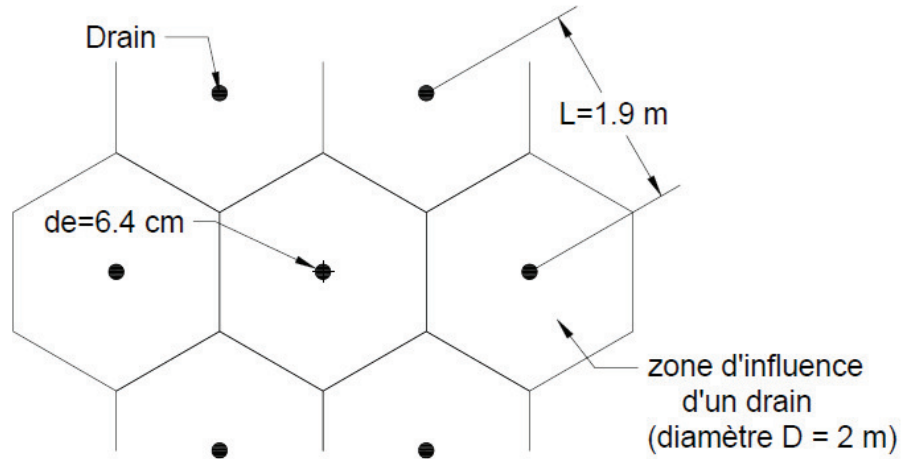


Figure VII-4 : Schéma d'installation de drains verticaux

Puisque le tassement des dernières couches est petit il ne sert à rien de traiter toute la couche compressible, On doit toutefois s'assurer que le tassement final résiduel reste inférieur à 10 cm.

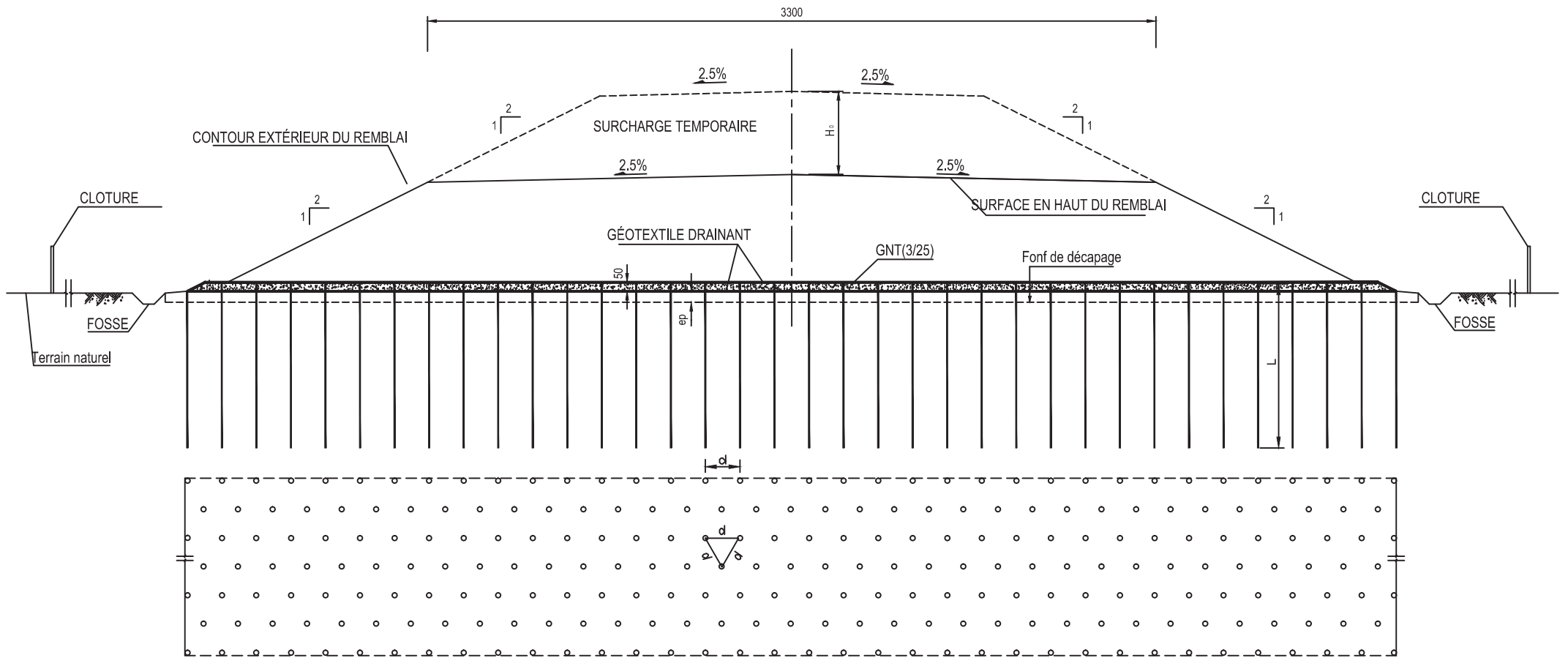
Les profondeurs de traitement adoptées sont donc : $L_1 = 16 \text{ m}$ pour la zone 1, $L_2 = 14 \text{ m}$ pour la zone 2 et $L_3 = 15 \text{ m}$ pour la zone 3. (BENAMARA A-E ; SELLAM M, 2015)

3. Conclusion

Un réseau des drains verticaux (Géodrain) de maille de référence triangulaire (1.9×1.9), une profondeur de traitement de 16m du PK 12+800 au PK 13+420 (zone 1), 14 m du PK 13+420 au PK 13+860 (zone 2) et 15 m du PK 13+860 au PK 14+433.9 (zone 3).

La solution retenue a efficacement réglé les problèmes tout en respectant les exigences du maître de l'ouvrage qui sont le délai de réalisation et les tassements admissibles.

Le schéma global de la solution est présenté dans la figure VII.5 :



- NOTE :
- 2. H_0 : Hauteur de la surcharge temporoaire
 - 4. ep : épaisseur de décapage $ep = 1$ m
 - 5. L : profondeur des drains verticaux
 - 6. d : espacement des drains verticaux $d = 1.9$ m

	H_0 (m)	L (m)
PK12+800 au PK13+420	2	16
PK13+420 au PK13+860	3	14
PK13+860 au PK14+433.9	1.45	15

Figure VII.10 : Plan de traitement de la fondation du PK12+800 au PK14+433.9

VIII. ÉTUDE NUMÉRIQUE

1. Introduction

Dans cette partie on va :

Présente un logiciel a éléments finis (Plaxis) qu'on utilise pour appuyer les résultats analytiques présentés dans le chapitre précédent.

En premier lieu on devra confirmer avec « Modélisation avant le traitement » la présence des problèmes de tassement et de consolidation.

Deuxièmement une étude paramétrique pour trouver la solution optimale de traitement aux problèmes posés.

2. Présentation du logiciel (PLAXIS)

Le logiciel Plaxis est un logiciel d'éléments finis de référence en géotechnique, son principal objectif était de fournir un outil permettant des analyses pratiques pour l'ingénieur géotechnique qui n'est plus nécessairement un numéricien. Il en résulte que Plaxis est utilisé par de nombreux ingénieur géotechnique de nos jours, dans le monde entier.

2.1. Les points forts de Plaxis

- La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats,
- Générateur automatique de maillage,
- Couplage avec les calculs d'écoulement et de consolidation,
- Prise en compte «les éléments» la structure et de l'interaction sol-structure,
- Calculs de coefficient de sécurité.

2.2. La démarche de modélisation avec Plaxis

Le cheminement et principales étapes d'un calcul sous Plaxis :

2.2.1. Géométrie

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

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol,
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définit des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression d'une résistance en flexion.

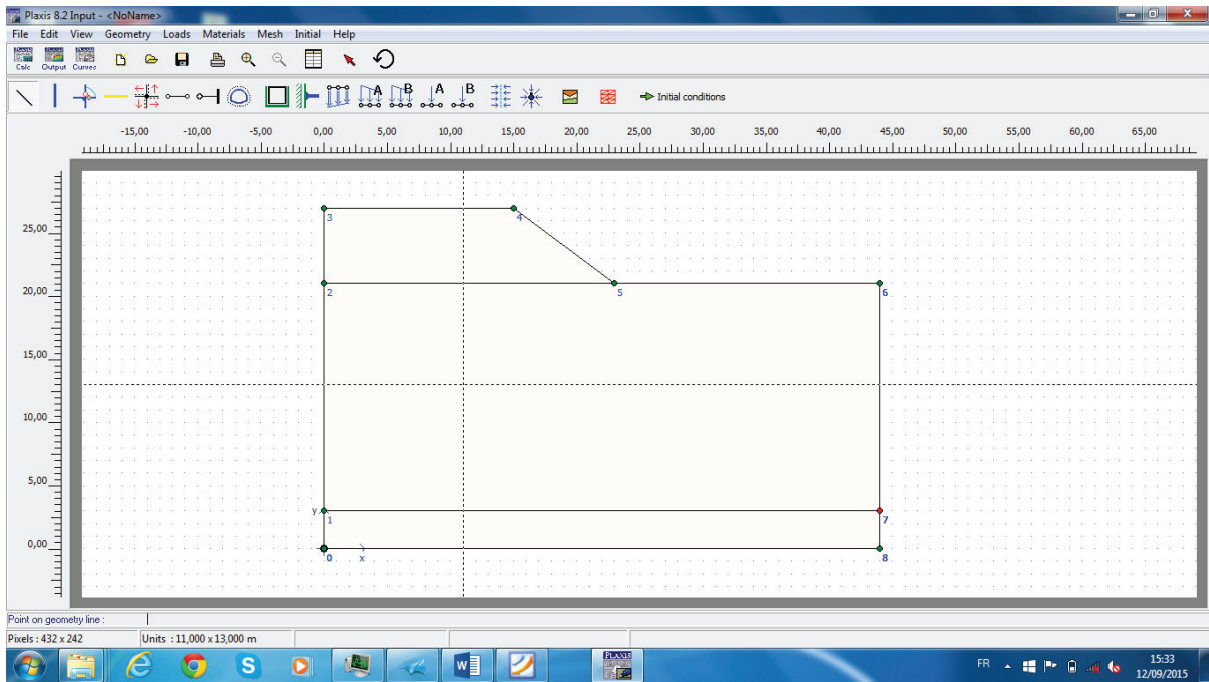


Figure VIII-1 : exemple d'un model géométrique avec logiciel PLAXIS

2.2.2. Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie. Il faut entrer les conditions limites, c'est à dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie.

Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée.

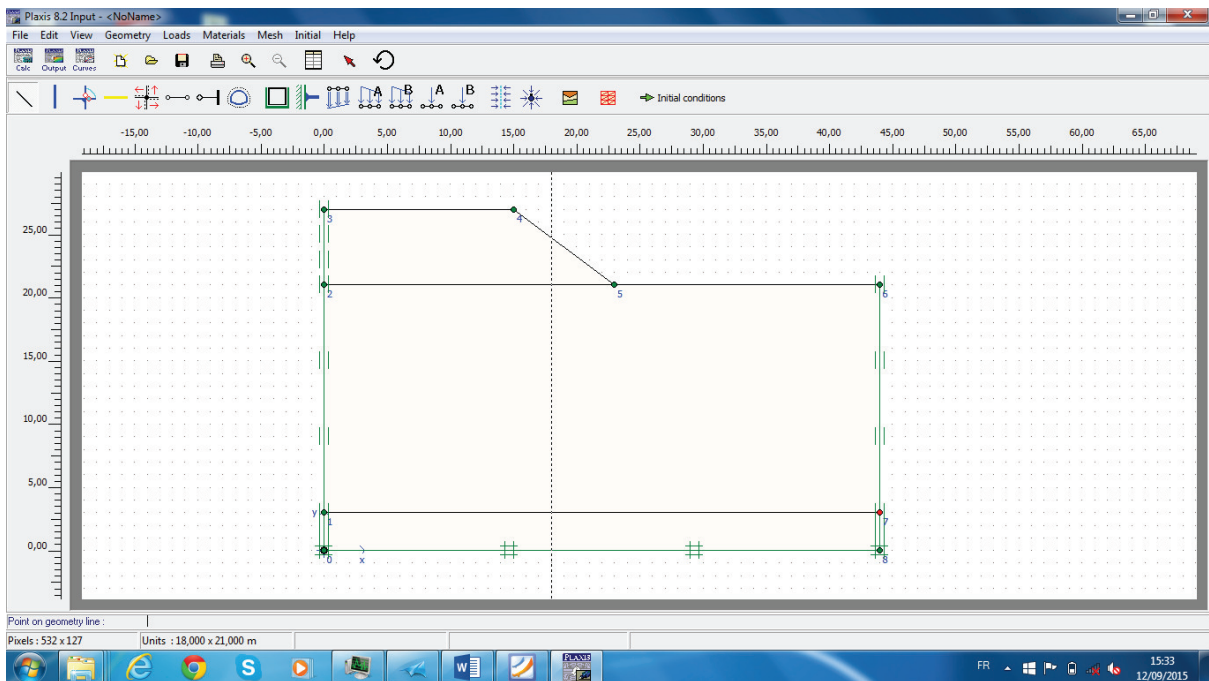


Figure VIII-2 : exemple d'un model géométrique avec logiciel PLAXIS

2.2.3. Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc...) le modèle de comportement et des 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 paramétrées, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non drainé ou non poreux).

Tableau VIII-1 : les paramètres géotechniques de chaque type de sol

Paramètres	Argile	remblai	sable	Gravier
model	Soft soil	Linaire élastique	Mohr coulomb	Linaire élastique
Caractère drainant	Non-drainant	drainant	drainant	drainant
γ_d (KN/m ³)	15,5	18,57	18	20
γ_{sat} (KN/m ³)	19,5	20	20	22
K_x (m/jour)	1 10 ⁻⁴	100	100	100
K_y (m/jour)	1 10 ⁻⁴	100	100	100
C_c	0,17	-	-	-
C_s	0,03	-	-	-
e_{init}	0,74	-	-	-
C (KN/m ²)	15,58	-	-	-
Φ (°)	15,42	-	-	-
Ψ (°)	0	-	-	-
E_{ref} (KN/m ²)	-	60000	60000	60000
ν (ν)	-	0,33	0,30	0,33

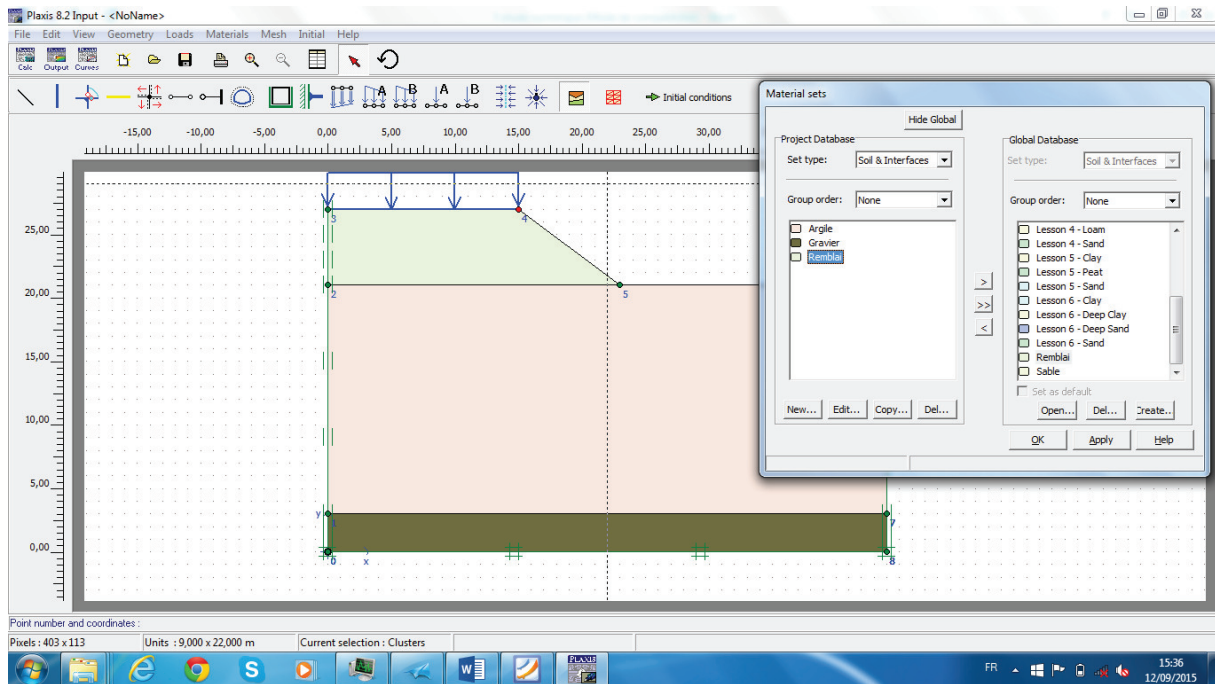


Figure VIII-3 : affectation des matériaux pour chaque couche

2.2.4. 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) l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « refine » dans le menu.

Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

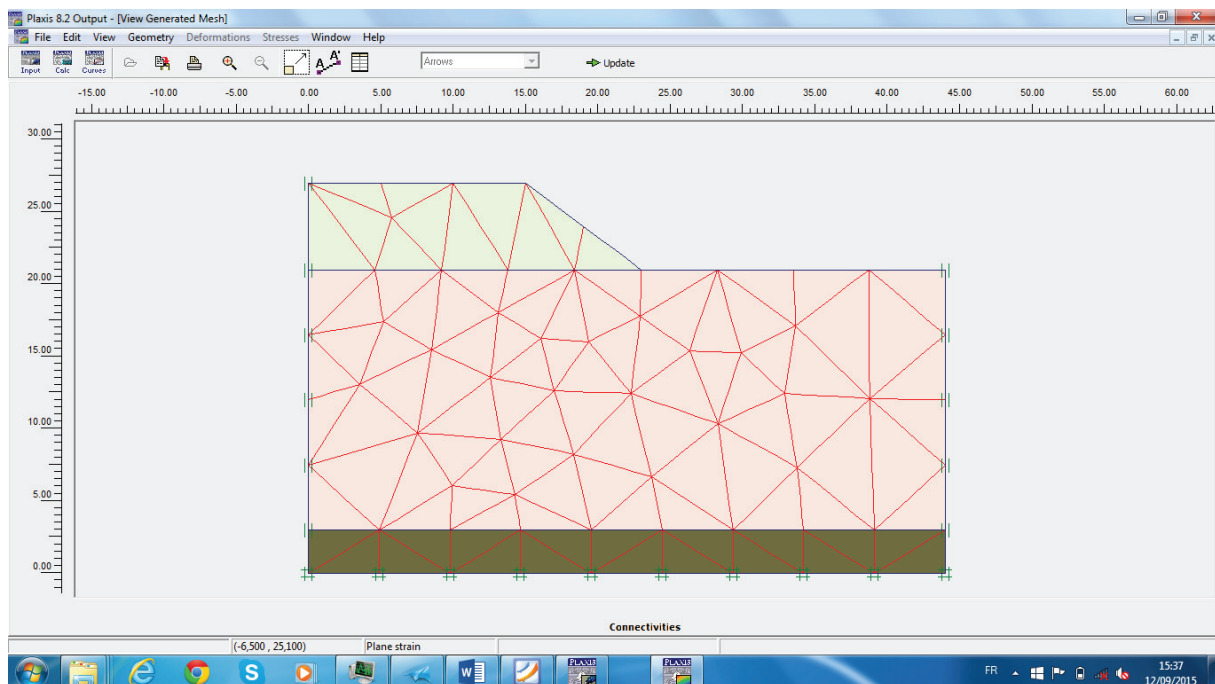


Figure VIII-4 : génération du maillage

2.2.5. Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un a « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- la première qui s'appelle "initiale pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin) et de générer les pressions interstitielles correspondantes.
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

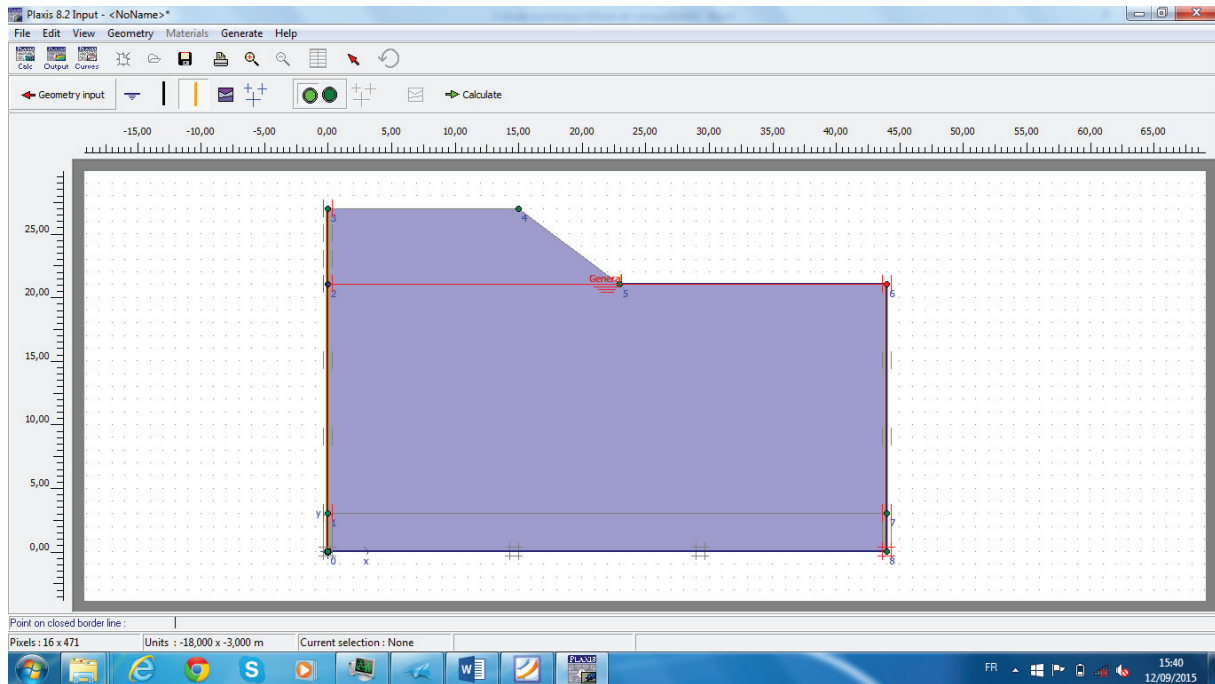


Figure VIII-5 : Résultat de génération des pressions hydrauliques

PARTIE N°2 : ÉTUDE D'UN CAS DU PK12 + 800 AU PK14 + 480 DE LA PÉNÉTRANTE DE BEJAÏA

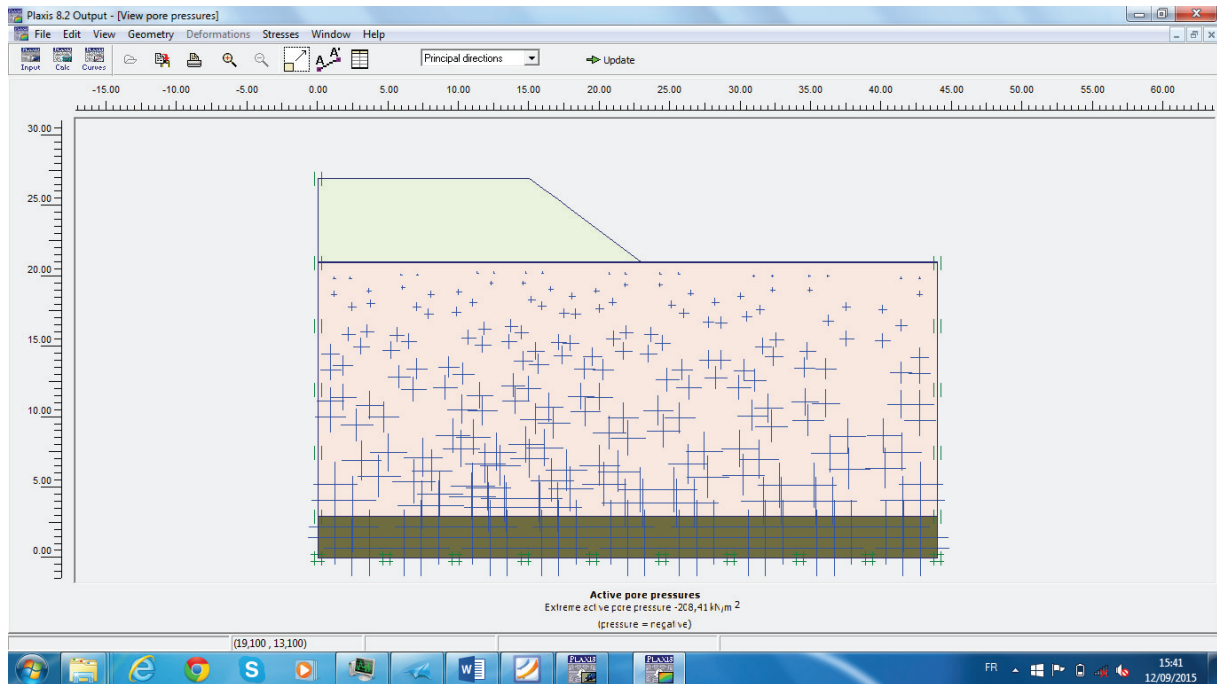


Figure VIII-6 : Résultat de génération des pressions hydrauliques

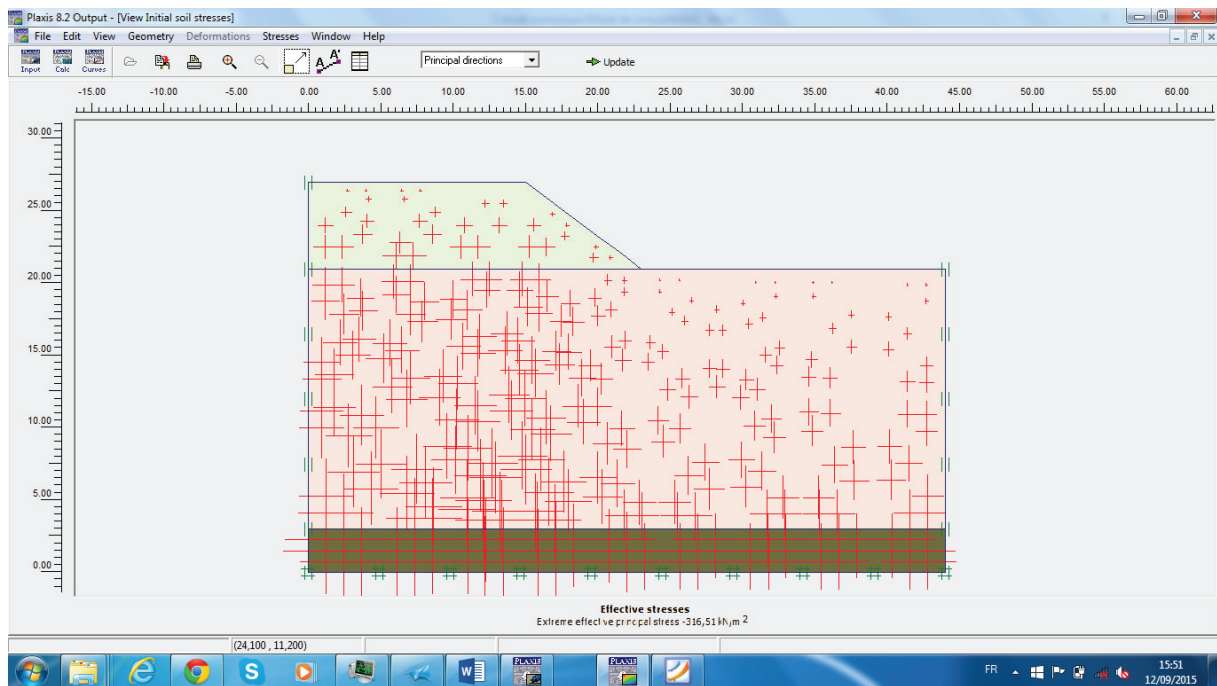


Figure VIII-7 : Résultat de génération des contraintes initiales

2.2.6. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "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'étal initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisations de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servie à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certains parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés.

Pendant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc...

D'autres types de phases peuvent être créées autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de type de calcul peuvent être simulés (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique) 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 »

Les phases de calculs

Phase N°1 (Phase initiale) : la phase initiale pour le calcul ultérieur fixé par les conditions initiales du programme « *input* » (pressions hydrauliques et les contrainte initiale)

Phase N°2 (construction du remblai) : dans cette phase on fixe la condition « staged construction' » à 360 jour c a d : 12 mois qui est le délai fixé par le maitre de l'ouvrage.

Phase N°3 (consolidation) : dans cette phase on fixe la condition « minimum pore pressus $|P - STOP| = 1KN/m^2$ » c a d la compilation du logiciel s'arrête au moment où la surpression interstitielle est égale à $1KN/m^2$.

2.2.7. Visualisation des Résultats

Plaxis permet la sortie des résultats suivants :

- la déformée du maillage
- les déplacements (verticaux, horizontaux, totaux)
- les déformations
- les vitesses et les accélérations (quand on effectue un travail en dynamique)
- les contraintes totales
- les contraintes effectives
- le coefficient de surconsolidation
- les points de déformation plastique
- le degré de saturation
- le champ d'écoulement
- le niveau de l'eau
- l'incrément des déformations et des contraintes dues aux différentes phases par rapport à la situation d'origine

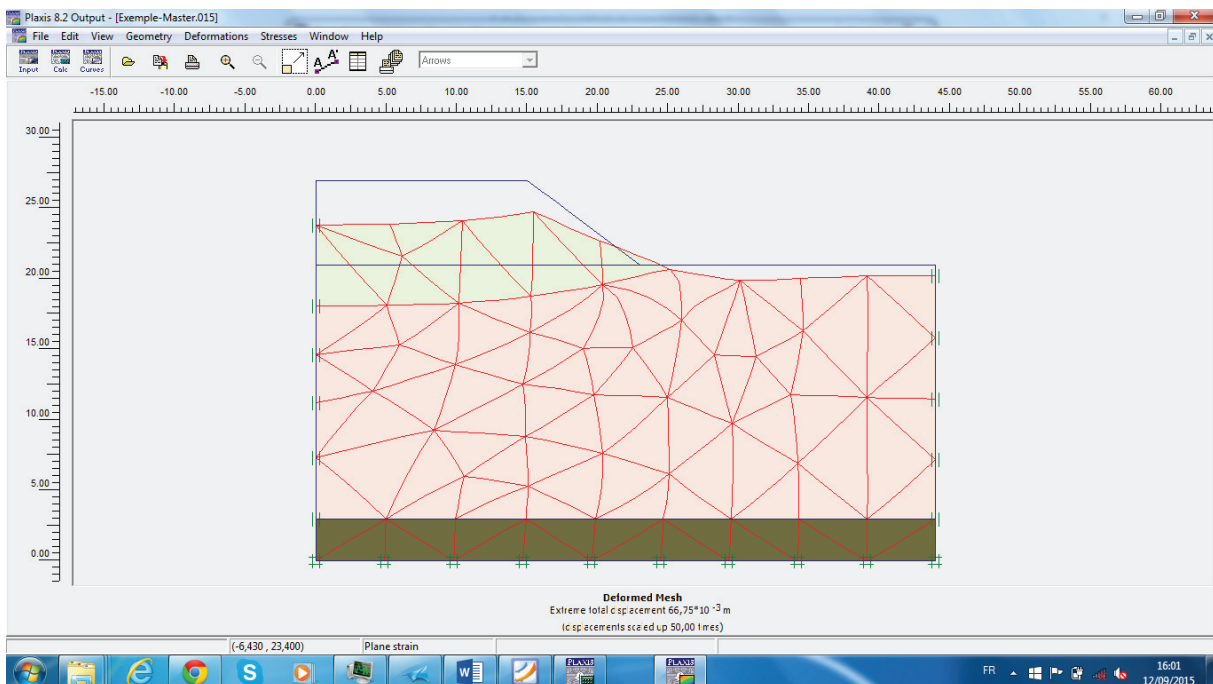


Figure VIII-8 : exemple De déformé d'un maillage

3. Modélisation avant le traitement (Remblai sur sol compressible)

L'objectif de cette première modélisation est de démontrer la présence d'un problème de tassement et de consolidation. On va suivre la variation de la surpression interstitielle et l'amplitude du tassement.

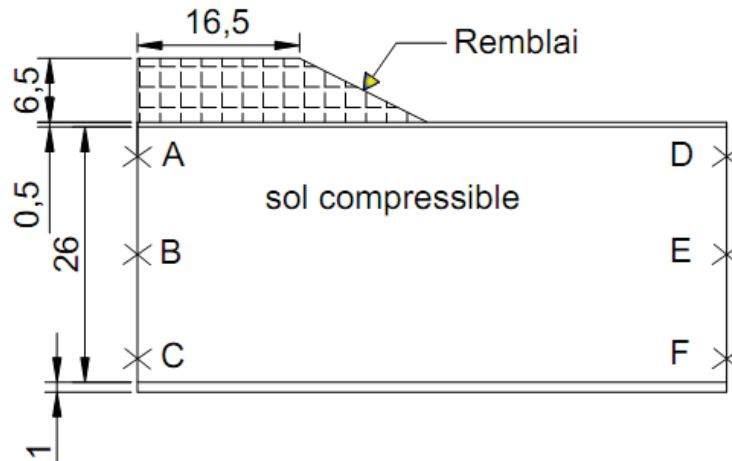


Figure VIII-9 : le modelé de référence pour la modélisation « Avant le traitement »

— Amplitude des tassements

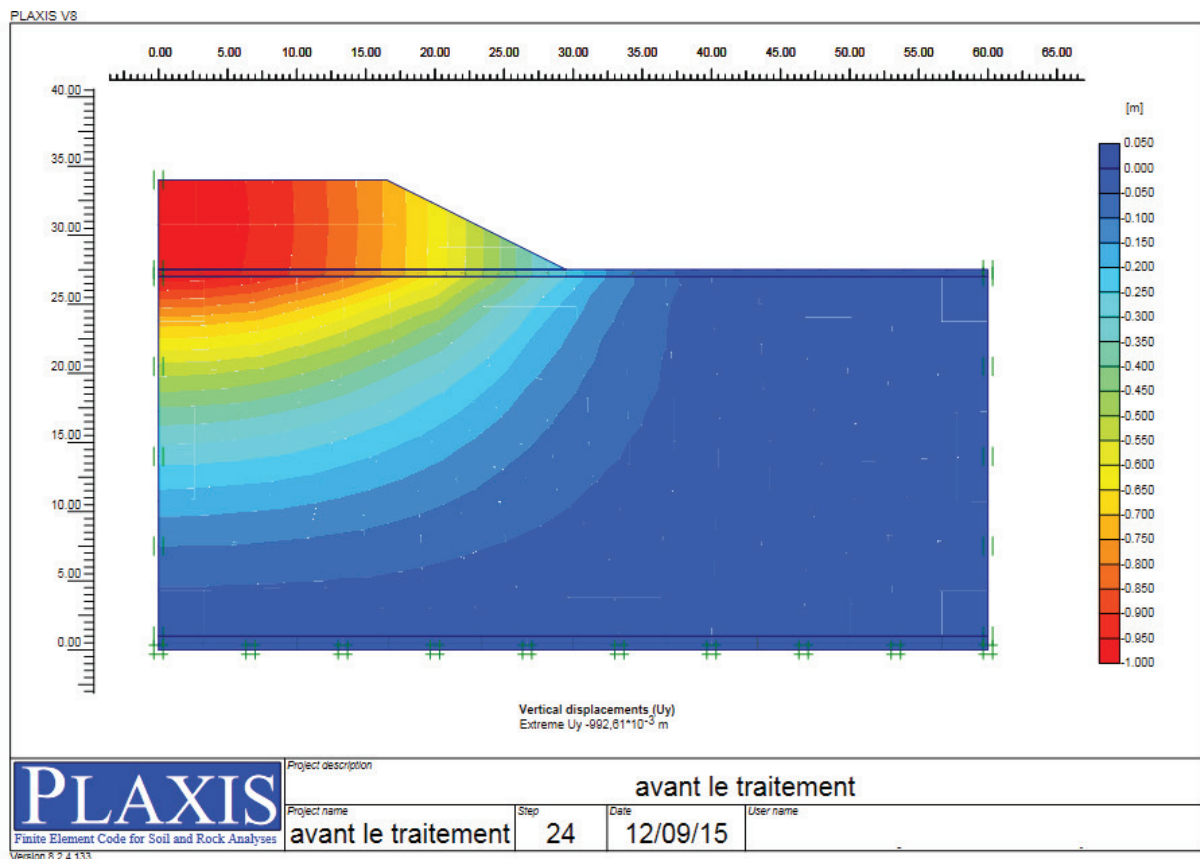


Figure VIII-10 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de x et y

Le tassement est de 0,992 = 1m sous le remblai.

Les dépassements verticaux diminuent en s'éloignant de l'axe centrale du remblai et en profondeur aussi.

— **Déplacements verticaux**

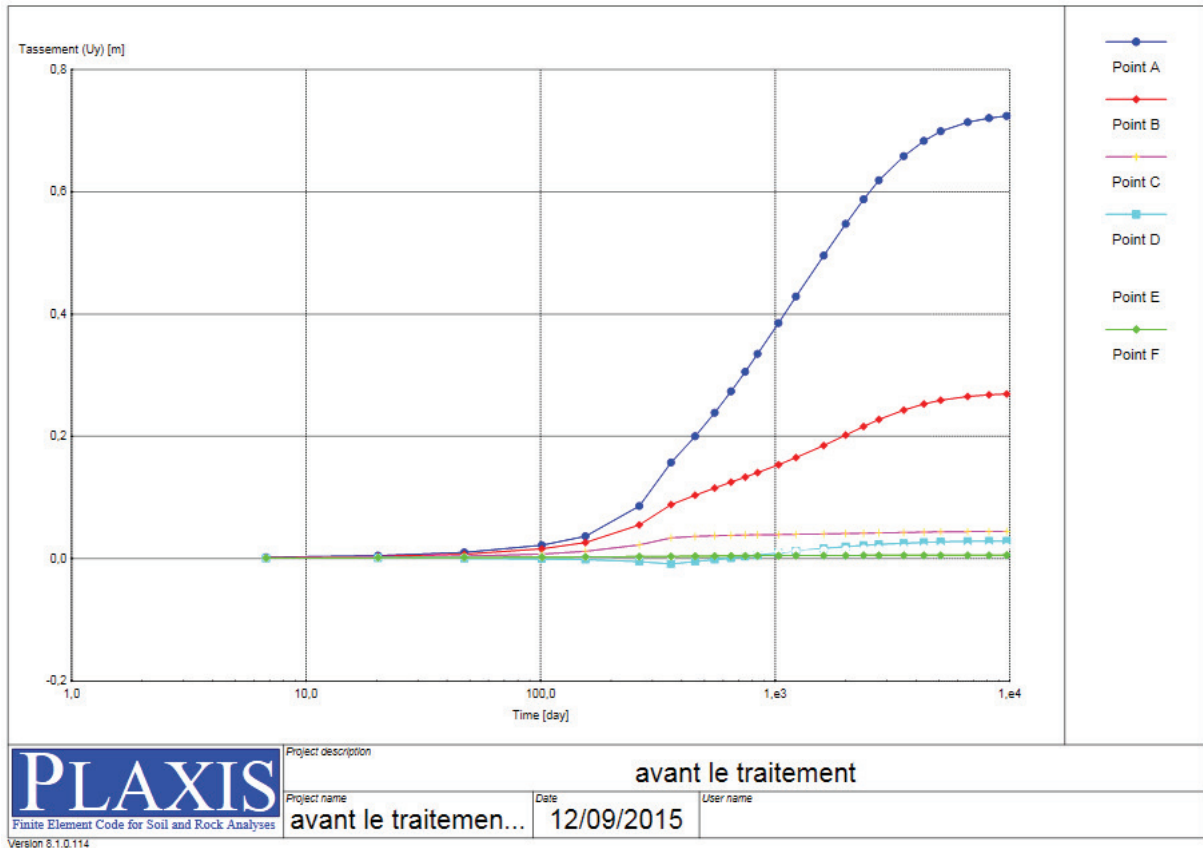


Figure VIII-11 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

Les dépassements verticaux se stabilisent après environ $4 \cdot 10^3$ jour = 15,6 ans

— **Temps de consolidation**

Phase de construction : la surpression interstitielle augmente pendant la construction du remblai (360 jour = 12 mois) c a d que la charge pendant cette période est supportée par la pression interstitielle.

Phase de consolidation : l'eau se draine → la surpression interstitielle diminue est-elle s'annule après 4000 jour = 15,6 ans.

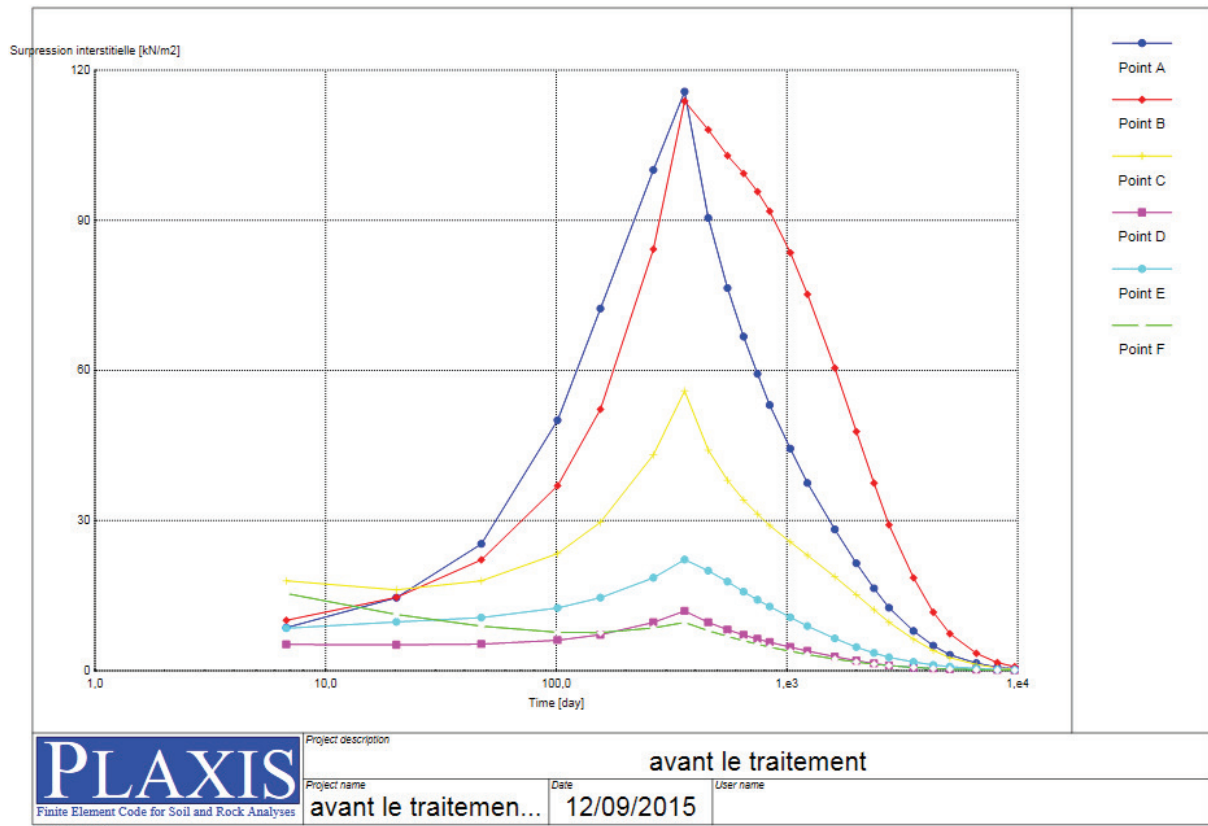


Figure VIII-12 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Conclusion

Le tassement trouvé numériquement et de 1m. On remarque qu'il est très proche du tassement analytique, donc on peut dire que l'étude numériques confirme parfaitement le calcule analytique. Le tassement étant nettement supérieur au tassement admissible qui est 10cm la solution drain verticaux va être étudiée numériquement dans la partie suivante.

Le temps de consolidation et de 15,6 ans → confirmation de l'étude analytique, nettement supérieur au temps fixe par le mètre de l'ouvrage qui est 1 an la solution drain verticaux va être étudié numériquement dans la partie suivante.

4. Modélisation de la solution drains verticaux (étude paramétrique)

L'objectif c'est de faire une étude paramétrique pour trouver la solution optimale en drains verticaux, pour cella on va faire varier le diamètre d'influence D_{inf} et la longueur des drains L sachant que le diamètre équivalent des drains est fixe (6,4 cm).

On va suivre les déplacements verticaux au niveau des points A, B, C, D (figure pour le cas de 15 m de longueur)

1. Pour une longueur des drains de 15m

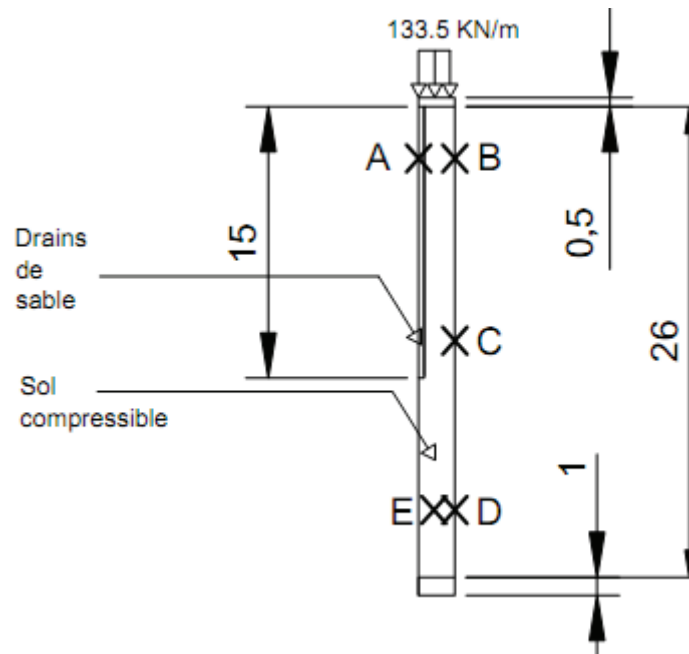


Figure VIII-13 : le modelé de référence pour la modélisation « Solution drains verticaux » ($L=15m$)

Pour la première étude paramétrique on fixe la longueur L à 15 m des drains et on fait varier le diamètre d'influence D_{inf} .

1.1. Pour $L = 15m$ et $D_{inf} = 1 m$

— **Amplitude des tassements**

Pour les tassements on voit bien sur la figure VIII-14 qu'on a un tassement total de **67 cm** à la fin de la consolidation et **64 cm au point A** (figure VIII-14) → les drains verticaux ont une influence minimale sur les tassements. Ils ne diminuent pas l'amplitude des.

Le tassement des dernières couches du sol (les dernière 7 m) est très minime, donc il n'influe pas sur le tassement total et sur le temps de la consolidation → le tassement totale et le temps de consolidation dépend des 19 premiers mètres du sol support et une grande proportion se passe dans les 9 premiers mètres.

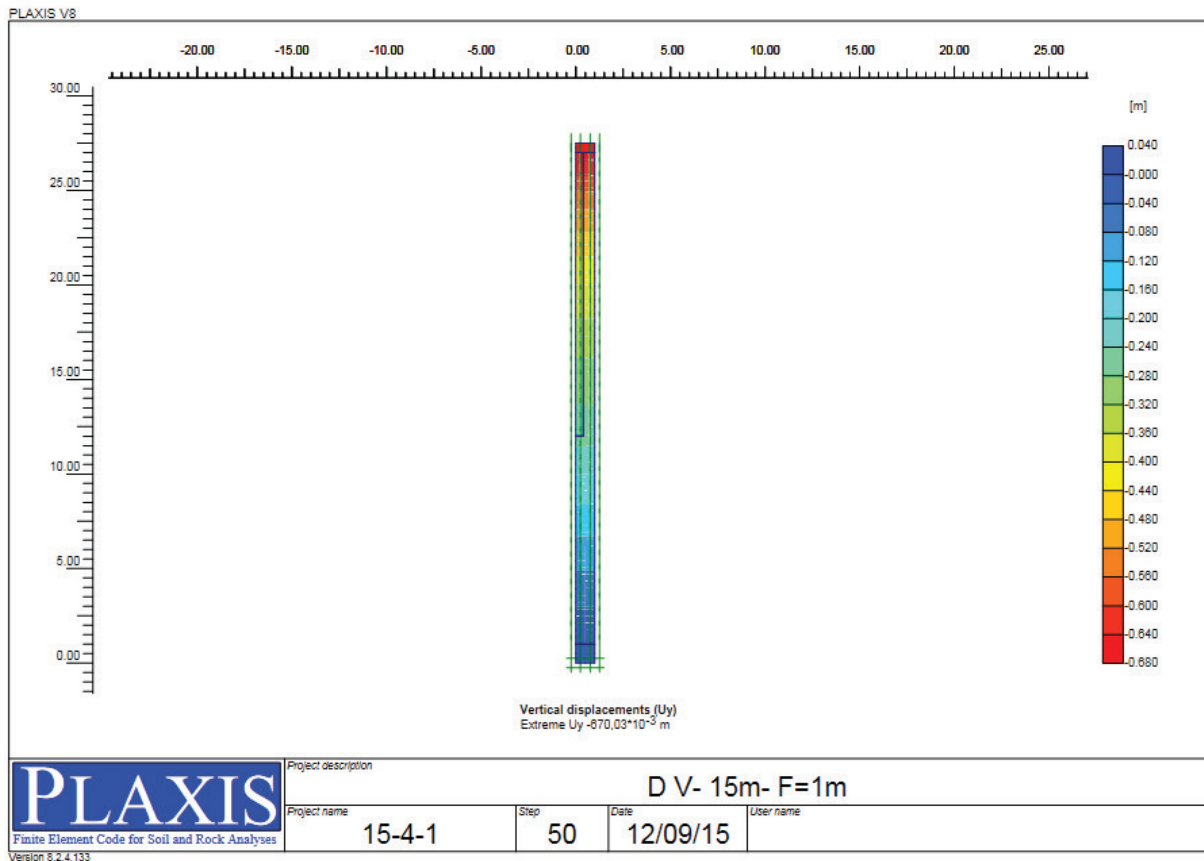


Figure VIII-14 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

— Déplacement vertical

Pour les point A et B : La variation des déplacements est la même parce que ils sont sur la même profondeur (ils subissent pratiquement les même contraintes).

Les déplacements verticaux des points A et B atteignent **0,6 m** en **400 jour** (condition nécessaire et suffisante parce que $0.64 - 0,6 = 0.04$ m, pas besoin d'attendre que la surpression interstitielle s'annule).

Les déplacements diminuent en fonction de la profondeur.

Les déplacements se stabilisent après 400 jours, donc le tassement se stabilise après 1 an

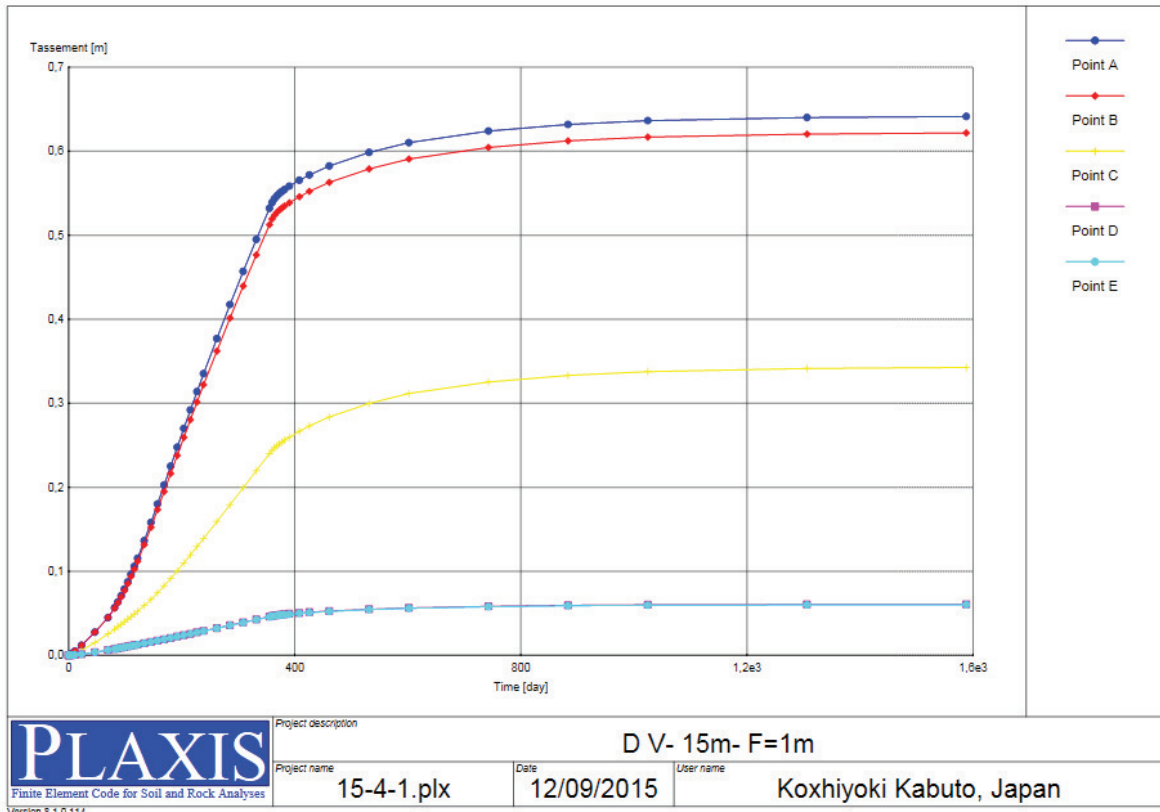


Figure VIII-15 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

— Temps de consolidation

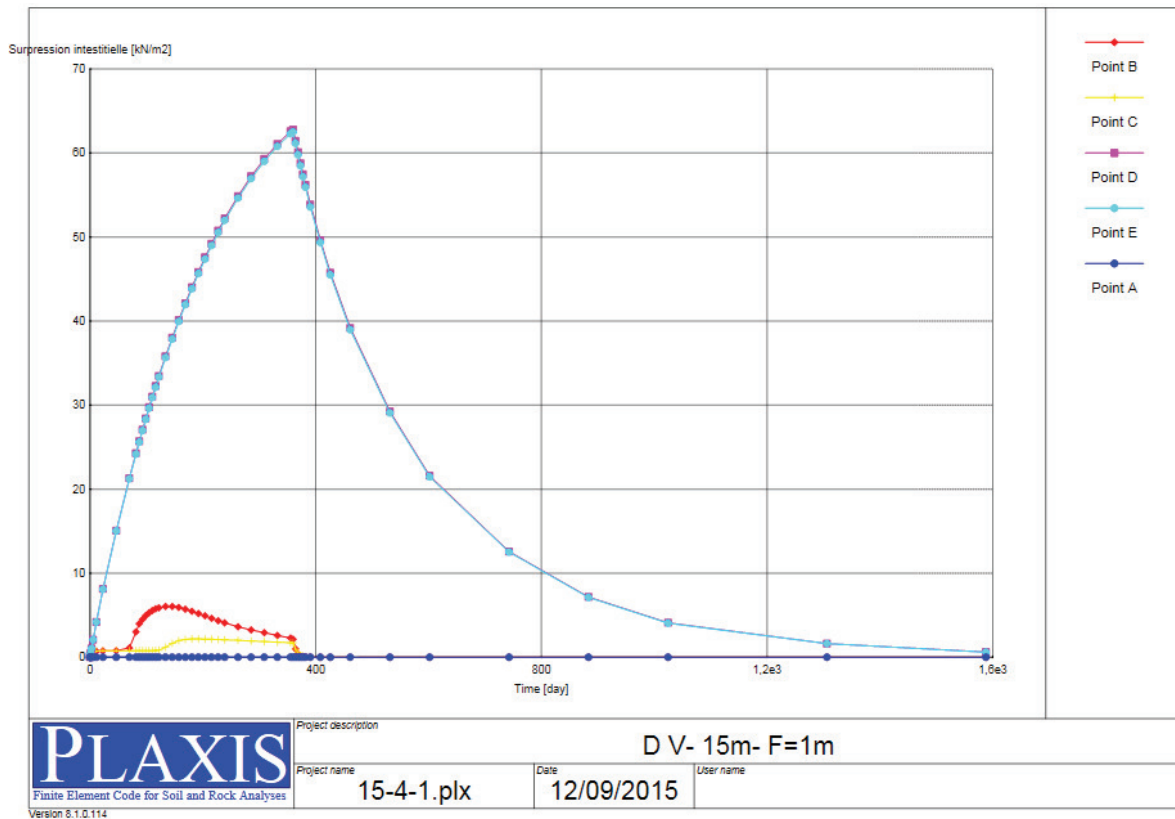


Figure VIII-16 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Pour le point A, la surpression interstitielle est nulle car il se trouve à l'intérieur du drain.

Pour les point B, C, on a le même comportement de la pression interstitielle car ils sont dans les premières 15 m (à l'intérieur du maillage des drains verticaux) → donc l'évacuation des eaux est rapide est plus facile. La surpression interstitielle s'annule à la fin de la construction par étapes du remblai (360 jour), $\Delta U = 0$ est une condition nécessaire pour la consolidation du sol support mais elle n'est pas suffisante.

Pour les points D, E, les deux graphes de la surpression interstitielle sont superposés. La surpression est très grande à la fin de la construction du remblai ($c a d a t = 360$ jour) et elle s'annule après $1,6 \cdot 10^3$ jour = 4,4 ans → parce que les deux point sont très profond et ils se trouvent à l'extérieur du maillage des drains verticaux (à l'extérieur des premier 15 m).

Conclusion

On peut dire qu'avec des drains de $L=15$ m et $D_{inf} = 1$ m, on aura des tassements de l'ordre de 70 cm en 1 an chose qui est acceptable.

Au point A, le tassement final est 0,64 m et en parallèle le déplacement en ce point est 0.57 cm en 1an → donc on a des tassements résiduelles de 7 cm qui sont admissible < 10 cm.

Les résultats du model numériques sont comparables avec les résultats de l'étude analytique.

1.2. Pour $L = 15$ m et $D_{inf} = 1,5$ m

— Amplitude des tassements

Dans cette 2^{ème} étape de modélisation on va changer le diamètre d'influence ($D_{inf} = 1,5$ m) est on analyse les résultats des tassements, les déplacements verticaux et la surpression interstitielle.

Avec ce modèle ($L=15$ m ; $D_{inf} = 1,5$ m) et D'après la figure VIII-17, les tassements sont égaux à **82 cm** et **0,77 m** au point A (figur VIII-17).

L'amplitude des tassements augmente par rapport au model ($L=15$ m ; $D_{inf} = 1$ m) chose qui est logique car le diamètre des drains reste 3,2 cm mais le diamètre d'influence augmente de 0,5 m → le rôle amélioration des caractéristiques portante du sol diminue d'avantage.

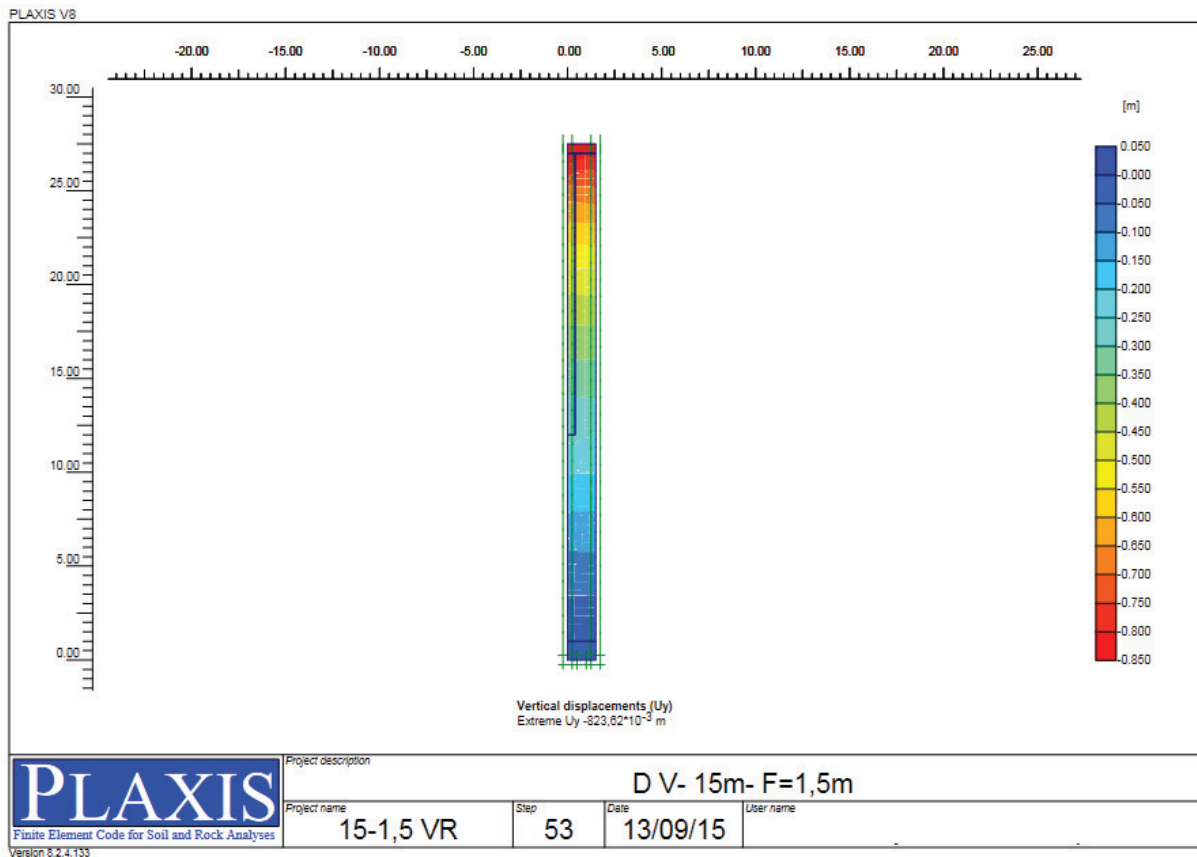


Figure VIII-17 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

— Déplacement vertical

On remarque que les graphes de la variation des déplacements est pratiquement la même avec le modèle ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 1\text{m}$). La différence est juste que les déplacements sont plus grands de 0.1 m par rapport au model précédant.

Pour les point A et B : La variation des déplacements est la même parce que ils sont sur la même profondeur (ils subissent pratiquement les même contraintes).

Les déplacements verticaux des points A et B atteignent **0,7 m** en **400 jours** (condition nécessaire et suffisante parce que $0.77 - 0,7 = 0.07\text{ m}$, pas besoin d'attendre que la surpression interstitielle s'annule).

Les déplacements diminuent en fonction de la profondeur.

Les déplacements se stabilisent après 400 jours, donc le tassement s'arrête après environ 1 an.

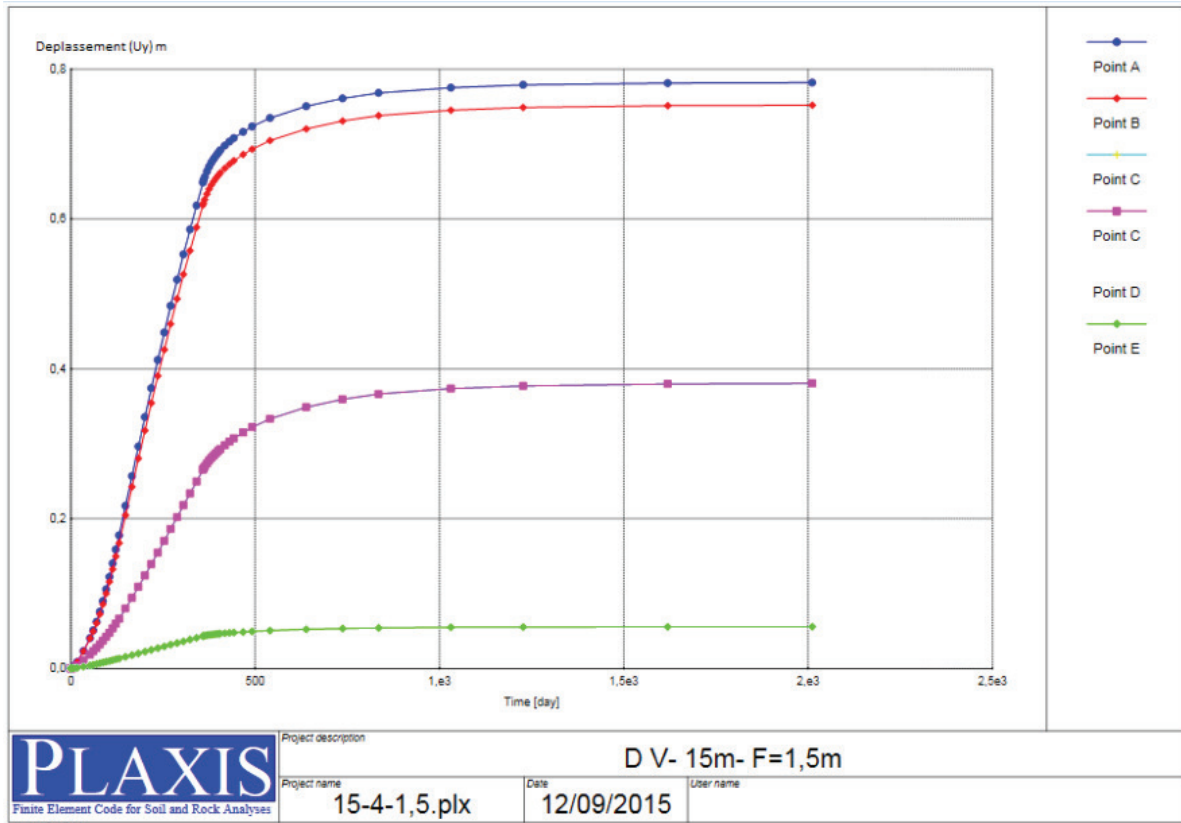


Figure VIII-18 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

— Temps de consolidation

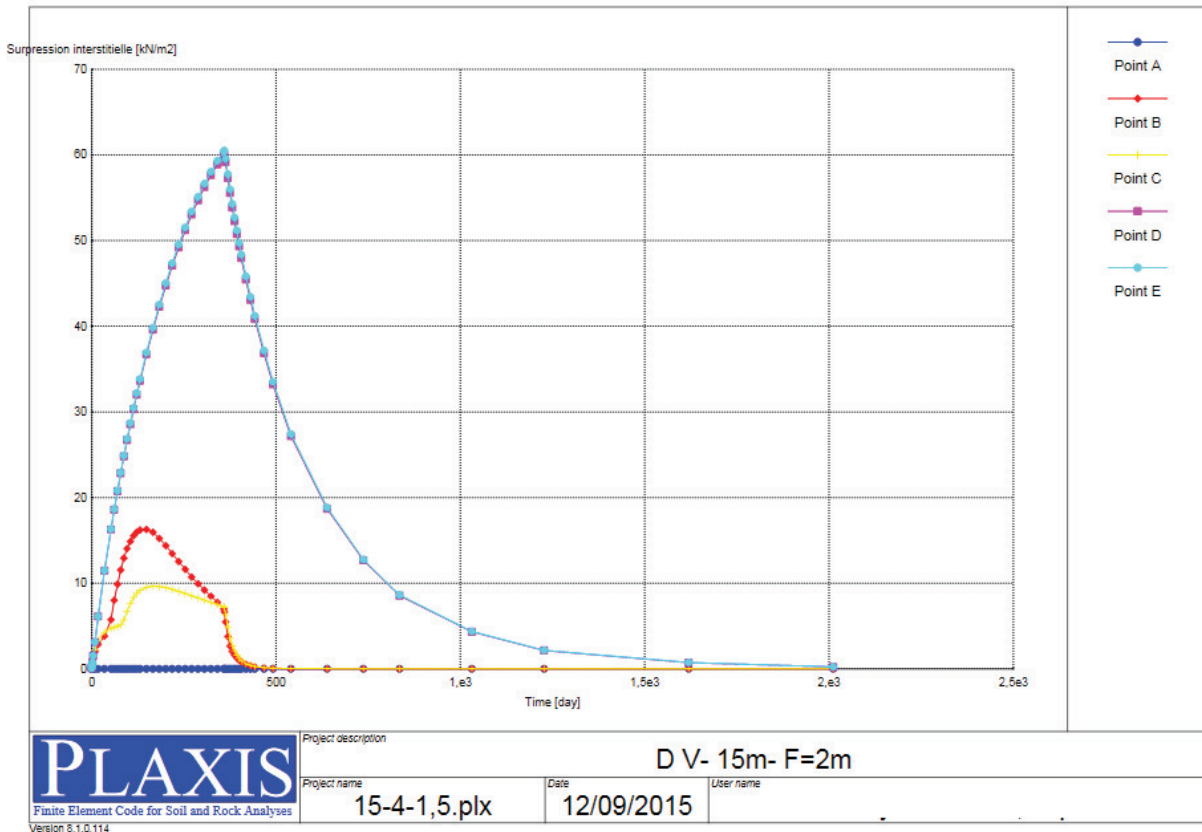


Figure VIII-19 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

La variation de la pression interstitielle est la même que le modelé ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 1\text{m}$).

Pour le point A, la surpression interstitielle est nulle car il se trouve à l'intérieur du drain.

Pour les points B, C, on a le même comportement de la pression interstitielle. La surpression interstitielle s'annule à la fin de la construction par étape du remblai (400 jour) $\Delta U = 0$.

Pour les points D, E, les deux graphes de la surpression interstitielle sont superposés. La surpression est très grande à la fin de la construction du remblai ($c a d a t = 360 \text{ jour}$) et elle s'annule après $1,8 \cdot 10^3 \text{ jour} = 5 \text{ ans}$.

Conclusion

Le model ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}}=1,5\text{m}$) n'a pas apporté de meilleurs résultat par rapport au ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 1\text{m}$) concernant le tassement et le temps de consolidation (Au point A, le tassement final est **0,77 m** et en parallèle le déplacement en ce point est **0.70 cm** en 1an → donc on a des tassements résiduelles de **7 cm** qui sont admissible $< 10 \text{ cm}$), peut être un petit peu la portance du sol à diminuer parce que le D_{inf} a augmente de $0,5 \text{ m}$ → en diminuant le D_{inf} de $1,5 \text{ m}$ à 1 m ne gagne rien.

1.3. Pour $L = 15\text{m}$ et $D_{\text{inf}} = 2 \text{ m}$

— Amplitude des tassements

Dans cette 3^{ème} étape de modélisation on va changer le diamètre d'influence ($D_{\text{inf}} = 2 \text{ m}$) est on va étudier les résultats des tassements, les déplacements verticaux et la surpression interstitielle.

Avec ce model ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 2 \text{ m}$) et D'après la figure VIII-20, les tassements sont égaux à **0,9 cm** et **0,80 m** en point A (figure VIII-20).

L'amplitude des tassements augmente par rapport au model ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 1,5\text{m}$) chose qui est logique car le diamètre des drains reste $3,2 \text{ cm}$ mais le diamètre d'influence augmente de $0,5 \text{ m}$ → le rôle amélioration des caractéristiques portante du sol diminue d'avantage.

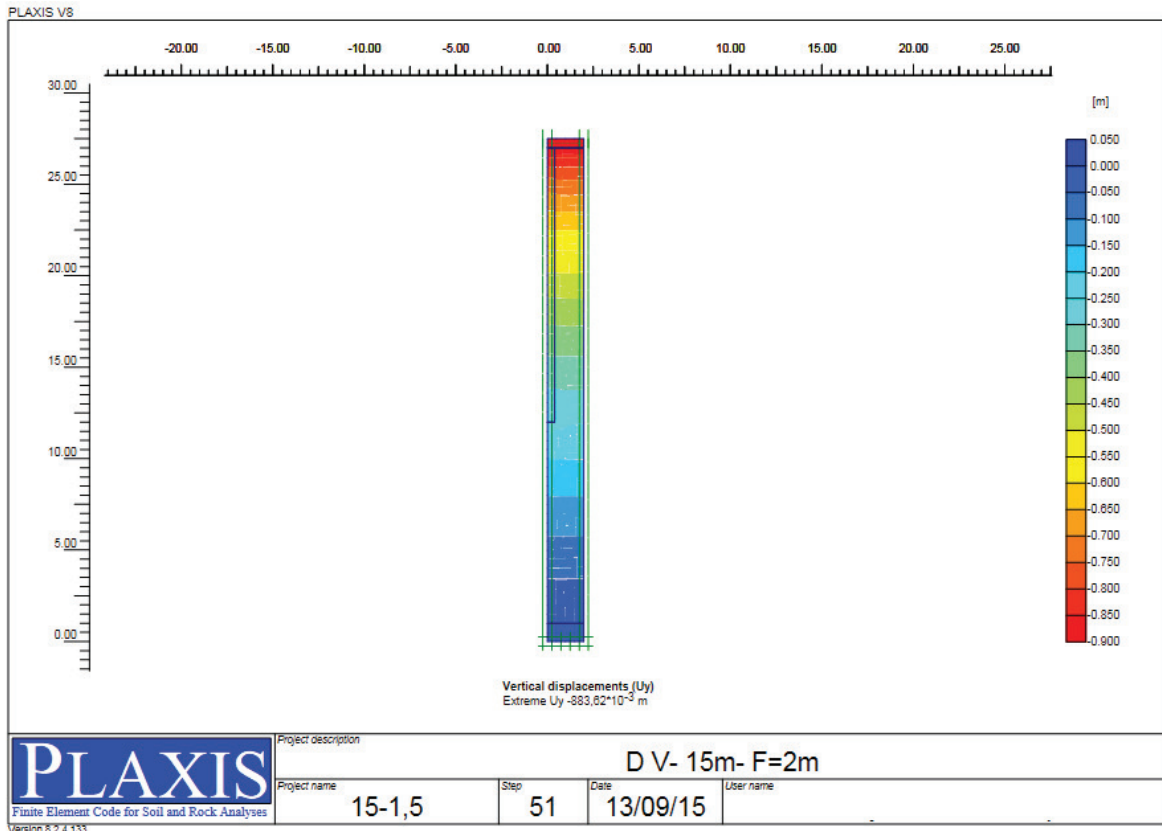


Figure VIII-20 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

— Déplacement vertical

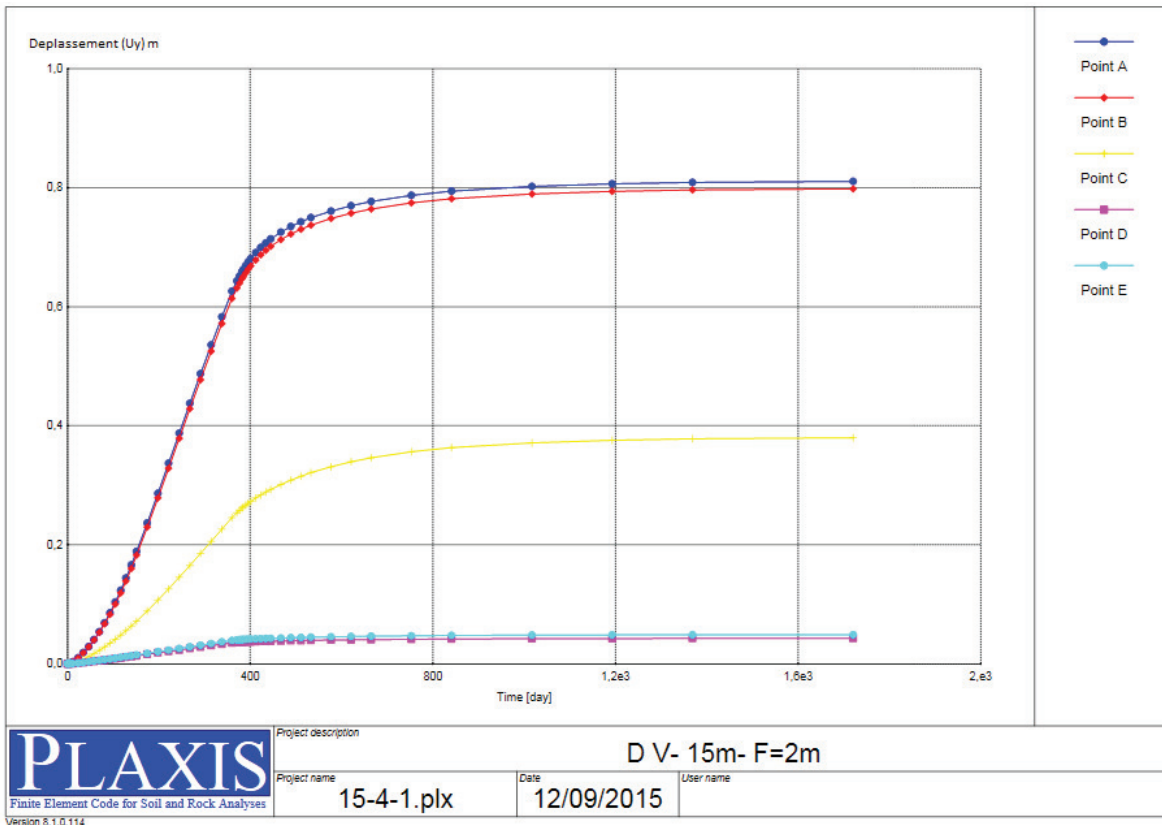


Figure VIII-21 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

Pour les point A et B : La variation des déplacements est la même parce que ils sont sur la même profondeur (ils subissent pratiquement les mêmes contraintes).

Les déplacements verticaux du point A et B atteignent **0,7m en 400 jours** (condition nécessaire et suffisante parce que $0.80 - 0,70 = 0.1$ m, pas besoin d'attendre la surpression interstitielle s'annule. Dans ce cas on est vraiment dans l'optimum).

Les déplacements diminuent en fonction de la profondeur.

Les déplacements se stabilisent après 400 jours, donc le tassement s'arrête après 1 an.

— **Temps de consolidation**

Pour les points B, C, on a le même comportement de la pression interstitielle. La surpression interstitielle s'annule à $t = 600$ Jours, $\Delta U = 0$.

Pour les points D, E, les deux graphes de la surpression interstitielle sont superposés, la surpression est très grande à la fin de la construction du remblai (c a d a $t = 360$ jour) et elle s'annule après $1,8 \cdot 10^3$ jour = 5 ans.

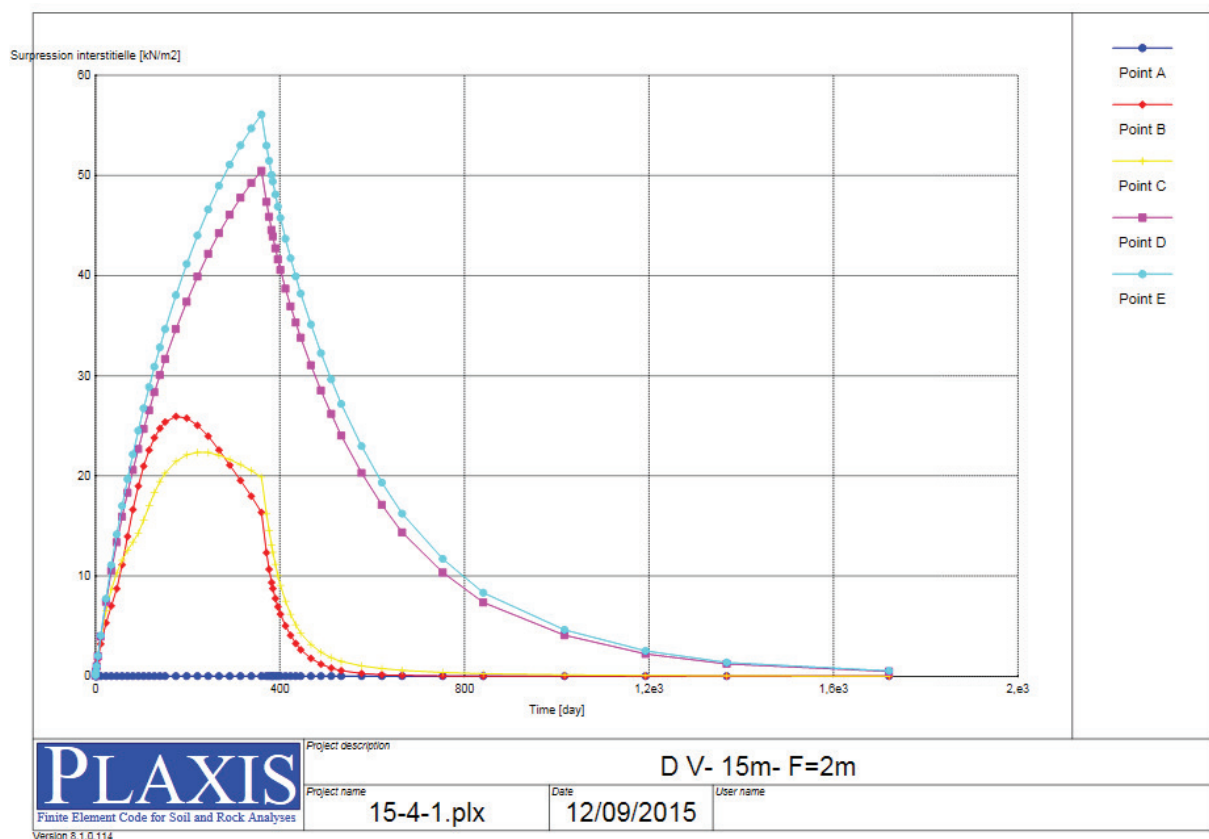


Figure VIII-22 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Conclusion

Le modelé ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 2\text{m}$) s'approche de l'optimum par rapport au ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 1,5\text{m}$) concernant le tassement et le temps de consolidation (En point A, le tassement final est **0,70 m** et en parallèle le déplacement en ce point est **0.80 cm** en 1an → donc on a des tassements résiduels de **10 cm** qui sont admissibles). La portance du sol a diminué parce que le D_{inf} a augmente de 0,5 m.

1.4. Pour $L = 15\text{m}$ et $D_{\text{inf}} = 2,5\text{m}$

Dans la dernière modélisation on a eu des résultats très très proche de l'optimum (c a d : des tassements résiduelles de 10 cm et un temps de consolidation d'un 1an).

Pour le model ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 2,5\text{m}$) on va confirmer les dernières modélisations.

— Amplitude des tassements

Pour les tassements on voit clairement à l'aide de la figure VIII-23 qu'on a un tassement total de **1 m** à la fin de la consolidation et **0,9 m au point A** (figure VIII-23) → les drains verticaux n'ont pas d'influence sur les tassements (c a d : on est dans le cas « Avant le traitement »), ne diminue pas l'amplitude des tassements et bien évidemment sur la portance.

Le tassement des dernières couches du sol (les dernière 7 m) est très minime, donc il n'influe pas sur le tassement total et sur le temps de la consolidation → le tassement total et le temps de consolidation dépend des 19 premiers mètres du sol support et une grande proportion se passe dans les 9 premiers mètres.

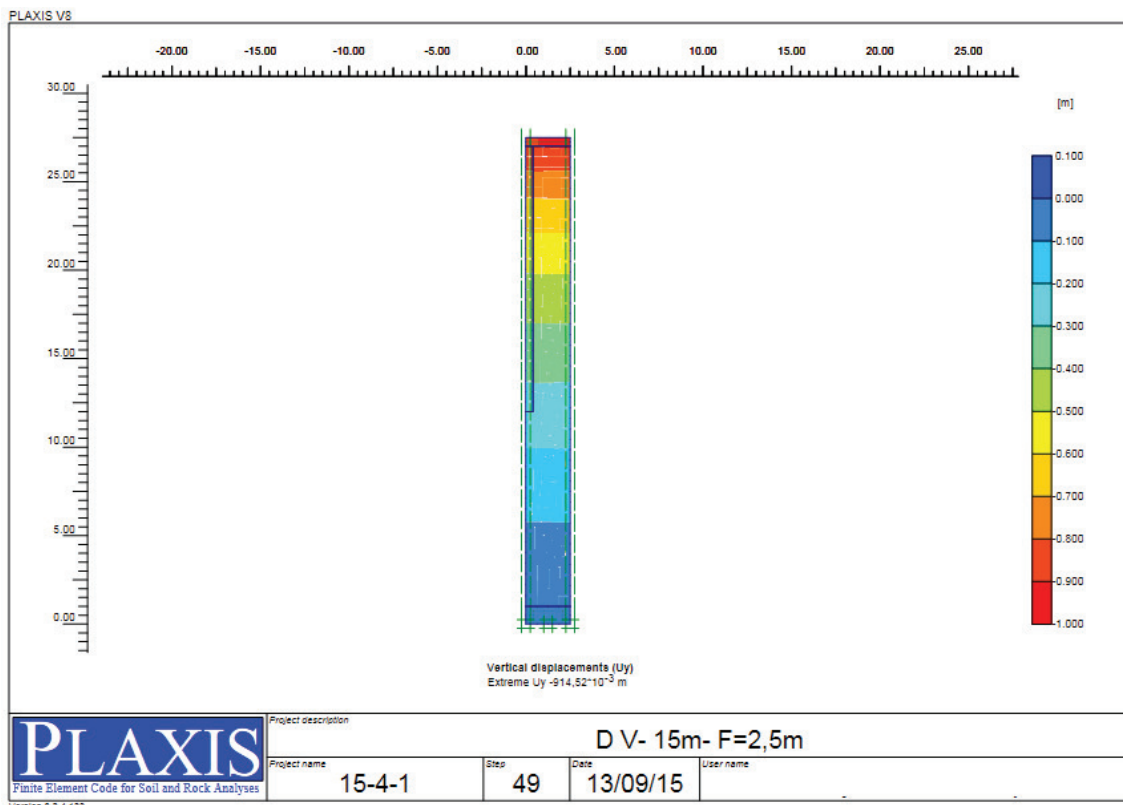


Figure VIII-23 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

— Déplacement vertical

Pour les point A et B : La variation des déplacements est la même parce que ils sont sur la même profondeur (ils subissent pratiquement les mêmes contraintes).

Les déplacements verticaux des points A et B atteignent **0,7 m** en **400 jour** (condition non vérifier parce que $0.9 - 0,7 = 0.3 \text{ m}$, 1 an de consolidation et il reste le tassement résiduelles qui dépasse largement les 10 cm).

Les déplacements diminuent en fonction de la profondeur.

Les déplacements ne se stabilisent pas après 400 jours.

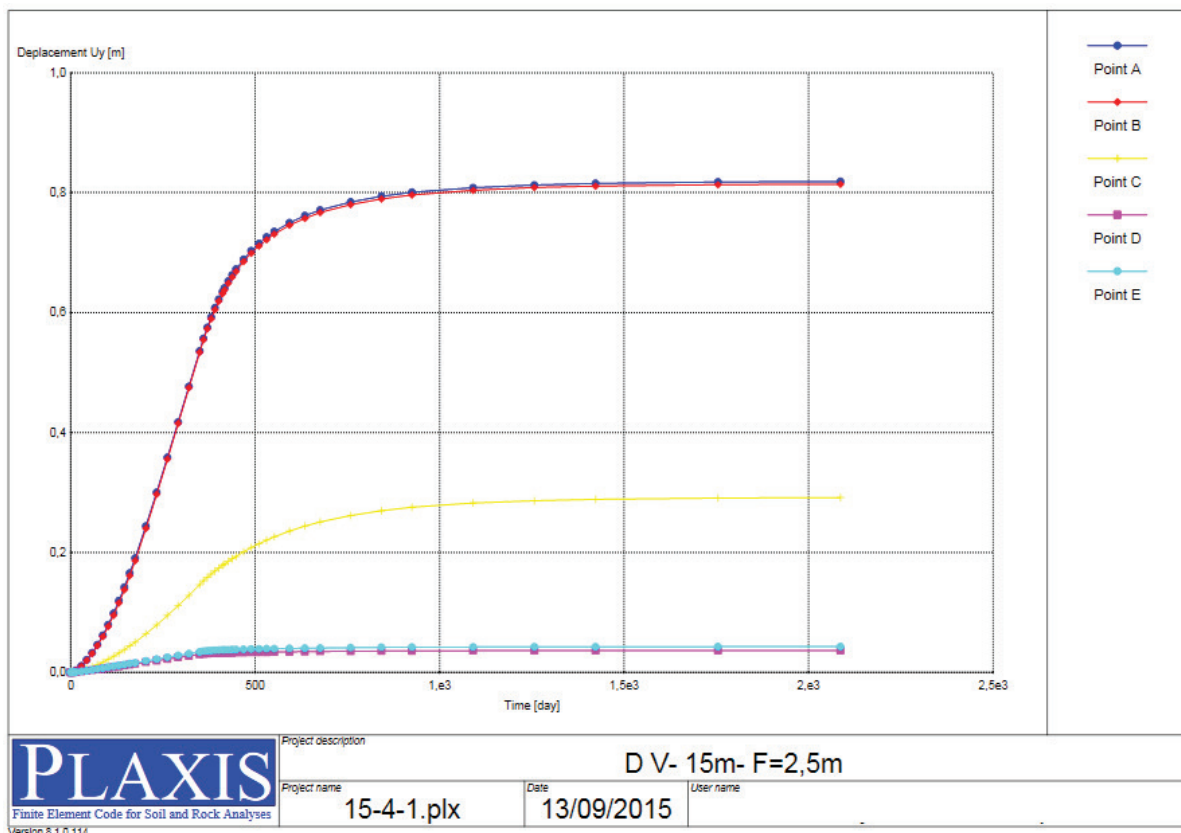


Figure VIII-24 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

— Temps de consolidation

On remarque clairement que les graphes des point B et C s'approche des point des graphes D et E, on ne remarque pas que les 2 point B et C sont à l'intérieur des 1^{er} 15 m de profondeur (à l'intérieur du maillage des drains) et les 2 point D et E sont à l'extérieur (c a d : on commence à revenir dans le cas « Avant le traitement »)

La surpression interstitielle s'annule après 900 jours = 3,5 ans.

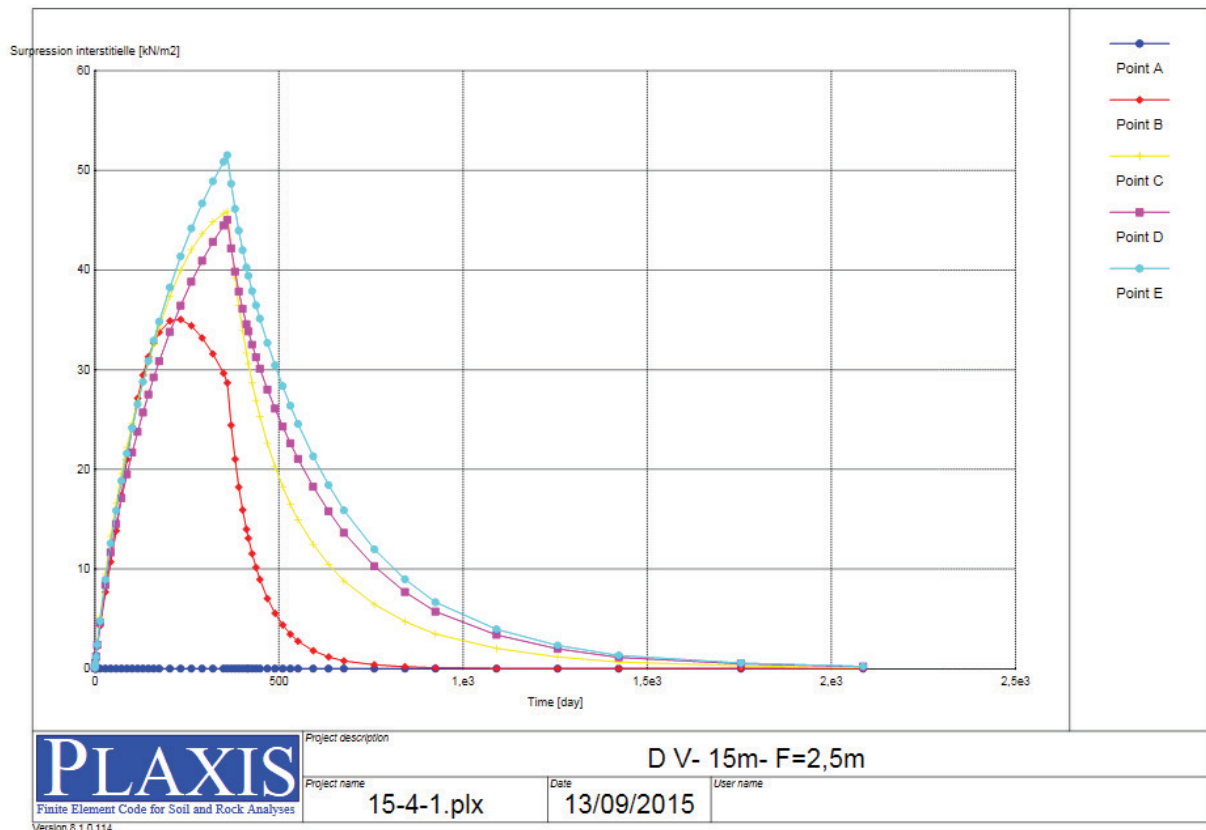


Figure VIII-25 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Conclusion

Ce modèle ne résous pas les problèmes puisque on a eu des tassements résiduels de 30 cm en 3,5 ans.

1.5. Synthèse de la 1^{er} étude paramétrique

En variant le diamètre d'influence D_{inf} on influe sur l'amplitude des tassements et le temps de consolidation.

Pour les deux premiers modèles (c a d : $D_{inf} = 1$ et $D_{inf} = 1,5$) on n'a pas remarqué de changement, donc au-delà d'un $D_{inf} < 1,5$ on ne gagne rien parce que on ne fait pas travailler le drain a 100 %, donc c'est une perte économique.

Pour le modèle ($L=15m$; $D_{inf} = 2m$) on a eu des tassements résiduels de 10 cm en 1an donc vraiment on est dans l'optimum et on fait bien travailler les drains verticaux.

Le modèle ($L=15m$; $D_{inf} = 2,5m$) et à écarter car il ne satisfait pas les exigences du maitre de l'ouvrage.

2. Pour une longueur des drains de 26 m

L'objectif de cette 2^{ème} étude paramétrique est de voir l'influence de la longueur des drains sur le tassement et le temps de consolidation. Les points à suivre sont A, B, C et D (figure VIII-26)

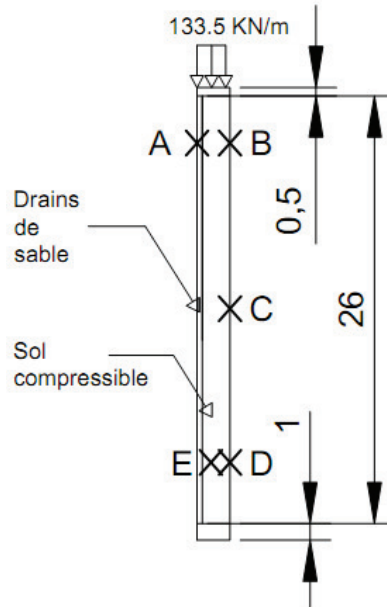


Figure VIII-26 : le modelé de référence pour la modélisation « Solution drains verticaux » ($L=26m$)

2.1. Pour $L = 26 m$ et $D_{inf} = 1 m$

— Amplitude des tassements

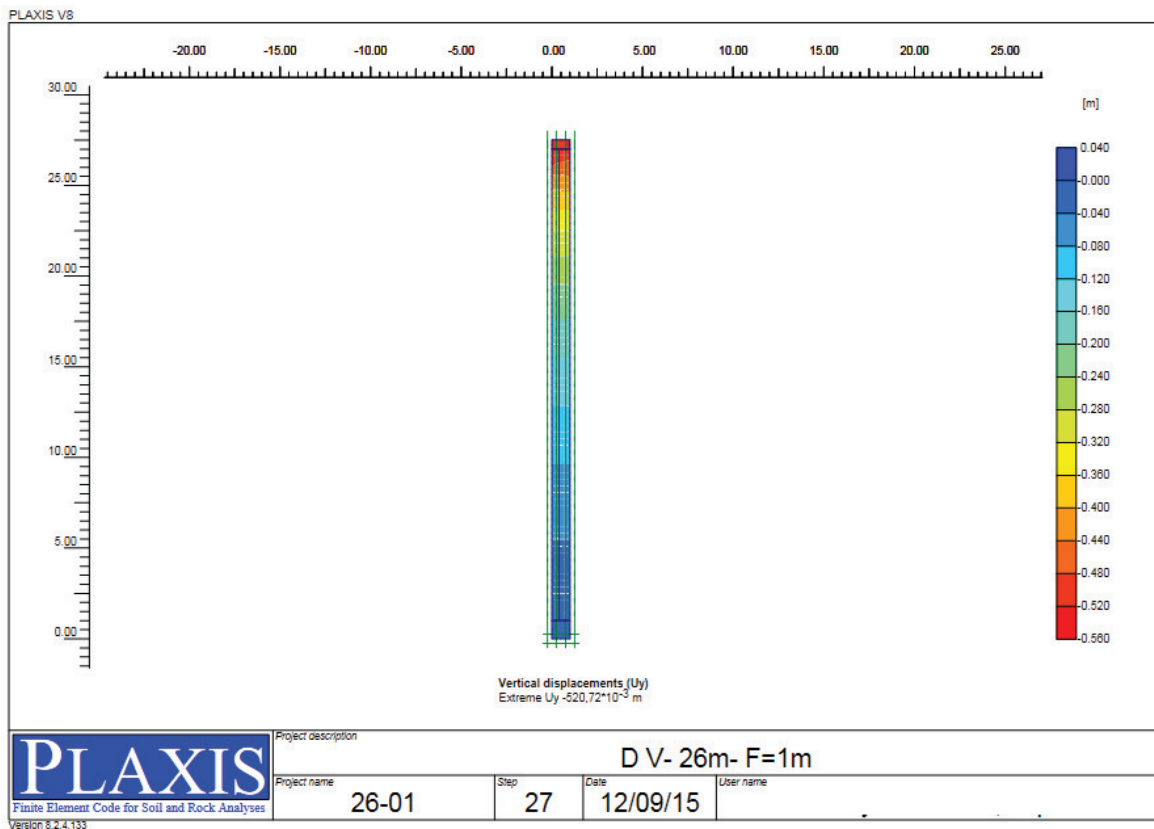


Figure VIII-27 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

Pour les tassements on voit bien à l'aide de la figure VIII-27 qu'on a un tassement total de **52 cm** à la fin de la consolidation et **48 cm au point A** (figure VIII-27) (les drains verticaux sont encastres dans le substratum drainant) → la longueur des drains influe sur l'amplitude des tassements.

— **Déplacement vertical**

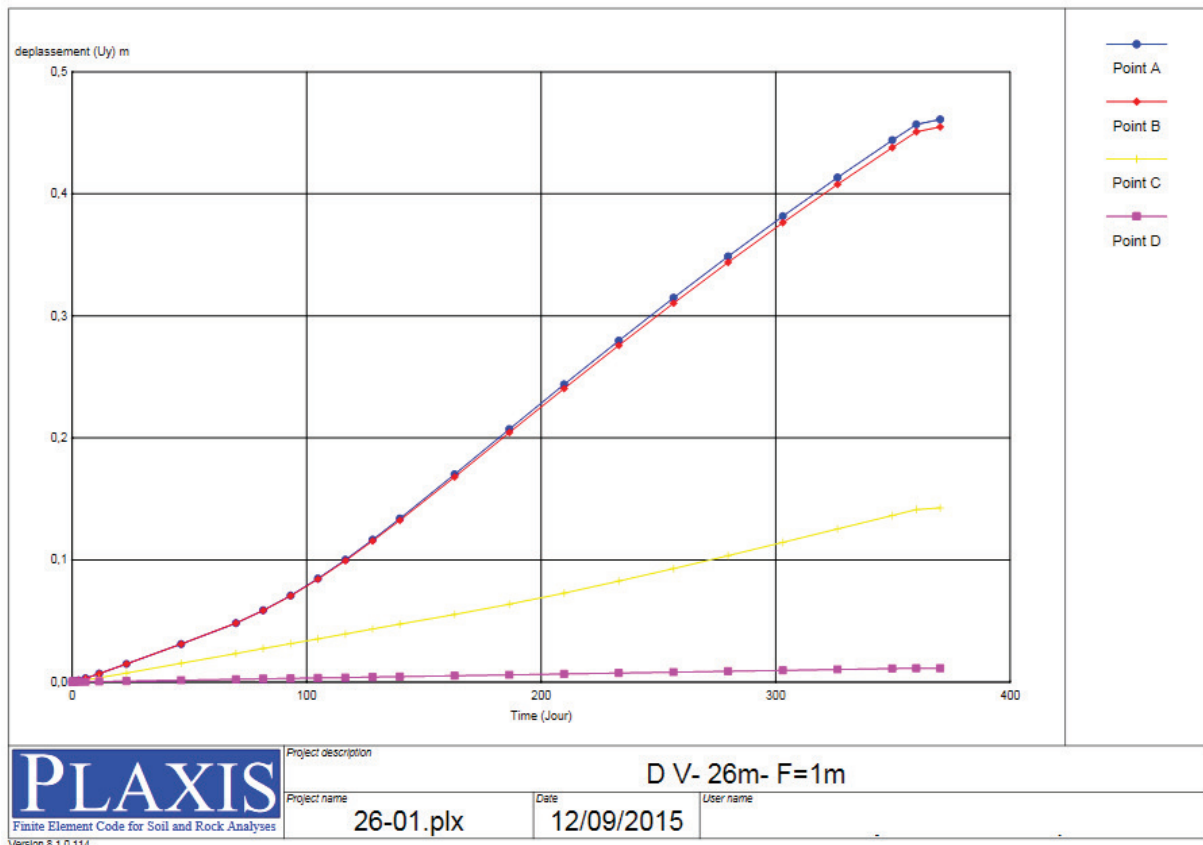


Figure VIII-28 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

Le déplacement vertical des particules diminue en fonction de la profondeur (le point D est très profond).

Dans le cas des drains de 26 m de longueur on a un déplacement vertical des particules qui est linéaire car la distance de drainage des eaux est la même tout au long de la couche compressible.

Le déplacement en A et B après un an est 0,47 m → $0,48 - 0,47 \approx 0$ m

— **Temps de consolidation**

La surpression interstitielle diminue en fonction de la profondeur (proportionnellement avec les contraintes du par le remblai et la surcharge routière)

La nouvelle chose qu'on remarque dans le cas où la couche compressible est totalement drainée c'est que la dissipation de la surpression interstitielles ce fait en même temps et s'annule en même temps qui est 360 jour = 1 an

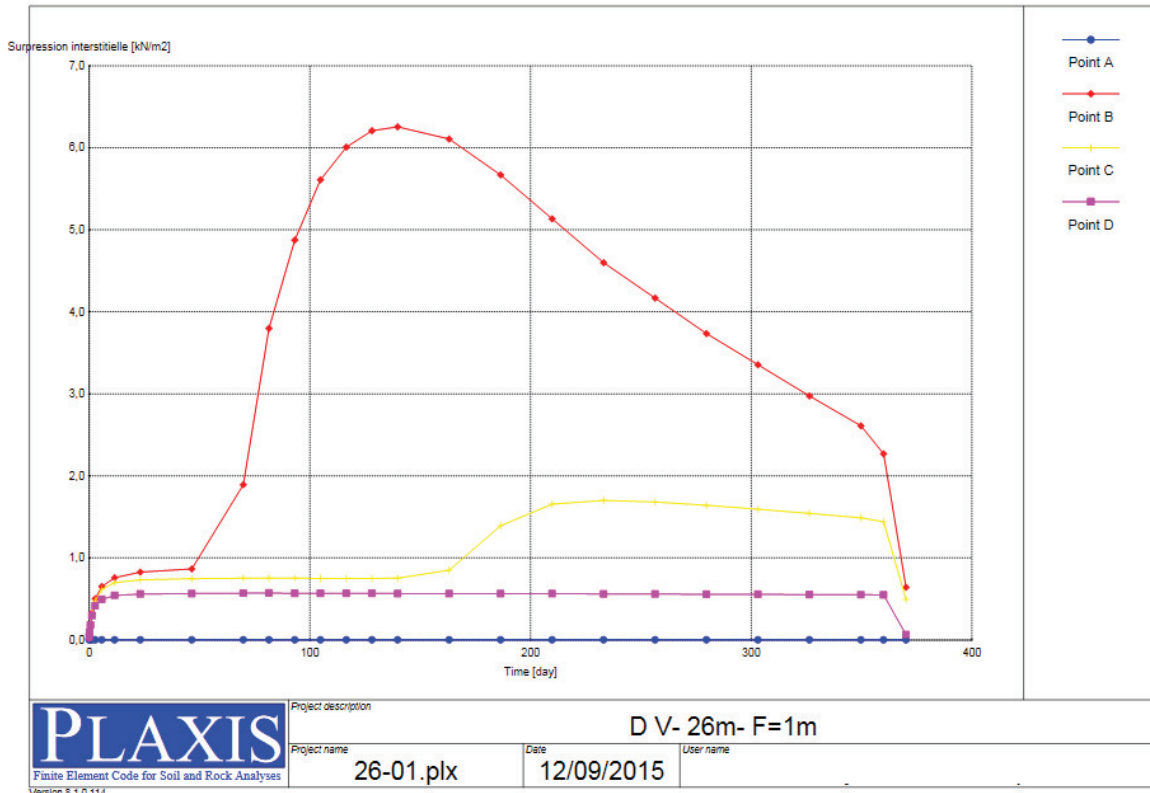


Figure VIII-29 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Conclusion

Le model (L=26m ; $D_{inf} = 1m$) satisfait les exigences puisque les résultats ont montré qu'on a un tassement résiduels presque nulle après 1 an (cas idéale).

2.2. Pour L = 26 m et $D_{inf} = 1,5 m$

— **Amplitude des tassements**

Pour les tassements on voit bien à l'aide de la figure VIII-30 qu'on a un tassement total de **74 cm** à la fin de la consolidation et **70 cm au point A** (figure VIII-30)

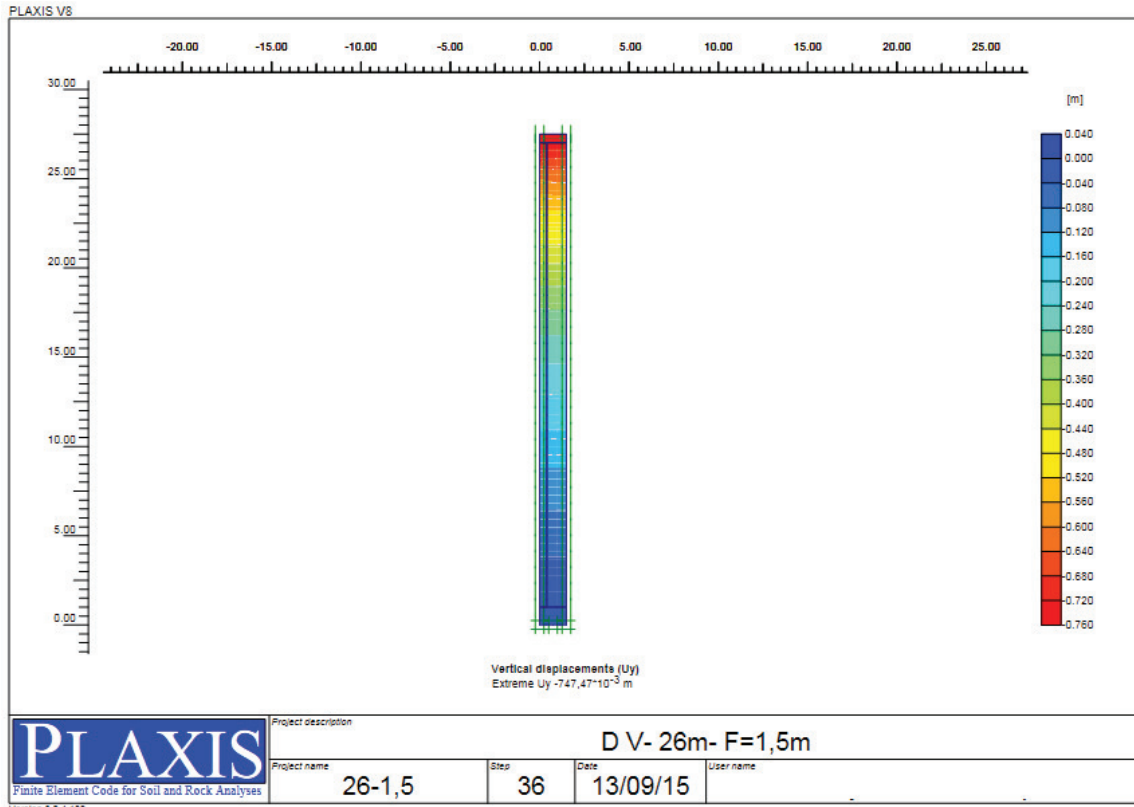


Figure VIII-30 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

— **Déplacement vertical**

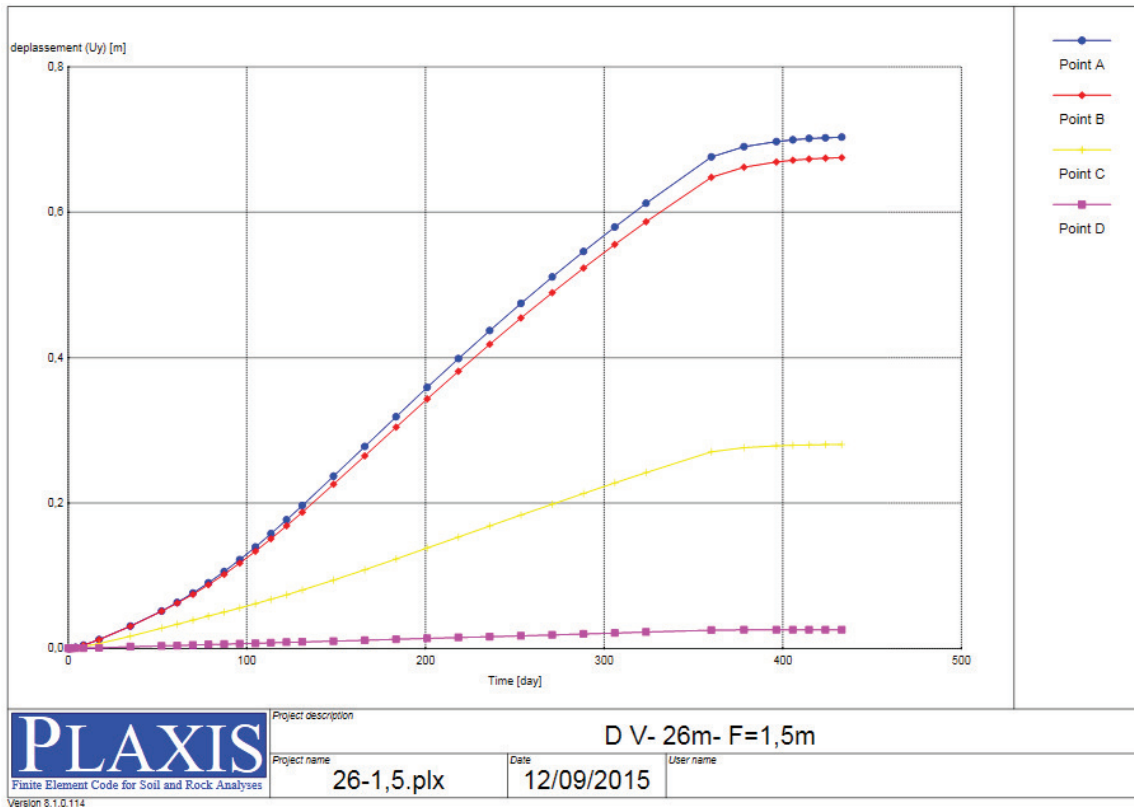


Figure VIII-31 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

Le déplacement vertical des particules diminue en fonction de la profondeur (le point D est très profond).

Dans le cas des drains de 26 m de longueur on a un déplacement vertical des particules qui est linéaire car la distance de drainage des eaux est la même tout au long de la couche compressible.

Le déplacement en A et B après un an est 0,70 m \rightarrow $0,70 - 0,70 \approx 0$ m

— **Temps de consolidation**

La surpression interstitielle diminue en fonction de la profondeur (proportionnellement avec les contraintes du au remblai et à la surcharge routière)

La couche compressible est totalement drainée \rightarrow la dissipation de la surpression interstitielle ce fait en même temps et s'annule en même temps qui est 400 jour \approx 1 an

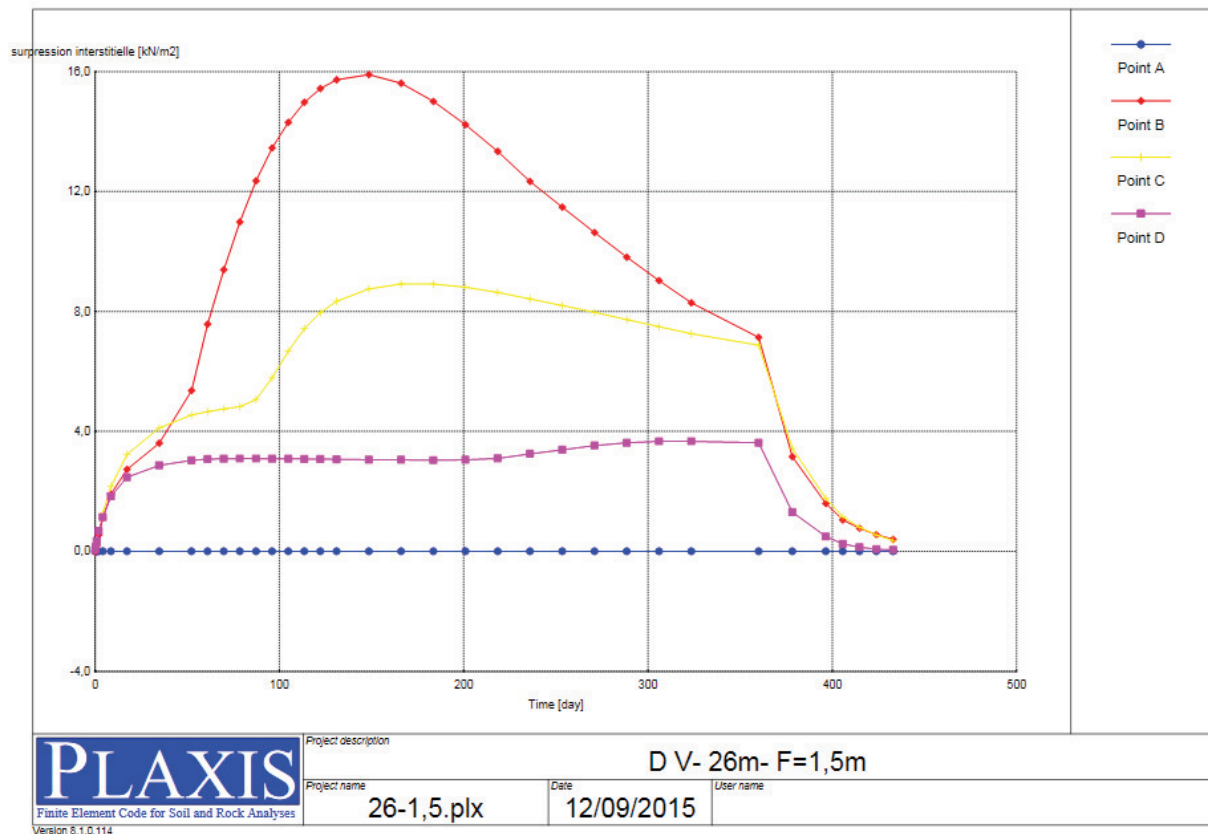


Figure VIII-32 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Conclusion

Le model (L=26m ; D_{inf} = 1,5 m) satisfait les exigences puisque les résultats ont montré qu'on a un tassement résiduels presque nul après 1 an (cas idéal).

2.3. Pour $L = 26$ m et $D_{inf} = 2$ m

— **Amplitude des tassements**

Pour les tassements on voit bien dans de la figure VIII-33 qu'on a un tassement total de **0,83 m** à la fin de la consolidation et **0,80 m au point A** (figure VIII-33)

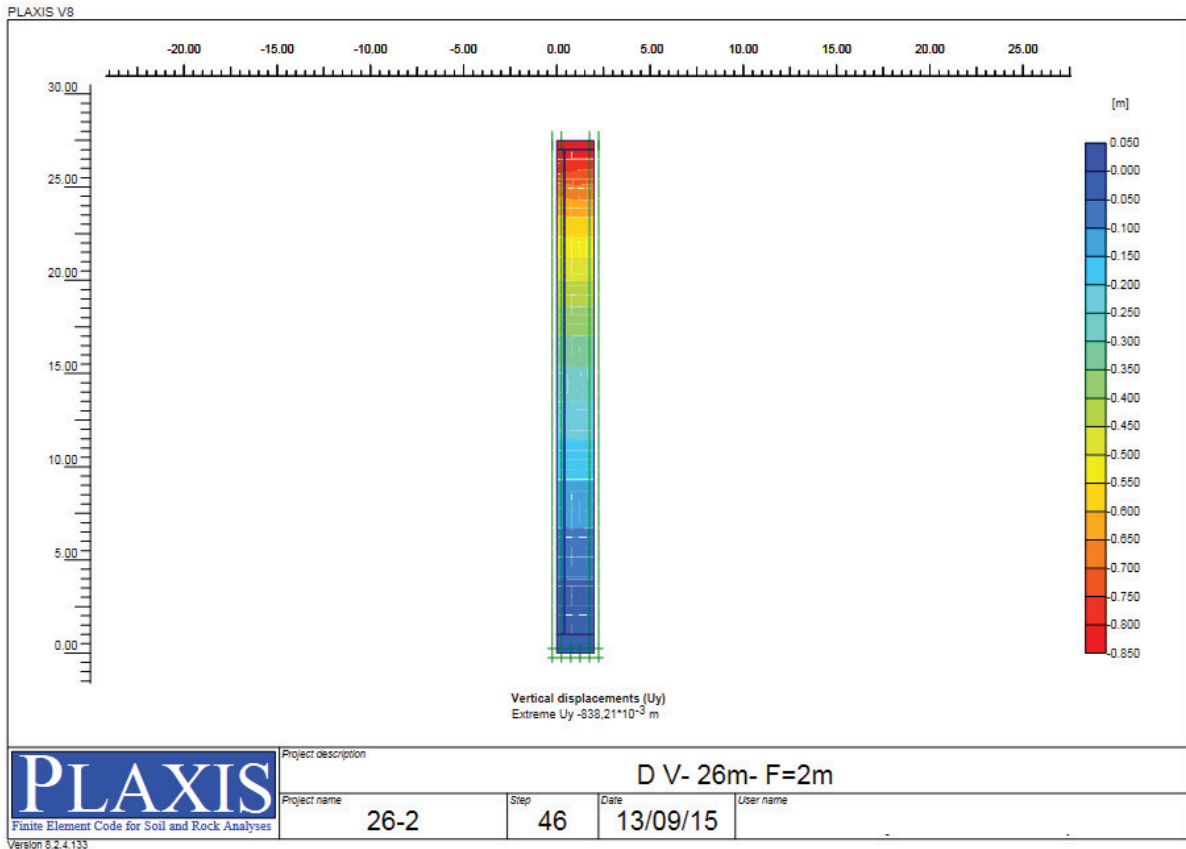


Figure VIII-33 : résultat du calcul, amplitude des tassements en fonction de y

— **Déplacement vertical**

Les déplacements verticaux du point A et B est linéaire et ils atteignent **0,7m en 400 jours** (condition nécessaire et suffisante parce que $0.80 - 0,70 = 0.1$ m, pas besoin d'attendre la surpression interstitielle s'annule. Dans ce cas on est vraiment dans l'optimum).

Les déplacements diminuent en fonction de la profondeur.

Les déplacements se stabilisent après 400 jours, donc le tassement s'arrête après 1 an.

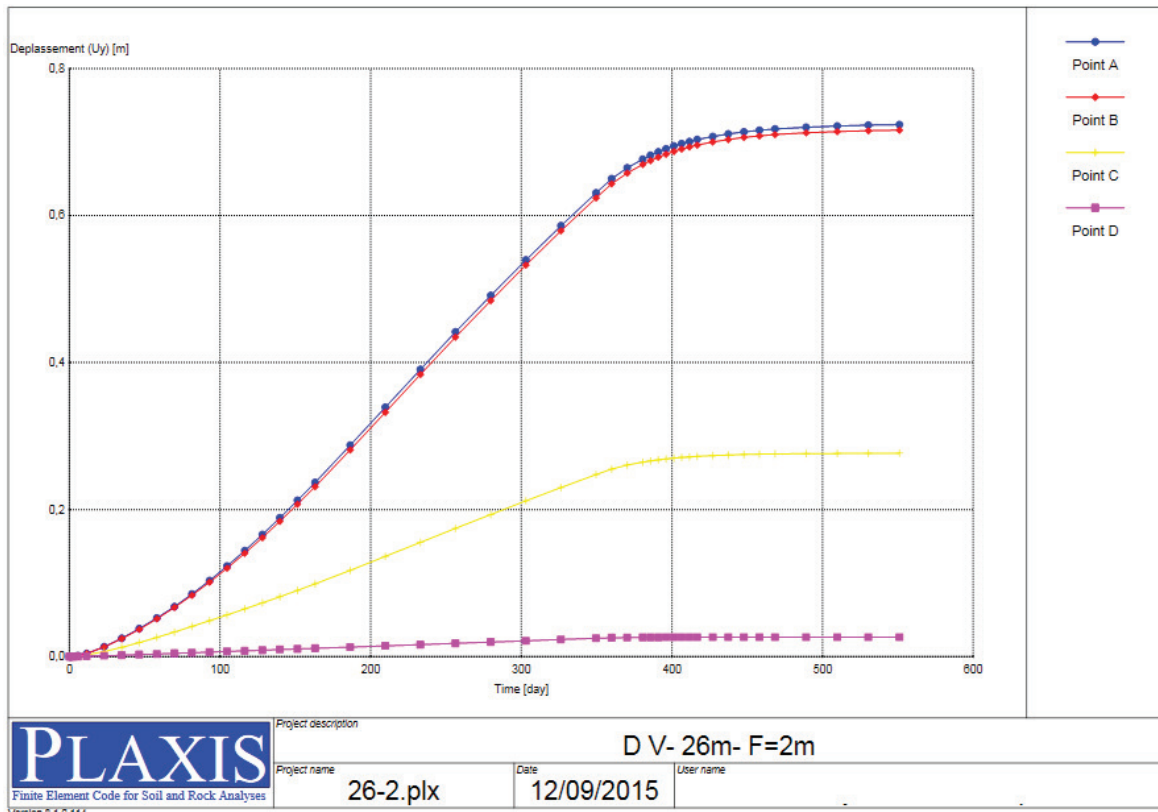


Figure VIII-34 : résultat du calcul, la variation du déplacement verticale en fonction du temps en différents points

— **Temps de consolidation**

La surpression interstitielle s'annule en même temps à $t = 500$ Jour, $\Delta U = 0$.

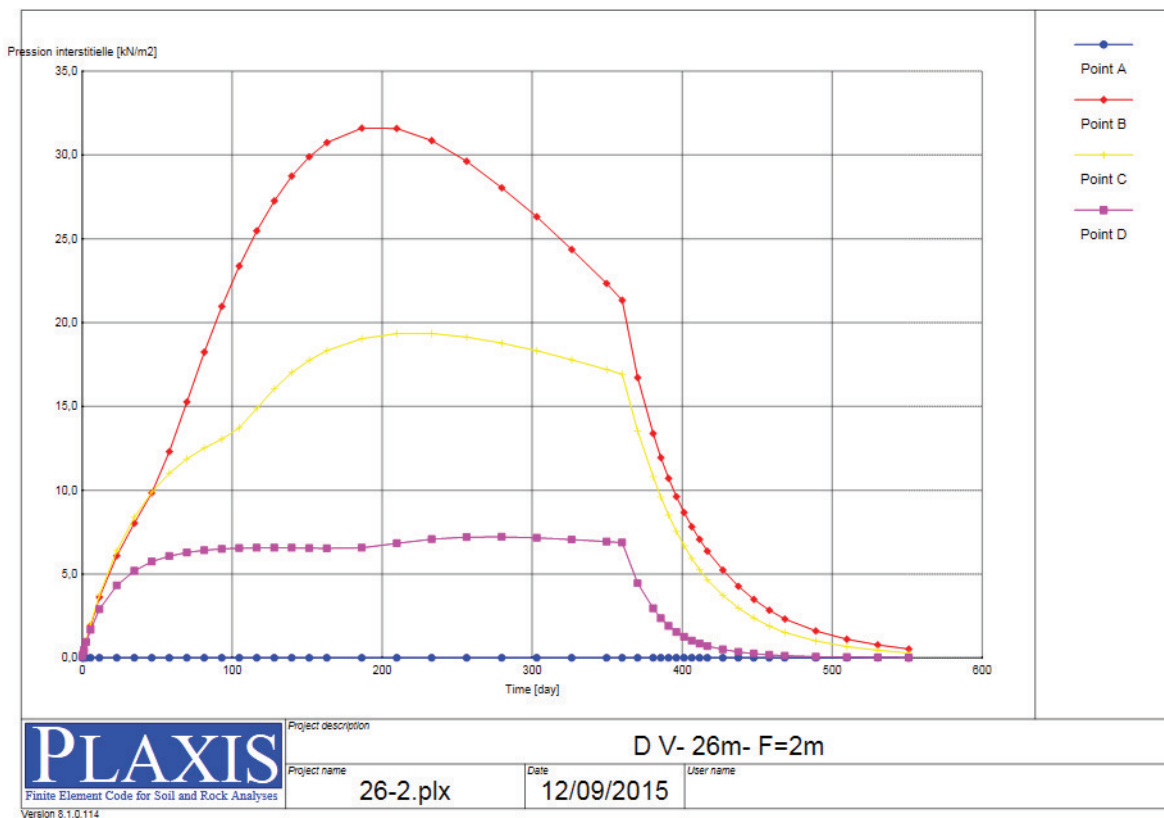


Figure VIII-35 : résultat du calcul, la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps en différents points

Conclusion

Le modelé ($L=26\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 2\text{m}$) s'approche de l'optimum par rapport au ($L=26\text{ m}$; $D_{\text{inf}} = 1,5\text{m}$) concernant le tassement et le temps de consolidation (Au point A, le tassement final est **0,70 m** et en parallèle le déplacement en ce point est **0.80 cm** en 1an → donc on a eu des tassements résiduels de **10 cm** qui sont admissible). La portance du sol à diminuer parce que le D_{inf} a augmente de 0,5 m.

2.4. Synthèse de la 2^{ème} étude paramétrique

L'avantage d'avoir une couche compressible totalement drainé c'est que la dissipation de la surpression interstitielle se fait en même temps, les déplacements sont linéaire, mais les tassements des couche inferieur sont minime donc la partie inferieur des drains ne travaille pas.

3. Synthèse generale

L'étude paramétrique montre que :

- Le diamètre d'influence le plus efficace n'est pas obligatoirement le plus petit mais plutôt c'est celui ou on profit au maximum des capacités du drain et on le fait travaille à 100 %.
- Pour satisfaire les exigences du maitre de l'ouvrage ce n'est pas obligatoire que les deux conditions, $\Delta U = 0$ et tassement residuelle $< 10\text{ cm}$ soit réuni.
- La grande partie des tassements se fait dans les premières couches du sol compressible, donc ça ne sert à rien de faire draine toute la couche compressible.

4. Conclusion

La modélisation avant le traitement à soulever des problèmes de tassement ($S = 1\text{ m}$) et de temps de consolidation ($T = 15,6\text{ ans}$).

La partie étude numérique nous a permis à l'aide d'une étude paramétrique d'arriver à trouver la meilleur configuration des drains et le modèle le plus efficace qui est ($L=15\text{m}$; $D_{\text{inf}} = 2\text{ m}$), pour résoudre le problème de consolidation.

CONCLUSION GENERAL

Ce mémoire m'a permis de connaître le monde de la recherche, car j'ai pu faire une recherche dans le domaine géotechnique, drain verticaux, de voire un petit peu les différentes techniques de modélisation par un logiciel base sur les éléments finies.

La modélisation permet de compléter l'étude analytique et expérimentale mais pas les remplacer, le logiciel numérique est un outil indispensable pour l'ingénieur car on confirme nos résultats et on gagne énormément de temps.

L'étude paramétrique faite nous a permis de trouver le choix le plus efficace et la disposition des drains la plus optimale. Les résultats trouvés numériquement dans le cas « avant traitement » (tassement de 1 m et un temps de consolidation de 15,5 ans) sont très proches des résultats analytiques (tassement de 1 m et un temps de consolidation de 14 ans), le modèle optimal ($L = 15$ m ; $D_{inf} = 2$ m) coïncide parfaitement avec le modèle analytique ($L = 14\sim 16$ m ; $D_{inf} = 1,9$ m)

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

AFNOR. NF P 94 - 337-*Exécution des travaux géotechnique spéciaux-Drains verticaux*. NF EN 15237, Mai 2007, 50 P.

BENAMARA Aimad Eddine, SELLAM Mohamed. *Etude d'un remblai sur sol compressible du PK12+800 au PK14+480 de la liaison autoroutière reliant le port de Bejaïa à l'autoroute Est-Ouest au niveau d'Ahnif*. Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics. Ecole national supérieur des travaux publics. Alger, 2015, 229 P.

DREYFUS. G. *Etude des remblais sur sols compressible*. DUNOD. Paris, 1971, 216 P

DHOUIB Ammar, BLONDEAU Francis. *COLONNES BALLASTEES*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris, 2005

« *Etude et Réalisation des Remblais sur Sols Compressibles* » – Guide technique. SETRA/LCPC (Novembre, 2000).

F. BOURGES. (1969). *Remblais sur sols compressibles*. Synthèse de recherches effectuées dans les laboratoires des ponts et chaussées. Paris, Rapport de recherche N° 10, oct 1970, 55 P.

Jaouhar El Mustapha. *Analyse de l'effet d'inclusions drainantes sur la consolidation de sols fins et de résidus miniers*. Pour obtenir l'obtention du diplôme de maîtrise ès sciences appliquées a école polytechnique de Montréal. Université de Montréal, décembre 2012, 264 p.

MAGNAN Jean Pierre, DERROY Jean Marc. (1980). *Etude de l'efficacité des principaux types de drains verticaux*. Bull. Liaison Labo. Ponts et chaussées. Paris, N° 110, nov-déc 1980, PP 9-24.

MAGNAN Jean Pierre. (1981). *Remblais sur sols compressibles instrumentation et exploitation des mesure*. Bull. Liaison Labo. Ponts et chaussées. Paris, N° 115, sept-oct 1981, PP 61-70.

MAGNAN Jean Pierre. *Remblai et fondation sur sols compressibles*. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris, 1984, 253 P.

MAGNAN Jean Pierre. *THEORIE ET PRATIQUE DES DRAINS VERTICAUX*. TEC & DOC-Lavoisier. Paris, 1983, 335 P.

ZIGHMI Iméne Bassma., Messis Chawki. *Renforcement des sols par colonnes ballastées*. Mémoire pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en travaux publics. Ecole national supérieur des travaux publics, 2008, 85 P.

ZIGHMI Iméne Bassma. *Etude numérique de l'influence des paramètres géotechnique sur le comportement des sols renforcés par colonne ballastées*. Mémoire pour l'obtention du diplôme de magister en génie civil, spécialité : Géotechnique et environnement. Université mouloud Mammeri Tizi Ouzou, 229 P.

PLAXIS. « *Version 8 manuel de référence* ». Rédacteur R.B.J. Brinkgreve, Delft University of Technology & PLAXIS bv, Pays-Bas, ISBN 90-808079-3-1, 2003.