

**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche
scientifique**

Université Blida 1

Faculté de Technologie

Département de génie civil



MEMOIRE DE MASTER

Spécialité: Géotechnique

Thème :

**ÉTUDE DE LA STABILITÉ D'UN GLISSEMENT DE TERRAIN AU
NIVEAU DU CONTOURNEMENT NORD DE LA VILLE DE MÉDÉA AU
PK4+100**

Par

CHAHINE BRINIS ET AHMED HAMIDI

Devant le jury composé de :

Amar BOUZID

U. Saad Dahleb-Blida

President

Naouel AOUALI

U. Saad Dahleb-Blida

Examinatrice

Ilhem TOUMI

U. Saad Dahleb-Blida

Promotrice

Blida, Septembre 2022

ملخص

الانهيارات الأرضية هي ظاهرة طبيعية يمكن أن تكون كبيرة الحجم وتسبب أضرارًا جسيمة في بعض الحالات، يمكن أن تسبب خسائر في الأرواح. يهدف عمل هذه الرسالة إلى دراسة استقرار التضاريس على مستوى الالتفافية الشمالية لمدينة المدية . يتم تحليل هذا الانزلاق بواسطة برنامج نمذجة (شريحة أو بلاكسيس) من أجل تجسيد أسطح التمزقات PK4 + 100 المحتملة.

من هذا التحليل، نحدد حل التعزيز المعتمد بناء على دراسة فنية واقتصادية.

Résumé

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent être de grandes ampleurs et provoquer des dégâts considérables. Dans certains cas, ils peuvent causer des pertes en vie humaines.

Le travail de ce mémoire a pour objectif d'étudier la stabilité d'un terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa au PK4+100.

L'analyse de ce glissement est menée par un logiciel de modélisation (slide ou plaxis) afin de matérialiser les surfaces de ruptures potentielles. A partir de cette analyse, on détermine la solution de confortement adoptée basée sur une étude technico-économique.

ABSTRACT

Land movements are natural phenomena, which can be of great magnitude and cause considerable damage. In some cases, they can cause loss of life.

The objective of this work is to study the stability of land at the level of the northern circumvention of the city of Medea at PK4+100.

The analysis of this landslide is carried out by modeling software (slide or plaxis) in order to materialize the surfaces of potential ruptures.

From this analysis, we determine the reinforcement solution adopted based on a technical and economic study.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier en premier lieu, ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la force, la foi, le courage et la volonté afin de réaliser ce mémoire, sans oublier mes très chers parents.

Nous tenons à remercier , **Madame IhemTOUMI** ,chargé de cours au département de génie civil à l'université Blida 1., qui a accepté d'être notre promotrice et qui nous a beaucoup aidé pour la réalisation de notre travail, aussi pour son grand et total soutien, son suivi et ses conseils précieuses durant notre projet et pour toute sa confiance qu'elle nous a témoigné aussi ; merci beaucoup Madame

Mes grands remerciements vont aussi pour les autres membres de jury qui m'ont honoré d'avoir accepté et consacré leur temps pour examiner notre travail.

Je remercie aussi tous les membres de notre famille, notamment nos parents qui nous en soutenu tout au long de ces longues années. On saurait dire si on aurait pu finir un jour nos études sans leur aide précieuse et leur soutien moral.

Enfin, on remercie tous ceux ou celles qui nous en donné leur soutien et leur amitié tout au long de ce travail ; qu'ils trouvent ici l'expression de nos remerciements les plus sincères.

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement Source: www.Prim.net.....	17
Figure I.2: glissement de terrain [2].....	18
Figure I.3: glissement de terrain (2014 à Ain el hammam).....	18
Figure I.4 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètre [2].....	19
Figure 1.5 : Le phénomène du fluage. [2].....	20
Figure I.6: Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines. Source: www. Prim.net.....	21
Figure I.7 : Éboulement on chute de pierre à hauteur du tunnel éponyme sur le RN26 reliant Bejaia à Sétif. [5].....	22
Figure I.8: Schéma qui illustre une coulée de boue Source: www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan.....	23
Figure I.9: Les coulées boueuses (www.encyclopedie.com) (Illilten en mai 2012 Tizi-Ouzou).....	23
Figure I.10: Glissements rotationnel(A) et translationnel (B)(Modifié d'après Varnes, 1978[9].....	25
Figure. 1.11 Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacementVARNES, [9].....	25
Figure I.12 :Équilibre d'une tranche de sol (Fellenius) [21].....	30
Figure I. 1: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié)[21].....	32
Figure I .14 Effet de pieu sur le terrain [25].....	37
Figure I.15 :Les différents types des pieux	38
Figure I.16 : Pieux en bois [26].....	39
Figure I.17 : Pieux battus (a : en profilé H ou I, b : palplanche et c: tubulaires) [26].....	39
Figure I.18 type de palplanche.....	40

Figure II.1 : Vue satellite du tracé en Google Earth.....	45
Figure II.2 : Masse en mouvement.....	46
Figure II.3 : Fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant ainsi des pressions interstitielles nuisible à la stabilité générale.....	47
Figure II.4 : Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses Escarpement en tête de talus de déblai.....	47
Figure II.5 : Vue générale du glissement.....	48
Figure II.6 : carte de zonage sismique de l'Algérie.....	49
Figure II.7 : Echantillon prélevé du sondage SC01, une profondeur de 10,5 à 18 m	51
Figure II.8 Echantillon prélevé du sondage SC02, une profondeur de 6 à 12 m.	52
Figure II.9 : Coupe lithologique du Sondage carotté SC 01.....	53
Figure II.10 : Coupe lithologique du Sondage carotté SC 02	54
Figure II.11 : Profil géologique du terrain	55
Figure II.12 : Coupe lithologique générale.....	67
Figure III.1 : Fenêtre principale du programme de calcul.....	77
Figure III.2: Forme général d'un talus.....	81
Figure III.3 : La géométrie du profil du talus choisie (d'après le levé topographique, voir annexe 2).....	81
Figure III.4: Profil du model du talus et surcharge de route.....	83
Figure III.5 : Fenêtre général de couche sable.....	83
Figure III.6 : Les paramètres de couche sable.....	84
Figure III.7 : Interface de couche sable.....	84
Figure III.8 : fenêtre générale de couche d'argile.....	85
Figure III.9 : Les paramètres de couche d'argile.....	85
Figure III.10 : Les paramètres de couche d'argile.....	86
Figure III.11 : Les paramètres de l'ouvrage.....	86
Figure III.12 : Niveau de la nappe.....	87
Figure III.13 : Les pressions interstitielles.....	87
Figure III.14: Les paramètres K0 de chaque couche.....	88
Figure III.15 : Les contraintes effectives.....	88
Figure III.16 : Fenêtre générale des calculs.....	89
Figure III.17 : Phase 1(définir l'ouvrage).....	89
Figure III.18 : Présentation du maillage.....	89
Figure III.19 : Cercle de glissement.....	90

Figure III.20: Déplacement horizontal.....	90
Figure III.21 : Déplacement vertical.....	91
Figure III.22 : Facteur de sécurité 1,409.....	91
Figure IV.1 : Paramètre du pieu de 0,8 m de diamètre.....	94
Figure IV.2 : Facteur de sécurité =1,423 pour un pieu de B=0,8 m et D=10m (sans tirant d'ancrage).....	94
Figure IV.3 : Facteur de sécurité =1,507 pour un pieu de B=0,8 m et D=10m (avec tirant d'ancrage par un scellement).....	95
Figure IV.4: Facteur de sécurité =1,439 pour un pieu de B=0,8 m et D=12m (sans tirant d'ancrage).....	95
Figure IV.5 : Facteur de sécurité =1,538 pour un pieu de B=0,8 m et D=12m (avec tirant d'ancrage par un scellement).....	96
Figure IV.6 : Paramètre pieu de 1m de diamètre.....	96
Figure IV.7 : Facteur de sécurité =1,423 pour un pieu de B=1 m et D=10m (sans tirant d'ancrage).....	97
Figure IV.8 : Facteur de sécurité =1,507 pour un pieu de B=1 m et D=10m (avec tirant d'ancrage par un scellement).....	97
Figure IV.9 : Facteur de sécurité =1,439 pour un pieu de B=1 m et D=12m (sans tirant d'ancrage).....	98
Figure IV.10 : Facteur de sécurité = 1,541 pour un pieu de B=1 m et D=12m (avec tirant d'ancrage par un scellement).....	98
Figure IV.11 : Paramètre de pieu de 1,2 m de diamètre.....	99
Figure IV.12 : Facteur de sécurité = 1,423 pour un pieu de B=1,2 m et D=10m (sans tirant d'ancrage).....	99
Figure IV.13 : Facteur de sécurité = 1,507 pour un pieu de B=1,2 m et D=10m (avec tirant d'ancrage par un scellement).....	100
Figure IV.14 : Facteur de sécurité = 1,439 pour un pieu de B=1,2 m et D=12m (sans tirant d'ancrage).....	100
Figure IV.15 : Facteur de sécurité = 1,542pour un pieu de B=1,2 m et D=12m (avec tirant d'ancrage par un scellement).....	101
Figure IV.16 :a) paramètre de tirant d'ancrage b) paramètres scellement.....	101.
Figure IV.17 : Profil palplanches par le logiciel Geo5.....	103
Figure IV.18 : Paramètre de la palplanche.....	103

Figure IV.19 : Facteur de sécurité = 1,423 pour un rideau de palplanche de D=10m (sans tirant d'ancrage).....	104
Figure IV.20 : Facteur de sécurité = 1,437 pour un rideau de palplanche de D=12m (sans tirant d'ancrage).....	104
Figure IV.21: Facteur de sécurité = 1,920 pour un rideau de palplanche de D=10m (avec tirant d'ancrage).....	105
Figure IV.22 : Facteur de sécurité =1,705 pour un rideau de palplanche de D=12m (avec tirant d'ancrage).....	105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.....	26
Tableau 1.2 : Les techniques de stabilisation [21].....	41
Tableau II.1 : mesures piézométriques.....	56
Tableau II.2 : Les caractéristiques physiques	56
Tableau II.3 : Les limites d'Atterberg.....	57
Tableau II.4 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 µm) [24].....	58
Tableau II.5: Représentation du résultat de classification du sol.....	59
Tableau II.6 : les paramètres de résistance.....	60
Tableau II.7 : les données de l'essai triaxiaux de type UU.....	60
Tableau II.8: Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.....	64
Tableau II.9 : Récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.....	66
Tableau III.1 : La géométrie des talus (Voir Annexe 2).	80
Tableau III.2 : Les coordonnées de la géométrie du talus.....	82
Tableau IV.1 : Résumé de tous les résultats proposés avec les facteurs de sécurité.....	102
Tableau IV.2 : Résumé tous les résultats que nous avons obtenus pour la solution avec les rideaux de palplanche.....	106
Tableau IV.3 : Récapitulatifs des deux meilleures solutions.....	106

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone sismique (% de g)

C : Cohésion (kPa)

C' : Cohésion effective (kPa)

CU : Cohésion non drainée (kPa)

Fs : Facteur de sécurité

H : La hauteur de chute du mouton (m)

M : La masse du mouton (Kg)

P : Le poids des tiges (Kg)

q : La surcharge routière (kPa)

Rp : La résistance en Pointe du pénétromètre (bar)

S : Surface (m²)

Sr: Degré de saturation (%)

U : Pression interstitielle

W: Poids propre (kN/ml)

Z : La profondeur (m)

α : Inclinaison de la force normale par rapport à la verticale

β : L'angle du talus(°)

γ : Poids volumique (kN/m³)

γ' : Poids volumique déjaugé (kN/m³)

γ_d : Poids volumique sec (kN/m³)

γ_h : Poids volumique humide (kN/m³)

γ_{sat} : Poids volumique saturé (kN/m³)

ω_a : L'angle de dilatance(°)

ρ_d : Masse Volumique (Kg /m³)

σ' : Contrainte normale effective (kPa)

τ : Contrainte de cisaillement

τ_{max} : Résistance au cisaillement maximal

ϕ : L'angle de frottement interne (°)

ϕ' : L'angle de frottement interne effective (°)

EM : Module préssiométrique

ϕ_u : L'angle de frottement interne non drainé(°)

CD : Consolidé drainé

PDL : Pénétration dynamique lourds

RPA : Règlement parasismique Algérien

SC : Sondages carott

TABLE DES MATIERES

RESUMÉ	
ABSTRACT	
REMERCIEMENTS	
LISTE DES FIGURES	
LISTE DES TABLEAUX	
LISTE DES SYMBOLES	
INTRODUCTION GENERALE.....	14
Chapitre I : Recherche bibliographique des généralités sur les mouvements de terrain	
I.1. Introduction	16
I.2. Généralités sur les mouvements de terrain.....	16
I.2.1. Définition	16
I.2.2. Les principaux types de mouvements de terrain.....	16
I.3 Le processus de glissement.....	23
I.3.1 Les type de glissement de terrain.....	24
I.3.2.La classification du glissement de terrain.....	25
I.3.3 Causes des glissements de terrain	26
I.3.4. Dynamique de mouvement et l'évolution de glissement	28
I.4 Les méthodes de calculs des coefficients de sécurités et les méthodes de stabilité des talus	29
I.4.1 le coefficient de sécurité	29
I.4.2Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire.....	30
I.4.3. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) [19].....	30
I.4.4Méthode de Fellenius (1927) [21].....	30
I.4.5. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) [21].....	32
I.4.6 Méthodes numériques d'étude de la stabilité (contraintes déformations)....	32
I.4.7 Techniques de stabilisation [22].....	35
I.5 conclusion	43
Chapitre II : Présentation du projet	
II.1. Introduction	45

II.2. Situation du site	45
II.3.Zone de glissement à conforter	46
II.4. Dimensions du glissement.....	46
II.5.Sismicité de la région.....	48
II.6. Reconnaissance géotechnique	49
II.6.1. Les essais in situ	50
II.7. Interprétation de la reconnaissance in situ et essais en laboratoire	51
II.7.1. Les essais in situ.....	51
II.7.2. Essais de laboratoire.....	56
II.8. Homogénéité : Couche d'argile peu plastique.....	61
II.8.1. Homogénéité des poids volumique γ	61
II.9. Homogénéité : Couche d'argile tresplastique	63
II.9.1 Homogénéité des poids volumique γ	63
II.10. Homogénéité des caractéristiques mécaniques nos drainés , C_u	64
II.10.1. Angle de frottement no drainé ϕ_u	64
II.10.2. La Cohésion no drainé C_u	64
II.11.Homogénéité des couches d'argiles	64
II.11.1 Homogénéité de ϕ_u et C_u	64
II.11.2.Homogénéité de ϕ' ; C'	65
II.11.3. Homogénéité Teneur en eaux $\omega(\%)$	65
II.11.4.Poids volumique sec γ_d	65
II.11.5.Poids volumique humide γ_h	66
II.11.6. Homogénéité de degré de saturation S_r (%)	66
II.11.7.Calcul du poid volumique saturé (γ_{sat})et le poid volumique déjaugé (γ') .66	
II.12 CONCLUSION.....	67

Chapitre III : Etude de la stabilité du terrain avec le logiciel Plaxis

III.1. Introduction.....	70
III.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D	70
III.3. Présentation du code de calcul PLAXIS 2D.....	70

III.3.1. La démarche de modélisation avec PLAISE.....	70
III.3.2. Lois de comportement dans PLAXIS	73
III.3.3. Les types de comportement des matériaux (Material type)	75
III.4. Calculs.....	76
III.4.1. Le programme de calcul.....	77
III.4.2. Types de calculs.....	78
III.5. Présentation des résultats	80
III.6. Analyse du talus à conforter.....	83
III.7. Conclusion.....	92
Chapitre IV Les solutions de confortements	
IV.1 Introduction.....	94
IV.2.1ère solution : pieu sécant avec tirant d'ancrage.....	94
IV.3. 2ème solution : Rideaux de palplanches avec tirant d'ancrage	103
IV.4. Conclusion.....	107
Conclusion générale	108
REFERENCES.....	
LES ANNEXES	
Annexe 1 : rapport géotechnique.....	111

Les sols et les sous-sols instables sont des dangers naturels qui menacent la vie. Parmi les instabilités du sol ; les mouvements de terrain qui se rencontrent fréquemment dans la construction des routes et des ouvrages. En outre certaines pentes naturelles sont ou peuvent devenir instables.

Les origines de la perte de stabilité des pentes naturelles, artificielles, sont très diverses. La mise en mouvement de pentes naturelles (lente ou brutale) peut provoquer des dommages importants aux ouvrages et aux constructions, avec un impact économique non négligeable, et parfois causer des victimes humaines. L'étude d'une pente comporte, outre la reconnaissance du site et le choix des caractéristiques mécaniques des sols, un calcul de stabilité pour déterminer d'une part la courbe de rupture le long de laquelle le risque de glissement est le plus élevé, d'autre part la valeur correspondante au coefficient de sécurité. Sachant que les mouvements de terrain sont variés, par leur nature et par leur dimension. Les problèmes de stabilité des pentes sont rencontrés généralement dans la réalisation des routes, les digues des barrages et les pentes naturelles [1].

Notre travail consiste à l'analyse et l'étude de la stabilité d'un glissement de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa au PK4+100. L'objectif principal est d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur le plan technique. Pour atteindre cet objectif, nous avons organisé notre mémoire en quatre (04) chapitres :

Le premier chapitre est dédié à une étude bibliographique sur les différents mouvements de terrain, particulièrement les glissements de terrain (leurs propriétés, leurs types et leurs différentes causes..) ainsi que les différentes techniques de stabilisations.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation du site ainsi que l'interprétation des caractéristiques géotechniques, une synthèse détaillée sur les couches, ainsi que le profil géotechnique finale proposée pour le sol étudié.

Le troisième chapitre contient l'étude de la stabilité du terrain avec un logiciel de modélisation (Plaxis), afin de déterminer les surfaces de ruptures et les coefficients de sécurités.

Le quatrième chapitre est dédié à la solution proposé de confortement du talus, une étude paramétrique a été menée dans ce chapitre. Et enfin une comparaison entre les solutions proposée pour pouvoir choisir la meilleure solution (vis-à-vis l'économie et la sécurité).

En fin, une conclusion générale qui va résumer les principaux résultats issus de ce mémoire.

Chapitre I

Etude bibliographique

I.1. Introduction

Parmi les contraintes rencontrées dans le choix de terrain qui va servir comme assiette pour des constructions, on trouve les glissements de terrains qui sont à l'origine de la déstabilisation du sol et même les constructions avoisinantes, l'ignorance de ce phénomène naturel ou sa négligence peut causer des pertes humaines et matérielles. Du fait de parler des pertes humaines, ceci veut dire que c'est impardonnable qu'un ingénieur ignore ce phénomène naturel et c'est un crime de le négliger dans le choix du sol qui servira comme assiette pour les différentes constructions.

Dans ce sens et en relation au sujet de notre projet de maîtrise qui consiste à étudier les soutènements nécessaires au site situé au contournement nord de la ville de Médéa au PK 4+100, nous consacrons ce premier chapitre, à présenter une revue bibliographique des connaissances pratiques ainsi que les méthodes de calcul et les vérifications à satisfaire.

Dans sa structure, le chapitre traite successivement les principaux types de mouvements, le processus de glissement de terrain, les types de soutènement et leurs modes de rupture, et enfin les différentes approches et méthodes de calculs du coefficient de sécurité ainsi que les différents techniques de stabilités des talus.

I.2. Généralités sur les mouvements de terrain

I.2.1. Définition

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses dont les volumes déplacés sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (mm/an) ou très rapides (m/jour).

Ce sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées et/ou de terrain meuble et d'eau, sous l'effet de la gravité.

Ils peuvent se produire sous forme de processus brutaux (chute de pierres, de blocs, éboulement, écroulement, glissement soudain, coulée boueuse, effondrement) ou lents et progressifs (fluage, glissement lent)[2].

I.2.2. Les principaux types de mouvements de terrain

Le mouvement de terrain a pour caractéristique d'être difficilement prévisible et constitue un danger pour la vie humaine en raison de son intensité, de la soudaineté et du caractère dynamique de son déclenchement.

Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués [3] :

I.2.2.1. Les mouvements lents et continus

Ils entraînent une déformation progressive des terrains qui ne sont pas toujours perceptibles par l'homme. Il s'agit des affaissements, des tassements, des glissements, de la solifluxion, du retrait-gonflement et du fauchage.

➤ Retrait et gonflement

Le phénomène de retrait-gonflement se manifeste dans les sols argileux et il est lié aux variations en eau du terrain. Lors des périodes de sécheresse, le manque d'eau entraîne un tassement irrégulier du sol en surface : on parle de retrait.

À l'inverse, un nouvel apport d'eau dans ces terrains produit un phénomène de gonflement.

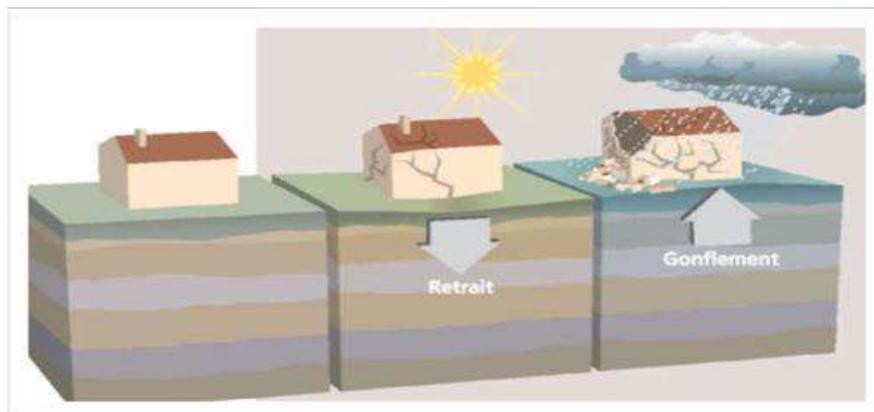


Figure I.1 : Schéma Explicatif des phénomènes : Retrait –Gonflement
Source: [www. Prim.net](http://www.Prim.net).

➤ Les glissements :

Un glissement de terrain correspond à un déplacement d'une masse de terrain meuble ou rocheux le long d'une surface de rupture dite surface de cisaillement.

Cette surface est généralement courbe (glissement circulaire), mais elle peut aussi se développer à la faveur d'une discontinuité préexistante telle qu'un joint de stratification (glissement plan)

Les profondeurs des surfaces de glissement sont très variables de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres, voire la centaine de mètres pour certains glissements de versant.

C'est un phénomène généralement lent, mais (en particulier sur une surface plane liée à une discontinuité) il peut s'accélérer brutalement.

Des indices caractéristiques peuvent être observés dans les glissements de terrains actifs: niches d'arrachement, fissures, bourrelets, arbres basculés, zone de rétention d'eau... (Voir figure I.2)

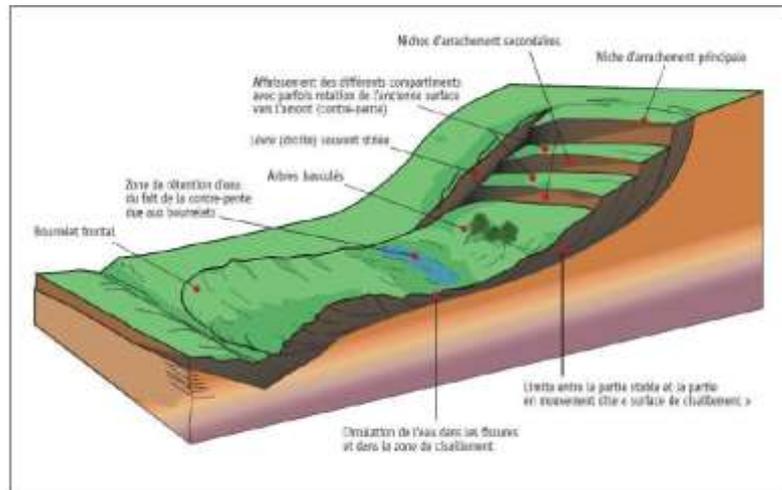


Figure I.2: glissement de terrain [3].



Figure I.3: glissement de terrain (2014 à Ain el hammam).

➤ **Les affaissements :**

L'affaissement est une dépression topographique en forme de cuvette à grand rayon de courbure dû au fléchissement lent et progressif du terrain de couverture avec ou sans fractures ouvertes. Dans certains cas, il peut être le signe annonciateur d'effondrement des bâtiments.

Cet affaissement crée un tassement différentiel sur les fondations qui se traduisent par des fissures plus ou moins importantes et ouvertes, parfois traversantes, allant de la dégradation du ravalement à la ruine des murs porteurs, en passant par le blocage des portes et fenêtres.

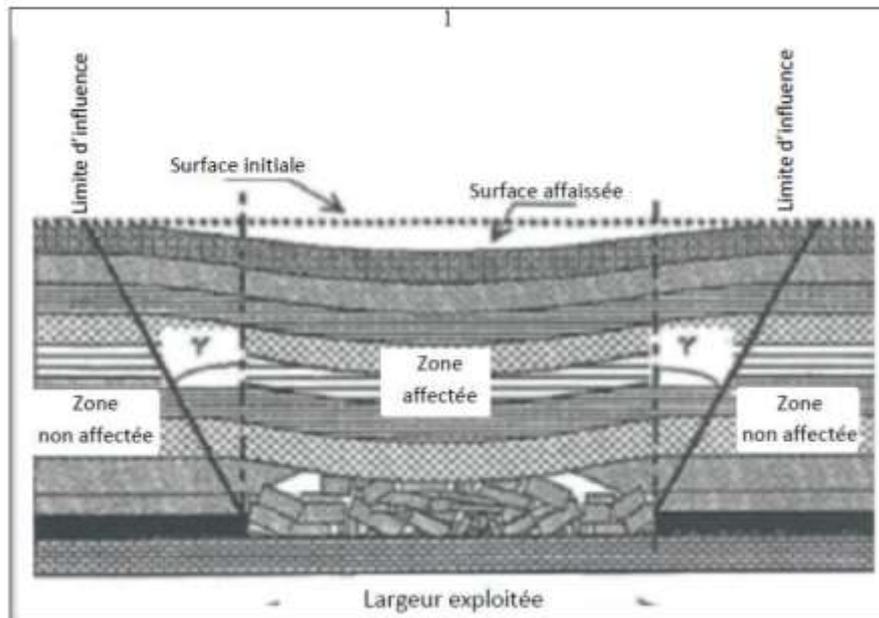


Figure I.4 : Affaissement lié à une exploitation ancienne avec un recouvrement d'une centaine de mètres [3].

➤ **Les tassements :**

Le tassement est une diminution de hauteur de certains sols (vases, tourbes, argiles, etc.), sous l'effet des charges appliquées et de l'assèchement. Ce phénomène peut être de grande extension et affecte des agglomérations entières (Mexico, construite sur des alluvions, s'est tassée de sept mètres depuis le début du siècle par exploitation excessive de la nappe).

➤ **Le fluage**

C'est un mouvement de terrain lent et continu, à vitesse faible, sans surface de rupture nette (sauf au stade ultime, à la rupture du sol) et sans variation apparente de sollicitation mécanique ou hydraulique. Le fluage affecte en général certaines pentes naturelles argileuses.

La figure ci-après montre le mécanisme du phénomène de fluage [3].

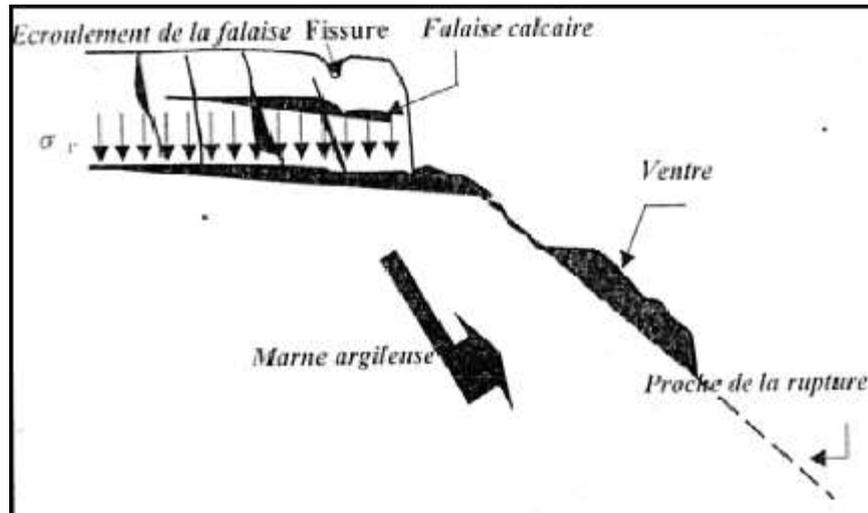


Figure 1.5 : Le phénomène du fluage. [3]

➤ **Le fauchage**

Il s'agit d'un processus de basculement d'une unité sur un pivot situé en dessous ou sur une unité inférieure, sous l'action de la gravité et de forces exercées par des blocs adjacents ou des pressions de fluides. C'est une déformation superficielle traduite en mouvement lent qui affecte des roches stratifiées redressées à la verticale, et entraîne un basculement vers l'aval des couches sur une épaisseur très variable.

Des ruptures brutales se produisent et les matériaux se désagrègent et passent à l'état de rochers disloqués puis d'éboulis. FLAGEOLLET, 1989[4]. Les mouvements de terrains et leur prévention

Le phénomène de fauchage résulte suite à une action conjuguée entre une disposition structurale et une composition lithologique particulière.

I.2.2.2. Les mouvements rapides et discontinus

Ils se propagent de manière brutale et soudaine. Ils regroupent l'effondrement, les chutes de pierres et de blocs, l'éboulement et les coulées boueuses.

Les mouvements rapides touchent majoritairement les personnes, avec des conséquences souvent dramatiques. Ces mouvements ont des incidences sur les infrastructures (bâtiments, voies de communication, etc.), allant de la dégradation à la ruine totale.

➤ **Les effondrements des cavités souterraines**

Ce sont des mouvements gravitaires particuliers, sans composante horizontale. Ils résultent soit d'un fléchissement de la surface, sans rupture visible, soit de la rupture brutale du toit d'une cavité souterraine ancienne ou en cours de développement local dans un sol. La présence des cavités souterraines peut être :

- Soit liées à des mécanismes naturels, comme par exemple
 - ✓ la dissolution de matériaux solubles (calcaire, gypse, sel), c'est le phénomène de **karstification**,
 - ✓ et l'érosion interne dans des sols hétérogènes à granulométrie étalée (entraînement des particules les plus fines par des circulations souterraines), c'est le phénomène de **suffosion**.
- Soit consécutives à des travaux de l'homme, comme les carrières anciennement exploitées puis abandonnées

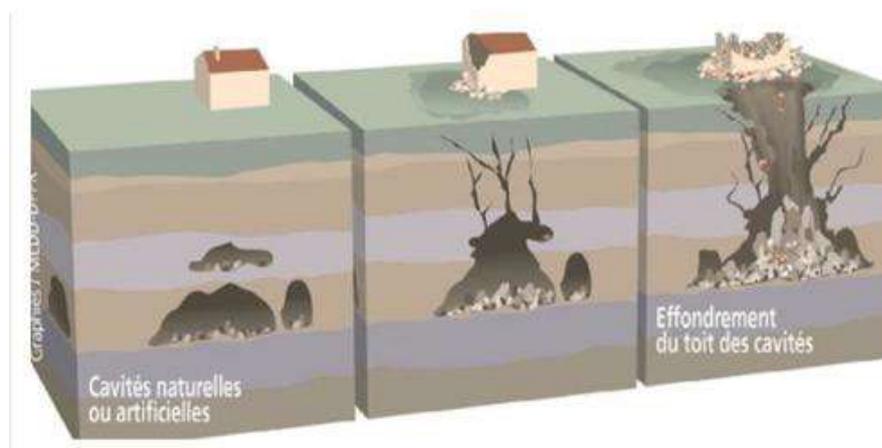


Figure I.6: Schéma Explicatif des phénomènes : Effondrements des cavités souterraines.

Source: [www. Prim.net](http://www.Prim.net).

➤ **L'éboulement, chutes de blocs et de pierres**

Les mouvements, à partir d'une falaise ou d'un escarpement rocheux, sont brutaux et rapides.

Ils peuvent développer leurs effets sur de grandes distances.

Ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaires, grés, roches cristallines, etc.

L'évolution des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres (volume $< 1 \text{ dm}^3$), des chutes de blocs (volume $> 1 \text{ dm}^3$), ou des écroulements en masse (volume pouvant atteindre plusieurs millions de m^3).



Figure I.7 : Éboulement ou chute de pierre à hauteur du tunnel éponyme sur le RN26 reliant Bejaia à Sétif. [5]

➤ **Les coulées de débris, de boues et laves torrentielles**

Lorsque les matériaux meubles d'un versant sont détremés par des pluies abondantes ou la fonte des neiges, le matériau n'adhère plus à la pente et glisse en masse.

Les caractéristiques principales des coulées boueuses sont [6] :

- ✓ Matériel généralement hétérogène emballé dans une matrice fine ;
- ✓ Ecoulement fluide, guidé par les talwegs, sous forme de bouffées successives pouvant durer;
- ✓ Vitesses de propagation généralement élevées ;
- ✓ À partir des zones sources que sont généralement les bassins de réception torrentiels, extension vers l'aval souvent considérable (fréquemment de l'ordre de plusieurs kilomètres, à plusieurs dizaines de kilomètres) sur des pentes faibles ou nulles ;
- ✓ Mobilisation de volumes très importants de matériaux (supérieurs à 10^5 m^3 , de manière courante).

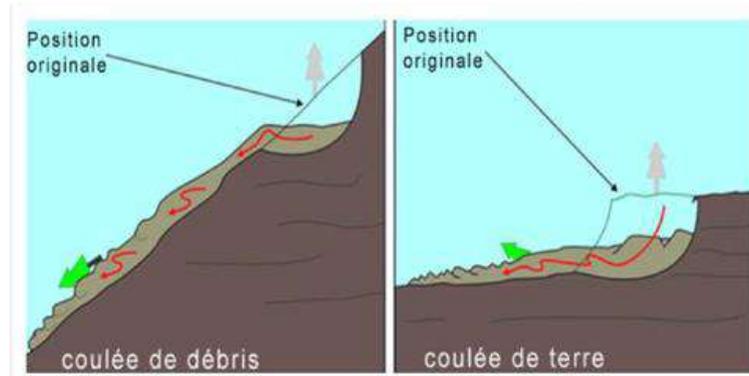


Figure I.8: Schéma qui illustre une coulée de boue - Source: www.atlas.nrcan.gc.ca/auth/francais/nrcan.



Figure I.9: Les coulées boueuses (www.encyclopédie.com) (Illiltén en mai 2012 Tizi-Ouzou).

I.3. Le processus de glissement

On retrouve dans la littérature plusieurs définitions sur les "glissements de terrain " ou "mouvement de masse" dont les plus utilisées sont les suivantes :

- Un glissement de terrain correspond à un : "déplacement d'une masse de terrains meuble ou rocheuse le long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante. Le mouvement est engendré par l'action de la gravité, de forces extérieures (hydrauliques ou sismiques) ou d'une modification des conditions aux limites"[7].

- Un "mouvement de masse" s'exprime comme étant tout évènement qui se manifeste par un déplacement sur une pente d'une masse de sol et/ou de roche sous l'influence directe de la gravité [8].
- Un glissement de terrain est un phénomène géologique regroupant un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol sur un plan de glissement incliné.

Ils résultent le plus souvent d'une rupture par cisaillement à la limite inférieure de la masse en mouvement. Les volumes en jeu sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. L'origine, le déroulement et les effets des mouvements de terrain sont extrêmement hétérogènes. (**Portail de la prévention des risques majeurs en collaboration avec le BRGM et l'INRS**).

Les glissements de terrain peuvent se produire sur des pentes modérées à raide de 10° à 40° degrés et se différencient selon la nature du sol et l'influence de l'eau. Les mouvements de terrain varient par leur vitesse et par leur forme.

I.3.1. Les type de glissement de terrain

Selon la géométrie de la surface de rupture, on peut distinguer trois types principaux de glissements :

I.3.1.1. Glissements plans ou translationnels

Lors de glissements translationnels, quelques horizons de terrain ou un ensemble des couches se déplacent selon une surface de glissement plus ou moins plane.

Les glissements translationnels s'étendent sur des surfaces de taille très variable, allant jusqu'à 30 km². L'épaisseur des masses glissées peut atteindre plusieurs dizaines de mètres.

I.3.1.2. Glissements circulaires ou rotationnels

Lors de glissements rotationnels, la masse se déplace vers l'aval le long d'une surface de rupture circulaire. Habituellement, les glissements de type rotationnel sont de faible volume et le déplacement des matériaux est limité. Ils se produisent principalement dans des terrains meubles homogènes surtout argileux et silteux.

I.3.1.3. Glissements quelconques ou composites

La section verticale de la surface de glissement est de forme irrégulière. Il s'agit souvent d'une combinaison des deux cas précédents.

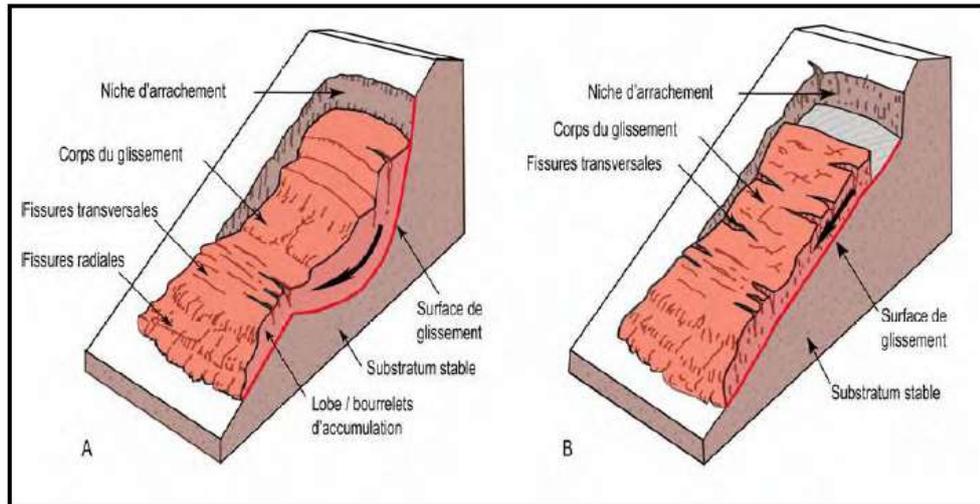


Figure I.10: Glissements rotationnel(A) et translationnel (B)(Modifié d'après Varnes, 1978[9])

I.3.2.La classification du glissement de terrain

Les glissements de terrain peuvent être classés en fonction de la profondeur de leur surface de glissement et de la vitesse moyenne du mouvement.

I.3.2.1. Selon la vitesse

La figure I.11 présente les classifications selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse de glissement à long terme

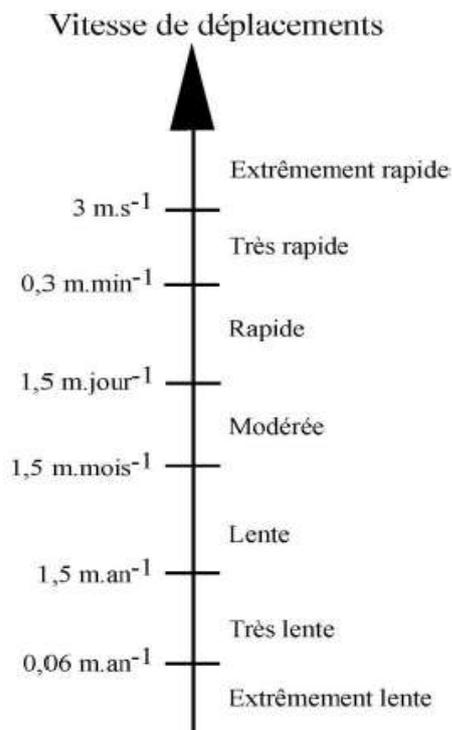


Figure. 1.11 Degré d'activité en fonction des vitesses de déplacement VARNES, [9].

I.3.2.2. Selon la profondeur

Le tableau I.1 présente la classification du glissement de terrain selon la profondeur de la surface de glissement.[10]

Tableau I. 1: Classification selon la profondeur de la surface de glissement.

Glissement	Profondeur de la Surface de glissement
Superficiel	0 – 2m
Semi-profond	2 – 10m
Profond	10 – 30m
Très profond	>30m

I.3.3.Causes des glissements de terrain**I.3.3. 1. Les causes extérieures**

Les mouvements de terrain sont des déplacements (avec ou sans rupture) vers l'aval de masses rocheuses compactes ou désagrégées le passage de l'état de stabilité de la masse de sol à l'état d'instabilité relève de causes nombreuses et variées. On cite : la nature de sol, actions de l'eau, phénomène de l'érosion, les activités humaines. Les principaux facteurs qui sont à l'origine du mouvement et de son évolution sont les suivants :

✓ **La nature de sol** : Un sol meuble et donc présentant peu de cohésion sera par nature instable, un sol présentant des couches discontinues de nature différente aura tendance à glisser. Un sol argileux ou marneux saturé d'eau sera susceptible de glisser vers le bas de la pente (diminution de la résistance du sol).

✓ **Les activités humaines** : La construction d'infrastructures ou de bâtiments en haut de la pente augmente la charge qui pèse sur celle-ci et peut entraîner un glissement, des constructions en bas de la pente peuvent déstabiliser le pied du versant.

La déforestation, l'irrigation qui modifie la teneur en eau du sol, l'urbanisation qui entraîne une imperméabilisation du sol et donc un changement dans l'écoulement des eaux ou dans le profil de la pente sont autant de facteurs pouvant entraîner un glissement de terrain.

✓ **La géologie et géomorphologie** : La lithologie constitue le matériau originel du sol et présente une sensibilité à l'altération différenciée selon sa composition minéralogique, sa structure primaire (schistosité, stratification, taille des grains, etc.) et

secondaire (fissuration par des diaclases ou des failles). La lithologie peut avoir des conséquences hydrologiques importantes, notamment la relation pluie-débit et l'évolution des écoulements en période de crue [11].

✓ **La pente** : Elle est le résultat d'une longue histoire morphologique, sa connaissance est nécessaire pour comprendre le sens de la dynamique actuelle. Le rôle de la pente dans la genèse des mouvements de terrains s'associe avec d'autres facteurs tels que la nature lithologique, la structure et la présence d'eau. La raideur de cette pente joue donc un rôle capital dans la distribution géographique des mouvements de terrains. La topographie exerce une influence très grande sur l'intensité des ruissellements et de l'érosion [12].

✓ **-L'érosion** : Un sol érodé ou mise à nu sans végétation (déboisement, incendie, tempête) sera plus vulnérable aux infiltrations et donc sera plus susceptible de glisser.

✓ **-L'eau** : Lors de fortes pluies ou à la fonte des neiges, l'eau en pénétrant dans le sol exerce une poussée verticale qui peut déstabiliser le terrain. La situation est d'autant plus dangereuse si la quantité d'eau qui pénètre dans la terre est supérieure à celle qui s'en écoule.

✓ **Le climat** : Les mouvements de terrain sont intimement liés à une pluviométrie particulièrement importante. Il est difficile de connaître avec précision le seuil pluviométrique à partir duquel les risques de mouvements sont les plus grands. Une averse brutale de forte intensité mais de durée réduite, exerce le plus souvent un effet érosif par ruissellement, alors qu'une averse de plus longue durée sur un horizon superficiel moyennement perméable provoque un fluage de couches superficielles. Ces mouvements sont déclenchés fréquemment, notamment par des surplus de la pluviométrie. Le facteur climat est souvent assimilé aux variations de la température, le vent, l'eau de surface et souterraines, la pluie, la neige, etc.

✓ **Le séisme** : C'est l'augmentation de pression interstitielle au cours de la propagation des ondes de compression de séisme dans les sols peu compacts saturés donc l'eau ne parvient pas à s'échapper des sols, plus la pression d'eau augmente dans les sols, plus la résistance mécanique des sols diminue et plus la rupture du versant est probable. [13]

I.3.3. 2 Les causes intérieures

Les facteurs qui causent une réduction de la résistance au cisaillement, tels que : [14]

- La diminution de la cohésion de l'argile.

La cohésion n'est pas une caractéristique physique constante ; elle se modifie de nombreux facteurs :

- Les conditions atmosphériques : pluie abondante, période de sécheresse, gel/dégel
- Les modifications de régimes hydrauliques : infiltration d'eau, drainage, variation de la nappe phréatique
- L'augmentation des pressions interstitielles.
- Le gonflement des argiles par l'eau.

I.3.4. Dynamique de mouvement et l'évolution de glissement

La dynamique des mouvements de terrain peut être représentée par une fonction du déplacement par le temps, elle est caractérisée par des phases d'activité où les vitesses de déplacement sont élevées, alternées avec des phases de calme.

Plusieurs auteurs ont proposé l'évolution de glissement citons par exemple K. Terzaghi [15] qui a proposé quatre phases :

✓ La phase de préparation

Dans cette phase, on remarque une absence d'évolution mesurable ou un mouvement de faible amplitude qui peut conduire à une diminution progressive des caractéristiques du terrain.

✓ La phase de rupture (paroxysme)

C'est une période généralement de courte durée pendant laquelle on observe des déplacements importants. La stabilisation du glissement a lieu généralement après cette phase.

✓ La phase d'amortissement (relaxation)

Elle succède immédiatement à la phase de rupture, c'est la phase la plus couramment rencontrée par le géotechnicien car il est amené à intervenir dans cette phase pour stabiliser ou surveiller le phénomène.

✓ La phase de stabilisation

Le versant est stabilisé pour une durée indéterminée.

D'autre part VAUNAT et al." (1994)[16] proposent les quatre phases suivantes :

✓ **Pré rupture**

Ce phénomène a été décrit pour la première fois par Bjerrum (1967)[17], il est connu sous le nom de rupture progressive.

✓ **Rupture**

La vitesse de déplacement dans cette phase est relativement élevée, elle peut atteindre quelques dizaines de mètres en quelques heures. Elle correspond au déplacement d'un massif engendré par une rupture du matériau.

✓ **Post rupture**

Elle succède à la période de rupture, durant cette période les vitesses moyennes de déplacement présentent des pics qui peuvent atteindre plusieurs centimètres par jour.

✓ **Réactivation**

Elle correspond à un déplacement du massif selon une ligne de rupture préexistante formée par un glissement ancien.

I.4. Les méthodes de calculs des coefficients de sécurités et les méthodes de stabilité des talus

I.4.1. Le 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 . Celui-ci est défini comme étant le rapport entre la résistance au cisaillement maximale et la contrainte de cisaillement [18]

$$F_s = \frac{\tau_{\max}}{\tau} \quad (\text{I.1})$$

Avec τ_{\max} c'est la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, définie par :

$$\tau_{\max} = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (\text{I.2})$$

τ désigne la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Si $F_s < 1$: le massif instable

Si $F_s = 1$: le massif est en état d'équilibre limite

Si $F_s > 1$: le milieu est en équilibre et le massif sera stable

I.4.2. Calcul du coefficient de sécurité en rupture circulaire

La surface de rupture étant circulaire, la définition du coefficient de sécurité donnée au paragraphe précédent est équivalente à la suivante, les moments étant pris au centre du cercle de rupture :

$$F = \frac{M_{résis \tan \tau}}{M_{moteur}} \quad (I.3)$$

I.4.3. Méthode des tranches (circulaire ou quelconque) [19]

On décompose la masse en mouvement en tranches verticales dont on étudie l'équilibre statique.

Équilibre de chaque tranche :

- Projection sur Ox : $dH + N'. \sin \alpha - T'. \cos \alpha = 0$ n équations
- Projection sur Oy : $dV + N'. \cos \alpha - T'. \sin \alpha = W$ n équations
- Moment global : $S[T'.R] = S[M(Wi)]$ 1 équation

Coefficient de sécurité : $F = \frac{N'. \tan \varphi' + C'. ds}{T}$ n équations

Soit au total : $3n + 1$ équations

$4n - 1$ inconnues : $n-1$ fois H_i et V_i , n fois N'_i et T'_i , et F

Nécessité d'hypothèses complémentaires (différence entre les multiples méthodes de calcul : Bishop et Fellenius) [20].

I.4.4. Méthode de Fellenius (1927) [21]

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 : $H_i = V_i = 0$ (figure I.17)

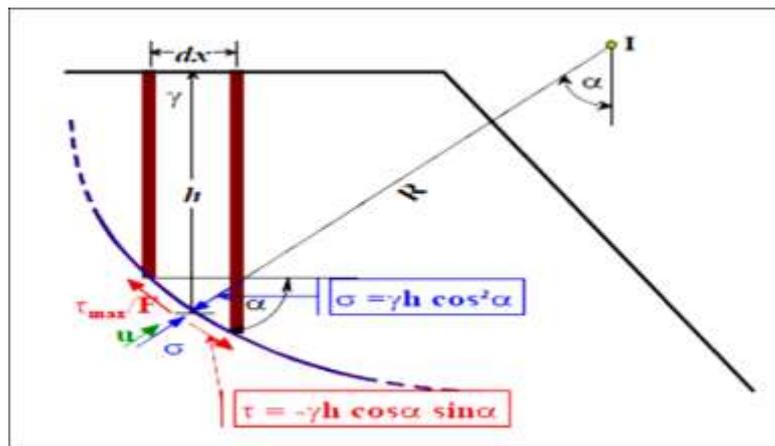


Figure I.12 : Équilibre d'une tranche de sol (Fellenius) [21].

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

$$\sigma = \gamma \times h \times \cos 2\alpha \quad (I.4)$$

$$\tau = -\gamma \times h \times \cos \alpha \sin \alpha \quad (I.5)$$

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

$$\tau = \frac{\tau_{\max}}{F} \quad (I.6)$$

$$\tau_{\max} = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + C' \quad (I.7)$$

Soit :

$$\frac{[(\gamma \times h \times \cos^2 \alpha) - u] \operatorname{tg} \varphi' + C'}{F} = -\gamma \times h \times \cos \alpha \sin \alpha \quad (1.8)$$

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

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{([\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i - u_i] \operatorname{tg} \varphi'_i + C'_i) ds}{F} \times R = \sum_{i=1}^{i=n} [(\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \times ds_i] \times R \quad (1.9)$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} ([\gamma_i \times h_i \times \cos^2 \alpha_i - u_i] \operatorname{tg} \varphi'_i + C'_i) ds_i}{\sum_{i=1}^{i=n} (\gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i) \times ds_i} \quad (1.10)$$

Pratiquement, on ne découpera pas suivant des tranches infiniment petites (30 à 50 tranches maximum, généralement) et on fera le calcul à partir des poids de chaque tranche

$$W_i = \gamma_i \times h_i \times dx_i \quad \text{Avec} \quad dx_i = ds_i \times \cos \alpha_i \quad \text{d'où :}$$

$$W_i = \gamma_i \times h_i \times \cos \alpha_i \times ds_i \quad \text{et en remplaçant } dx_i \text{ par } b_i \text{ (largeur d'une tranche)}$$

$$F = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} \left(W_i \times \cos \alpha_i - \left(\frac{u_i \times b_i}{\cos \alpha_i} \right) \right) \operatorname{tg} \varphi'_i + \frac{C'_i \times b_i}{\cos \alpha_i}}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \times \sin \alpha_i} \quad (1.11)$$

I.4.5. Méthode de BISHOP simplifiée (1954) [21]

Dans cette méthode, on suppose également que la surface de rupture potentielle est circulaire ; on découpe le sol en tranches élémentaires et on adopte comme hypothèse qu'il y a seulement une réaction horizontale entre les tranches : $V_i = 0$ et $H_i \neq 0$

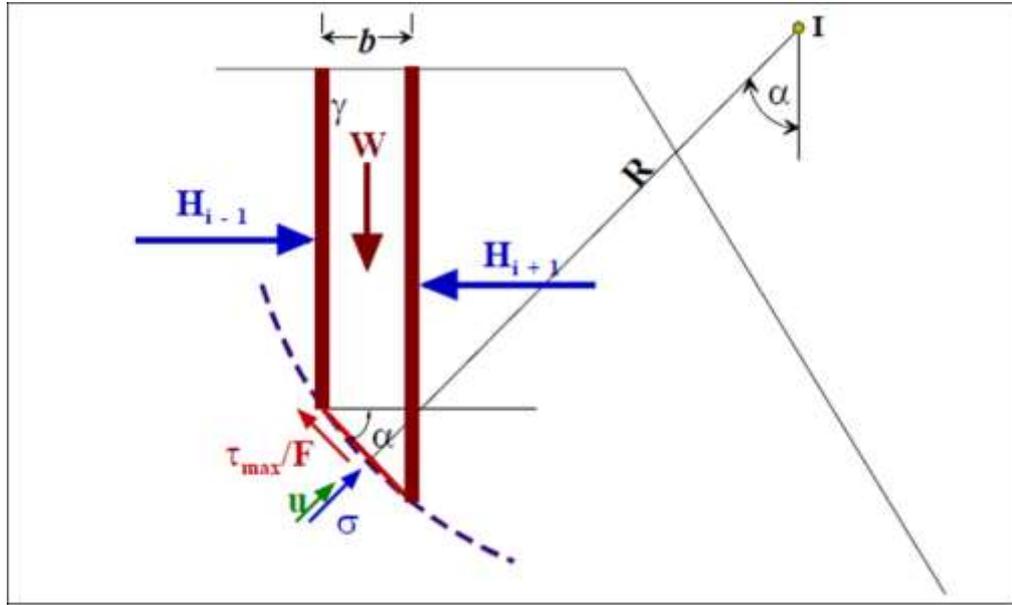


Figure I. 13: Équilibre d'une tranche de sol (Bishop simplifié)[21].

En écrivant directement la projection sur l'axe vertical, avec

$$\tau = \frac{(\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + C'}{F} \tag{I.12}$$

$$W = [(\sigma' + u)b] + \sigma' \times b \times \operatorname{tg} \alpha \left(\frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F} \right) + \left(\frac{C'}{F} \times b \times \operatorname{tg} \alpha \right) \tag{I.13}$$

D'où l'on tire la valeur de σ' que l'on reporte dans l'équation des moments par rapport au centre du cercle I, de l'ensemble des tranches.

$$\frac{1}{F} \sum_{i=1}^{i=n} [(\sigma'_i \times \operatorname{tg} \varphi'_i) + C'] + \frac{b_i}{\cos \alpha_i} = \sum_{i=1}^{i=n} W_i \times \sin \alpha_i \tag{I.14}$$

Tous calculs faits, on obtient l'expression implicite de F :

$$F = \left(\frac{\sum \left[\frac{W_i - (u_i \times b_i) \operatorname{tg} \varphi'_i + (c'_i \times b_i)}{\cos \alpha_i + \sin \alpha_i \frac{\operatorname{tg} \varphi'_i}{F}} \right]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \times \sin \alpha_i} \right) \tag{I.15}$$

La valeur initiale du coefficient F est obtenue, en général, par la méthode de Fellenius, on opère ensuite par itérations successives jusqu'à la précision désirée.

✓ **Comparaison entre la méthode de FELLENIUS et la méthode de BISHOP Simplifiée.**

La méthode de Bishop simplifiée est probablement la méthode la plus utilisée (mais elle nécessite sa programmation sur ordinateur) ;

La méthode Bishop simplifiée donne des résultats très satisfaisants dans la plupart des cas ;

La méthode de Bishop Simplifiée sous-estime le F_s (méthode conservative) mais il est peu probable que l'erreur dépasse 7% et dans la plupart des cas, elle est inférieure à 2% ;

La méthode de FELLENIUS est rarement utilisée à cause de son caractère très conservatif.

Le F_s calculé par la méthode de Bishop simplifiée est plus grand que celui de Fellenius ;

Les deux méthodes n'aboutissent pas au même cercle critique ;

L'analyse de la stabilité des pentes par des méthodes plus rigoureuses qui tiennent comptes des forces agissantes sur les tranches montre que les résultats de la méthode de Bishop simplifiée sont très proches à ceux déterminés par ces méthodes.

I.4.6. Méthodes numériques d'étude de la stabilité (contraintes déformations)

L'objectif de la modélisation "au sens large" en géotechnique est souvent la recherche d'une réponse, d'une solution à un problème particulier et complexe. La modélisation numérique est un outil puissant, elle est en constante progression depuis les années cinquante.

Aujourd'hui, la modélisation intervient dans tous les domaines sans exception.

Les modèles physiques et les maquettes cèdent leur place, car le coût et le temps de préparation sont très importants. Ajoutons à cela que les méthodes numériques offrent des facilités pour l'analyse de résultats. D'autre part, si les modèles numériques sont toujours affaire de spécialistes. Il existe des codes offrant des interfaces très développées qui facilitent leur utilisation.

La géotechnique utilise une gamme de méthodes numériques diverses et variées qui s'adaptent aux caractères particuliers des terrains (sol et roche). Les comportements de terrains sont souvent méconnus et non linéaires sous des sollicitations induites, ce qui nécessite un effort particulier.

Les méthodes numériques en géotechnique ont pour but de décrire, d'expliquer ou de prédire le comportement d'une structure naturelle ou artificielle sur la base de lois physiques qui relient les variations des contraintes, aux déformations et aux déplacements.

La forme mathématique que prennent les liaisons entre les grandeurs géométriques (déformation ou déplacements) et les grandeurs mécaniques (contraintes ou forces) dépend de leur domaine de variation.

Les modèles proprement dits, que l'on utilise dans le domaine de la géotechnique, se distinguent donc fondamentalement par:

- ✓ le choix des lois rhéologiques attribuées aux matériaux ;
- ✓ le choix des critères de passage d'une phase de comportement à une autre ;
- ✓ le traitement réservé aux discontinuités, lorsqu'elles sont prises en compte dans le modèle.

Le choix du couplage hydraulique-mécanique. Les différents outils de calcul qui existent actuellement, et qui permettent de réaliser ces modèles, présentent des degrés de sophistication différents qui pèsent évidemment sur la performance des modèles réalisés. Il en est ainsi de leur possibilité de refléter plus ou moins fidèlement la géométrie de l'ouvrage, les anisotropies et hétérogénéités des matériaux ainsi que les sollicitations. De plus, ces outils présentent des différences dans la manière de résoudre les équations en jeu qui se ramènent toujours à l'intégration de fonctions "déplacement".

Certains procèdent par intégration directe comme avec la méthode des éléments frontières. Les autres ont recours à la discrétisation de ces fonctions. Ces derniers diffèrent par ailleurs entre eux par les principes de discrétisation des grandeurs calculées, les algorithmes et les techniques de résolution, comme c'est le cas notamment entre les outils qui s'appuient sur la méthode des éléments finis, celle des éléments distincts, ou celle des différences finies.

En ce qui concerne l'analyse de stabilité, les méthodes numériques sont un complément utile, voire nécessaire, à des méthodes d'équilibre limite pour l'analyse de stabilité des ouvrages en terre. La méthode des éléments finis a été utilisée la première fois

pour l'analyse de stabilité en 1966. Certains auteurs vont jusqu'à dire, « elles sont aujourd'hui populaires ».

Ces méthodes apportent aux géotechniciens et aux experts des informations sur le développement de la rupture. Ces méthodes peuvent être utilisées dans le calcul de stabilité selon deux façons:

- ✓ La première, dite méthode directe : pour estimer la valeur du coefficient de sécurité par cette méthode, une série de calculs sera nécessaire. Le critère de rupture est défini par l'utilisateur. Elle donne des informations sur le développement du processus de rupture.
- ✓ La deuxième utilise une méthode numérique en association avec le calcul en équilibre limite. Le point important de cette méthode est que le calcul est effectué dans des conditions normales, c'est-à-dire sans réduction des propriétés des matériaux. Naylor (1982a) a appelé cette méthode Equilibre limite améliorée. Depuis la publication des premières idées, le couplage entre les méthodes numériques et les méthodes d'équilibre limite ne cesse d'évoluer.

I.4.6.1. Méthode des éléments finis

Cette méthode permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments qui sont caractérisés par un comportement élasto-plastique et à propriétés physiques variables.

La méthode des éléments finis ne tient pas compte de la notion du facteur de sécurité et se propose d'évaluer les contraintes ainsi que les déformations aux nœuds des éléments.

Le calcul peut être mené les programmes généraux d'élément fini, ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique, tel que :

- ✓ PLAXIS
- ✓ CRISP
- ✓ CESAR
- ✓ OASYS

I.4.7. Techniques de stabilisation [22]

La protection contre le risque de glissement de terrain passe par l'étude du phénomène (nature de terrain, vitesse de déplacement, volume déplacé, facteur déclenchant), qui conduit à l'exécution de travaux de stabilisation.

Ces techniques peuvent être classées en trois (3) catégories :

- Les terrassements ;
- Les dispositifs de drainage ;
- L'introduction d'éléments résistants

I.4.7.1. Les terrassements

Ils comportent à modifier la topographie du glissement afin de retrouver une situation d'équilibre. [22].

I.4.7.2. Les dispositifs de drainage

L'eau joue très souvent un rôle déterminant dans "le déclenchement" des glissements de terrain, que cela soit par son action mécanique, physico-chimique ou chimique. Les dispositifs de drainage ont pour rôle de réduire l'action de l'eau soit en évitant l'alimentation en eau du site, soit en expulsant l'eau présente dans le massif instable. [22]

➤ **Drainage de surface**

Il s'agit de mettre en œuvre des moyens pour limiter les infiltrations dans les terrains en mouvements en collectant et en canalisant les eaux de surface (cunettes, caniveaux, fossés, etc.).[22]

➤ **Drains subhorizontaux**

La technique consiste à réaliser de nombreux forages quasi horizontaux dans le glissement et pour y placer des drains (tubes en PVC ou en acier) ainsi qu'un dispositif de captage des eaux. C'est la technique utilisée lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou de profondeur de la nappe interdisent la réalisation de tranchées. [22]

➤ **Tranchées drainantes**

Ce sont des ouvrages qui permettent de rabattre le niveau des nappes phréatiques diminuant ainsi les pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. [22]

➤ **Drainage profond**

Il s'agit de collecter et d'évacuer les eaux à l'intérieur du massif et dans la masse instable. Cela permet de diminuer les pressions d'eau dans le massif, d'éviter les mises en charge brutales dans les discontinuités et d'abaisser le niveau de la nappe [22], il peut s'agir de :

- ✓ Drains subhorizontaux ;
- ✓ Drains siphons ;
- ✓ De galerie drainante ;
- ✓ De drains ou puits verticaux.

I.4.7.3.L'introduction d'éléments résistants

I.4.7.3.1. Les pieux

a) Définition des pieux

Les pieux ou aussi appelés inclusions verticales sont des ouvrages géotechniques fréquemment rencontrés dans les projets de construction les pieux sont des éléments de fondation apparentés à des colonnes minces installés dans le sol qui ont pour but de reprendre les charges pour les transmettre à des couches compactes et profondes susceptibles de les supporter dans des conditions, satisfaites de stabilité et de tassement , donc On a recourt à ce type de fondation lorsque [23][24]

- Les couches superficielles présentent une faible force portante.
- Les fondations doivent supporter un soulèvement excessif (cas des grands bâtiments soumis au vent ou au séisme, éolienne, etc....).
- Pour limiter le tassement de la structure.

b) Les différents types de pieux

Les pieux sont utilisés pour un seul objectif qui est l'assurance de bonne résistance, Ces différents pieux peuvent être classes en deux grandes catégories :

- Des pieux refoulant le sol.
- Des pieux sans refoulement du sol.

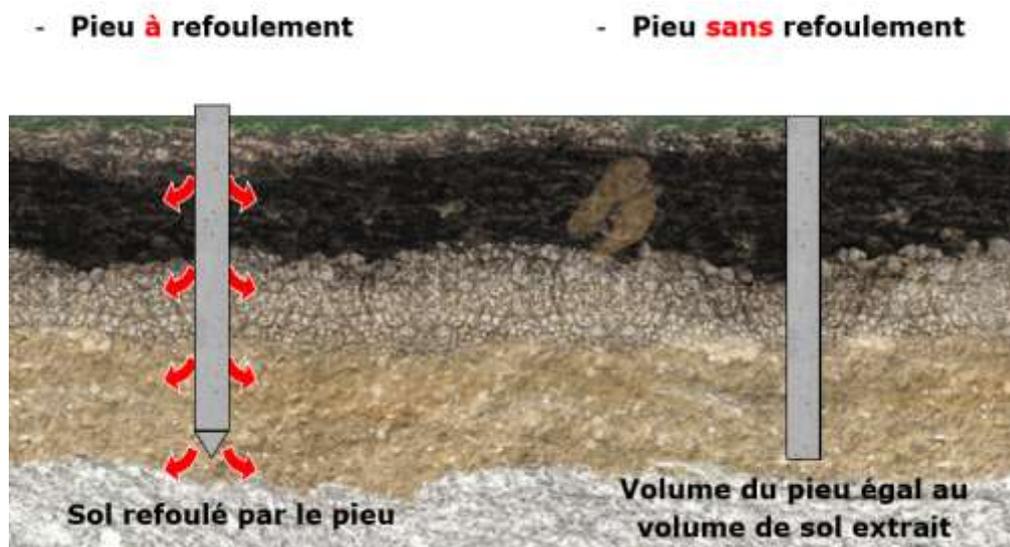


Figure I.14 : Effet de pieu sur le terrain [25].

- Voici un organigramme qui montre les différents types des pieux :

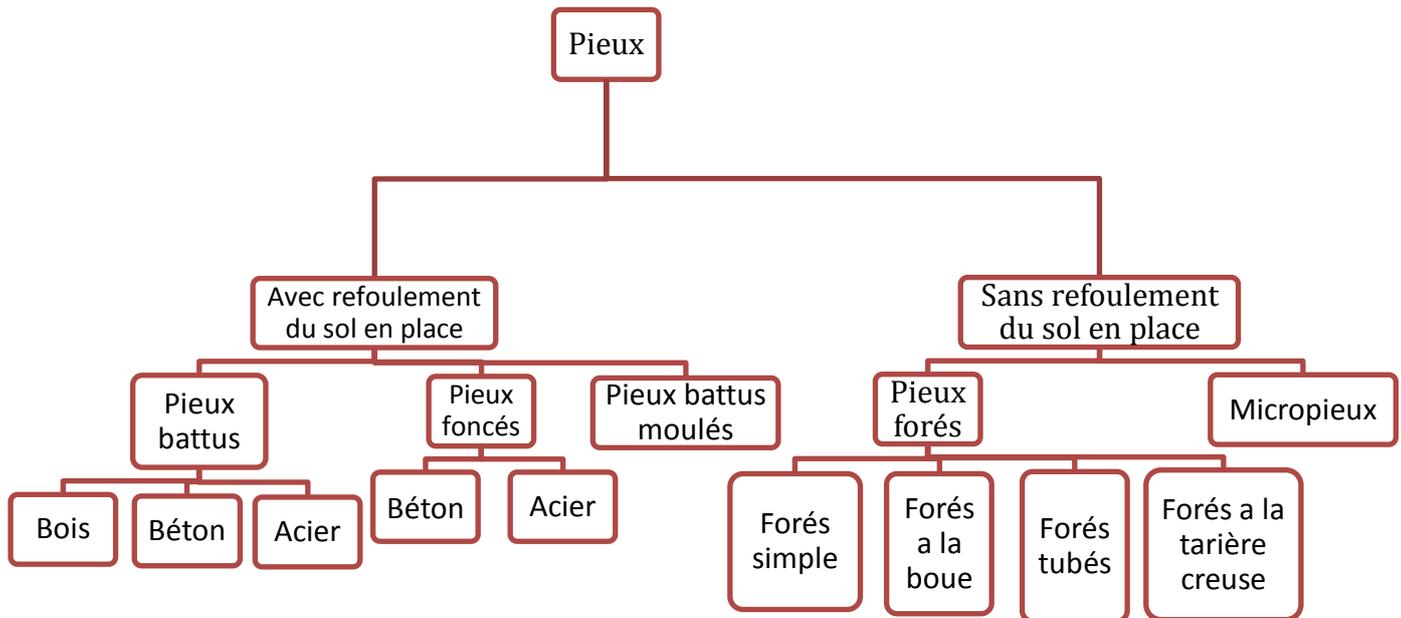


Figure I.15 :Les différents types des pieux .

b.1) Pieux battus

Ces pieux peuvent être en bois, en acier, en béton armé ou précontraint. Ils sont mis en place par battage ou par vibro-fonçage, chacun a sa propre branche.

- Les pieux en bois : Ce type de pieu, est beaucoup moins utilisé actuellement, car la plupart des bois présentent l'inconvénient de pourrir s'ils ne sont pas constamment immergés.



Figure I.16 : Pieux en bois [26].



Figure I.17 : Pieux battus (a : en profilé H ou I, b : palplanche et c: tubulaires) [26].

b.2) Pieux battus moulés

Le pieu battu moulé dans le sol sur plaque est un pieu cylindrique en béton, réalisé par le battage d'un tube en acier, récupérable et fermé dans le bas par une plaque perdue [27].

b.3) Pieux forés

Ces pieux sont réalisés par extraction du sol, puis par mise en place d'une cage d'armatures et bétonnage de l'excavation.

b.4) Micro pieux

La technique des micros pieux a été développée dans les années soixante : initialement, ils ont été utilisés en Italie sous l'appellation de pieux racines qui sont des pieux de petit diamètre scellés au terrain par un mortier. Par la suite, sont apparus des micros pieux injectés sous forte pression qui ont permis d'obtenir des portances plus élevées. Pendant longtemps, cette technique n'a été employée que dans la reprise en sous-œuvre de bâtiments et d'ouvrages. Par la suite le domaine d'application de cette technique

s'est élargie aux fondations d'ouvrages neufs dans certains cas de terrains difficiles ou contenant des obstacles durs divers tels que : anciennes fondations, blocs, couche dure, etc., qu'il serait très onéreux de traverser en forage de grande section [28].

I.4.7.3.2. Rideau de palplanche

Une palplanche (composé de pal et planche) était une planche servant à consolider une galerie de mine afin d'éviter les éboulements.

Le mot désigne généralement aujourd'hui un pieu profilé conçu pour être battu en terre ou dans le sédiment et s'enclenchant aux pieux voisins par l'intermédiaire de nervures latérales appelées serrures.

Les palplanches permettent de constituer un mur de soutènement, un batardeau, une palée ou un écran imperméable.

a) Type des rideaux de palplanches

Il existe en pratique un éventail assez large de produits disponibles sur le marché, adaptés chacun aux différentes applications. La liste suivante répertorie les plus répandus :

- Les palplanches « en Z »
- Les palplanches « en U »
- Les palplanches plates
- Les rideaux de coffrage
- Les rideaux mixtes tubes palplanches
- Les rideaux mixtes HZ

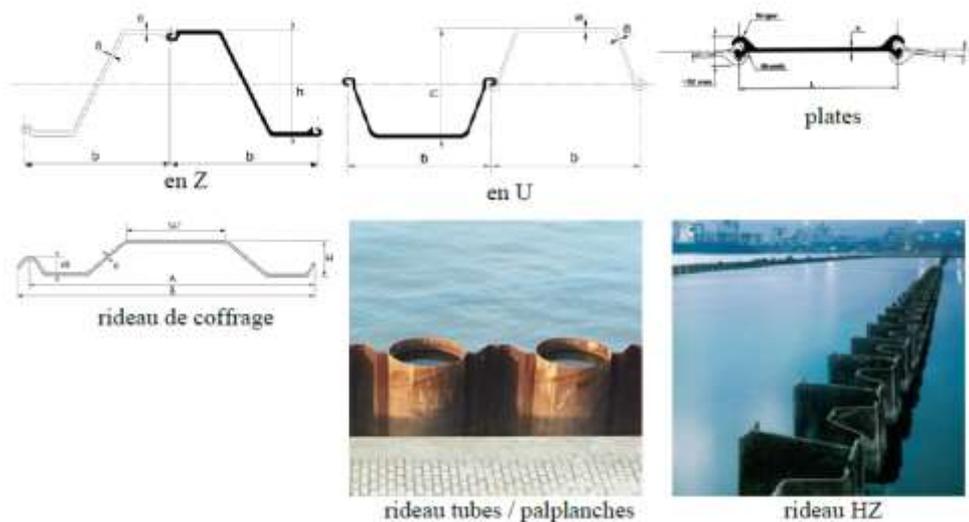


Figure I.18 type de palplanche.

Les profils les plus couramment employés sont ceux en U et en Z, car ils présentent une grande inertie et sont donc adaptés aux applications de soutènement.

Les palplanches plates sont un profil à part présentant une faible inertie. Elles sont donc utilisées dans les cas où le mur est soumis à la traction. Pour un mur travaillant en flexion, on leur préférera des profils de plus forte inertie (en U par exemple).

I.4.7.3.3. Un tirant d’ancrage

Un tirant d’ancrage est un dispositif capable de transmettre les forces de traction qui lui sont appliquées à une couche de terrain résistante.

Il est composé : D’une tête d’ancrage qui transmet les forces de traction de l’armature à la structure à ancrer par l’intermédiaire d’une plaque d’appui.

Les tirants d’ancrage sont utilisés pour des efforts de traction. Ils transmettent les forces d’une structure (mur, fondation,...) au terrain dans lequel ils sont scellés. Ils sont généralement précontraints.

Tableau 1.2 : Les techniques de stabilisation [21]

Techniques	Principe de stabilisation	Moyens techniques	Méthode de dimensionnement	Contraintes d’utilisation
Butée de pied	Rééquilibrage des masses	Remblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	<ul style="list-style-type: none"> accès et emprises nécessaires présence d’un horizon résistant à faible profondeur assurer la stabilité en aval
Allègement en tête	Rééquilibrage des masses	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	<ul style="list-style-type: none"> accès et emprises nécessaires assurer la stabilité en amont
Purge totale	Le massif est stable après la purge	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	<ul style="list-style-type: none"> s’applique à de petits volumes protection de la surface mise à nu assurer la stabilité en amont
Reprofilage	Adoucissement de la pente	Déblai	Calcul de stabilité avec la géométrie modifiée	<ul style="list-style-type: none"> accès et emprise nécessaires terrassements importants
Substitution totale	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de matériau de substitution	<ul style="list-style-type: none"> terrassements importants ancrer sous la surface de rupture travail par plots

Substitution partielle : bêche, contrefort, éperon	Apport de matériau de meilleure résistance	Déblai, remblai	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de matériau initial et de celui de substitution	<ul style="list-style-type: none"> • ancrer sous la surface de rupture • travail par plots • gérer le drainage
Substitution en tête, matériau allégé	Diminution du moment moteur	Déblai, polystyrène matériau alvéolaire	Calcul de stabilité avec les caractéristiques de poids du matériau allégé	<ul style="list-style-type: none"> • terrassements réduits • protection du matériau allégé • gérer les circulations d'eau
Drainages	Limiter les pressions interstitielles	Cunettes, drains agricoles	Calcul de stabilité avec le champ de pressions interstitielles estimé après drainage	<ul style="list-style-type: none"> • implique une surface supérieure à celle du glissement • entretien indispensable
Soutènements	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Ouvrages fixes Ouvrages souples	Mur fixes : calcul de la longueur de massif en butée, Mur souple : calcul de stabilité en tenant en compte de la résistance du mur	<ul style="list-style-type: none"> • ancrer l'ouvrage sous le niveau de la rupture • gérer la circulation des eaux derrière l'ouvrage
Tirants d'ancrage	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Torons, barres	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des tirants (F=1,5)	<ul style="list-style-type: none"> • problème des déplacements de sol (phases de chantier en service) • associer un bon drainage
Clous	Apporter un effort stabilisateur perpendiculaire à la surface de rupture	Barres, tubes, micro pieux	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des clous (F=1,5)	<ul style="list-style-type: none"> • technicité importante • estimation correcte des interactions sol/inclusions • associer un bon drainage
Pieux	Apporter un effort stabilisateur horizontal	Pieux bétons, profilés palplanches	Calcul de stabilité en introduisant les efforts stabilisateurs, calcul à la rupture des pieux (F=1,5)	<ul style="list-style-type: none"> • technicité importante • estimation correcte des interactions sol/inclusions • associer un bon drainage

I.5. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons illustré les différents types de glissement ainsi que leurs causes. Ces derniers peuvent engendrer des dégâts matériels pouvant se chiffrer à plusieurs millions de dinars ainsi que les pertes humaines. Afin d'éviter ces catastrophes, il est nécessaire d'étudier et traité ces cas.

Dans le chapitre suivant, nous allons décrire le site à étudier dans notre mémoire, dans le but de tracer une coupe lithologique de terrain pour trouver une solution optimale du glissement.

Chapitre II

Etude et reconnaissance géotechnique

II.1 Introduction

Le passage de l'état stable à l'état instable d'un terrain en pente peut être causé par plusieurs facteurs : géographique, morphologique, géologique et humains.

Ce chapitre sera consacré à la présentation du site qui est situé au contournement nord de la ville de Médéa au PK 4+100 ainsi que d'interpréter les essais in-situ ainsi que les essais de laboratoire fournis par la compagnie géotechnique. En premier lieu une présentation des différentes situations (géographique, morphologique et géologique, etc.), en second lieu une reconnaissance géotechnique sera illustrée et une présentation des résultats et une interprétation sera faite.

II.2. Situation du site

Ce travail de mémoire a pour but d'étudier la stabilité d'un terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa PK4+100, la zone d'étude fait partie de La commune de Draa Essamar est située à 4 km à l'ouest de la ville de Médéa, en zone montagneuse, à 806 m d'altitude



Figure II.1 : Vue satellite du tracé en Google Earth [29].



Figure II.2 : Masse en mouvement [29].

II.3. Zone de glissement à conforter

Au niveau de ce site, la zone ayant subi le glissement est située entre la RN 01 et le RN 18.

II.4. Dimensions du glissement

La zone affectée par le glissement s'étale sur un linéaire de 150 m, d'une hauteur maximale de 20m.

Les fissures sont ouvertes par endroits et des escarpements en tête de talus de déblai.



Figure II.3 : Fissures ouvertes au cœur du talus de déblai, laissant les eaux s'infiltrer et développant ainsi des pressions interstitielles nuisible à la stabilité générale [29].



Figure II.4 : Talus de déblai caractérisé par des érosions intenses. Escarpement en tête de talus de déblai [29].



Figure II.5 : Vue générale du glissement [29].

II.5.Sismicité de la région

D'après le règlement parasismique Algérien(RPA 99 REV 2003), la région de Médéa correspondant à la catégorie IIa avec ($A = 0,15$) selon le groupe d'usage; nous rappelons qu'en absence des sols liquéfiables, la vérification de la stabilité peut être effectuée avec un calcul statique équivalent par application à tous les éléments de sol le coefficient sismique suivant :

$$\checkmark K_h = 0,5 A$$

Le coefficient (A) est le coefficient d'accélération de zone (tableau 4.1 du RPA 99 REV 2003) en fonction de la zone sismique et du groupe d'importance de l'ouvrage affecté par le glissement pour notre sol on a pris en considération dans nos calculs de stabilité une accélération de :

$$\diamond K_h = 0,5 (0,15) = 0,075$$

$$\diamond K_v = 0,3 K_h = 0,022$$

Le règlement parasismique algérien, divise le territoire en cinq (5) zones de sismicité croissante, soit :

- **Zone 0** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zone IIa** : sismicité moyenne
- **Zone IIb** : sismicité élevée
- **Zone III** : sismicité très élevée

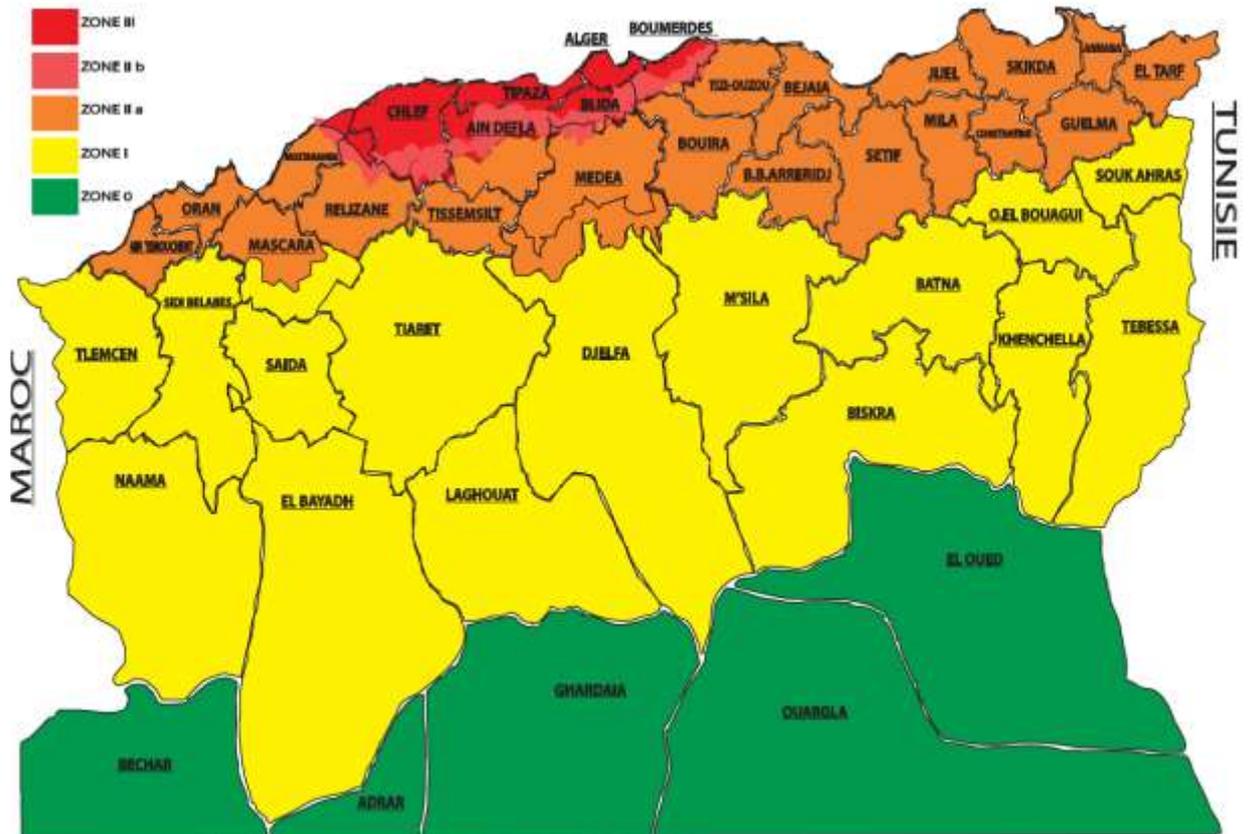


Figure II.6 : carte de zonage sismique de l'Algérie [29].

II.6.Reconnaissance géotechnique

Une reconnaissance approfondie a été établie in-situ et en laboratoire conjointement avec le DTP et le C.T.T.P pour établir le profil de sol indiquant la géométrie et les caractéristiques des couches composantes du site étudié.

L'ensemble des essais réalisés sont présentés dans le paragraphe suivant

II.6.1. Les essais in situ

- Six (6) essais de pénétromètres dynamiques (PDL) réalisés,
- Deux (2) sondages carottés, le premier sondage de 30m de profondeur et le deuxième sondage de 15 m de profondeur,

Un sondage doit être équipé d'un piézomètre afin de suivre la fluctuation du niveau d'eau souterraine dans le temps.

- Levé topographique à l'échelle 1/500 : il permet de relever tous les indices sur terrain et d'établir des profils servants de base de calcul de stabilité et dimensionnement des solutions de confortement.

II.6.2. Essais de laboratoire

À partir des sondages carottés, des échantillons seront prélevés pour des essais de laboratoire dans le but d'étudier les caractéristiques physiques et mécaniques.

Du fait que la zone est en glissement, la considération des caractéristiques des sols comme paramètres de calcul est primordial (essais mécaniques de type non drainés à la boîte de cisaillement et drainés au triaxial) est nécessaire pour le calcul de stabilité.

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire conforme aux normes en vigueur sont illustrés dans la partie suivante :

II.6.2.1.Essais physiques

- Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation.
- Analyses granulométriques.
- Mesure du degré de saturation.
- Mesure des densités.
- Limites d'Atterberg.

II.6.2.2.Essais mécaniques

- Essais de cisaillement à la boîte de casagrande de type drainé CD.
- Essais de cisaillement au triaxial UU

II.7. Interprétation de la reconnaissance in situ et essais en laboratoire

II.7.1. Les essais in situ

II.7.1.1. Sondage carottés

- Description lithologique des sondages carottés.
- **SC 01** : Ce sondage situé à la côte 985 m et implanté au bord de la chaussée (accotement) foré jusqu' à 30 mètre de profondeur, a recoupé une formation se résumant comme suit :
 - De 0 à 10.5 m : Sable argileux de couleur brunâtre.
 - De 10.5 à 12.5 m : Marne avec passage sableux de couleur grisâtre.
 - De 12.5 à 22 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.
 - De 22 à 30 m : Marne dure pure plastique de couleur grisâtre.
- **SC 02** : Ce dernier situé à la côte 967.747 m et poussé jusqu' à 15 m de profondeur.

Ce sondage carotté a traversé sur sa totalité les formations suivantes :

- De 0 à 6.5 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.
- De 6.5 à 15 m : Marne compacte de couleur grisâtre.
- Photos de caisse de sondage :

Sondage 01 :



Figure II.7 : Echantillon prélevé du sondage SC01, une profondeur de 10,5 à 18 m [29].

Sondage 02 :

Figure II.8: Echantillon prélevé du sondage SC02, une profondeur de 6 à 12 m [29].

❖ Profils géologique

- Sondage carotté SC01 :

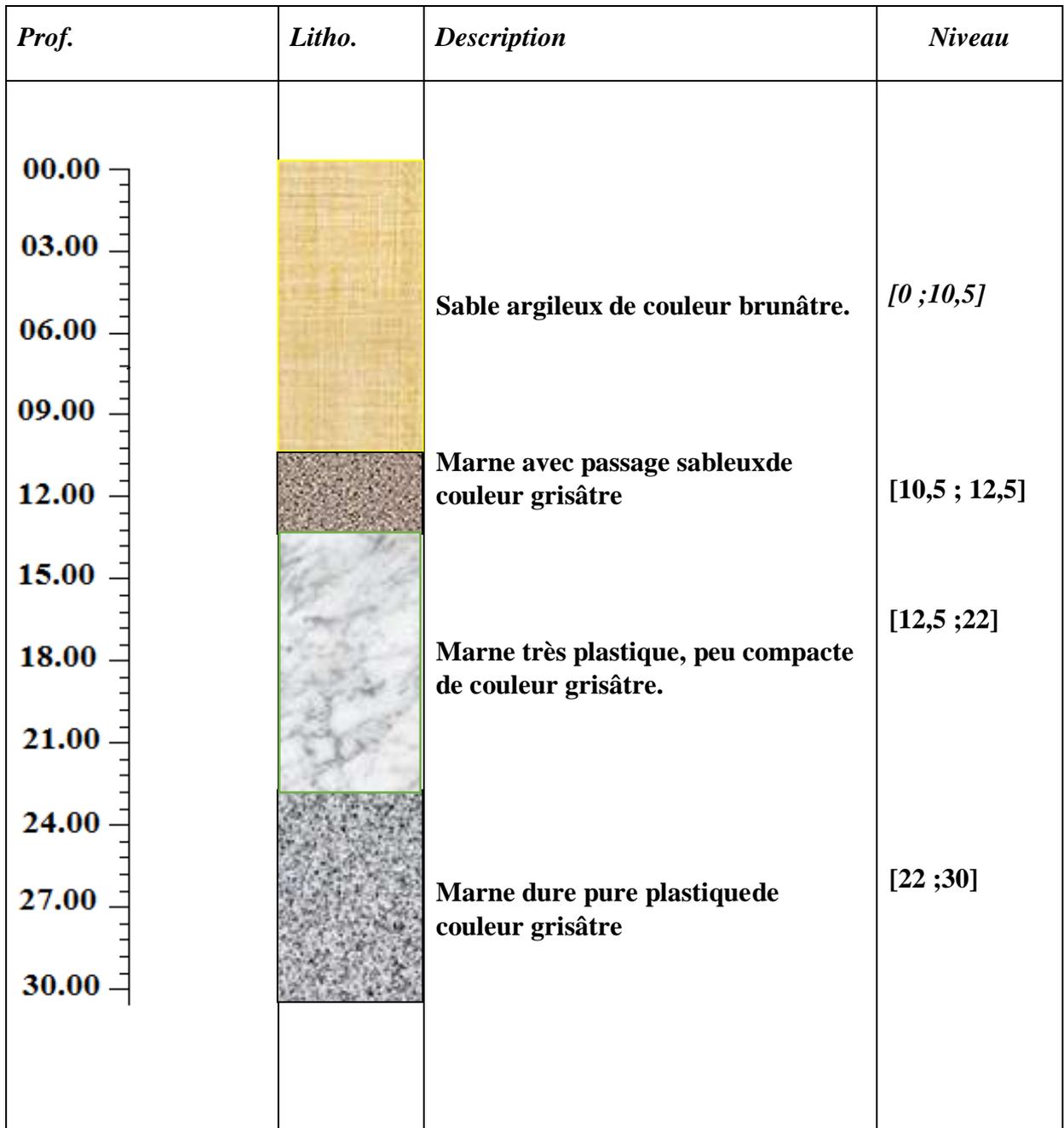


Figure II.9 : Coupe lithologique du Sondage carotté SC 01

- Sondage carotté SC02 :

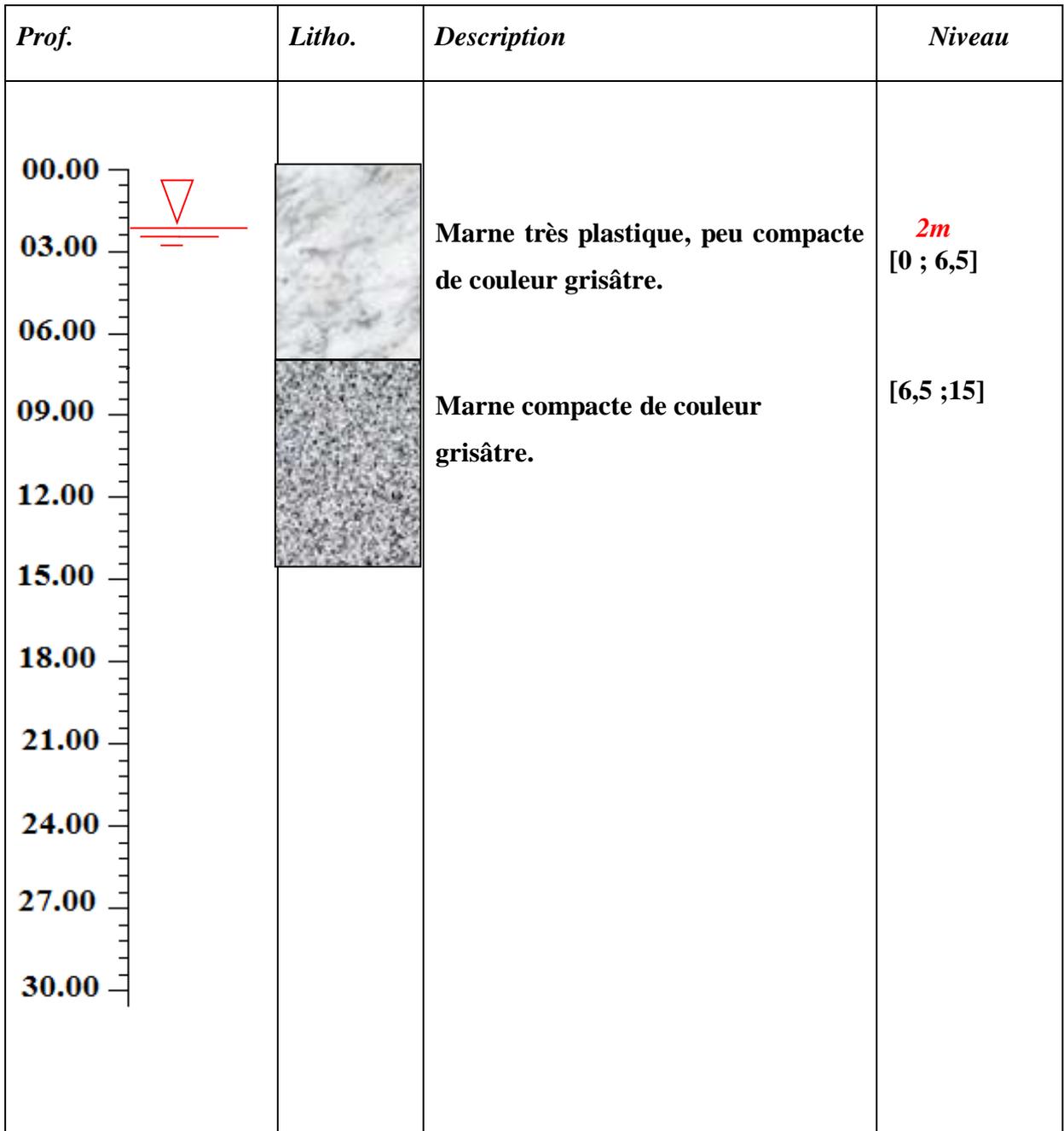
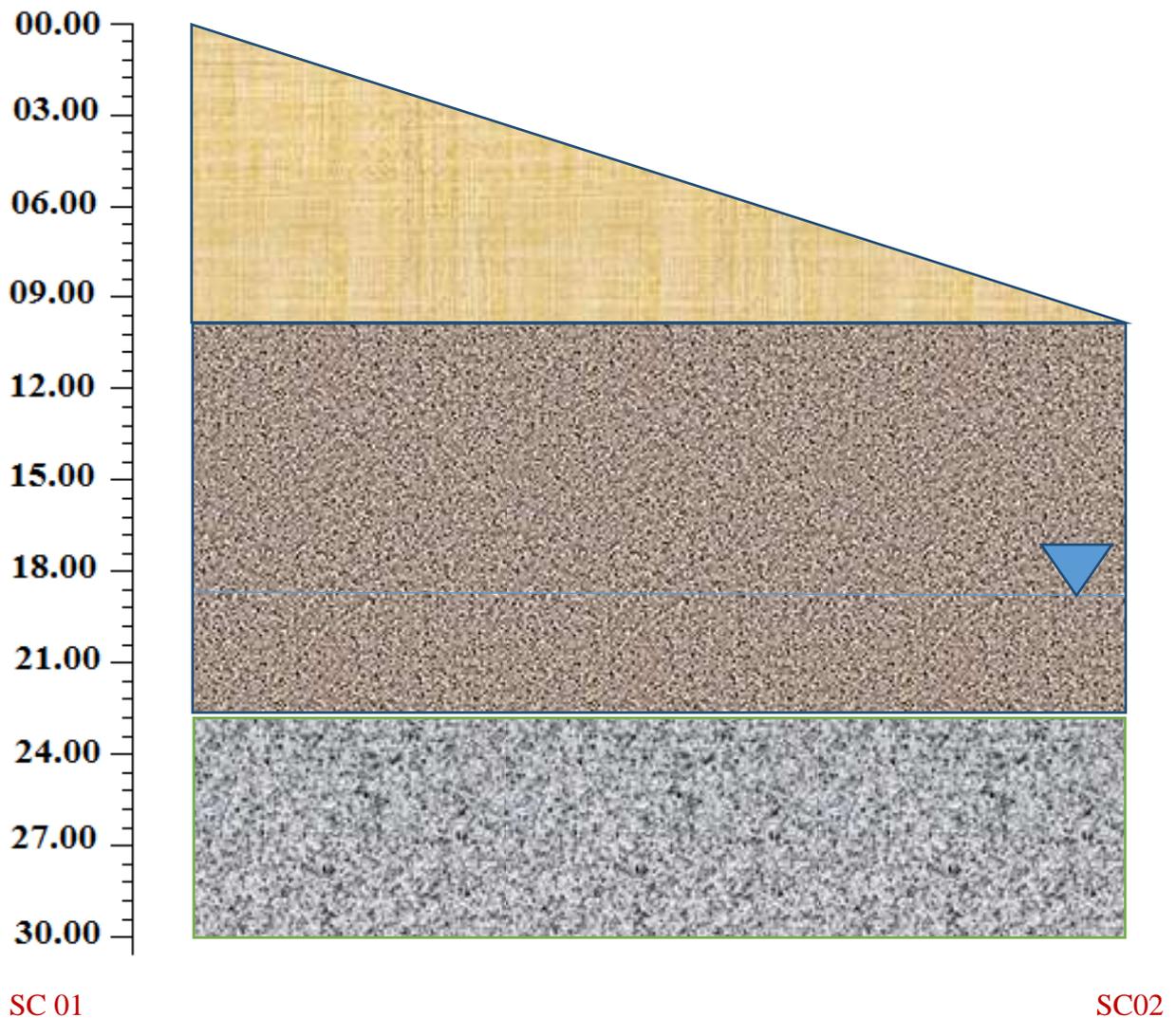


Figure II.10 : Coupe lithologique du Sondage carotté SC 02

❖ Le profil géologique du terrain



Sable argileux [0-10,5]

Marne lâche [10,5-22,87]

Marne dur [22,87-30]

Niveau de la nappe [19,25m]

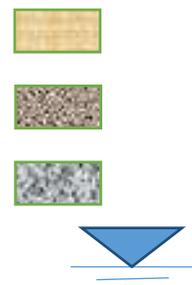


Figure II.11 : Profil géologique du terrain

II.7.1.2. Mesures piézométriques

Les mesures piézométriques enregistrées sur site ont indiqué un niveau d'eau pour les sondages SC 02.

Un suivi piézométrique a été effectué dont les résultats sont ci-dessous :

Tableau II.1 : mesures piézométriques

Sondage n°	SC 02
Date de lecture	07/03/2019
Niveau (m)	2

II.7.2. Essais de laboratoire

II.7.2.1. Présentation des résultats et interprétation

II.7.2.1.1. Essais physiques

❖ Humidité :

ω : Teneur en eau γ_d : Poids volumique sec

γ_h : Poids volumique du sol humide S_r : Degré de saturation

Tableau II.2 : Les caractéristiques physiques

N° du Sondage...SC	Profondeur (m)	ω (%)	γ_d (kn/m ³)	γ_h (kN/m ³)	S_r (%)
SC 01	12,8 – 13,5	18,68	17,90	21,20	99
	15,5 - 18	15,46	18,80	21,70	95
	22,4 – 22,95	19,22	18,20	21,70	100
SC 02	2 – 2,5	26,59	15,90	20,10	100
	5,5 – 6	25,25	15,50	19,30	92
	8,3 – 8,8	19,73	17,60	21	100

❖ Limites d'Atterberg :

W_L : limite de liquidité, W_P : Limite de plasticité, I_P : Indice de plasticité

Tableau II.3 :Les limites d'Atterberg

SC N°	Profondeur (m)	W _L (%)	W _P (%)	IP (%)
SC 01	12,8 – 13,5	58,1	28,2	29,9
	15,5 – 18	47,9	24,3	23,6
	22,4 – 22,95	48,1	23	25,1
SC 02	2 – 2,5	68,7	32,4	36,3
	5,5 – 6	49,5	24,66	24,8
	8,3 – 8,8	63,5	27,07	36,4

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 15.46 à 26.59 et de limite de liquidité de 47.9 à 68.7 % et des indices de plasticité de 23.6 à 36.4 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles peu à très plastiques (Ap,At).

❖ **Granulométrie :**

- ✓ %<2mm: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.
- ✓ %< 80 μ: Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ.

Tableau II.4 : Résumé des résultats des essais physiques (tamisât des tamis inférieurs 2mm et 80 µm) [24].

SC N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 µ	Classification selon L.C.P.C
SC01	12,8 – 13,5	75	100	Sol fin
	15,5 – 18	72	100	Sol fin
	22,4 – 22,95	75	100	Sol fin
SC 02	2 – 2,5	75	90	Sol fin
	5,5 – 6	78	95	Sol fin
	8,3 – 8,8	70	100	Sol fin

➤ **Sondage carotté 01**

✓ **Profondeur [12,8 ; 13,5] m**

Le tamisât (80µm)% = 100% < 0.08mm

Donc :

$$R(80\ \mu\text{m}) = 100 - T(80\ \mu\text{m}) = 100 - 100 = 0$$

0% des éléments qui sont > 0.08 ==> 0% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL = 58,1\%$ et $Wp = 28,2$, $Ip = WL - WP = 29,9\%$ ==> Argile très plastique

✓ **profondeur [15.5 - 18] m**

Le tamisât (80µm)% = 100% < 0.08mm

Donc :

$$R(80\ \mu\text{m}) = 100 - T(80\ \mu\text{m}) = 100 - 100 = 0\%$$

il y a 0% des éléments qui sont > 0.08 ==> 0% < 50% ==> sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL = 47,9$ et $Wp = 24,3$, $Ip = WL - WP = 23,6\%$ ==> Argile peu plastique

✓ **profondeur [22,4– 22.95] m**

Le tamisât (80µm)% = 100% < 0.08mm

Donc :

$$R(80\ \mu\text{m}) = 100 - T(80\ \mu\text{m}) = 100 - 100 = 0\%$$

il y a 0% des éléments qui sont $> 0.08 \implies 0\% < 50\% \implies$ sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL=48.1\%$ et $Wp=23\%$, $Ip= WL - WP =25,1\% \implies$ Argile peu plastique

➤ **Sondage carotté 02**

✓ **profondeur [2–2.5] m**

Le tamisât $(80\mu m)\% = 90\% < 0.08mm$

$R(80\mu m) = 100 - T(80\mu m)$

$100\% - 90\% = 10\%$

Donc : il y a 10% des éléments qui sont $> 0.08 \implies 10\% < 50\% \implies$ sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL=68.7\%$ et $Wp=32.4\%$ et, $Ip= WL - WP =36.3\% \implies$ Argile très plastique

✓ **profondeur [5,5 – 6] m**

Le tamisât $(80\mu m)\% = 95\% < 0.08mm$

$R(80\mu m) = 100 - T(80\mu m)$

$100\% - 95\% = 5\%$

Donc : il y a 5% des éléments qui sont $> 0.08 \implies 5\% < 50\% \implies$ sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL=49.5\%$ et $Wp=24.66\%$ et $Ip= WL - WP =24.8\% \implies$ Argile peu plastique

✓ **profondeur [8.3 – 8.8] m**

Le tamisât $(80\mu m)\% = 100\% < 0.08mm$

$R(80\mu m) = 100 - T(80\mu m)$

$100\% - 100\% = 0\%$

Donc : il y a 0% des éléments qui sont $> 0.08 \implies 0\% < 50\% \implies$ sol fin

D'où : la classification se fait à l'aide de l'abaque de Casagrande :

On a : $WL=63,5\%$ et $Wp=27,07\%$ et $Ip= WL - WP =36,4\% \implies$ Argile très plastique

Tableau II.5: Représentation du résultat de classification du sol.

SC N°	Profondeur (m)	Classification du sol
SC 01	[12,8 ; 13,5]	Argile très plastique
	[15.5 - 18]	Argile Peu Plastique
	[22,4– 22.95]	Argile Peu Plastique

SC 02	[2 – 2.5]	Argile très plastique
	[5,5 – 6]	Argile Peu Plastique
	[8.3 – 8.8]	Argile très plastique

D’après les limites d’atterberg et la classification L.C.P.C on constate que le sol est composé de trois couches sont : sable argileux, argiles peu plastique et argiles très plastique.

II.7.2.1.2.Essais mécanique

❖ **Essais à la boîte de casagrande**

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisé à la boîte de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

A long terme CD

Tableau II.6 : les paramètres de résistance

Sondage	Cohésion C'(kPa)	Angle de frottement ϕ' (°)
SC 02 (2 - 2.5)	8	27,19

❖ **Essais au triaxial :**

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

Tableau II.7: les données de l’essai triaxiaux de type UU

Sondage	Cohésion C (kPa)	Angle de frottement (°)
SC 01 (12,8 -13,5)	127	1,42
SC 01 (22,4 - 22,95)	124	2,42
SC 02 (8,3-8,8)	109	0,44

II.8. Homogénéité : Couche d'argile peux plastique :

II.8.1. Homogénéité des poids volumique γ

II.8.1.1. poids volumique sec γ_d

- On a quatre profondeurs de sondage dans cette couche de [12,8 ; 13,5] m, [15.5 ; 18] met [15.5 ; 18] m du premier sondage, et [2 ; 2,5] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\gamma}_d = \frac{\sum \gamma_d N}{N} = \frac{17,9 + 18,8 + 15,9 + 18,2}{4} = 17,7 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(17,9 - 17,7)^2 + (18,8 - 17,7)^2 + (15,9 - 17,7)^2 + (18,2 - 17,7)^2}{4}} = 1,088 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{1,088}{17,7} = 0,0614 \times 100 = 6,14\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\bar{\gamma}_d = 17,7 \text{ kN/m}^3$

II.8.1.2. poids volumique humide γ_h

- On a quatre profondeurs de sondage dans cette couche de [12,8 ; 13,5] m, [15.5 ; 18] m et [22,4 ; 22,95] du premier sondage, et [2 ; 2,5] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\gamma}_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{21,2 + 21,7 + 20,1 + 21,7}{4} = 21,17 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(21,2 - 21,17)^2 + (21,7 - 21,17)^2 + (20,1 - 21,17)^2 + (21,7 - 21,17)^2}{4}} = 0,699 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,699}{21,17} = 0,0330 \times 100 = 3,30\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h = 21,17 \text{ kN/m}^3$

II.8.1.3. Homogénéité Teneur en eaux ω (%)

- On a quatre profondeurs de sondage dans cette couche de [12,8 ; 13,5] m, [15.5 ; 18] m et [15.5 ; 18] m du premier sondage, et [2 ; 2,5] du deuxième sondage.

$$- \bar{\omega} = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{18,68 + 15,46 + 26,59 + 19,22}{4} = 19,98\%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(18,68 - 19,98)^2 + (15,46 - 19,98)^2 + (26,59 - 19,98)^2}{4}} = 4,07\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{4,07}{19,98} = 0,203 \times 100 = 20,3\% > 10\%$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur minimale : $\omega = 15,46\%$

II.8.1.4. Homogénéité de degré de saturation S_r

- On quatre profondeurs de sondage dans cette couche de [12,8 ; 13,5] m, [15.5 ; 18] m et [15.5 ; 18] m du premier sondage, et [2 ; 2,5] m du deuxième sondage.

$$\overline{Sr} (\%) = \frac{99 + 95 + 100 + 100}{4} = 98,5\%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(99 - 98,5)^2 + (95 - 98,5)^2 + (100 - 98,5)^2 + (100 - 98,5)^2}{4}} = 2,06\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\overline{Sr}} = \frac{2,06}{98,5} = 0,0209 \times 100 = 2,09\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $Sr = 98,5\%$

II.8.1.5. Homogénéité des caractéristiques mécaniques C' ; φ' :

❖ La Cohesion C'

On a une seule profondeur de sondage dans cette couche de [2 ; 2,5] m du deuxième sondage.

On prend la valeur moyenne : $C' = 8 \text{ kPa}$

❖ Angle de frottement φ'

On a une seule profondeur de sondage dans cette couche de [2 ; 2,5] m du deuxième sondage.

On prend la valeur moyenne : $\varphi' = 27,19^\circ$

II.8.1.6. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés :

❖ Angle de frottement non drainé φ_u

On a une seule profondeur de sondage dans cette couche de [12,8 ; 13,5] m du premier sondage et [22,4 ; 22,95] m du deuxième sondage

$$\overline{\varphi_u} = \frac{\sum \varphi_u}{N} = \frac{1,42 + 2,42}{2} = 1,92^\circ$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(1,42 - 1,92)^2 + (2,42 - 1,92)^2}{2}} = 0,25$$

$$- COV = \frac{SD}{\overline{\varphi_u}} = \frac{0,25}{1,92} = 0,13 \times 100 = 13\% > 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur la plus petite : $\varphi_u = 1,42^\circ$

❖ La Cohésion non drainé C_u

$$\overline{C_u} = \frac{\sum C_u}{N} = \frac{127 + 124}{2} = 125,5 \text{ kPa}$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(127 - 125,5)^2 + (124 - 125,5)^2}{2}} = 1,5 \text{ kPa}$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{c}_u} = \frac{1,5}{125,5} = 0,0119 \times 100 = 1,19 \% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $C_u = 125,5 \text{ kPa}$

II.9. Homogénéité : Couche d'argile très plastique

II.9.1 Homogénéité des poids volumique γ

II.9.1.1.Poids volumique sec γ_d

- On a deux profondeurs de sondage dans cette couche de [5,5 ; 6] et [8,3 ; 8,8] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\gamma}_d = \frac{\sum \gamma_d N}{N} = \frac{15,5 + 17,6}{2} = 16,55 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(15,5 - 16,55)^2 + (17,6 - 16,55)^2}{2}} = 1,05 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{1,05}{16,55} = 0,0634 \times 100 = 6,34\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d = 16,55 \text{ kN/m}^3$

II.9.1.2. poids volumique humide γ_h

- On a deux profondeurs de sondage dans cette couche de [5,5 ; 6] m et [8,3 ; 8,8] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\gamma}_h = \frac{\sum \gamma_h}{N} = \frac{19,3 + 21}{2} = 20,15 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(19,3 - 20,15)^2 + (21 - 20,15)^2}{2}} = 0,85 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,85}{20,15} = 0,0421 \times 100 = 4,21\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h = 20,15 \text{ kN/m}^3$

II.9.1.3. Homogénéité Teneur en eau $\omega(\%)$

- On a deux profondeurs de sondage dans cette couche de [5,5 ; 6] et [8,3 ; 8,8] m du deuxième sondage.

$$- \bar{\omega}\% = \frac{\sum \omega}{N} = \frac{25,25 + 19,73}{2} = 22,49\%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(25,25 - 22,49)^2 + (19,73 - 22,49)^2}{2}} = 2,76\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{2,76}{22,49} = 0,122 \times 100 = 12,2\% > 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur minimale : $\omega = 19,73\%$.

II.9.1.4. Homogénéité de degré de saturation S_r

- On a deux profondeurs de sondage dans cette couche de [5,5 ; 6] m et [8,3 ; 8,8] m du deuxième sondage.

$$-\overline{S_r} (\%) = \frac{\sum S_r}{N} = \frac{92+100}{2} = 96\%$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(92 - 96)^2 + (100 - 96)^2}{2}} = 4\%$$

$$-COV = \frac{SD}{\overline{S_r}} = \frac{4}{96} = 0,0416 \times 100 = 4,16\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $S_r = 96 \%$

II.10. Homogénéité des caractéristiques mécaniques non drainés

II.10.1. Angle de frottement non drainé φ_u

On a une seule profondeur de sondage dans cette couche [8,3 ; 8,8] m du deuxième sondage.

$$\varphi_u = 1,43^\circ$$

II.10.2. La Cohésion non drainé C_u

$$C_u = 109 \text{ kPa}$$

Tableau II.8: Tableau récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.

	γ (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	ω (%)	S_r (%)	C' (kPa)	φ' (°)	C_u (kPa)	φ_u (°)
Argile peu plastique	17,7	21,17	15,46	98,5	8	27,19	125,5	1,42
Argile très plastique	16,55	20,15	19,73	96	/	/	109	0,44

Remarque : Afin de faciliter la modélisation du talus on fait l'homogénéité de la 2^{ème} et 3^{ème} couche.

II.11. Homogénéité des couches d'argiles

II.11.1 Homogénéité de φ_u et C_u

$$\overline{\varphi_u} = \frac{\sum \varphi_u}{N} = \frac{1,42+0,44}{2} = 0,93^\circ$$

$$-SD = \sqrt{\frac{(1,42 - 0,93)^2 + (0,44 - 0,93)^2}{2}} = 0,49$$

$$-COV = \frac{SD}{\overline{\varphi_u}} = \frac{0,49}{0,93} = 0,5268 \times 100 = 52,68 > 10\%$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur la plus petit $\varphi_u = 0,44^\circ$

$$\bar{C}_u = \frac{\Sigma C_u}{N} = \frac{125,5 + 109}{2} = 117,25 \text{ kPa}$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(125,5 - 117,25)^2 + (109 - 117,25)^2}{2}} = 8,25 \text{ kPa}$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{C}_u} = \frac{8,25}{117,25} = 0,0703 \times 100 = 7,03 < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $C_u = 117,25 \text{ kPa}$

II.11.2. Homogénéité de φ' ; C'

NB : Comme il ya qu'une seule profondeur on ne peut pas faire l'homogénéité de cette couche et par conséquent on prend ces valeurs.

$$\varphi' = 27,19^\circ$$

$$C' = 8 \text{ kPa}$$

II.11.3. Homogénéité Teneur en eaux $\omega_{(%)}$:

$$-\bar{\omega} = \frac{\Sigma \omega}{N} = \frac{15,46 + 19,73}{2} = 17,59 \%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(15,46 - 17,59)^2 + (19,47 - 17,59)^2}{2}} = 2,13\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\omega}} = \frac{2}{17,46} = 0,121 \times 100 = 12,1\% > 10\%$$

Donc : le sol est hétérogène donc on prend la valeur la plus petite : $\omega = 15,46 \%$

II.11.4. Poids volumique sec γ_d

$$-\bar{\gamma}_d = \frac{\Sigma \gamma_d N}{N} = \frac{17,7 + 16,55}{2} = 17,125 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(17,7 - 16,55)^2 + (17,9 - 17,45)^2}{2}} = 0,575 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_d} = \frac{0,575}{17,125} = 0,0335 \times 100 = 3,35\% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_d = 17,125 \text{ kN/m}^3$

II.11.5. Poids volumique humide γ_h :

$$-\bar{\gamma}_h = \frac{\Sigma \gamma_h}{N} = \frac{21,17 + 20,15}{2} = 20,66 \text{ kN/m}^3$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(20,5 - 20,9)^2 + (21,3 - 20,9)^2}{2}} = 0,51 \text{ kN/m}^3$$

$$- COV = \frac{SD}{\bar{\gamma}_h} = \frac{0,51}{20,66} = 0,0246 \times 100 = 2,46 \% < 10\%$$

Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $\gamma_h = 20,66 \text{ kN/m}^3$

II.11.6. Homogénéité de degré de saturation Sr

$$- \overline{Sr} (\%) = \frac{\sum Sr}{N} = \frac{98,5+96}{2} = 97,25\%$$

$$- SD = \sqrt{\frac{(98,5 - 97,25)^2 + (96 - 97,25)^2}{2}} = 1,25\%$$

$$- COV = \frac{SD}{\overline{Sr}} = \frac{1,25}{97,25} = 0,0128 \times 100 = 1,28\% < 10\%$$

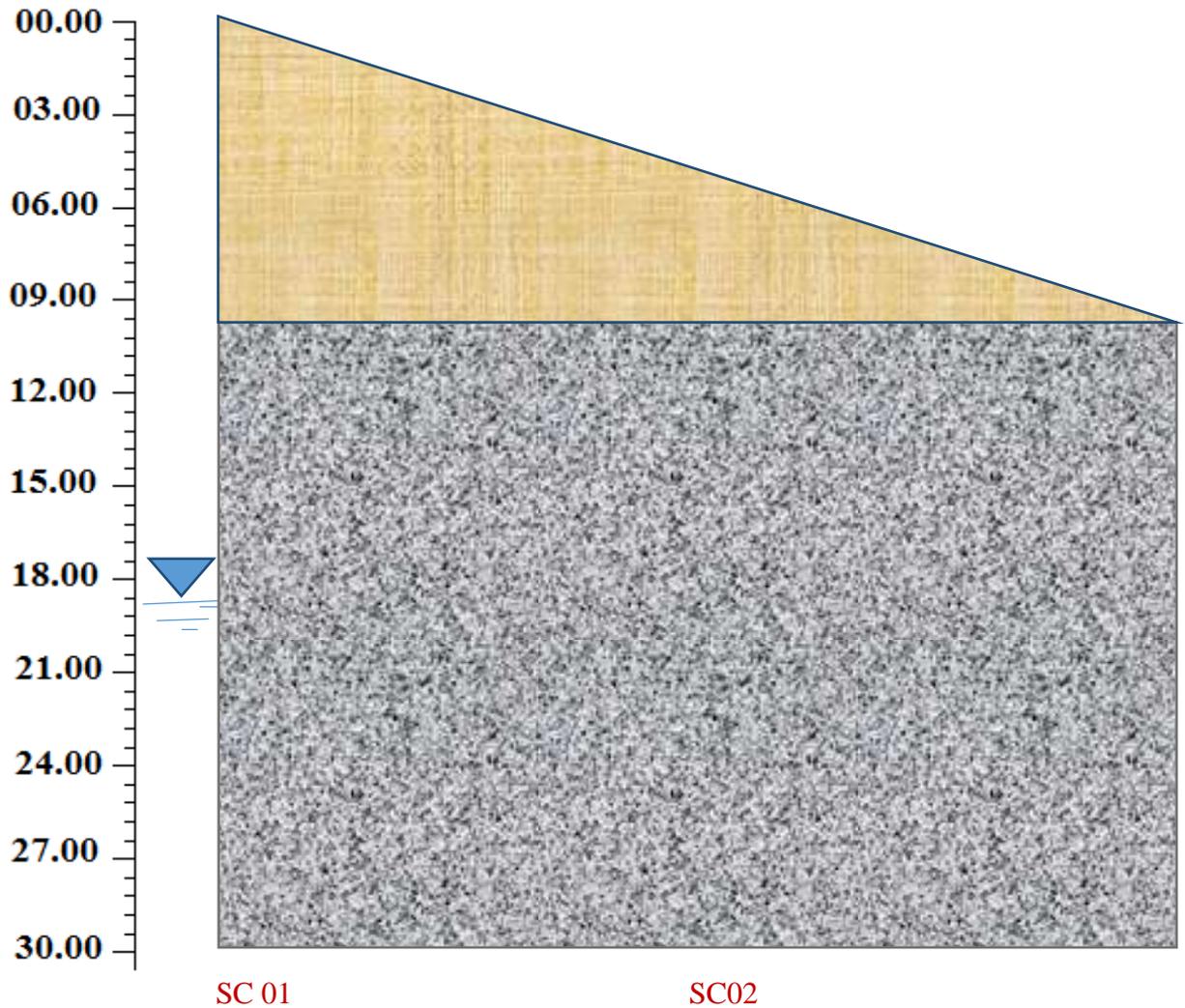
Donc : le sol est homogène donc on prend la valeur moyenne : $Sr = 97,25 \%$

II.11.7. Calcul du poids volumique saturé (γ_{sat}) et le poids volumique déjaugé (γ') :

Tableau II.9 : Récapitulatifs des paramètres physiques et mécaniques par couches.

	γ_d (kN/m ³)	γ_h (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	Sr %	C' (kPa)	φ' (°)	C _u (kPa)	φ_u (°)	ω (%)
Sable argileux	19	/	11,83	21,83	/	25	30	/	/	/
Argile	17,12	20,66	10,65	20,65	97,25	8	27,19	117,25	0,44	15,46

➤ **Le profil géologique du terrain**



Sable argileux [0-10,5]

Argile [10,5-30]

Niveau de la nappe [19m]

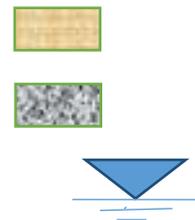


Figure II.12 : Coupe lithologique générale

II.12 CONCLUSION :

Ce chapitre nous a permis de faire une description du glissement au PK 4+100, en définissant sa morphologie et sa cinématique, nous a aussi permis de récolter plusieurs indices qui définissent quelques causes du glissement, ce qui nous permettra de faire l'étude géotechnique.

Sur la base des résultats des essais in situ et au laboratoire, et d'après l'homogénéisation du selon peut conclure que le sol composé de trois (03) couches :

- ✓ Sable argileux [0-10,5]
- ✓ Argile peu plastique [10,5-22.87]
- ✓ Argile très plastique [22.87-30]

Suivant les résultats des caractéristiques de la 2^{ème} et 3^{ème} couches sont comparables, une homogénéisation de ces deux dernières à une seule couche (pour simplifier la modélisation).

À la fin de ce chapitre, nous avons extrait la coupe lithologique finale qui nous permettra de faire l'étude de la stabilité de terrain au glissement, à l'aide du logiciel Plaxis.

Chapitre III

Etude de la stabilité du terrain avec le logiciel Plaxis

III.1. Introduction :

Après avoir accomplie l'étude géotechnique du site, nous avons entamé la phase de conception et calcul de la stabilité du terrain au niveau du au contournement nord de la ville de Médéa au PK 4+100

Pour le développement des calculs, nous avons utilisé le logiciel Plaxis 2D qui est un programme de calcul d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques, nous procéderont à l'analyser de la stabilité en termes de coefficients de sécurité.

III.2. Présentation du logiciel PLAXIS 2D

PLAXIS est un programme d'éléments finis en deux dimensions spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le programme utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier.[30]

III.3. Présentation du code de calcul PLAXIS 2D

III.3.1. La démarche de modélisation avec PLAXIS

Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes d'un calcul sous PLAXIS.

a. Géométrie

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

-  Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol.
-  L'outil " plates " permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion. Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres, des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides. Principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation (ici z).

-  "Anchor" qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau.

-  L'outil <<géogrid>> sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géogrilles et ancrages.

Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

b.  Conditions aux limites

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

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

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

c.  Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d.  Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options refine dans le mesh menu.

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

e.  Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes imposé(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial. Un "Switch bouton" permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle "initial pore pressure" permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes

- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f. Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages, on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir "calculation". L'interface "input" de << Plaxis >> se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calculation". Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

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

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

D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude terminé, des points caractéristiques peuvent être places.

Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur "calculate" les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont vision nables grâce à la touche 'output'.

g. Visualisation des Résultats

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

III.3.2. Lois de comportement dans PLAXIS

La modélisation du sol a pour objectif de déterminer un modèle de comportement qui permet d'étudier l'évolution de ses caractéristiques physiques et mécaniques. Il faudra que celui-ci puisse représenter le plus possible tous les aspects essentiels du comportement mis en évidence par les essais de laboratoire et in situ. Le modèle est ainsi une description complète du comportement du sol. La plupart des matériaux ont un comportement élastoplastique, qui est caractérisé par l'apparition de déformations réversibles élastiques et de déformations irréversibles plastiques. Sur la surface de charge, deux cas de comportement sont possibles : la surface de charge n'évolue pas, on parle de loi élastique parfaitement plastique, c'est le cas du modèle de Mohr-Coulomb ; la surface de charge évolue au cours du chargement, on parle de modèle élastoplastique avec écrouissage don

Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles, on définit dans la suite un modèles élastoplastique. [23]

III.3.2.1. Modèle de Mohr-Coulomb

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première Approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq Paramètres : le module de Young, E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion c , l'angle de frottement ϕ , et l'angle de dilatance ψ . [14]

a. Coefficient de Poisson

Des essais triaxiaux standards drainés peuvent montrer une diminution significative de volume au tout début du chargement et révéler ainsi une faible valeur du coefficient de Poisson ν .

Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'employer une valeur initiale aussi faible, mais en général, pour le modèle de

Mohr-Coulomb, l'utilisation d'une valeur plus élevée est recommandée. Le choix d'une valeur pour le coefficient de Poisson est particulièrement simple dans le cas du modèle élastique ou du modèle de Mohr-Coulomb avec un chargement gravitaire.

Dans ces types de chargement, PLAXIS devrait fournir des valeurs réalistes pour le rapport $K_0 = \sigma_h / \sigma_v$. Comme les deux modèles donneront le rapport bien connu de $\sigma_h / \sigma_v = \nu / (1-\nu)$ pour une compression unidimensionnelle, il est facile de choisir un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste pour K_0 . Ainsi, ν est évalué par l'intermédiaire de K_0 . Dans la plupart des cas, les valeurs de ν seront comprises entre 0,3 et 0,4 en général.

b. L'angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance ψ (psi), est donné en degrés. Sauf pour les couches très surconsolidées, les sols argileux ne présentent aucune dilatance ($\psi = 0$).

La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour des sables siliceux, un ordre de grandeur est $\psi = \phi - 30^\circ$. Dans la plupart des cas toutefois, l'angle de dilatance est nul pour des valeurs de ϕ inférieures à 30° . Une valeur négative faible pour ψ n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches [14].

c. L'angle de frottement ϕ

L'angle de frottement ϕ (phi) est entré en degrés. Des angles de frottement élevés, obtenus parfois pour des sables denses, augmenteront de manière substantielle la difficulté numérique des calculs plastiques.

Le temps de calcul varie exponentiellement avec de l'angle de frottement. Par conséquent, les angles de frottement élevés devraient être évités lors des calculs préliminaires pour un projet. Le temps de calcul deviendra important si des angles de frottement supérieurs à 35 degrés sont utilisés. [14]

d. La cohésion (c)

La cohésion a la dimension d'une contrainte. PLAXIS peut manipuler des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé aux utilisateurs peu expérimentés d'entrer au moins une valeur faible (prendre $c > 0.2$ kPa). PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion croît avec la profondeur. [14]

e. Le module d'Young (E)

PLAXIS utilise le module de Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement [14].

III.3.3. Les types de comportement des matériaux (Material type)

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

III.3.3.1. Comportement drainé (Drainedbehavior)

Avec cette option, aucune surpression interstitielle n'est générée. C'est évidemment le cas pour des sols secs et pour des sols totalement drainés du fait de leur forte perméabilité (comme les sables) et/ou à cause d'un faible accroissement du chargement. Cette option peut aussi être utilisée pour simuler le comportement du sol à long terme sans avoir besoin de modéliser l'histoire précise du chargement non drainé et de la consolidation.

III.3.3.2. Comportement non drainé (Undrainedbehavior)

Cette option est utilisée pour permettre la génération complète des surpressions interstitielles. L'écoulement de l'eau interstitielle peut parfois être négligé du fait des faibles perméabilités (pour les argiles) et/ou à cause d'une vitesse de chargement élevée.

III.3.3.3. Le comportement non poreux (Non-porousbehavior)

En utilisant cette option pour une couche de sol, aucune pression ni surpression interstitielle ne sera prise en compte dans cette couche. Cela peut s'appliquer à la modélisation du béton et des roches ou au comportement des structures. Le comportement non poreux (Non-porous) est souvent utilisé en combinaison avec le modèle élastique

linéaire (Linearelastic). Il n'est pas nécessaire de fournir un poids volumique saturé ni des perméabilités pour les matériaux non poreux.

La caractéristique "non poreux" (Non-porous) peut aussi être appliquée à des interfaces. Pour empêcher tout écoulement à travers un écran de palplanches ou d'autres structures imperméables, on peut affecter aux interfaces placées autour un jeu de données spécifique où le type de matériau est choisi comme Non-porous.

III.4. Calculs

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toutefois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. On opère grâce au programme de calcul (Calculation).

PLAXIS permet d'effectuer différents types de calculs aux éléments finis. Le calcul des écoulements a été abordé au chapitre précédent en relation avec le programme d'entrée des données, puisqu'il est employé pour générer la distribution des pressions interstitielles qui constitue une donnée initiale d'une analyse en déformations. Le Programme de calcul ne traite que l'analyse des déformations et permet de réaliser un Calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficients de sécurité (Phi-c reduction) ou un calcul dynamique (Dynamic calculation). Cette dernière option requiert le module dynamique de PLAXIS (PLAXIS Dynamic module), qui est une extension de la Version 8.2 Les trois premiers Types de calcul (plastique, consolidation, Phi-c réduction) permettent en option de Prendre en compte les effets des grands déplacements. Cette option s'appelle Updated mesh (mise à jour du maillage) et est disponible comme option avancée. Ces différents types de calculs.

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charges prédéfinies, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité est des exemples de phases de calcul. Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incrément de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul. Dans PLAXIS, des procédures automatiques et robustes d'incrément de pas de chargement assurent un choix approprié des pas de calcul.

III.4.1. Le programme de calcul

Le programme de calcul (Calculassions). Celui-ci contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis. La fenêtre de sélection permet un choix rapide entre les quatre projets les plus récents. Si le projet choisi n'apparaît pas dans cette liste, il faut utiliser l'option " More files". Dans ce cas, le gestionnaire de fichiers apparaît, ce qui permet à l'utilisateur d'avoir un aperçu de tous les répertoires accessibles et de choisir le fichier de projet PLAXIS souhaité (*.plx). Il n'est pas nécessaire de choisir un projet quand on clique sur le bouton Calculate depuis la fenêtre des conditions initiales du programme d'entrée des données. Dans ce cas, le projet en cours est automatiquement sélectionné dans le programme de calcul. Après la sélection (automatique) d'un projet, la fenêtre principale du programme de calcul apparaît ; elle comporte les points suivants (Figure III.1).

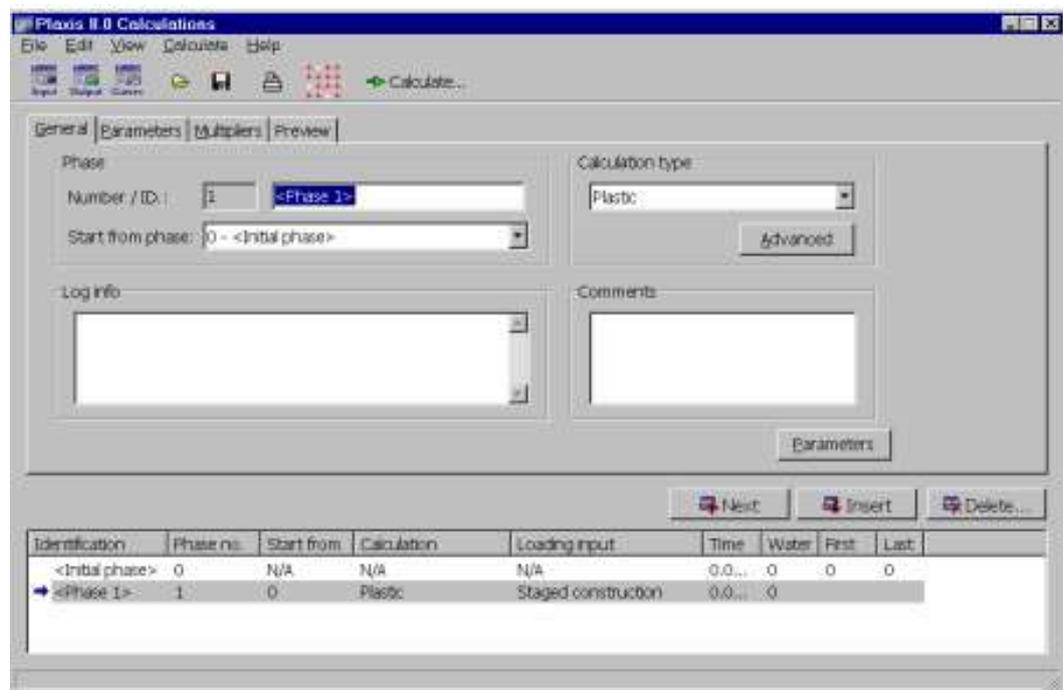


Figure III.1 : Fenêtre principale du programme de calcul.

- Le menu de calcul permet l'accès à toutes les options du programme de calcul. La plupart des options sont également accessibles par des icônes situées dans la barre d'outils.
- La barre d'outils contient les icônes qui peuvent être utilisées comme raccourci pour les options du menu. La fonction associée à chaque icône est affichée dès que le pointeur de la souris est placé sur celle-ci.

- Les onglets (partie supérieure de la fenêtre) permettent de définir et prévisualiser une phase de calcul.
- Liste des phases de calcul (partie inférieure de la fenêtre) :

Cette liste donne une vue d'ensemble de toutes les phases de calcul d'un projet. Chaque ligne correspond à une phase particulière. Et pour chaque phase, la ligne indique : L'identification correspondante (son nom), son numéro, le numéro de la phase à partir de laquelle les calculs commencent, le type de calcul, le type de chargement, la durée, les conditions hydrauliques à utiliser, les numéros des premier et dernier pas de calcul. Quand la phase de calcul n'a pas encore été calculée, il n'y a aucun numéro de pas. Une phase de calcul sélectionnée pour être calculée est signalée par une flèche bleue en face de la ligne. Les phases de calcul calculées avec succès sont marquées d'une coche verte, alors que celles pour lesquelles le calcul n'a pas pu être mené jusqu'au bout sont indiquées par une croix rouge.

III.4.2. Types de calculs

Le type de calcul d'une phase (Calculations type) est d'abord défini dans le menu déroulant en haut à droite de l'onglet General. Il y a trois types de calcul fondamentaux distincts.

- un calcul plastique (Plastic)
- une analyse de consolidation (Consolidation)
- un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction).

a. Calcul plastique

Un calcul plastique (Plastic) doit être sélectionné pour réaliser une analyse en déformations élasto-plastiques pour laquelle il n'est pas nécessaire de prendre en compte la dissipation des surpressions interstitielles avec le temps. Si l'option Updatedmesh n'a pas été sélectionnée dans la fenêtre de réglages généraux avancés (Advanced), le calcul sera fait selon la théorie des petites déformations. La matrice de rigidité dans un calcul plastique normal est basée sur la géométrie initiale non déformée. Ce type de calcul est approprié dans la plupart des applications géotechniques pratiques

Bien qu'un intervalle de temps (durée) puisse être spécifié, un calcul plastique ne prend pas en compte l'effet du temps, sauf si l'on utilise le modèle Soft Soil Creep (voir le Material Models Manual). Si l'on étudie le chargement rapide de sols saturés de type argileux, un calcul plastique pourra servir à approcher le cas limite d'un comportement non

drainé en choisissant l'option Undrained dans les caractéristiques du matériau. D'autre part, les tassements à long terme peuvent être estimés en réalisant une analyse en comportement drainé. Cela donnera une bonne prévision de la situation finale, bien que l'histoire précise du chargement ne soit pas respectée et que le processus de consolidation ne soit pas traité explicitement.

b. L'analyse de la consolidation

Une analyse de la consolidation (Consolidation) doit être choisie dès qu'il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps dans des sols saturés de type argileux. PLAXIS permet de vraies analyses de consolidation élasto-plastiques. En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non drainée. Il est aussi possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de la consolidation. Cependant, il faut être vigilant lorsque l'on approche de la rupture, puisque le processus itératif peut ne pas converger dans de tels cas.

c. Calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction)

Un calcul de coefficient de sécurité dans PLAXIS peut être effectué en réduisant les paramètres de résistance du sol. Ce processus est appelé Phi-c réduction et constitue un type de calcul à part entière. Le calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite calculer un coefficient de sécurité global pour une situation.

Donnée une analyse de sécurité peut être réalisée après chaque phase de calcul individuelle et donc pour chaque étape de construction. Cependant, notons qu'une phase Phi-c réduction ne peut être utilisée comme condition de départ pour une autre phase de calcul car elle se termine sur une situation de rupture. Il est donc conseillé de définir toutes les analyses de sécurité à la fin de la liste des phases de calcul et d'utiliser le paramètre Start from phase pour définir la phase de référence de chaque phase d'analyse de coefficient de sécurité

Lors d'un calcul de coefficient de sécurité, aucune charge ne peut être augmentée. En fait, le calcul Phi-c réduction est un type particulier de calcul plastique. La saisie d'un incrément de temps n'a en général pas de signification dans ce cas.

Lorsque le type Phi-c réduction est sélectionné dans des projets incluant des modèles de sol avancés, ces modèles vont en fait se comporter comme le modèle standard de

MohrCoulomb, puisque que le comportement en raideur dépendant des contraintes et les effets de l'écrouissage sont exclus de ce type d'analyse. La raideur est calculée au début de la phase de calcul et reste constante jusqu'à ce que celle-ci soit terminée.

III.5. Présentation des résultats

On choisit la géométrie du talus sur le levé topographique (1/500), (voir Annexe 2).

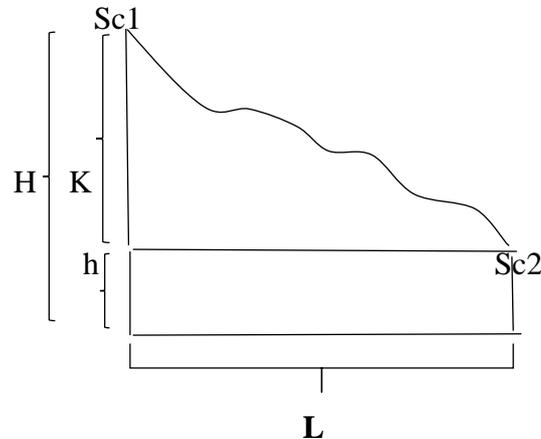


Figure III.2: Forme général d'un talus.

Tableau III.1 : La géométrie des talus (Voir Annexe 2).

	L (m)	H (m)	h (m)	K=H-h (m)	$\tan\alpha = \frac{K}{L} \Rightarrow \alpha$ (°)
Profil 163	109,95	23,68	6,68	17	8,78
Profil 164	116,3	29,42	9,37	20,05	9,87
Profil 165	118,73	25,9	8,97	16,93	8,11
Profil 166	110,67	20,52	6,68	13,84	7,12
Profil 167	103,56	19,36	7,36	12	6,60
Profil 168	115,44	21,76	8,04	13,72	6,77
Profil 169	127,32	24,17	8,71	15,46	6,92

La surcharge de la route est de 20 KN

Remarque : le tableau ci-dessus regroupe les résultats de la géométrie sur plusieurs profils de talus, pour déterminer le talus qui présente une grande pente (α) afin de choisir celui qui présente un grand risque de glissement

Donc d'après les résultats du tableau ci-dessus on choisit le $\alpha = 9.87^\circ \rightarrow$ Profil 164

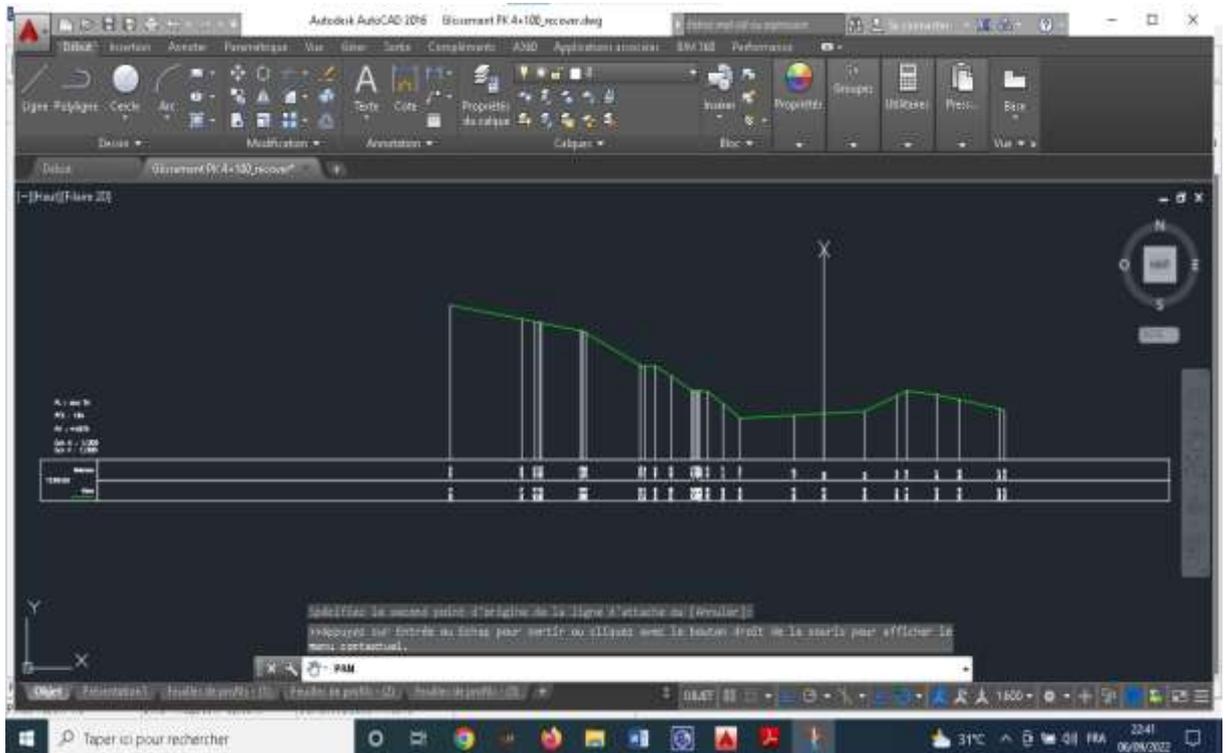


Figure III.3 : La géométrie du profil du talus choisi (d'après le levé topographique, voir annexe 2).

Tableau III.2 : Les coordonnées de la géométrie du talus.

Point	X [m]	Y [m]
0	0	0
1	0,0	29,42
2	14,9	26,79
3	17,680	26,190
4	18,630	26,1
5	19,070	26,03
6	27,340	24,450
7	27,90	24,460
8	28,350	24,280
9	39,820	17,890
10	40,710	17,740
11	43,010	17,820
12	46,270	15,860
13	50,740	13,07
14	50,960	13,07
15	51,5	12,910
16	51,770	13,040
17	52,430	12,990
18	53,960	12,890
19	57,230	10,630
20	60,760	7,830
21	72,080	8,460
22	78,400	8,780
23	86,960	9,220
24	93,640	12,210
25	95,700	13,160
26	102,110	12,260
27	106,820	11,480
28	114,965	9,67
29	116,3	9,37 0
30	116,3	0

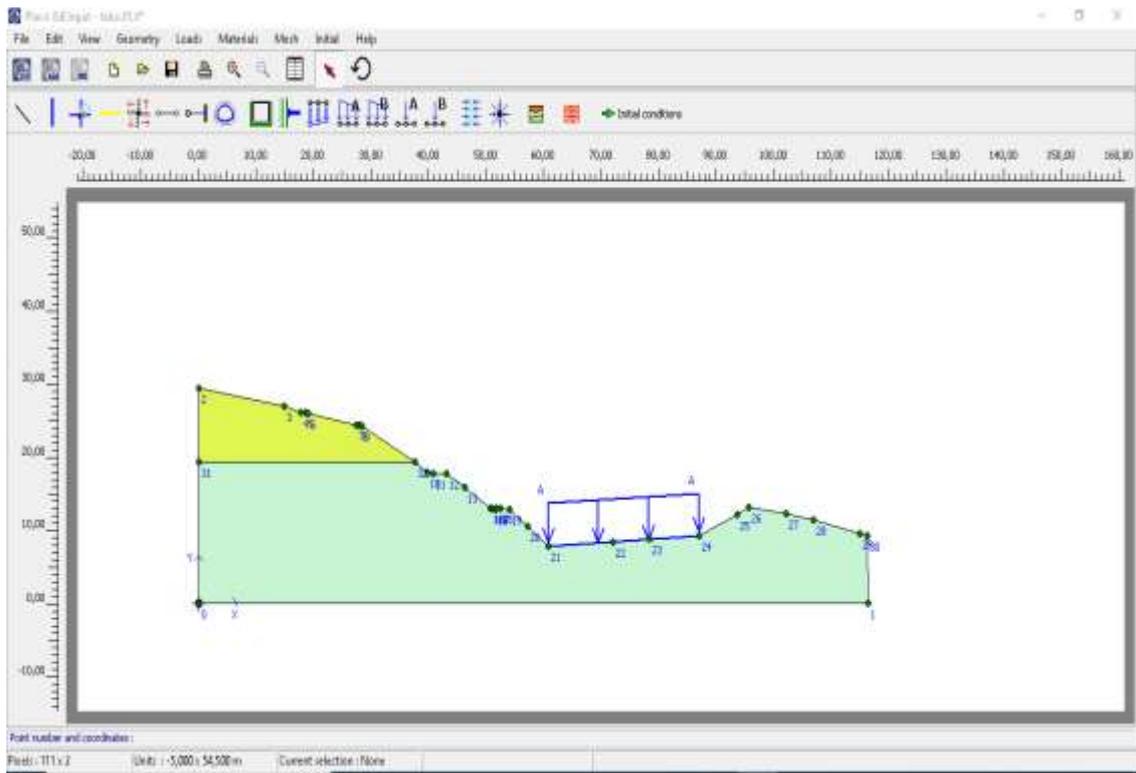


Figure III.4: Profil du model du talus et surcharge de route.

III.6. Analyse du talus à conforter

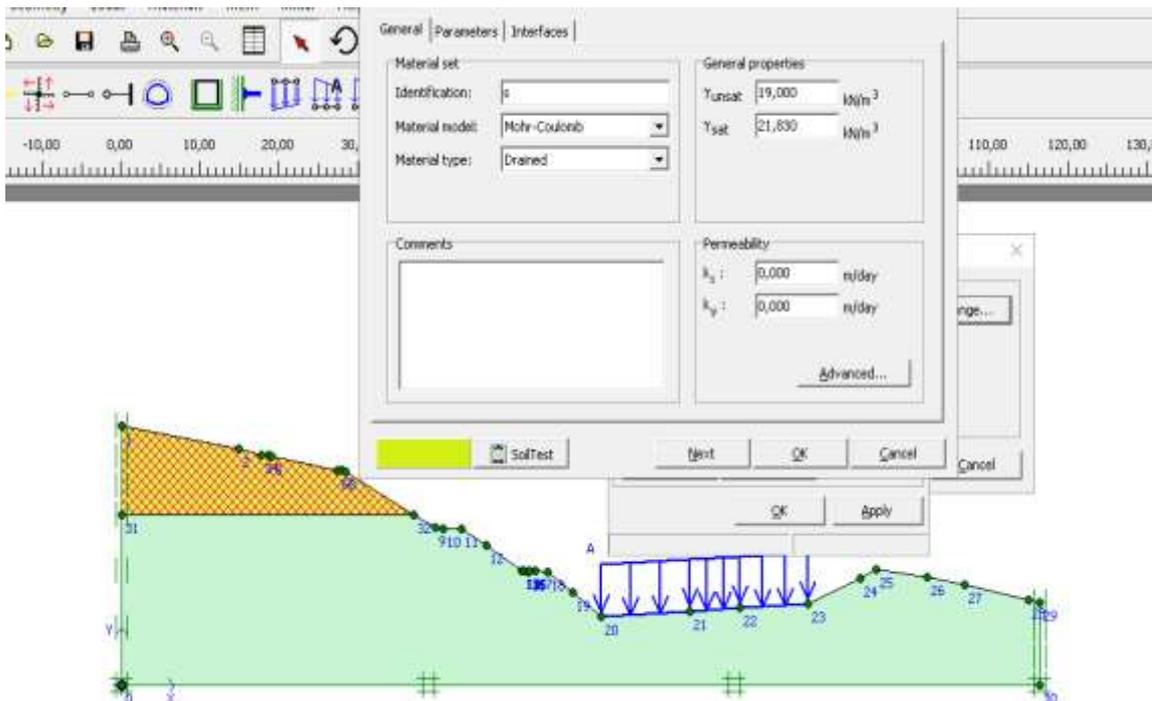


Figure III.5: Fenêtrégénéral de couche sable.

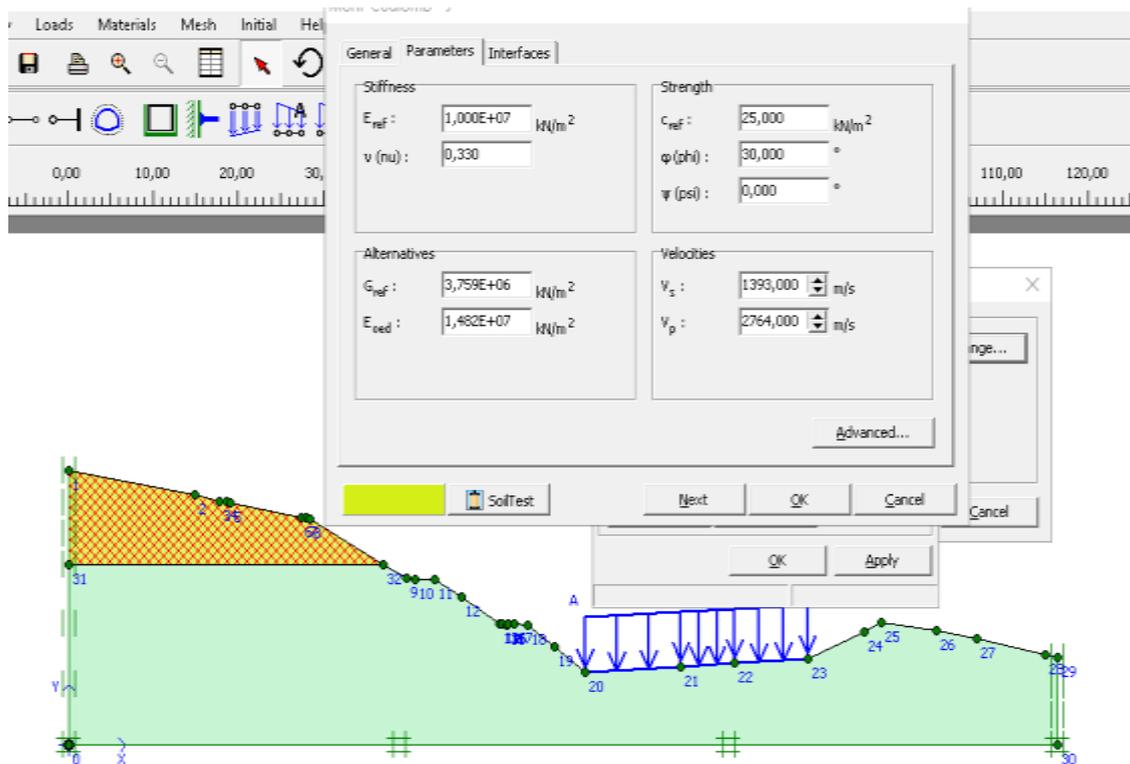


Figure III.6: Les paramètres de couche sable.

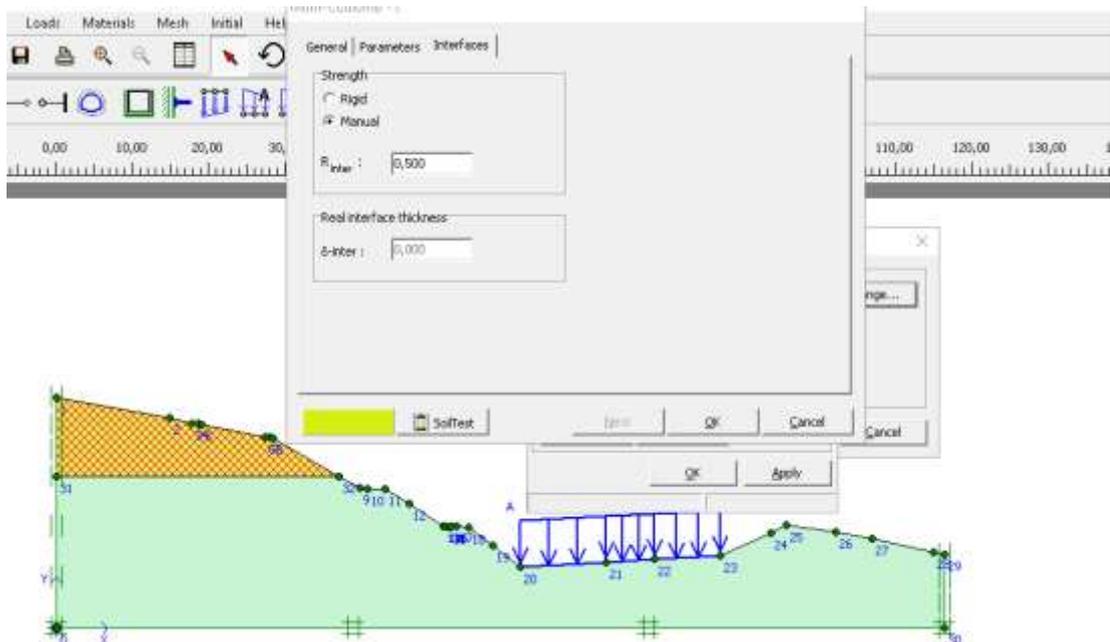


Figure III.7 :Interface de couche sable.

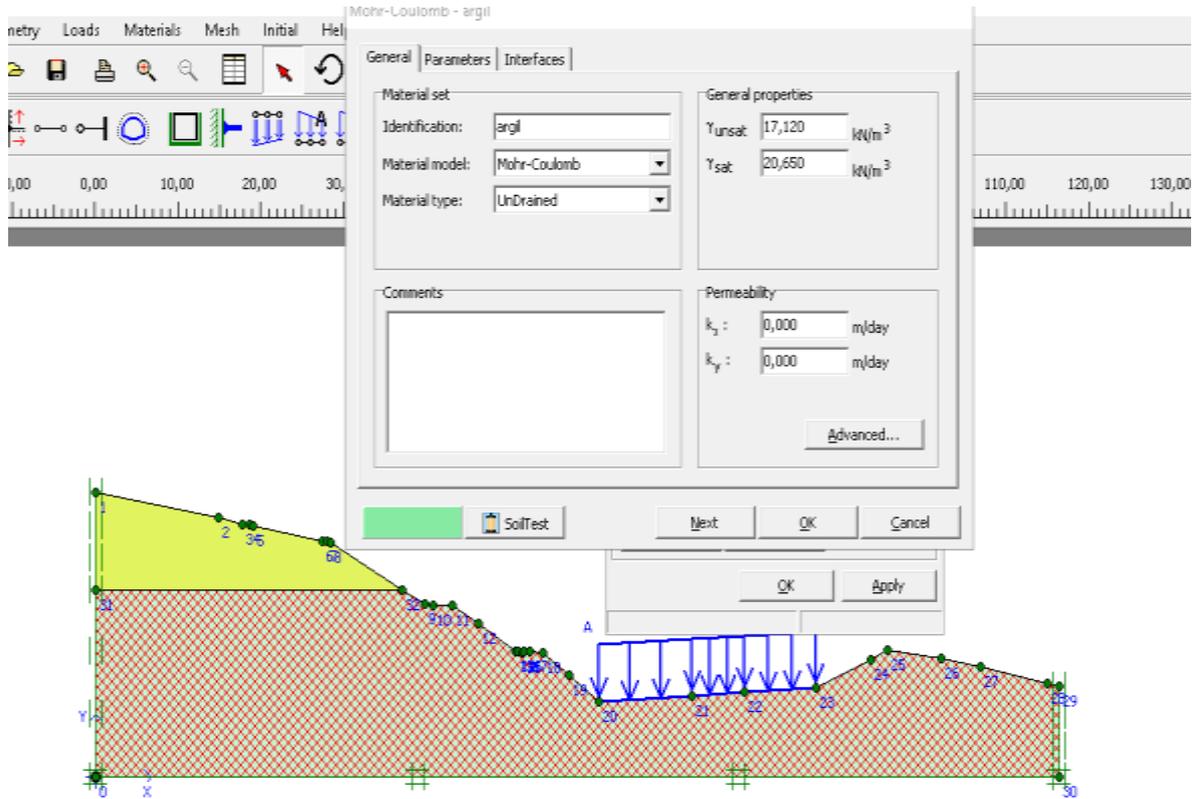


Figure III.8 :fenêtre générale de couche d'argile.

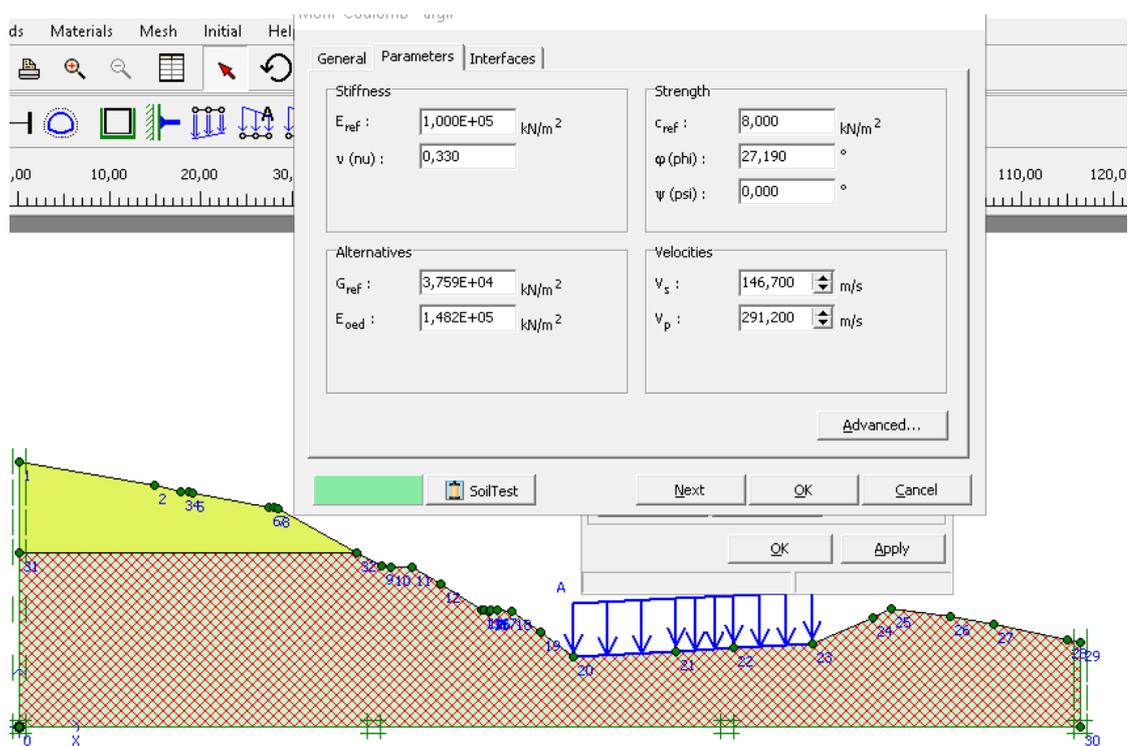


Figure III.9 :Lesparamètres de couche d'argile.

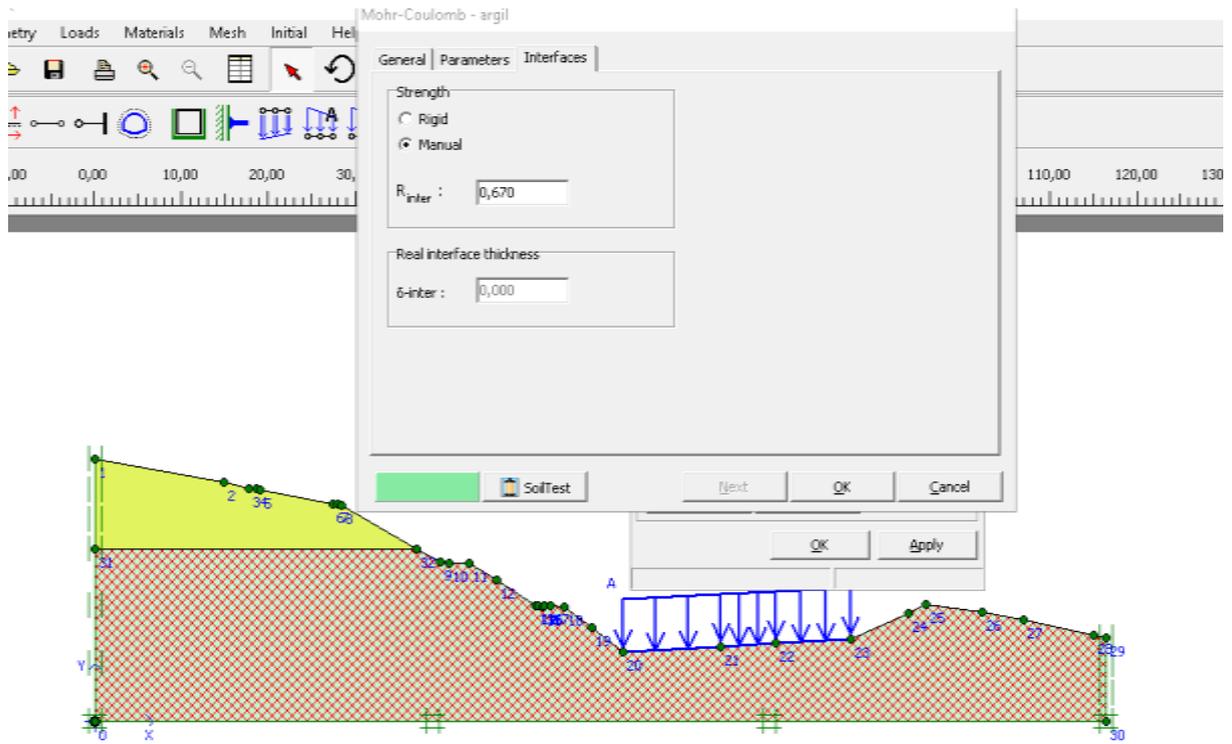


Figure III.10 : Les paramètres de couche d'argile.

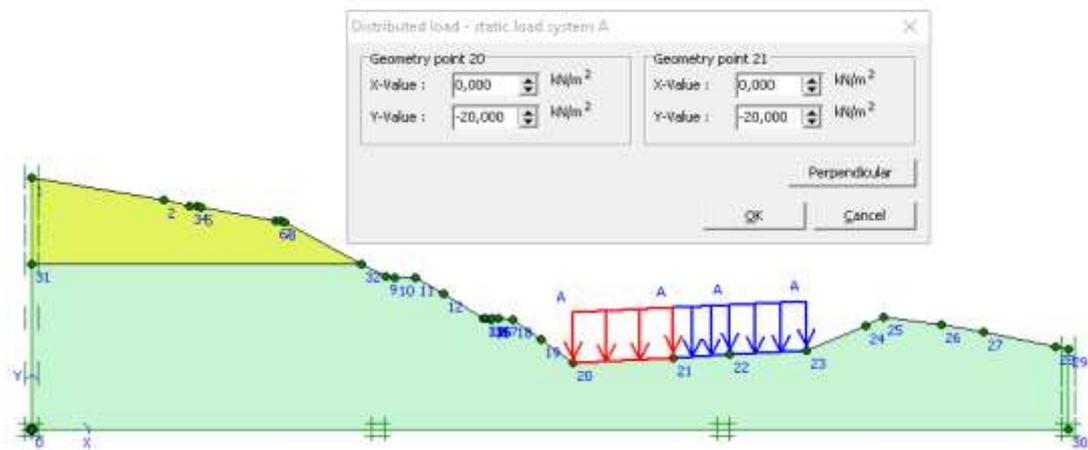


Figure III.11 : Les paramètres de l'ouvrage.

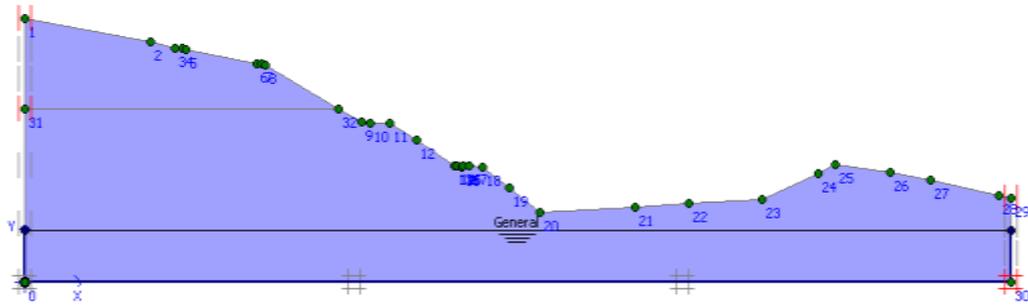


Figure III.12: Niveau de la nappe.

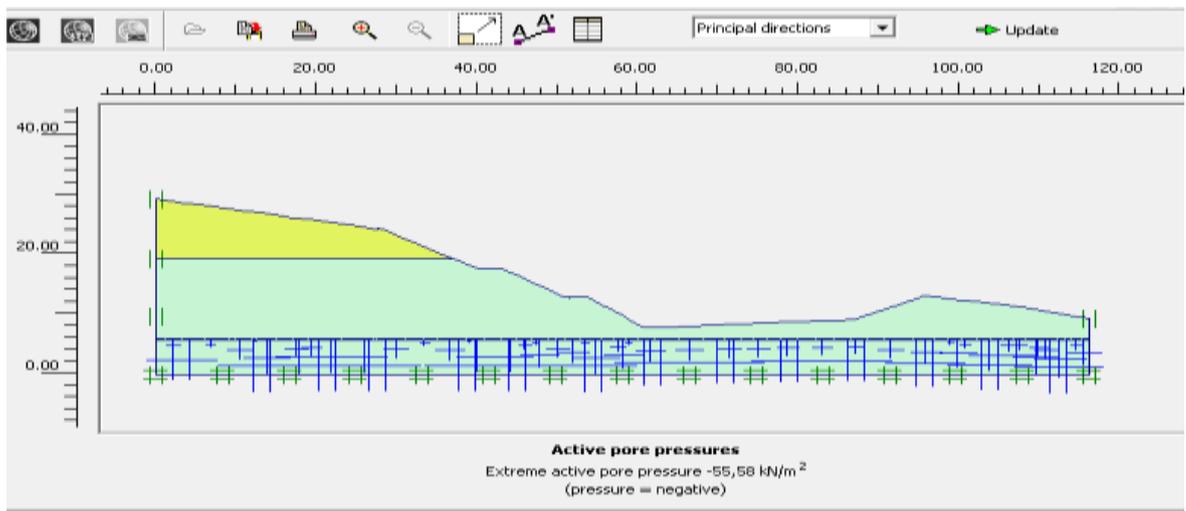


Figure III.13 : Les pressions interstitielles.

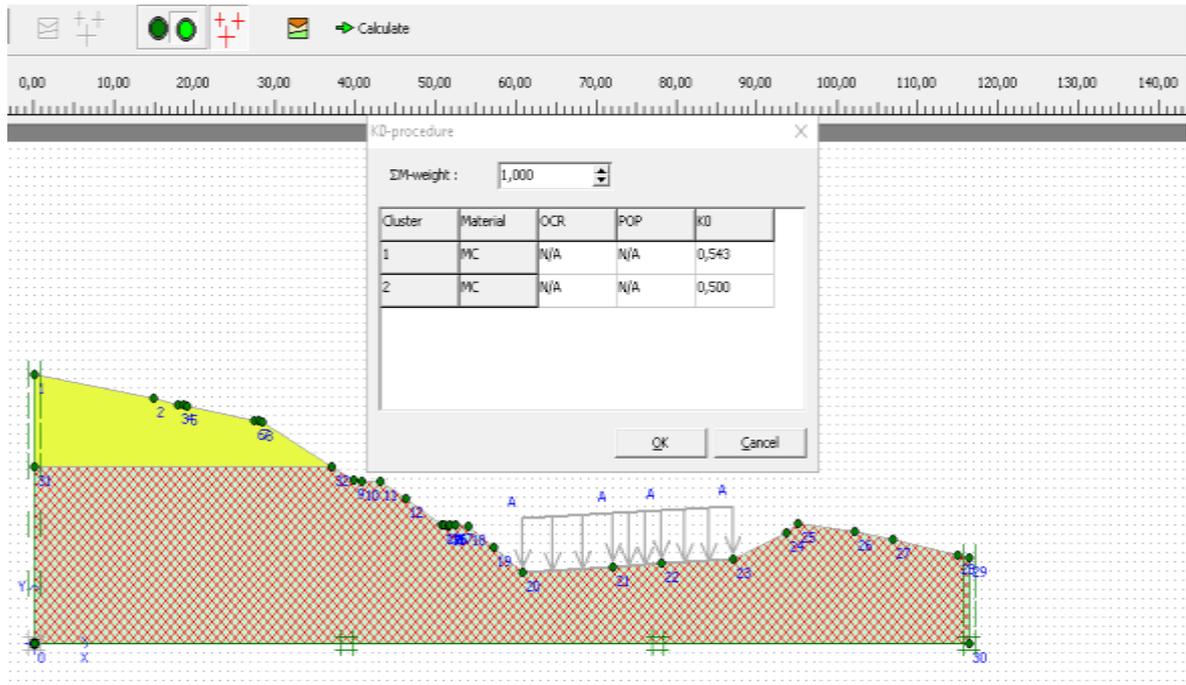


Figure III.14: Les paramètres K_0 de chaque couche.

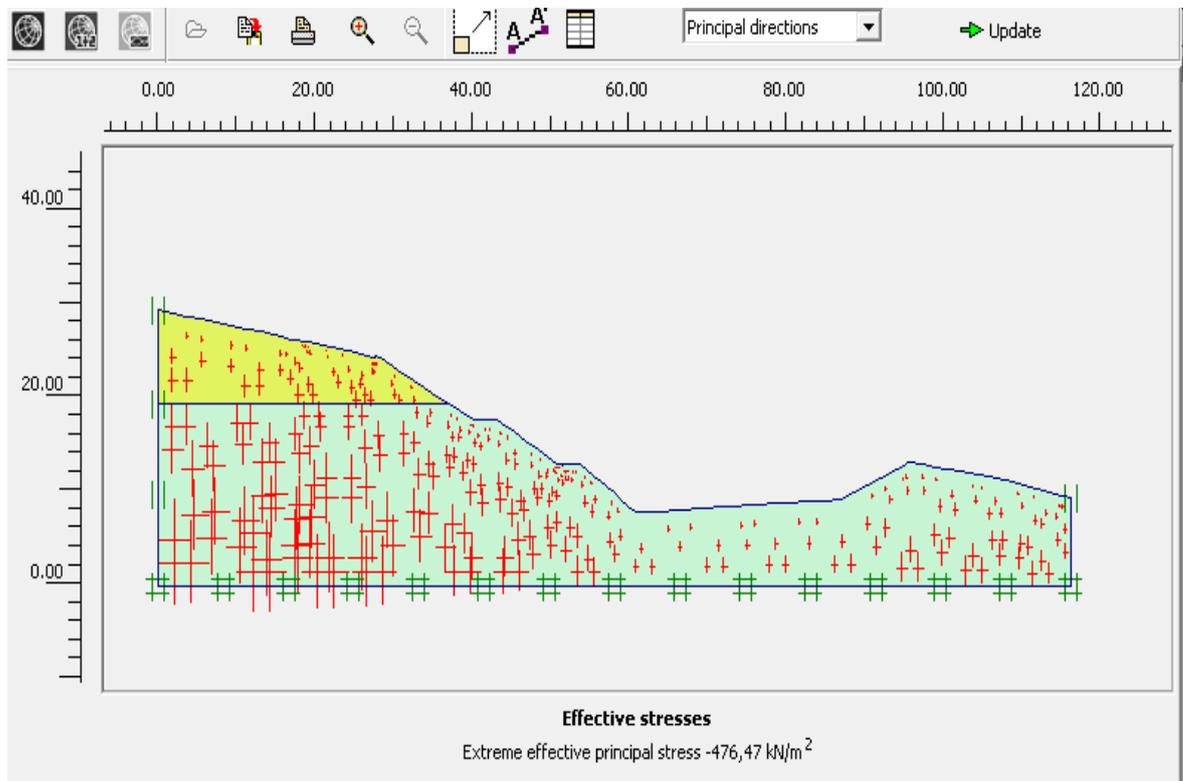


Figure III.15 : Les contraintes effectives.

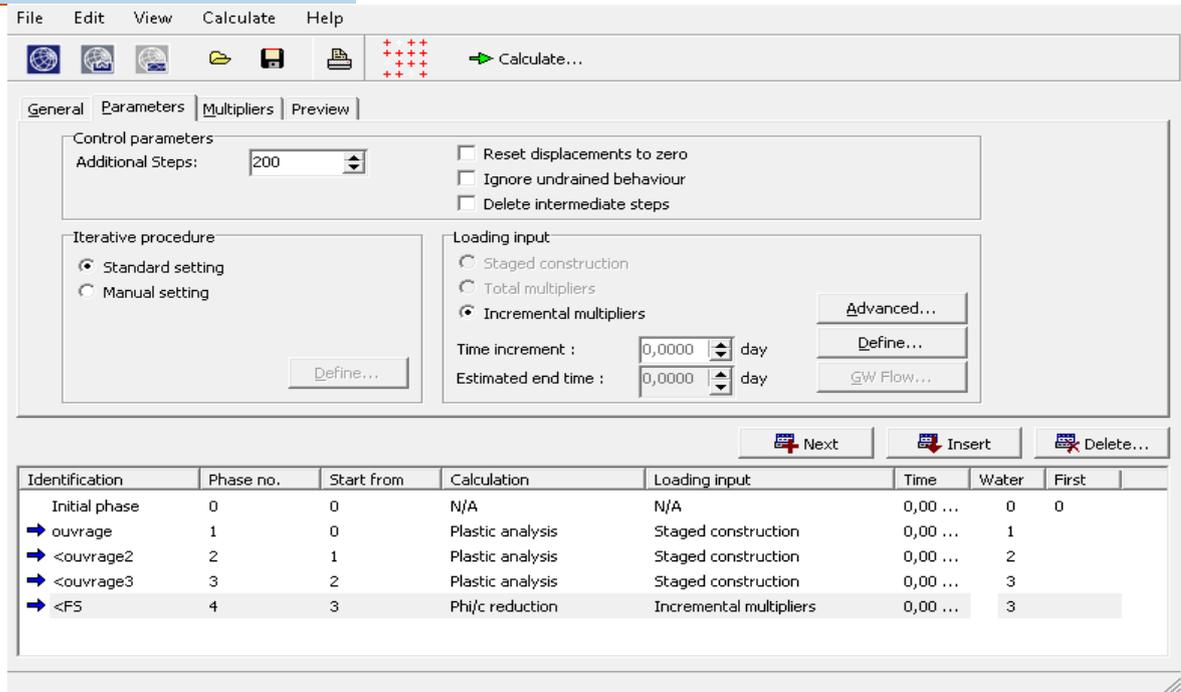


Figure III.16 : Fenêtre générale des calculs.

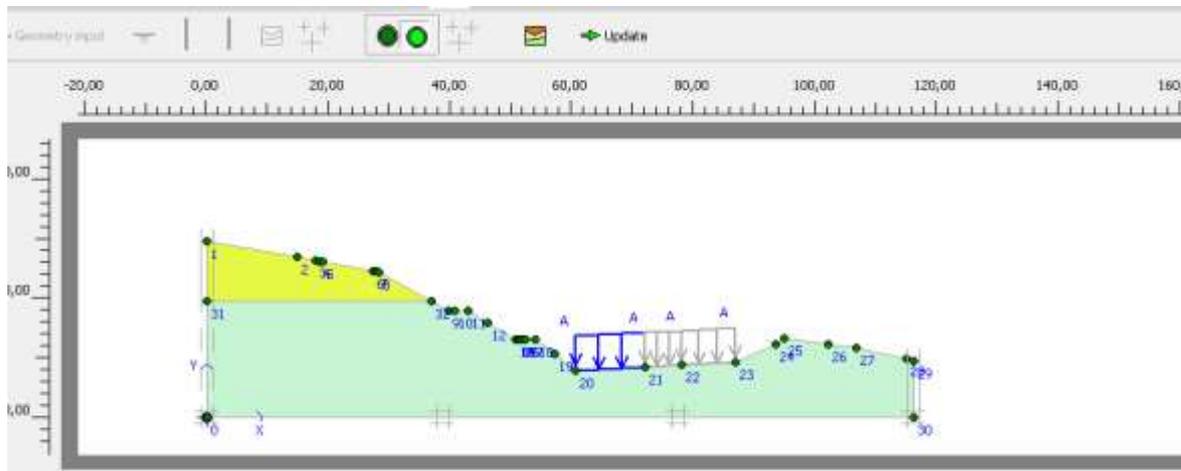


Figure III.17 : Phase 1 (définir l'ouvrage).

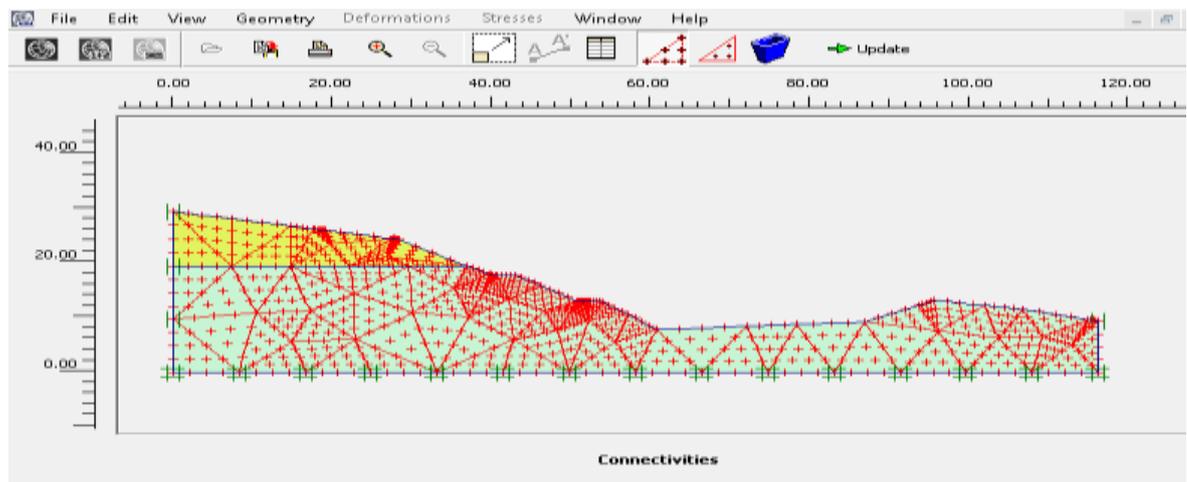


Figure III.18 : Présentation du maillage.

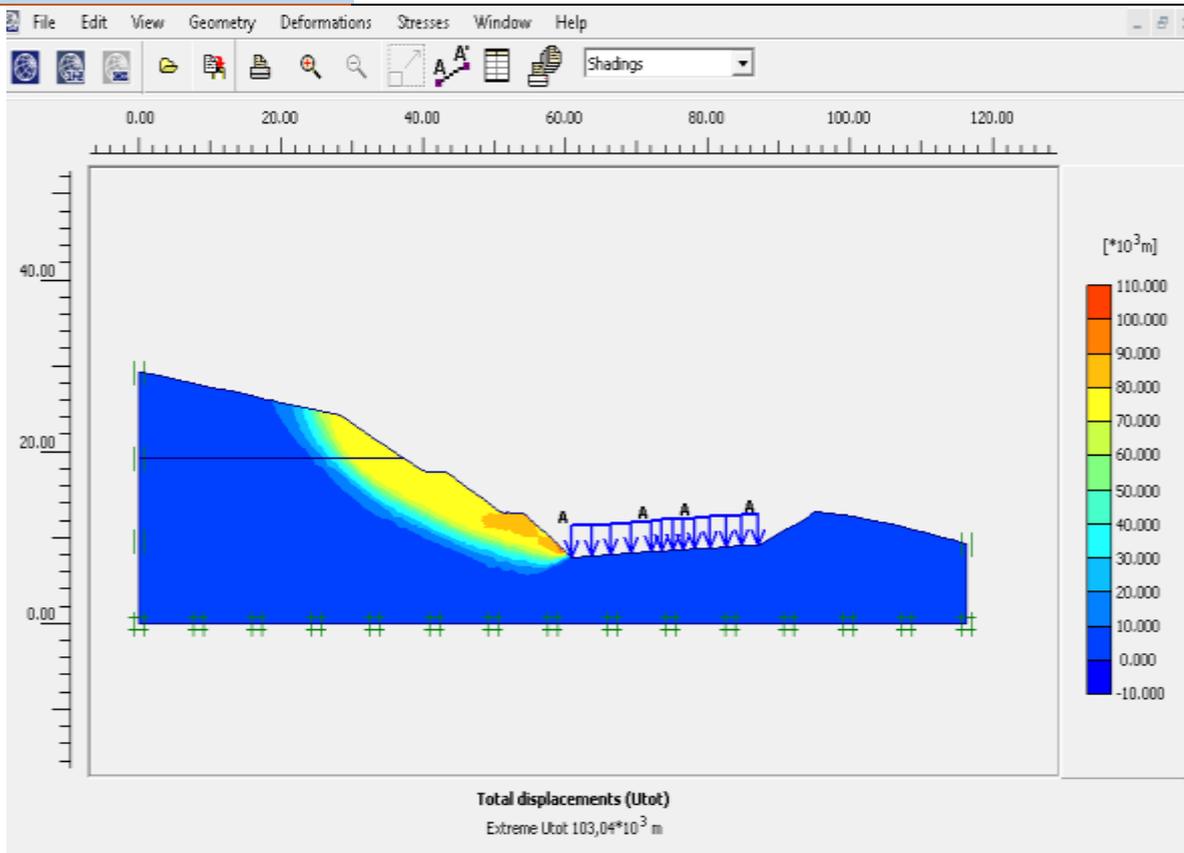


Figure III.19 : Cercle de glissement.

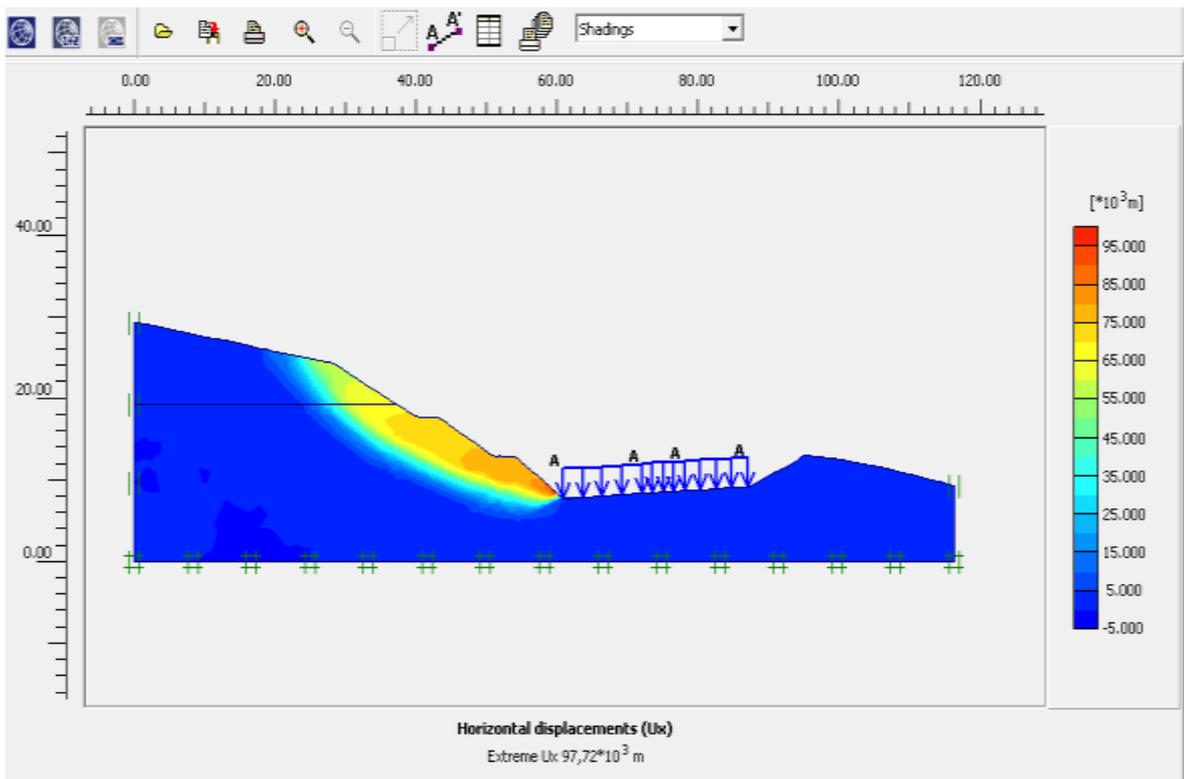


Figure III.20: Déplacement horizontal.

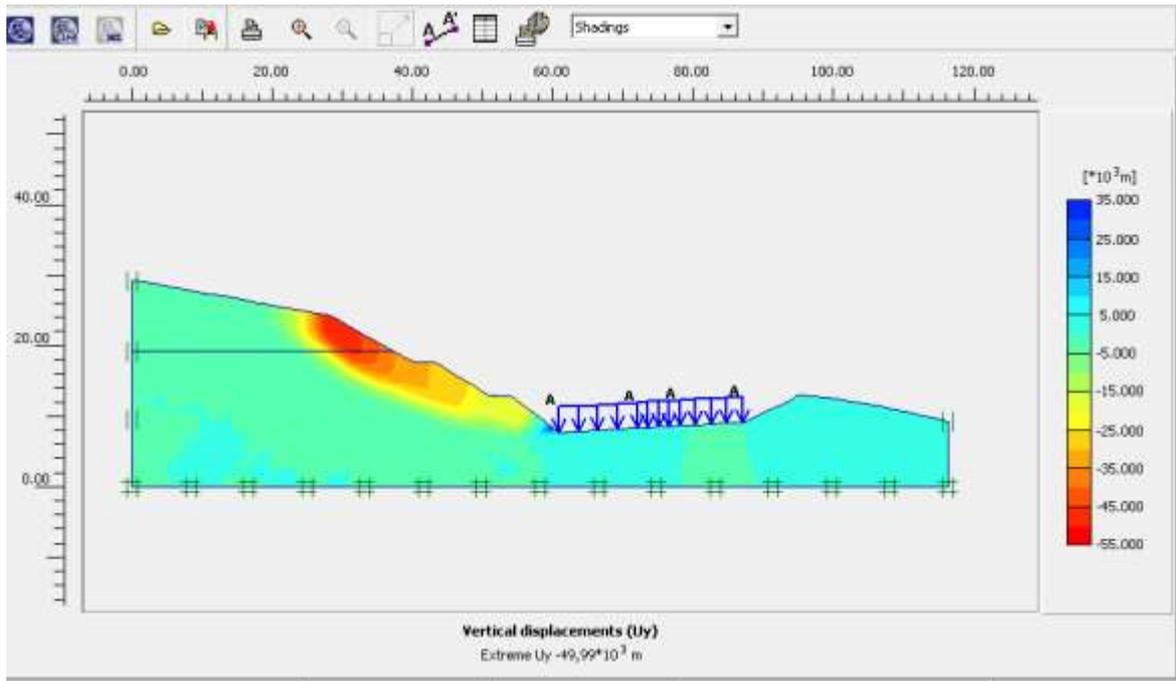


Figure III.21 : Déplacement vertical.

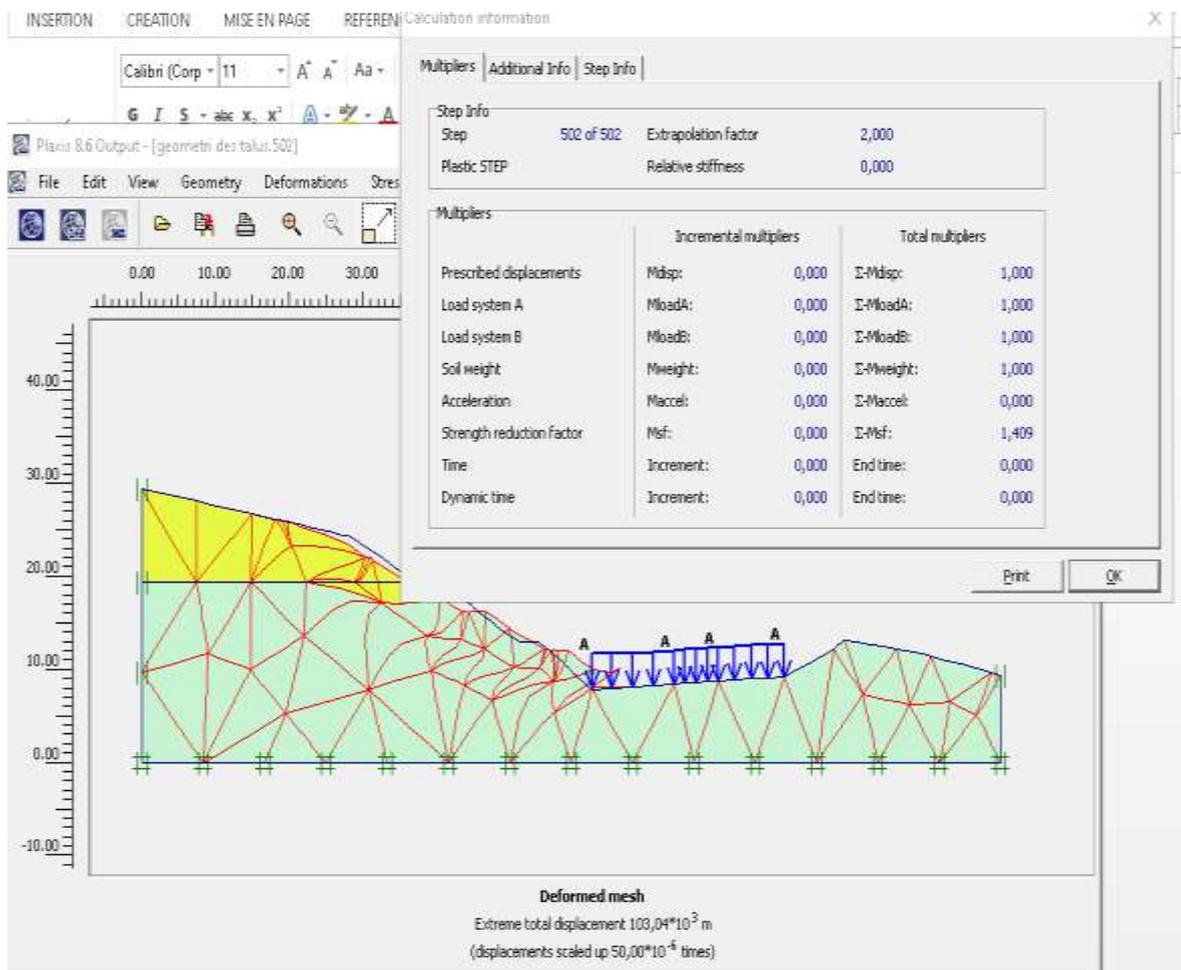


Figure III.22: Facteur de sécurité 1,409

Constatations : Après avoir fait la modélisation de ce talus avec la surcharge de la route, on trouve le facteur de sécurité = $1,409 < 1,5$, donc inférieur à la valeur admissible, ce qui veut dire que ce talus est instable. De ce fait, on procède au confortement du glissement pour trouver la solution optimale.

III.7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons effectué une modélisation sur notre talus afin de vérifier sa stabilité. D'après les résultats, nous avons trouvé que le facteur de sécurité égal à $1,409 < 1,5$ est inférieur à la valeur admissible. Par conséquent, on conclut que ce talus est instable. Dans le but de conforter ce talus, dans le chapitre prochain, nous présenterons les solutions et effectuerons les comparaisons de ces dernières afin de choisir la solution optimale et la sécuritaire.

Chapitre IV

Les solutions de confortements

✓ Avec tirant d'ancrage par un scellement

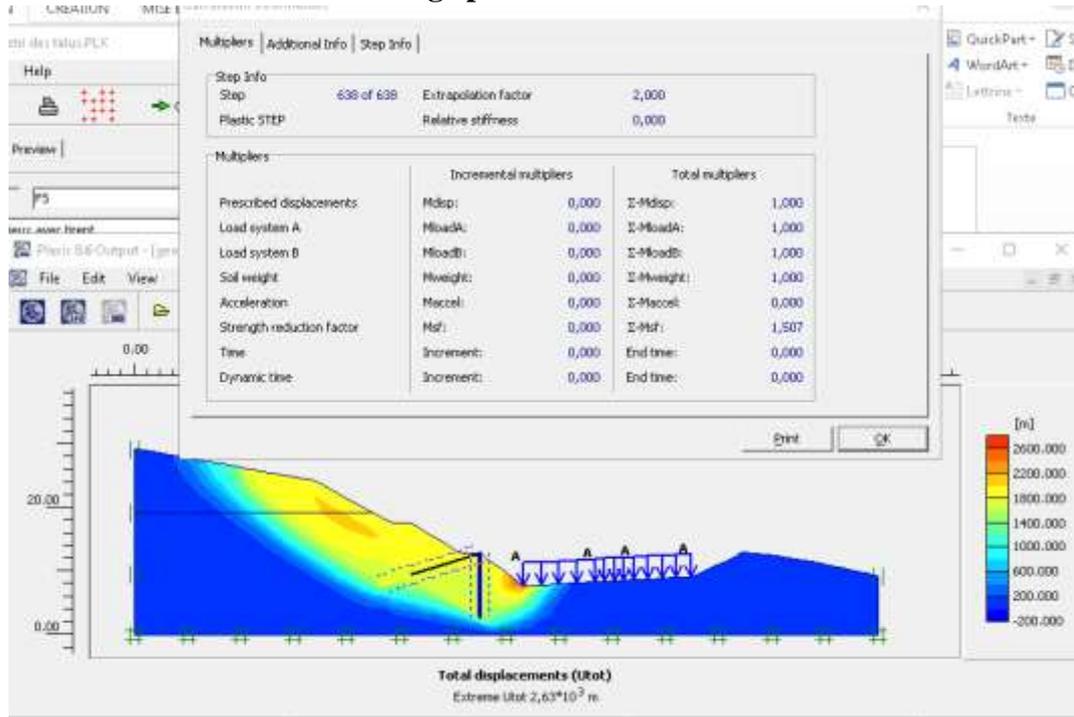


Figure IV.3 : Facteur de sécurité =1,507pour un pieu de B=0,8 m et D=10m(avec tirant d'ancrage par un scellement)

b) Fiche de 12 m

✓ Sans tirant d'ancrage

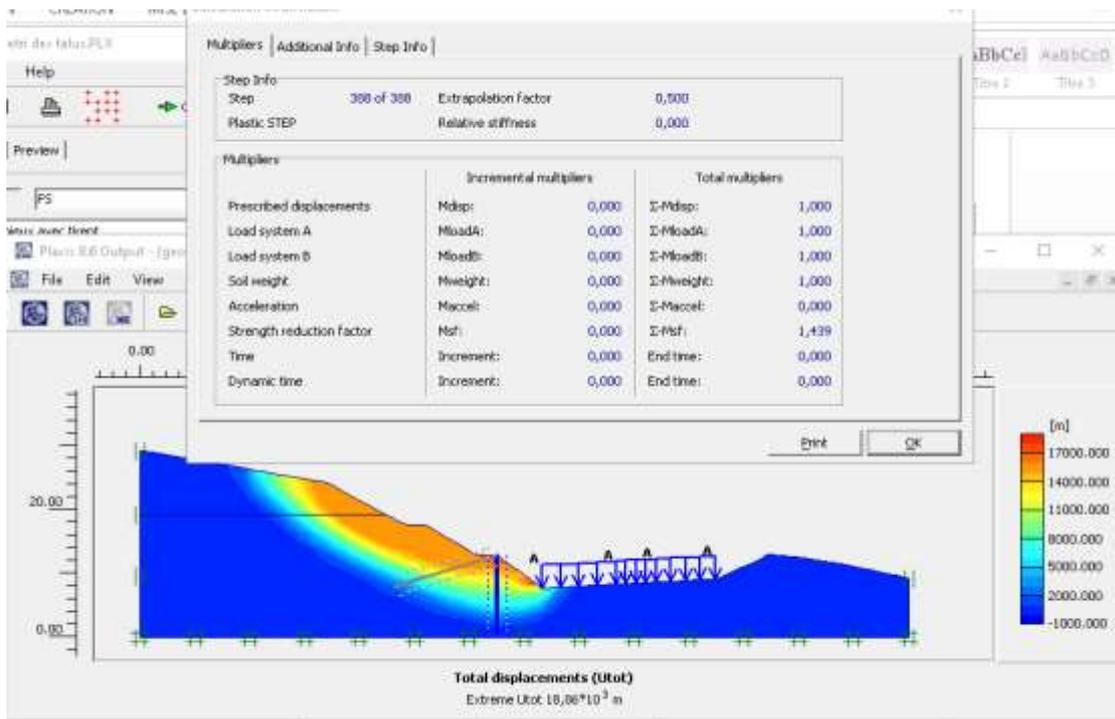


Figure IV.4:Facteur de sécurité =1,439pour un pieu de B=0,8 m et D=12m (sans tirant d'ancrage)

✓ Avec tirant d'ancrage par un scellement

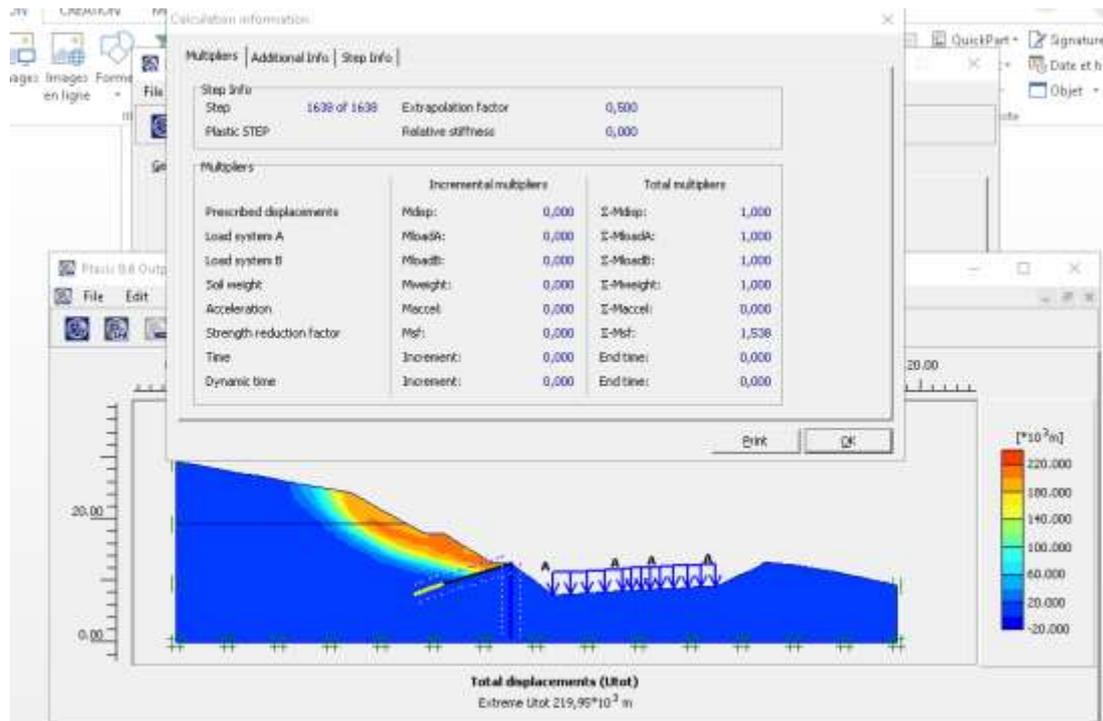
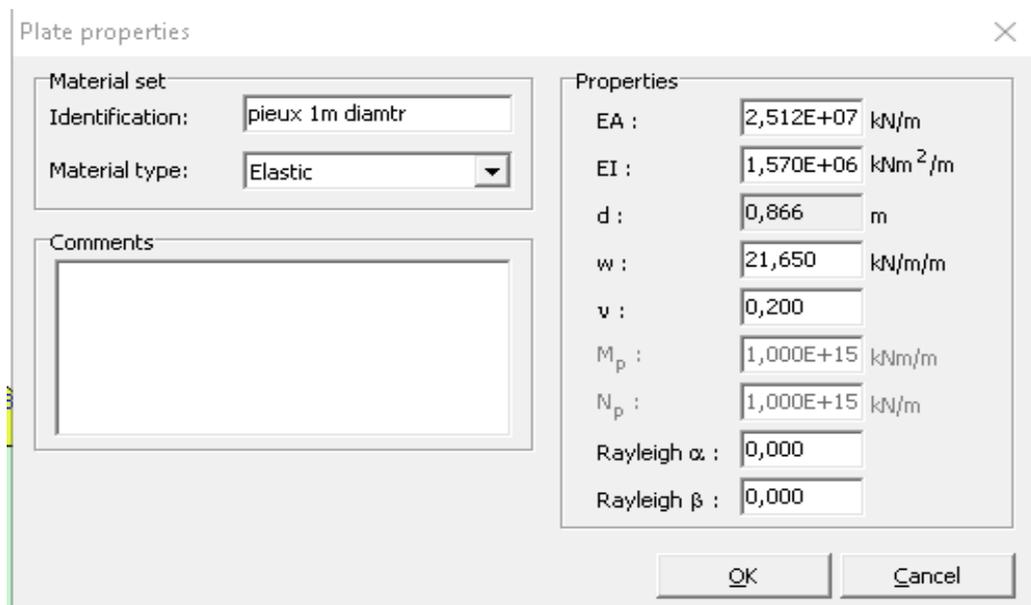


Figure IV.5 :Facteur de sécurité =1,538pour un pieu de B=0,8 m et D=12m (avec tirant d'ancrage par un scellement)

➤ 2^{ém} cas : Pieux de 1m de diamètre

a) fiché de 10 m

✓ Sans tirant d'ancrage



FigureIV.6 : Paramètre pieu de 1m de diamètre.

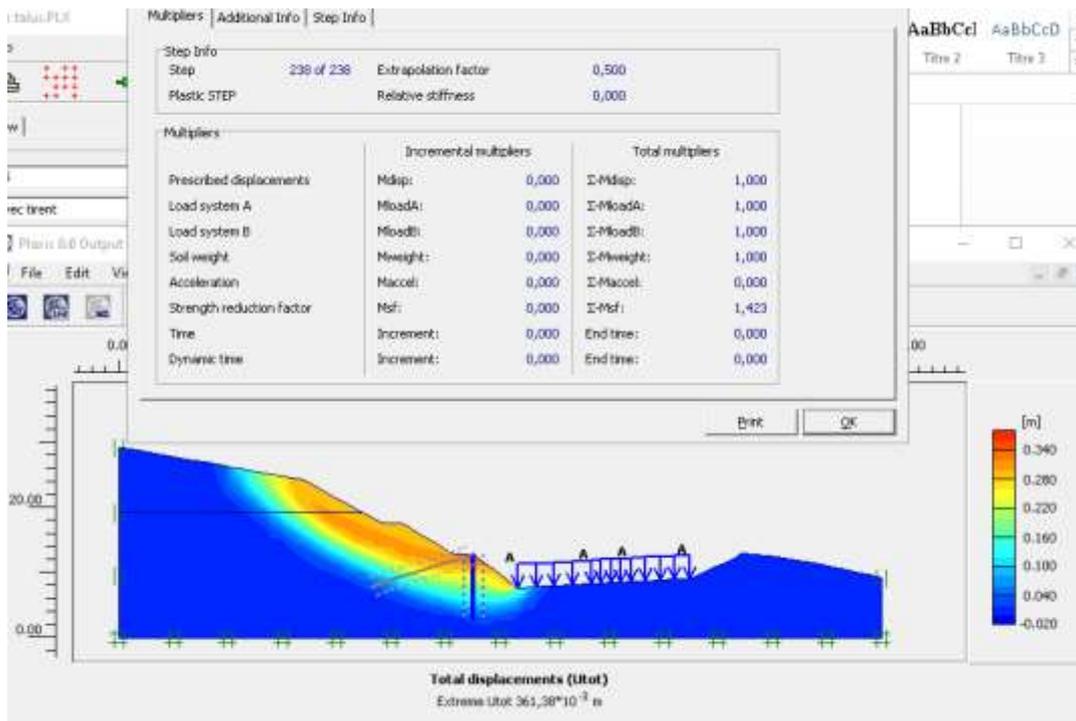


Figure IV.7 : Facteur de sécurité = 1,423 pour un pieu de B=1 m et D=10m (sans tirant d'ancrage)

✓ Avec tirant d'ancrage par un scellement

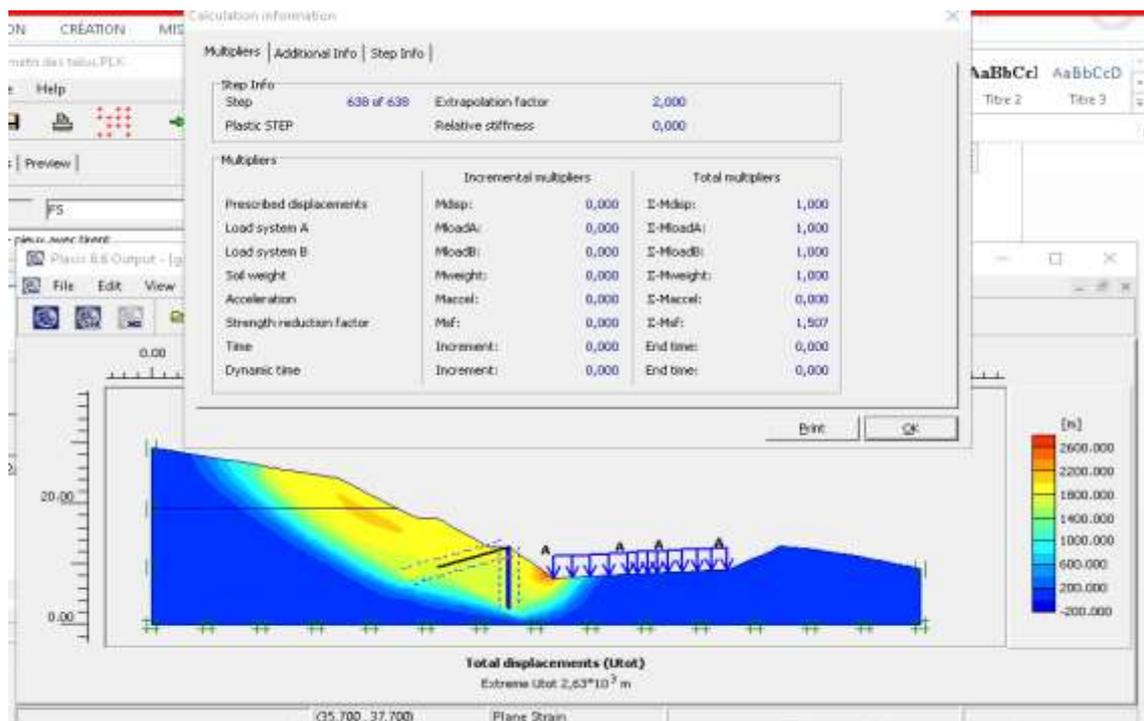


Figure IV.8 : Facteur de sécurité = 1,507 pour un pieu de B=1 m et D=10m (avec tirant d'ancrage par un scellement)

b) fiche de 12 m

✓ Sans tirant d'ancrage

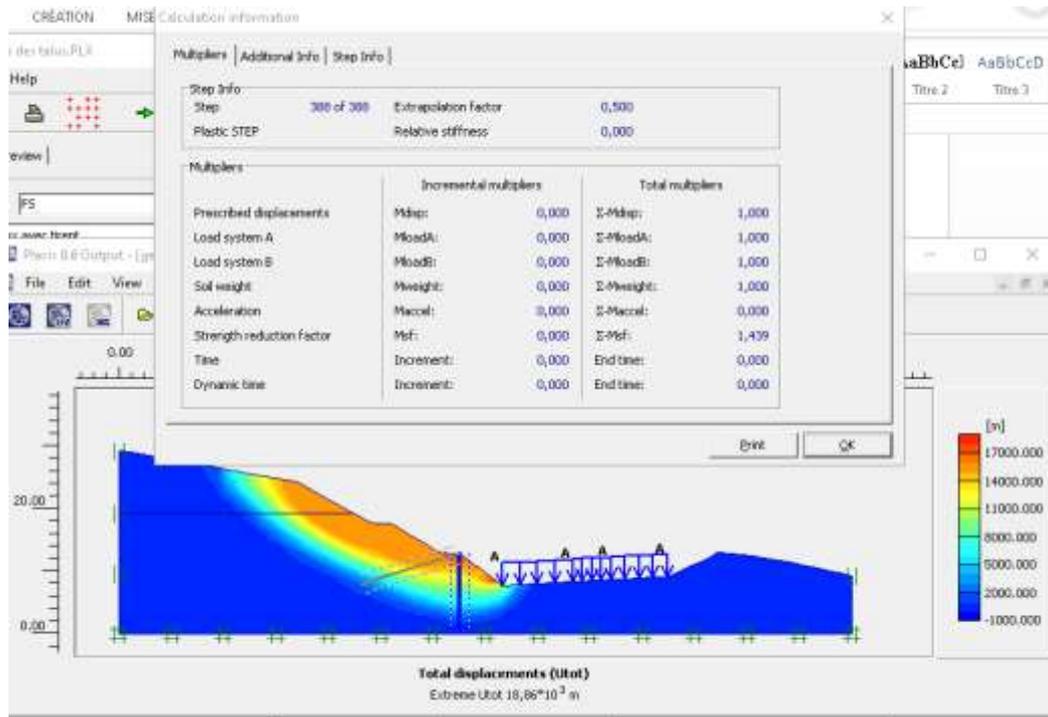


Figure IV.9 : Facteur de sécurité = 1,439 pour un pieu de B=1 m et D=12m(sans tirant d'ancrage)

✓ Avec tirant d'ancrage par un scellement

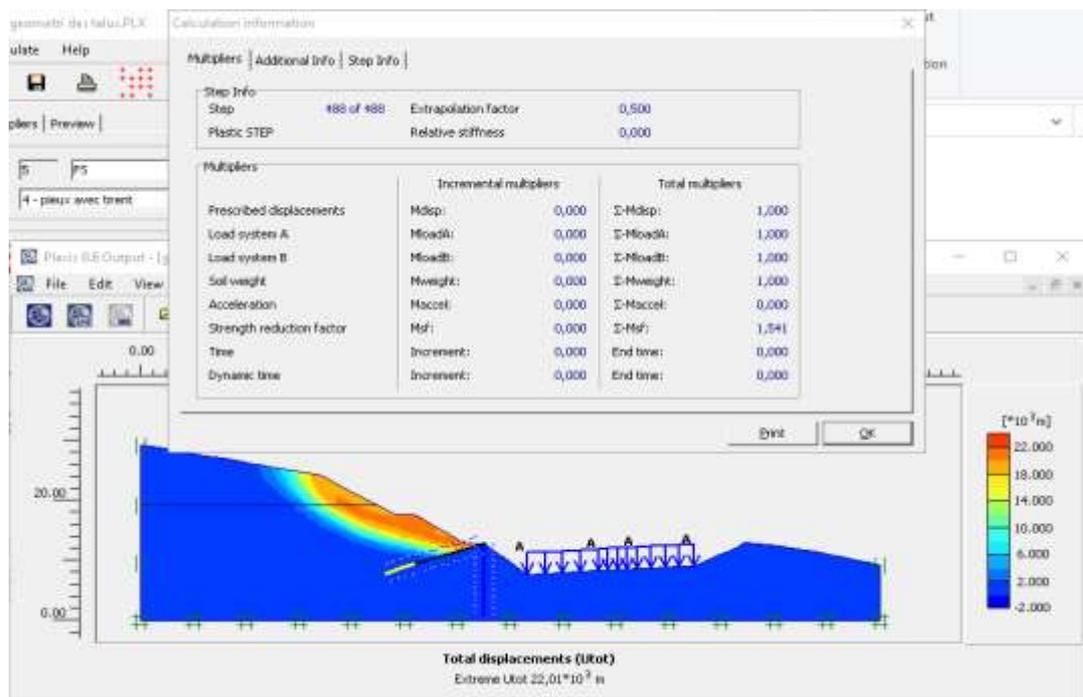


Figure IV.10 :Facteur de sécurité = 1,541pour un pieu de B=1 m et D=12m (avec tirant d'ancrage par un scellement)

- 3^{ém} cas : Pieux de 1,2m de diamètre
- a) fiché de 10 m
 - ✓ Sans tirant d'ancrage

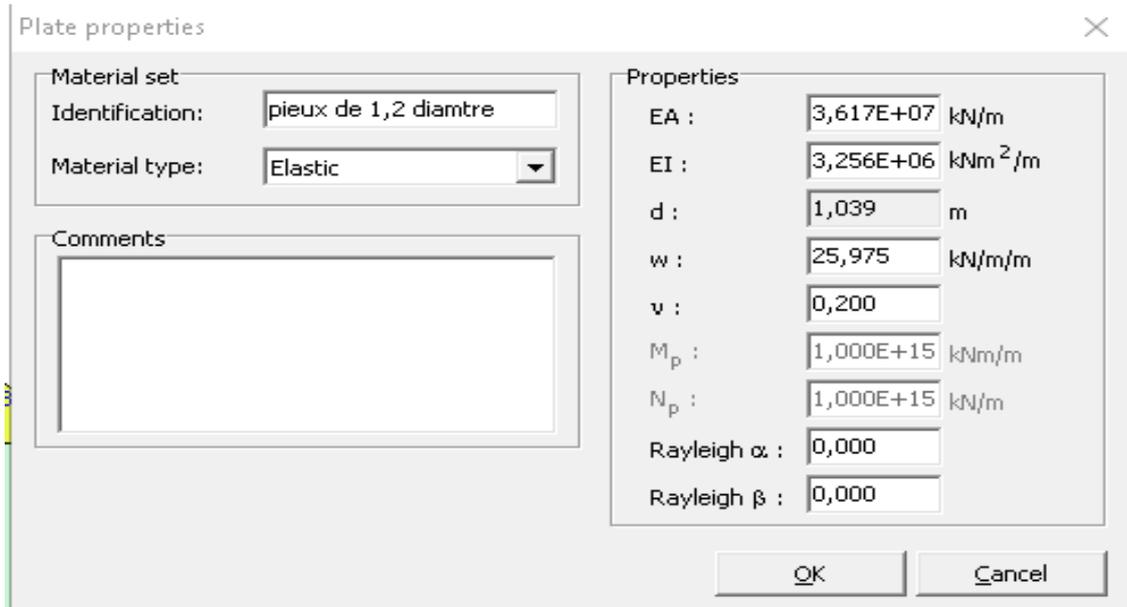


Figure IV.11 : Paramètre de pieu de 1,2 m de diamètre

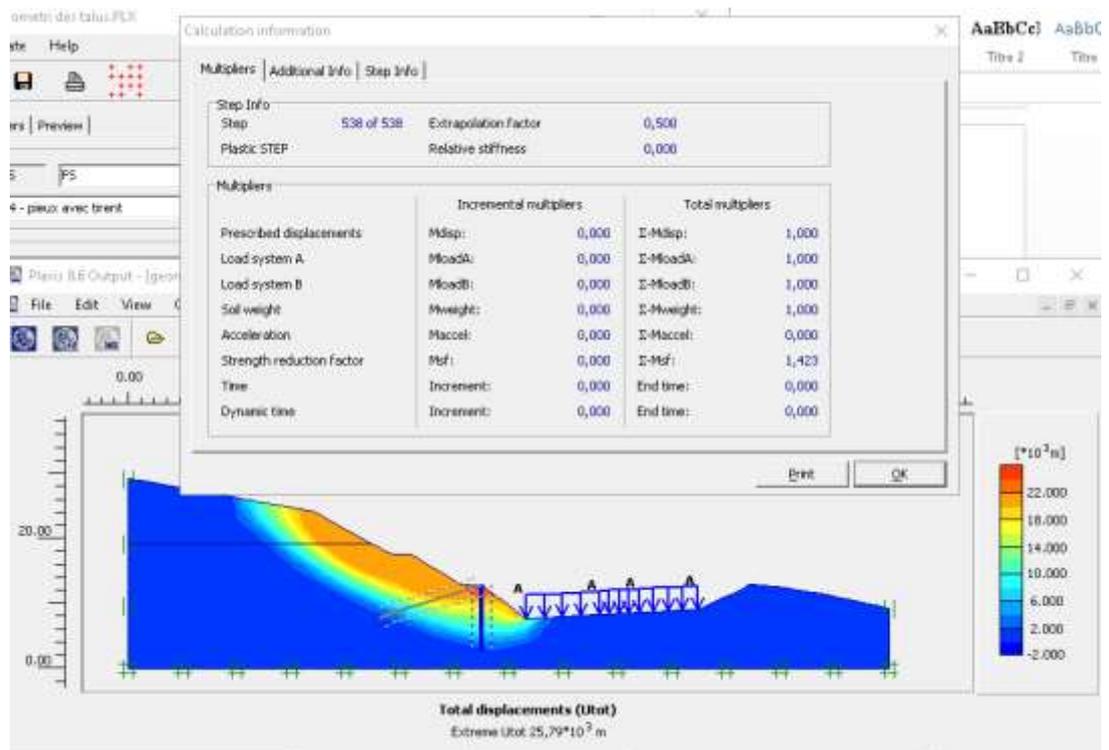


Figure IV.12 : Facteur de sécurité = 1,423 pour un pieu de B=1,2 m et D=10m (sans tirant d'ancrage)

✓ Avec tirant d'ancrage par un scellement

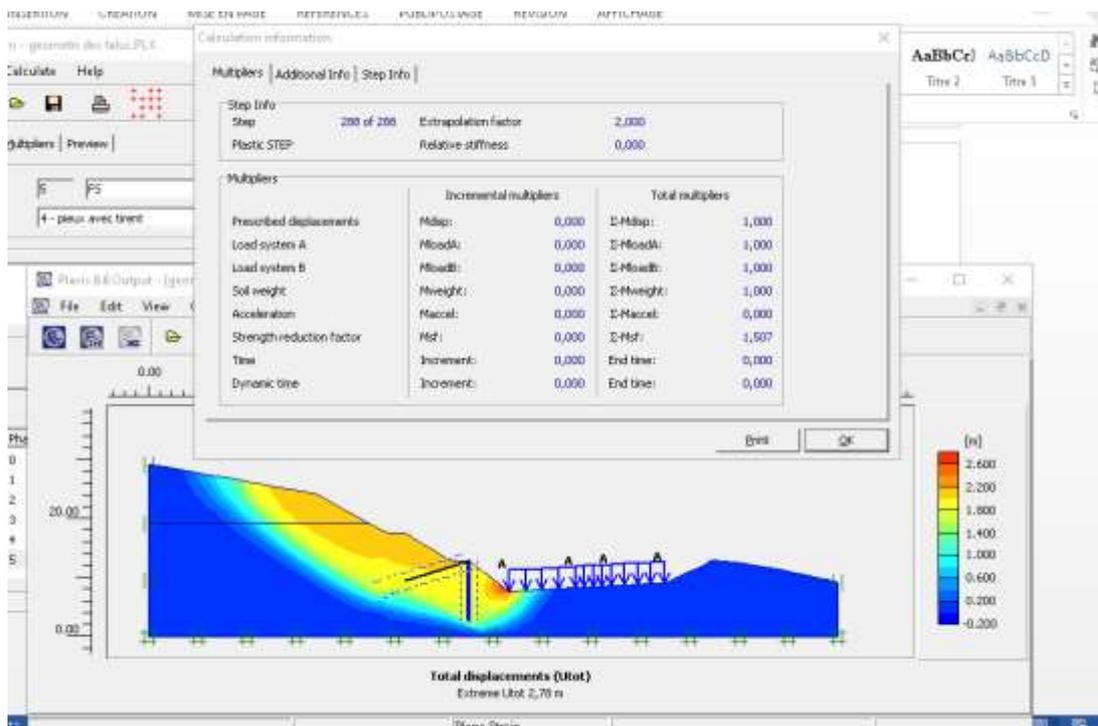


Figure IV.13 : Facteur de sécurité = 1,507 pour un pieu de B=1,2 m et D=10m (avec tirant d'ancrage par un scellement)

b) Fiche de 12m

✓ Sans tirant d'ancrage

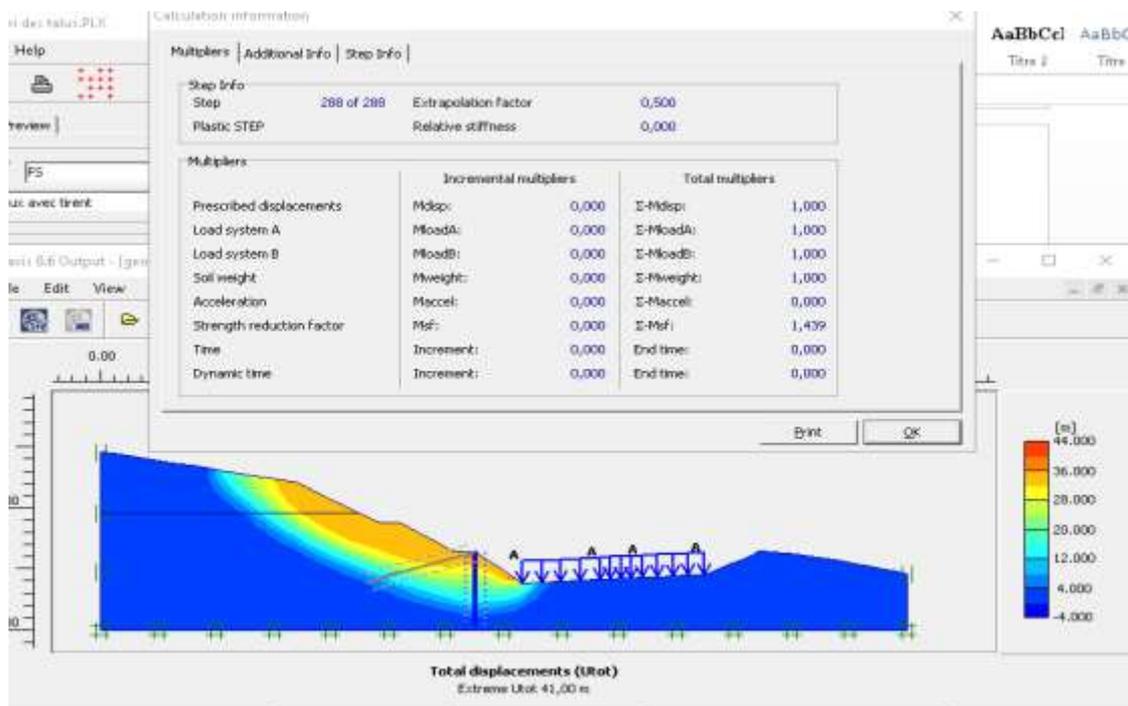


Figure IV.14 : Facteur de sécurité = 1,439 pour un pieu de B=1,2 m et D=12m (sans tirant d'ancrage)

✓ Avec tirant d'ancrage par un scellement

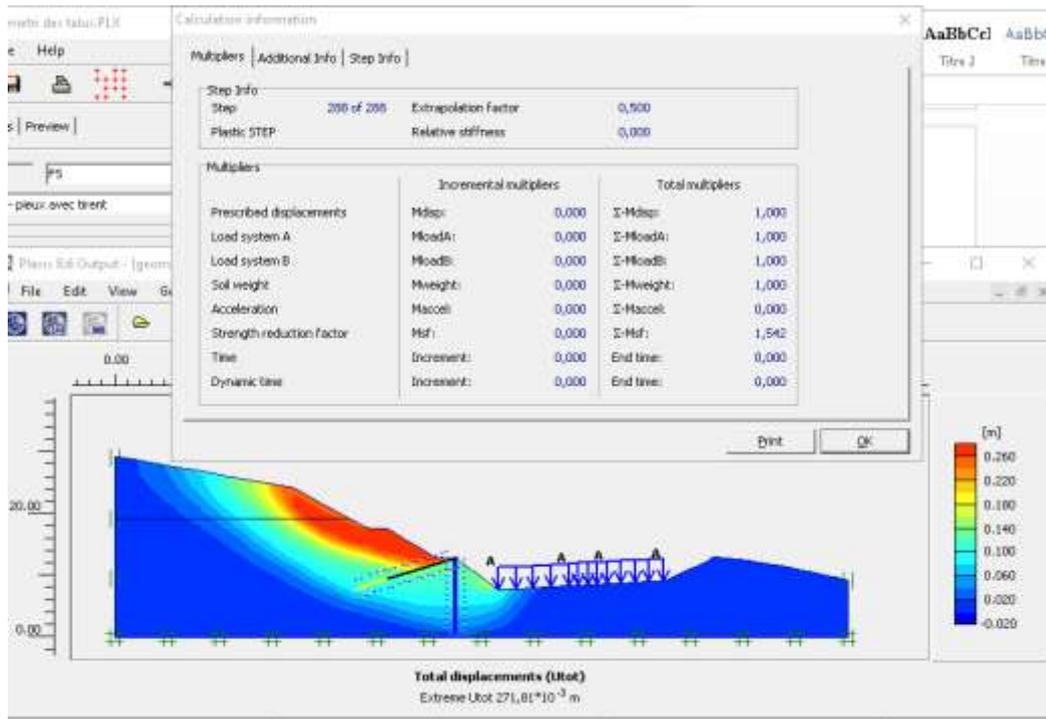
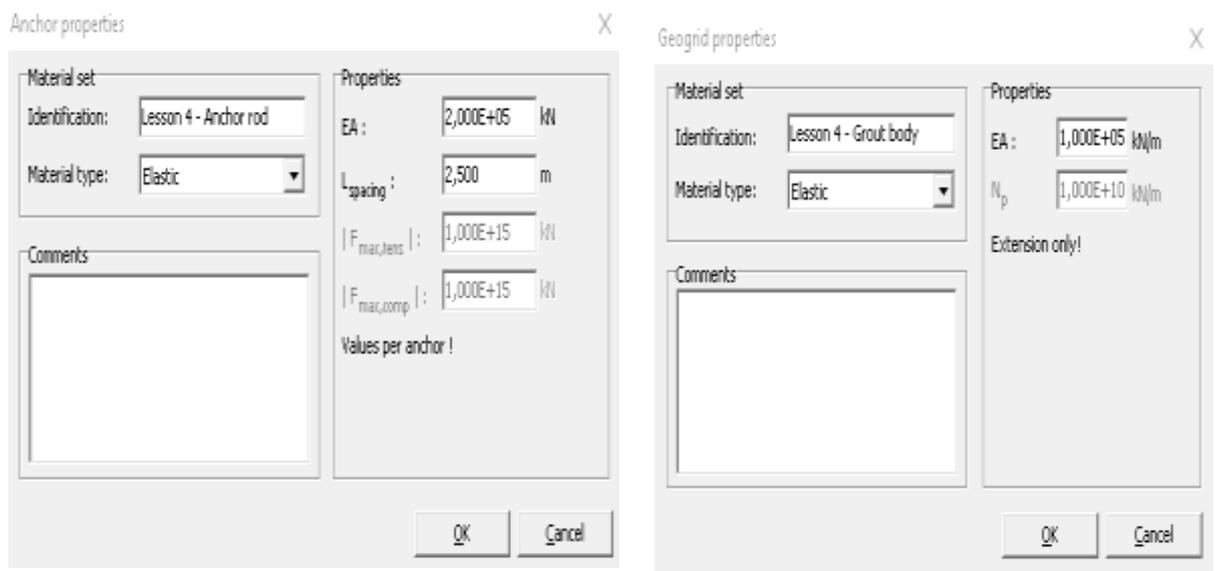


Figure IV.15 : Facteur de sécurité = 1,542 pour un pieu de B=1,2 m et D=12m (avec tirant d'ancrage par un scellement)

Remarque : tous les tirants d'ancrages par un scellement ainsi que leurs paramètres utilisés dans la modélisation sont standard.



a) b)

Figure IV.16 : a) paramètre de tirant d'ancrage b) paramètres scellement.

Tableau IV.1 : Résumé de tous les résultats proposés avec les facteurs de sécurité

Diamètre de 0,8m	Fiche D=10m	pieux	1,423
		Pieux avec un tirant d'ancrage par un scellement	1,507
	Fiche D=12m	pieux	1,439
		Pieux avec un tirant d'ancrage par un scellement	1,538
Diamètre de 1m	Fiche D=10m	pieux	1,423
		Pieux avec un tirant d'ancrage par un scellement	1,507
	Fiche D=12m	pieux	1,439
		Pieux avec un tirant d'ancrage par un scellement	1,541
Diamètre de 1,2m	Fiche D=10m	pieux	1,423
		Pieux avec un tirant d'ancrage par un scellement	1,507
	Fiche D=12m	pieux	1,439
		Pieux avec un tirant d'ancrage par un scellement	1,549

Constatations :

- ✓ On remarque que l'augmentation la fiche du pieu fait augmenter le facteur de sécurité pour tous les diamètres proposés.
- ✓ On remarque également que l'augmentation du diamètre de pieu n'a pas donné une d'influence sur le facteur de sécurité.
- ✓ On observe que toutes les solutions qui comportent les tirants d'ancrage par un scellement ont donné un facteur de sécurité admissible (supérieurs à 1,5).
- ✓ On conclut que la meilleure alternative est le pieu de 0,8m de diamètre, de fiche de 10 m avec tirant d'ancrage par un scellement, de 2,5m d'espacement, car les paramètres du pieu sont les plus petits et nous donnent un facteur de sécurité admissible ($F_s=1,507$), est aussi la solution la plus économique.

IV.3. 2^{ème} solution : Rideaux de palplanches avec tirant d'ancrage :

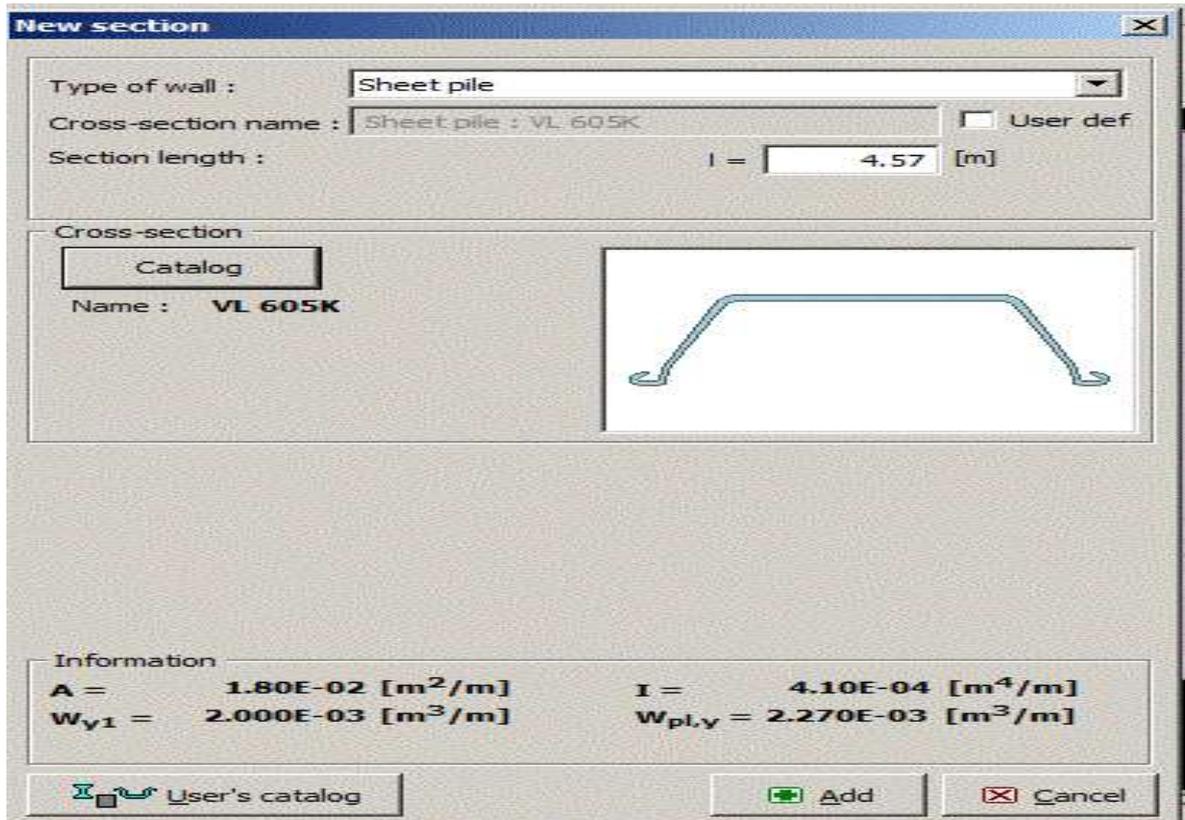


Figure IV.17 : Profil palplanches par le logiciel Geo5

- 1^{er} cas : Sans tirant d'ancrage
- **Palplanche avec une fiche de 10 m**

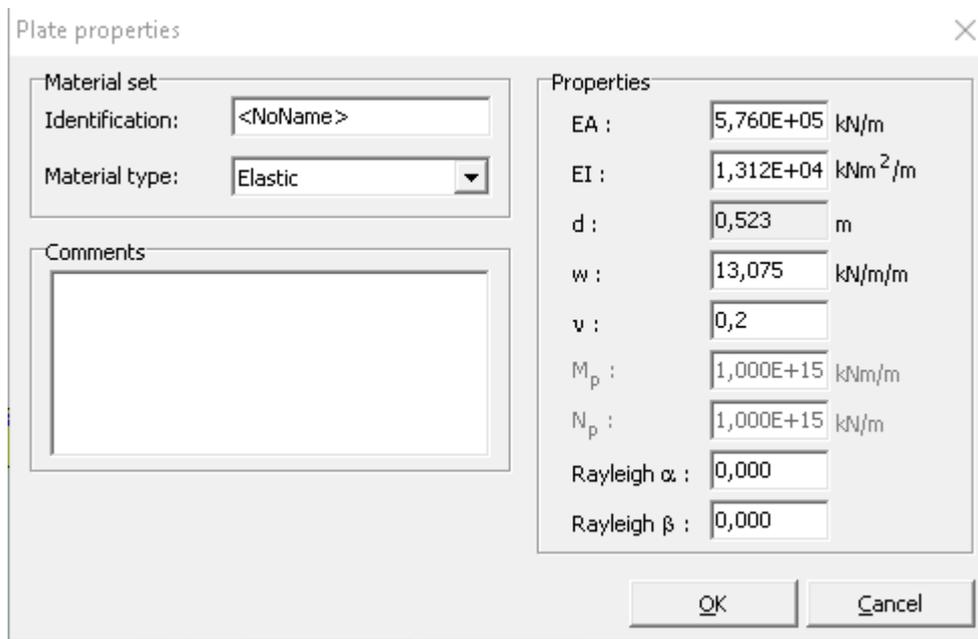


Figure IV.18 : Paramètre de la palplanche.

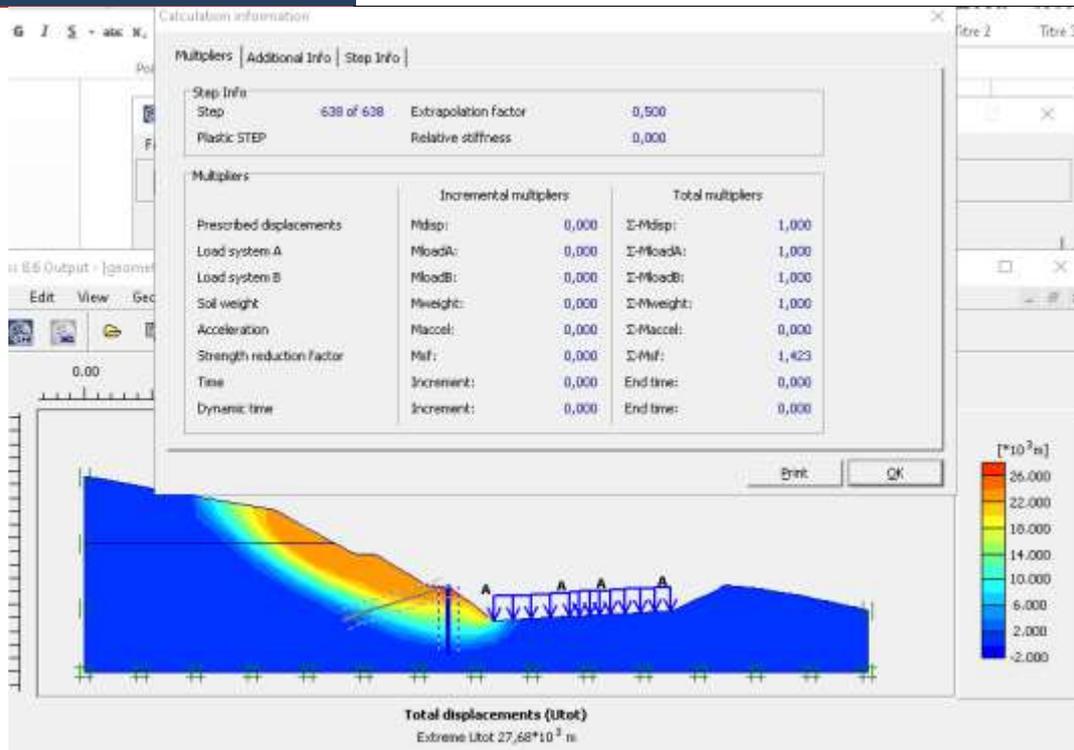


Figure IV.19 : Facteur de sécurité = 1,423 pour un rideau de palplanche de D=10m (sans tirant d'ancrage)

- Palplanche avec une fiche de 12 m

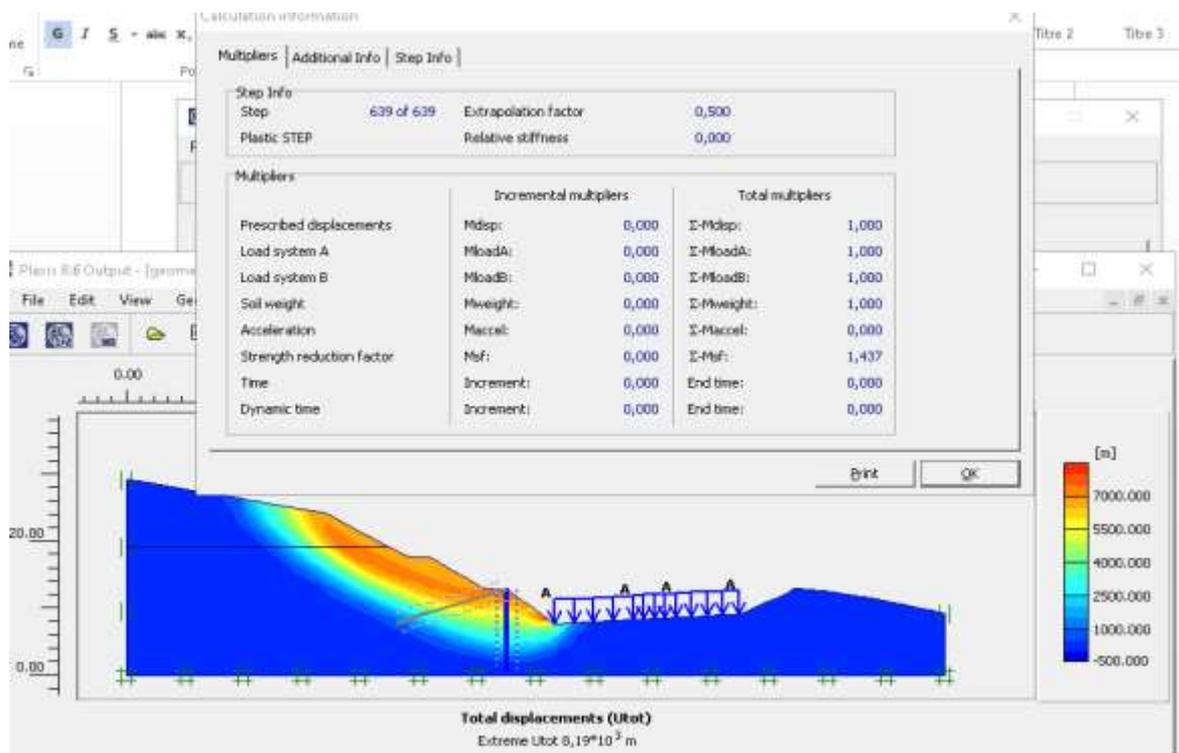


Figure IV.20 : Facteur de sécurité = 1,437 pour un rideau de palplanche de D=12m (sans tirant d'ancrage)

2^{ème} cas : avec tirant d'ancrage

- Palplanche avec une fiche de 10 m et en tirant d'ancrage de 2.5m d'espacement.

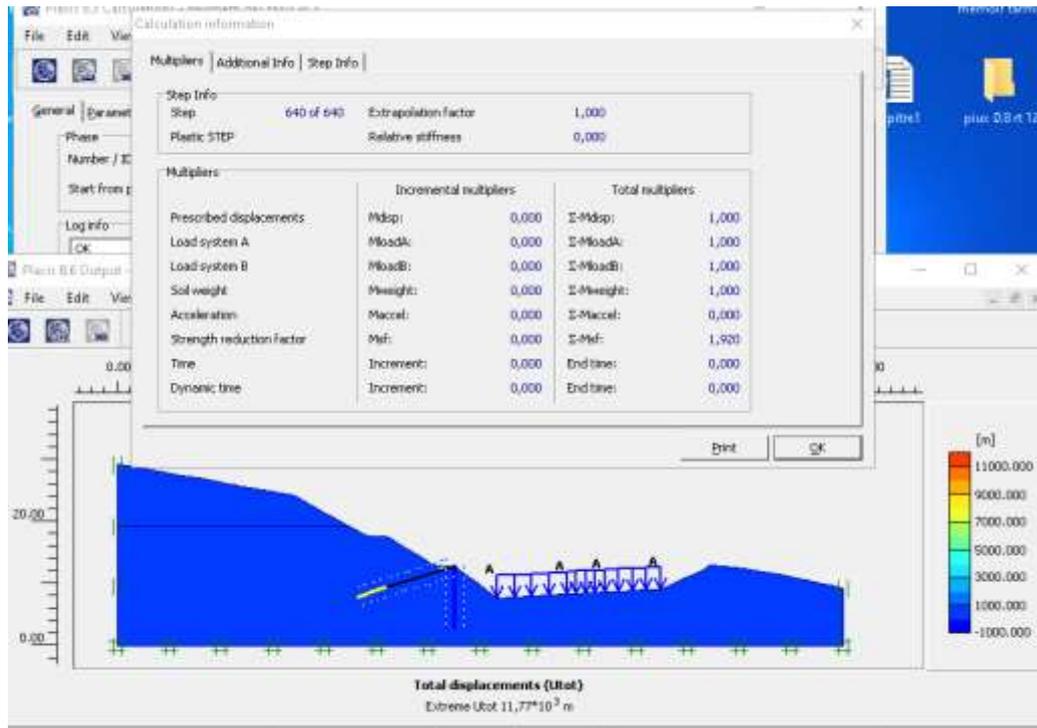


Figure IV.21: Facteur de sécurité = 1,920 pour un rideau de palplanche de D=10m (avec tirant d'ancrage)

- Palplanche avec une fiche de 12m et en tirant d'ancrage de 2,5 m d'espacement.

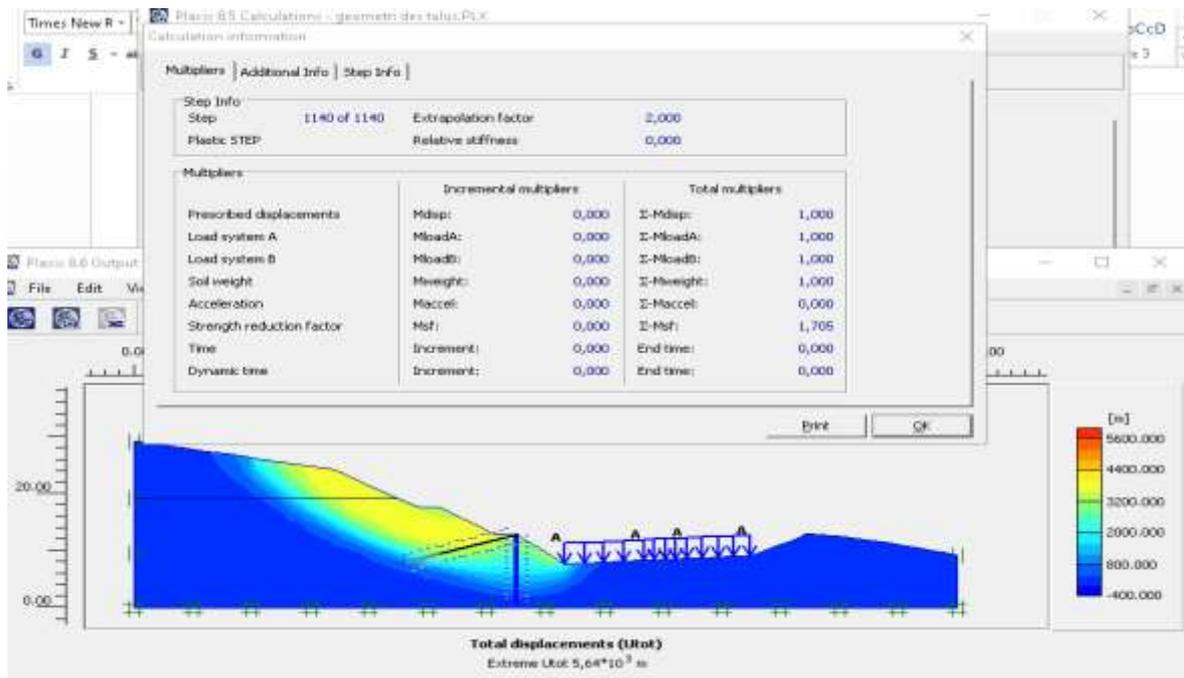


Figure IV.22 : Facteur de sécurité = 1,705 pour un rideau de palplanche de D=12m (avec tirant d'ancrage)

Tableau IV.2 : Résume tous les résultats que nous avons obtenus pour la solution avec les rideaux de palplanche.

Palplanche de fiche de 10m	Palplanche	1,421
	Palplanche avec tirant d’ancrage de 2,5 m d’espacement	1,920
Palplanche de fiche de 12m	palplanche	1,437
	Palplanche avec tirant d’ancrage de 2,5 m d’espacement	1,705

Constatations :

- ✓ On observe, d’après les résultats obtenus dans le tableau IV .2, lorsqu’on augmente la fiche de palplanche, le facteur de sécurité augmente
- ✓ On compare les résultats obtenus par les palplanches et les palplanches avec tirants d’ancrage, on remarque que cette dernière augmente plus le facteur de sécurité.
- ✓ D’après l’analyse faite, la meilleure solution est les palplanches de fiche de 10 m avec tirants d’ancrages, car cette solution conforte totalement le talus et réduit le déplacement total sur le cercle de glissement et aussi en termes de couts.

TableauIV.3 : Récapitulatifs des deux meilleures solutions.

	Fiche	Déplacement total (cm)	Facteur de sécurité
Pieu avec tirants d’ancrages	10m	0,2768	1,507
Palplanches avec tirants d’ancrages	10m	0,1177	1,920

D’après le tableau IV.3, on remarque :

Pour la solution du rideau de palplanches, le déplacement total est inférieur à celui du pieu avec les tirants d’ancrages, par contre le facteur de sécurité est supérieur.

On conclut, que la meilleure solution est les rideaux de palplanches avec tirants d’ancrages avec un facteur de sécurité de 1,92, d’où cette valeur est admissible et aussi la plus économique avec l’ancrage minimal de 10 m.

IV.4. conclusion

Nous avons traité dans ce chapitre l'analyse des solutions de confortement du talus. D'après cette analyse, on a relevé que :

- ✓ La première solution proposée : les pieux
 - L'augmentation de la fiche D du pieu fait augmenter le facteur de sécurité.
 - Le facteur de sécurité n'est pas très influencé par la variation du diamètre du pieu.
 - Pour les pieux sans tirant d'ancrage, le facteur de sécurité est non admissible, mais après l'introduction du tirant d'ancrage par scellement, la stabilité du talus est rassuré (la valeur de facteur de sécurité est admissible)
- ✓ La deuxième solution : les rideaux de palplanche
 - L'augmentation de la fiche D du rideau de palplanche fait augmenter le facteur de sécurité (mais les valeurs du F_s sont inadmissibles), après ajout des tirants d'ancrage le facteur de sécurité augmente, et la stabilité du talus est assuré
- ✓ La meilleure solution est celle du rideau de palplanches avec tirants d'ancrages avec un ancrage D de 10m.

L'Objectif de ce travail est d'étudier la stabilité du talus situé au niveau du contournement nord de la ville de Médéa entre PK 4+100. L'objectif principal était d'identifier les causes probables de ce glissement et de proposer une solution de confortement intéressante sur les deux plans technique. Pour atteindre cet objectif, nous avons suivi une démarche basée sur la modélisation du problème en utilisant le logiciel PLAXIS 2D.

Le talus à l'état initial sans aucune mesure de confortement était instable avec un coefficient de sécurité inférieur au seuil admissible qui est de 1.5.

Une reconnaissance et étude géotechnique ont été effectuées ainsi que l'analyse des paramètres suivant : La cohésion, l'angle de frottement, le niveau de la nappe phréatique et poids volumiques. D'après cette étude, on conclut un profil du talus avec toutes les caractéristiques des couches.

Plusieurs solutions de confortements ont été proposés et notamment : pieu sécant avec tirant d'ancrages par scellement, rideau de palplanches avec tirants d'ancrages.

- La solution de pieu sécant avec tirant d'ancrages a fourni un facteur de sécurité égale 1,507 pour un pieu de 0,8m de diamètre, de fiche de 10 m avec un tirant d'ancrage par scellement. Ce facteur de sécurité est supérieur au seuil admissible donc cette solution envisageable

- La solution du rideau de palplanches avec tirants d'ancrages a aussi fourni le facteur de sécurité égale à 1,920 pour les palplanches de fiche de 10m avec tirants d'ancrages. Ce facteur de sécurité est très supérieur au seuil admissible, donc cette solution est très favorable.

L'étude comparative entre les deux solutions retenues, à savoir : pieu sécant avec tirant d'ancrages par scellement et la solution du rideau de palplanches avec tirants d'ancrages , nous a permis de trancher sur le choix suivant :

- Le talus peut être renforcé avec la solution la plus intéressante sur les deux plans technique et économique à savoir : les rideaux de palplanches avec tirants d'ancrages.

Ce travail nous a permis de mettre en avant certaines possibilités d'améliorer le talus et de le conforter.

Références

- [1] S.M.A. Bourdim, L.H. Chekroun, A.Benanane,A. Bourdim, Utilisation des pieux anti-glissements au traitement d'un glissement de terrain en Algérie, AJCE - Special Issue,2017
- [2] C .HAOUES.(2021).Dynamique des milieux physiques et aléas associés (cours). Université BATNA 2
- [3] IBOUKHOULEF SOUAD. (Octobre 2014). Etude de la dégradation du sol et du bâti sous l'effet du glissement de terrain d'Ain El Hammam Wilaya de Tizi-Ouzou pour obtention le diplôme de Master.
- [4] FLAGEOLLET, JEAN CLAUD, « Les mouvements de terrain et leur prévention » Ed : Masson, Paris, Milan, Barcelone(Géographie), 1989.
- [5] www.algerie360.com/drame-daokas-reunion-durgence-chez-kadi-demain/
- [6] B. SAURET, Coulées boueuses Laves torrentielles, BRGM, Atelier Risque et Génie sismiques, Marseille 1987
- [7] Cruden, A Simple Definition of a Landslide, BIAEG, 1991.
- [8] CRUDEN. DM, VARNES. DJ , "Landslide types and processes". Chap3, InTurner, A.K. Schuster, R.L.(eds), landslide: investigation and mitigation. Transportation research Board- national research council, special report 247, Washington, D.C, national academy press, p 36-75. (1996).
- [9] Varnes, D. J. Slope movement types and processes. In Schuster, R. L. and Krizek, R. J., editors, Landlides : analysis and control, volume 176, pages 11{33. National Academic Press, Washington, USA. 1978
- [10] Etudes Géotechnique De Glissements De Terrain a Mascara (Juillet 2018) Présenté par Bali Omar et Boukeras Abderrahmane.
- [11] SLIMI.A. (2008). Mouvements de terrains et ravinements dans le bassin supérieur de l'Oued Djemaa (versant sud du Djurdjura, Algérie). Mémoire pour obtenir le diplôme de doctorat. Université Paris XII Val-de-Marne.
- [12] EL MIMOUNIA, DAOUDIL et OUAJHAIN.B (2005). Rôle de la lithologie des versants sur les écoulements superficiels de l'Oued Ksob (Bassin d'Essaouira, Maroc). 3ème Journées Internationale des Géosciences de l'Environnement. El Jadida les 8, 9 et 10 juin 2005.
- [13] encyclopédie environnement (séismes -glissements-terrain) Lien : https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/seismes-glissements-terrain/#4_Coment_explique-t-on_ces_instabilites

- [14] A. BOUAFIA Conception et Calcul des ouvrages géotechniques : fondation, soutènement et talus (cours et problèmes résolus).
- [15] K. Terzaghi, Mechanisms of Landslides, Geotechnical Society of America, Berkeley, , pp. 83-125, 1950.
- [16] VAUNAT et al (1994). – Slope movements: a geotechnical perspective. In: Proc. 7th Congress Int. Ass. Engng. Geol, Lisbon, Portugal. – Balkema, Rotterdam, 1637-1646, 1994.
- [17] Bjerrum, L., Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings, 7th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol.17, pp. 83-118 (1967).
- [18] Jean-Louis DURVILLE et Gilles SÈVE .stabilité en terrain meuble page 5.
- [19] Cnam –Paris –Géotechnique C. Plumelle, chapitre 7 (version du 25/03/03).
- [20] encyclopédie environnement (séismes -glissements-terrain) Lien : https://www.encyclopedie-environnement.org/sol/seismes-glissements-terrain/#4.Comment_explique-t-on_ces_instabilites
- [21] Nacera Hadjimi .Etude d'un glissement de terrain survenu sur la RN65 AU PK 22+000 près de la ville de Damous. Tipaza.
- [22] Observatoire régional risques-paca.fr .stabilisation-glissements-terrain.
- [23] Ascalew Abed ET Dr Ian GN Smith, pile Foundation Design: A Student Guide, school of the Built Environment, Napier University, Edinburgh.
- [24] Manjriker Gunaratne, The Foundation Engineering Handbook, Taylor and Francis group.
- [25] Présentation des travaux de fondation LMR (laboratoire de Mécanique des roches Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne consulté le 24/10/2000.
- [26] M^{elle} HAMDIDI (Etude de comportement d'une fondation sur un groupe de pieux) Université de Mouloud MAMMARI de TIZI OUZOU département de génie civil Spécialité Géotechnique 20/8/2019.
- [27] Lotfi Merabet, Omar Louahadj, Modélisation Numérique D'un Pieu Isolé sous charge Axiale, université Kasdi Merbahouargla .
- [28] Moncef Radi – Sehaqui Hamza - Nguyen Ha-Phong - Ilias Nafaï – Weil Florian TP essais sismométriques 2010 .
- [29] étude de stabilité des glissements de terrain au niveau du contournement nord de la ville de Médéa, glissement au pk4+100

[30] Rédacteur R.B.J. Brinkgreve Delft University of Technology & PLAXIS by, Pays-Bas
Avec la collaboration de R. Al-Khoury K.J. Bakker P.G. Bonnier P.J.W. Brand W. Broere
H.J. Burd G. Soltys P.A. Vermeer D. Waterman B. Simon V. Bernhardt M. Reboul .DOC
Den Haag 2003.

INTERPRETATION DE LA RECONNAISSANCE IN SITU ET ESSAIS EN LABORATOIRE :

S'agissant d'une étude géotechnique du sol notre mission s'inscrit dans le cadre de la classification géotechnique des missions au sens de la norme NF94-500

Pour la reconnaissance in situ, il à été utilisé une machine sondeuse travaillant en rotation, il à été programmé et réalisé deux sondages carottés de 30 et 15m de profondeur chacun.

Aussi un pénétromètre dynamique de type lourd à été mobilisé sur site, des essais de pénétration dynamique sont réalisés et poussés jusqu'au refus.

Lithologie

L'examen des coupes de sondages réalisés a permis de tirer la succession lithologique suivante :

SC 01 : Ce sondage situé à la côte 985 m et implanté au bord de la chaussée (accotement) foré jusqu' à 30 mètre de profondeur, a recoupé une formation se résumant comme suit :

De 0 à 10.5 m : Sable argileux de couleur brunâtre.

De 10.5 à 12.5 m : Marne avec passage sableux de couleur grisâtre.

De 12.5 à 22 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.

De 22 à 30 m : Marne dure pure plastique de couleur grisâtre.

SC 02 : Ce dernier situé à la côte 967.747 m et poussé jusqu' à 15 m de profondeur.

Ce sondage carotté a traversé sur sa totalité les formations suivantes :

De 0 à 6.5 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.

De 6.5 à 15 m : Marne compacte de couleur grisâtre.

Synthèse de la lithologie :

Les deux sondages carottés montrent que le sous- sol du site est essentiellement composé de marne dur compacte grisâtre coiffé d'argile marneuse lâche et sensible à l'eau..

Essais aux pénétromètres dynamiques :

Principe de l'essai :

L'essai de pénétration dynamique est un test qui donne une indication qualitative sur la résistance du sol, il consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage un train de tiges muni d'une pointe conique à l'aide d'un marteau tombant en chute libre appelé «mouton », pour

une énergie de battage constante, on compte le nombre de coups de mouton N nécessaires pour obtenir un enfoncement de 20 centimètres. La formule des Hollandais donnée ci-dessous permet de convertir le nombre de coups obtenu en résistance dynamique à la pénétration de la pointe.

$$Rd = \frac{M^2 H}{A e (M + P)}$$

Avec :

M = masse du mouton.

H = hauteur de chute du mouton.

e = refus (pénétration moyenne par coup).

A = section de la pointe du pénétromètre dynamique.

P = poids des tiges.

Résultats des essais :

Les résultats des essais de pénétration obtenus sont représentés par des pénétrogrammes qui montrent la variation de la résistance de pointe (Rd) en fonction de la profondeur. Ces essais nous permettent de détecter la moindre anomalie ou changement brutal dans la consistance des couches du sous-sol, et d'évaluer la portance du sol support.

Les paramètres mesurés en cours d'enfoncement sont l'effort de pointe.

Le tableau suivant donne les valeurs de la résistance de pointe minimale (Rd min) par tranche de sol de même résistance.

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de pointe moyenne (bars)	Nature du sol
PD 1	0 – 4.5	30 à 60	Argile décomprimée Marne compacte
	>4.5	>100	
PD 2	0 – 1.5	30 à 60	Argile décomprimée Marne compacte
	>1.5	>100	

PD 3	0 – 1.5 >1.5	30 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 4	0 – 3.5 3.5 – 6 >6	30 a 60 60 à 100 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 5	0 – 3.5 3.5 – 4.5 >4.5	20 à 60 60 à 90 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte
PD 6	0.0 – 3.5 3.5 – 5 >4	20 à 60 60 à 90 >100	Argile décomprimée Marne tendre Marne compacte

Synthèse des résultats :

L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permis de constater ce qui suit :
 es courbes obtenues montrent une variation de la résistance du sol, traduites par des pénétrogrammes en dents de scie jusqu'à 3m de profondeur.

Les valeurs enregistrées montrent trois niveaux de résistance de l'ordre de :

- Argile décomprimée en pied de talus (0 à 4.5m) : résistance de 20 à 80bars.
- Marne tendre à dur en pied de talus (> 4.5m) : résistance supérieure à 60 à 100bars.

L'allure des pénétrogrammes en forme de dents de scie met en évidence le caractère argilo-Sablo graveleuse de la formation traversée.

NB : L'emplacement de ces essais est indiqué sur le plan d'implantation des essais in situ.

REGIME HYDRAULIQUE

Le rôle de l'eau est déterminant dans la stabilité des massifs, son action se traduit par des poussées d'écoulement et des pressions interstitielles qui réduisent la résistance au cisaillement du sol. La pluviométrie, assez forte de la région avec épisodes neigeux.

Un suivi piézométrique à été effectué dont les résultats sont ci dessous :

Sondage n°	SC2
Date de lecture	07/03/2019
Niveau (m)	-2

ESSAIS DE LABORATOIRE :**Programme d'essai :**

Les échantillons intacts récupérés des sondages carottés ont été soumis aux essais de laboratoire conforme aux normes en vigueur et qui sont :

- ✓ Essais physiques :
 - Mesure des teneurs en eau naturelle et de saturation
 - Mesure du degré de saturation
 - Mesure des densités
 - Analyses granulométriques
 - Limites d'Atterberg

- ✓ Essais mécaniques .
 - Essai de compressibilité à l'oedomètre
 - Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande de type de drainé CD
 - Essais de cisaillement au triaxial UU

Présentation des résultats et interprétation :

- ✓ **Couche de marne**

a- Essais physiques :

- ❖ **Humidité :**

Légende :

ω_{nat} : Teneur en eau naturelle ω_{sat} : Teneur en eau de saturation γ_d : Densité sèche
 γ_h : Densité humide S_r : Degré de saturation

SC N°	Profondeur (m)	ω (%)	γ_d (t/m ³)	γ_h (t/m ³)	S_r (%)	Interprétation
SC 01	12.8 - 13.5	18.68	1.79	2.12	99	Sol détrempe, moyenne.
	15.5 - 18	15.46	1.88	2.17	95	Sol détrempe, élevée.
	22.4 - 22.95	19.22	1.82	2.17	100	Sol saturé, élevée.
SC 02	2 - 2.5	26.59	1.59	2.01	100	Sol saturé, faible.
	5.5 - 6	25.25	1.55	1.93	92	Sol détrempe, faible.
	8.3 - 8.8	19.73	1.76	2.1	100	Sol saturé, moyenne.

Les densités sèches sont de 1.55 à 1.88 t/m³, un degré de saturation entre 92 à 100% et les teneurs en eau naturelle varient de 15.46 à 26.59%. Ces matériaux sont peu à compacts, saturés à détrempe.

❖ Granulométrie :

Légende :

% < 2mm: Pourcentage des passants inférieurs à 2 mm.

% < 80 μ : Pourcentage des passants inférieurs à 80 μ .

SC N°	Profondeur (m)	% < 2 mm	% < 80 μ	Classification selon L.C.P.C
SC01	12.8 – 13.5	75	100	Sol fin
	15.5 - 18	72	100	Sol fin
	22.4 – 22.95	75	100	Sol fin
SC 02	2 – 2.5	75	90	Sol fin
	5.5 - 6	78	95	Sol fin
	8.3 - 8.8	70	100	Sol fin

❖ **Limites d'Atterberg :**

Légende :

WL : limite de liquidité WP : Limite de plasticité IP : Indice de plasticité Ic : Idice de consistance

SC N°	Profondeur (m)	WL (%)	WP (%)	IP (%)	Interprétation des résultats
SC 01	12.8 - 13.5	58.1	28.2	29.9	Sol argileux, très plastique, dure.
	15.5 - 18	47.9	24.3	23.6	Sol argileux, peu plastique, dure.
	22.4 - 22.95	48.1	23	25.1	Sol argileux, peu plastique, dure.
SC 02	2 - 2.5	68.7	32.4	36.3	Sol argileux, très plastique, dure.
	5.5 - 6	49.5	24.66	24.8	Sol argileux, peu plastique, dure.
	8.3 – 8.8	63.5	27.07	36.4	Sol argileux, très plastique, dure.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 15.46 à 26.59 et de limite de liquidité de 47.9 à 68.7 % et des indices de plasticité de 23.6 à 36.4 %.

Selon la classification géotechnique USCS, ces matériaux appartiennent à la famille des sols fins à savoir des argiles peu a très plastiques (Ap,At).

Essais à la boîte de casagrande

Des essais de cisaillement (saturé) rapides réalisé à la boîte de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants:

A long terme CD

Sondage	Cohésion C'(bar)	Angle de frottement ϕ' (°)
SC 02 (2 - 2.5)	0.08	27.19

Essais au triaxial :

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

Sondage	Cohésion C (bar)	Angle de frottement (°)
SC 01 (12.8 – 13.5)	1.27	1.42
SC 01 (22.4 – 22.95)	1.24	2.42
SC 02 (8.3-8.8)	1.09	0.44

Photos des caisses de sondages :

Sondage SC 01 :



Profondeur de 0 à 6m



Profondeur de 6 à 10m

Sondage SC 02 :



Profondeur de 0 à 7m



Profondeur de 7 à 13m



Profondeur de 13 à 19m



Profondeur de 19 à 25m



Profondeur de 25 à 30m

Photos des caisses de sondages :

Sondage SC 01 :



Profondeur de 0 à 10.5m



Profondeur de 10.5 à 18m



Profondeur de 18 à 24m



Profondeur de 24 à 30m

Sondage SC 02 :



Profondeur de 0 à 6m



Profondeur de 6 à 12m



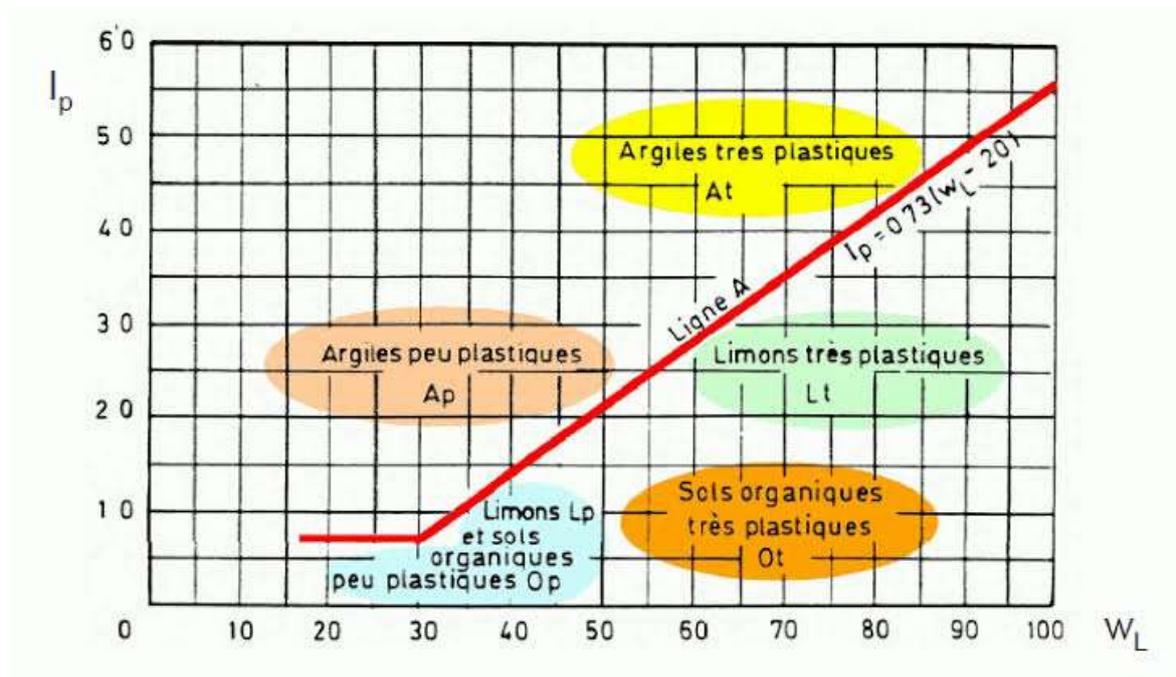
Profondeur de 12 à 15m

Granulometrie pour les sols grenus

SOLS GRENUS				
Définitions	Conditions			Appellations
+ de 50 % des éléments de dimensions ≥ 0.08 mm Sols grenus	+ de 50 % des éléments de dimensions ≥ 0.08 mm sont retenus au tamis de 2 mm GRAVE	- de 5 % des éléments < 0.08 mm et examiner la courbe granulométrique (1)	Cu > 4 et $1 < Cc < 3$	Grave bien graduée (Gb)
			Cu < 4 ou Cc > 3 ou Cc < 1	Grave mal graduée (Gm)
		+ de 12 % des éléments < 0.08 mm et faire les limites d'Atterberg,	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave limoneuse (GL)
		déterminer ω_l et ω_p et situer le point I_p, ω_l (1)	Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Grave argileuse (GA)
	+ de 50 % des éléments de dimensions ≥ 0.08 mm passent au tamis de 2 mm SABLE	- de 5 % des éléments < 0.08 mm et examiner la courbe granulométrique (1)	Cu > 6 et $1 < Cc < 3$	Sable bien gradué (Sb)
			Cu < 6 ou Cc < 1 ou Cc > 3	Sable mal gradué (Sm)
		+ de 12 % des éléments < 0.08 mm et faire les limites d'Atterberg,	Point situé au-dessous de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable limoneux (SL)
		déterminer ω_l et ω_p et situer le point I_p, ω_l (1)	Point situé au-dessus de la ligne A du diagramme de plasticité	Sable argileux (SA)

(1) entre 5 et 12 % d'éléments < 0.08 mm : cas limite nécessitant le double symbole adapté aux caractéristiques de la courbe granulométrique et de plasticité

Granulometrie pour les sols fins





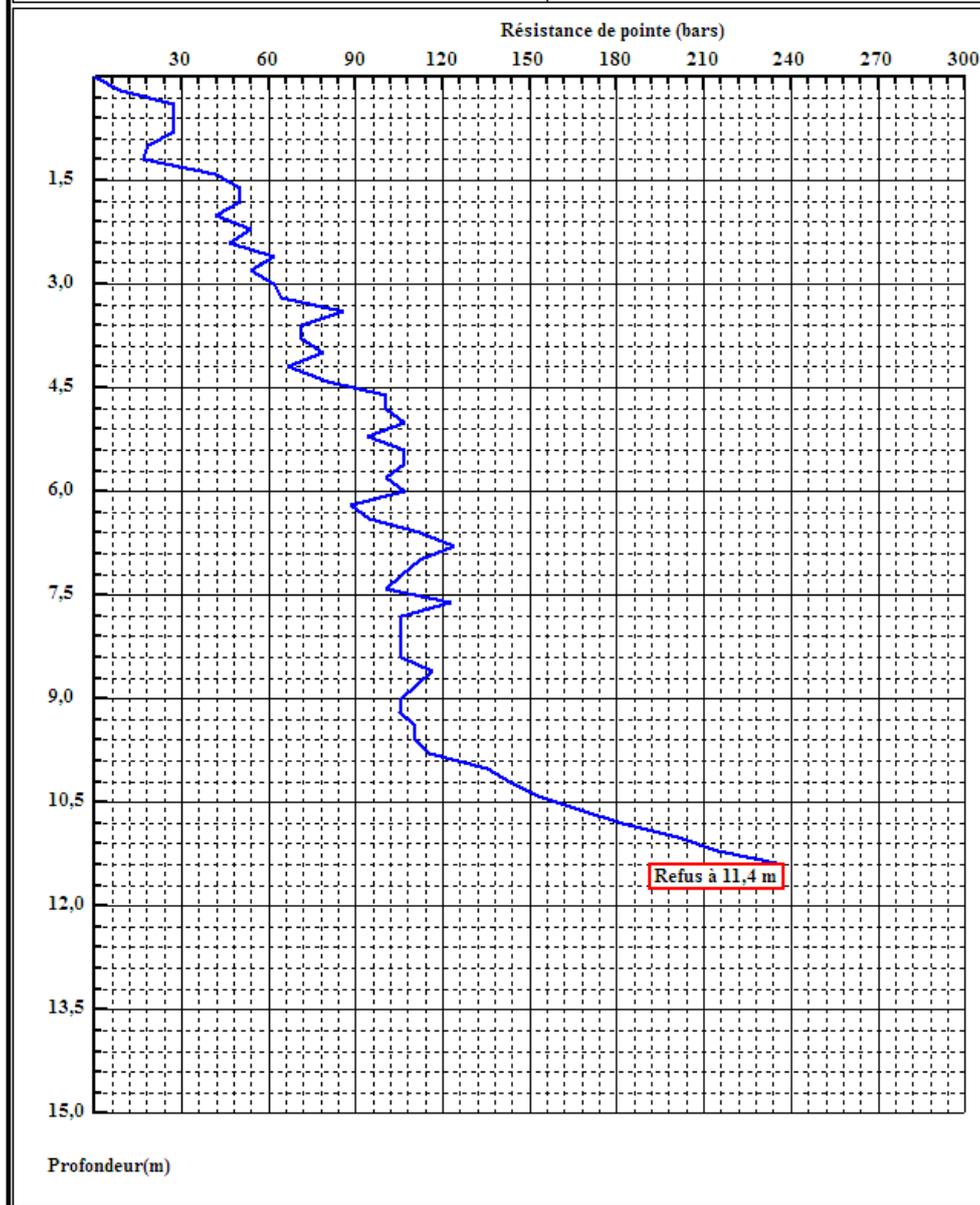
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea
Lieu : PK 4+100
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 12 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD1





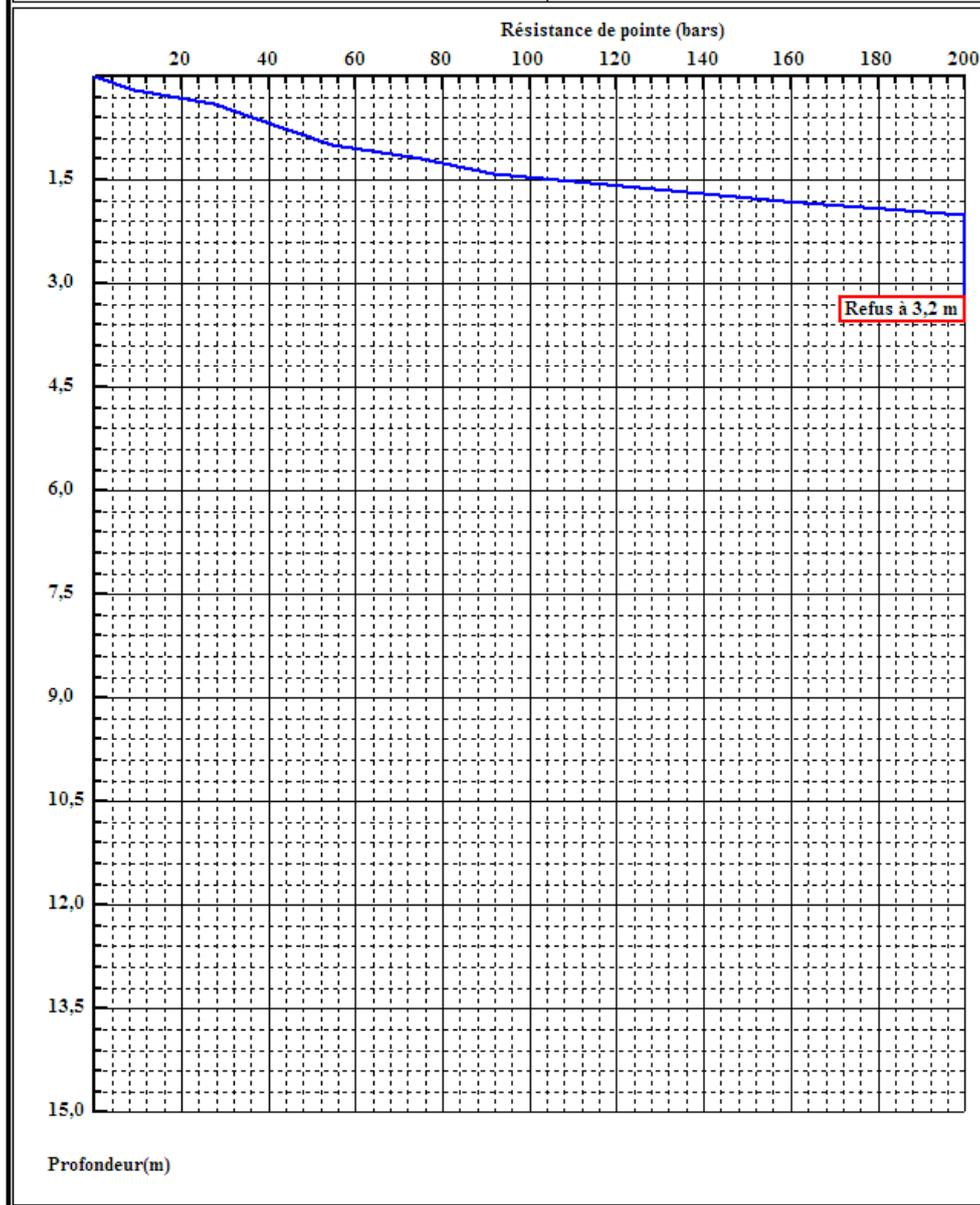
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea
Lieu : PK 4+100
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 12 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD2





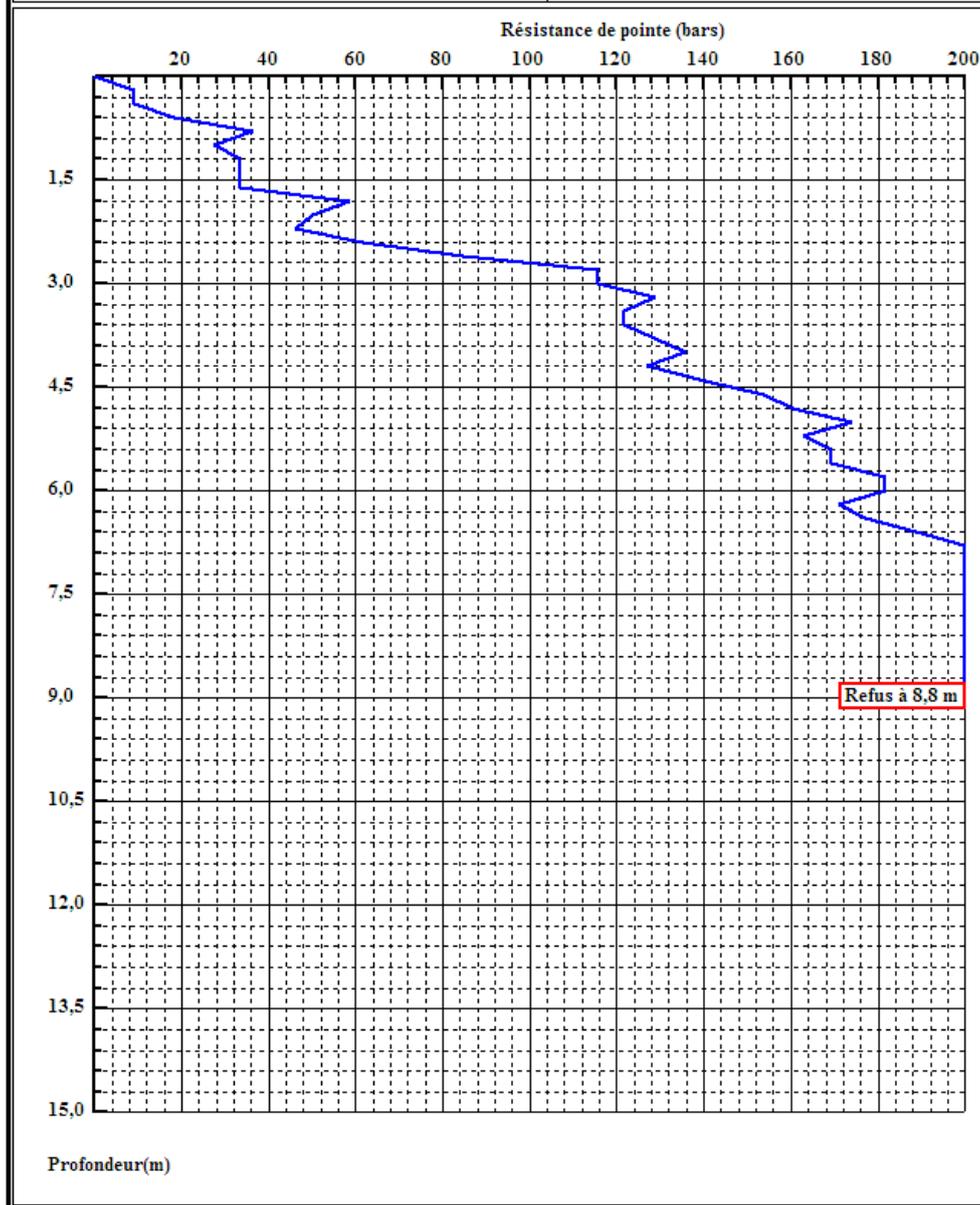
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea
Lieu : PK 4+100
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 12 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD3





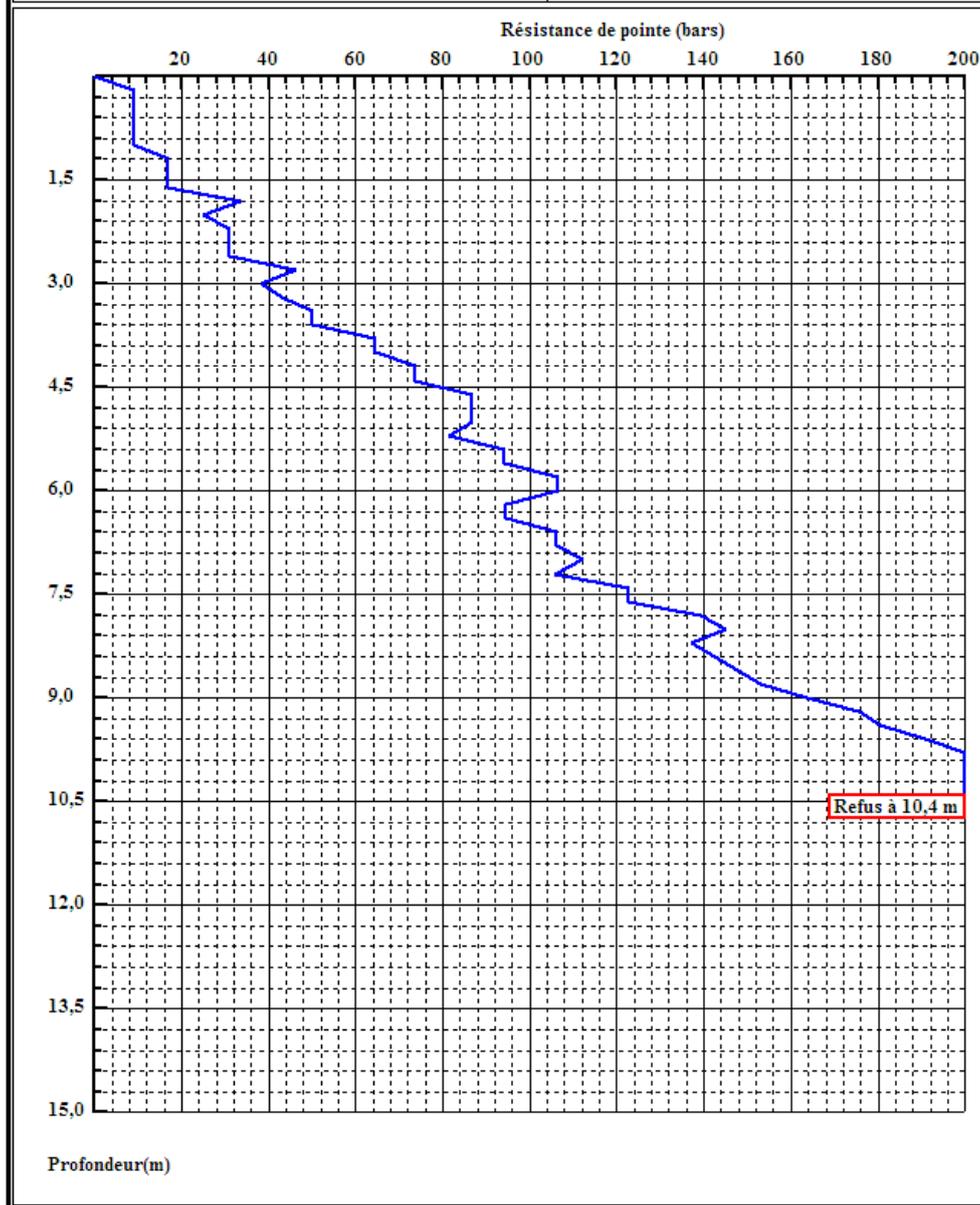
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea
Lieu : PK 4+100
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 12 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD4





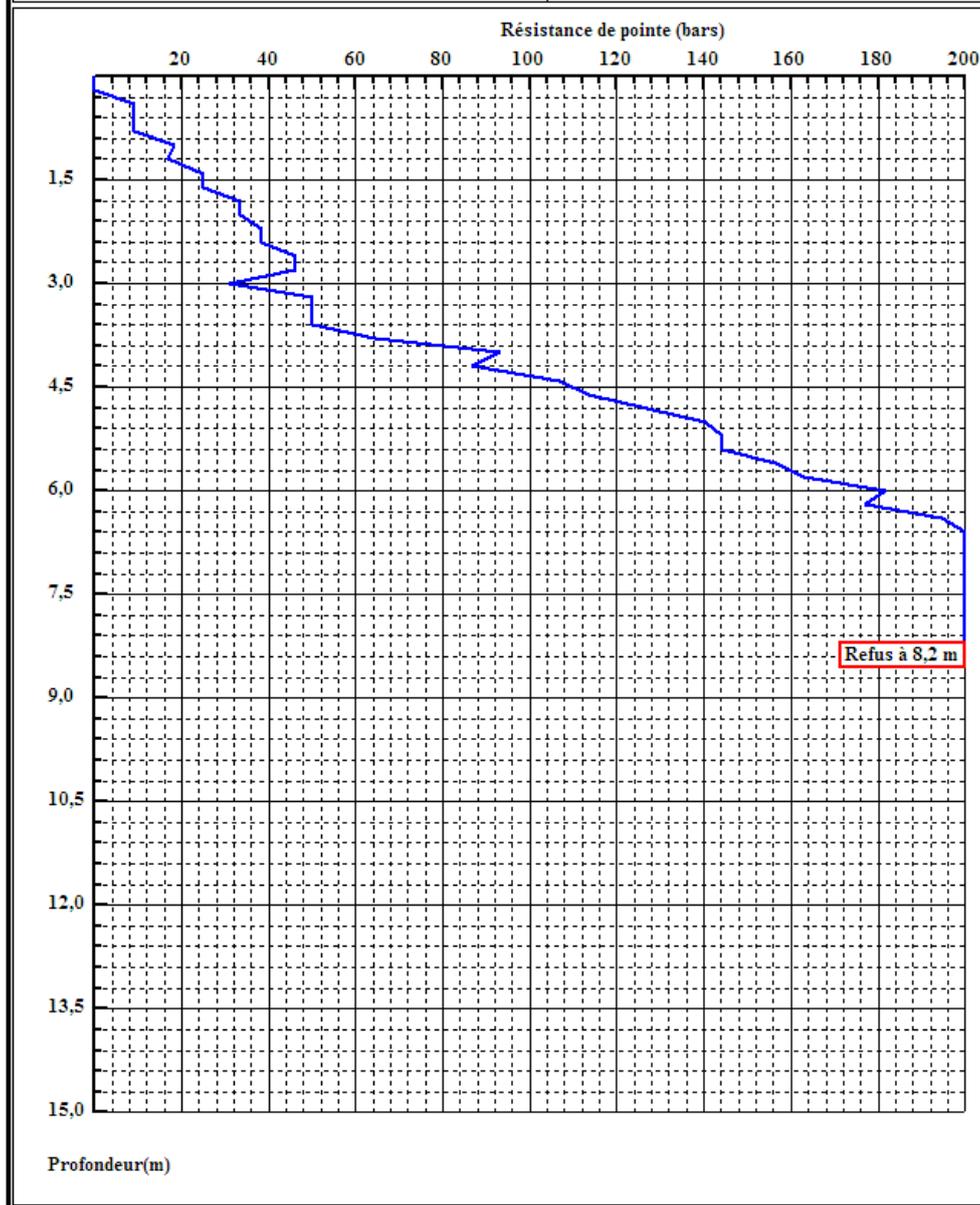
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea
Lieu : PK 4+100
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 12 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD5





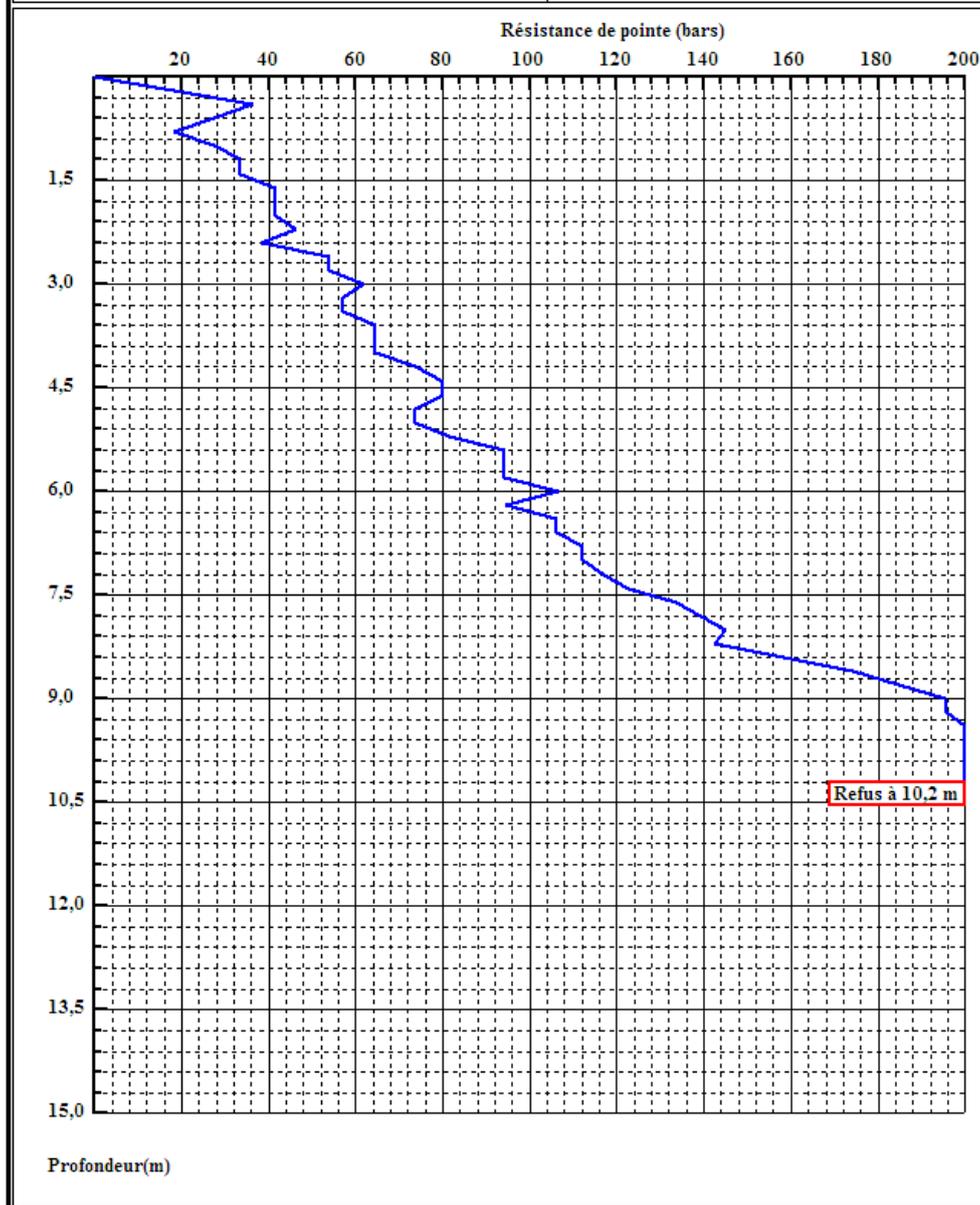
ORGANISME NATIONAL DE CONTROLE TECHNIQUE DES TRAVAUX PUBLICS

C.T.T.P

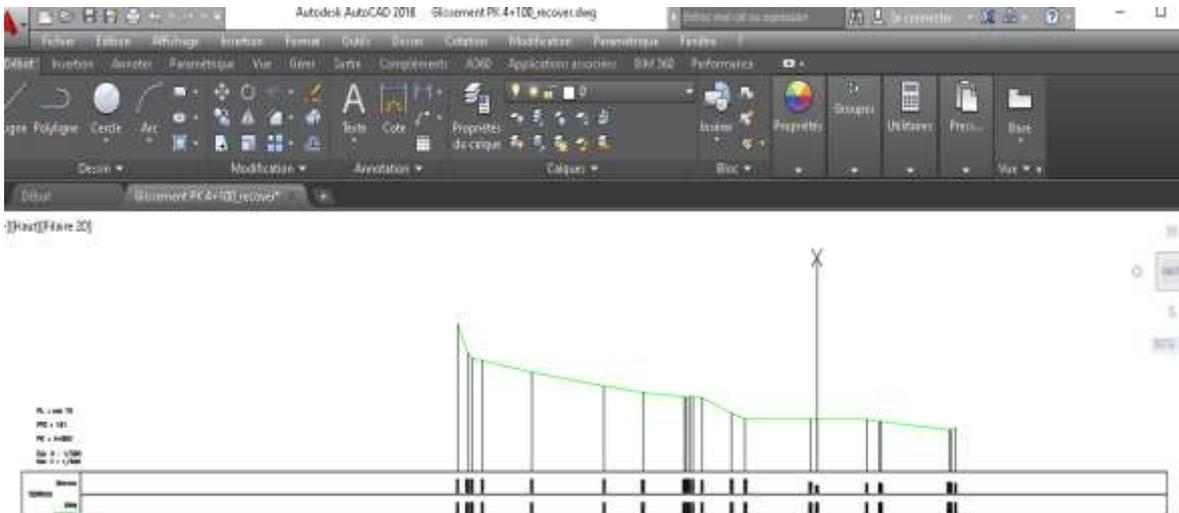
INTITULE : Contournement nord de la ville de Medea
Lieu : PK 4+100
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 12 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

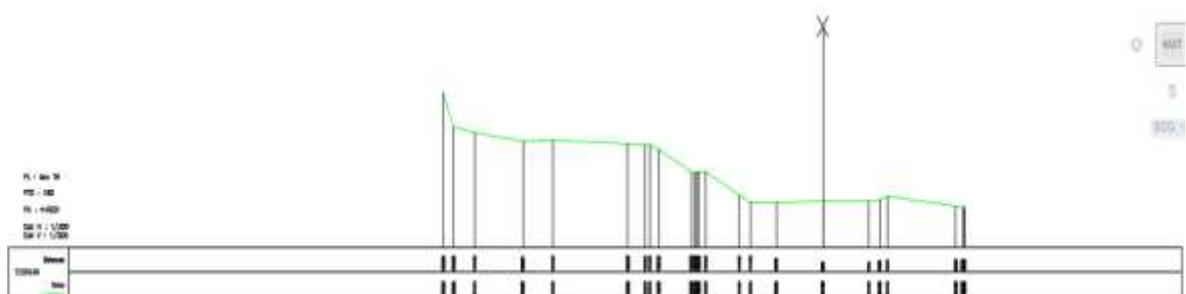
Essai N°: PD6



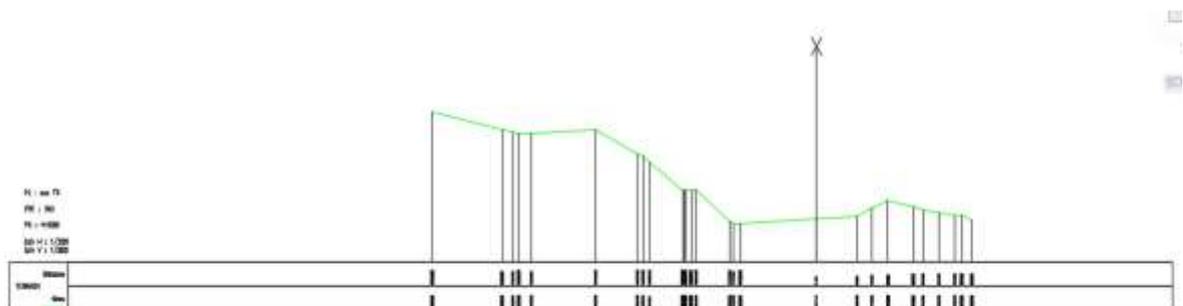
Profil 161 :

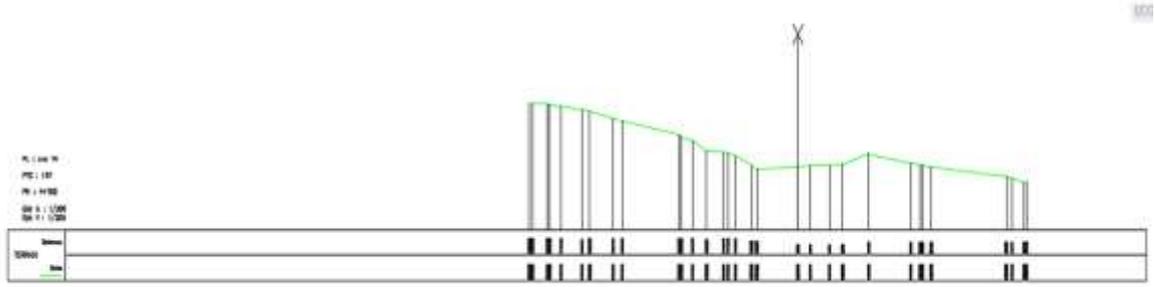


Profil 162 :

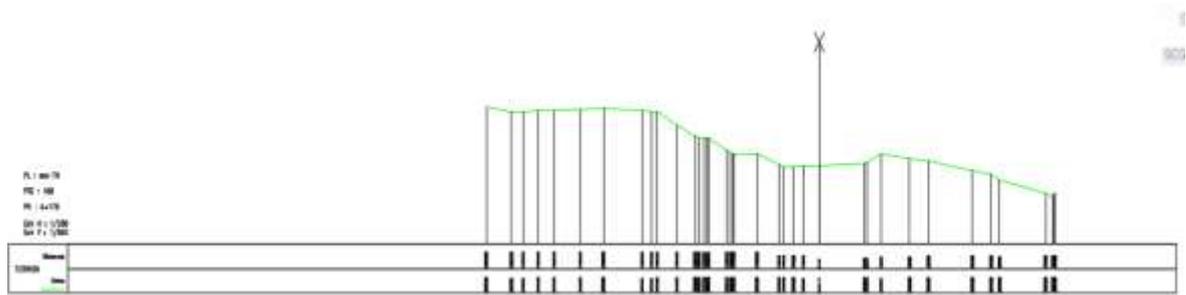


Profil 163 :





Profil 168 :



Profil 169 :

