



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil.

Mémoire de fin de cycle

Pour l'obtention du diplôme de MASTER en Génie Civil

Options : Géotechnique.

Thème

**Etude de renforcement de la tête nord du tunnel
autoroutier de Sidi- Aich**

Réalise par :

M^{elle}. HAMMA Siham

M^{elle}. HAMMA Ferial

Soutenus le : 17 septembre 2017 devant le jury composé de :

La présidente : M^{me} MANSOURI

L'examineur : Mr KHEFFACHE

La promotrice : M^{me} BOUAYAD.DJ

Promotion 2016-2017

Remerciement

Remerciement

Nous remercions Dieu Tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener ce travail à terme.

Nous exprimons notre profonde gratitude et nos vifs remerciements à M^{me} BOUAYAD JAMILA maitre de conférences à l'université A. Mira de Bejaia, d'avoir accepté de diriger ce travail et pour la confiance et l'intérêt qu'elle nous a témoigné tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous tenons à remercier en premier lieu Mr AFIR qui grâce a ses orientations nous avons pu effectuer notre stage dans de bonnes conditions

Sans oublié de remercier profondément Mlle hayat, Mr yahiaoui, Mr boursas, Dr ayad. Pour leur sympathie et leurs précieux soutiens.

Nos vifs remerciement vont également aux membres de jurys, pour l'honneur qu'ils nous ont fait en acceptant d'être examinateurs de notre mémoire.

A ceux qui nous ont apporté, de près ou de loin, orientation, soutien et aide dans la réalisation et la concrétisation de ce travail.

Nous vifs remerciements à tous nos enseignants du primaire à l'université.

Dédicace : *Dédicace :*

Je dédie ce lapidaire travail :
A mes très chers parents qui m'ont guidé et soutenu durant toute
ma vie, qui ont su
Me donné une bonne éducation qui m'a permis d'arriver à ce
stade, que dieu les
Protège et les garde aussi très longtemps.
A mes chers frères : Abd.Nour, et Soufiane.
A mes chères sœurs : Bahia, Hadda, et Kenza.
A tous mes oncles et mes tentes.
À mon cher ami et fiancé : Safir qui ma aidé.
A tous les membres de la famille : Hamma.
A ma sœur binôme : Ferial.
A tous mes collègues ;
A tous les enseignants de l'université de BEJAJA, en
particulier les enseignants de la
faculté de technologie.

Siham

Dédicace : *Dédicace :*

« Louange à dieu, le seul et unique »

« Je dédie ce modeste travail »

*À Mes chers parents, en ces quelques mots, je leurs Exprime
tout mon respect pour tout ce*

Qu'ils m'ont offert Comme Soutien, encouragement et aide.

Que Dieu me les Garde.

À Ceux qui est toujours présents dans mon Cœur

Mon fiancée Lounes

À mes chers frères : Abd.Nour, et Soufiane.

À mes chères sœurs : Bahia, Hadda, et Kenza.

À ma sœur binôme : Siham.

À tous mes oncles et mes tentes.

À Mes collègues de promotion ; et à tous Personnes

Ayant contribués à ce travail de

Prés ou de loin.

*À tous les enseignants de l'universités ABD ERRAHMANE
MIRA en particulier les enseignants de département de génie
civil.*

Ferial

Sommaire

Sommaire

Introduction générale.....	01
----------------------------	----

Chapitre I : renforcement d'un talus pare ancrage

I.1. Introduction.....	03
I.2. Les talus	03
I.2.1. Définition	03
I.2.2. Talus Naturel.....	04
I.2.3. Talus artificielles.....	04
I.3. Glissements	05
I.3.1. Glissement plan.....	05
I.3.2. Glissement circulaire ou rotationnel	05
I.3.2.1. Glissement rotationnel simple.....	06
I.3.2.2. Glissement rotationnel complexe.....	07
I.3.3. Glissement quelconque (aléatoire).....	07
I.4 Causes d'instabilité des pentes (talus)	08
I.5. Stabilité des talus	08
I.5.1. Méthodes de calculs	09
I.5.1.1. méthode des tranches	09
a). Méthode de FELLENIUS (1927).....	10
b). Méthode de Bishop	11
I.5.1.2. Méthodes numériques	12
a). La méthode des différences finies	13
b). La méthode des éléments finis	13
I.6. Renforcement d'un talus par ancrages	14
I.6.1. Les tirants d'ancrage	14
I.6.1.1. différents phasage de réalisation	15
I.6.1.2. Le mode de fonctionnement.....	16
I.6.2. Les clous	16

Sommaire

I.6.2.1. Les différentes phases de réalisation	17
I.6.2.2. Mise en place des clous	17
I.6.2.3. Fonctionnement des clous	17
I.6.3. Les boulons d'ancrage	18
I.6.3.1. Types de boulons	19
I.6.3.2. Mode d'exécution des boulons.....	19
I.6.4. Limite des ancrages.....	19
I.6.5. Contrôle des ancrages	20
I.6.6. Interaction sol armature	20
I.7. Critères de dimensionnement des ancrages	21
I.7.1. Critère de résistance de l'inclusion.....	22
I.7.2. Critère de frottement latéral sol-clou	22
I.7.3. Critère de réaction normale.....	23
I.8. Conclusion	23

Chapitre II : présentation du projet

II.1. Introduction	25
II.2. description de la zone d'étude	25
II.3. Topographie et géomorphologie.....	26
II.4. Reconnaissance géologiques et hydrogéologiques.....	27
II.4.1. Hydrogéologie de la région traversée par le tunnel.....	27
II.4.2. Géologies régionale	27
II.5. Sismicité	28
II.6. Présentation du tronçon d'étude	29
II.6.1. reconnaissance géotechnique effectuée dans la zone d'étude	30
II.6.1.1. Essais in- situ	30
II.6.1.2. résultats des essais de laboratoire	33
II.7. Les discontinuités	40
II.8. Classification RMR de la roche du tronçon étudié	41
II.9. Essai inclinométrique	42
II.10. Conclusion	45

Chapitre III : modélisation de la tête nord du tunnel avec Geoslop

III.1. Introduction	46
III.2. Présentation du logiciel Geoslop	46
III.2.1. Généralité	46
III.2.2. Les modèles de comportement	46
III.3. Modélisation du talus naturel	47
III.3.1. Caractéristiques géométriques et mécanique du talus	49
III.3.2. Analyse de la stabilité du talus naturel	50
III.4. Calcul manuel du coefficient de sécurité.....	50
III.5. Stabilité du talus après terrassement	52
III.6. Talus après réalisation des gradins.....	53
III.6.1 Stabilité du talus avec des gradins.....	54
III.7. Talus après renforcement	56
III.7.1. Les différentes étapes de réalisation des clous	56
III.7.2. choix de la longueur des clous.....	57
III.7.3. Etapes de modélisation des ancrages.....	57
III.7.4. Stabilité du talus renforcé	58
III.8. vérification de la résistance des clous	58
III.9. faux tunnel.....	60
III.10. Conclusion.....	61

Chapitre IV : Etude numérique de la tête nord du tunnel

IV.1. Introduction.....	62
IV.2. Plaxis 2D.....	62
IV.3. Modélisation du talus avec Plaxis 2.....	63
IV.3.1. Condition aux limites	63
IV.3.2. Condition initiales	64
IV.4. Etude de stabilité de la tête nord du tunnel	64
IV.4.1. talus naturel (phase1).....	65
IV.4.2. Talus après terrassement (phase 2).....	67
IV.4.3. Talus après réalisation des gradins (phase3)	69

Sommaire

IV.4.4. Modélisation du talus renforcé.....	71
IV.5. Mesures inclinométriques des déplacements	75
IV.6. Les efforts dans les ancrages (clous).....	77
IV.7. Conclusion	79
Conclusion générale	80
Bibliographie	
Annexes	

Liste des figures

Liste des figures

Figure I.1 : Différentes zones d'un talus	[04]
Figure I.2 : Glissement plan.....	[05]
Figure I.3 : Glissement rotationnel	[06]
Figure I.4 : Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B -au pied du talus et C - en profondeur.....	[06]
Figure I.5 : Glissement rotationnel complexe.....	[07]
Figure I.6 : Glissement quelconque (aléatoire).....	[07]
Figure I.7 : Découpage d'un talus en tranches	[09]
Figure I.8 : Equilibre d'une tranche de sol	[10]
Figure I.9 : Présentation du schéma de calcul d'un talus en tranches.....	[12]
Figure I.10 : Dispositifs d'un ancrage actif.....	[15]
Figure I.11 : Clou d'ancrage (AICAP, 1993)	[16]
Figure I.12 : Phases de réalisation d'une paroi clouée	[17]
Figure I.13 : Sollicitations des efforts dans les clous	[18]
Figure I.14 : Boulon d'ancrage	[18]
Figure I.15 : Différents efforts s'exerçant sur un clou. a) frottement, b) cisaillement.....	[21]
Figure II.1 : Plan synoptique de projet	[25]
Figure II.2 : Coupe transversale du tronçon du tunnel	[26]
Figure II.3 : trace en plan de la zone de tunnel	[26]
Figure II.4 : les deux parties de la nappe phréatique.....	[27]
Figure II.5 : Carte géologique de Sidi Aich	[28]
Figure II.6 : Carte de zonage de l'Algérie et position de la région d'étude	[29]
Figure II.7 : profile longitudinale du tunnel	[29]
Figure II.8 : profile en traverse de la tête nord tunnel.....	[30]
Figure II.9 : vus en plan des sondages et des sondages préssiométrique	[31]
Figure II.10 : Résultats du EM /PI pour la sonde (40-5)	[38]
Figure II.11 : Résultats du EM /PI pour la sonde (40-3)	[39]
Figure II.12 : Résultats du sondage préssiométrique (PTSO-1).....	[43]

Figure II.13 : Schéma de principe d'un mesure inclinométrique	[44]
Figure II.14 : Mesures inclinométriques de la sonde 2 entre le 29.04 et 11.11.2015.....	[45]
Figure III.1 : Coupe longitudinale de la tête nord du tunnel.	[47]
Figure III.2 : Fenêtre du tracer des points dans Geoslop.	[47]
Figure III.3 : Fenêtre pour la déclaration de différent couches de sols (Geoslop).....	[48]
Figure III.4 : Coupe longitudinale du talus à l'état naturel	[49]
Figure III.5 : Cercle de glissement obtenu avec la méthode de Bishop (talus naturel).....	[50]
Figure III.6 : Coupe longitudinale du talus après terrassement.....	[52]
Figure III.7 : Cercle de glissement du talus après terrassement (Bishop)	[53]
Figure III.8 : Coupe longitudinale du talus avec gradins.	[54]
Figure III.9 : cercle de glissement du talus avec gradins (Bishop).	[55]
Figure III.10 : Coupe longitudinale du talus après renforcement par des clous.....	[57]
Figure III.11 : Cercle de glissement du talus après renforcement (Bishop).....	[58]
Figure III.12 : Le faux tunnel au niveau de la tête nord	[60]
Figure. IV.1 : Coupe longitudinale de la tête nord du tunnel	[64]
Figure. IV.2 : Phases de calcul. [Boite de dialogue Plaxis 2D]	[65]
Figure .IV.3 : Déplacement total du talus vierge	[66]
Figure .IV.4 : Déplacement horizontal du talus vierge	[66]
Figure .IV.5 : Déplacement vertical du talus vierge	[67]
Figure. IV.6 : Déplacement horizontale	[68]
Figure. IV.7 : Déplacement vertical	[68]
Figure. IV.8 : Déplacement total [Plaxis 2D].....	[69]
Figure. IV.9 : Déplacement horizontal [Plaxis 2D].....	[70]
Figure. IV.10 : Déplacement vertical	[71]
Figure. IV.11 : Déplacement total	[71]
Figure. IV.12 : Paramètres des ancrages à introduire dans Plaxis 2D	[72]
Figure .IV.13 : Déplacement horizontal	[73]
Figure. IV.14 : Déplacement vertical	[74]
Figure. IV.15 : Déplacement total.....	[74]
Figure. IV.16 : Maillage déformée (Boite de dialogue plaxis 2D)	[75]
Figure .IV.17 : Coupe longitudinale des mesures inclinométriques de la sonde 2	[76]

Liste des tableaux

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Types de glissement et les terrains concernés par ce phénomène.....	[08]
Tableau II.1 : résultats des sondages carotte au niveau de la tête nord.....	[32]
Tableau II.2 : Caractéristiques physiques principales de la couche (1-1) Ap.....	[33]
Tableau II.3 : Caractéristiques physiques principales de la couche (2-1).....	[33]
Tableau II.4 : Caractéristiques de résistance au cisaillement de la couche 1 (Ap).....	[34]
Tableau II.5 : Caractéristiques de résistance au cisaillement de la couche 2 (Ma).....	[35]
Tableau II.6 : Caractéristique de consolidation	[35]
Tableau II.7 : Caractéristique de résistance à la compression de la marne	[36]
Tableau II.8 : Résultats de l'essai préssiométrique.....	[37]
Tableau II.9 : Paramètres mécaniques des sols et roches.....	[40]
Tableau II.10 : Stratigraphie et caractéristiques de diaclases et de fissures.....	[40]
Tableau II.11 : classification RMR des roches et note de pondération	[42]
Tableau II.12 : Résultats Inclinométriques.....	[45]
Tableau III.1 : Caractéristiques des couches de sol	[49]
Tableau III.2 : Résultats du calcul manuel du coefficient de sécurité avec fellenuis	[51]
Tableau III.3 : comparaison du coefficient de sécurité pour les deux cas	[54]
Tableau III.4 : comparaison du coefficient de sécurité pour les deux cas.....	[56]
Tableau. IV.1 : Caractéristiques des couches de sol.....	[63]
Tableau. IV.2 : Paramètres de renforcement du talus nord	[72]
Tableau. IV.3 : Comparaison des déplacements calculés avec les mesures	[76]
Tableau .IV.4 : Comparaison des efforts calculés avec celle de Plaxis 2D	[78]

Liste des Symboles

Liste des Symboles

C : Cohésion du sol	(KN/m^2)
C_C : indice de compression	%
C_g : indice de décompression	%
C_{CD} : cohésion drainé consolidé	(KN/m^2)
C_{uu} : cohésion non drainé non consolidé	(KN/m^2)
E : Module d'Young	(KN/m^2)
e_0 : indice des vides	%
E_m : module pressiométrique	(MPa)
F_s : Facteur de sécurité	[-]
P_L : pression limite pressiométrique	KPa
P_C : pression de compression	KPa
ν : Coefficient de Poisson	[-]
τ_{max} : Contrainte maximale de cisaillement	(KN/m^2)
τ : Contrainte de cisaillement	(KN/m^2)
φ : Angle de frottement interne	[°]
γ : Poids volumique du terrain	(KN/m^3)
K : la perméabilité	(m/s)
R_C : la résistance à la compression	(MPa)
ρ : Résistivité	(Ωm)
W_L : limite de liquidité	%
W_P : limite de plasticité	%
I_C : indice de consistance	[-]
I_P : indice de plasticité	%
W : La teneur en eau	%
γ_{sat} : poids volumique saturé	(KN/m^3)
γ_{unsat} : poids volumique apparente	(KN/m^3)
γ_d : poids volumique du matériau sec	(KN/m^3)
φ_{uu} : angle de frottement non drainé non consolidé	(°)

φ_{CD} : angle de frottement drainé consolidé	(°)
C' : Cohésion drainée à long terme	(KN/m ²)
E_{ref} : module d'Young tangent dans un essai eodometrique	(KN/m ²)
T_n : effort normal dans I' inclusion.	(KN)
T_c : effort tranchant dans I' inclusion.	(KN)
R_n : résistance à la traction de I' inclusion.	(KN)
q_s : contrainte de cisaillement limite sol-inclusion	(KPa)
D : diamètre du clou.	(m)
k_s : module de réaction du sol	(Kgf/cm ²)
E_A : Rigidité à la compression	[KN/m]
E_I : Rigidité Flexionnelle	[KN.m ² /m]
e_a : épaisseur du tube en acier	[m]
U_x : Déplacement horizontal	[m]
U_y : Déplacement vertical	[m]
U_{tot} : Déplacement totale	[m]

Abréviation

Abréviation

AFTES: Association Française des tunnels et de l'espace souterrain

RMR: Rock Mass Rating

RQD: Rock quality designation

MEF: Méthode des éléments finis

RN: route national

PK: point kilométrique

LCPC : Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Pvc : Polyvinyl chloride (Le polychlorure de viny)

Introduction générale

Introduction générale

Aujourd'hui, la surface du sol dans les villes est de plus en plus encombrée. Les problèmes de circulation et d'équipements urbains peuvent être résolus par une solution souterraine : voirie souterraine, métro, réseaux divers, parkings (etc...). De même l'extension des voies de communication (route, voies ferrées et navigable) et le développement des grands programmes d'équipements hydroélectriques et d'irrigation entraînent des franchissements souvent difficiles conduisant à la réalisation d'ouvrage d'art importants, comme les tunnels.

Dans ce contexte, la pénétrante autoroutière reliant Bejaia à l'autoroute Est-ouest au niveau d'Ahnif traverse une zone montagneuse au niveau de Sidi- Aich. Pour franchir cette zone, la construction d'un tunnel en deux tubes (2 voies) s'est imposée.

Avant d'entamer le creusement du tunnel, une étude de stabilité de la tête nord qui présente une pente importante doit être effectuée avant et après terrassement. Cette étude qui constitue l'objet de notre travail sera réalisée en utilisant le logiciel Geoslop basé sur la méthode des tranches, et un modèle numérique en éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Notre travail est structuré comme suit :

Le premier chapitre, essentiellement bibliographique, traite d'abord les généralités sur les talus, les causes de leurs instabilités et les méthodes de calcul de la stabilité. Ensuite, sont présentés les procédés et systèmes de renforcement d'un talus par des ancrages, en particulier, leur fonctionnement, leur mise en œuvre, ainsi que leur dimensionnement.

Le deuxième chapitre est destiné à la présentation de la tête nord du tunnel de Sidi-Aich, ainsi les reconnaissances géotechniques effectuées dans cette zone.

Le troisième chapitre est consacré pour l'étude de la stabilité de la tête nord du tunnel en utilisant le logiciel Geoslop qui est basé sur la méthode des tranches.

Dans le dernier chapitre, un modèle numérique bidimensionnel a été développé à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Les déplacements calculés sont comparés avec les mesures inclinométriques. Enfin, on termine ce travail par une conclusion générale.

Chapitre I

Renforcement d'un talus
par ancrages

I.1. Introduction

Les techniques de renforcement de sol, qui ont connues aux cours des dernières décennies, un développement important dû au progrès technologique, consistent à améliorer sélectivement les propriétés mécaniques des sols par la mise en place d'inclusions travaillant en traction, en compression ou en flexion.

On distingue les techniques s'utilisant sur les sols en place (clouage, jet-grouting, micro pieux, colonnes ballastées) de celles s'employant dans les sols rapportés (terre armée, géotextiles et géomembranes, ...etc). L'innovation technologique des entreprises a devancé les centres de recherches ou bureaux d'études.

Dans le cadre de ce présent travail, nous nous intéressons à la méthode de renforcement par clouage. Le clouage est une technique de renforcement des sols en place, destinée à améliorer la stabilité de pentes naturelles ou artificielles, et consistant à introduire dans le terrain des inclusions (appelées aussi clous ou armatures), rigides et passives, qui ont pour effet de limiter les déformations du sol.

La première partie est consacré aux généralités sur les talus, exactement la définition des deux type de talus (naturel, artificiel), en suite on a présenté les causes d'instabilité des talus, et les différents modes de glissement (plan, circulaire, quelconque).

Dans la seconde partie, les deux grandes familles de méthodes de calcul de stabilité des talus sont abordées à savoir les méthodes des tranche (Bishop, Fellenius...etc.); et les méthodes numériques (élément fini, différence fini... etc.).

Dans la dernière partie, les procédés et systèmes de renforcent d'un talus par ancrage actifs et passifs sont présentés. On s'est intéressé, plus particulièrement, à leurs fonctionnements, leur mise en œuvre ainsi que leur dimensionnement.

I.2. Les talus

I.2.1.Définition

Une pente est l'inclinaison d'un terrain. Elle se mesure en degrés ou en pourcentage et ne doit pas être confondue avec le dénivelé.

On entend par talus un terrain en forte pente (25 % et plus) et généralement courte en bordure d'une surface relativement plane. La hauteur du talus se calcule verticalement, de la crête en bas du talus (zone où l'angle de la pente devient inférieur à 25 %).

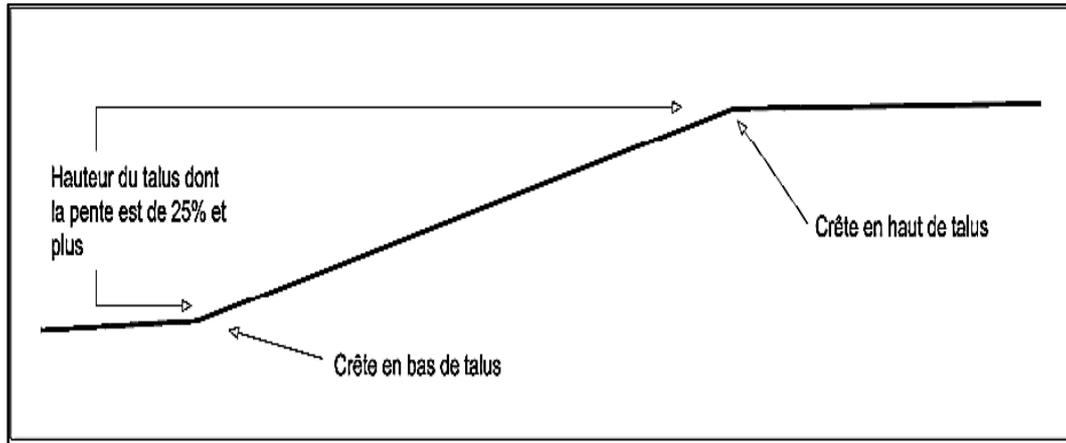


Figure. I.1. Différentes zones d'un talus. [2]

I.2.2. Talus Naturel

Il s'agit des talus existants, peu homogènes et présentant des variations géologiques et éventuellement des discontinuités.

I.2.3. Talus artificielles

Les pentes artificielles sont essentiellement affectées par des glissements et parfois par le phénomène de fluage. On peut les classer en fonction des types d'ouvrages :

- Talus en déblai ;
- Talus en remblai sur sol non compressible ;
- Talus en remblai sur sol compressible ;
- Dignes et barrages en terre ;

I.3. Glissement

Il s'agit d'un déplacement relatif d'un volume du sol par rapport au reste du massif ; Il se caractérise par la translation latérale d'une certaine masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux meubles (Marnes, argiles...). Les glissements sont les mouvements qui affectent le plus fréquemment les Talus.

Selon la forme de la surface de rupture, on distingue trois types de glissements :

- Glissements plan.
- Glissements rotationnels simples.
- Glissements rotationnels complexes (composés) ou quelconque.

I.3.1. Glissement plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification... (Figure. I.2).

La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau.

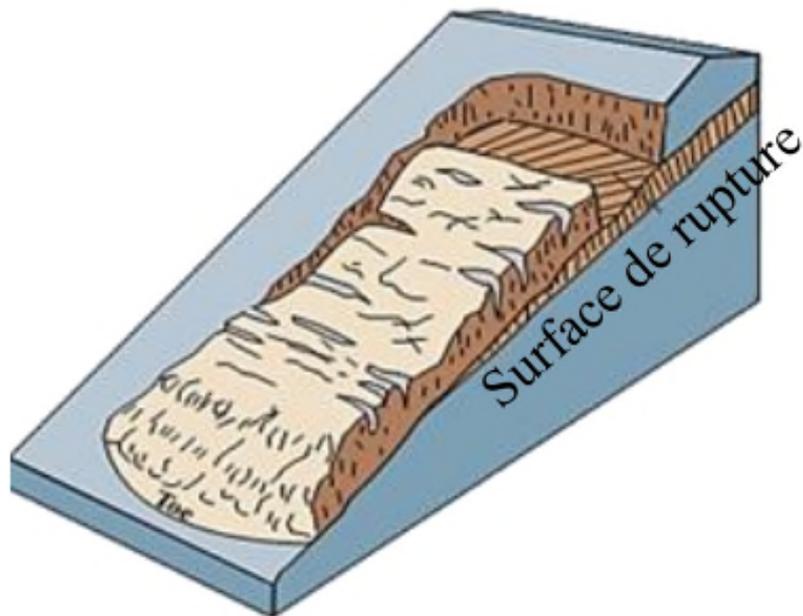


Figure .I.2. Glissement plan. [22]

I.3.2. Glissement circulaire ou rotationnel

Lors de glissement rotationnel, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de ce type sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité.

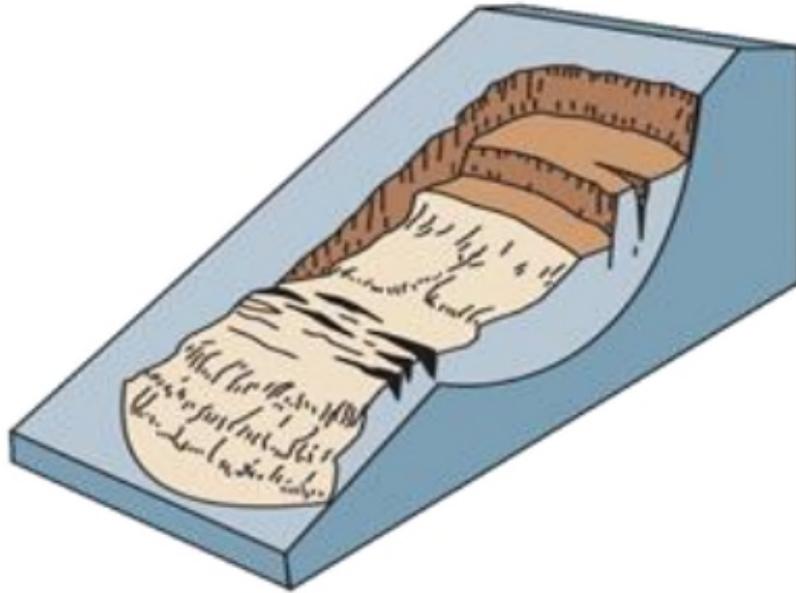


Figure. I.3. Glissement rotationnel. [22]

Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux.

On distingue deux classes de glissement rotationnel :

I.3.2.1. Glissement rotationnel simple

La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas. Il comprend :

- En tête des fissures de traction,
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- À la base, un bourrelet formé par des matières glissées.

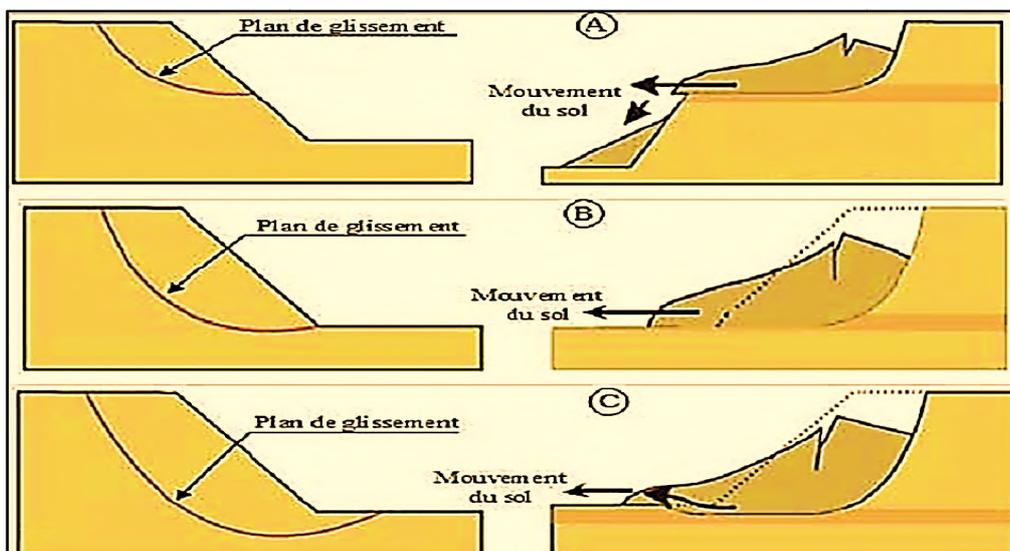


Figure I.4. Glissement circulaire : A - à flanc de talus, B - au pied du talus et C - en profondeur. [9]

I.3.2.2. Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples « emboîtés » les uns dans les autres, dus à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont (Figure 5).

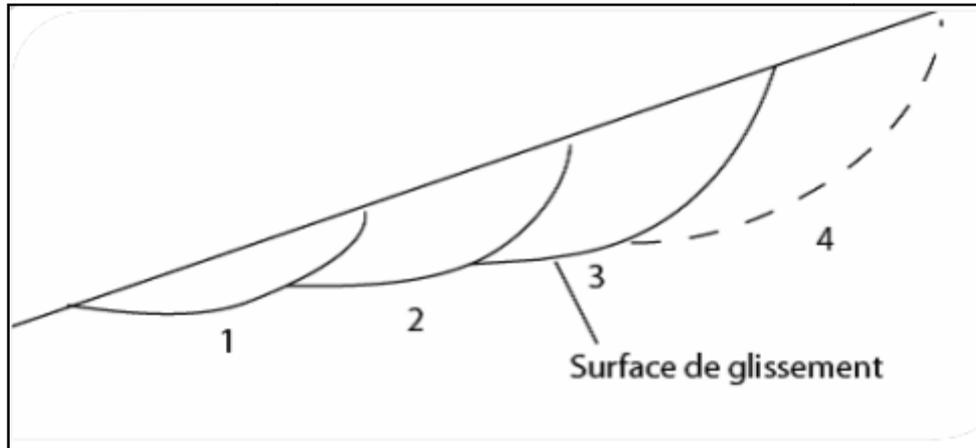


Figure .I.5. Glissement rotationnel complexe. [18]

I.3.3. Glissement quelconque (aléatoire)

Dans ce cas, le mouvement est très semblable au précédent dans son allure externe, mais la section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

Les ruptures selon un plan de cisaillement aléatoire sont généralement causées par un mouvement de translation et se développent dans les dépôts hétérogènes. Le plus souvent, le plan de cisaillement rejoint une couche de faible résistance.

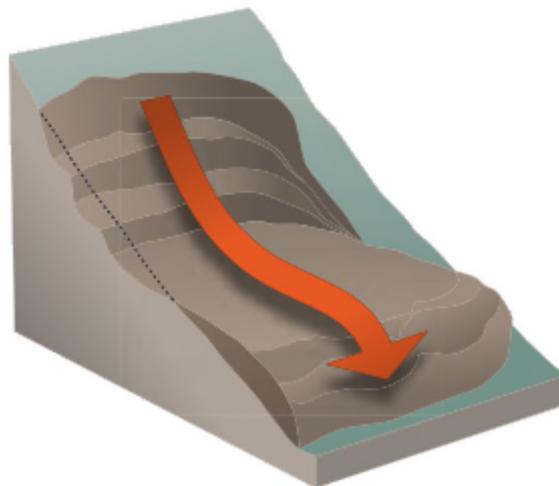


Figure. I.6. Glissement quelconque (aléatoire). [17]

Les différents types de glissement sont résumés dans le (tableau I.1).

Classes	Types	Terrains concernés	Remaniement interne	Vitesse moyenne
Glissements de terrain (sens strict)	Glissement Circulaire	Roches peu cohérentes - Marnes - Alluvions - Moraines	Plutôt faible	Quelques cm à Quelque m par jour Discontinu (saisons)
	Glissement Plan			
	Glissement de niveau d'altération	Altérites		Quelque m par jour

Tableau .I.1. Types de glissement et les terrains concernés par ce phénomène. [12]

I.4. Causes d'instabilité des pentes (talus)

a. Augmentation et changement de sollicitation

- surcharge en tête de talus.
- suppression de la butée de pied.
- séisme et autres sources de vibration.

b. Conditions hydrauliques

- la concentration d'eau vers la pente.
- eaux pluviales et fonte de neige, eaux de ruissellement.
- problème de drainage.

c. Causes naturelles

- L'inclinaison de la pente (la géométrie).
- La nature des matériaux ; les sols les plus susceptibles au glissement sont :
 - Sols fins : tels que limons et argiles
 - Sables et graves argileux; Alluvions grossières argileuses
 - Roches et matériaux évolutifs : tels que craies, schistes, et marne

I.5. Stabilité des talus

Les problèmes de stabilité des pentes sont parmi les plus délicats qui se présentent à l'ingénieur, en raison :

- des caractéristiques des sols souvent mal connues.
- de l'anisotropie des sols,
- de l'évolution des caractéristiques des sols dans le temps et, en fonction des déformations,

- des conditions hydrologiques difficiles à connaître et variant, parfois dans une très forte mesure ; au cours du temps. Pour déterminer cette stabilité, l'ingénieur a à sa disposition plusieurs méthodes.

Les deux grandes familles de méthodes de calcul sont :

- méthode des tranches.
- méthodes numériques.

I.5.1 Méthodes de calculs

I.5.1.1 méthode des tranches

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. Elle consiste à découper la masse en mouvement en tranches verticales (figure 8) et permet de s'adapter à des conditions de géométrie complexes, tant en ce qui concerne les frontières, que le sol et les conditions hydrologiques. Il existe environ une douzaine de variantes de cette méthode qui diffèrent entre elles par :

- la manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité.
- les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé.

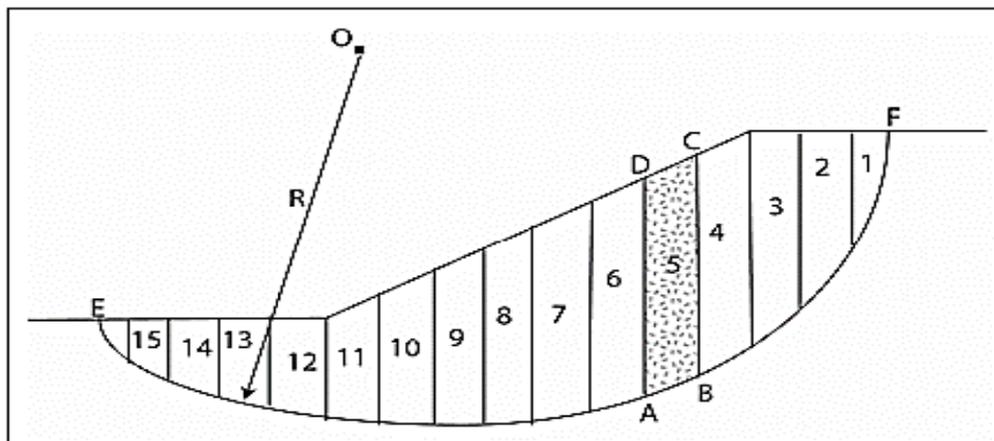


Figure. I.7. Découpage d'un talus en tranches. [12]

Il existe plusieurs méthodes des tranches, on définit parmi les plus utilisées, les suivantes :

- La méthode de Fellenius.
- La méthode de Bishop.

a) Méthode de FELLENIUS (1927)

Dans cette méthode, on suppose que la surface de rupture potentielle est circulaire, on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse que les tranches sont indépendantes. Quand les tranches adjacentes ont différentes inclinaison de la base, cette hypothèse simplificatrice conduit à des erreurs.

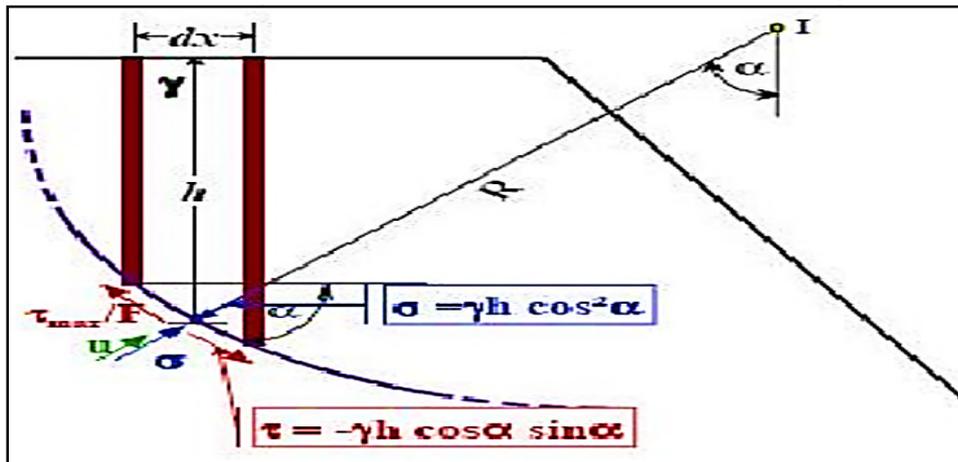


Figure. I.8. Equilibre d'une tranche de sol. [3]

Les équations de la statique ne sont donc pas respectées. Avec les mêmes notations que précédemment pour une tranche i , on obtient :

$$\sigma = \gamma * h \cos^2 \alpha \quad (I.1)$$

$$\tau = -\gamma * h \cos \alpha * \sin \alpha \quad (I.2)$$

Pour la tranche élémentaire, les contraintes se rapportant au même élément de surface

$$\tau = \frac{\tau_{max}}{f} \quad (I.3)$$

$$\tau_{max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + c' \quad (I.4)$$

Avec :

U = pression interstitielle

γ = poids volumique de la tranche

h = hauteur de la tranche

α = angle d'inclinaison d'un rayon sur la verticale

c' = Cohésion drainée à long terme

φ' = angle de frottement drainé consolidé

$$\text{Soit : } \frac{[(\gamma h * \cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + c'}{f} = -\gamma h * \cos \alpha * \sin \alpha \quad (I.5)$$

pour une tranche élémentaire, on retrouve la même définition que pour le glissement plan.

Pour l'ensemble des tranches, on écrit l'équation des moments par rapport au centre du cercle pour avoir un calcul simple.

$$\sum_{i=1}^n \frac{\gamma_i h_i * \cos^2 \alpha_i - u_i}{f_s} \text{tg} \varphi_i' + C_i' * R = \sum_{i=1}^n [(\gamma_i h_i * \cos \alpha_i * \cos \alpha_i) ds_i] * R$$

R est constant et F par hypothèse le même dans chaque tranche, d'où

$$F_S = \frac{\sum_{i=1}^n [(\gamma_i h_i * \cos^2 \alpha_i) - u_i] \text{tg} \varphi_i' + C_i'}{\sum_{i=1}^n [(\gamma_i h_i * \cos \alpha_i * \sin \alpha)]} \quad (\text{I.6})$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (50 à 100 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche

$$\omega_i = \gamma_i h_i * d_{s_i} \text{ Avec } d_{s_i} = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

D'où $\omega_i = \gamma_i h_i * d_{s_i}$ et en remplaçant d_{s_i} par b_i (largeur d'une tranche)

$$F_S = \frac{\sum [C_i \frac{b}{\cos \alpha} + (w \cos \alpha - \frac{u * b}{\cos \alpha}) \text{tg} \varphi_i]}{\sum w \sin \alpha}$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement. [3]

b) Méthode de Bishop

Dans cette méthode, la surface de rupture est supposée circulaire, les forces entre les tranches ne sont pas négligées, mais il est supposé que la force résultante est horizontale.

En tenant compte de l'équilibre vertical de chaque tranche, on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$

$$\gamma h = \sigma_n + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} = \sigma_n' + u + \tau \frac{\sin \alpha}{\cos \alpha} \quad (\text{I.7})$$

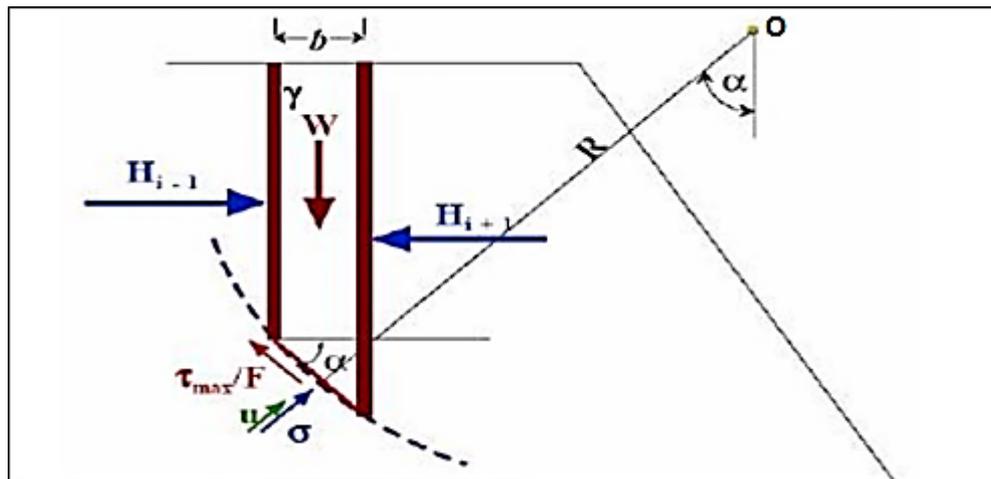


Figure. I.9. Présentation du schéma de calcul d'un talus en tranches. [3]

L'équilibre des moments autour du point O permet de calculer le coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{\sum (c' + \sigma' \operatorname{tag} \varphi') l}{\sum w \sin \alpha} = \frac{\sum (c' l + N' \operatorname{tag} \varphi')}{\sum w \sin \alpha} \quad (\text{I.8})$$

Le critère de Mohr-Coulomb s'écrit en termes de forces :

$$T = \frac{1}{F} (C' l + n' \operatorname{tag} \varphi') \quad (\text{I.9})$$

La projection des forces sur l'axe verticale permet d'écrire l'équation suivante :

$$W = N' \cos \alpha + ul \cos \alpha + \frac{c' l}{F} \sin \alpha + \frac{N'}{F} \operatorname{tag} \varphi' \sin \alpha \quad (\text{I.10})$$

En combinant les équations (I.8) et (I.9) et, après plusieurs transformations, on aboutit à la formule de Bishop (1955), où F est présent dans les deux membres de l'équation (I.11). Le problème est donc résolu par itérations successives mais la convergence est rapide. [6]

$$F_s = \frac{1}{\sum w \sin \alpha} \left[\sum \frac{c' l \cos \alpha + (w - ul \cos \alpha) \operatorname{tag} \varphi'}{[\cos \alpha + (\operatorname{tag} \varphi' \sin \alpha) / F]} \right] \quad (\text{I.11})$$

I.5.1.2. Méthodes numériques

Les méthodes de simulation du comportement global, permettent de calculer non seulement les contraintes qui règnent au sein du talus, mais aussi les déplacements et les pressions interstitielles, et de prendre en compte, entre autres, les phénomènes dynamiques.

La principale méthode utilisée pour simuler le comportement d'une pente est bien entendu la méthode des éléments finis, d'autres méthodes telles que les différences finies ou les équations intégrales permettent également de modéliser le comportement hydromécanique global des talus.

a) La méthode des différences finies

La méthode des différences finies est l'une des plus anciennes méthodes de résolution numérique d'un système d'équations différentielles avec conditions initiales et conditions aux limites. [10]

C'est une technique courante de recherche de solutions approchées d'équations aux dérivées partielles qui consiste à résoudre un système de relations (schéma numérique) liant les valeurs des fonctions inconnues en certains points suffisamment proches les uns des autres. [10]

b) La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis trouve son application principale dans les milieux continus. Elle a permis de résoudre et d'expliquer plusieurs problèmes relatifs au comportement des talus instables.

La méthode des éléments finis permet de modéliser un système physique faisant intervenir plusieurs variables. Elle consiste à discrétiser le domaine d'étude d'un milieu continu par des éléments dits "finis", qui sont reliés par un nombre fini de points dits "nœuds", situés sur leurs frontières. L'ensemble de ces éléments doit constituer un domaine aussi proche que possible du domaine d'étude.

Sur chaque élément une fonction approchée est définie par approximation sur les nœuds de l'élément, afin de lier les déplacements à l'intérieur de l'élément en fonction des déplacements des nœuds. Les déplacements des nœuds seront les inconnues de base du problème.

L'état de déformation à l'intérieur d'un élément est déterminé à partir de l'état de contrainte de l'élément et des lois de déformation du milieu.

L'application du théorème de l'énergie potentielle, permet d'avoir une relation liant forces extérieures appliquées sur le système étudié et les déplacements aux nœuds.

Parmi les principaux logiciels utilisés, en géotechnique on cite :

1. CESAR (du laboratoire central des ponts et chaussées) : Logiciel 2D ou 3D,
2. PLAXIS (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel 2D et 3D

- Définition du coefficient de sécurité

Le calcul de la stabilité des talus est généralement estimé à l'aide d'un coefficient appelé : coefficient de sécurité F_s il est défini par l'expression suivante :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau} \quad (I.12)$$

τ_{max} : Désigne la résistance au cisaillement du sol intéressé par le glissement

τ : La contrainte de cisaillement effectivement mobilisée le long de la courbe de rupture

Son expression est différente selon qu'il s'agit d'une rupture plane, circulaire ou quelconque

- Si $F > 1$, il n'y a pas rupture.
- Si $F < 1$, il y a rupture.
- Si $F = 1$, il y a équilibre limite. [8]

I.6. Renforcement d'un talus par ancrages

Le renforcement des sols est un domaine récent et particulier de l'amélioration des sols. Il recouvre des techniques qui consistent à placer des inclusions résistantes au sein du sol. Le principe du renforcement est de placer dans le sol, des armatures plus ou moins rigides, dans le but d'améliorer de manière sélective ses capacités de résistance qui travaillant à la traction, au cisaillement ou à la flexion.

Les ancrages se classifient en :

- ancrage passif : clous, et boulons d'ancrages.
- ancrage actif : tirants d'ancrage.

Le choix de la longueur, de l'inclinaison et de la répartition des clous dépend de nombreux facteurs et en particulier de la hauteur et de l'inclinaison du parement, de la pente du talus soutenu, du type de clou retenu, des qualités des terrains concernés et des contraintes d'environnement éventuelles.

I.6.1 Les tirants d'ancrage

Sont sollicités lors des efforts de traction. Ils sont capables de transmettre les forces résistantes au massif rocheux ou au terrain dans lequel ils sont insérés. Un tirant d'ancrage est constitué par une tête équipée d'une plaque de répartition et d'un système déblocage.

Ces éléments sont liés à une partie libre, qui comprend la portion qui peut être mise en tension,). La tête du tirant est d'habitude cimentée à une structure de soutènement. Ce renforcement augmente le confinement des surfaces de ruptures ainsi que leurs résistances au cisaillement. Les ancrages actifs travaillent uniquement en traction. Un tirant se compose de :

- la zone d'ancrage ou de scellement
- la longueur libre de l'ancrage
- la tête d'ancrage qui comporte une plaque d'appui et la tête de serrage

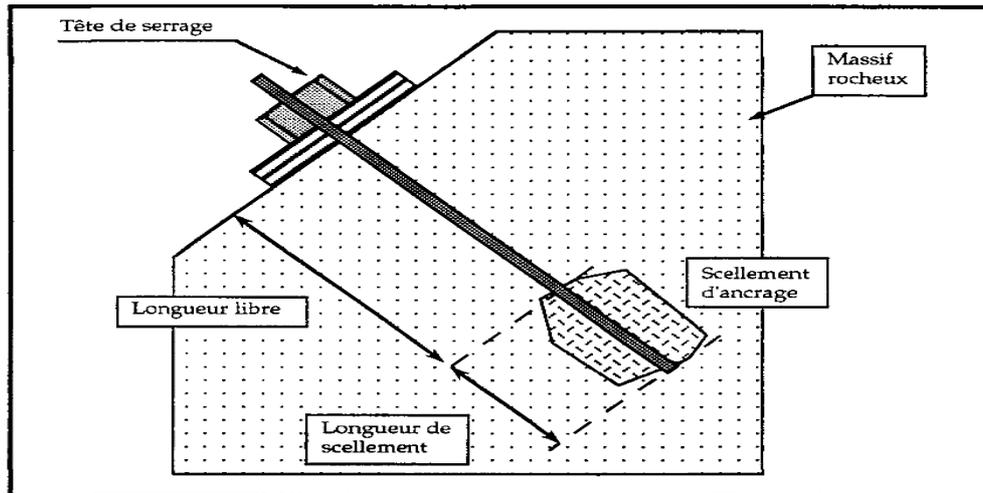


Figure. I.10. Dispositifs d'un ancrage actif. [15]

Cette technique est en principe possible dans la plupart des types de sols, en jouant si nécessaire sur certains paramètres tels que la longueur, l'inclinaison ou la densité des clous. Son utilisation peut toutefois s'avérer très délicate, déconseillée ou même impossible dans certains sols tels que par exemple des sables sans cohésion, des sables bouillant ou comprenant des poches d'eau, des sols mous ou des sols très argileux dont la teneur en eau peut augmenter sensiblement après la construction, ou encore des sols gélifs ou agressifs vis-à-vis des éléments constitutifs.

I.6.1.1. différents phasage de réalisation

1) Forage du trou dans lequel sera mis en place le tirant.

Le procédé de réalisation de ce forage est choisi en fonction de la nature des terrains traversés, de façon à ne pas en modifier les caractéristiques, notamment de compacité et de frottement, le forage pourra être réalisé directement à l'aide de l'armature du tirant (tirants auto forés) ou sera remplacé par le battage de cette même armature.

2) Fabrication du tirant sur un banc d'assemblage.

3) Mise en place du tirant constitué d'une armature (barre ou câble à haute résistance élastique), liaisonnée au dispositif d'injection (tube lisse et tube à manchettes), ou mise en place à l'intérieur d'un tube de protection scellé dans le terrain.

4) Scellement du tirant au terrain par injection de coulis de ciment fabriqué sur site

5) Mise en tension ; L'armature est tendue de façon à créer une contrainte dans l'ouvrage à stabiliser; Cette mise en tension permet de limiter les déplacements.

I.6.1.2. Le mode de fonctionnement

Il induit un déplacement, dont la valeur en tête peut atteindre quelques millièmes de la hauteur de l'ouvrage, ce qui peut limiter leur utilisation dans certaines conditions d'environnement, et notamment en site urbain. Cela d'autant que les dispositions particulières que l'on peut adopter pour limiter ces déplacements, comme par exemple la réalisation en tête d'une poutre ancrée par tirants d'ancrage précontraints, conduisent généralement à augmenter l'emprise de l'ouvrage.

I.6.2. Les clous

C'est une technique de renforcement des sols in situ à l'aide de barres passives, soit scellées dans des boues de forage, soit simplement battues dans le sol. Lorsque cette technique est utilisée pour des ouvrages de soutènement, les barres sont généralement horizontales et l'effort principal est la traction. Au contraire, quand cette technique est utilisée pour la stabilisation des pentes, les barres sont généralement inclinées ou verticales et les efforts Principaux sont la flexion et le cisaillement.

Leur longueur peut être importante même pour de faibles hauteurs soutenues si les surfaces de rupture potentielles ou les horizons résistants sont profonds.

Les différentes techniques de clouage employées sont :

Les inclusions souples :

- Battage de barres métalliques ;
- Forage, scellement d'une barre métallique et injection du trou en béton ; Micropieux ;

Les inclusions rigides :

- constituées de pieux de gros diamètres.

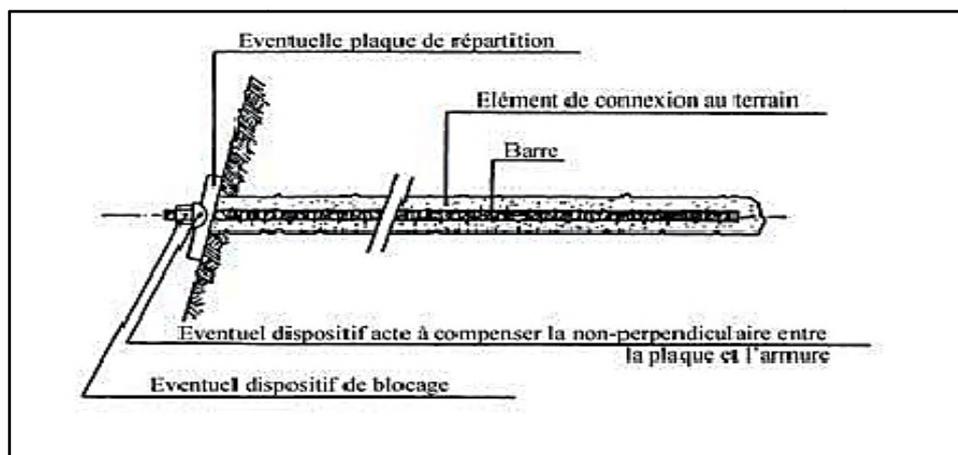


Figure. I.11. Clou d'ancrage (AICAP, 1993).[14]

I.6.2.1. Les différentes phases de réalisation:

La construction d'un mur en sol cloué appliquée au soutènement de fouille sont généralement construits en plusieurs étapes

1. Une excavation par passe (tranche d'épaisseur 1 à 2m)
2. Mise en place des clous
3. Enfin Une couche de béton

La figure I.12 montre ces différentes phases.

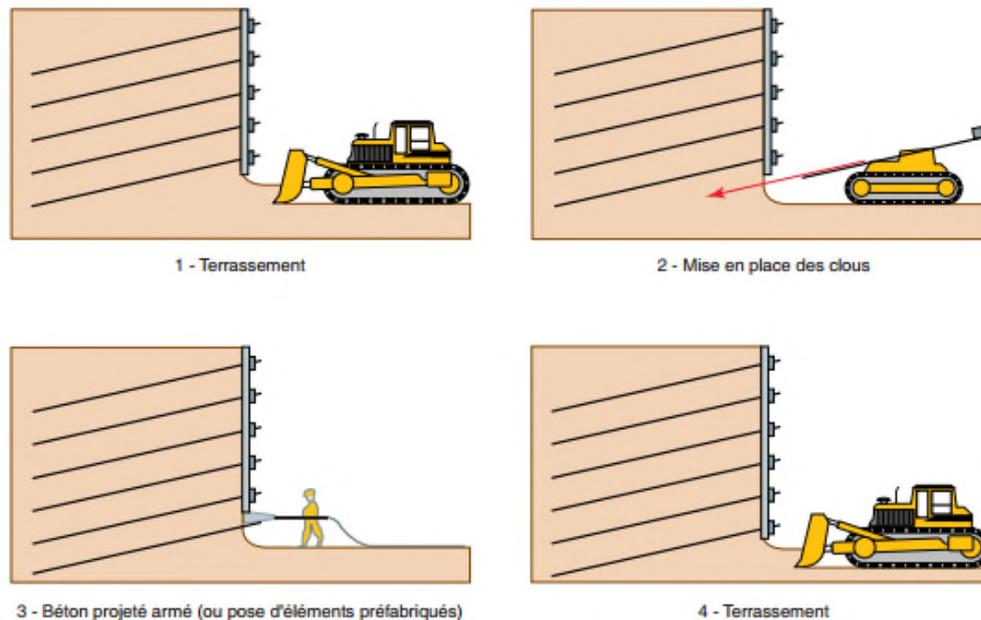


Figure. I.12. Phases de réalisation d'une paroi clouée. [9]

I.6.2.2. Mise en place des clous

1. Le battage: Un mouton lourd frappe la tête du clou à une fréquence faible (0.3 à 1 Hz)
2. Le vibrofonçage : C'est l'association du fonçage et des vibrations. Une charge fixe appuie en tête de clou qui est soumis à des vibrations à hautes fréquences (50 Hz).
3. Le forage et le scellement : Un trou est foré, de diamètre généralement compris entre (6 et 15 cm). Le clou muni de centreur est mis en place puis scellé par du coulis de ciment. L'injection des pressions qui restent assez basses (100 KPa). [14]

I.6.2.3. Fonctionnement des clous

L'orientation des clous influence le comportement des clous dans le sol, il est donc nécessaire de justifier la valeur de son angle par rapport à l'horizontal, noté θ .

Lorsque qu'un clou traverse la surface potentielle de glissement (zone active), il exerce des efforts au point N qui se décompose comme suit :

- une force d'arrachement ou effort de traction T normale à l'axe du clou
- un effort de cisaillement T_c , et un moment M qui sont nuls, le clou étant supposé souple.

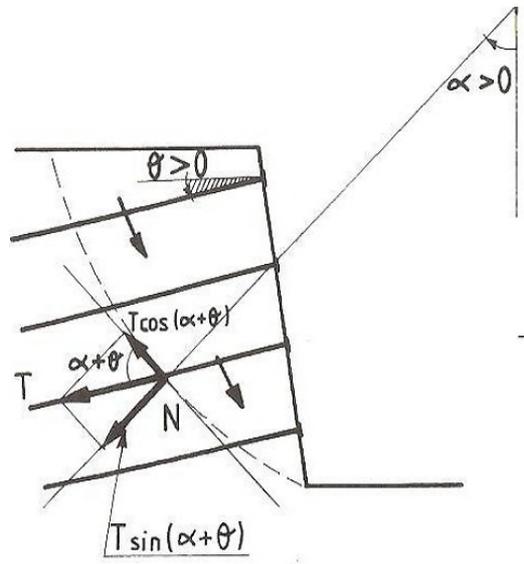


Figure I.13. Sollicitations des efforts dans les clous. [18]

Les tirants d'ancrage et les clous sont des éléments de traction, généralement mis en précontrainte, introduits dans un trou de forage de diamètre limité et enrobés d'un coulis de scellement.

I.6.3. Les boulons d'ancrage

Les boulons d'ancrage sont une technique de maintien qui vise à assurer la stabilité d'un talus. Les différents types de boulons d'ancrage s'adaptent : aux charges à reprendre, à la forme de la structure et à la géométrie de la zone d'ancrage. Les boulons d'ancrage sont des éléments passifs peu chargés, scellés sur toute la longueur.

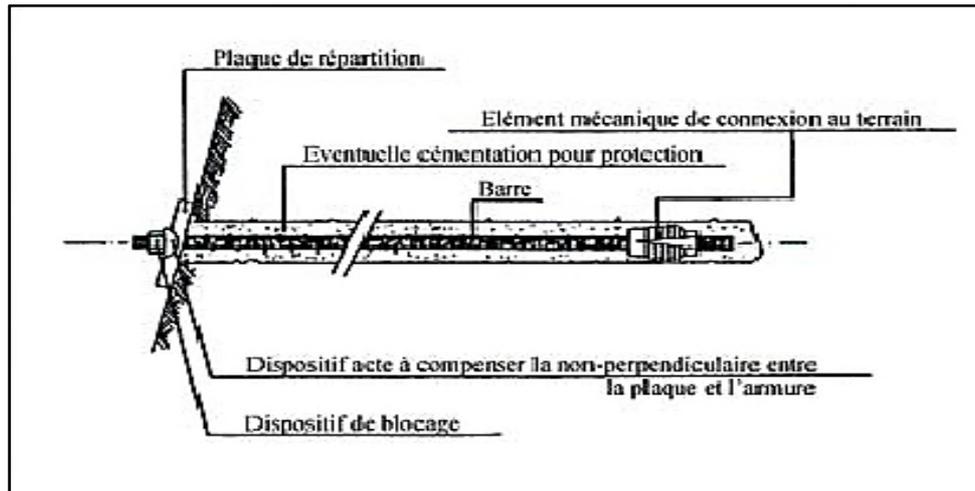


Figure. I.14. Boulon d'ancrage. [14]

I.6.3.1. Types de boulons :

Il existe deux types principaux de boulons utilisés en travaux de soutènement, les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti (appelés couramment boulons à scellement continu ou ancrages).

-Les boulons à ancrage ponctuel

Comportent une tige qui est tendue entre l'ancrage en fond de trou et la tête bloquée en parement. L'ancrage est couramment un ancrage à expansion constitué de deux demi-coquilles qui se bloquent au terrain en s'écartant. La mise en tension du boulon (précontrainte) est obtenue par serrage de l'écrou de tête. Pour procéder à une bonne mise en tension, l'emploi d'une clé dynamométrique est très souhaitable.

-les boulons à ancrage réparti

Comportent une barre nervurée (par exemple acier à haute adhérence) scellée sur toute sa longueur dans le forage. Il existe aussi des boulons en fibre de verre pour assurer, suivant la nature et le mode de mise en œuvre du produit de scellement, on distingue plusieurs types de boulons :

- les boulons avec scellement à la résine
- les boulons avec remplissage préalable au mortier
- les boulons au mortier suivant la technique « perfo ». [16]

I.6.3.2. Mode d'exécution des boulons :

Le trou est foré au préalable à la longueur voulue. Il est ensuite soufflé sur toute la longueur. Le produit d'ancrage est introduit (cartouches ciment ou résine) en quantité en rapport avec le diamètre du trou, sa longueur, le volume des cartouches de produit, le diamètre du boulon.

Le boulon est ensuite introduit par roto- percussion afin d'assurer un bon mélange du produit. Celui-ci doit légèrement suinter à l'orifice du trou. Il est ensuite boulonné une fois le temps de prise du produit d'ancrage passé. Cette opération se réalise sous la direction d'un chef d'équipe spécialisé contrôlant la bonne exécution des opérations.

I.6.4. Limite des ancrages

Les limites des ancrages sont principalement :

- L'impossibilité de réaliser des forages dans des terrains saturés.
- Les difficultés associées à l'érosion des terrains peu cohésifs constitués principalement de sables et de graviers.
- Les problèmes liés à une grande densité de lignes souterraines (réseau électrique, téléphone, gaz, etc.).
- Des problèmes potentiels de fonctionnement optimal en terrain gelé.

I.6.5. Contrôle des ancrages

Les essais pour le contrôle des ancrages sont indispensables pour valider le dimensionnement effectué lors de l'étude et/ou pour vérifier la bonne réalisation du scellement des ancrages ; on distingue :

Essais de conformité : Essais destructifs réalisés au démarrage du chantier pour valider le dimensionnement et mettre au point la méthodologie de réalisation des clous.

Essais de contrôle / réception :

Ces essais s'apparentent à la fois à des essais de contrôle et à des essais de réception suivant la terminologie norme Clouterez 91 ; essais non destructifs réalisés sur des clous choisis pendant le chantier, en vue de vérifier la qualité de réalisation du scellement, sur la longueur de la barre, au-delà de la surface de rupture.

I.6.6. Interaction sol armature

Pour que les inclusions puissent reprendre les efforts qui se développent au sein du massif et ainsi le renforcer, il faut qu'elle soit liée au sol. Cette liaison se fait par frottement, soit entre le sol et l'armature lorsque Celle-ci est battue, soit entre le sol et le coulis lorsque l'inclusion est scellée.

Dans ce dernier cas, on suppose que l'adhérence scellement-armature est parfaite le renforcement est donc fortement tributaire de l'interaction sol armature ou sol-scellement.

Celle-ci se décompose en:

-un frottement entre le clou(ou clou+scellement) et le sol, qui se développe sur toute la surface du clou, et qui le met en tension.

-une réaction, normale à l'axe du clou, due au mouvement différentiel de deux zones de sol(figure16), qui cisaille l'armature et la fait fléchir.[4]

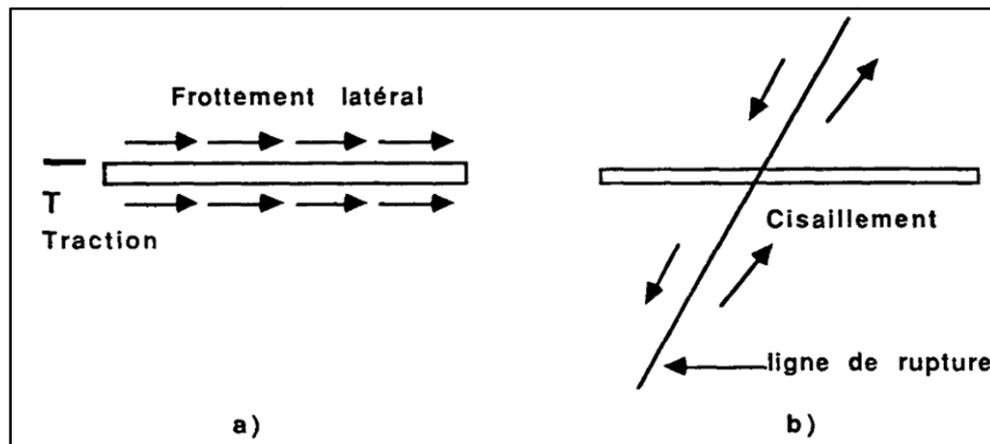


Figure. I.15. Différents efforts s'exerçant sur un clou. a) frottement, b) cisaillement. [4]

I.7. Critères de dimensionnement des ancrages

Le choix de la longueur, de l'inclinaison et de la répartition des clous dépend de nombreux facteurs et en particulier de la hauteur et de l'inclinaison du parement, de la pente du talus soutenu, du type de clou retenu, des qualités des terrains concernés et des contraintes d'environnement éventuelles.

L'étude de la stabilité du massif cloué doit porter sur les points suivants :

- la stabilité globale de l'ouvrage selon des surfaces de rupture potentielles passant dans le massif ou à l'extérieur de ce dernier.
- la résistance intrinsèque des clous
- la résistance du parement et la liaison parement-clou
- le risque d'instabilité locale pendant les phases de construction
- les déformations prévisibles de l'ouvrage qui sont estimées selon les états limites de service.[12]

- **principe du calcul en surface de rupture circulaire**

La justification détaillée peut être réalisée par des méthodes telles celle de Fellenius ou par celle de Bishop. La méthode consiste à ajouter algébriquement l'action des clous aux moments moteurs et résistants en présence, du massif cloué.

La liaison sol-clou peut également se rompre suivant les deux modes de rupture correspondant aux deux types d'interaction :

- le frottement latéral unitaire peut atteindre sa valeur limite (q_s) provoquant une rupture par défaut d'adhérence,
- la pression latérale (p) exercée par le clou sur le sol peut atteindre une valeur limite (p_l) provoquant le découpage du sol par le clou.

La détermination de ces efforts est effectuée selon la théorie du multicritère développée notamment par f.BLONDEAU et F. schloesser et unanimement utilisée à ce jour.

- Critère 1 : Résistance propre de l'inclusion.
- Critère 2 : Frottement latéral sol-inclusion.
- Critère 3 : Plastification de l'inclusion.
- Critère 4 : Plastification du sol autour de l'inclusion. [18]

I.7.1. Critère de résistance de l'inclusion

La contrainte de scission dans l'inclusion doit vérifier la condition de résistance : $\tau \leq K$.

K étant la valeur de la scission du matériau constituant l'inclusion et τ la contrainte de cisaillement mobilisée dans l'inclusion. La plastification du clou par effort tranchant se fera au point d'effort tranchant maximal.

En ce point le moment fléchissant est supposé nul et le critère de résistance de l'inclusion s'écrit:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad (\text{I.13})$$

Avec:

T_n : Effort normal dans l'inclusion.

T_c : Effort tranchant dans l'inclusion.

R_n : Résistance à la traction de l'inclusion.

R_c : Résistance au cisaillement de l'inclusion.

Généralement R_n et R_c sont liées par la relation suivante:

$$R_c = \frac{R_n}{2} \quad (\text{I.14})$$

I.7.2. Critère de frottement latéral sol-clou

L'effort normal T_n mobilisé dans l'inclusion au point d'intersection avec la surface de rupture doit pouvoir être équilibré par la résistance à l'adhérence sol-inclusion sur la longueur (L_a) située en arrière de la surface de rupture.

La rupture par défaut d'adhérence se traduit par le critère:

$$T_n \leq q_s \pi D L_a \quad (\text{I.15})$$

q_s : contrainte de cisaillement limite sol-inclusion,

πD : le périmètre du clou,

L_a : la longueur de scellement des clous au delà de la surface de rupture.

La courbe limite pour ce critère est une droite parallèle à l'axe des T_c et d'équation

$$T_n = q_s \pi D L_a \quad (\text{I.16})$$

I.7.3. Critère de réaction normale

Lors du mouvement relatif sol-inclusion, la pression latérale (p) exercée par le clou sur le sol est limitée par la pression latérale limite du sol (p_l). Dans ce cas, la pression latérale sol-clou doit vérifier la relation suivante:

$$p \leq p_l$$

Qui se traduit au niveau de l'effort tranchant par:

$$T_c \leq \frac{p_l D L_0}{2} \quad (\text{I.17})$$

p_l : pression limite du sol,

D : diamètre du clou.

L_0 :longueur de transfert qui est donnée par:

$$l_0 = \sqrt[4]{\frac{4 EI}{k_s D}} \quad (\text{I.18})$$

k_s : module de réaction du sol.[7]

I.8. Conclusion

Le comportement des massifs de sol en pente (pentes naturelles et artificielle) a fait l'objet de nombreux développements depuis plusieurs décennies. Dans le présent aide-recherche bibliographique nous avons exposé des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation deviennent de plus en plus pratique courante allant de la reconnaissance préliminaire du terrain aux mesures de contrôle. La reconnaissance géologique et géotechnique permet de localiser la surface de rupture du talus étudié, d'en connaître la forme et d'en donner une explication sur les mécanismes de rupture et les causes d'instabilité probables.

Les calculs de stabilité et le choix de la technique de renforcement des pentes instables, s'effectuent dans la pratique courante en équilibre limite par l'une des variantes de la méthode des

tranches, dont l'utilisation pendant plusieurs dizaines d'années a prouvé leur efficacité et leur fiabilité.

Dans tous les cas, le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité et de conclure à la stabilité ou non du talus étudié. La méthode des éléments finis offre de vrais avantages par rapport aux méthodes des tranches.

Les ancrages apparaissent comme une méthode d'avenir ; Souple d'emploi, elle s'applique à de nombreux sites et présente, par rapport à d'autres méthodes, un moindre coût et une installation de chantier plus réduite. Mais il convient de garder à l'esprit que l'ancrage des sols est une méthode délicate, une mauvaise mise en œuvre peut entraîner la ruine prématurée ou même stopper la construction.

Chapitre II

Présentation et étude
géotechnique de la tête
nord du tunnel de
Sidi- Aich

II.1. Introduction

La ville de Bejaia constitue depuis toujours un lieu de grande concentration d'activités économiques commerciales et culturelles. Comme toutes les grandes agglomérations face au problème d'encombrement du au manque d'infrastructures qui pourraient accueillir le nombre croissant de véhicules circulant.

Une solution a été apportée : il s'agit de la pénétrante reliant Bejaia à l'autoroute. La réalisation de cette pénétrante comporte un tronçon de tunnel autoroutier au niveau de Sidi-Aich. Notre travail s'intéresse à l'étude de stabilité de la tête nord de ce tunnel.

II.2 description de la zone d'étude

La pénétrante autoroutière reliant le port de Bejaia à l'autoroute est-ouest au niveau d'Ahnif sur une distance de 100 km prend son origine à partir de la liaison entre la RN12 et la RN75 de Bejaia, et traverse en plusieurs points l'oued Soummam. La section de Sidi-Aich, objet de notre étude, traverse une zone montagneuse; à cet effet, la construction d'un tunnel est la meilleure solution pour traverser cette zone.

Les travaux de tunnel se situent au sud de la commune de Sidi-Aich dans la wilaya de Bejaia.



Figure II.1. Plan synoptique du projet. [17]

Dans la variante de la liaison de Bejaia, un tunnel en deux tubes (Est et Ouest) est en court de réalisation. Les dimensions de ce tunnel sont présentées comme suit :

Le tube gauche à une longueur de 1691m (PK40+130 – PK41+821), et le tube droit est de 1628m (PK40+146 – PK41+774) de long.

La distance entre les axes des deux tubes (tunnels) est de 20m au minimum et 45m au maximum, la largeur du tunnel est de 16m et sa hauteur est de 13 m.

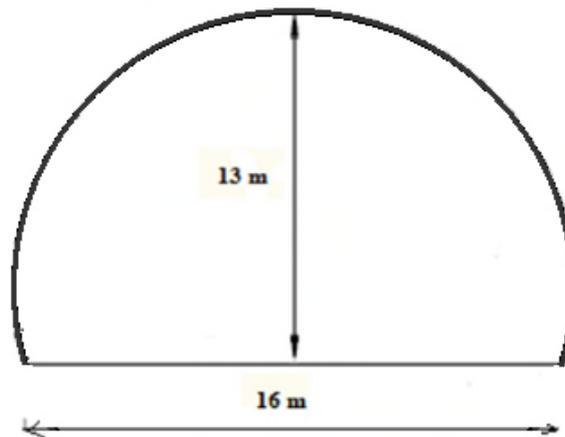


Figure II.2. Coupe transversale d'un tube du tunnel. [19]

II.3. Topographie et géomorphologie

La zone de projet se situe dans la pente raide entre la rive droite de oued Soummam et le nord de la montagne de Sidi Ayad, et traverse les montagnes sous la forme de tunnel dans la zone de Maala, il s'agit de la géomorphologie basse-montagne de colline, le terrain est assez raide et accidenté.



Figure II.3. Trace en plan de la zone du tunnel. [19]

Le tunnel se localise au dessous d'une couverture d'épaisseur qui varie entre 15m et 120m du fait que la zone est montagneuse.

II.4. Reconnaissance géologiques et hydrogéologiques

II.4.1. Hydrogéologie de la région traversée par le tunnel

Du point de vue hydrogéologique, le tracé du tunnel situé à Sidi-Aich recoupe le bassin hydrographique de la Soummam, qui fait partie des bassins versants tributaires de la méditerranée, ce qui met en évidence l'existence d'une nappe phréatique, s'étalant de Chorfa (Bouira) à Oued Ghir (Bejaia), divisée en deux parties par le seuil géologique de Sidi-Aich, qui constitue une sorte de barrière hydraulique.

Dans toutes les profondeurs atteintes à l'aide des puits de reconnaissance au niveau de la pente nord du tunnel, le niveau de la nappe d'eau varie de 13.3m à 25m.

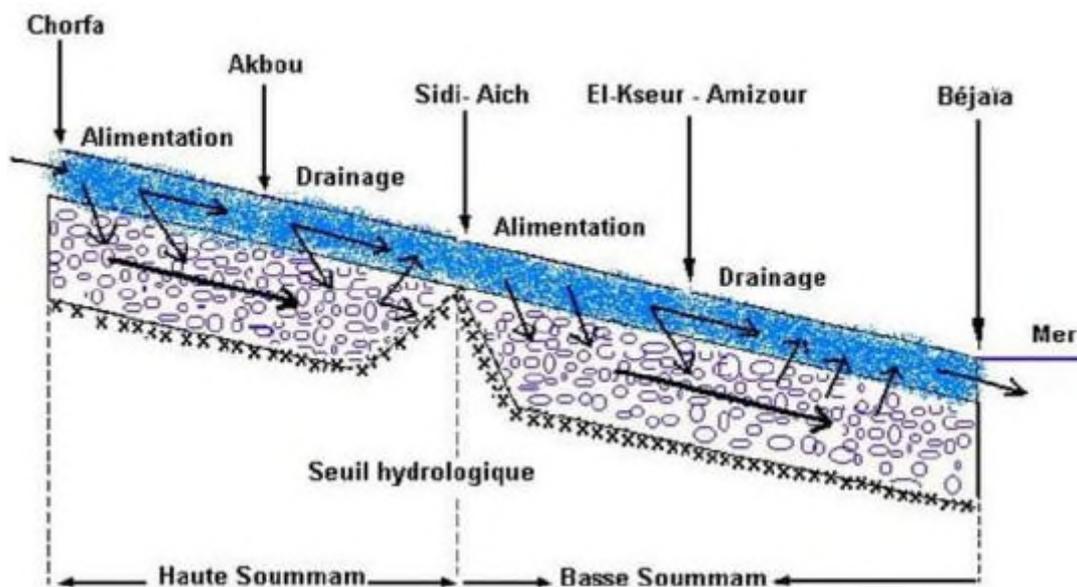


Figure II.4. Les deux parties de la nappe phréatique.[17]

II.4.2. Géologie régionale

Le massif de Tassif Imola constitue le principal obstacle au passage de la pénétrante Bejaia-Ahnif, et se situe à la périphérie sud de la ville de Sidi Aich. Ce massif est formé par une diversité de roches dont les plus importantes correspondent aux flysch, Marne schisteuse et Marno-Calcaire crétacés. Ces formations sont largement recouvertes superficiellement par des colluvions hétérogènes d'épaisseur variable.

Le tunnel objet de notre étude, traverse une zone montagneuse située dans la partie médiane du massif, plus précisément: Pour la section de début du tunnel se repartit l'argile peu plastique brunâtre et rougeâtre en surface d'une épaisseur moyenne, suivi par une couche de la marne totalement-fortement altérée,

La section au milieu du tunnel traverse la vallée en forme V avec une couverture la plus faible de 40-45m. La zone fracturée est d'environ 200m de large, après avoir traversé la zone fracturée, le soubassement blanc, le schiste gris en intercalant marno-calcaire, cimentation argilacée et structure stratifiée d'une épaisseur faible, intensément influencée par la formation, fortement concassée.

La section à la fin du tunnel se repart le schiste de soubassement, et structure stratifiée d'une épaisseur moyenne, les diaclases et fissures peu développées.

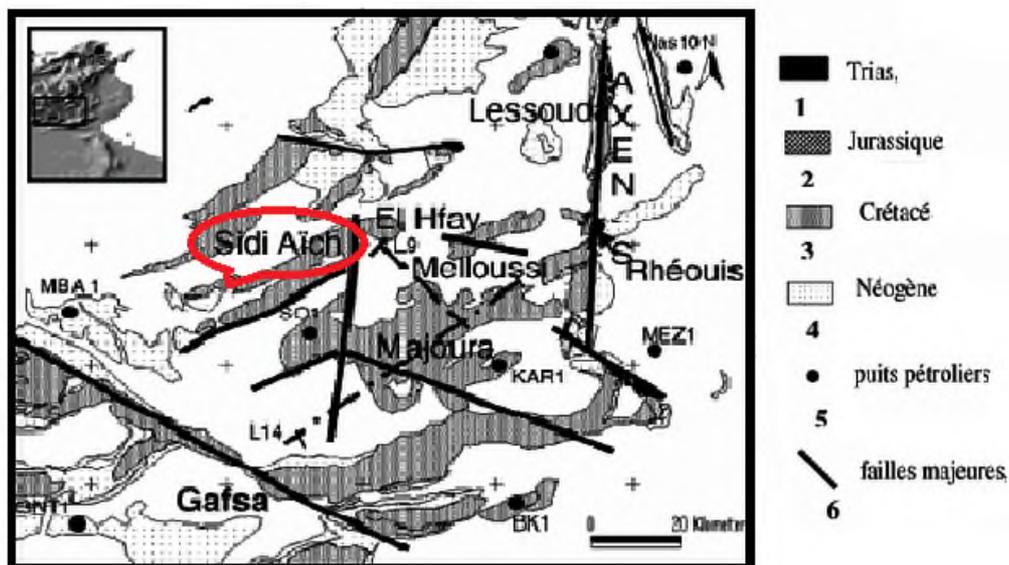


Figure II.5. Carte géologique de SIDI-AICH. [17]

II.5. Sismicité

La carte de sismicité historique du nord de l'Algérie (figure. II.6) montre une activité sismique assez importante dans la ville de Bejaia et la région de Kharrata.

La zone de Bejaia- Bouira est d'une activité sismique moyenne ; dans la vallée de la Soummam plusieurs séismes modérés se sont produits à Seddouk (1954 et 1978), Tazmalt (1964), Djurdjura (1965), Sidi-Aich (1975), Amizour (1981) et Bejaia (1977 et 1981).

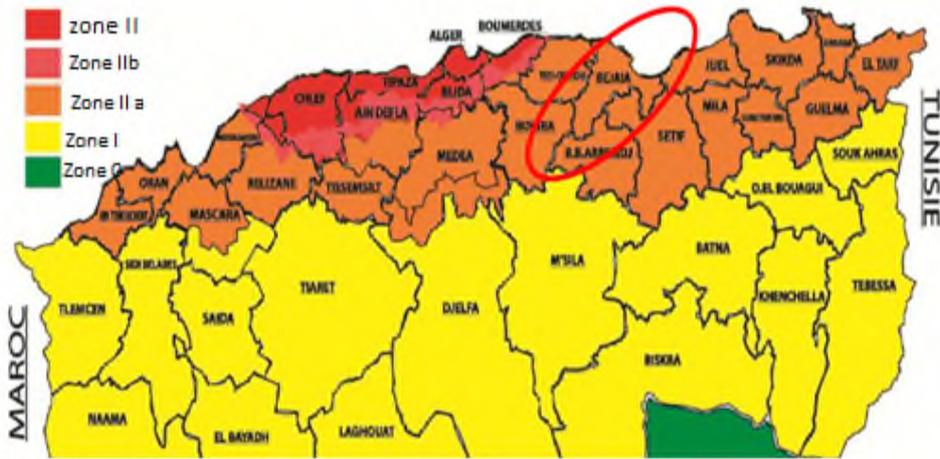


Figure II.6. Carte de zonage de l'Algérie et position de la région d'étude.[19]

II.6. Présentation du tronçon d'étude

La tête Nord du tunnel, objet de notre étude, se situe sur la pente de la montagne au nord de Maala, la pente naturelle est environ 20°, la cote du point le plus bas est de 166.5m voir la (Figure.II.7). La hauteur du talus est de 60,5 m.

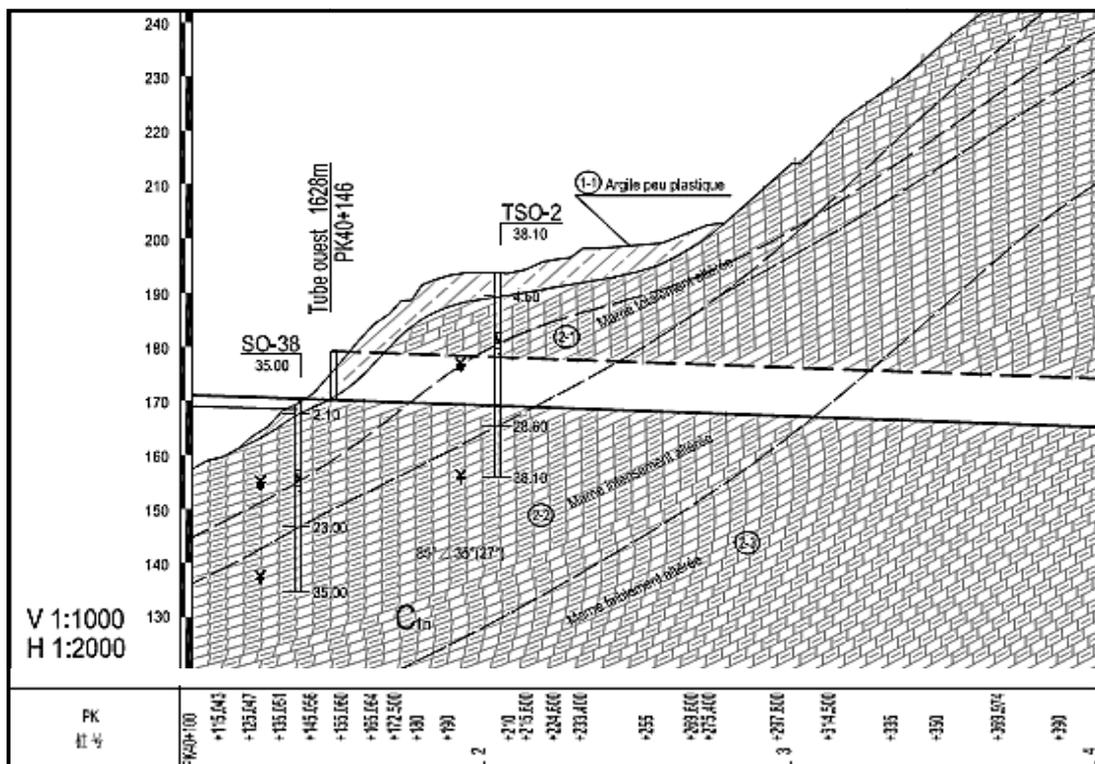


Figure II.7. Profile longitudinale de la tête nord du tunnel.[19]

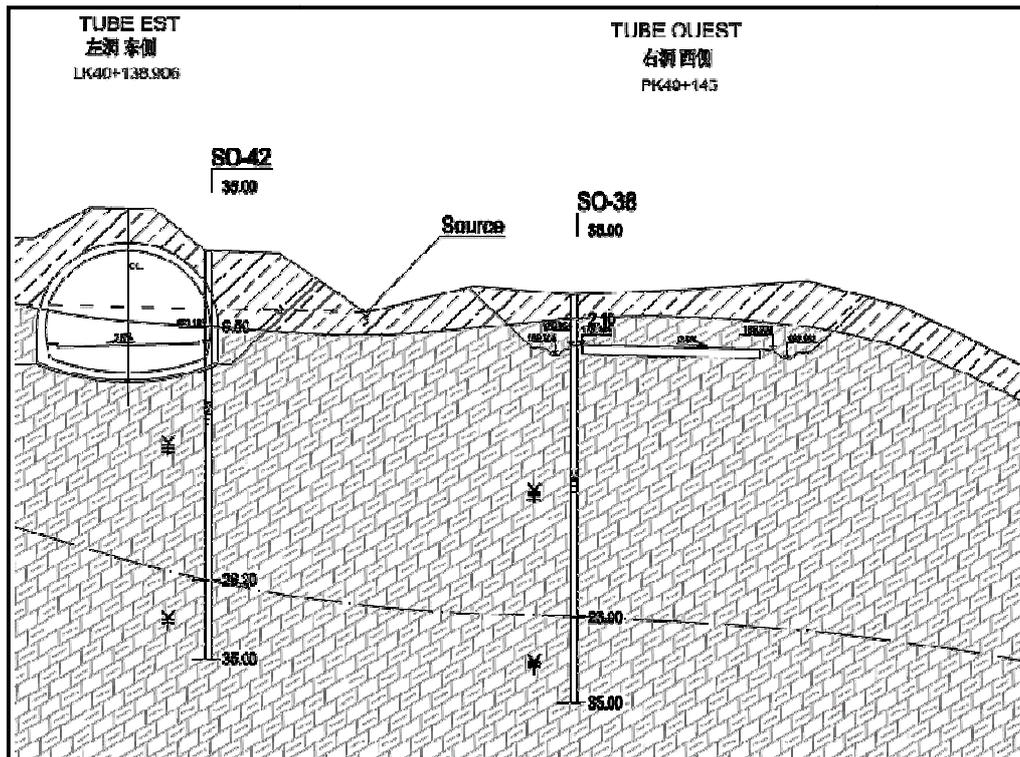


Figure II.8. Profil transverse de la tête nord du tunnel.[19]

La tête nord représente l'entrée du tunnel qui est composée de deux tubes (Est et Ouest) ; le tube Ouest à une longueur de 1628m, le tube Est est de 1691m de long.

La couverture du terrain encaissant au-dessus de ce tronçon du tunnel est de 12 m, et le niveau de la nappe phréatique est à environ 24 m de profondeur.

On s'est intéressé à étudier la tête nord qui se trouve sur un talus de pente important (20°), de plus le sol est médiocre.

II.6.1. Reconnaissances géotechniques effectuées dans la zone d'étude

L'identification des paramètres du terrain pour la conception du tunnel, consiste à effectuer des essais in-situ et en laboratoire.

Les résultats de ces essais, répondent aux besoins de l'étude et calculs concernant le tunnel.

II.6.1.1. Essais in- situ

a) Sondage carottés

Au niveau de la tête nord du tunnel de Sidi- Aich, cinq (5) sondages ont été réalisés à l'aide d'un carottier rotatif jusqu'à une profondeur variant entre 35m et 38m.

Ils permettent de prélever des échantillons de sol « Carottes » pour connaître les caractéristiques mécaniques du terrain (précisément la nature des sols).

b) Sondage Prssiométrique

C'est un essai de chargement in situ effectué au sein même du terrain grâce à la réalisation préalable d'un forage.

L'analyse des résultats permet d'obtenir pour une profondeur donnée les caractéristiques mécaniques du sol. Au niveau de la tête nord du tunnel, trois (3) sondages pressiometriques ont été réalisés jusqu'à une profondeur de 35.8m.



Figure II.9. Vue en plan des sondages carottés (SO) et prssiométriques (PSO).[19]

c) Résultats des sondages carottés

Au niveau de la tête nord du tunnel, l'argile brune-rougeâtre peu plastique se repartit sur le terrain superficiel, sous lequel se trouve la marne totalement altérée, brun-jaune, en forme de sol intercalant de fragments; la marne intensément altérée, livide, en forme de graviers intercalant de fragments. Les résultats des sondages carottés sont présentés dans l'annexe A. le tableau II.1 résume les résultats des trois sondages.

Tableau II.1. *Résumé des résultats des 3 sondages carottés au niveau de la tête nord.*

N ^o de couche	Désignation	Code	Epaisseur (m)	Couleur	Statut	Description
1-1	Argile peu plastique	Ap	1.2-6.5	Brunâtre et rougeâtre	Dure	Brun rougeâtre inhomogène avec des graviers anguleux dur.
2-1	Marne totalement altérée	Ma	21.0-29.6	Jaune-brune	molle	Brun fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, il s'amollit facilement à l'eau.
2-2	Marne intensément altérée	Ma	Non exposée	Livide	molle	Livide fortement concassée présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, il s'amollit facilement à l'eau.

II.6.1.2. Résultats des essais de laboratoire

a) Caractéristiques physiques

Pour répondre aux besoins de l'étude concernant la stabilité de la tête nord du tunnel de Sidi-Aich, des mesures de laboratoire ont été effectuées pour déterminer :

$$- \text{La teneur en eau } w = \frac{P_e}{P_s} * 100, \quad \text{Indice des vides } = \frac{n}{1-n}$$

$$- \text{Le poids volumique humide } \gamma_h = \frac{P_h}{V_t}$$

$$- \text{Le poids volumique solide } \gamma_s = \frac{P_s}{V_s}$$

$$- \text{Le poids volumique humide } \gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

Les limites d'Atterberg (W_L , W_p , I_p , I_c), ont pour but de définir les états d'humidité correspondant aux limites entre ces trois états :

- La limite de liquidité W_L traduit le passage entre l'état liquide et plastique.

- La limite de plasticité W_p correspondant au passage entre l'état plastique et l'état solide.

- Indice de plasticité I_p il marque l'étendue du domaine plastique, $I_p = W_L - W_p$.

- indice de consistance I_c elle n'est utile que pour des cas très particuliers examinés plus loin (sol gonflants), $I_c = \frac{W_L - W}{I_p}$.

Tableau II. 2. Caractéristiques physiques principales de la couche (I-1) Ap.

Paramètre	W(%)	γ_h	γ_d	γ_s	e	W_L	W_p	I_p	I_c
		KN/m ³				(%)	(%)	(%)	
Nombre de valeurs, N	4	4	4	7	4	9	9	9	5
Valeur max., xmax	24.9	20.1	16.7	27.4	0.733	43.3	21.4	22.1	1.19
Valeur min., xmin	18.3	18.6	15.7	27.1	0.639	31.2	16.9	14.2	0.68
Valeur moyenne, x moy	21.4	19.5	16.0	27.3	0.708	37.5	19.4	18.1	0.99

Les résultats du tableau (II.) montrent que l'argile est :

- $I_c \approx 1$, d'où il s'agit de l'argile dure.

D'après la classification des sols fins sur le diagramme de Casagrande, on déduit que le sol est une argile peu plastique.

La première couche de sol au niveau de la tête nord du tunnel est une argile peu plastique dure.

Tableau II.3. *Caractéristiques physiques principales de la couche (2-1) Ma.*

Paramètre	W(%)	γ_h	γ_d	γ_s	e	W_L	W_P	I_p	I_c
		KN/m ³				(%)	(%)	(%)	
Nombre de valeurs, N	2	2	2	8	2	8	8	8	2
Valeur max., x_{max}	12.2	22.1	19.8	27.2	0.446	34.2	21.2	14.3	1.32
Valeur min., x_{min}	11.7	21.1	1.8.8	26.9	0.375	28.1	14.6	10.6	1.22
Valeur moyenne, x_{moy}	12.0	21.6	1.9.3	27.0	0.411	30.9	18.1	12.8	1.27

D'après les résultats du tableau. II.3 on a :

- $I_c = 1.27$, d'où il s'agit de la marne ferme. Ainsi que $5 < I_p = 12,8 < 15$.

Dance, il s'agit d'un sol peu plastique et ferme.

b) Résistance au cisaillement rectiligne

L'objectif de l'essai de cisaillement est de mesurer la résistance au cisaillement sous contraintes normales σ et d'en déduire les valeurs des paramètres mécaniques C et ϕ caractérisant le comportement du sol. On distingue trois types d'essais : Consolider drainé (CD), Non consolider non drainé (UU) voire le tableau .II.4.

Tableau II.4. Caractéristiques de résistance au cisaillement de la couche 1 (Ap).

Paramètre	(1) AP			
	C_{uu} (KN/m ²)	φ_{uu} (°)	C_{CD} (KN/m ²)	φ_{CD} (°)
Nombre de valeurs, N	1	1	5	5
Valeur max, xmax	20.0	22.0	53.0	22.8
Valeur min, xmin	20.0	22.0	14.4	16.5
Valeur moyenne, xmoy	20.0	22.0	27.8	20.5
Valeur retenue	20.0	22.0	27.8	20.5

Tableau II.5. Caractéristiques de résistance au cisaillement de la couche 2 (Ma).

Paramètre	(2) Ma			
	C_{uu} (KN/m ²)	φ_{uu} (°)	C_{CD} (KN/m ²)	φ_{CD} (°)
Nombre de valeurs, N	--	--	2	2
Valeur max, xmax	--	--	37.3	24.7
Valeur min, xmin	--	--	34.3	21.4
Valeur moyenne, xmoy	--	--	35.8	23.0
Valeur retenue	--	--	35.0	23.0

c) Caractéristique de consolidation (Oedométrique)

L'essai Oedométrique a pour objectif de mesurer la compressibilité d'un sol. Il permet la détermination des paramètres mécaniques (P_c , C_c , C_g), pour faire le calcul de tassement de consolidation des fondations.

Tableau II.6. Caractéristique de consolidation.

Paramètre	Contrainte de pres consol p_c (KN/m ²)	Coef de consolidation C_c	Coef de gonflement C_g	$C_c / (1+e_0)$
(1) (Ap) valeur proposée	89	0.197	0.027	0.120
(2)(Ma) valeur proposée	110.0	0.124	0.020	0.088

Les résultats de consolidation de l'argile montrent qu'on a, $0,05 < C_c / (1+e_0) = 0.120 < 0,20$, il s'agit d'un sol moyennement compressible.

Pour la marne : $0,05 < C_c / (1+e_0) = 0.088 < 0,20$, c'est un sol de compression moyenne.

d) Résistance à la compression

Tableau II.7. Caractéristique de résistance à la compression de la marne.

N ⁰ sondage	Profondeur	Symbole lithologique	γh	Rc (sèche)	Rc (saturée)
			KN / m ³	(Mpa)	(Mp)
TSO-2	35.1-37.75	Ma	26.1	12.1	9.84

Selon la Classification A.F.T.E.S, la résistance à la compression simple (Rc sèche et saturée) est comprise entre 6 et 20 Mpa, donc la résistance à la compression est faible

e) Essais préssiométrique

L'essai préssiométrique est un essai de chargement des parois du forage jusqu'à la rupture. Il permet par conséquent d'étudier la phase des petits déplacements du sol en déterminant un module de déformation, et celle des grands déplacements en déduisant la pression limite correspondante à la rupture du forage.

Les valeurs Pl (pression limite) de la marne intensément altérée (3) sont assez faibles lors de la mesure de Pl* (pression statique limite), on fixe la limite maximum à 5 MPa.

Tableau II.8. Résultats de l'essai préssiométrique.

Paramètre	(1-1)Ap		(2-1)Ma		(2-2)Ma	
	Pl(MPa)	Em(MPa)	Pl(MPa)	Em(MPa)	Pl(MPa)	Em(MPa)
Nombre de valeurs, N	7	7	38	38	20	20
Valeur max, x_{max}	0.93	13.53	4.92	74.23	8.47	183.03
Valeur min, x_{min}	0.51	2.00	0.40	4.11	3.92	40.31
Valeur moyenne, x_{mon}	0.65	6.63	2.23	25.73	7.14	89.15
Ecart type	0.15	4.94	0.99	12.82	1.51	42.09
Valeur caractéristique, $x_{5\%(-) Pl^*}$	0.56	3.57	1.97	22.32	6.59	73.71
Valeur caractéristique, $x_{5\%(+) Pl^*}$	0.74	9.69	2.50	29.14	7.70	104.58
Valeur proposée	0.56	6.63	1.97	22.32	5.00	73.71

Les résultats du tableau (II.8.) montre que :

- Pour l'argile $Pl = 0.56$ MPa inférieure a $0,7$ MPa, on déduit d'après la classification conventionnelles de sols qu'il s'agit d'une argile mous.
- Pour la marne (2) $Pl = 1,97$ MPa supérieure a $1,5$ MPa et inférieure a $4,0$ MPa, il s'agit d'une marne tendre.

Dans ce qui suite, on va présenter le facteur EM/Pl en fonction de la profondeur (z), afin d'avoir une bonne classification du sol.

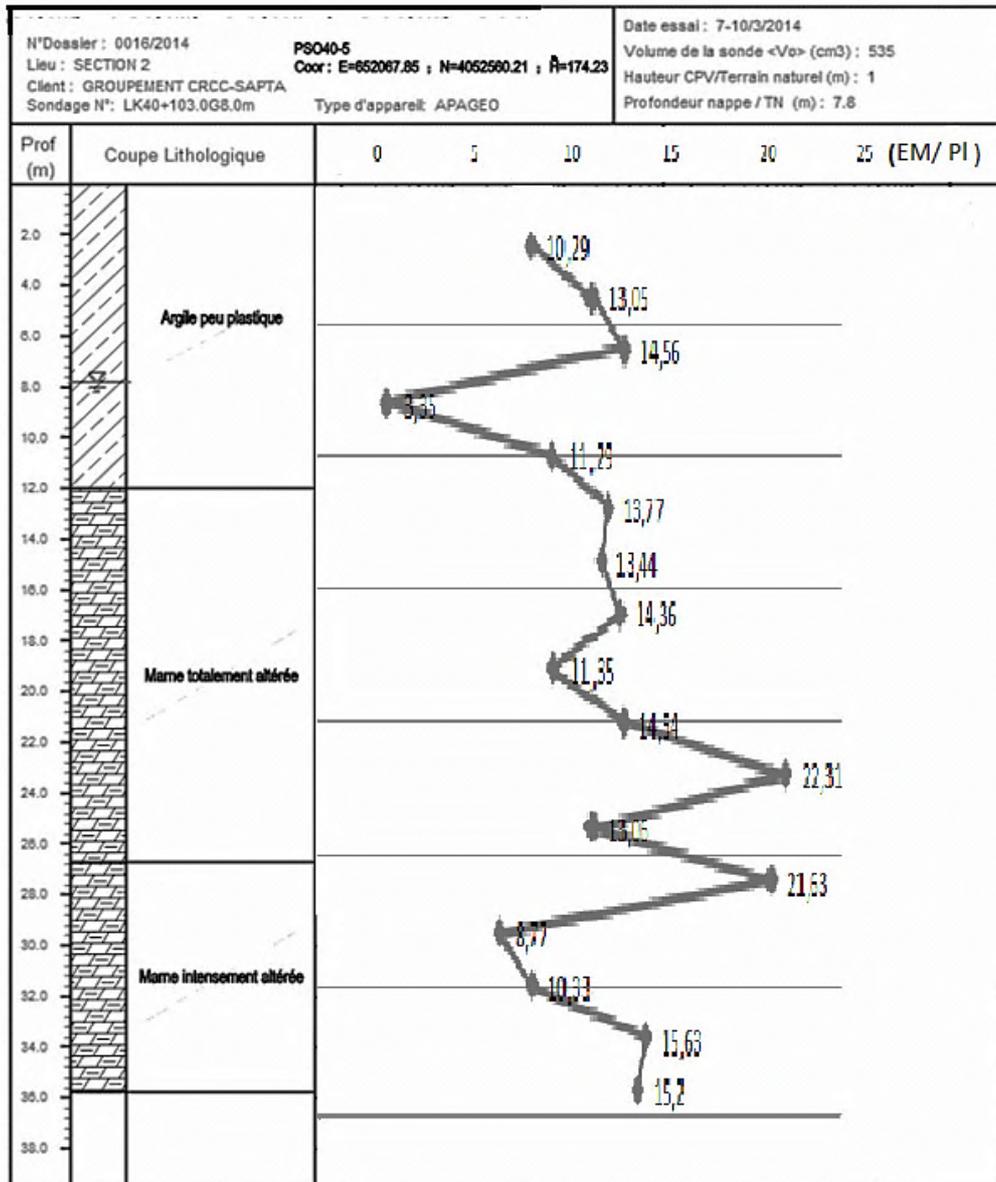


Figure II.10. Résultats du EM/PI pour la sonde (40-5).

La valeur maximale du rapport EM/PI correspondant à la première couche (argile), est comprise entre 9 et 16, d'après MENARD le type de sol est une argile normalement consolidé. Et pour la marne EM/PI > 16, d'où la marne a se stade est surconsolidé.

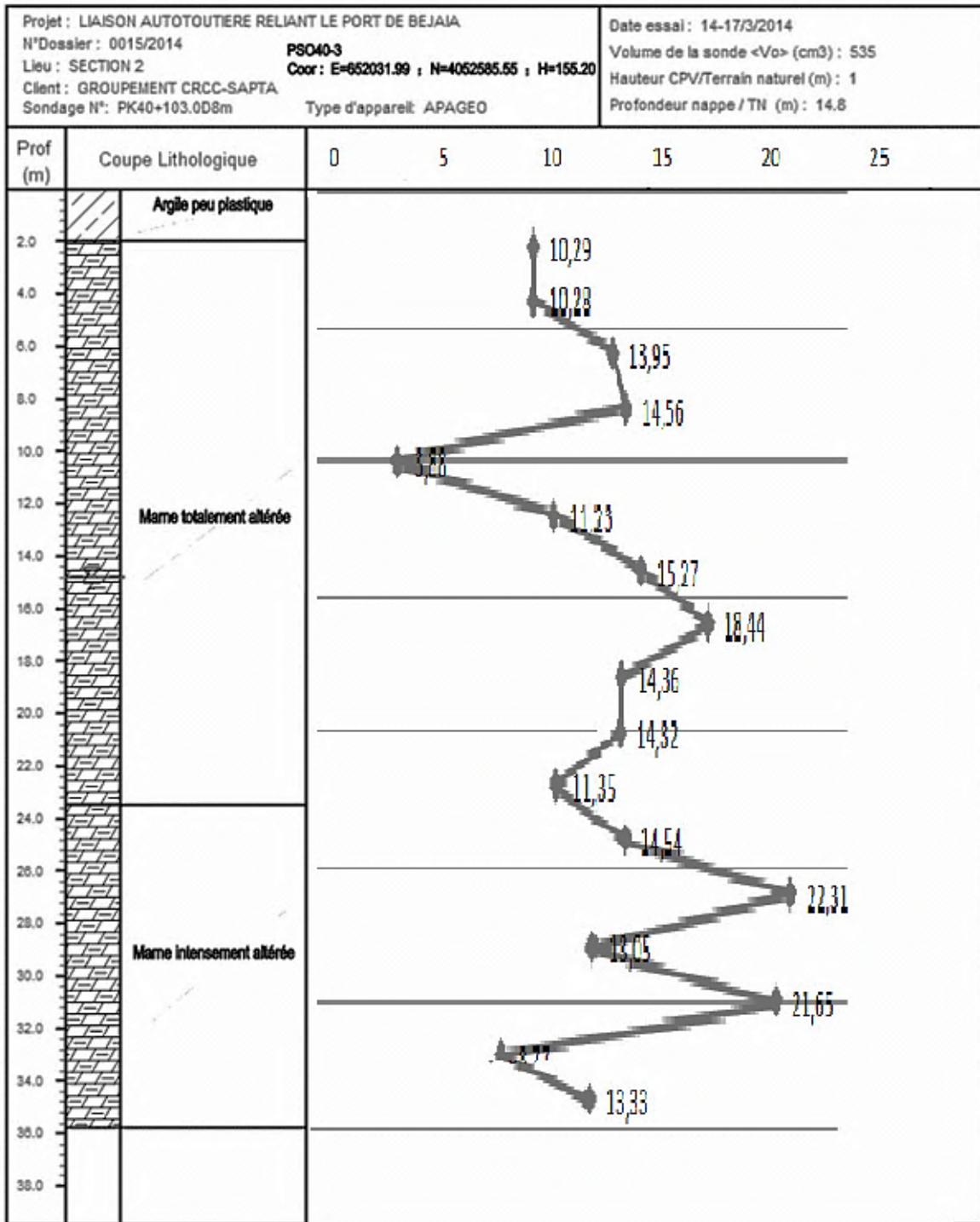


Figure II.11. Résultats du EM /Pl pour la sonde(40-3).

f) Paramètres mécaniques des sols et roches

Le résumé de tous les essais de laboratoire et in-situ nous donne les résultats du tableau suivant :

Tableau II.9. Paramètres mécaniques des sols et roches.

N° Couche	Désignation	γ (KN/m ²)	C (Kpa)	φ (°)	C' (Kpa)	φ' (°)
1-1	Argile peu plastique	19,5	20	22	27,8	20,5
2-1	Marne Totalemment altérée	21,6	45	23	35	23
2-2	Marne intensément altérée	22,0	80	24	85	22

II.7. Les discontinuités

Tout massif rocheux possède des défauts qui correspondent à des zones de faiblesses. Ces zones correspondant aux discontinuités mécaniques présentent des propriétés plus faibles que celles du matériau rocheux (faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable).

Selon les carottes obtenues par les sondages, des failles et fissures traversent le tunnel, qui influence sur la structure.

Les résultats des pendages et des fissurations sont présentés dans le tableau (II.10).

Tableau II.10. Stratigraphie et caractéristiques de diaclases et de fissures

N°	Point kilométriques	Symbole lithologique	Direction et pendage des couches	Fractures
1	LK40+140	Ma	85°∠35°	265°∠65°
2	LK40+235	Ma	130°∠30°	165°∠60°, 155°∠70° 30°∠75°, 310°∠70°
3	LK40+700	Ma	0°∠40°	120°∠43° 155°∠70°, 290°∠42°

II.8. Classification RMR de la roche du tronçon étudié

La classification RMR des roches au niveau du tunnel est déterminée sur la base des résultats de reconnaissance in-situ et en se référant aux valeurs de la résistance à compression et celles de RQD. Les différents résultats sont résumés dans le tableau II.11. Le RMR représente la somme des notes de pondération des cinq (5) paramètres considérés (tableau II.11). il est calculé comme suit :

$$\text{RMR} = \sum P_i = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5$$

- Pour la marne totalement altérée :

$$\text{RMR} = 0 + 0 + 5 + 0 + 4$$

$$\text{RMR} = 9$$

- Pour la marne intensément altérée :

$$\text{RMR} = 1 + 3 + 5 + 0 + 4$$

$$\text{RMR} = 13$$

Après addition des notes obtenues pour les cinq paramètres principaux, on utilise le tableau de classification de « Z.BIENIAWSKI » pour classer notre roche, la note globale < 20 pour les deux roches → la roche est classée dans la classe **V** (5), c'est une roche très médiocre ; et le temps pendant lequel une excavation est stable sans soutènement est moyennement de 10mn pour 0.5 m de portée.

Tableau II.11. Classification RMR des roches et note de pondération.

Formations géologiques	Marne totalement alteree	Marne intensément alteree	Argile peu plastique
compression uniaxial(MPa)	<1	4.5	Sol meuble, on ne le classe pas
pondération	P1=0	P2=1	
RQD (%)	0	< 25%	
pondération	P2=0	P2=3	
Espacement discontinuités(mm)	< 60	< 60	
pondération	P3=5	P3=5	
Séparations entre les joints (mm)	< 5	< 5	
Pondération	P4= 0	P4= 0	
Débit d'eau sur10m (nappe souterraine)(l/min)	25-125	25-125	
Pondération	P5= 4	P5= 4	
RMR = \sum pondération	P _{Tot} = 9	P _{Tot} = 13	

II.9. Essai inclinométrique

Les mesures inclinométriques sont utilisées dans le domaine de la géotechnique afin de :

- déterminer la position d'un forage ou d'un tubage mis en place dans le terrain,
- connaître le comportement (inclinaison et déplacement) dans le temps d'éléments d'ouvrages (pieux, écrans de soutènement, parois moulées), d'estimer le déplacement de massifs en terre ou de massifs rocheux,
- suivre l'évolution en fonction du temps des mouvements d'une pente instable et de servir d'alarme si besoin.

L'essai inclinométrique consiste à introduire dans un tube une sonde inclinométrique, et mesurer l'angle que fait, à une profondeur donnée, l'axe de l'élément du tube guide avec la verticale.

L'inclinaison du tube par rapport à la verticale est obtenue, de proche en proche, en déplaçant la sonde avec un pas constant égal à la longueur de la sonde. La figure (12) schématise une mesure à l'inclinomètre dans un massif de sol en mouvement.

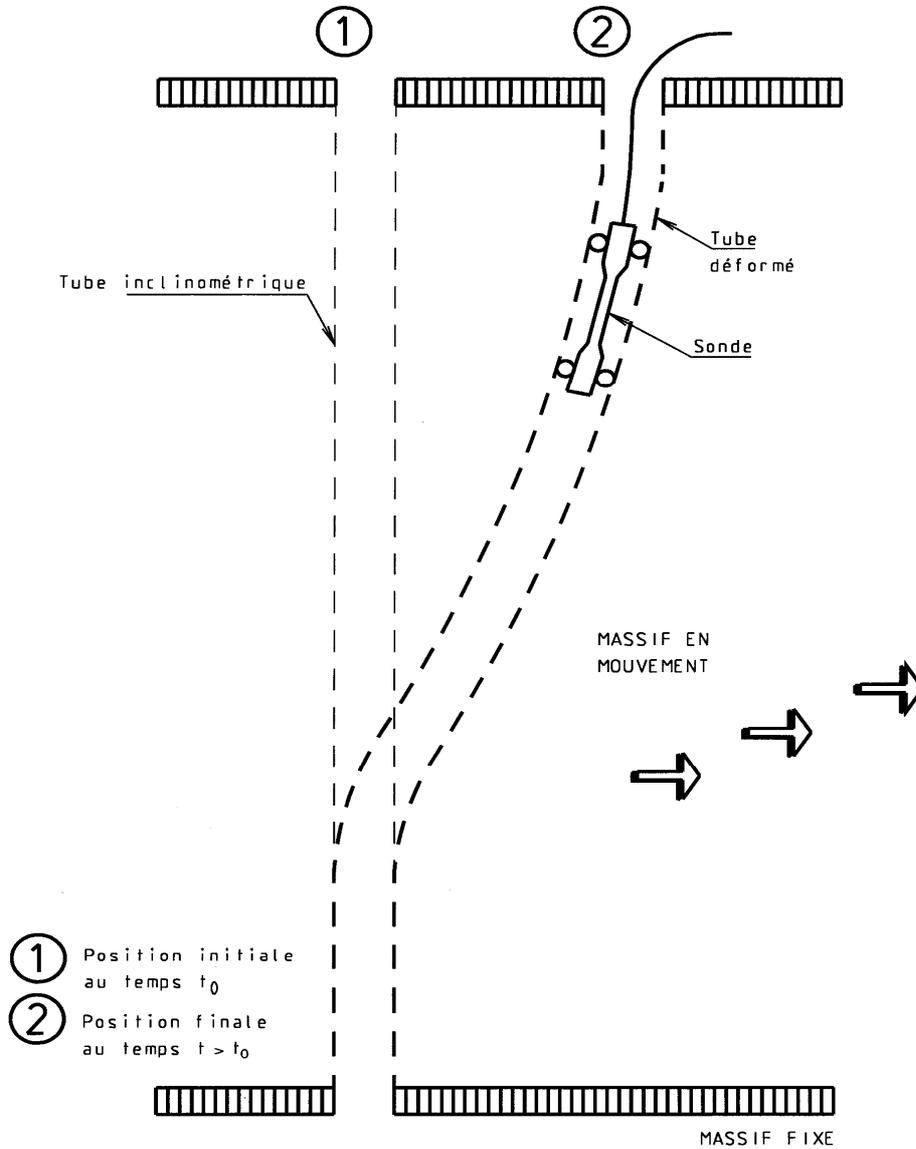


Figure II.12. Schéma de principe d'une mesure inclinométrique.[20]

Des fissures de tensions relative importantes sont apparues, au niveau du portail nord et pour encoure confirmé les trois (3) inclinometre implantés dans le secteur semblent, le nombre et l'emplacement sont choisis en fonction de la localisation et de l'envergure du glissement une fois confirmé, voire le tableau (II.12).



Figure II.13. Position des inclinomètres.[19]

Tableau II.12. Résultats Inclinométriques après renforcement au niveau du sommet

sondages	Intervalle de temps	Selon la direction A	
		Profondeur(m)	Déplacement (mm)
Sonde N°1	14/04/2015 ET 30/09/2015	25-30	7
Sonde N°2	29/04/2015 ET 30/10/2015	30-33	15
	30/10/2015 ET 02/03/2016	30-33	16
Sonde N°3	29/04/2015 ET 30/10/2015	23	4 à 10

Les résultats du tableau confirment que la tête nord du tunnel est en mouvement (glissement du sol), donc il faut déterminer l'envergure et la direction de ce dernier et établir les solutions de stabilité (confortement souple, confortement rigide, ou la combinaison des deux confortements).

Nous nous sommes intéressés au sondage N°2 qui se trouve au sommet du talus au. L'examen des graphiques représentant les déplacements suivant la direction A, montre la figure. II.14.

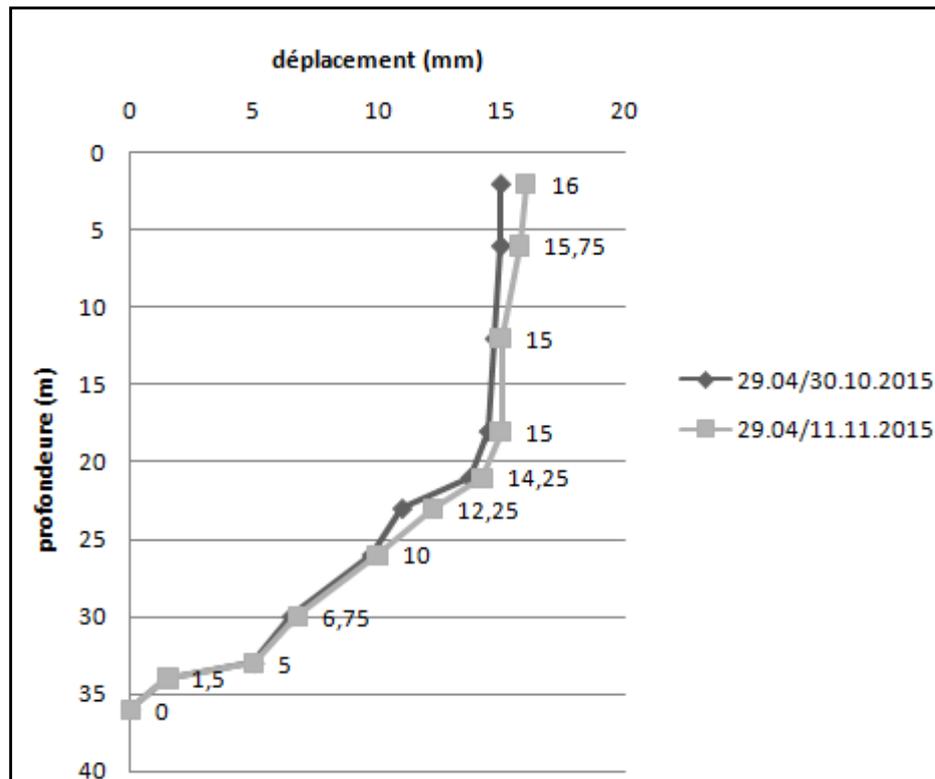


Figure. II.14. Mesures inclinométriques de la sonde 2 entre le [29.04 et 11.11.2015].

II.10. Conclusion

Les différents et nombreux essais qui ont été effectués sur site et au laboratoire, ont permis de mieux déterminer la nature et les caractéristiques du massif franchis par la tête nord du tunnel de Sidi-Aich.

En effet, le tunnel traverse des marnes très altérées de faible caractéristiques mécaniques et présentant des fissures et discontinuités (roche médiocre la classification de Bieniawski). Ceci est défavorable pour le creusement du tunnel, de plus l'entrée du tunnel (tête nord) se situe sur une pente importante qui présente des mouvements de sol d'après les mesures inclinométriques ainsi, dans ce qui suit, on va étudier la stabilité du talus avant d'entamer les travaux de creusement du tunnel.

Chapitre III

Modélisation de la tête
nord du tunnel avec
Geoslop

III.1. Introduction

Les massifs de terre limités par des talus aménagés ou par des versants naturels peuvent perdre leur stabilité par détachement et glissement d'un volume de terre le long d'une surface de rupture.

Le danger de l'apparition d'un glissement peut être estimé par l'analyse de la variation du facteur de sécurité en fonction de la forme et de la position de la surface possible de glissement.

Les méthodes qui considèrent l'équilibre limite, admettant la formation d'une surface de rupture dans le massif et opérant par la division du massif qui glisse en des tranches verticales, sont les méthodes les plus utilisées.

Dans ce chapitre, nous allons étudier la stabilité de la tête nord du tunnel, en utilisant le logiciel Geoslop (2012), qui est basé sur la méthode des tranches.

III.2. Présentation du logiciel Geoslop (version 2012).

III.2.1. Généralités

Géostudio est un logiciel de calcul géotechnique qui permet de traiter les différents problèmes du sol comme le glissement des terrains, le tassement, la consolidation, les infiltrations des eaux dans le corps de la digue d'un barrage et d'autres problèmes liés à la géotechnique. Parmi les programmes qui sont intégrés dans la fenêtre générale du logiciel, on a :

SLOPE/W : Permet de calculer le coefficient de sécurité d'un talus naturel ou artificiel par les méthodes d'analyses classiques, c'est le programme qui nous intéresse dans la présente étude.

Le programme de calcul SLOPE est un programme d'analyse de la stabilité des pentes, basée sur la théorie d'équilibre limite qui consiste à respecter les deux règles de la stabilité statique, c'est-à-dire il faut satisfaire les conditions d'équilibres des moments et d'équilibre des forces.

Cette analyse consiste à calculer un facteur de sécurité et visualiser la surface de glissement, ainsi que le volume de sol instable correspondant. Parmi les méthodes de calcul du facteur de sécurité on utilise la méthode de Bishop simplifiée et la méthode de Fellenius.

Le modèle géométrique bidimensionnelle est subdivisée en plusieurs tranches verticales. Il exécute plusieurs calculs et recherche automatiquement le centre de rotation de la surface de glissement potentiel qui donne le plus faible coefficient de sécurité.

III.2.2. Les modèles de comportement

Geoslop propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement du sol. Parmi ces modèles, on a choisi pour notre étude le modèle élastique avec un critère de plasticité de Mohr coulomb.

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

III.3.Modélisation du talus naturel

La tête nord du tunnel de Sidi-Aich présente une pente importante dans le sens longitudinale, avec des mauvaises caractéristiques du sol (marne).

Afin de confirmer la stabilité du talus a l'état naturel (avant terrassement), on se propose de le modéliser avec Geoslop en utilisant les deux méthodes Bishop et Fellenius.

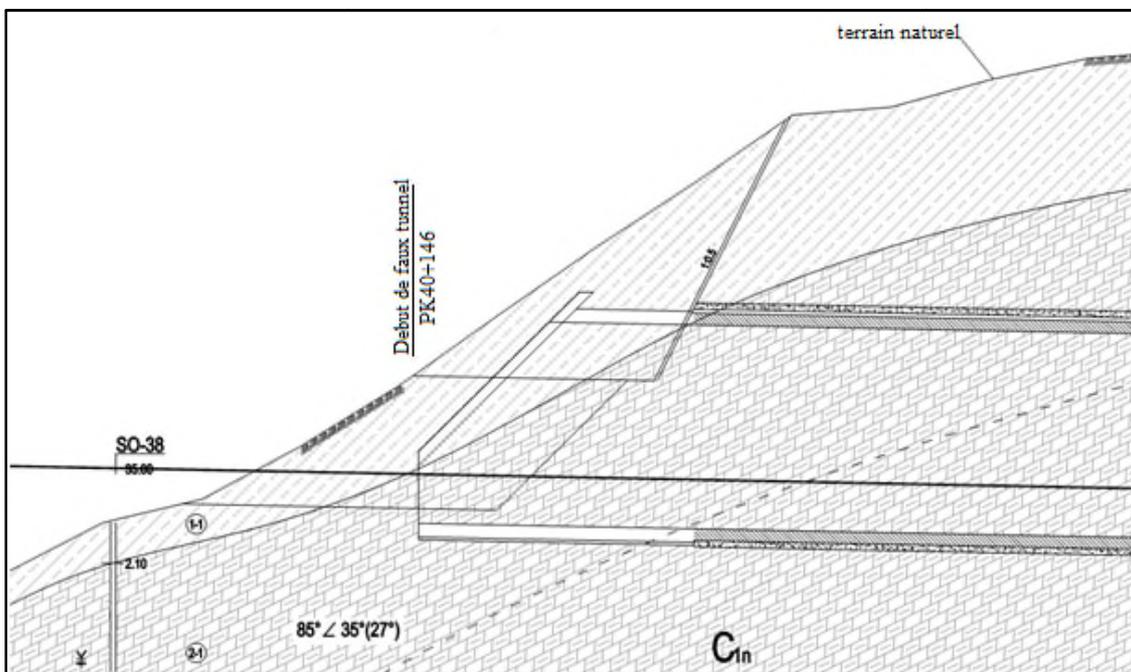


Figure III.1. Coupe longitudinale de la tête nord du tunnel. [19]

Pour modéliser ce profil, on doit d'abord dessiner le talus dans le logiciel (Geoslop) en introduisant les coordonnées des points du modèle (Figure III.1), Dans la fenêtre « tracer les points » (Figure III.2).

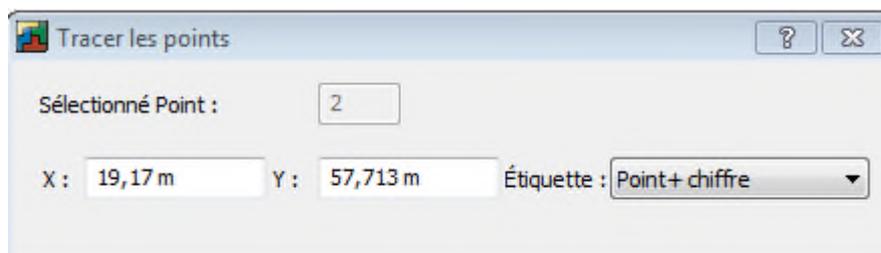


Figure III.2. Fenêtre « tracer les points » dans Geoslop.

Puis on a défini les trois (03) couches de sols respectivement, argile peu plastique, marne totalement altérée, et marne intensément altérée, à l'aide de la fenêtre « tracer les matériaux », en introduisant les paramètres suivants : le poids volumique, γ , la cohésion, c , et l'angle de frottement, φ , de chaque couche (Figure III.3).

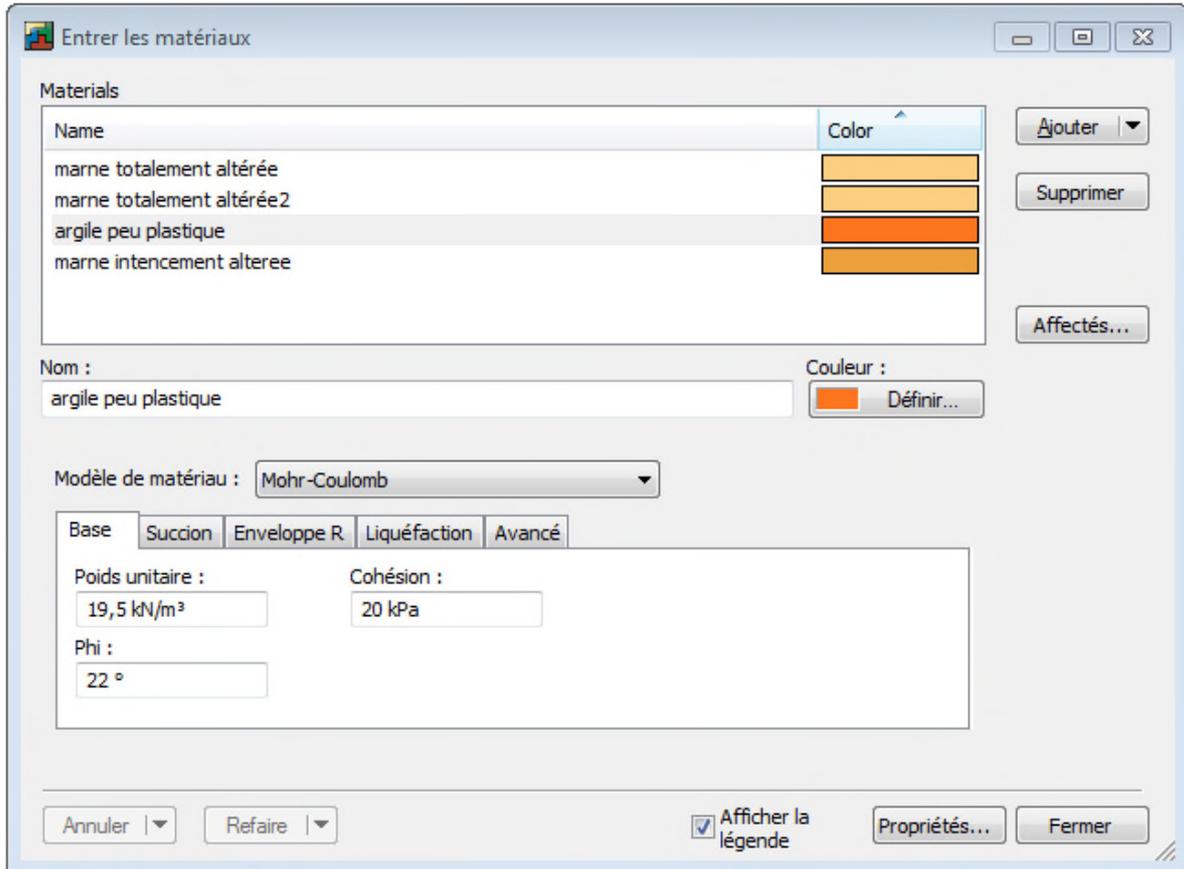


Figure III.3. Fenêtre pour introduire les différentes couches de sol (Geoslop).

Le profil en long à l'état naturel présente une longueur de 57,67 m et une hauteur de 60,55 m, à ce niveau la pente naturel du talus d'environ 20° devient presque horizontale, c'est le sommet de la montagne.

La géologie du site est composée de trois couches qui sont respectivement de haut en bas : argile peu plastique, marne totalement altérée, et marne intensément altérée. La profondeur de la nappe d'eau varie entre 7.5m et 24m à partir de la surface du sol.

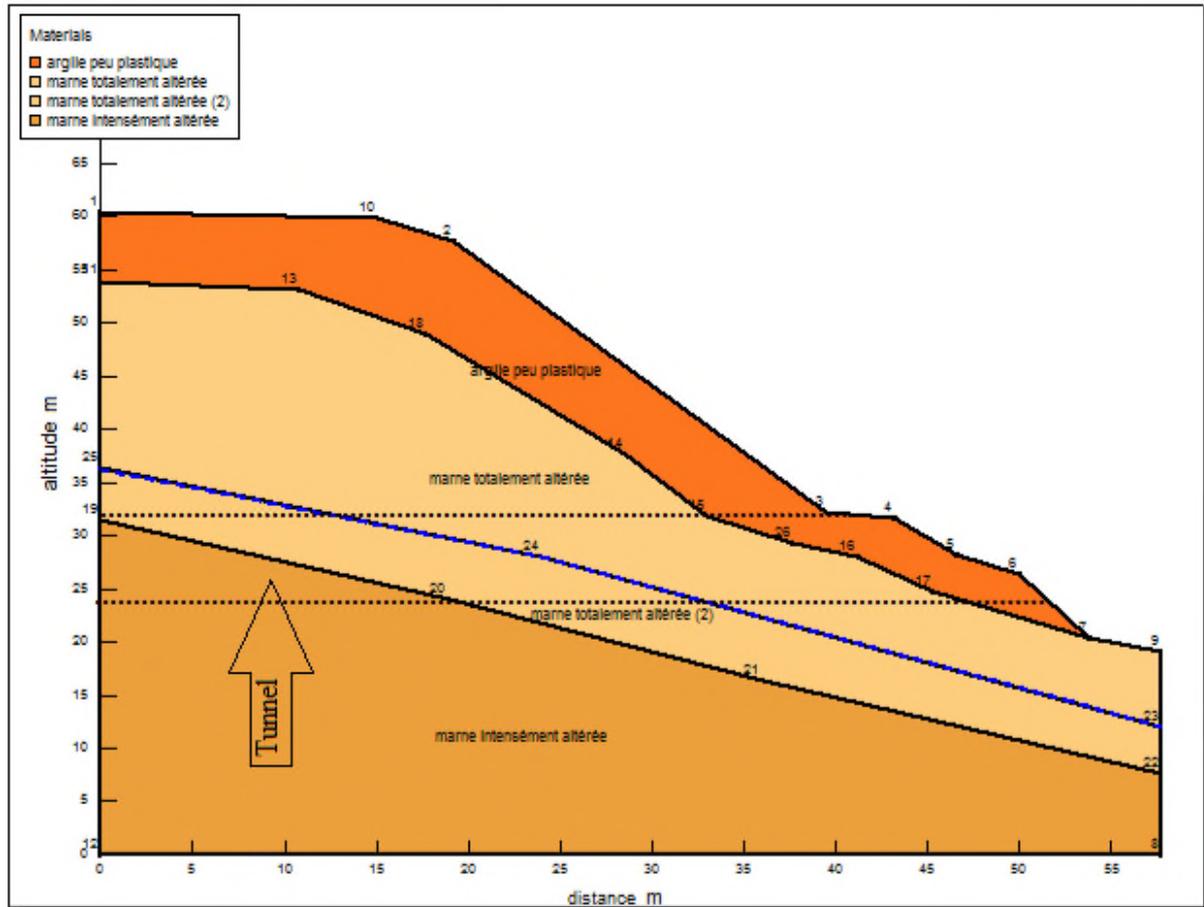


Figure III.4. Coupe longitudinale du talus à l'état naturel.

III.3.1. Caractéristiques géométriques et mécanique du talus

D'après les résultats des essais in situ et des essais de laboratoire qui ont été réalisés dans le site du tunnel, nous avons retenue pour la modélisation les paramètres donnés dans le (tableau-III-1). Le comportement du sol est non drainé avec un modèle de Mohr-Coulomb.

Tableau.III.1 : Caractéristiques des couches de sol. [19]

coupe	Nature de sol	Epaisseur (m)	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	C_u (KP a)	ϕ_u (°)
Coupe longitudinale	Argile peu plastique	1 à 6,5m	21,2	19,5	20	22
	Marne totalement altérée	21 à 29m	22,2	21,6	45	23
	Marne intensément altérée	8 à 31,5m	22,8	22	80	24

III.3.2. Analyse de la stabilité du talus naturel

Le calcul de la stabilité du talus naturel avec Geoslop a été fait par deux méthodes : Bishop et Fellenius. Le massif de sol est subdivisé en 100 tranches ; l'augmentation de ce nombre n'a pas d'influence sur le F_s . Le cercle de glissement ($R= 50.73$ m) ayant un F_s minimal donné par Bishop montré sur la (Figure III.5).

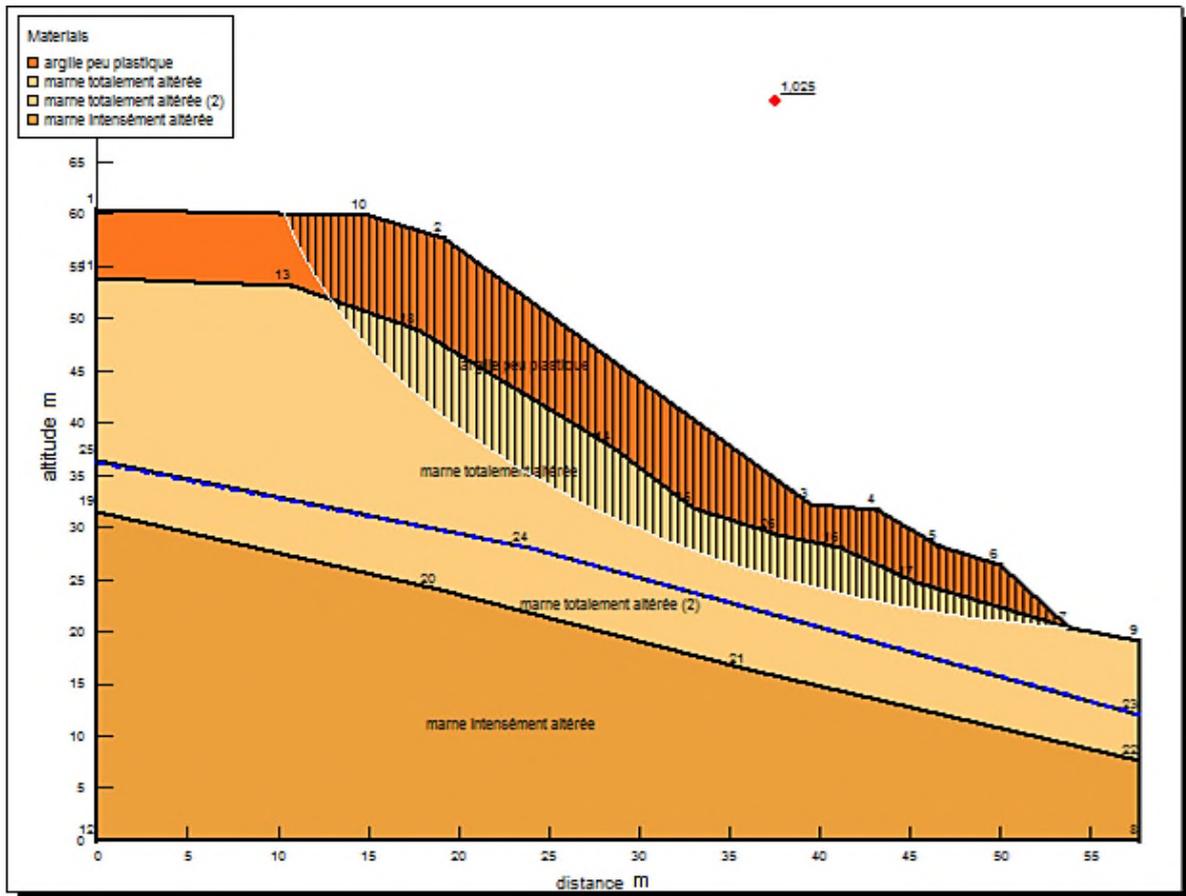


Figure.III.5. Cercle de glissement obtenu avec la méthode de Bishop (talus naturel).

Le coefficient de sécurité $F_s = 1.025 \approx 1$; le talus est en équilibre limite d'après la méthode de Bishop, tandis que la méthode de Fellenius a donné un $F_s = 1,002$. Les résultats des deux méthodes indiquent que la tête nord du tunnel est en équilibre limite.

En comparant les valeurs du coefficient de sécurité (F_s) obtenues par les deux méthodes, nous constatons que l'approche de Fellenius est plus conservatrice mais la différence reste petite (2,3%).

III.4. Calcul manuel du coefficient de sécurité

Recalculons manuellement le coefficient de sécurité correspondant au cercle de glissement donnée par Fellenius, (Geoslop), de centre (x=60,015m ; y=70,74m) et de rayon R= 50,73 m. Pour faciliter le calcul manuel on a découpé le volume de sol en 10 tranches, le calcul est effectuée en utilisant la relation de Fellenius suivante :

$$F_s = \frac{\sum \left[c_i \frac{b}{\cos \alpha} + (w \cos \alpha) \tan \varphi_i \right]}{\sum w \sin \alpha} \quad \text{III.1}$$

b : La largeur des tranche ;

α : L'angle orienté que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale ;

Les résultats sont résumés dans le (tableau III.2.).

Tableau.III.2. Résultats du calcul manuel du coefficient de sécurité avec Fellenius.

Cercle n° i	Coordonnée du centre x= 60.015m et y=70.74m						Rayon=50.73
N° des tranches	α_i	Poids KN	$\frac{c_i b}{\cos \alpha}$	N_n (w cos α)	T_n (w sin α)	$\sum N_n \tan \varphi_i$	$F_s = \frac{\sum \frac{c_i b}{\cos \alpha} + \sum N_n \cdot \tan \varphi_i}{\sum T_n}$
1	-74.14	110.32	433.55	29.78	105.91	24.41	
2	-66.405	2101.52	461.5	216.6	1919.83	177.61	
3	-61.307	253.03	191.75	121.45	222.66	99.58	
4	-56.891	1031.2	383.5	567.16	866.21	465.07	
5	-50.89	1055.8	312.65	380.08	831.32	311.66	
6	-42.84	2339.7	311.35	1707.98	1590.99	1400.54	
7	-53.691	1170.5	218.2	959.81	943.23	787.04	
8	-28.745	1137.9	300	1001	546.19	820.82	
9	-34.978	2181.34	357.5	163.21	1250.16	133.83	
10	-22.532	553.54	67.6	509.25	210.43	417.58	
Totale			3037.6	7237.69	8486.9	4638.14	F_s = 0.904

Commentaire :

Le coefficient de sécurité F_s obtenue par la méthode le calcul manuel (Fellenius) est égale à 0.904, tandis que le logiciel Geoslope a donné $F_s = 1.002$ avec la méthode de Fellenius ; ces résultats des deux méthodes indiquent que la tête nord du tunnel est en équilibre limite.

En comparant la valeur du coefficient de sécurité (F_s) obtenue par les deux méthodes ; nous constatons que la différence reste petite (9.8%) ; elle est due probablement au nombre de tranches.

III.5. Stabilité du Talus après terrassement

Comme le tunnel est exécuté dans une zone montagneuse (une pente de 20° environ), et pour faciliter le déroulement des travaux (les engins), des terrassements sur une distance de 4,5 m au pied du talus ont été envisagés avant d'entamer les travaux d'exécution du tunnel.

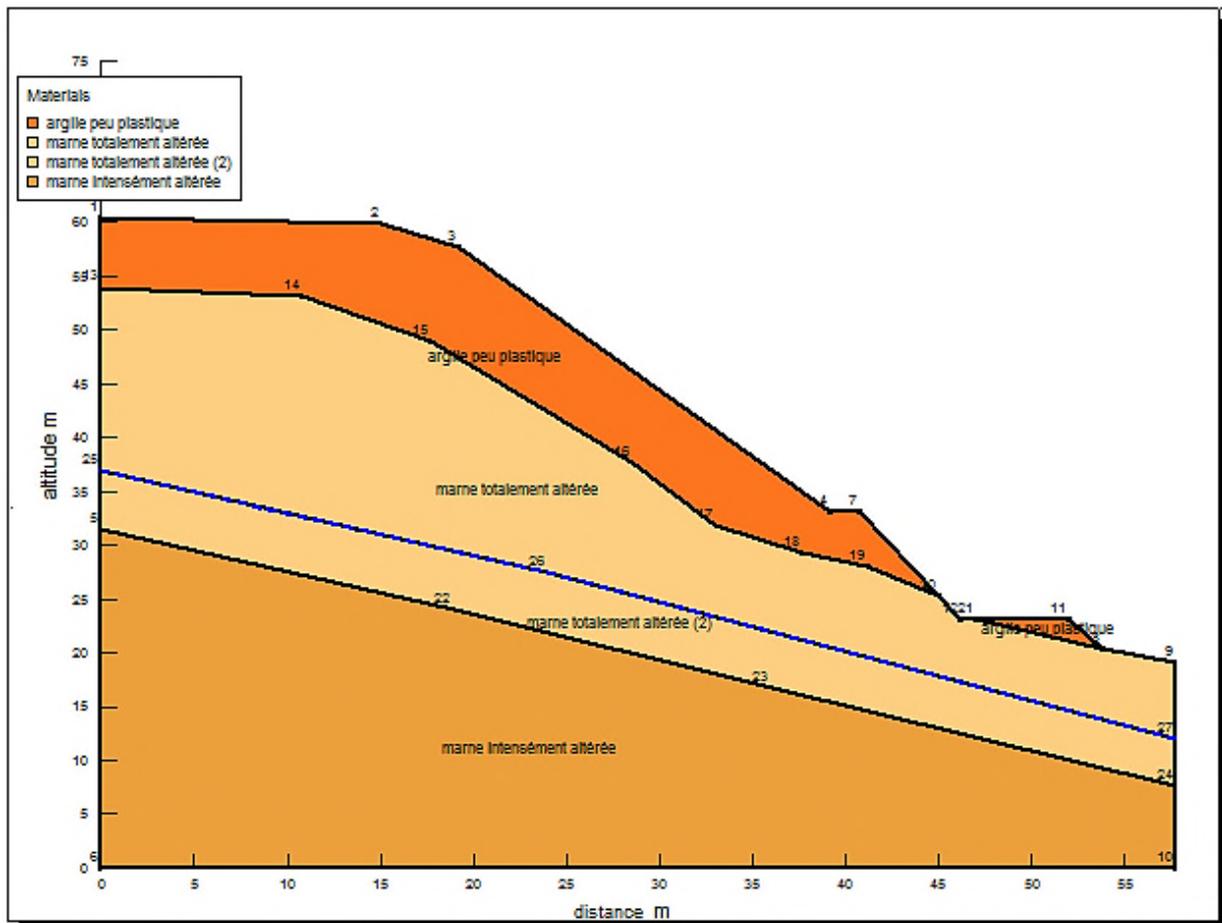


Figure.III.6. Coupe longitudinale du talus après terrassement.

L'étude de stabilité du talus après terrassement est analysée en utilisant les méthodes de Fellenius et Bishop. Les valeurs du coefficient de sécurité données par Geoslop pour les deux méthodes respectivement sont $F_s = 0,823$ et $F_s = 0,844$.

Ces résultats montrent que le talus au niveau de la tête nord du tunnel est instable, pour cela on doit le stabiliser avant d'entamer le creusement. Dans ce cas on propose comme première solution la réalisation des gradins de sol.

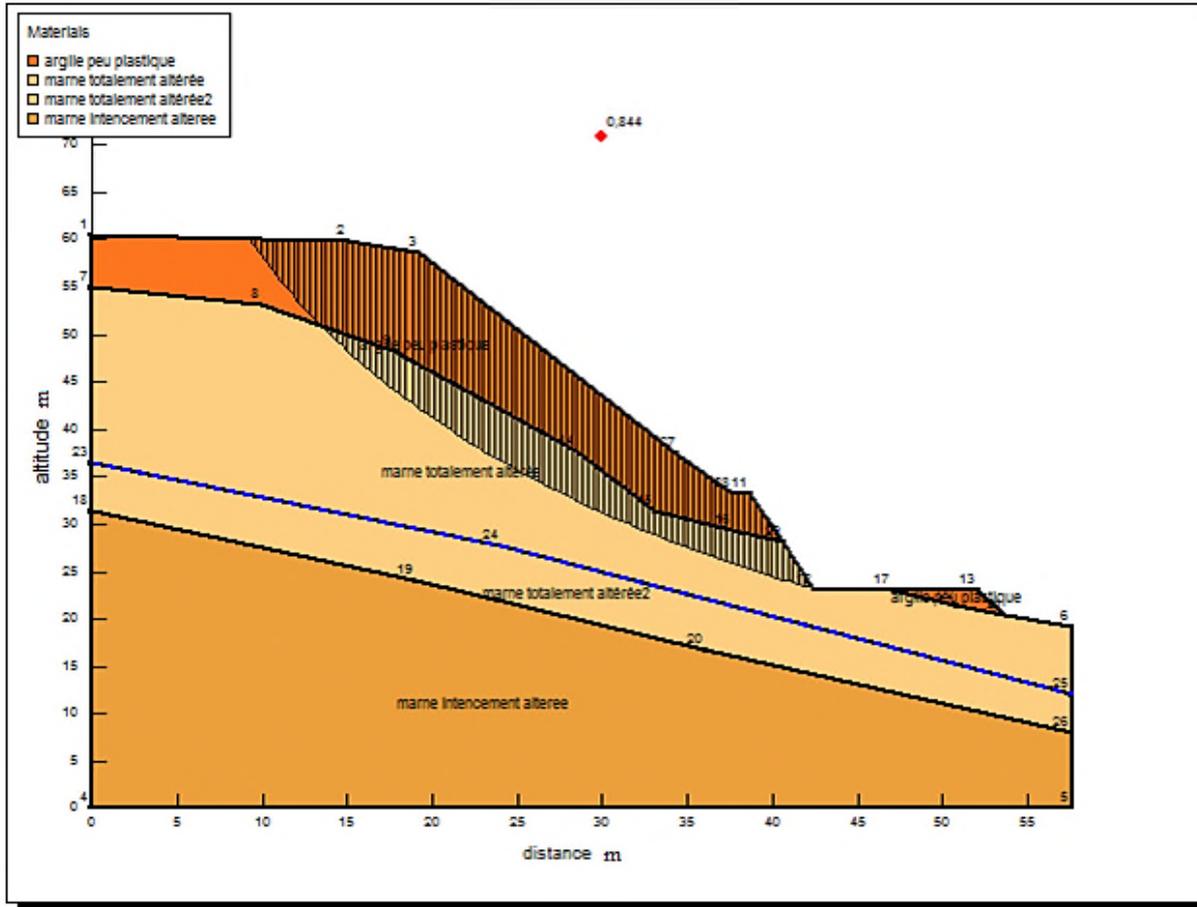


Figure.III.7. Cercle de glissement du talus après terrassement (Bishop).

III.6. Talus après réalisation des gradins

A fin d’améliorer la stabilité du talus, on a choisi comme première solution la réalisation des gradins en adoptant la pente 1 : 0.5 en déblai avec du béton projeté.

La méthode des gradins est choisie comme un type de confortement en premier temps, vu que son rôle est de diminuer la pente du talus en utilisant des moyens simples. Les gradins sont montrés sur la (Figure III.8.).

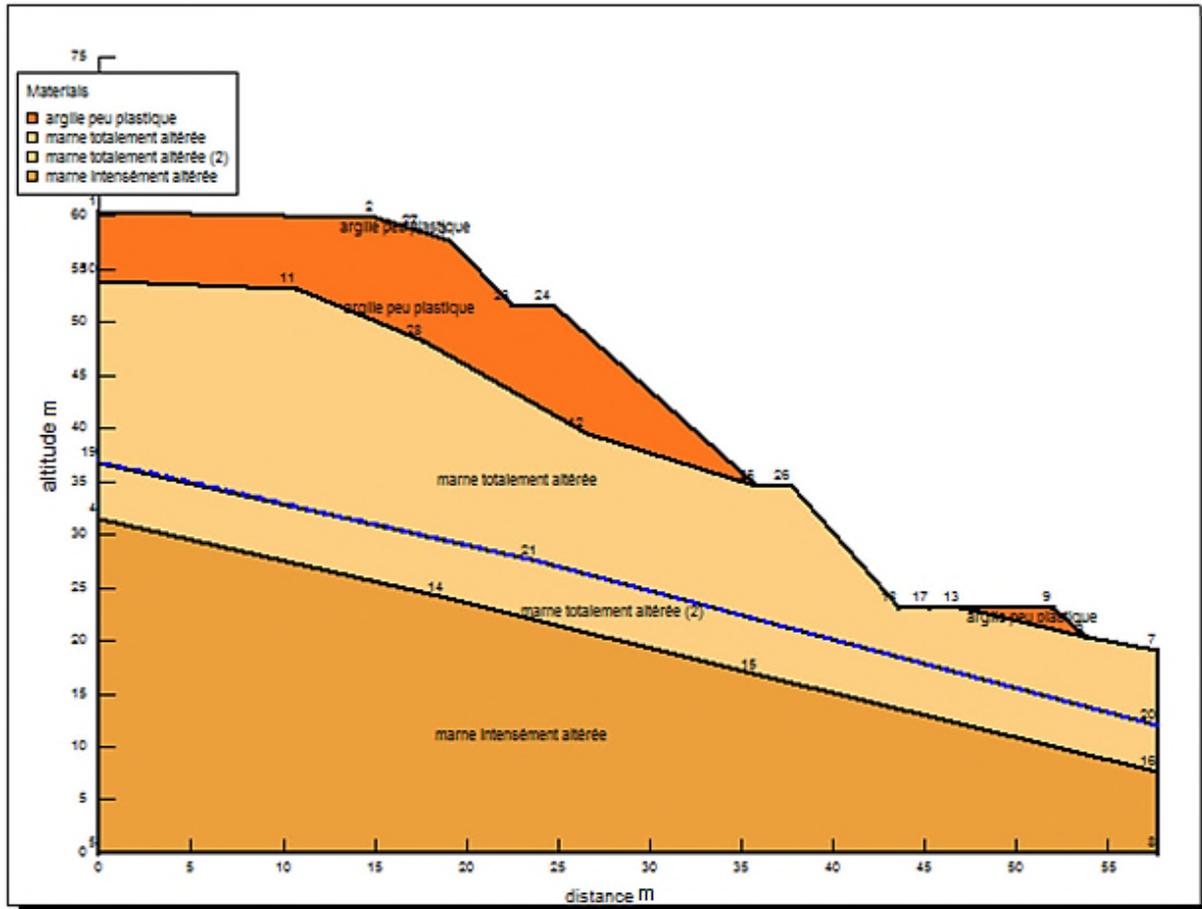


Figure.III.8.Coupe longitudinale du talus avec gradins.

III.6.1. Stabilité du talus avec des gradins

Le calcul de la stabilité du talus après réalisation des gradins est fait par les deux méthodes Bishop et Fellenius. Le cercle de glissement potentiel obtenu avec Geoslop est montré sur la (Figure III.9). Les coefficients de sécurité pour les deux méthodes sont donnés dans le (Tableau III.3.).

Pour voir l'apport de chaque confortement en termes de coefficient de sécurité, nous avons calculé le rapport $\Delta F_s / F_0$ (F_0 étant le coefficient de sécurité du talus naturel).

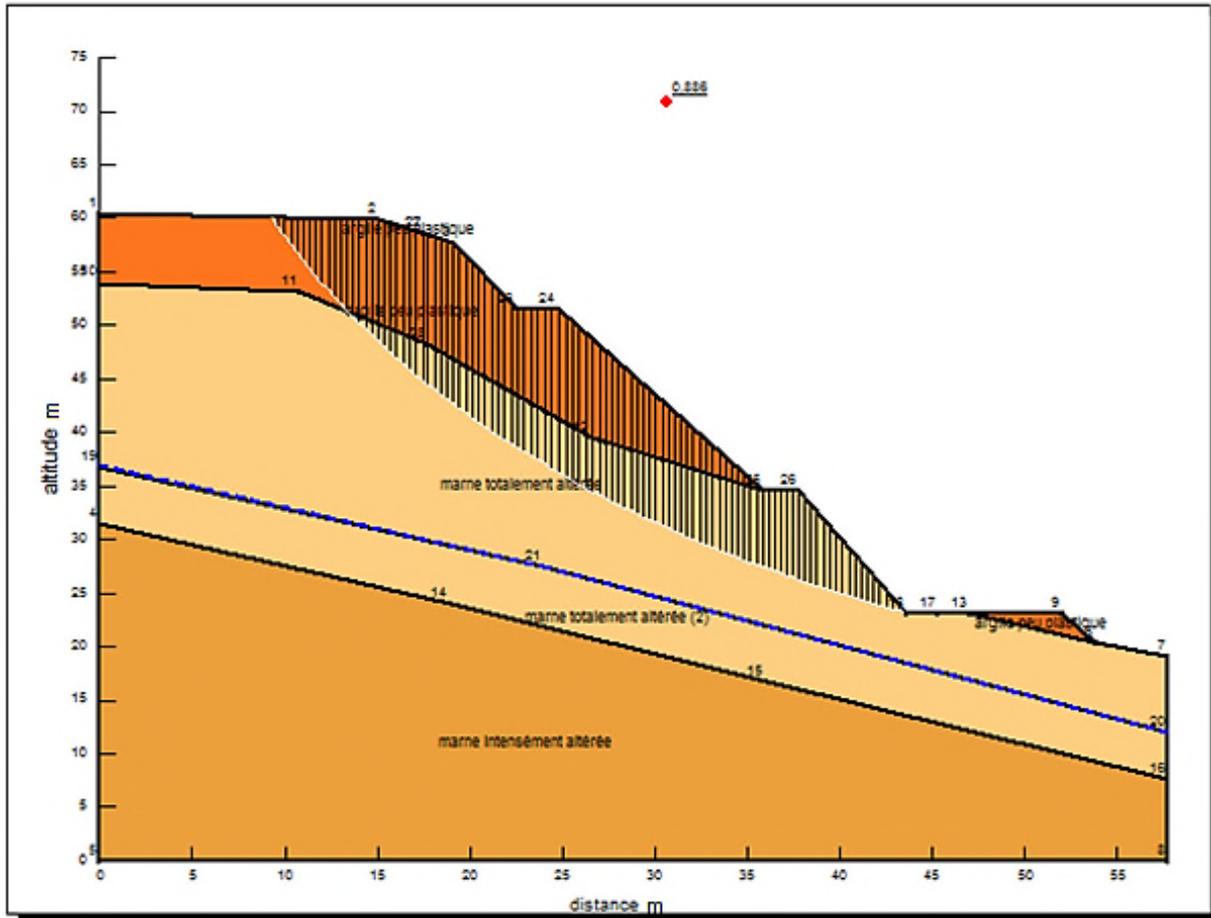


Figure.III .11. Cercle de glissement du talus avec gradins (Bishop).

D’après les résultats de calcul obtenues par Bishop et Fellenius ($Fs_B = 0,886 < 1$; $Fs_F = 0.858 < 1$), le talus frontal est instable.

En comparant les résultats obtenus pour le talus terrassé avec ceux du talus avec gradins. Nous constatons que ce dernier donne un coefficient de sécurité plus élevé.

Tableau.III.3. comparaison du coefficient de sécurité pour les deux cas (après terrassement et après réalisation des gradins). [19]

	Méthode de Bishop	Méthode de Fellenius
Fs après terrassement en pied	Fs = 0.844	Fs = 0.823
Fs après réalisation des gradins	Fs = 0.886	Fs = 0.858
$\Delta F_{St}/F_0$ (%)	17.658	17.7
$\Delta F_{Sg}/F_0$ (%)	13.560	14.2

La réalisation des gradins dans le talus a diminuées le risque de glissement de 14% contre 18% pour le terrassement en pied. Etant donne que le talus est toujours instable ($F_s < 1$), il faut renforcer le talus par des ancrages.

III.7. Talus après renforcement

Au vu de la faible amélioration obtenue par les gradins du sol, la solution retenue est celle du clouage du sol(ancrages injectés dans la marne plus le béton projeté).

Le choix de ce type de renforcement dépend de plusieurs contraintes à savoir : la contrainte environnementale (le relief du site, type de sol), contrainte du projet (le cout du projet ; choisir une méthode économique) et l'accès difficile des engins. Les caractéristiques des matériaux utilisés sont présentes dans le Tableau III.4.

Tableau.III.4. *Caractéristiques des matériaux.*

Types de matériaux	Diamètre (mm)	Longueur(m)	longueur de scellement L_a (m)	Résistance au cisaillement (KPa)
Clous Tube d'acier	$\phi 42$	15	4.65	120
tubes PVC pour le drainage	$\phi 50$	12	/	/

Le terme béton projeté s'applique à un béton mis en œuvre par refoulement. Il est exécuté pour le soutènement pendant les travaux et aussi améliore les caractéristique d'écoulement mais dans une moindre mesure, il recouvre la tête des clous. Le béton projeté peut être renforcé par un treillis soudé. Dans notre cas on a utilisé le béton projeté RN 30+treillis soudé avec une épaisseur de 15cm.

III.7.1.Les différentes étapes de réalisation des clous

La construction d'un sol cloué appliquée au soutènement de fouille est généralement réalisée en plusieurs étapes, en terrassement par passe horizontales de haut en bas. A chaque passe (1.5m), des inclusions (clous) de diamètre 4.2cm sont disposées dans les forages de diamètre de 7cm et l'injectes avec du mortierE/C = 0.5 avec une pression de 0.5 à 1.5 MPa.

Les clous sont disposés en 15 lignes chaque 2m horizontalement et 13 lignes verticalement avec un espacement de 1.5m. La surface du talus est projetée par une autre couche de béton projeté d'une épaisseur de 15cm et des tubes en PVC de diamètre $\Phi 50$ sont installés le long de la pente pour évacuer l'eau dans le corps du sol.

III.7.2. Choix de la longueur des clous

Les clous forés sont réalisés avec des techniques équivalentes à celles des micro pieux. Pour un ouvrage à parement verticale, la longueur moyenne des clous est de 0.8 à $1.2H$ [18]. Cette technologie peut être utilisée pour des ouvrages provisoires ou définitifs. Dans notre cas, le choix de la longueur (15m) prend en considération l'effet de la surface de glissement.

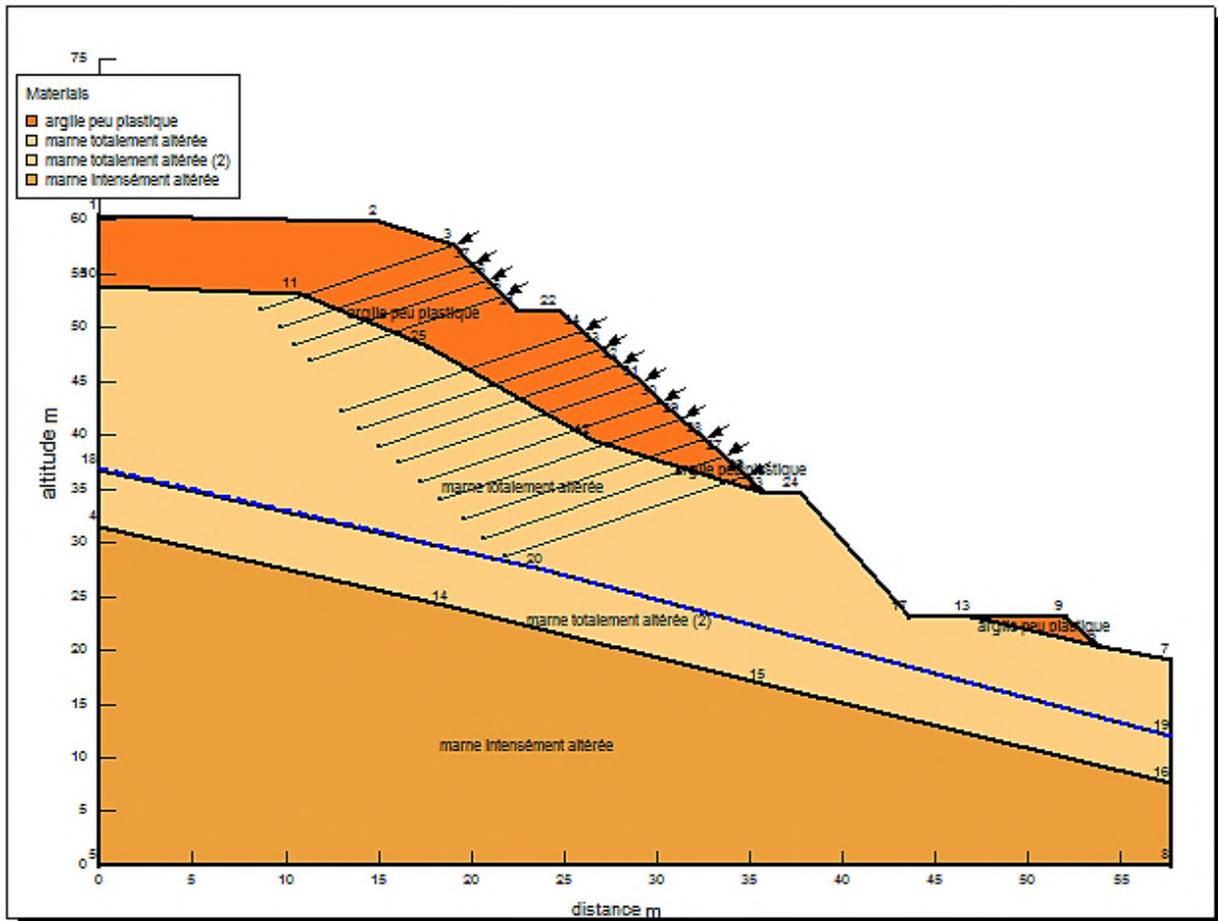


Figure.III.12. Coupe longitudinale du talus après renforcement par des clous.

III.7.3. Etapes de modélisation des ancrages

Pour tenir compte de l'effet des ancrages au niveau du talus dans Geoslop, on fait appel à l'outil « dessiner des charges de renfort » puis introduite toute les caractéristiques des clous : inclinaison de 30% (17°) par rapport à l'horizontale, espacement vertical de 1.5m , diamètre de 4.2cm et la longueur de 15m .

Tous les ancrages sont identiques et repartis sur la longueur du gradin centrale et en tête du talus, d'où le nombre d'injections qui est fixé à 13 clous comme montré dans la (figure III.12).

III.7.4. Stabilité du talus renforcé

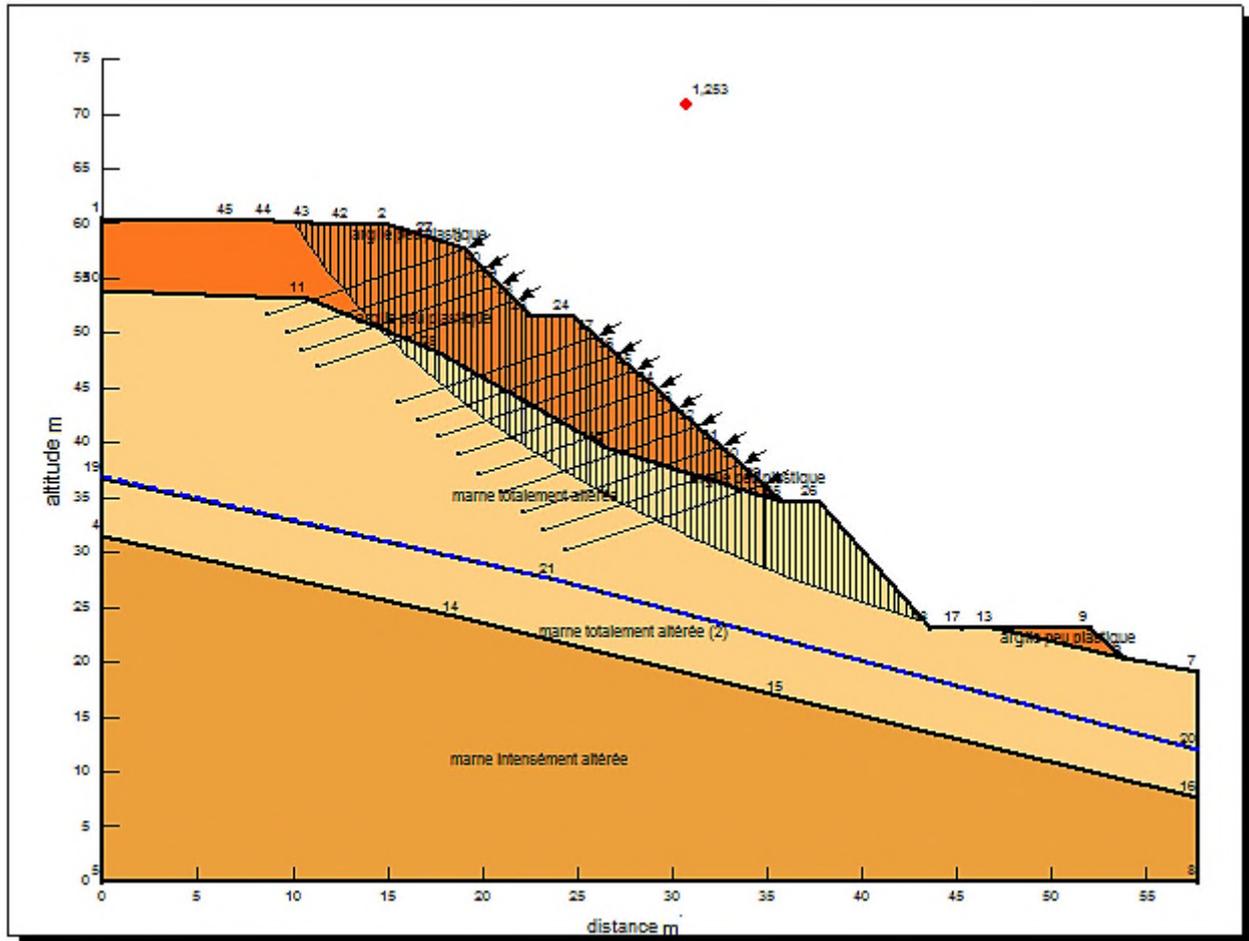


Figure.III.13. Cercle de glissement du talus après renforcement (Bishop).

Après calcul de la stabilité, le coefficient de sécurité $F_s = 1.253 > 1$ pour Bishop et $F_s = 1,19 > 1$ pour la méthode de Fellenius.

Le talus frontal après renforcement par des tubes d'acier est stable, donc on peut entamer le creusement du tunnel sans risque de glissement.

III.8. Vérification de la résistance des clous « clouterre 1991 »

La méthode du multicritère est utilisée pour vérifier le bon comportement de l'inclusion sollicitée à la fois en traction en flexion et en cisaillement. En effet, il faut vérifier les critères suivants [18] :

Critère 1 : résistance propre de l'inclusion

La plastification du clou par effort tranchant se fera au point d'effort tranchant maximale. En ce point le moment fléchissant est supposé nul et le critère de résistance de l'inclusion s'écrit :

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad \text{III.2}$$

Avec : T_n : effort normale dans l'inclusion.
 T_c : effort tranchant dans l'inclusion.
 R_n : résistance à la traction de l'inclusion.
 R_c : résistance au cisaillement de l'inclusion.

Généralement R_n et R_c sont liées par la relation suivante :

$$R_c = \frac{R_n}{2} \quad \text{III.3}$$

$$R_c = 120 \text{ KPa} \Rightarrow R_n = R_c * 2 = 420 \text{ KPa}$$

Critère 2 : plastification de l'inclusion

Pour avoir vérifié le critère de résistance de l'inclusion il faut d'abord calculer T_c et T_n qui sont respectivement les efforts de traction et de cisaillement dans le clou à l'intersection avec la surface de rupture potentielle. En ce point, qui est le d'inflexion pour un clou suffisamment long on a.

$$\text{Effort normale : } T_n = q_s \pi D L_a \quad \text{III.4}$$

D'après les essais effectués sur le terrain traverse par le tunnel, on déduit que le sol est mouvées et parme les paramètre du sol qui sont donne on a :

q_s : contrainte de cisaillement limite sol-inclusion $q_s = 120 \text{ KPa}$ (annexe A. tableau I)

P_L : pression limite du sol, $P_L = 1.97 \text{ MPa}$

Le périmètre du clou $\pi D = 13.188 \text{ cm}$ et la longueur de scellement des clous au-delà de la surface de rupture $L_a = 4.65 \text{ m}$, d'où :

$$\Rightarrow T_n = 73.58 \text{ KN}$$

$$\text{Effort tranchant : } T_c \leq \frac{P_L D L_0}{2} \quad \text{III.5}$$

Avec D : diamètre du clou = 0.042m et L_0 : longueur de transfert qui donnée par :

$$L_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K_{sD}}} \quad \text{III.6}$$

Le module de réaction du sol, $k_s = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol trémouvées} \\ 0.4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen} \end{cases}$

Dans notre cas on a un sol moyen alors $k_s = 0.4 \text{ Kg/cm}^3 \text{ sol moyen}$.

Rigidité flexionnel $EI = 32.00 \text{ KN/m}$, $E = 2.1 \cdot 10^8 \text{ KPa}$ et $I = \frac{\pi D^4}{64}$

$$\Rightarrow L_0 = 0.93 \text{ m}$$

$$T_c = 38 \text{ KN}$$

En remplantent tout les résultat dans le critère de résistance de l'inclusion:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \Rightarrow 0.13 \leq 1$$

On conclu que les caractéristique $\Phi = 0.042 \text{ m}$ et $L = 15 \text{ m}$ choisis avec l'espacement horizontale et verticale sont suffisants pour la résistance des clous.

III.9. Faux tunnel

Suite à la réalisation du terrassement à la tête de tunnel et la mise en place d'une voûte parapluie, l'exécution du faux tunnel peut être effectuée. Après le revêtement du faux tunnel, le remblaiement à l'extérieur du revêtement. Permet de recouvrir le relief initial et de renforcer le talus en même temps.

L'exécution du faux tunnel le plus tôt possible est bien favorable tant pour la sécurité du talus que pour le recouvrement morphologique à la tête.



Figure.III.12. Faux tunnel au niveau de la tête nord.

III.10. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons étudié la stabilité du talus au niveau de la tête nord du tunnel de Sidi Aich avant d'entamer le creusement du tunnel, nous avons considéré différents cas : le talus naturel, le talus avec terrassement et gradins et le talus renforcé par des ancrages.

Le calcul a été effectué avec les méthodes de Bishop et Fellenius en utilisant le logiciel Geoslop. Les résultats du coefficient de sécurité ont montré que le talus nécessite un renforcement avant d'entamer les travaux de creusement du tunnel ; nous avons opté pour des ancrages de diamètre 42mm et de longueur 15m au minimum, pour atteindre la stabilité du talus.

Chapitre IV

Etude numérique de la
stabilité de la tête nord
du tunnel

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre nous nous intéressons à la modélisation bidimensionnelle du talus de la tête nord du tunnel de Sidi Aich sous différents état (vierge, après terrassement et renforcement) en utilisant le logiciel Plaxis 2D (version 8.2).

IV.2. présentation de Plaxis 2D

Plaxis 2D est un programme en éléments finis conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques.

Il permet l'analyse des problèmes en 2D qui peuvent être représentés par un modèle plan en déformation plane ou axisymétrique.

Le programme utilise une interface graphique permettant de générer un modèle géométrique et un maillage d'élément finis basé sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.

a) Les modèles de comportement

Plaxis propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles disponibles sont les suivant :

- **Modèle élastique linéaire.**
- **Modèle Cam-Clay.**
- **Modèle de Mohr-Coulomb.**

Ou présentera brièvement le modèle de Mohr-Coulomb qui sera utilisé dans notre étude

Modèle de Mohr-Coulomb :

Le modèle de Mohr-Coulomb représente un comportement élastique. Il est utilisé pour décrire de manière approchée le comportement de différents types de sol, il comprend cinq paramètres mécaniques qui sont : le module de Young (E), le coefficient de poisson (ν), l'angle de dilatance (ψ), la cohésion (C), et l'angle de frottement (φ), déterminés par des essais de laboratoire, et sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité [21]. La droite intrinsèque est donnée par :

$$\tau = \sigma_n * \tan\varphi + c$$

b) les sous programmes de Plaxis 2D

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

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

- Le sous programme '**calculations**' permet de définir les différentes phases de calcul du modèle.
- La visualisation des résultats est donné par le sous programme '**output**', qui nous les donne sous différentes formes (maillage déformé, une carte des iso-valeurs etc..).
- Le sous programme '**curves**' permet d'avoir les courbes de déformations d'un point choisi.

IV.3. Modélisation du talus avec Plaxis 2D

Le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb a été choisi pour la simulation de notre talus. Il sera modélisé par un modèle géométrique 2D, d'une longueur de 57,67m et d'une hauteur de 60,55m

Nous avons utilisé dans la modélisation en 2D les paramètres donnés dans le tableau suivant avec un comportement non drainé.

Tableau. IV.1. *Caractéristiques des couches de sol.*

N°	Nature	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_{unsat} (KN/m ³)	ν	E_{ref} (KN/m ²)	C_u (KN/m ²)	ϕ_u (°)
01	Argile peu plastique	21,2	19,5	0,35	$10 \cdot 10^4$	20	22
02	Marne totalement altérée	22,2	21,6	0,35	$54 \cdot 10^4$	45	23
03	Marne intensément altérée	22,8	22	0,32	$79 \cdot 10^4$	80	24

IV.3.1. Condition aux limites

Pour tenir compte de l'évolution des déplacements en fonction de la profondeur et minimiser l'influence des conditions aux limites, le fond du modèle numérique est bloqué dans les deux directions (X et Y) en utilisant la fonction «standard fixities».

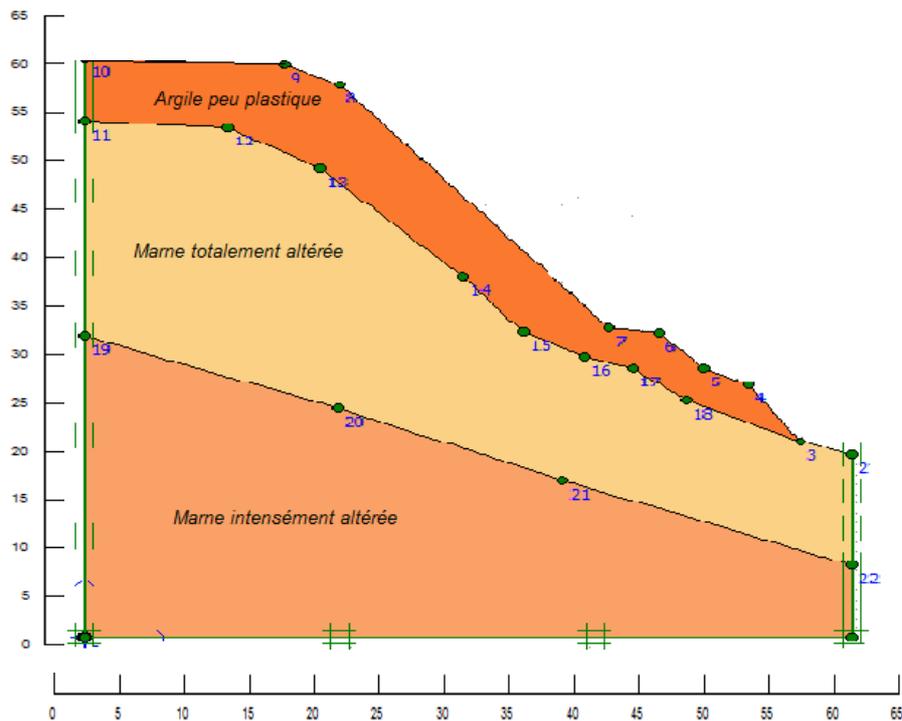


Figure. IV.1. Coupe longitudinale de la tête nord du tunnel.

IV.3.2. Condition initiales

On doit spécifier les conditions initiales constituées de deux modes différents :

- ❖ l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (conditions hydrauliques).
 - Le niveau de la nappe phréatique qui varie entre 7,5 m et 24 m à partir de la surface du sol.
 - Le poids volumique de l'eau : $W_{\text{water}} = 10 \text{ KN/m}^3$.
- ❖ L'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales.

IV.4. Etude de stabilité de la tête nord du tunnel

Après avoir introduit tous les paramètres du modèle, on lance l'application de calcul « Calculations ». Les calculs se font de manière incrémentale, selon (4) phases :

- Phase 1 : Talus à l'état vierge.
- Phase 2 : Talus terrassé.
- Phase 3 : Talus après réalisation des gradins.
- Phase 4 : Talus renforcé.

Puis la sélection du type de calcul « phi-c reduction » pour avoir un coefficient de sécurité global de chaque phase.

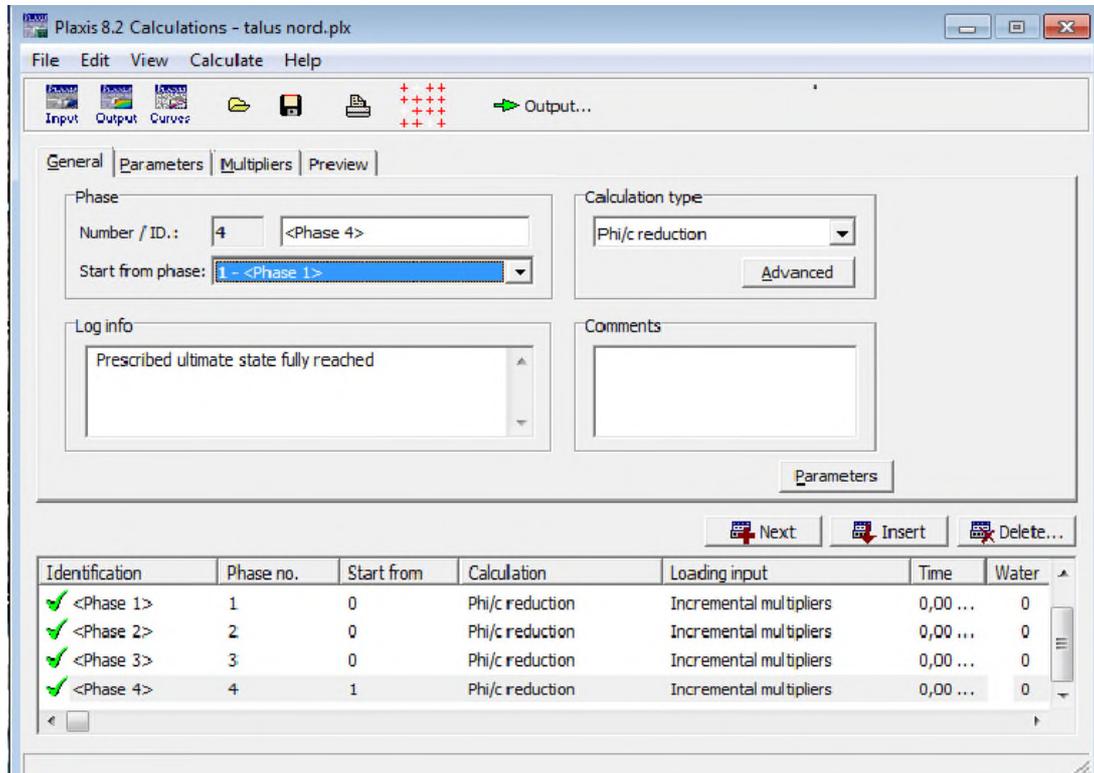


Figure. IV.2. Phases de calcul. [Boite de dialogue Plaxis 2D].

IV.4.1. Talus naturel (phase1)

Bien que les travaux non pas encore commencé dans la première phase, on remarque un certain déplacement qui, reste insignifiant.

Les résultats des déplacements (U_{tot} , U_x , et U_y) de la première phase (état initial) sont respectivement comme suit : $2.94 \cdot 10^{-3}$ m, $2.26 \cdot 10^{-3}$ m, et $2.84 \cdot 10^{-3}$ m ; avec un coefficient de securit $F_s = 1$. En comparant le F_s trouvé avec celui calculé avec Geoslop ($F_s = 1,025$), on conclut qu'ils sont très proches.

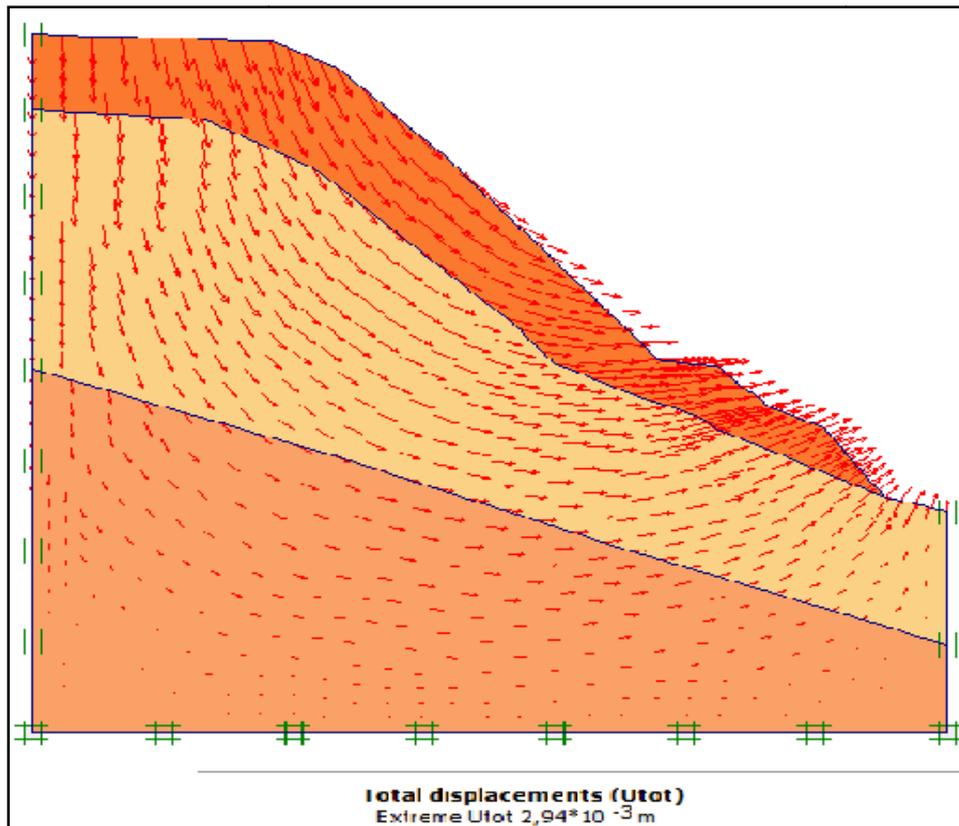


Figure .IV.3. *Déplacement total du talus vierge.*

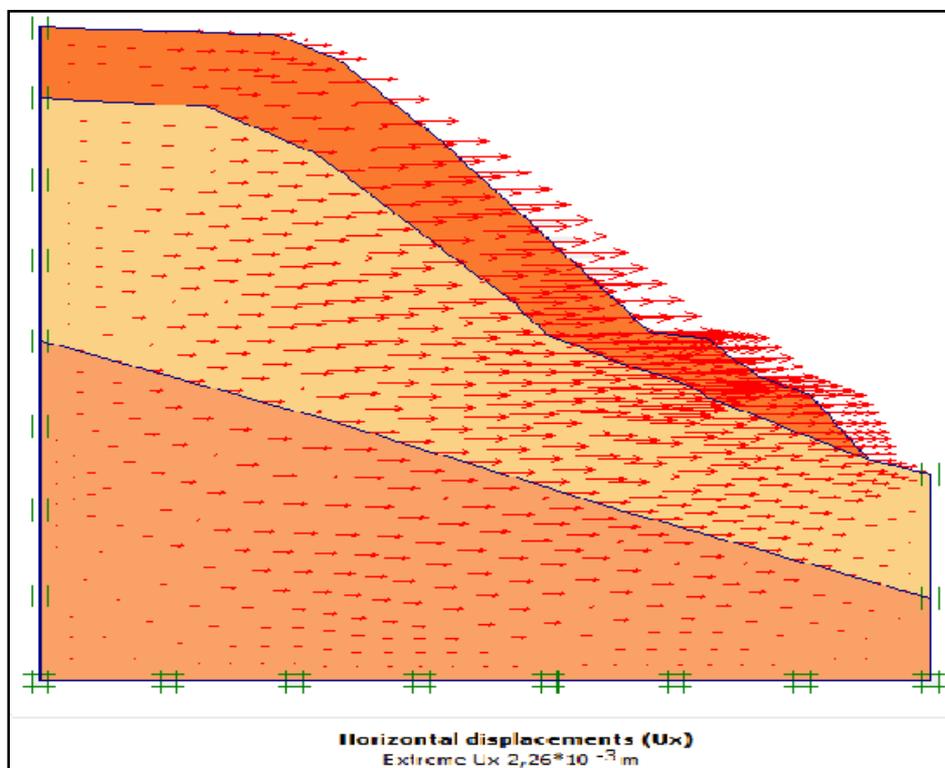


Figure .IV.4. *Déplacement horizontal du talus vierge.*

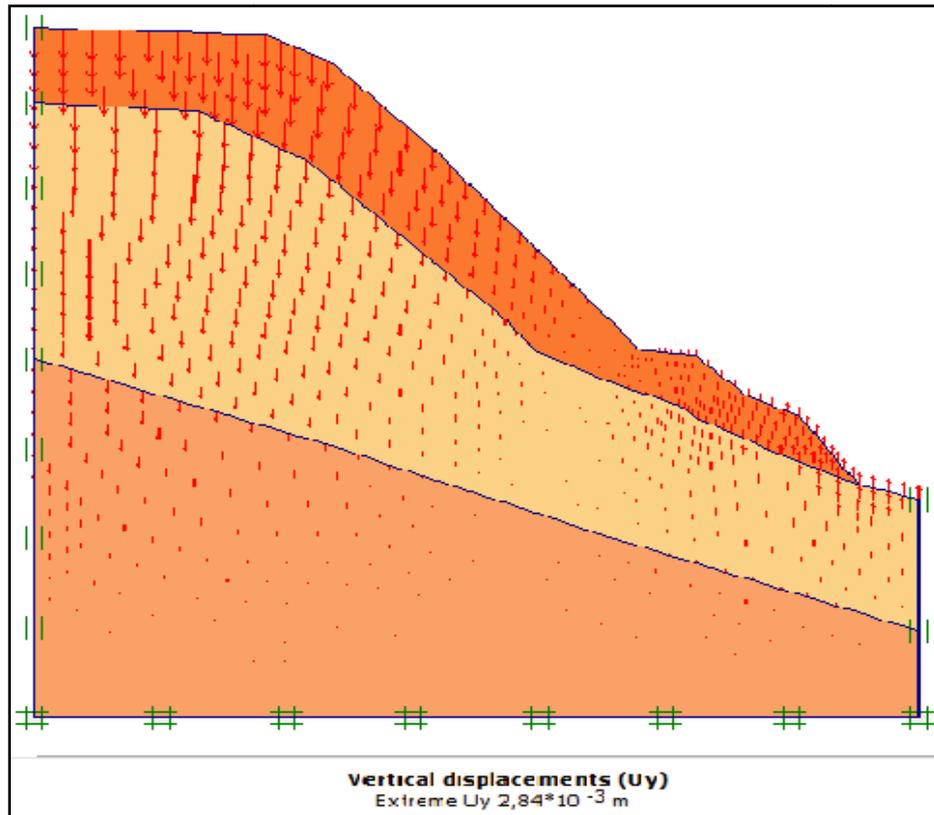


Figure IV.5. *Déplacement vertical du talus vierge.*

IV.4.2. Talus après terrassement (phase 2)

Le terrassement de la tête nord du tunnel est le premier pas d'avancement des travaux (chapitre III.5).

La modélisation du talus terrassé (phase 2) avec Plaxis 2D, donne un coefficient de sécurité $\sum Msf = 0,794 < 1$, qui est proche de celui calculé avec Geoslop ($Fs = 0,84$) : le talus après terrassement est instable. Les déplacements maximaux calculés dans ce cas sont les suivants :

- Déplacement horizontale $U_x = 26,21 \cdot 10^{-3}$ m.
- Déplacement verticale $U_y = 29,42 \cdot 10^{-3}$ m.
- Déplacement total $U_{tot} = 33,04 \cdot 10^{-3}$ m.

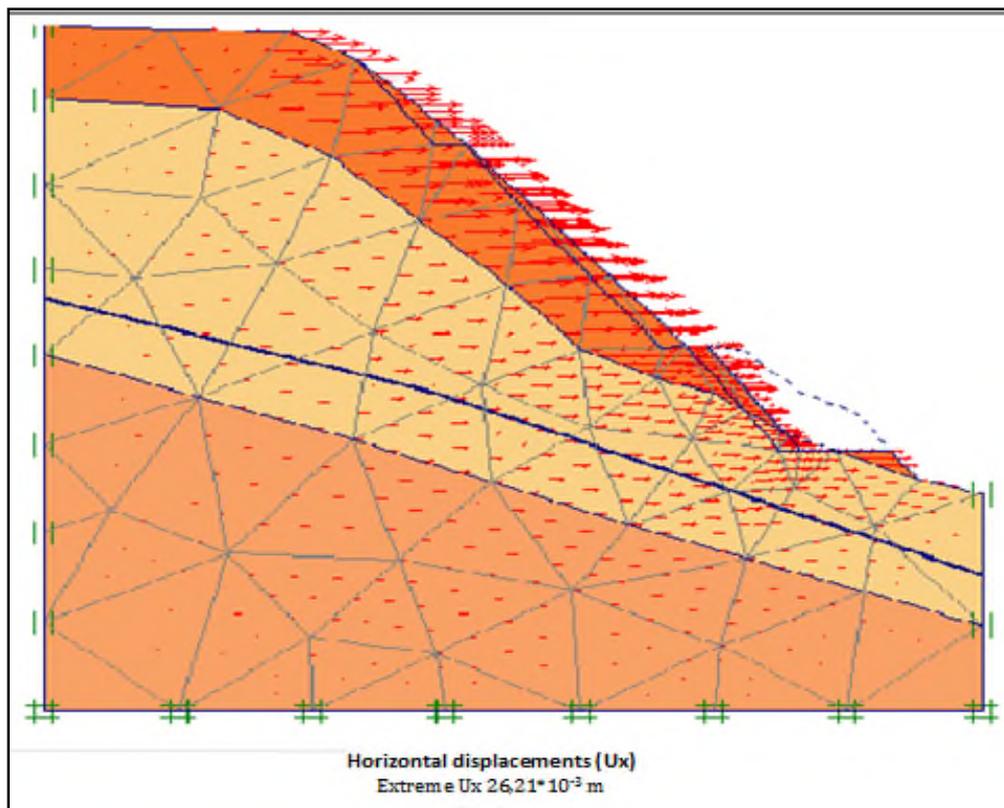


Figure. IV.6. Déplacement horizontal.

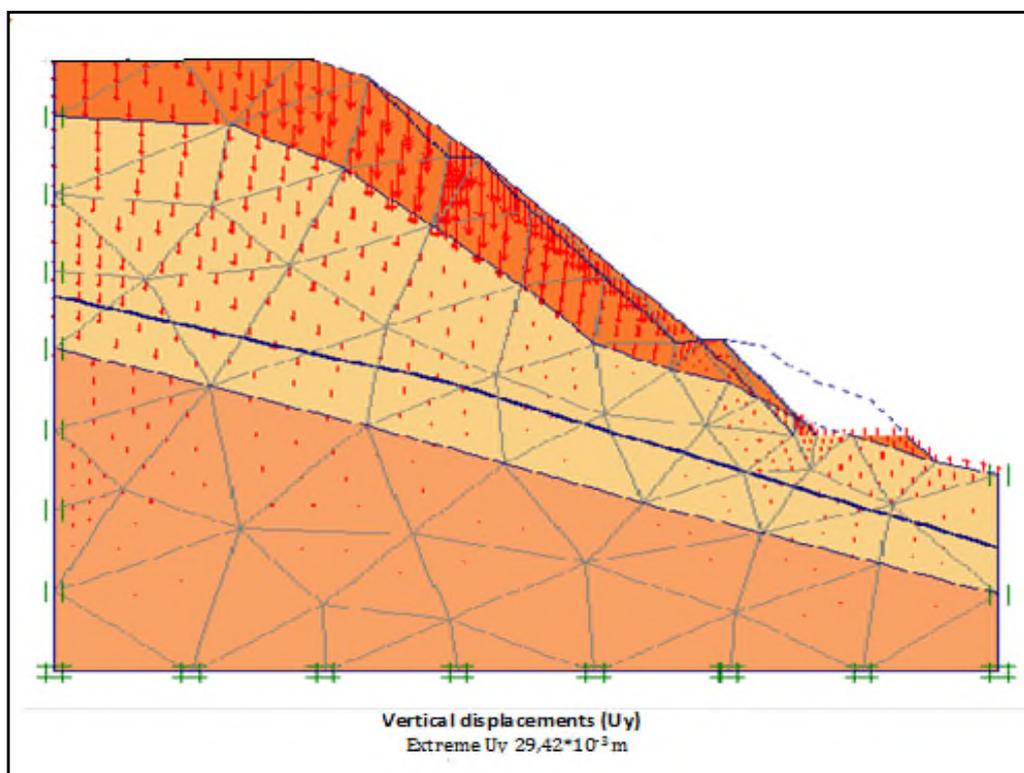


Figure. IV.7. Déplacement vertical.

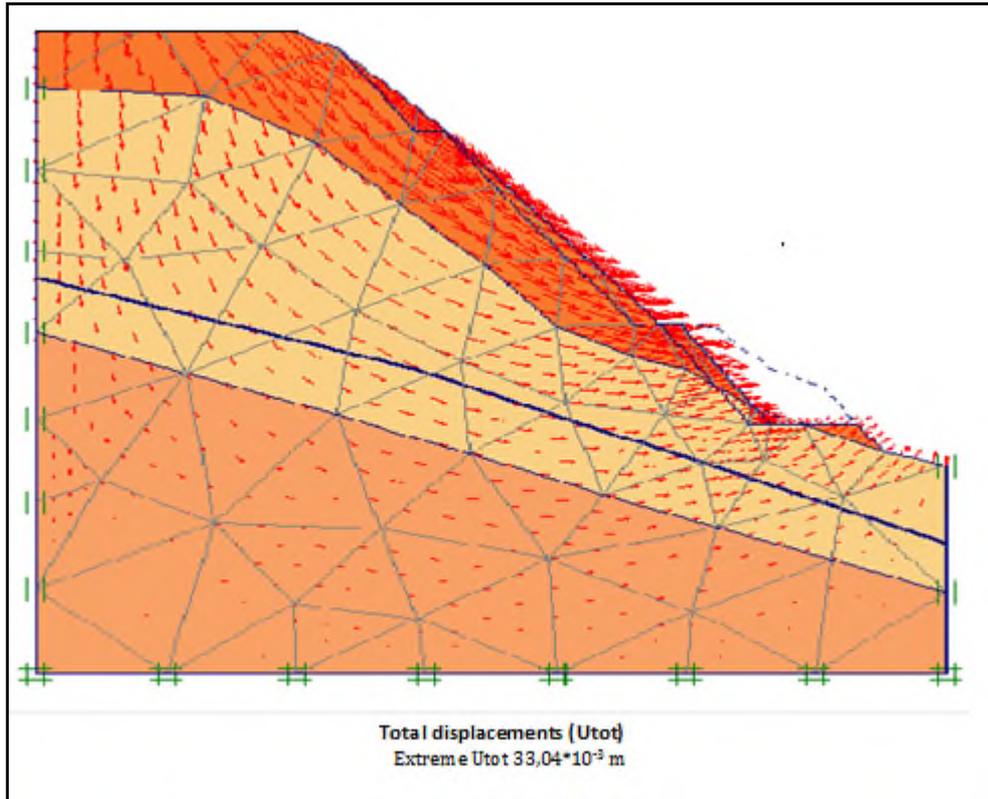


Figure. IV.8. Déplacement total [Plaxis 2D].

IV.4.3. Talus après réalisation des gradins (phase3)

Le calcul précédent a montré que le terrassement au niveau du pied du talus induit une instabilité, et vu la pente qui est importante (20°) au niveau de la tête du tunnel, la solution des gradins a été proposée (voir chapitre III). Cette phase est nommée « phase3 » dans le modèle Plaxis 2D.

Après calcul, le coefficient de sécurité $\sum Msf = 0,845 < 1$ indique que le talus est instable. La comparaison avec le coefficient de sécurité donné par Geoslop ($Fs=0,886$) montre des valeurs qui sont proches ; la différence est due probablement aux hypothèses de la méthode des tranches.

Les déplacements maximaux calculés dans ce cas sont :

- Déplacement horizontal $U_x = 17,95 \cdot 10^{-3}$ m.
- Déplacement vertical $U_y = 19,81 \cdot 10^{-3}$ m.
- Déplacement total $U_{tot} = 23,72 \cdot 10^{-3}$ m.

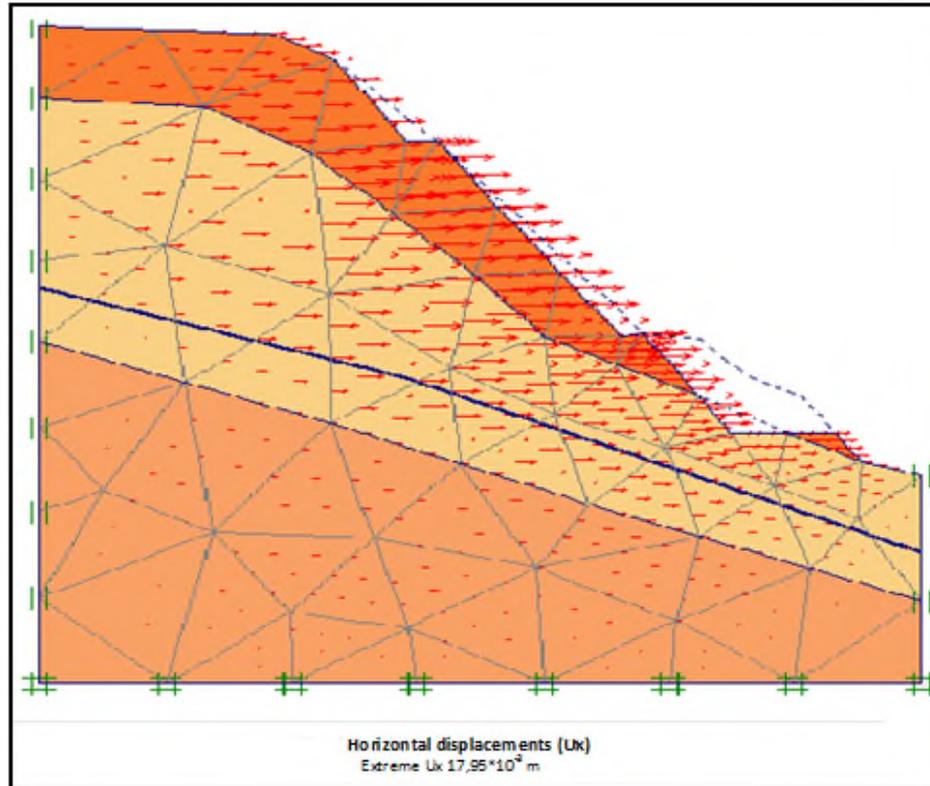


Figure. IV.9. *Déplacement horizontal [Plaxis 2D].*

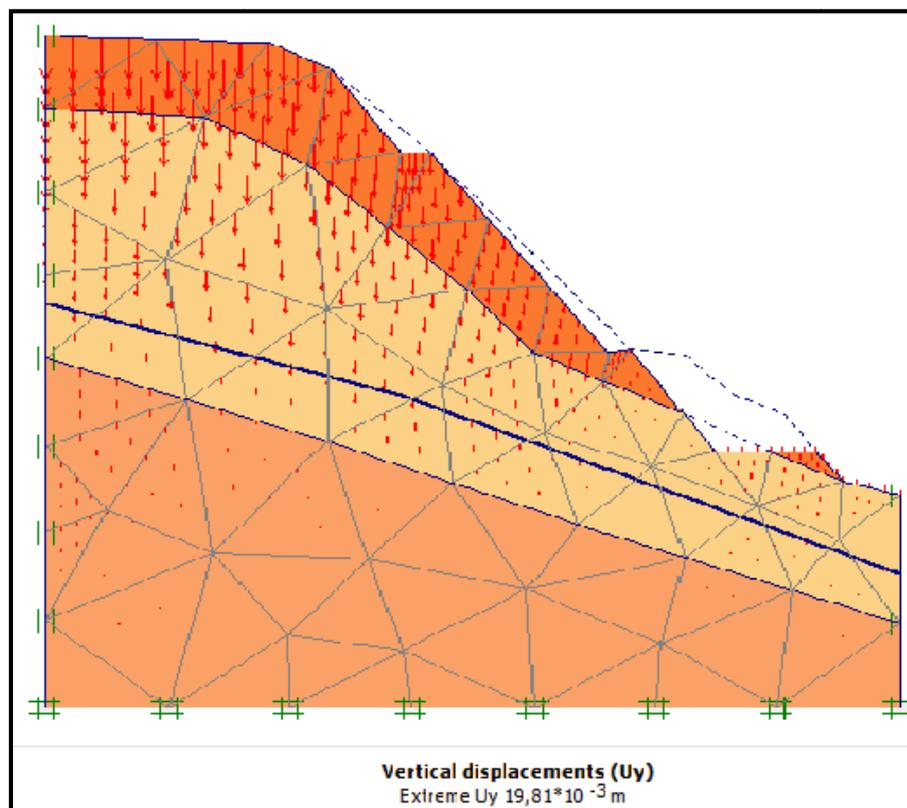


Figure. IV.10. *Déplacement vertical.*

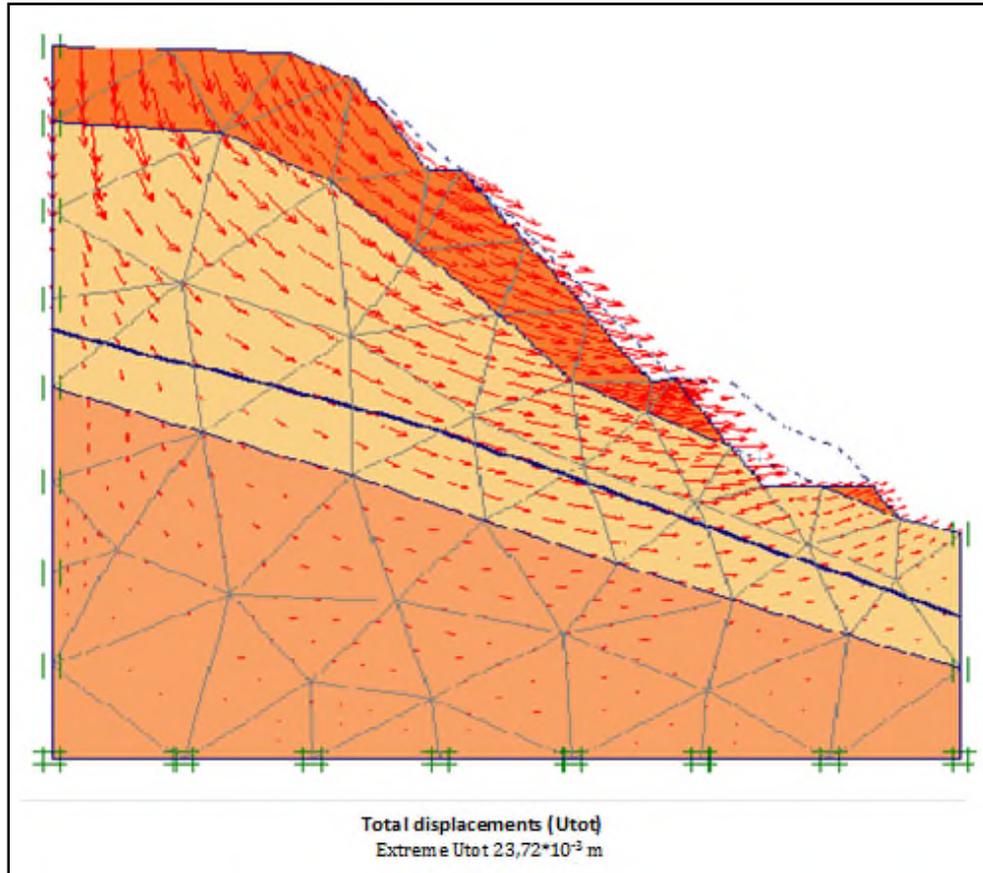


Figure. IV.11. *Déplacement total.*

On note que les déplacements horizontal(U_x) et vertical(U_y), dans cette phase diminuent par rapport à la phase précédente.

IV.4.4. Modélisation du talus renforcé

Au vu de la faible amélioration obtenue par le confortement du sol par des gradins, la solution retenue est le renforcement du talus avec des clous ancrés dans la marne totalement altérée.

Les paramètres de soutènement (tube d'acier, béton projeté) utilisés sont décrits dans le Tableau (IV.2).

Afin d'avoir introduire les ancrages dans plaxis 2D, on fait appel à l'outil « plate ». Les plaques sont des éléments de structure utilisés pour modéliser des structures élancées placées dans le sol et ayant une rigidité de flexion et une raideur normale significatives Figure (IV.10).

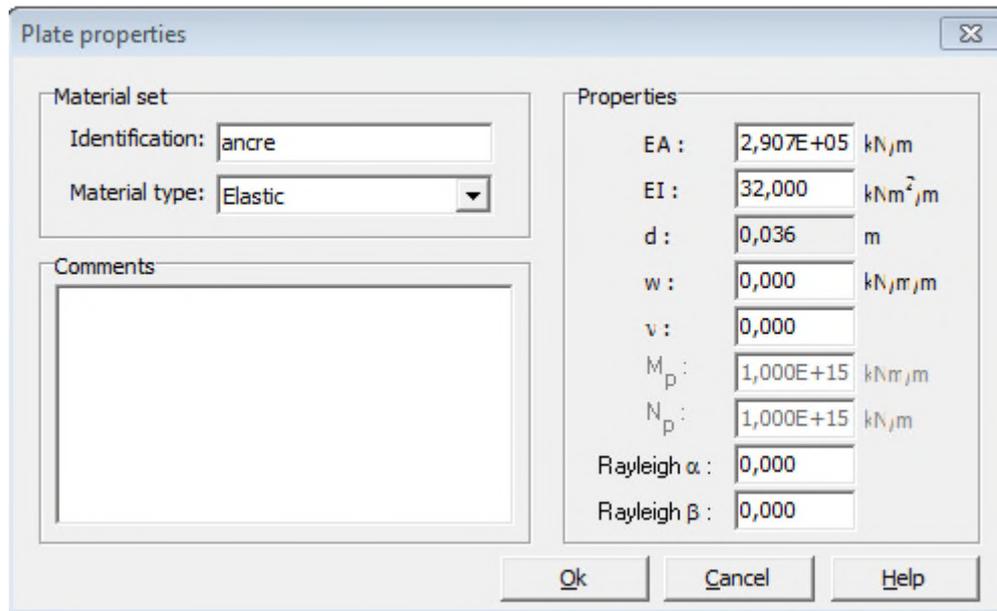


Figure. IV.12. Paramètres des ancrages à introduire dans Plaxis 2D.

Les mêmes étapes sont suivies pour modéliser le béton projeté avec Plaxis 2D en utilisant l'outil « Plate ».

Tableau. IV.2. Paramètres de renforcement du talus nord.

		Paramètres
Renforcement	Béton projeté	Epaisseur du béton : $e_b = 15$ cm ; Résistance au cisaillement : $R_c = 30$ MPa (a 28 j) ; Poids volumique : $W = 25$ KN/m ³ ; Coefficient de poisson : $\nu = 0.2$; Rigidité à la compression : $EA = 2,52 \cdot 10^4$ KN/m ; Rigidité Flexionnelle : $EI = 8,086 \cdot 10^3$ KN.m ² /m ;
	Tube en acier (tube d'injection)	Diamètre du tube : $\phi = 42$ mm ; Epaisseur du tube en acier : $e_a = 3,15$ mm ; La longueur scellé : $L_a = 4,65$ m ; Rigidité à la compression : $EA = 29,07 \cdot 10^4$ KN/m ; Rigidité Flexionnelle : $EI = 32,00$ KN.m ² /m ;

Le coefficient de sécurité obtenu pour cette phase est $\sum Msf = 1,230 > 1$. On conclut que le talus après renforcement est stable, ce résultat est confirmé en le comparant avec celui donné par Geoslop ($Fs=1,250$).

Pour le talus renforcé par 13 clous espacés de 1,5m, les déplacements dans le sol sont représentés sur les Figures-IV-13, 14, et 15 suivantes :

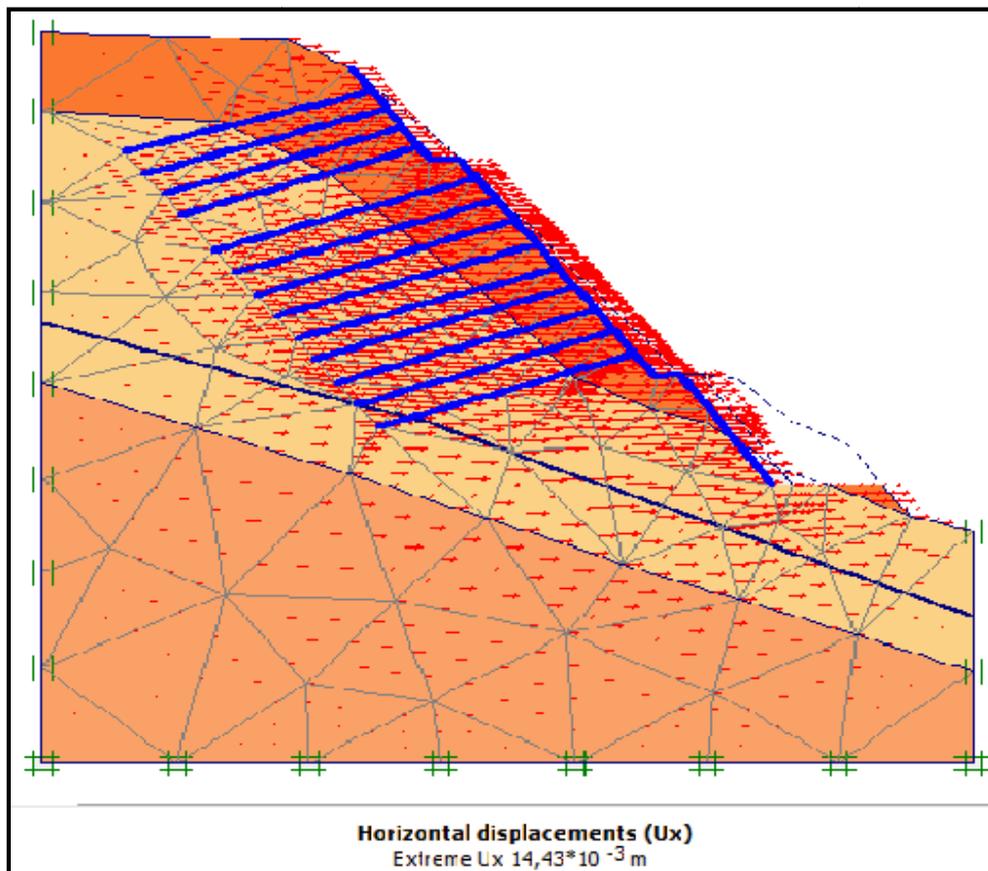


Figure .IV.13. *Déplacement horizontal.*

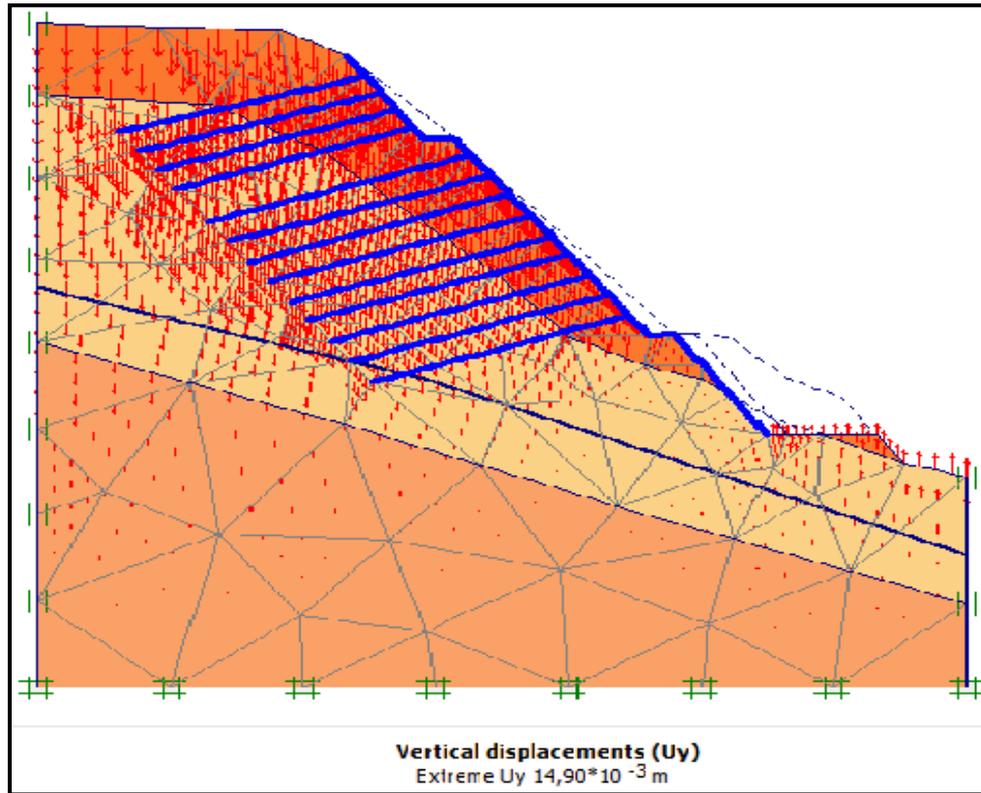


Figure. IV.14. *Déplacement vertical.*

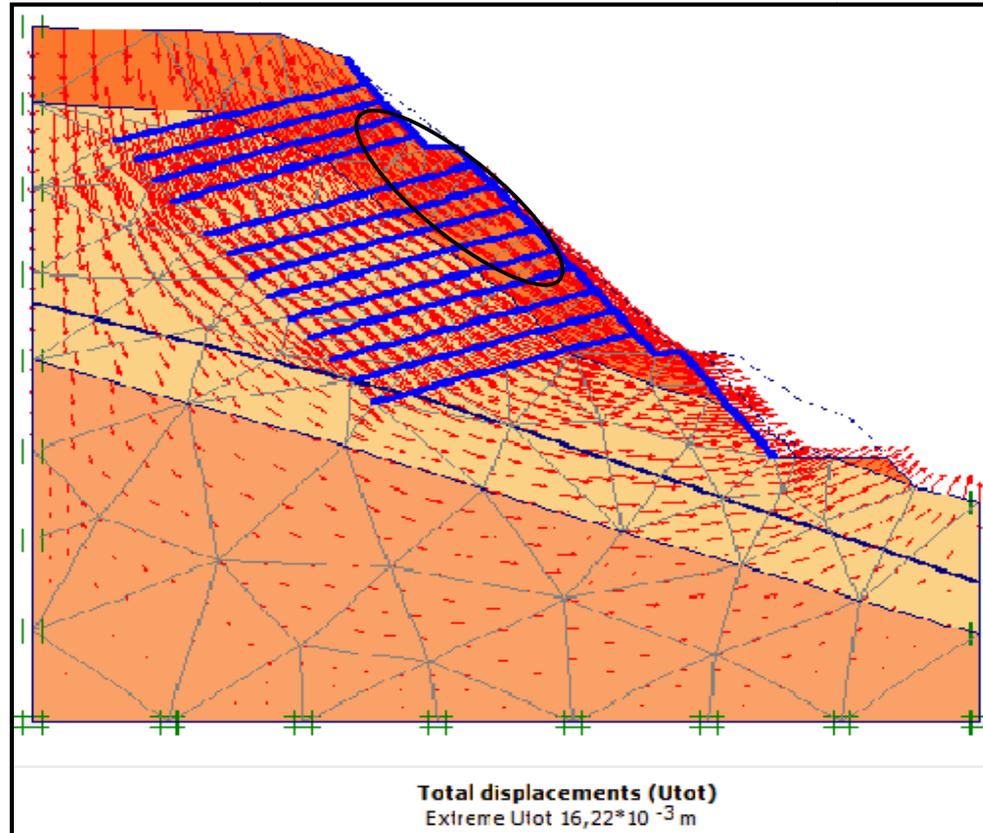


Figure. IV.15. *Déplacement total.*

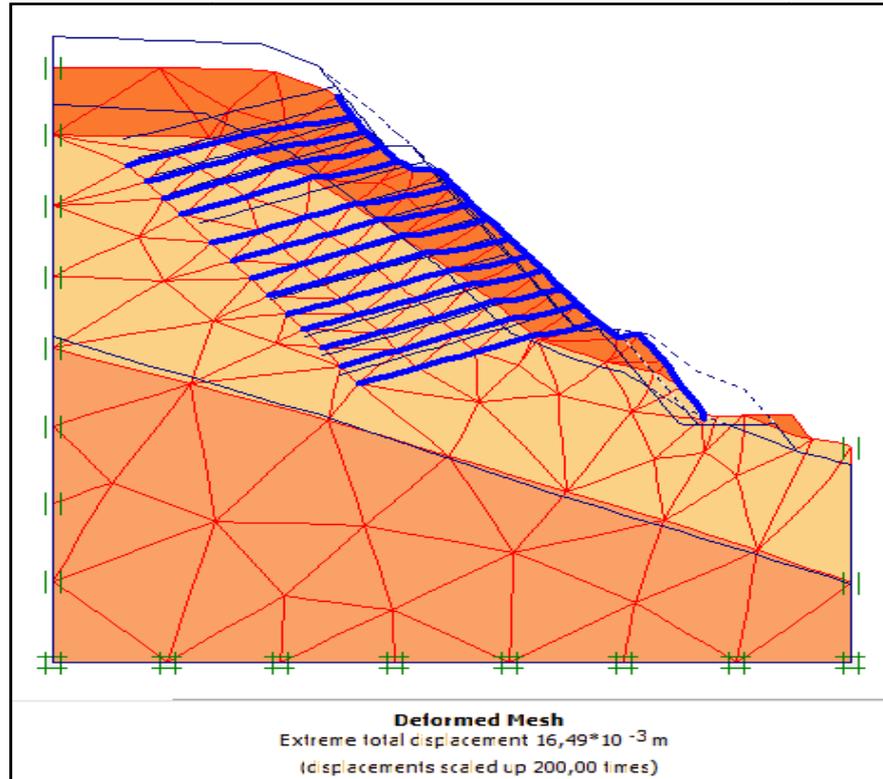


Figure. IV.16. *Maillage déformée (Boite de dialogue plaxis 2D).*

Interprétation des résultats

Le renforcement du sol par des clous a contribué à la diminution des déplacements horizontal et vertical qui sont de l'ordre de 1,44 cm et 1,49 cm respectivement.

Dans le Tableau IV.3, on va comparer les déplacements calculés avec Plaxis 2D pour la dernière phase avec les mesures inclinométriques obtenues après renforcement.

IV.5. Mesures inclinométriques des déplacements

Les mesures à l'inclinomètre ont pour but de déterminer les déformations d'un tube de mesure solidaire introduit dans un massif de sol.

D'après le chapitre II la sonde inclinométrique implanté proche de notre tronçon est la 2^{ème} sonde. On note aussi que la sonde est implantée après la réalisation des ancrages (après renforcement) voir la Figure (IV.15).

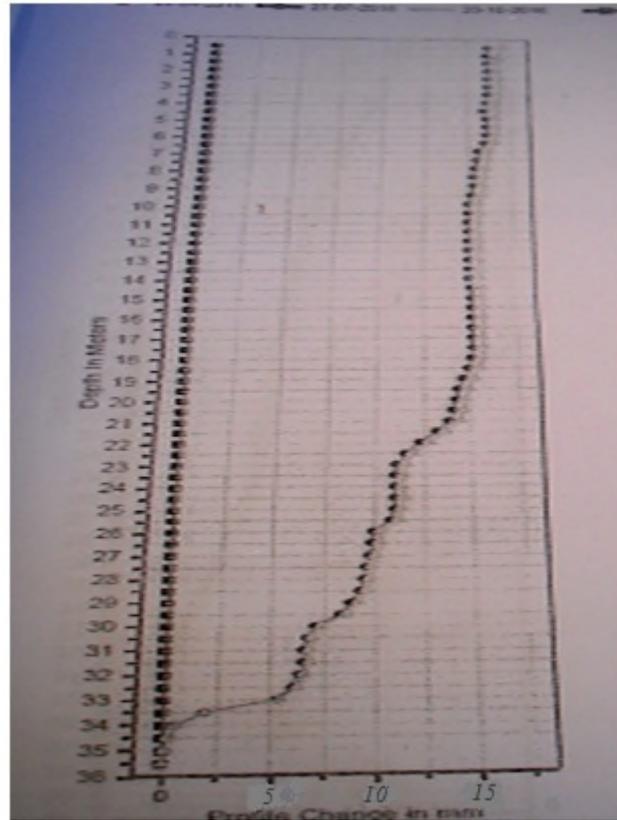


Figure .IV.17. Coupe longitudinale des mesures inclinométrique de la sonde 2. [19]

On remarque que le déplacement max du sol est concentré au niveau de la tête du talus, puis il diminue jusqu'à s'annuler au niveau du pied.

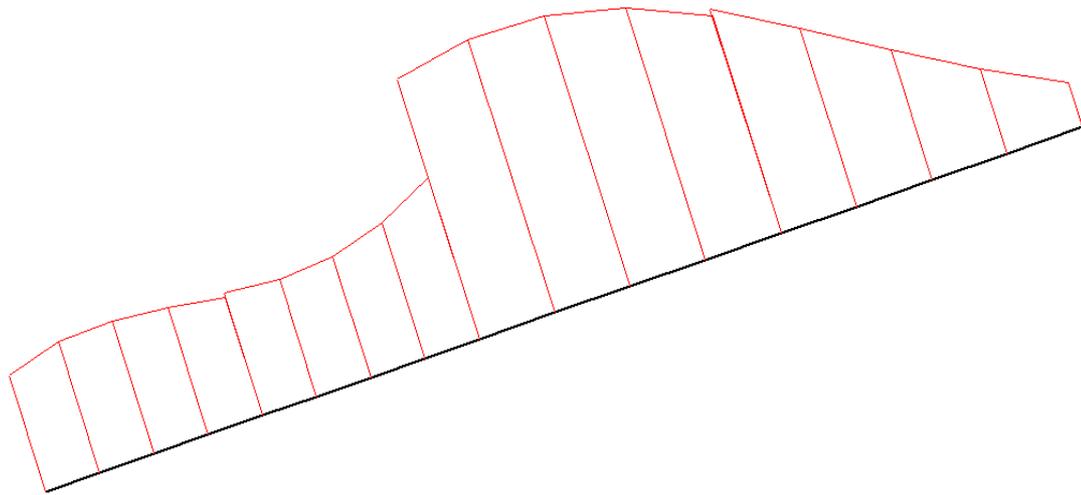
Tableau. IV.3. Comparaison des déplacements calculés avec les mesures.

Phase 4	Désignation (unité)	Calcul Plaxis	Mesure inclinométrique max
Déplacement horizontal	U_x (m)	$14,43 \cdot 10^{-3}$	$16 \cdot 10^{-3}$
Déplacement vertical	U_y (m)	$14,9 \cdot 10^{-3}$	
Déplacement total	U_{tot} (m)	$16,22 \cdot 10^{-3}$	

En comparant le déplacement horizontal avec la mesure inclinométrique maximal, on constate qu'ils sont proches ; la différence est probablement due à la modélisation bidimensionnelle du talus avec Plaxis2D.

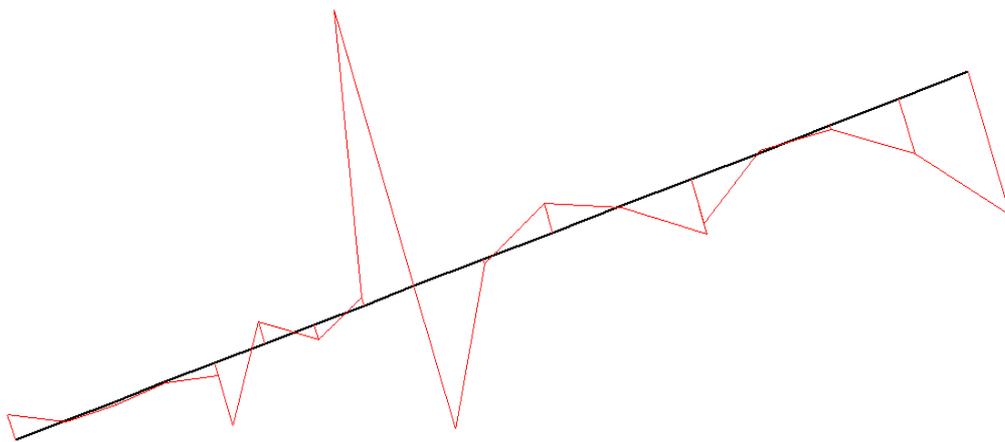
IV.5. Les efforts dans les ancrages (clous)

Afin de vérifier la résistance des clous choisis pour notre talus, on prend le clou le plus sollicité qu'on a étudié ces différents efforts (effort axial, effort tranchant, et le moment), les résultats sont montrés dans les Figures suivantes :



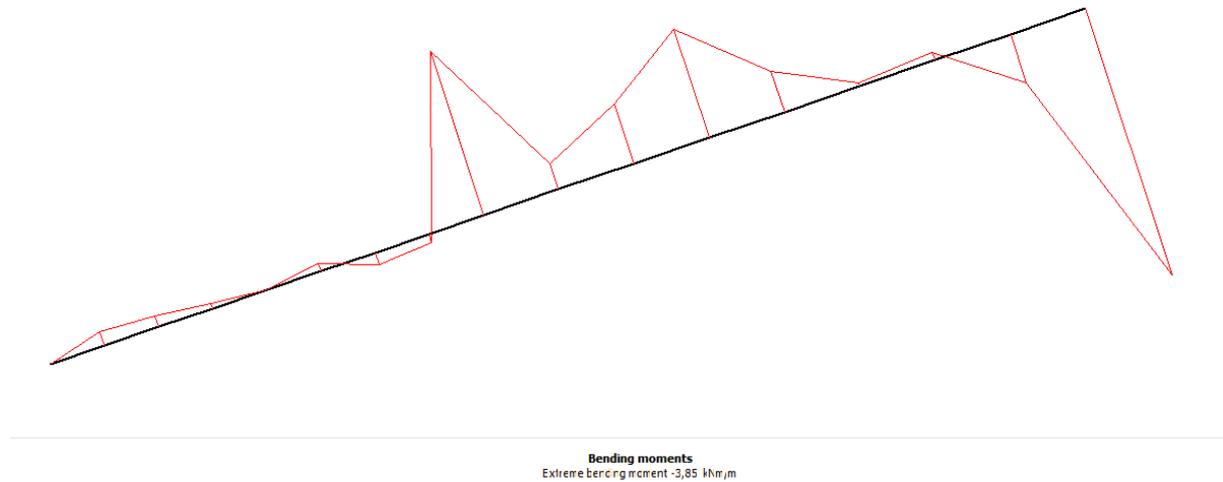
Axial forces
Extreme axial force 92,96 kN/m

Effort normal $T_n = 92,96$ KN/m.



Shear forces
Extreme in plane shear force 7,66 kN/m

Effort tranchant $T_c = 7,66$ KN/m.



Le Moment M = -3,85 KN.m/m.

Les résultats des efforts obtenus avec Plaxis sont comparés avec les résultats analytiques. Dans le but de vérifier le choix et la résistance des clous, (voir le tableau IV.4) :

Tableau IV.4. Comparaison des efforts analytique avec ceux de Plaxis 2D.

	Calcul Analytique	Calcul de Plaxis 2D
Effort normal T_n	73.58 KN	92,96 KN/m.
Effort tranchant T_c	38 KN	7,66 KN/m.

On remarque, que l'effort normal maximal obtenue par Plaxis 2D est supérieure à celui calculé, contrairement à l'effort tranchant.

En remplaçant les résultats obtenus par plaxis 2D dans le critère de résistance de l'inclusion:

$$\left(\frac{T_n}{R_n}\right)^2 + \left(\frac{T_c}{R_c}\right)^2 \leq 1 \quad \text{d'où} \quad 0.04 < 1$$

La résistance des clous est vérifiée, on conclut que les caractéristiques du clou sont suffisantes pour le renforcement de notre talus.

IV.6. Conclusion :

Avec le logiciel Plaxis 2D nous avons calculé le coefficient de sécurité pour différentes configuration du talus (talus naturel, talus terrassé en pied, talus avec gradins et le talus renforcé avec des clous). Les résultats sont comparables avec ceux obtenus avec Geoslop et la différence constatée est probablement liée aux hypothèses de chaque méthode.

Ensuite, nous avons comparé le déplacement horizontal maximal donné par Plaxis avec les mesures inclinométriques ; les résultats sont proches et la différence est due probablement au maillage bidimensionnel du talus avec Plaxis.

Donc les déformations enregistrées ne présentent pas de risque sur la tête de l'ouvrage, les phases introduites peuvent alors être projetées sur terrain.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le but du présent travail est d'étudier la stabilité de la tête nord du tunnel de Sidi-Aich, située sur un talus, avant d'entamer les travaux de creusement.

En utilisant le programme Geoslop dans un premier temps, nous avons calculé le coefficient de sécurité pour différentes configurations : le talus naturel, le talus terrassé et le talus avec gradins. Les résultats obtenus avec les méthodes de Fellenius et Bishop ont montré que le talus nécessite un renforcement avant le début des travaux de creusement du tunnel.

Nous avons opté pour la technique de renforcement par des clous vu la difficulté d'accès des engins et l'emprise limitée de la tête du tunnel qui se trouve dans une montagne.

Le coefficient de sécurité calculé après renforcement du talus par des clous de diamètre 42mm et de longueur 15m a confirmé la stabilité du talus.

Un deuxième calcul a été mené en utilisant le logiciel Plaxis 2D. Les résultats du coefficient de sécurité sont concordants avec ceux obtenus avec Geoslop. De plus, le déplacement calculé avec Plaxis est proche de la mesure inclinométrique.

Les résultats obtenus des calculs nous montrent que la tête nord du tunnel reste stable. Cela nous permet de conclure que le choix fait pour la méthode de renforcement du talus était correct, et permettra au porteur du projet d'assurer la stabilité de l'ouvrage malgré les conditions difficiles du site.

Bibliographie :

Bibliographie :

- [1]: Amat-chantaux R.,Briglia P., « Talus et versants rocheux de certains secteurs le long des C.D.464, 39 et 104dans le département du Doubs » Rapport du B.R.G.M, bureau de recherche géologique et minière, juillet 1983.
- [2] : Annexe 7 « Définition de talus et méthode de calcul pour les interventions à l'intérieur d'un secteur de forte pente et des bandes de protection ».
- [3] : Bendjeddou A., « Etude des glissements routiers au Nord Est de l'Algérie ». Magister en Génie Civil, Université Mohamed Khider – Biskra, 2015.
- [4] : Didier F. « Le clouage des sols. Application au soutènement de fouille. Etude expérimentale et dimensionnement ». Thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées, 1987.
- [5]: Dysli M.,Vaisy J. « Stabilité des talus et ordinateur », article, bulletin technique de la suisse romande, 1969.
- [7]: Hocini H. « Etude probabiliste des ouvrage en sol- renforce : application a la terre armé et au clouage ». Thèse de doctorat université des sciences et technique de Lille, 1992.
- [8] : Khemissa M. « Méthodes d'analyse de la stabilité et technique de stabilisation des pentes ». Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - JNGG' 2006 Lyon (France).
- [9] : Boudlal Omar. « Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations ». , Thèse de doctorat en Génie Civil, 2013.
- [10]: Lefriki S. « Effet de la variation de la cohésion sur le comportement des pentes ». Université Mohamed Khaider Biskra, Juin 2015.
- [11] : Legrand J. « Calcul de la stabilité des pentes en rupture non circulaire », école nationale des ponts et chaussée, Mai 1974.
- [12] : Moutou C. « Le clouage des sols ». rapport mécanique des sols géosciences ,2012.
- [14]: Parade 9-ancrage « Risques hydrogéologiques en montagne : parades et surveillance ».
- [15] : Tahiri A. « Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts ». Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, 1992.
- [16] : Bouvard, Lecoanet. « Ouvrages souterrains conception- réalisation- entretien ». Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 1992.
- [17] : Ministère de l'écologie et du développement durable, « Les mouvements de terrain ». Septembre 2004.
- [18] : Philipponat G, Bertrand H., « Fondation et ouvrage en terre » 1979.

Bibliographie

[19] : Rapport géotechnique du tunnel de SIDI AICH (Agence Nationale des Autoroutes).

[20] : Jean P-M, Philipponat M. « Lois de comportement et modélisation des sols ». Docume 218.

Techniques de l'ingénieur.

[21] : « Norme française homologuée ». Par décision du directeur général de l'AFNOR, 5 septembre 1995.

[22] : Reid, Mark E, Richard G la Husen and william L Ellis 1999. Real time monitoring of active landslides :
US departement of the Interior, US Geological surey.

Anexe A

Annexe A: Coupe lithologique des logs de sondages au niveau de la tête nord du tunnel

LOG DE SONDAGE									
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		15.50 m
							NIVEAU D'EAU STABLE		16.00 m
Sondage N°	S0-38		POSITION DE SONDAGE		PK40+135.00 D 8.00m			PROFONDEUR DE SONDAGE	35.00 m
COTE DE TERRAIN	170.82	m	METHODE DE SONDAGE	FORAGE A SEC	COORDONNEES DE SONDAGE	E	652017.49	DATE DE DEBUT	2013-8-28
COTE DE SONDAGE	170.82	m	TYPE DE LA SONDEUSE	XY-18	COORDONNEES DE SONDAGE	N	4052548.03	DATE DE FIN	2013-9-1
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:200	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE	N° DE ECHANTILLON m	RECUPERATION (RQD) %
(1-1)	Ap	2.10	168.72	▽ 170.82	Argile peu plastique: rouge clair, dure, la teneur en brèche est de 15%.			1 1.00-1.20	
(2-1)	Ma			↓	Marne: jaune-brune, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau, il existe localement le roche fortement altéré.	N°=7,14 3.00-3.20			
				↓		N°=19,21 6.50-6.70			
				↓		N°=23,29 9.50-9.70			
				↓		N°=22,29 12.50-12.70			
				↓		N°=19,25 15.50-15.70			
		23.30	147.82	↓		N°=24,27 19.00-19.20			
(2-2)	Ma			↓	Marne: livide, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage.	N°=38,50 24.00-24.16			
				↓		N°=15,17 28.00-28.20			
		35.00	135.82	↓		N°=22,29 32.00-32.20			

Annexe A: Coupe lithologique des logs de sondages au niveau de la tête nord du tunnel

LOG DE SONDAGE												
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		13.80	m		
							NIVEAU D'EAU STABLE		14.00	m		
Sondage N°		SO-42		POSITION DE SONDAGE		LK40+145.00 G 8.00m		PROFONDEUR DE SONDAGE		35.00		
COTE DE TERRAIN		183.37		METHODE DE SONDAGE		FORAGE A SEC		COORDONNEES DE SONDAGE	E 652061.52	DATE DE DEBUT 2013-8-17		
COTE DE SONDAGE		183.37		TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		N 4052522.27	DATE DE FIN	2013-8-24		
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PRO	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 PROFONDEUR		N° DE ECHANTILLON	RECUPERATION (RQD)			
						PENETROMETRE DYNAMIQUE N 63.5 NORMALE			m		%	
				1200 ▽ 183.37					20	40	60	80
(1-1)	Ap	6.50	176.87	▽	Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide.	N°= 9.14 3.00-3.20	1 1.80-2.00	2 3.70-3.90				
(2-1)	Ma	28.20	155.17	▽	Marne: jaune-brune, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau, il existe localement le roche fortement altéré.	N°= 16.20 9.50-9.70						
				▽		N°= 18.21 11.00-11.20						
				▽		N°= 11.26 13.40-13.60						
				▽		N°= 12.15 15.40-15.60						
				▽		N°= 15.17 17.00-17.20						
				▽		N°= 16.15 20.00-20.20						
				▽		N°= 21.27 23.00-23.20						
				▽		N°= 23.26 25.20-25.40						
(2-2)	Ma	35.00	148.37	▽	Marne: livide, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage.	N°= 31.50Refus 28.60-28.76						
				▽		N°= 34.50Refus 32.00-32.17						

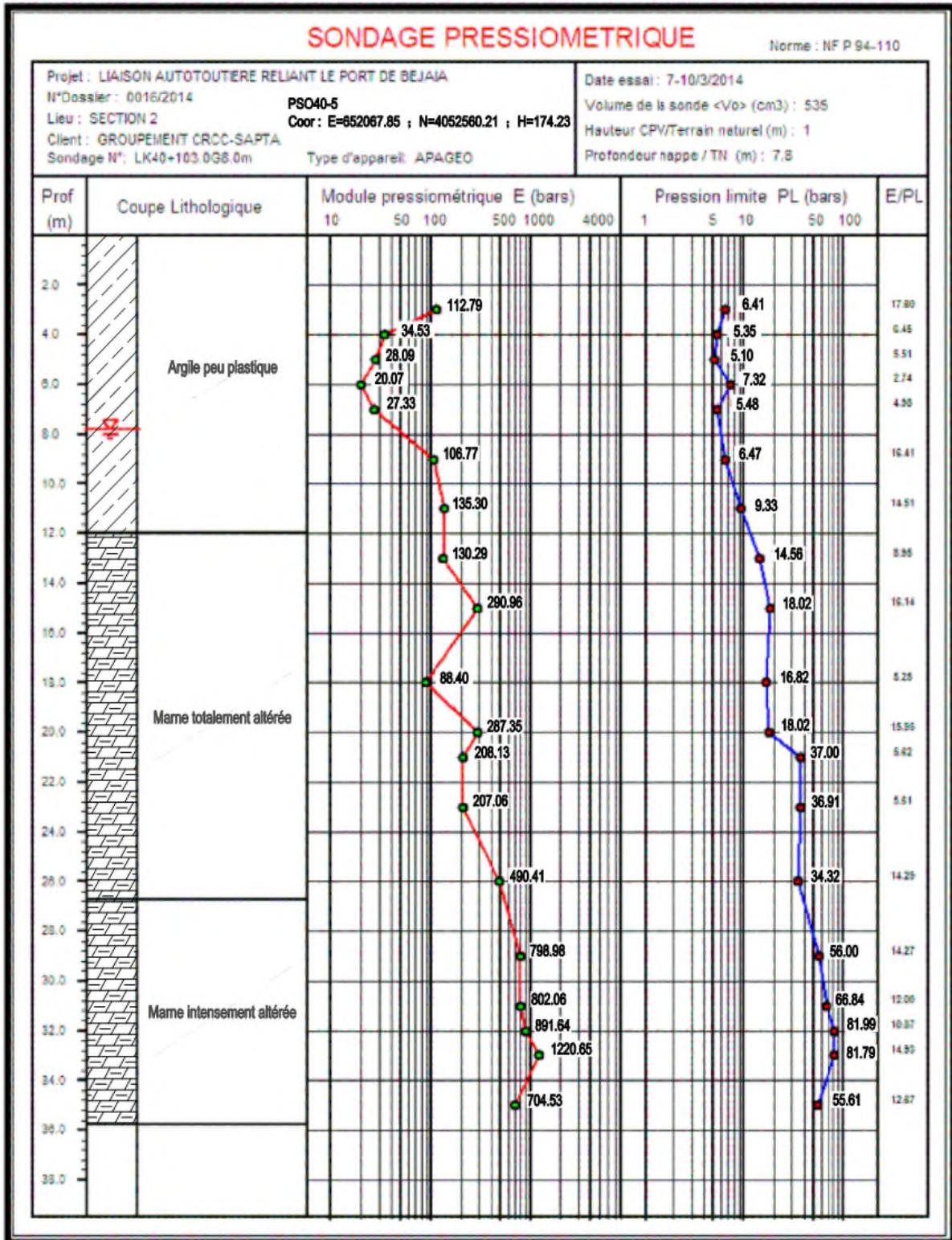
Annexe A: Coupe lithologique des logs de sondages au niveau de la tête nord du tunnel

LOG DE PUIITS									
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		m
							NIVEAU D'EAU STABLE		m
PUITS N°	TSO-1	POSITION DE PUIITS			LK40+160.00 G 24.50m		PROFONDEUR DE PUIITS	7.00	m
COTE DE TERRAIN	193.00	m	MODE D'EXECUTION	EXCAVATION PAR ENGIN	COORDONEES DE PUIITS	E	652059.10	DATE DE DEBUT	2014-1-24
COTE DE SONDAGE	193.00	m				N	4052502.25	DATE DE FIN	2014-1-24
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:50		DESCRIPTION GEOLOGIQUE			N° DE ECHANTILLON m
(1-1)	Ap	1.20	191.80	▽ 193.00		Argile peu plastique: jaune brunâtre, dure, la teneur en grave est de 15%, la couche superficielle est intercalée avec des racines de plante, les parois de puits sont stables.			1 0.50-0.70
(2-1)	Ma	7.00	186.00			Mame: de rouille jaune à jaune gris, la composition principale est en minéraux argileux et calcite, complètement altéré en forme de sol intercalé avec des brèches, les parois de puits sont stables.			2 3.00-3.20
									3 5.00-5.20
									4 6.60-6.80

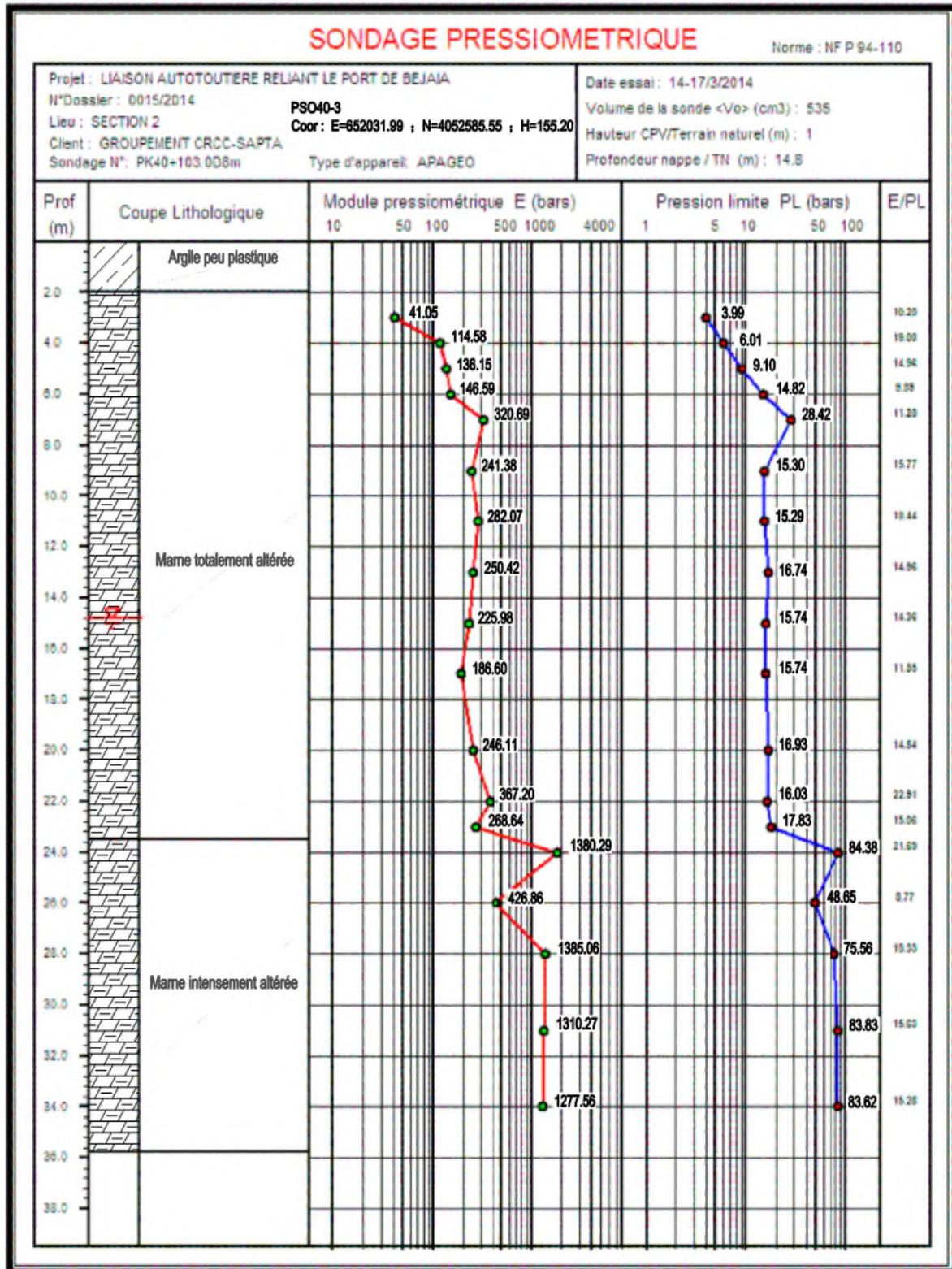
Annexe A: Coupe lithologique des logs de sondages au niveau de la tête nord du tunnel

LOG DE SONDAGE											
DESIGNATION DES TRAVAUX: TUNNEL							NIVEAU D'EAU A LA PREMIERE VUE		14.00	m	
							NIVEAU D'EAU STABLE		13.30	m	
Sondage N°	TSO-2		POSITION DE SONDAGE		PK40+200.00 G 15.2m			PROFONDEUR DE SONDAGE	38.10 m		
COTE DE TERRAIN	197.00	m	METHODE DE SONDAGE		RECIRCULATIN SANS POMPE	COORDONNEES DE SONDAGE	E	652008.22	DATE DE DEBUT	2013-12-31	
COTE DE SONDAGE	197.00	m	TYPE DE LA SONDEUSE		XY-1B		N	4052488.42	DATE DE FIN	2014-1-5	
N° DE LA COUCHE	SYMBOLE	PROFONDEUR	COTE DE LA COUCHE	LOG ECHELLE 1:250 ▽ 197.00	DESCRIPTION GEOLOGIQUE	PENETROMETRE DYNAMIQUE N ^o 63.5 PROFONDEUR		N° DE ECHANTILLON m	RECUPERATION (RQD) %		
						PENETROMETRE DYNAMIQUE N ^o 63.5 NORMALE			20	40	60
(1-1)	Ap	4.60	192.40		Argile peu plastique: brunâtre et rougeâtre, inhomogène, avec des graviers anguleux, raide ~dur, humide ; avec des graviers anguleux au fond, densité moyenne.	N°= 3,4 2.00-2.20	1 1.00-1.45	2 3.10-3.25			
(2-1)	Ma	28.60			Marne: gris-jaunâtre, totalement altérée, fortement concassée, présentée par la forme du sol avec des graviers, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau. Il existe localement le roche fortement altéré.	N°= 4,8 5.00-5.20 N°= 5,7 8.10-8.30 N°= 7,10 10.10-10.30 N°= 11,12 13.40-13.60 N°= 9,13 16.30-16.50 N°= 11,14 19.80-20.00 N°= 10,16 24.10-24.30					
(2-2)	Ma	38.10	158.90		Marne: livide, gris-jaunâtre, fortement altérée, fortement concassée, présentée par la forme de gravier anguleux avec des cailloux, roche molle, le carottage peut être cassé par la main, facilement fragile par battage, il s'amollit facilement à l'eau, il existe localement le roche fortement altéré. Il existe un peu de fragment de grès et de quartz altéré clastique.	N°= 50Refus 28.78-28.80 N°= 50Refus 33.52-33.60					

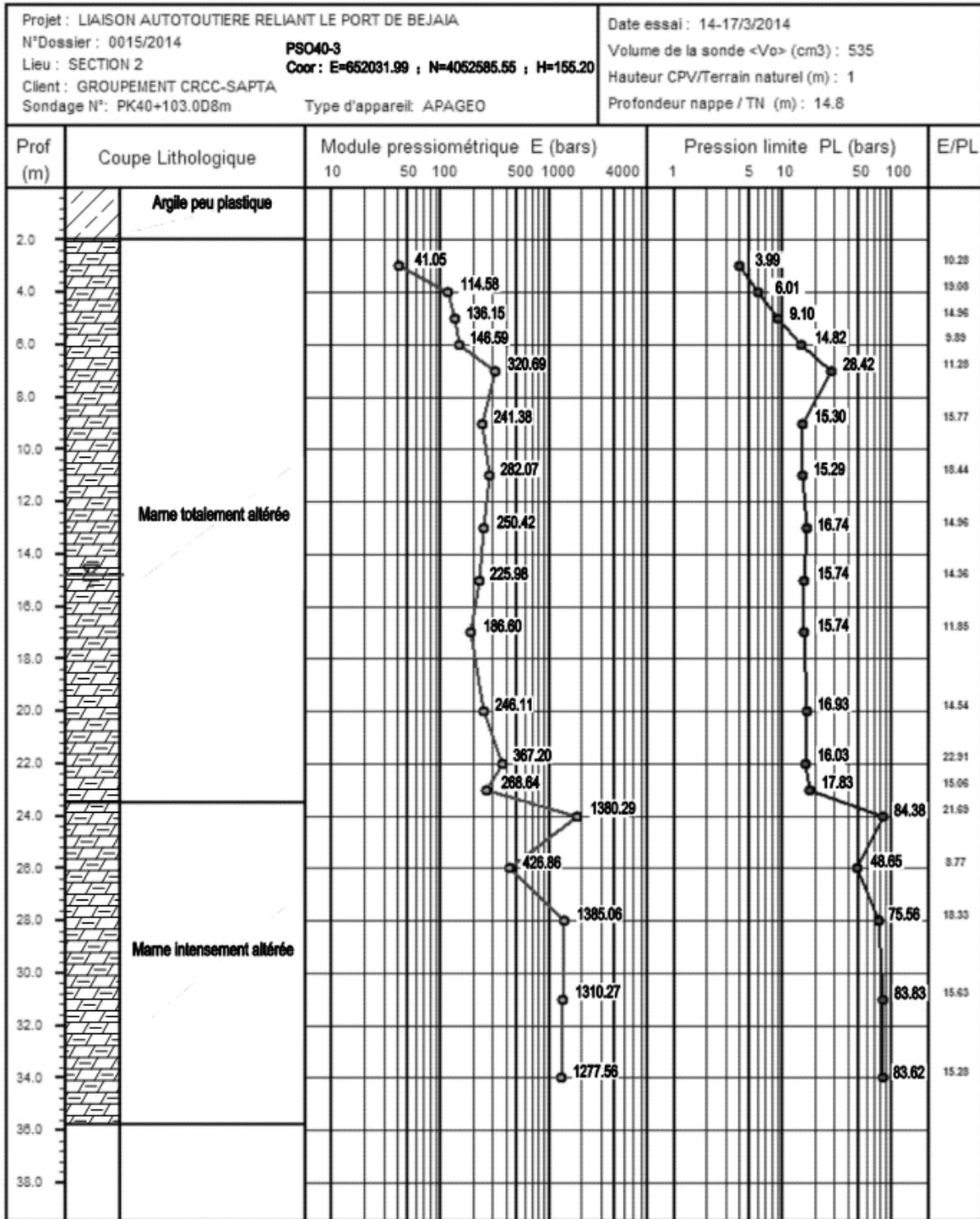
Annexe A : résultats des sondages pressiométriques au niveau de la tête nord du tunnel



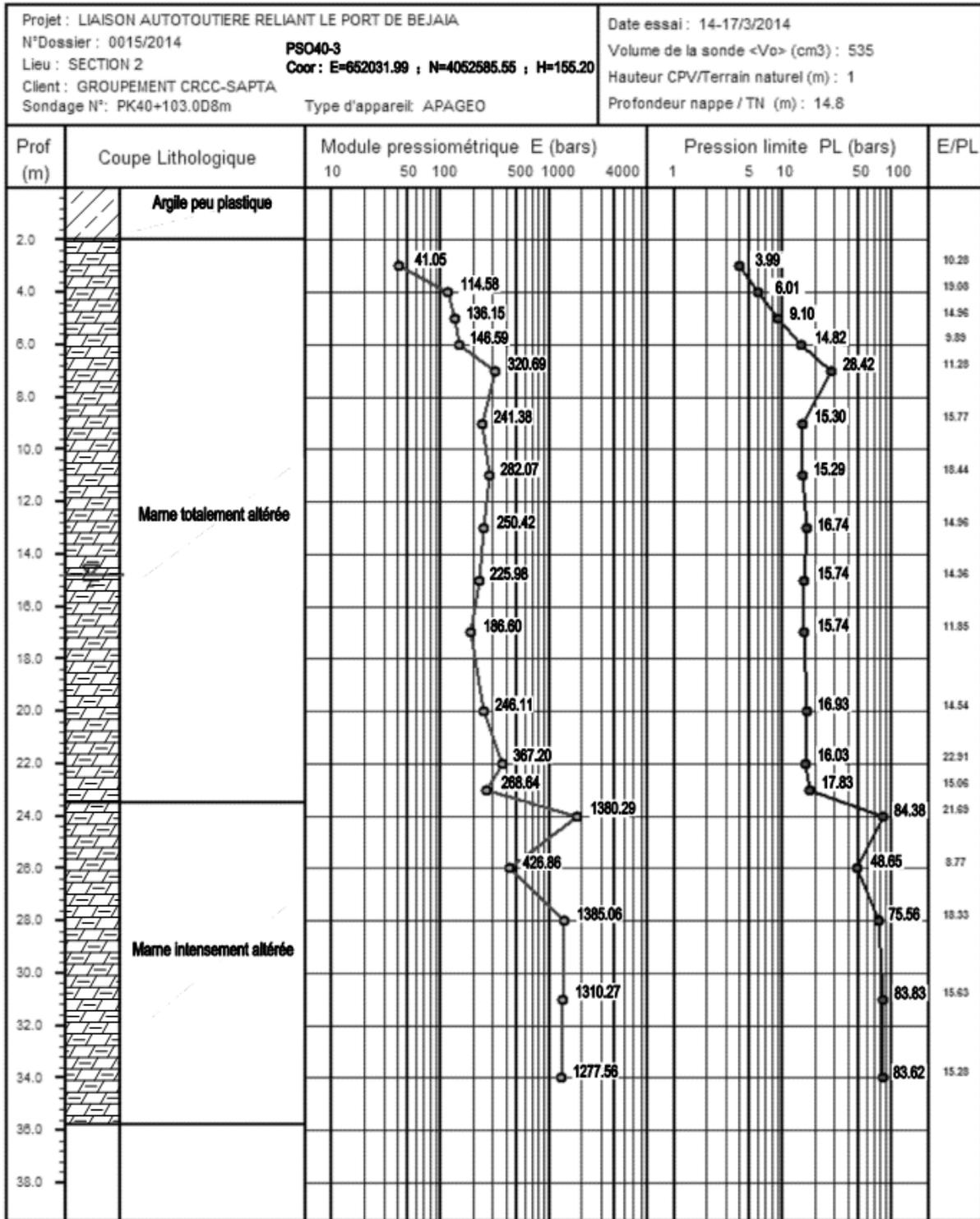
Annexe A : résultats des sondages pressiométriques au niveau de la tête nord du tunnel



Annexe A : résultats des sondages pressioélectriques au niveau de la tête nord du tunnel



Annexe A : résultats des sondages pressioélectriques au niveau de la tête nord du tunnel



Annexe A : résultats des sondages pressioélectriques au niveau de la tête nord du tunnel

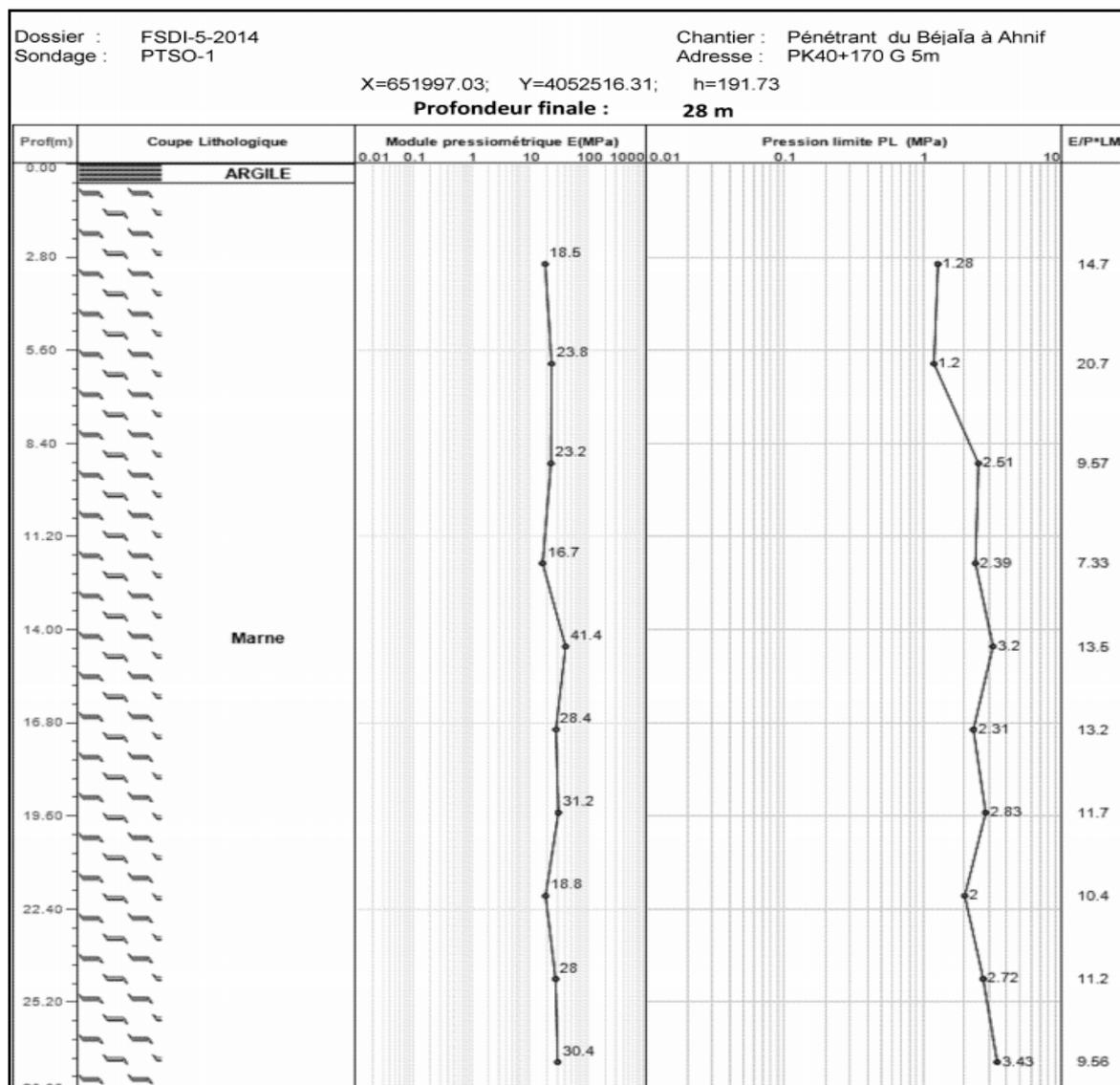
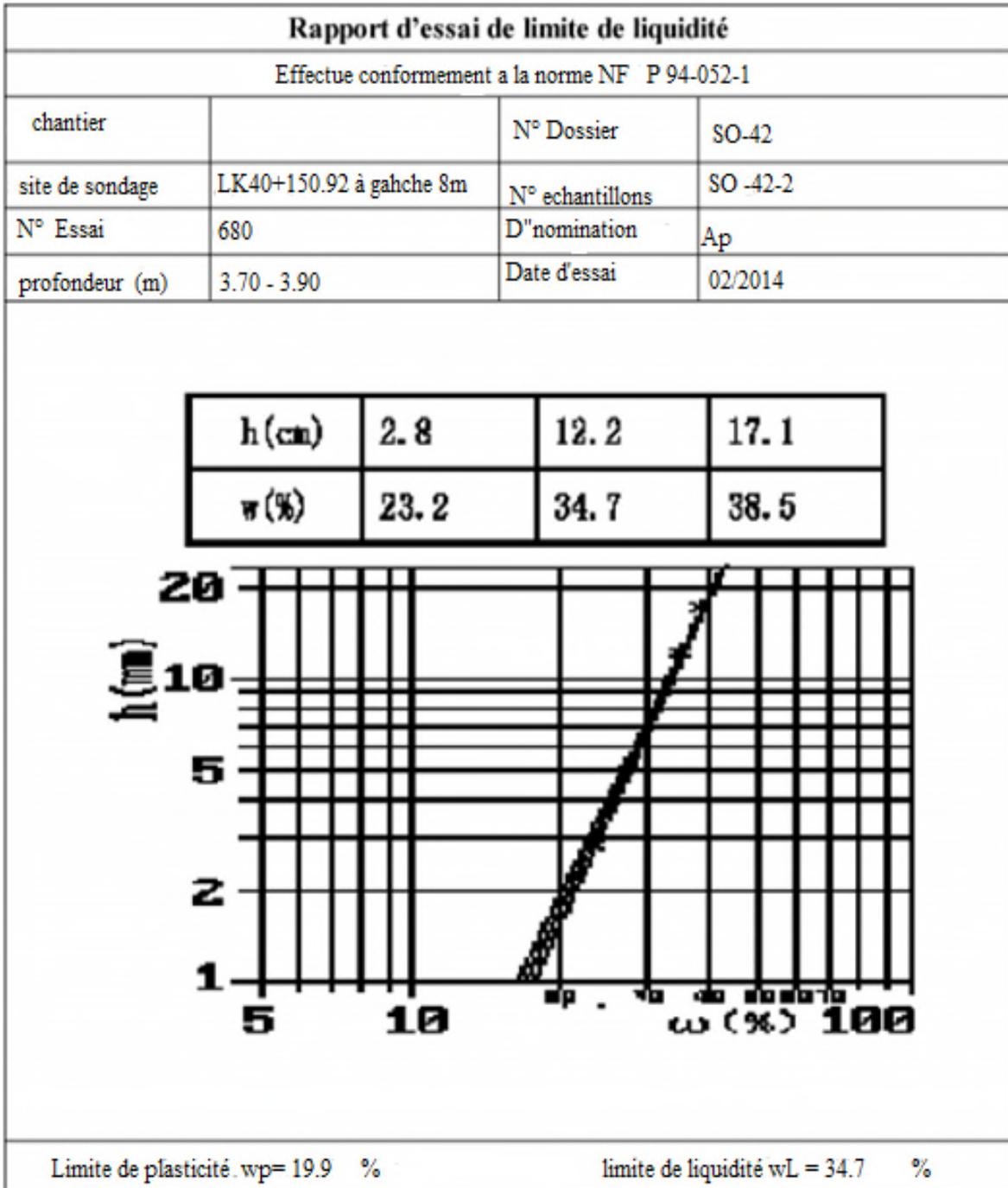


Tableau I : Paramètres des sols et roches

N° Couche	Nom géographique	ρ (g/cm ³)	C(kPa)	Φ (°)	C'(kPa)	Φ' (°)	q_b (kPa)	E_d (GPa)	ν
1-1	Argile peu plastique	$\rho=1.95$	20	22	27.8	20.5	40	0.1	0.35
2-1	Marne totalement altérée	$\rho=2.16$	45	23	35	23	120	0.54	0.35
2-2 talus frontal	Marne intensément altérée	$\rho=2.20$	70	24	65	23.5	180	0.79	0.32
2-2 tube	Marne intensément altérée	$\rho=2.20$	80	24	85	22	180	0.79	0.32
2-3	Marne faiblement altérée	$\rho=2.60$	-	-	160	28	220	2.00	0.30

Anexe B

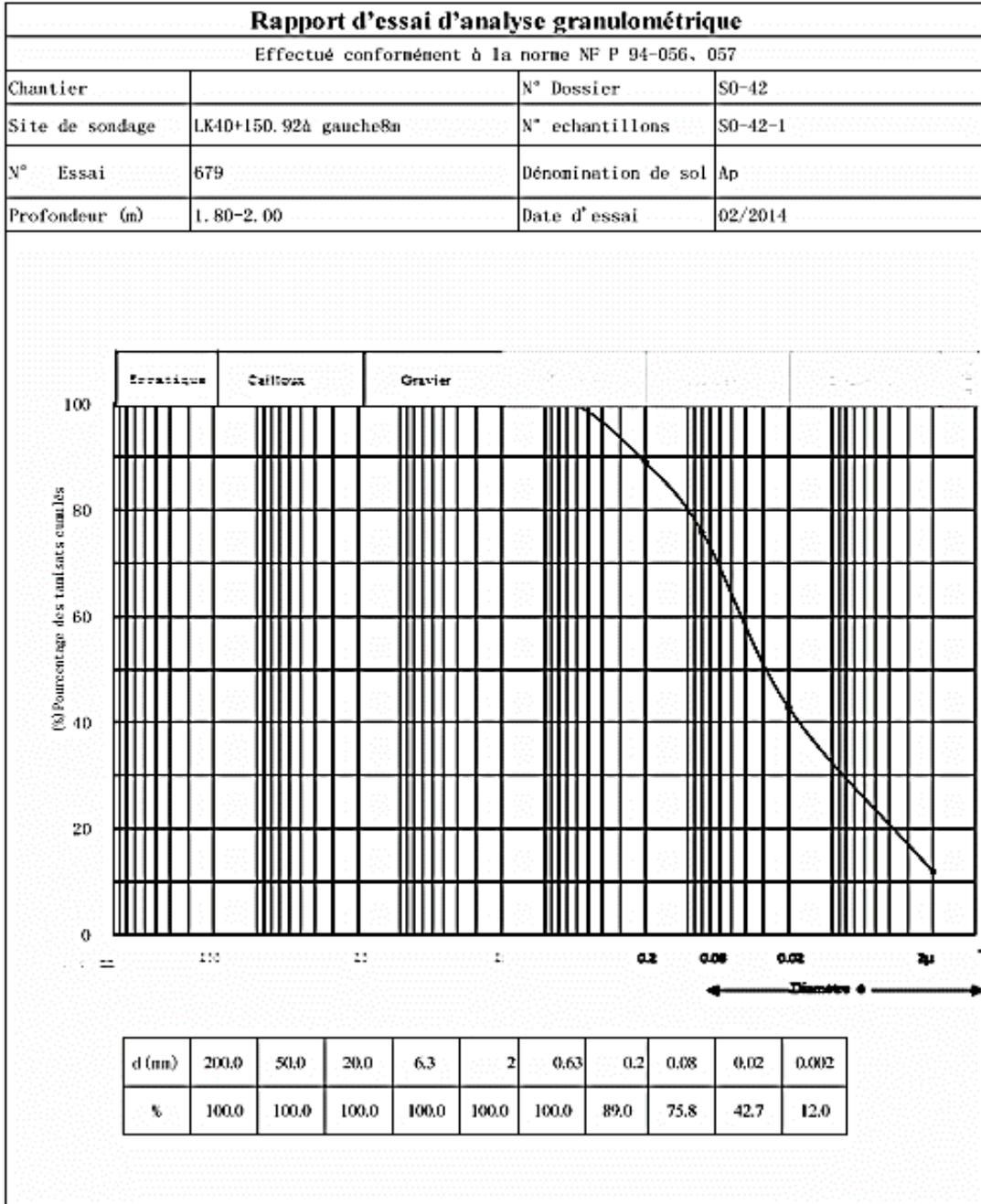
Annexe C



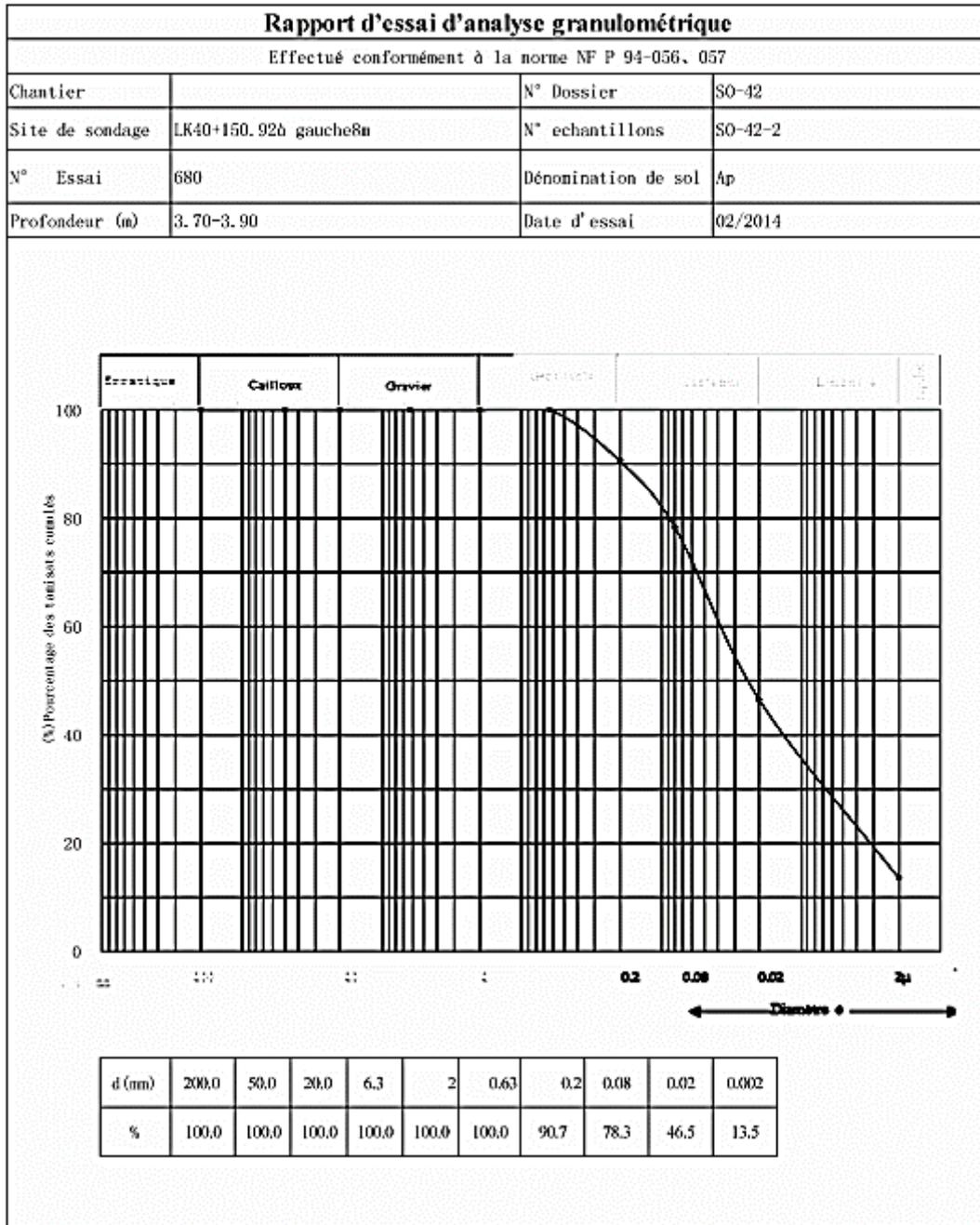
Rapport d'essai de limite de liquidité			
Effectue conformément a la norme NF P 94-052-1			
chantier		N° Dossier	SO- 38
site de sondage	PK40+150.92 à gauche 8m	N° echantillons	SO -38-1
N° Essai	661	D"nomination	Ap
profondeur (m)	1.0-1.2	Date d'essai	01/2014

h (cm)	3. 7	12. 4	21. 2
w (%)	22. 8	32. 2	36. 7

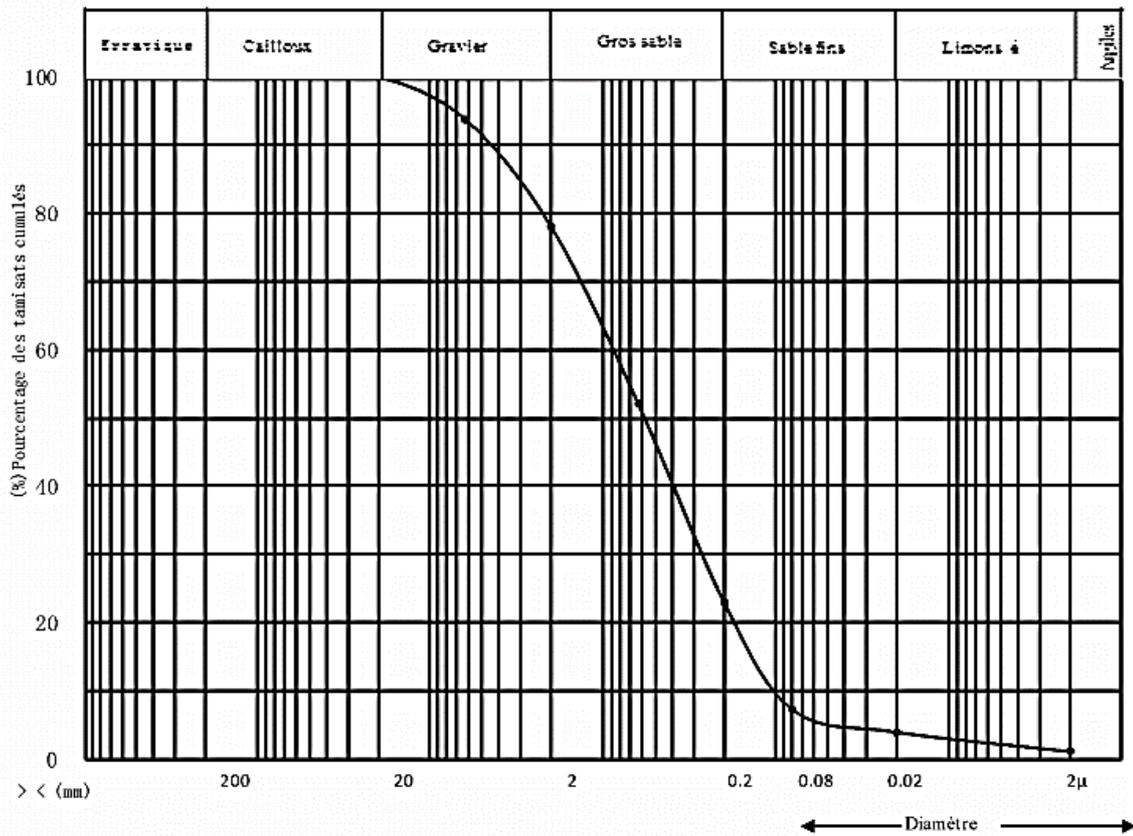
Limite de plasticité. $w_p = 19.9$ % limite de liquidité $w_L = 34.7$ %



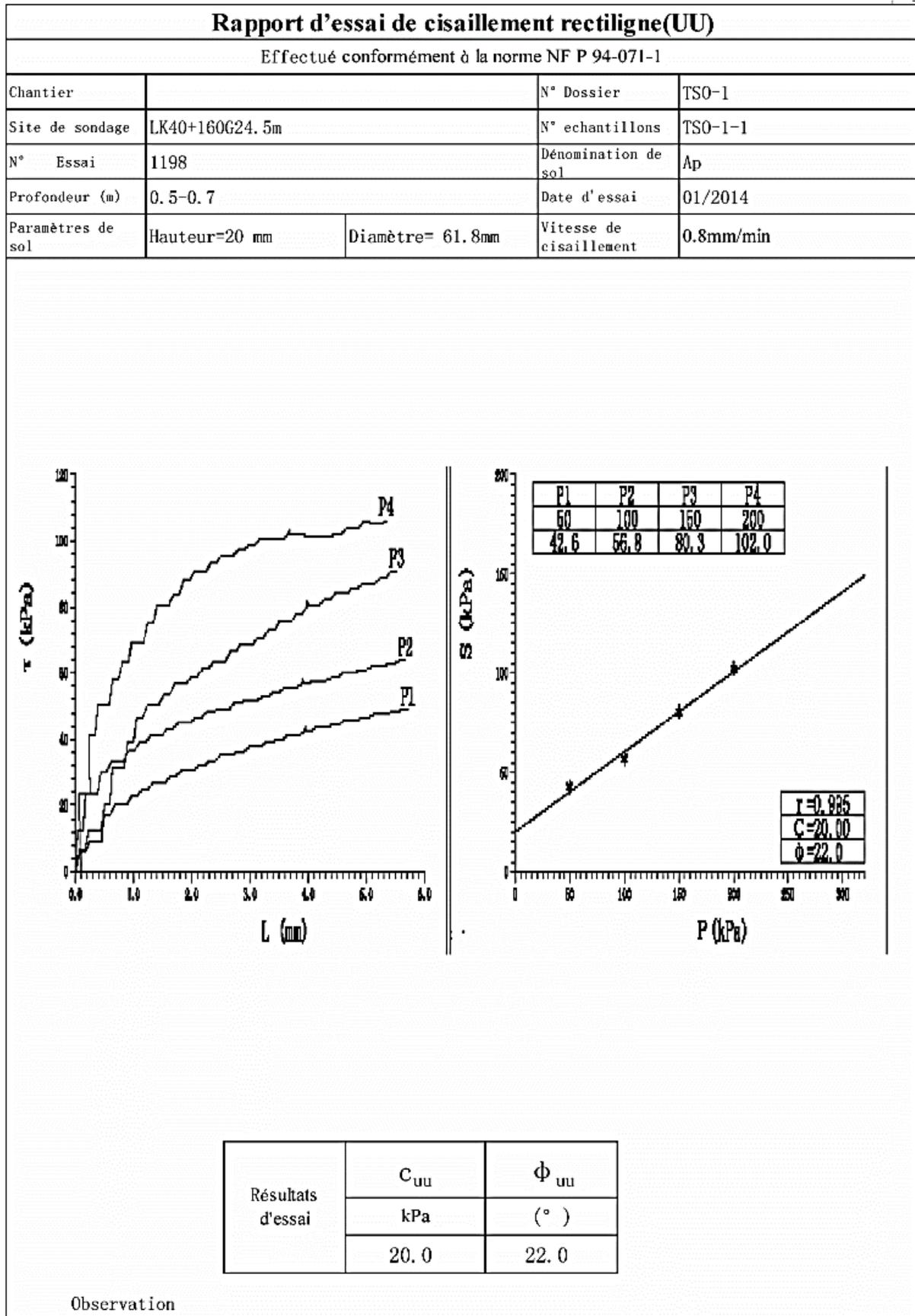
Annexe C : Résultats des essais de laboratoires

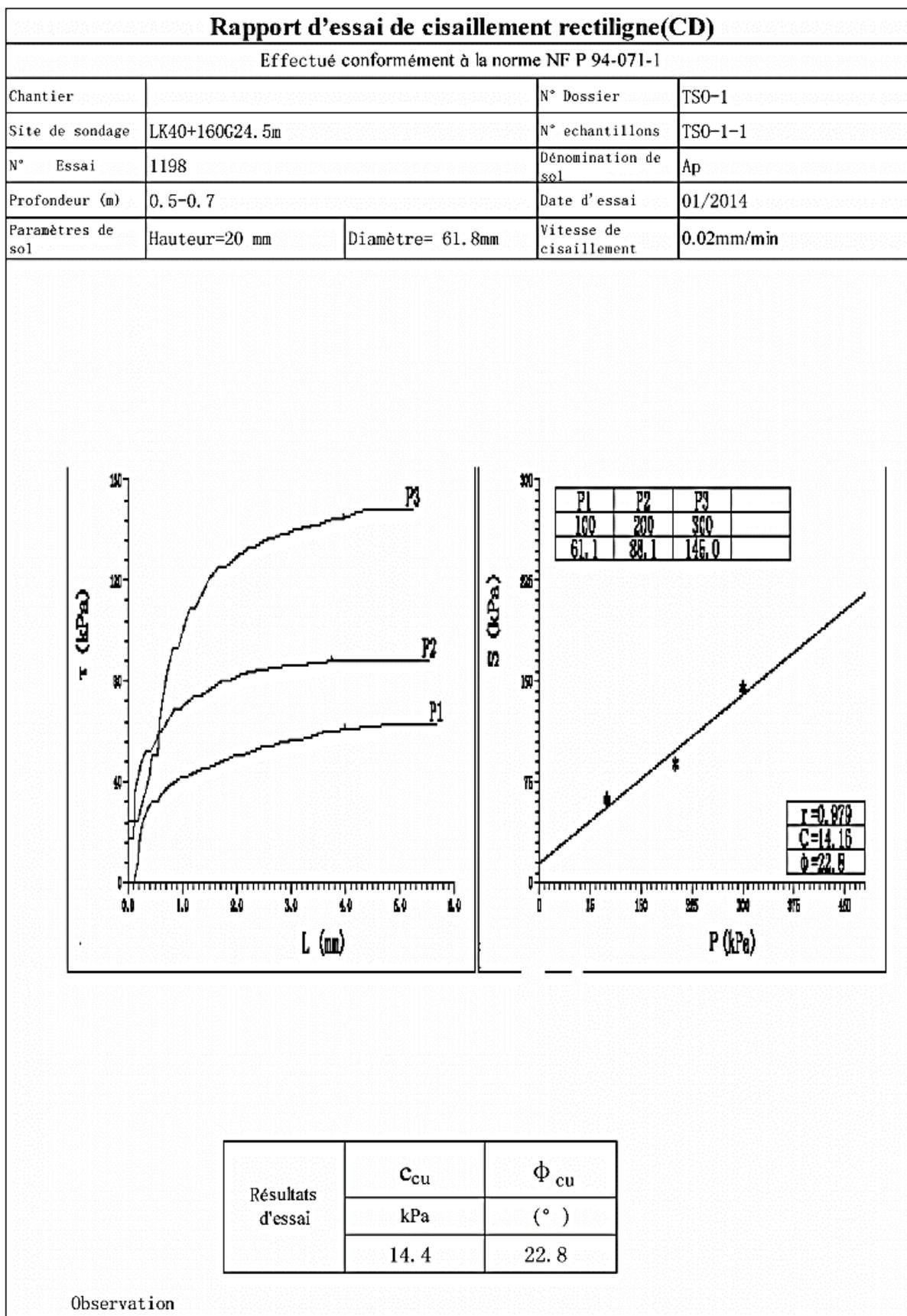


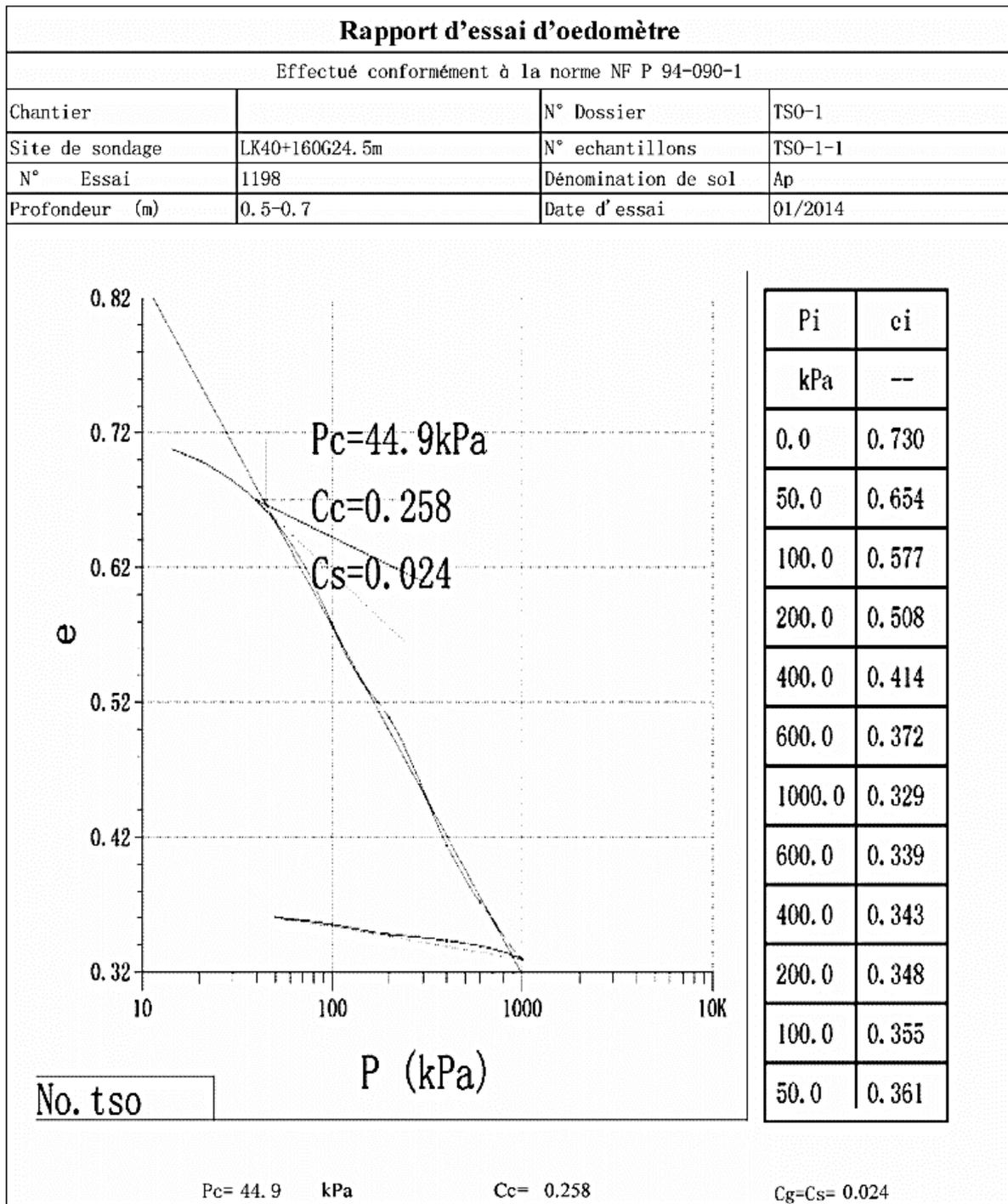
Rapport d'essai d'analyse granulométrique			
Effectué conformément à la norme NF P 94-056, 057			
Chantier		N° Dossier	S0-38
Site de sondage	PK40+150.92à droite8m	N° echantillons	S0-38-1
N° Essai	661	Dénomination de sol	Ap
Profondeur (m)	1.0-1.2	Date d'essai	01/2014



d (mm)	200.0	50.0	20.0	6.3	2	0.63	0.2	0.08	0.02	0.002
%	100.0	100.0	100.0	93.8	78.0	52.2	23.0	7.2	3.9	1.1







Annexe D



Figure D.1. La tête nord du tunnel de Sidi-Aich.



Figure D.2. Les deux tubes (est ouest) de la tête nord du tunnel.

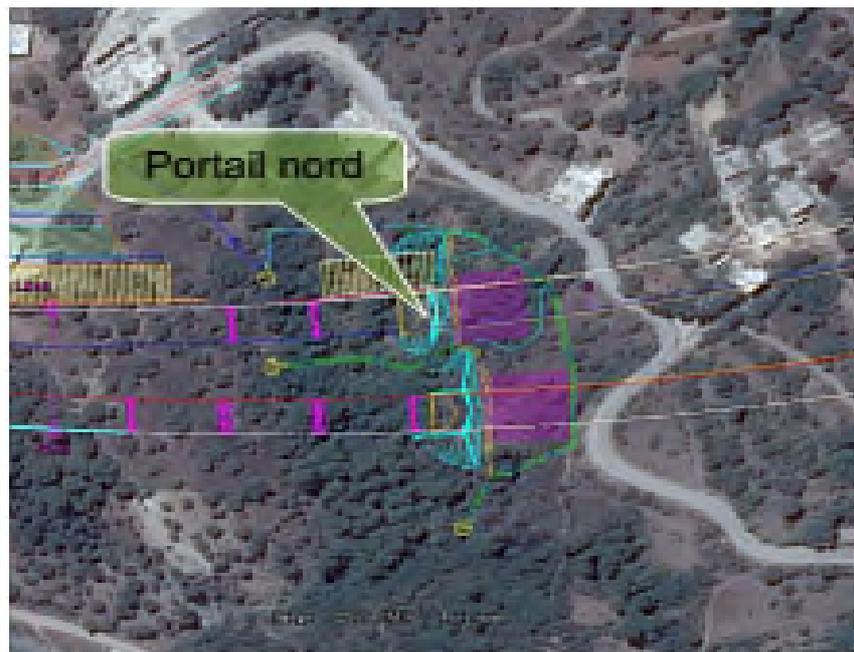


Figure D.3. Topographie et géomorphologie du portail nord.



Figure. D. Après creusement de la tête nord du tunnel.