REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE YAHIA FARES DE MEDEA



Faculté de **T**echnologie

Mémoire de fin d'études de Master

Filière : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Glissement de terrain. Etude paramétrique avec étude de cas (PK 4+800 AU PK5+020 wilaya de Médéa)

Présenté par

Djeriba Saad

Proposé et Dirigé par

Dr MENNA LAZAZI

Remerciements

Je voudrais tout d'abord adresser toute ma gratitude au professeur à l'Université de médea et directeur de ce mémoire, Dr. MENAA LAZAZI, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion

Nous tenons à saisir cette occasion et adresser nos profonds remerciements et nos profondes reconnaissances aux responsables et au personnel de l'Université de médea

Je désire aussi remercier les professeurs de l'Université de médea, qui m'ont fourni les outils nécessaires à la réussite de mes études universitaires. Je tiens à remercier spécialement le professeur Messad Ali pour Ses conseils et son soutien inconditionnels

Enfin, Un grand merci à ma mère et mon pèreque Dieu lui accorde sa miséricorde, pour leur amour, leurs conseils ainsi que leur soutien, à la fois moral et économique, qui m'a permis de réaliser les études que je voulais et par conséquent ce mémoire

DEDICACES

Une page de ma vie académique vient de se tourner, une page où le dévouement et l'effort étaient mes fidèles compagnons. C'est le moment de dire adieu aux études et à la fatigue, c'est le temps de récolter les fruits de nos efforts. Nous disons au revoir aux moments de rires avec nos camarades, en tirant nos chapeaux en signe de respect envers les enseignants. Adieu à tous les moments où nous avons porté notre rêve et sommes allés de l'avant pour le réaliser. Je remercie ceux qui nous ont soutenus et partagé notre joie lors de notre réussite et de notre graduation

En cette occasion, je souhaite dédier ma graduation à celui dont je porte le nom avec fierté et honneur, celui qui a consacré son effort et son temps pour me permettre d'atteindre ce que j'ai accompli mon cher père, que Dieu lui accorde sa miséricorde Mohammed Djeriba ,et à celle qui m'a entouré de ses prières pures et m'a comblé de sa tendresse la prunelles de mes yeux ma chère mère bien-aimée

Il n'y a pas de mots qui te comblent, ni de poésie qui te loue. Tu es la plus grande entité de l'univers, que Dieu protège ton âme Nadir Djeriba

A celui qui m'a soutenu en secret, Mon cœur l'a élargi et ma plume ne l'a pas écrit

À mes chers frères et sœurs, qui ont été mon soutien et ma force

À mes estimés professeurs qui m'ont transmis leur savoir, je vous exprime toute ma gratitude et mon respect

Je dédie également ce travail à ma famille, qui s'est toujours tenue à mes côtés, le professeur Ibrahim Djeriba et tous mes proches sans exception

À tous mes camarades, je vous témoigne tout mon respect et ma considération

ملخص

الانهيارات الأرضية هي ظاهرة طبيعية يمكن أن تسبب أضرارًا كبيرة. في بعض الحالات ، يمكن أن يؤدي إلى الموت. في شمال الجزائر ، تعد الانهيارات الأرضية من أكثر الكوارث الطبيعية شيوعًا. تحدث الانهيارات الأرضية بسبب الطبيعة الحساسة لطبقات التربة وإنشاء الطرق التي تغير شبكة الصرف والتسرب. الأمر الأكثر خطورة هو الملاحظة المتكررة للظواهر المقلقة ، لا سيما حركة المرور الشتوية على الطرق الموجودة في ولاية المدية . يعبر الطريق منحدرات التكوينات الجيولوجية المعروفة بالعديد من منحدراتها غير المستقرة. هذه هي الانهيارات الأرضية أو الانهيارات الأرضية التي تسبب عدم استقرار خطير. يهدف هذا الموضوع إلى تحديد وتصنيف الانهيارات الأرضية التي تم جردها ثم تحديد العوامل التي تؤدي إلى الانهيارات الأرضية

الكلمات المفتاحية الانهيارات الأرضية طبقات التربة عدم استقرار

Résumé :

Les glissements de terrain sont des phénomènes naturels qui peuvent causer d'importants dégâts. Dans certains cas, cela peut même entraîner la mort. Dans le nord de l'Algérie, l'une des catastrophes naturelles les plus courantes est le glissement de terrain. Les glissements de terrain sont dus à la nature délicate des couches de sol et à la construction de routes qui modifient le réseau de drainage et d'infiltration. Plus grave est l'observation répétée de phénomènes alarmants, notamment de circulation hivernale sur les voiries existantes dans la Wilaya de Médéa. La route sillonne des pentes de formations géologiques connues pour leurs nombreux versants instables. Ce sont des glissements de terrain, des glissements de terrain ou des mouvements de terrain qui provoquent une instabilité dangereuse. Ce sujet vise à identifier et catégoriser les glissements de terrain inventoriés, puis à identifier les facteurs qui entraînent les glissements de terrain.

Mot clés : Les glissements de terrains , couches de sol , instabilité

Abstract

Landslides movements are natural phenomena that can be large-scale and cause considerable damage. In some cases, they can cause loss of life.

In the north of Algeria, landslides are among the most frequent natural hazards favored by the sensitive nature of the soil layer and road construction works modifying the runoff and infiltration network. More serious, it was found a recurring and disturbing phenomenon in terms of traffic on existing roads in winter period especially in wilaya medea Roads cross slopes of geological formations known for their slopes frequently unstable It is a movement of terrain causing landslides, landslides or precarious stability The present subject, after identification and classification of the inventoried landslides aims on the one hand toidentify the factors favoring ground movement

Key words : Landslides movements, soil layer, precarious stability

Sommaire

Remerciement

Dédicace

ملخص

Résumé

Abstract

Liste des figures

Introduction générale 1

Chapitre I :Généralité sur les mouvement de terrain 2

I.1.Introduction : ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.2. Définition d'un mouvement de terrain ..... **Erreur ! Signet non défini.**

I.3. Les types de mouvement de terrain : 4

I.3.1.les mouvements rapides : 4

I.3.1.1. Les effondrements : 4

I.3.1.2. Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs : 4

I.3.1.3.Ecroulements : 4

I.3.2.les mouvements lents : 5

I.3.2.1.Les affaissements : 5

I.3.2.2.Les tassements : 5

I.3.2.3.Le fluage des terrains : 6

I.3.2.4.Les solifluxions: 6

I.4.Les glissements des terrains :.....7

I.4.1.Les types des glissements : 7

I.4.1.1.Les glissements plans : 7

I.4.1.2. Le glissement circulaire ou rotationnel:.....7

I.4.1.3Glissement quelconque:.....8

I.4.2.Classification des glissements : 8

I.5.Les causes de glissement de terrain :.....9

I.5.1.Géologiques :.....9

I.5.2.Hydrogéologiques : 9

I.5.3.Géotechnique :.....9

I.5.4.Géographiques et climatiques : 9
I.5.5.Géométrique : 9
I.5.6.Activités humaines : 9
I.6.Facteurs influençant la stabilité de talus : 10
I.7. Les différentes méthodes de calcul à la stabilité des talus : 10
I.7.1. Méthodes globales : 10
I.7.2.Méthodes des tranches: 11
Equation générale du problème: 11
I.7.2.1.Méthode de FELLENIUS: 14
I.7.2.2.Méthode de Bishop : 15
I.7.2.3.Méthode de Janbu simplifiée : 16
I.7.2.4.Méthode de Spencer 1967 16
I.7.2.5.Méthode des éléments finis: 16
I.7.2.6.La méthode des perturbations : 17
I.8. Conclusion 17
Chapitre II : Description du projet 18
II.1. Situation du projet : 19
II.2.Présentation de la région : 19
II.3. Contexte géologique: 19
II.3.1.Géologie locale : 19
II.3.2.Stratigraphie : 20
II.3.3.Tectonique : 21
II.3.4.Sismicité : 22
II.4.RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE : 24
II.4.1.Organisation des essais : 24
II.4.1.1.Essais in situ : 24
II.4.1.2.Essais de laboratoire : 24
✓ Essais physiques : 24
✓ Essais mécaniques : 25
II.5. Compagne géotechnique : 25
II.5.1.Sondages carottés : 25
Description lithologique : 25
III.5.2.Interprétation des résultats de laboratoire à partir des sondages carottés : 25
✓ Couche d'Argile 25

Essais physiques : 25
❖ Humidité : 25
❖ Granulométrie : 26
❖ Limites d'Atterberg : 26
❖ Essais à la boite de casagrande : 27
❖ Essais au triaxial : 27
✓ Couche de marne : 27
Essais physiques : 27
❖ Humidité : 27
❖ Granulométrie : 28
❖ Limites d'Atterberg : 28
❖ Essais à la boite de casagrande : 29
❖ Essais au triaxial : 29
III.5.3.Essais aux Pénétromètres dynamiques lourds (PDL) : 29
III.5.3.1.Principe et Objet de l'Essai : 29
III.5.4.Synthèse des résultats: 30
III.5.5.Régime hydraulique : 31
Chapitre III : Etude paramétrique de la stabilité **Erreur ! Signet non défini.**
III.1. Introduction : 33
III.2. Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) : 33
III.2.1.Les principales caractéristiques de TALREN 4 : 33
III.2.1.1.L'interface graphique interactive : 33
III.2.1.2.Les différentes options pour la manipulation de l'interface :Le menu, les barres de boutons et le navigateur 34
III.2.1.3.La barre de boutons principale : 34
II.2.1.4.Les barres de boutons contextuelles : 35
III.2.1.5.Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" : 35
III.2.1.6.Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol : 36
III.2.1.7.Tableau récapitulatif des renforcements : 36
III.2.1.8.Gestion du phasage : 37
III.2.1.9.Les conditions hydrauliques : 39
III.3. Etude paramètrique : 40
effet de l'orientation du renforcement 42
Effet de l'espacement du renforcement : 44

Effet de la longueur du renforcement 45
III.4. Conclusion : 46
Chapitre IV : Etude d'un cas 47
IV.1. Introduction : 48
IV.2. Etude de la stabilité : 48
IV.3. Données géotechniques et schéma de calcul: 48
IV.4.Méthode d'analyse de calcul : 49
IV.5. Coefficient de sécurité : ..... **Erreur ! Signet non défini.**
IV.6.Vérification de la stabilité avant confortement : 50
IV.6.1.Géométrie du modèle : 50
IV.6.2.Présentation des résultats de calcul : 50
IV.6.2.1.Calcul avec la méthode de perturbation : 50
IV.6.2.2.Calcul avec la méthode de Bishop : 51
IV.6.2.3.Calcul avec la méthode de Fellenius : 51
IV.6.3.Interprétation des résultats : 52
IV.6.4.Vérification de la stabilité après le renforcement : 52
IV.6.4.1.Géométrie du modèle : 52
IV.6.4..2.Calcul avec la méthode de Bishop: 53
IV.6.4.3.Calcul avec la méthode de perturbation : 53
IV.6.4.4.Calcul avec la méthode de Fellenius : 54
IV.7. Conclusion : 54
Conclusion générale : 55

Liste des figures

Figure I.1: mouvement de terrain. ..... **Erreur ! Signet non défini.**
Figure I.2: le phénomène de l'effondrement 4
Figure I.3:les écroulements rocheux 5
Figure I.4:le phénomène d'affaissements. 5
Figure I.5: Le phénomène du fluage 6
Figure I.6: grandes loupes des solifluxion. 6
Figure I.7: le glissement plan. 7
Figure I.8: le glissement rotationnel. 8
Figure II.9:schéma de méthode globale 11
Figure II.10:Définition de la surface de glissement 12
Figure II.11:Equilibre d'une tranche de sol. 12
Figure II.12:Les forces agissant sur une tranche dans la méthode de Fellenius. 14

Figure II.13: Situation de la zone d'étude 19
FigureII.14:Extrait de zone d'étude sur la carte géologique de Médea ichelle1/50.000ème 21
Figure II.15: Carte de zonage sismique de l'Algérie 22
Figure III.16:la barre de boutons principale. 34
Figure III.17:La barre de boutons contextuelle "Données" 35
Figure III.18:la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" 35
Figure III.19:exemple de tableau récapitulatif des couches de sol. 36
Figure III.20:exemple de tableau récapitulatif des renforcements 37
Figure III.21:gestion des phases et situations 38
Figure III.22:navigateur des phases et situations. 39
Figure III.23:définition d'une nappe phréatique. 39
Figure 24: effet de l'orientation du renforcement 42
Figure III.25:effet de l'orientation du renforcement 43
Figure 26: Effet de l'espacement du renforcement 44
Figure III.27:Effet de l'espacement du renforcement 45
Figure III.28:Effet de la longueur du renforcement 46
Figure IV.29:schéma de calcul. 49
Figure IV.30:géométrie du modèle. 50
Figure IV.31:Le résultat Avec la méthode de perturbation 50
Figure IV.32:Le résultat Avec la méthode de Bishop. 51
Figure IV.33:Le résultat Avec la méthode de Fellenius. 51
Figure IV.34 : Géométrie du modèle après le renforcement. 52
Figure IV.35: Le résultat Avec la méthode de Bishop. 53
Figure IV.36: Le résultat Avec la méthode de perturbation 53
Figure IV.37: Le résultat Avec la méthode de Fellenius. 54

Liste des tableau

Table I.1:Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DATEK 8
Table I.2:Classification selon la vitesse moyenne de glissement à long terme 8
Table II.3: Tableaux des zones sismique d'après RPA99/version2003 23
Table II.4 La carte de zonage sismique de la région de Médéa 24
Table III.5:effet de l'orientation du renforcement 43
Table III.6:Effet de l'espacement du renforcement 44
Table III.7:Effet de la longueur du renforcement 45

Introduction générale

Un glissement de terrain est un phénomène géologique qui affecte les sols et les terrains, en particulier les remblais et les talus. Ceci pourrait bien être la cause de sérieux endommagements dans les ouvrages avec des pertes, parfois importantes, économiques et humains. Des phénomènes naturels tels que les fortes pluies, l'érosion des digues et les tremblements de terre ainsi que l'action directe humaine, travaux de génie civil, travaux d'exploitation forestière, etc. sont à l'origine de ces glissements.

Les taches liées aux glissements de terrain sont généralement associées à l'ingénieur Géotechnicien et aux mécaniciens de sol, où de nombreux classements sont appropriés selon différentes normes en termes de morphologie, de cinématique et des propriétés des matériaux etc...

Les risques de glissement de terrain comprennent les mouvements plus ou moins vigoureux du sol ou du sous-sol d'origine naturelle ou artificiel. Ce sont des volumes compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Le fonctionnement peut être lent (certains millimètres par an), ou à des vitesses très élevées (centaines de mètres par jour). Les mouvements du sol peuvent être globalement classés en deux groupes, catégorie selon le type d'occurrence du phénomène observé : d'une part, processus continu lent (glissement, descente, fondu-gonflement), et d'autre part des événements plus rapides et plus discontinus (chutes de pierres, effondrements, glissements de terrain).

Chapitre I :Généralité sur les mouvement de terrain

I.1.Introduction :

Le phénomène de glissement de terrain est considéré comme une catastrophe naturelle permanente rencontrée partout dans le monde, le sol qui nous entoure semble immuable, mais la stabilité est illusoire. L'histoire géologique montre que l'équilibre naturel s'est lentement développé : Fracture soudaine, déformation et autres phénomènes d'érosion néfastes pour hommes.

C'est pourquoi, compte tenu de ces phénomènes et de leurs dangers, il faut prendre Prenez les précautions nécessaires pour détecter les zones instables afin de trouver la meilleure solution protection ou traitement[1]

I.2. Définition d'un mouvement de terrain :

Un mouvement de terrain est une manifestation du déplacement gravitationnel d'une masse de matière le sol est instable sous l'influence des contraintes naturelles (fonte des neiges, précipitations) anormalement forts, tremblements de terre, etc.) ou d'origine humaine (terrassements, vibrations, déforestation, matériaux ou aquifères, etc.).

Ils recouvrent une très grande variété de formes du fait de la diversité des mécaniques Initiateurs (érosion, dissolution, déformation et fissuration sous charges statiques ou dynamiques), est elle-même liée à la complexité du comportement géotechnique des matériaux utilisés, Conditions sédimentaires (structure géologique, géométrie du réseau de fractures, caractéristiques des aquifères, etc.)[2]

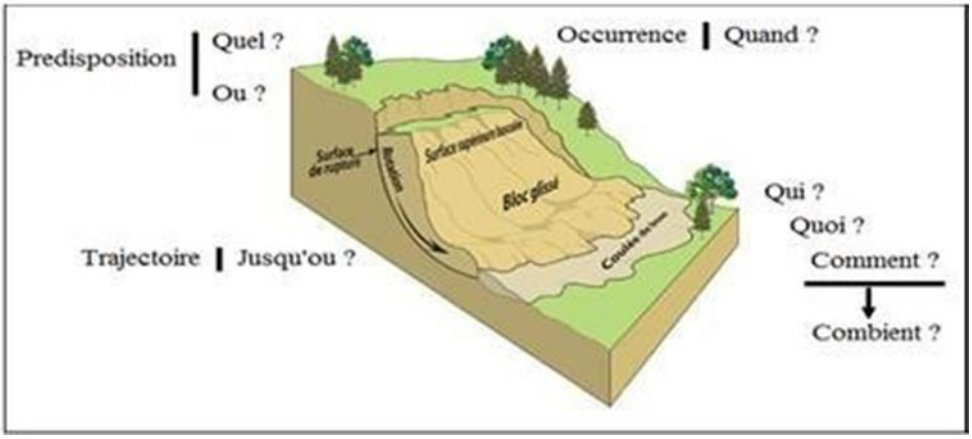


Figure I.1: mouvement de terrain

I.3. Les types de mouvement de terrain :

I.3.1.les mouvements rapides :

Ils se propagent de manière brutale et soudaine : il s'agit de chutes de pierres ou de blocs, d'effondrements de cavités souterraines, d'éboulements rocheux ou de coulées de boue.[8]

I.3.1.1. Les effondrements :

C'est le résultat de la rupture des appuis ou de la partie supérieure d'une cavité souterraine. Cette rupture se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale créant un fontis, excavation grossièrement cylindrique, dont le diamètre est généralement inférieur à une dizaine de mètres. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité et du mode de rupture .Dans quelques rares cas, l'effondrement en chaîne des appuis d'une cavité entraîne une déformation de la surface sur plusieurs hectares. Il s'agit des phénomènes d'effondrement généralisé.[10]



(a) : mécanisme de l'effondrement (b) : exemple de l'effondrement

Figure I.2: le phénomène de l'effondrement

I.3.1.2. Les éboulements et les chutes de pierres et de blocs :

L'évolution naturelle des falaises et des versants rocheux engendre des chutes de pierres, de blocs ou des éboulements en masse. Ces blocs isolés rebondissent ou roulent sur le versant. Dans le cas des éboulements en masse, un volume important de roches s'écroule grande vitesse sur une très grande distance. La forte interaction entre les éléments rend la prévision de leur trajectoire et rebond complexe.[11]

I.3.1.3.Ecroulements :

De pans de falaises ou d'escarpements rocheux selon les plans de discontinuité préexistants



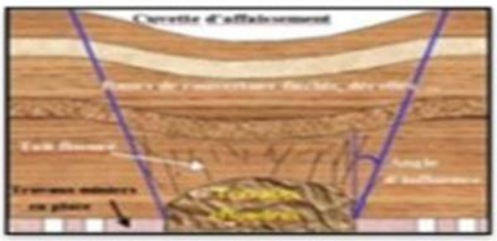
Figure I.3:les écroulements rocheux

I.3.2.les mouvements lents :

1. entraînent une déformation progressive des terrains qui ne sont pas toujours
2. perceptibles par l'homme. Il s'agit des affaissements, des tassements,
3. des glissements de la solifluxion*, du fluage*,du retrait-gonflement et du fauchage*.[8]

I.3.2.1.Les affaissements :

Sont des dépressions topographiques en forme de cuvette dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture.[9]



(a) : un schéma d'affaissements



(b) : exemple de l'affaissements

Figure I.4:le phénomène d'affaissements.

I.3.2.2.Les tassements :

Le tassement c'est une diminution de volume 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).[4]

I.3.2.3.Le fluage des terrains :

Le fluage des terrains peut avoir plusieurs actions .Il affecte des pentes argileuses superficiellement (figure I.5), sans surface de glissement précise. Il peut aussi se manifester par le fluage de masses argileuses ou marneuses provoquées par le poids d'un massif rocheux qui leur est superposé, les déplacements dus au fluage peuvent provoquer des fissures et des failles dans le rocher.[5]

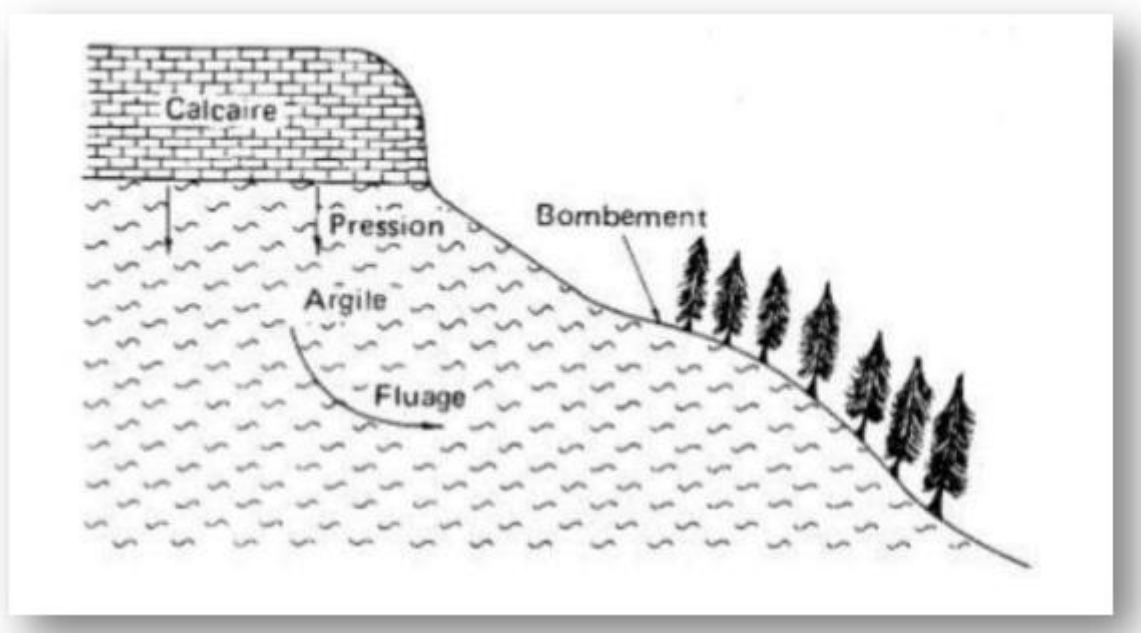


Figure I.5: Le phénomène du fluage

I.3.2.4.Les solifluxions:

La solifluxion est un cas spécial de fluage. Ce phénomène est la conséquence des climats spréglaciaux



Figure I.6: grandes loupes des solifluxion

I.4.Les glissements des terrains :

Un glissement de terrain est un déplacement généralement lent d'une masse de terrain cohérente le long d'une surface de rupture*. Cette surface a une profondeur qui varie de l'ordre du mètre à quelques dizaines voire quelques centaines de mètres dans des cas exceptionnels.[14]

I.4.1.Les types des glissements :

I.4.1.1.Les glissements plans :

Il se produit suivant un plan (figure I.8), au niveau d'une surface de discontinuité géologique : Zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans des tratification.
En général les lignes de rupture suivent une couche mince ayant de mauvaises caractéristiques mécaniques, et sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. une telle couche est appelée «Couche savon».[12]

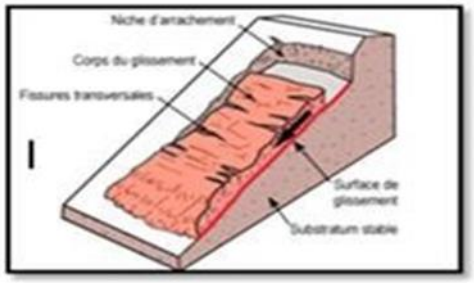


Figure (a) : Schéma de glissement plan



Figure (b) : exemple d'un glissement plan

Figure I.7: le glissement plan.

I.4.1.2. Le glissement circulaire ou rotationnel:

C'est le type de glissement le plus fréquent.la surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à une portion de cylindre (figure I.9).l'analyse du risque de rupture par le calcul Les glissements rotationnels ont quel que scaractères communs dont on distinguee entiellement:

- Entête des fissures de traction apparaissant.
- Une scarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base Un bourrelet de pieds formé par des matériaux glissés.[6]

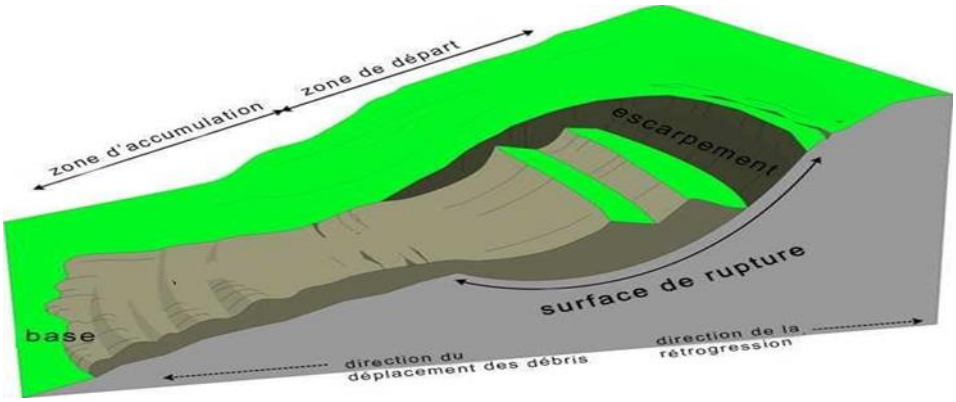


Figure I.8: le glissement rotationnel.

I.4.1.3Glissement quelconque:

Qui est une combinaison des deux cas précédant Comme pour le glissement plan la reconnaissance des sols doit identifier la surface de glissement qui est ici complexe et nécessite des reconnaissances précises [13]

I.4.2.Classification des glissements :

Les glissements peuvent être classés selon la profondeur estimée de la surface de glissement (Tableau I.1)

et selon la vitesse moyenne à long terme des mouvements (Tableau I.32)

Table I.1:Classification selon la profondeur de la surface de glissement d'après DATEK

Glissement	**Surface de Glissement**
Superficiel	0-2 m
Semi- profond	2-10 m
Profond	10-30 m
Très profond	> 30m

Table I.2:Classification selon la vitesse moyenne de glissement à long terme

Glissement	**Vitesse de Glissement**
Substabilité très lent	0 – 2cm/an
Peu actif, lent	2- 10cm/an
Actif (ou lent avec phase rapides)	10cm/an

I.5.Les causes de glissement de terrain :

De nombreux facteurs influent sur la stabilité des pentes, et sur le mécanisme de leur déformation. Chacun des facteurs prédétermine la stabilité des pentes en fonction de la nature des liaisons structurales des sols et des roches. L'analyse des processus de déformation dans les pentes naturelles doit tenir compte de l'influence des facteurs naturels et techniques. On peut subdiviser les facteurs naturels en quatre groupes :[13]

I.5.1.Géologiques :

•ithologie des formations.

• Situation tectonique.

•Spécificités structurales et texturales des terrains.

•Propriétés mécaniques des terrains.

I.5.2.Hydrogéologiques :

• Eaux superficielles qui traversent le terrain ou se situent à proximité.

•Eaux souterraines dans les terrains.

•Présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans la discontinuité tectoniques.

I.5.3.Géotechnique :

•Résistance des sols et des roches au cisaillement.

•Cohésion des sols et des roches.

•Angle de frottement interne.

I.5.4.Géographiques et climatiques :

• Relief du site

•Régime des précipitations.

•Régime des températures.

• Conditions spécifiques du gel-dégel.

I.5.5.Géométrique :

Les facteurs modifiants géométrie du terrain, sont principalement décrits par la hauteur H du talus et son angle β d'inclinaison par rapport à un plan horizontal notamment les travaux terrassement (déblaiement remblaiement).

I.5.6.Activités humaines :

Celles-ci peuvent avoir une forte influence sur la stabilité d'une pente.

En voici quelques exemples :

• Construction d'infrastructures ou bâtiments : augmenté le poids qui repose sur la pente et, partant, la force de la stabilité peut également être frottement réduit si des constructions sont érigées au bas du versant avec une excavation dans le pied duglissement (suppression de butée)
• Arrosage et irrigation : modifie la teneur en eau du sol

I.6.Facteurs influençant la stabilité de talus :

La stabilité d'un talus dépend de différents facteurs. Les propriétés du sol composant le talus constituent le facteur le plus important. En outre, la présence d'eau peut favoriser un glissement de terrain. La présence d'une nappe phréatique, de ruissellements de surface ou encore la pression de l'eau contenue dans les pores du sol doivent être considérés lors du dimensionnement de l'ouvrage. La présence de charges tels que des constructions ou du trafic routier sur le bord supérieur du talus, un tremblement de terre dut à un séisme peuvent provoquer un glissement de terrain. Dans le cas de talus utilisé pour l'aménagement de rivière, il faut prendre en compte les forces hydrostatiques (poids de l'eau contre le talus) et hydrodynamiques (effet des courants : énergie cinétique de l'eau, érosion). Pour la protection contre des effets hydrodynamiques, le talus est souvent recouvert d'une protection superficielle : soit par des enrochements, pavements, bétonnage, etc., soit par le choix de méthodes de bio-ingénierie ripisylve fascines, etc. Lorsque cela est nécessaire, un ingénieur ou un géologue peut réaliser un calcul de stabilité du talus.[7]

I.7. Les différentes méthodes de calcul à la stabilité des talus :

Les méthodes d e calcul se différencient essentiellement par :

- le choix de la surface de rupture.
- la détermination de la répartition des contraintes le long de cette surface.
- la définition du coefficient de sécurité et la vérification ou non de toutes les équations de l'équilibre. On peut classer schématiquement les méthodes en trois groupes :

I.7.1. Méthodes globales :

Ces méthodes supposent en principe un milieu homogène et isotrope définit par γ, c, φ et μ si le milieu est aquifère.

Elles consistent à étudier l'équilibre de la totalité de la masse libre, considère comme un solide indéformable, sous l'action du système de forces qui lui est appliqué. Le calcul est effectué en admettent que la masse est en équilibre limite c'est-à-dire que la rupture est sur le point de ce

produire et donc que la résistance au cisaillement sur la surface de glissement se trouve totalement mobilisée.

L'hypothèse la plus simple et la plus courante consiste à assimile r la ligne de glissement à un arc de cercle de centre o. Le mouvement de la masse se ramène alors à une rotation de centreo

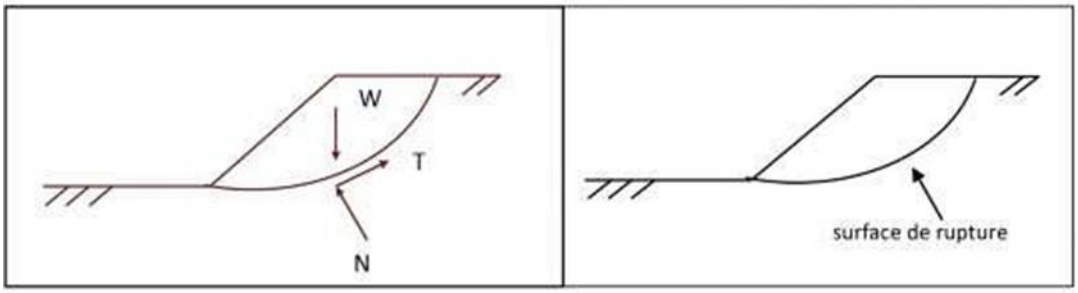


Figure II.9:schéma de méthode globale

avec :

N:composante normale le long de la surface

T:composante tangentielle le long de la surface

I.7.2.Méthodes des tranches:

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

- la manière d'utiliser les équations de la statique pour définir la sécurité. - les hypothèses utilisées pour rendre le problème déterminé. Parmi les méthodes les plus couramment utilisées on considère:
- La méthode de Fellenius.
- La méthode de Bishop simplifiée.
- La méthode de Spencer
- La méthode de Janbu.

Equation générale du problème:

Onseplacedansuneconfigurationbidimensionnelleendéformationplane.Onconsidèreun volume de sol AMB susceptible de glisser

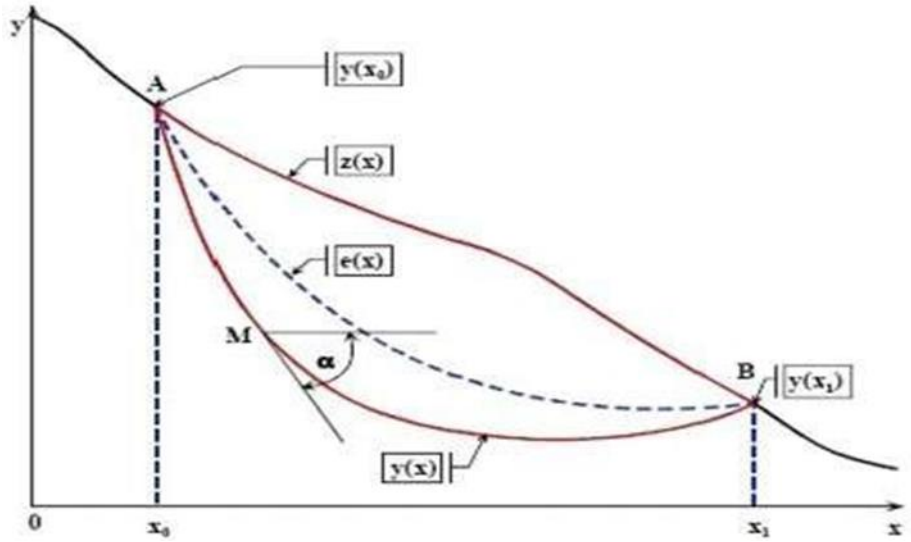


Figure II.10:Définition de la surface de glissement

Avec :

Z(x) : l'équation de la ligne de talus.

Y(x) : l'équation de la ligne de rupture étudiée.

tan α : Tangente à la ligne de rupture

On découpe le massif de sol en tranches verticales d'épaisseur dx assez petites pour que la base de chaque tranche, soit assimilable à un segment de droite On désigne : e (x), ligne d'action de la force interne qui s'exerce sur une section verticale, V (x) et H (x), les composantes verticales et horizontale de la force interne

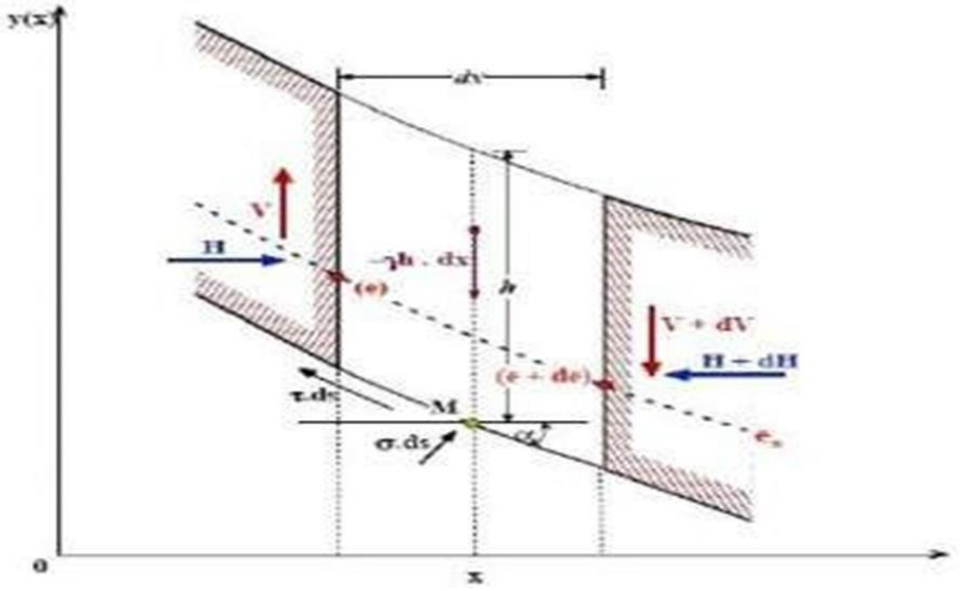


Figure II.11:Equilibre d'une tranche de sol

Chaque tranche est en équilibre sous l'action des forces extérieures qui lui sont appliquées.

- Forces volumiques (poids volumique, eau…)

- Forces surfaciques (réactions entre tranches, réactions à la base de la partie stable sur la partie qui glisse)

Les forces en présence sont les suivantes :

- Poids de la tranche Y dx
- Forces inter tranches horizontales H et (H+dH)
- Forces inter tranches verticales V et(V+dV) Les forces inter tranche sont leur point d'application sur la courbe (x)
- Contrainte normale totale σ, pression interstitielle u et contrainte tangentielle τ à la base de la tranche appliquée sur la surface ds .D'autre part l'équation d'équilibre de l'ensemble du volume de sol AMB par rapport à O fournit une équation supplémentaire.

Enprojetantlesforcesélémentairesnormalesσ.dsettangentiellesτ.dsàlatranchesur les axes (x, y) (rotation de α), on obtient en prenant σ et τ avec leurs signes :

Projection des forces élémentaires sur Ox:

$$-\boldsymbol{dH} + (\boldsymbol{\sigma}.\boldsymbol{ds})\sin\boldsymbol{\alpha} + (\boldsymbol{\tau}.\boldsymbol{ds})\cos\boldsymbol{\alpha} = \mathbf{0}$$

Projection des forces élémentaires sur Oy :

$$-\boldsymbol{dV} - (\boldsymbol{\Upsilon}.\boldsymbol{dX}) + (\boldsymbol{\sigma}.\boldsymbol{ds})\cos\boldsymbol{a} - (\boldsymbol{\tau}.\boldsymbol{ds})\sin\boldsymbol{a} = \mathbf{0}$$

Equilibre de rotation des forces élémentaires par rapport au point M,

point de passage de :γ h dx σ dsetτ.ds(moment de la tranche par rapport à M)

$$-\mathbf{Vdx} + \mathbf{Hde} + \mathbf{dH(e-y)} = \mathbf{0}$$

avec **:** $\boldsymbol{ds} = \frac{\boldsymbol{de}}{\cos\boldsymbol{\alpha}}$

les contraintes σ et τ :

$$\boldsymbol{\sigma} = (\boldsymbol{\Upsilon h}.\cos^2\boldsymbol{\alpha}) + (\tan\boldsymbol{a}.\frac{\boldsymbol{dH}}{\boldsymbol{dx}} + \frac{\boldsymbol{dv}}{\boldsymbol{dx}})\cos^2\boldsymbol{\alpha}$$

$$\boldsymbol{\tau} = -(\boldsymbol{\Upsilon h}.\cos\boldsymbol{a}.\sin\boldsymbol{a}) + (\frac{\boldsymbol{dH}}{\boldsymbol{dx}} - \frac{\boldsymbol{dv}}{\boldsymbol{dx}}\tan\boldsymbol{\alpha})\cos^2\boldsymbol{\alpha}$$

$$\int[\boldsymbol{\sigma}(\boldsymbol{X} + [\boldsymbol{Y}\tan\boldsymbol{a}] + \boldsymbol{\tau}(\boldsymbol{y} - [\boldsymbol{x}\tan\boldsymbol{\alpha}]))\,\boldsymbol{dx} = \int(\boldsymbol{x\Upsilon h})\,\boldsymbol{dx}$$

On a donc cinq fonctions inconnues : H(x), V(x), σ(x), τ(x), e(x)

et le coefficient de Sécurité F.

Ce système ne peut donc se résoudre sans une hypothèse complémentaire sur les fonctions inconnues, et les diverses méthodes de calcul (une vingtaine) diffèrent essentiellement par la nature de l'hypothèse complémentaire, ce qui explique que suivant les méthodes retenues on obtiendra des "coefficients de sécurité" différents Pour être retenue pratiquement, une méthode

de calcul devra être validée par l'expérience.

L'hypothèse complémentaire peut porter soit:

- Sur une répartition des forces internes (Fellenius Bishop Morgen sternet Price...),
- Sur la position de la ligne d'action (Janbu.),
- Sur l'orientation des efforts inter tranchent (Spencer),
- Sur la répartition de la contrainte normale (Raulinetal) généralement appelée méthode Des perturbations.

On retiendra les méthodes les plus utilisés pratiquement

I.7.2.1.Méthode de FELLENIUS:

Est une méthode qui fait appel sur les valeurs des efforts inter tranches appelée aussi méthode suédoise 1936, on suppose que la ligne de glissement est circulaire mais on néglige totalement les efforts inter tranches.

Cette méthode consiste à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain, délimité par les forces libres du talus et une surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à la mettre en mouvement.

- La ligne de glissement est de forme circulaire
- On néglige totalement les efforts inter tranches
- La seule force agissant sur l'arc AB est le poids W.

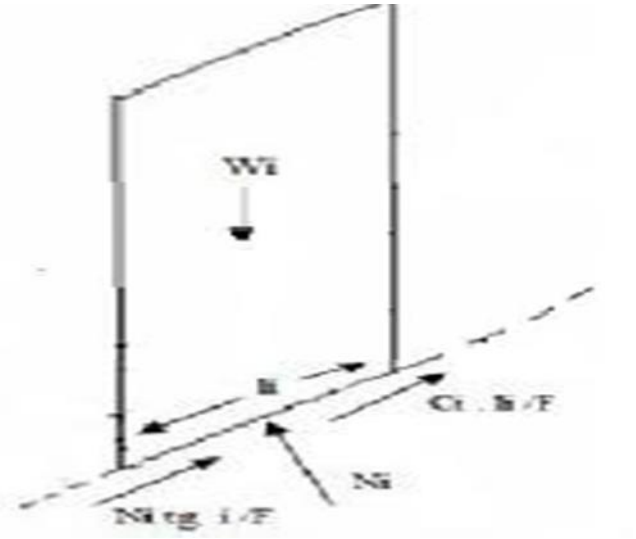


Figure II.12:Les forces agissant sur une tranche dans la méthode de Fellenius

La répartition des Ni sera attaché d'erreurs mais à un degré supérieur puisque chaque tranche est considérée comme totalement indépendante.

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on trouve:

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

En écrivant l'équilibre des forces en projection sur la normale à la ligne de glissement, on trouve :

$$F = \frac{1}{W_i \cos \alpha_i} [\sum W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$$

L'équation qui permet de déterminer F est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux Ni ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.
Si le milieu est purement cohérent (φ =0).

$$F = \frac{1}{W_i \cos \alpha_i} [\sum [\frac{C_i B_i}{\cos \alpha_i}]]$$

Toutes les méthodes utilisant un cercle donnent la même valeur de F, et en particulier la méthode de bishop simplifiée et Fellenius.

I.7.2.2.Méthode de Bishop :

L'équilibre d'une tranche n s'écrit, en projetant sur l'axe horizontal et l'axe vertical(l'équation des moments est négligée) :

Projection des forces élémentaires sur Ox:

$$dH_n - \sigma_n \tan \alpha_n \, dx + \tau_n dx = 0$$

Projection des forces élémentaires sur Oy :

$$dV_n - \Upsilon h_n dx + \sigma_n dx + \tau_n \tan \alpha_n \, dx = 0$$

Compte tenu du critère de Mohr-Coulomb en prenant toutes les tranches de la même épaisseur, on a :

$$F = \frac{\sum [c + (\sigma_n - u_n) \tan \varphi] \frac{1}{\cos \alpha_n}}{\sum \Upsilon h_n \sin \alpha_n}$$

Formule dans laquelle un est la pression hydraulique sur la base de la tranche n, supposée connue. Le deuxième membre contient les inconnues σn ; on utilise les relations d'équilibre des tranches pour les évaluer.

I.7.2.3.Méthode de Janbu simplifiée :

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire);
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, il obtient la formule du coefficient de sécurité suivante :

$$F = \frac{\sum[c'L + (N - uL)\tan\varphi']/\cos\alpha}{\sum W \sin\alpha}$$

Ce coefficient de sécurité F est corrigé par un facteur f0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol :

$$\mathbf{F' = f_0 * F}$$

I.7.2.4.Méthode de Spencer 1967

Spencer a présenté cette méthode pour une surface circulaire, Wright la développée pour une surface non circulaire. [18].

Spencer assume que le rapport des forces verticale et horizontale est constant pour toutes les tranches :

$$T/E = \frac{(T + dT)}{(E + dE)} = \tan\theta$$

$$P = \frac{[W - dE.\tan\theta - \frac{c'l\sin\alpha}{F_s} + \frac{ul\tan\varphi'\sin\alpha}{F_s}]}{m_\alpha}$$

$$F_S = \frac{\sum(c'l\cos\alpha + (P - ul)\tan\varphi')\cos\alpha}{\sum P\sin\alpha}$$

Pour chaque angle q, on obtient deux coefficients de sécurité. Un qui correspond à l'équilibre des forces horizontales (Janbu) et l'autre à l'équilibre des moments (Bishop). Pour un certain angle q, les deux coefficients sont égaux et les conditions d'équilibre des forces et des moments sont satisfaites.

I.7.2.5.Méthode des éléments finis:

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique, et à des propriétés physiques variables dans l'espace. Cette méthode ne tient pas compte de la notion du facteur des écurité et se propose d'évaluer les contraintes et déformations aux nœuds des éléments.

Le calcul peut être mené avec tout programme général d'éléments finis, ou avec les logiciel spécialisés dans la modélisation géotechnique. [17]

I.7.2.6.La méthode des perturbations :

Circulaire ou non. Il s'agit de la seule méthode permettant de vérifier les 3 équations de base (équilibre horizontal, vertical et celui des moments) tranche par tranche, et donc d'optimiser

la vérification de la stabilité des pentes.

- Utilisée depuis de nombreuses années, cette méthode donne des résultats très proches de ceux de la méthode de Bishop lorsqu'elles sont comparées sur des cas de rupture circulaire.
- Elle ne soulève pas de difficulté de convergence et, à ce titre, ne nécessite pas d'introduire des tests complémentaires de limitation des contraintes à l'instar de Bishop.
- La méthode n'est pas applicable au cas d'une rupture plane (ou rupture par "coin de glissement").

La méthode d'équilibre limite est calculée à l'aide d'un logiciel nommé Géostudio on utilise le sous-programme SLOPE/W qui est réservé spécialement pour l'analyse de la stabilité des pentes ce programme utilise une interface graphique sous le system d'exploitation Windows qui permet aux utilisateurs de générer rapidement un modèle de géométrie ainsi que les condition du terrain afin de trouver le cercle de rupture le plus défavorable qui donne un facteur de sécurité minime [20].

I.8. Conclusion

A l'instar de ce qui a été développé dans ce chapitre, il se dégage que les mouvements de terrain sont des ennemis redoutables, dans la mesure où leurs caractères imprévisibles et violents représentent un danger pour la vie humaine et les biens. Dans ce cadre et à travers notre recherche sur ce phénomène il est relevé deux types de mouvements bien distincts et qui sont les mouvements lents et rapides.

Les mouvements lents provoquent des changements progressifs qui peuvent se solder par des conséquences brutales, leurs dommages sont directs et touchent particulièrement les biens et équipements. Les mouvements rapides se distinguent par contre par leur frappe brusque et immédiate, et sont considérés comme un risque très dangereux pour l'homme.

Enfin, il a été aussi conclu que, le remède pour la stabilité et le confortement des sols tiendra compte de plusieurs critères et sera traité pour chaque cas séparément.

Chapitre II : Description du projet

II.1. Situation du projet :

Le glissement de terrain PK 4+800 au PK 5+020 fait l'objet d'étude se trouve au niveau de la commune de Draa Essamar située à 4 kms à l'ouest de la ville de Médéa dans une géomorphologie accidentée avec réseau hydrographique important.

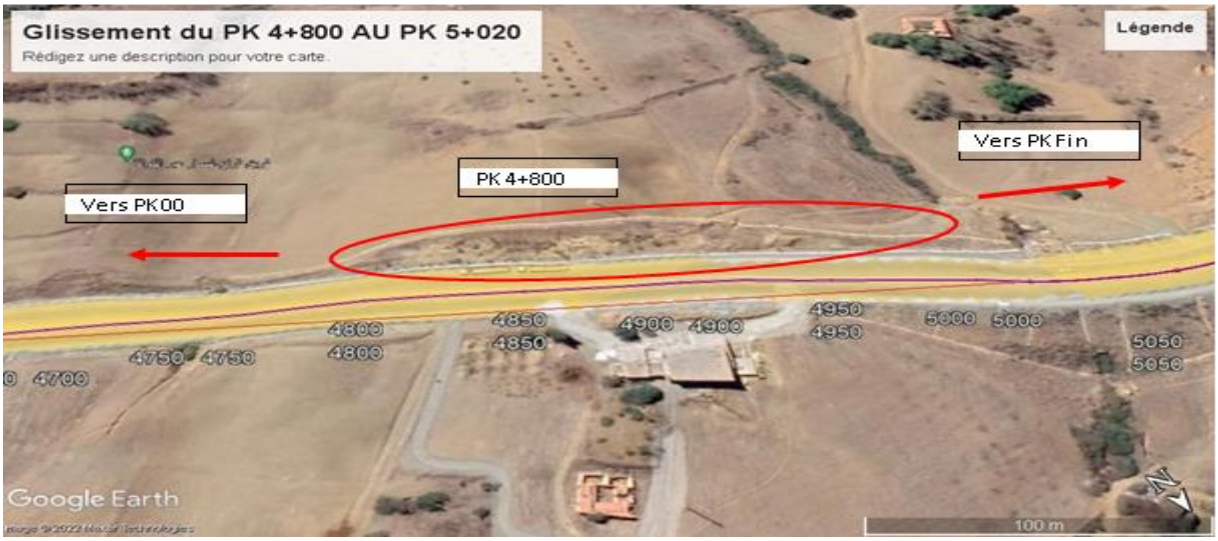


Figure II.13: Situation de la zone d'étude

II.2.Présentation de la région :

La wilaya de Médéa se situe dans la région Centre de l'Algérie, le chef lieu de wilaya est à environ 80km au sud d'Alger.

La wilaya de Médéa est limitée par les wilayas suivantes :

- Blida au Nord
- Ain Defla et Tissemsilt à l'Ouest
- Bouira à l'Est
- Djelfa et Msila au Sud

II.3. Contexte géologique:

II.3.1.Géologie locale :

Après consultation de la feuille géologique de Médéa au 1/50 000éme, il en ressort que la région de Médéa appartient à la chaîne montagneuse de l'Atlas tellien et à l'extrémité nord des hauts plateaux. Les formations du crétacé sont généralement développées dans sa partie nord et

les dépôts du Cénozoïque dans sa partie sud. Les roches les plus anciennes de la région sont celles du Trias.

II.3.2.Stratigraphie :

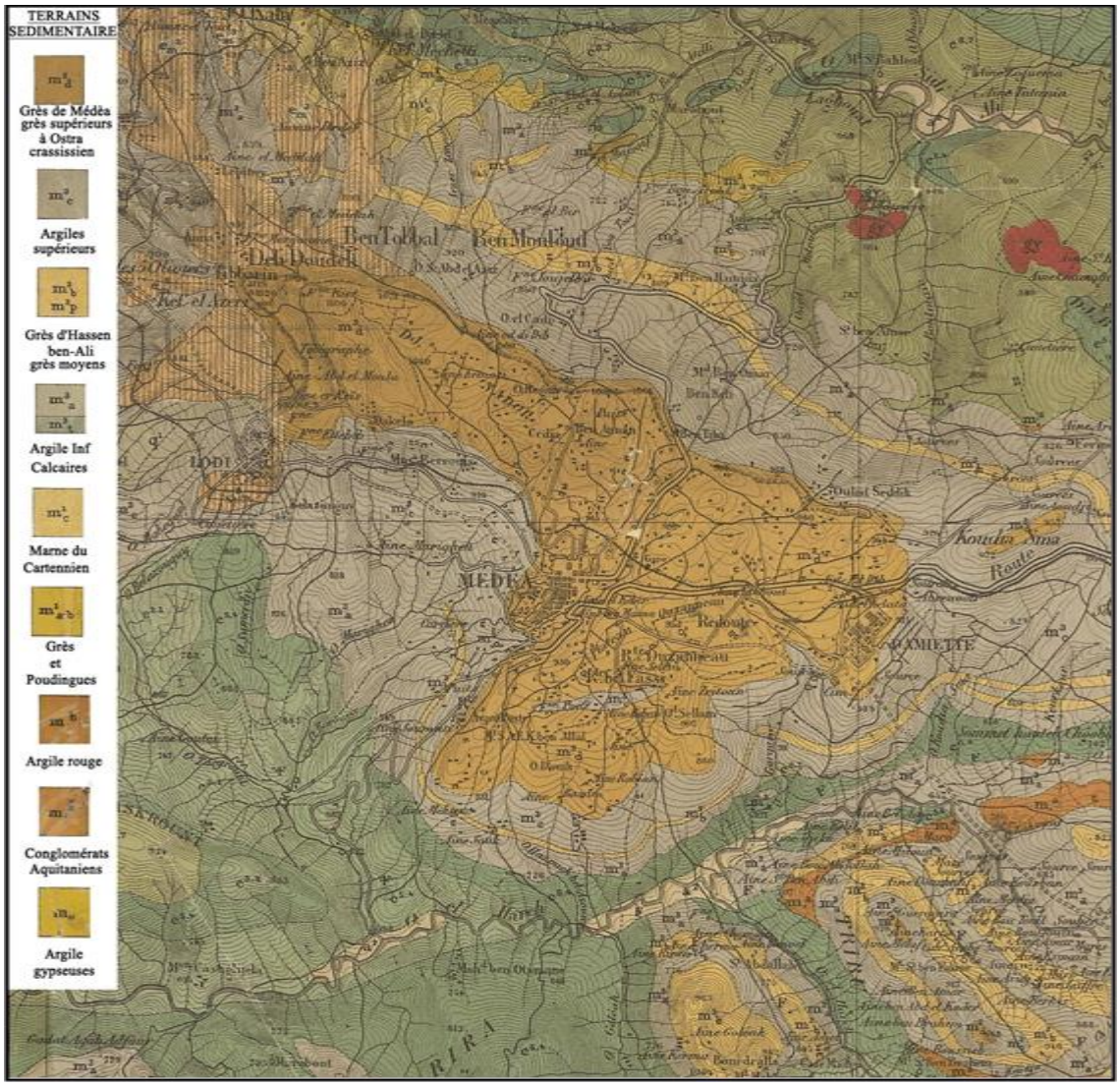
Les dépôts triasiques forment des structures diasporiques liés aux zones de chevauchement. Ils sont représentés par des roches bariolées argilo-gypseuses parfois avec des blocs de calcaires jurassiques et de dolomies. Ils sont d'intérêt pratique pour les recherches du gypse et du sel.

Les formations du crétacé sont largement développées dans les parties nord et centrale de la région. Elles sont représentées par une assise puissante comprenant les dépôts du crétacé inférieur à supérieur.

Les formations du crétacé inférieur sont représentées par des schistes argilo-siliceux des argilites et des marnes avec les intercalations de grés siliceux, parfois les roches sont gypseuses.

Les dépôts du cénomanien sont représentés par l'alternance des marnes et des, calcaires. Les marnes sont compactes et ont une structure pélitomorphe Les calcaires sont gris foncé, massifs et rubanés, à cassure conchoïdale.

Les dépôts du crétacé supérieur comprennent les calcaires marneux gris, grèsbrunâtres et les schistes argileux. Les formations du paléogène sont représentées parles dépôts de l'éocène et de l'oligocène. Ce sont des argiles marneuses, des grés des conglomérats avec des passées de calcaires organiques.



FigureII.14:Extrait de zone d'étude sur la carte géologique de Médea ichelle1/50.000ème

Les dépôts néogènes sont développées sur tout le territoire de la wilaya et sont représentés par les formations miocènes et pliocènes d'argiles marneuses, calcaires organogènes, grès, conglomérats.

Les dépôts du quaternaire sont représentés par les formations de pantes limons, sables, argiles, galets.

II.3.3.Tectonique :

Cette région occidentale de Médéa, correspond à une structure néogène plissée et fracturée où se compliquent des rides anticlinales. Cette tectonique laisse affleurer les assises crétacées et oligocènes et donne lieu, ainsi à trois zones synclinales, présentant sous des épaisseurs diverses, la série complète de l'étage helvétien. Cette tectonique plioquternaire évolue dans les temps actuels par une sismicité connue de la région.

La région de Médéa appartient au domaine tellien et se compose des anticlinoriums de Blida et de Tablât, qui correspondent à des massifs autochtones au Sud des quels se mettent en place les nappes telliennes. Les mouvements tectoniques enregistrés dans la région sont liés à l'orogenèse alpine, ils sont subdivisés en 3 types de déformations.

Les déformations tangentielles se manifestent par les déplacements de nappes de charriage.

Les déformations souples et cassantes se manifestent par des plis et des failles de directions différentes.

II.3.4.Sismicité :

L'analyse de la carte révèle que la grande partie du territoire de la wilaya de Médéa se trouve sur un axe d'une activité sismique moyennement vulnérable, tandis que la partie nord de la wilaya représente une très grande vulnérabilité.

Le dimensionnement des Ouvrage d'Art doit prendre en considération le facteur sismique (g)

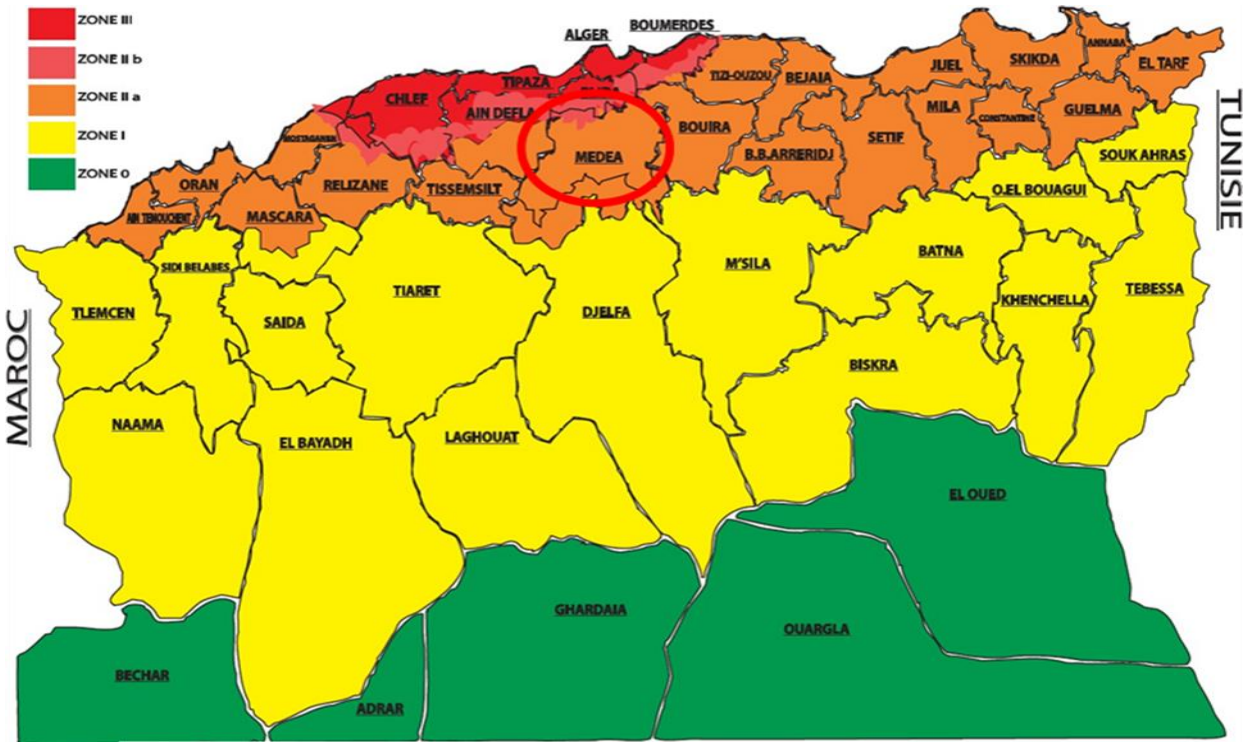


Figure II.15: Carte de zonage sismique de l'Algérie

Suite au séisme du 21 mai 2003 qui a touché la région de Boumerdès et ses environs séisme destructeur, de magnitude 6.8 à l'échelle de Richter et ayant occasionné des dégâts importants sur le plan humain et matériels ; une nouvelle classification a été établie, (R.P.A.2003).

Cette classification subdivise le territoire national en Quatre zones de sismicité croissante. Ces zones sont illustrées par la carte de zoning sismique donnée ci-dessous.

On distingue :

Zone 0 : Sismicité négligeable.

Zone I : Sismicité faible.

Zone IIa : Sismicité moyenne.

Zone III : Sismicité élevée.

	Zone		**Sismicité**
	0		Négligeable
	I		Faible
	II	**Iia**	Moyenne
		IIb	
	III		Elevée

Table II.3: Tableaux des zones sismique d'après RPA99/version2003

Le paramètre sismique est un facteur déterminant dans le calcul des structures à long terme ; de ce fait, la sismicité de la zone de projet doit être déterminée en se référant aux règles parasismiques algériennes RPA 99/version 2003.

D'après ce découpage, le secteur d'étude est classé dans la zone macrosismique IIb qui est de moyenne sismicité. Il est donc impératif de tenir compte des recommandations en vigueur lors du dimensionnement aussi bien de l'infrastructure que de la superstructure de l'ouvrage projeté.

Le projet de la liaison autoroutière doit être classé dans l'un des quatre groupes définis ci- après:

Groupe 1A: Ouvrages d'importance vitale.

Groupe 1B: Ouvrages de grande importance.

Groupe 2: Ouvrages courants ou d'importance moyenne.

Groupe 3: Ouvrages de faible importance.

ZONE				
Groupe	**I**	**Iia**	**IIb**	**III**
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	**0,07**	**0,10**	**0,14**	**0,18**

Table II.4 La carte de zonage sismique de la région de Médéa

La carte de zonage sismique ci-dessous révèle l'appartenance de la région de Médéa à la **Zone IIb** le coefficient d'accélération à prendre en compte est **A=0,20**,

avec:

– Kh = 0,5A(%g) = forces horizontales.

– Kv = ±0,3 kh = forces verticals

II.4.RECONNAISSANCE GEOTECHNIQUE :

II.4.1.Organisation des essais :

II.4.1.1.Essais in situ :

La compagne de reconnaissance géotechnique menée sur site a comporté l'exécution des essais suivants :

✓ Deux sondages, carottés notés SC1 et SC2 de 30m et 10m respectivement avec prélèvement d'échantillons intacts et remaniés pour des essais au laboratoire.

✓ Dix (03) essais au pénétromètre dynamique.

✓ Un piézomètre.

✓ Des essais physico-mécaniques de laboratoire.

II.4.1.2.Essais de laboratoire :

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 boite de Casagrande de type de drainé et UU et CD.
- Essais de cisaillement au triaxial UU.

II.5. Compagne géotechnique :

II.5.1.Sondages carottés :

Description lithologique :

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

SC 01 : Ce sondage situé à la côte 1011.32 m et implanté en amont de la chaussée foré jusqu'à 30 mètres de profondeur, a recoupé une formation se résumant comme suit :

- ✓ De 0 à 3 m : Argile caillouteuse plastique de couleur brunâtre.
- ✓ De 3 à 5 m : Argile sableuse de couleur brunâtre.
- ✓ De 5 à 8 m : Sable moyen de couleur jaunâtre.
- ✓ De 8 à 11 m : Marne sableuse de couleur jaunâtre à grisâtre.
- ✓ De 11 à 22.5 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.
- ✓ De 22.5 à 30 m : Marne peu plastique dure de couleur grisâtre.

SC 02 : Ce dernier situé à la côte 994.325 m, au niveau de la chaussée (accotement et poussé jusqu' à 15 m de profondeur.

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

- ✓ De 0 à 1.8 m : Remblai argileux.
- ✓ De 1.8 à 5.5 m : Marne très plastique, peu compacte de couleur grisâtre.
- ✓ De 5.5 à 15 m : Marne dure et peu plastique de couleur grisâtre.

II.5.2.Interprétation des résultats de laboratoire à partir des sondages carottés :

✓ **Couche d'Argile**

Essais physiques :

❖ **Humidité :**

Légende :

W : Teneur en eau naturelle .

Wsat : Teneur en eau de saturation.

γh : Densité humide.

Sr : Degré de saturation.

γd : Densité sèche.

SC N°	Profondeur(m)	W (%)	$\gamma_{d\ (t/M^3)}$	γh (t/M^3)	Sr(%)	Interprétation
SC 01	1 - 1.8	22.9	1.67	2.06	97	Sol détrempé , moyenne
	3.4 - 3.6	22.84	1.71	2.1	100	Sol saturé, moyenne.

Les densités sèches sont de 1.67 à 1.71 t/m3, un degré de saturation entre 97 à 100% et les teneurs en eau naturelle varient de 22.8 à 22.9 %. Ces matériaux sont compacts, détrempés à saturés.

❖ **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
SC 01	1 – 1.8	95	90	Sol fin
	3.4 – 3.6	90	88	Sol fin

❖ **Limites d'Atterberg :**

Légende :

WL : limite de liquidité WP : Limite de plasticité.

Ic : Idice de consistance.

IP : Indice de plasticité.

Profondeur (m)	WL (%)	WP(%)	IP(%)	Interprétation des résultats
1 – 1.8	55.9	25.8	30.1	Sol limoneux, très plastique, dure.
3.4 – 3.6	55.6	25.6	30	Sol limoneux, très plastique, dure.

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 22.84 à 22.9 % et de limite de liquidité de 55.6 à 55.9 % et des indices de plasticité de 30 à 30.1 %.

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

❖**Essais à la boite de casagrande :**

Des essais de cisaillement (saturés) rapides réalisés à la boite de Casagrandeont donné les paramètres de résistance suivants :

A long terme CD.

Sondage	Cohésion C´(bar)	Angle de frottement ϕ´ (°)
SC 01 (3.4 – 3.6)	0.27	19.44
SC 02 (2 - 2.5)	0.25	26.16

❖**Essais au triaxial :**

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

Sondage	Cohésion C (bar)	Angle de frottement ϕ (°)
SC 01 (1 – 1.8)	0.61	0

✓ **Couche de marne :**

Essais physiques :

❖ **Humidité :**

Légende :

W : Teneur en eau naturelle

Wsat : Teneur en eau de saturation

γh : Densité humide

Sr: Degréde saturation.

γd:Densité sèche

SCN°	Profondeur(m)	W(%)	γd(t/m^3)	γh(t/m^3)	Sr(%)	Interprétation
SC01	10.4- 11	25.4	1.57	1.97	95	Sol détrempé faible.
	13.2–13.95	23.04	1.64	2.06	96	Sol détrempé moyen.
	19-20	22.32	1.72	2.11	100	Sol saturé moyen.
SC02	5.1– 5.5	20.27	1.7	2.05	92	Sol détrempé moyen.
	7.5– 7.8	23.4	1.73	2.14	91	Sol détrempé moyen.
	10.6–10.95	18.15	1.8	2.13	98	Sol dérempé moyenne.

Les densitéssèchessontde1.57à1.8t/m3,undegrédesaturationentre91à100%et les teneurs en eau naturelle varient de 18.15 à 25.4 %. Ces matériaux sont faibles moyens à compacts saturés à détrempés.

❖**Granulométrie :**

Légende :

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

SCN°	Profondeur(m)	%<2mm	%<80µ	Classification selon L.C.P.C
SC01	10.4 –11	0	100	Sol fin
	13.2–13.95	0	100	Sol fin
	19 – 20	0	100	Sol fin
SC 02	5.1–5.5	0	100	Sol fin
	7.5–7.8	0	100	Sol fin
	10.6–10.95	0	100	Sol fin

❖ **Limites d'Atterberg :**

Légende :

WL : limite de liquidité

Ic : Idice de consistance.

WP : Limite de plasticité

IP : Indice de plasticité

Les limites d'Atterberg mesurées présentent des teneurs en eau de 18.15 à 25.4 % et de limite de liquidité de 42.9 à 64.2 % et des indices de plasticité de 23.6 à 35.6 %.

SC N°	**Profondeur (m)**	**WL (%)**	**WP(%)**	**IP(%)**	**Interprétation des résultats**
SC 01	10.4 – 11	64.2	28.6	35.6	Sol argileux, très plastique, dure.
	13.2 – 13.95	60.4	28.7	31.7	Sol argileux, très plastique, dure.
	19 – 20	62	27.4	34.6	Sol argileux, très plastique, dure.
SC 02	5.1 – 5.5	53	24.11	28.9	Sol argileux, très plastique, dure.
	7.5 – 7.8	42.9	23.4	19.5	Sol argileux, très plastique, dure.
	10.6 – 10.95	45.6	22	23.6	Sol argileux, très plastique, dure.

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 boite de casagrande :**

Des essais de cisaillement (saturés) rapides réalisés à la boite de Casagrande ont donné les paramètres de résistance suivants :

A long terme CD

Sondage	Cohésion C´(bar)	Angle de frottement ϕ ´ (°)
SC 01 (3.4 - 3.6)	0.27	19.44
SC 02 (2 - 2.5)	0.25	26.16

❖**Essais au triaxial :**

Des essais triaxiaux de type UU ont été réalisés :

Sondage	Cohésion C (bar)	Angle de frottement ϕ ´ (°)
SC 01 (10.4 – 11)	0.54	0
SC 01 (13.2 – 13.95)	0.75	1.13
SC 01 (19 – 20	1.17	1.59
SC 02 (10.6- 10.95)	1.18	3.22

II.5.3.Essais aux Pénétromètres dynamiques lourds (PDL) :

Dans le but d'étudier l'évolution de la résistance dynamique du sol (Rd) en fonction de la profondeur, Trois (03) essais au pénétromètre dynamique numérotés de PD1, PD2 et PD3 ont été réalisés, en phase APD.

II.5.3.1.Principe et Objet de l'Essai :

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol par battage un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe débordante de faire compter le nombre de coups « N » correspondant à un enfoncement de 20 cm. La résistance dynamique de pointe du sol (Rd) est donnée conventionnellement, à partir du nombre mesuré « N » en appliquant la formule de battage dite des « Hollandais »

$$R_d = \frac{N * (M^2 * H) * L}{(M' + M) * A}$$

M : masse du mouton (Kg).

N : nombre de coupes nécessaires pour un enfoncement de 20 cm.

L : enfoncement de référence = 20 cm.

M' : masse des tiges (Kg).

A : section droite de la pointe (m^2).

H : hauteur de chute (cm).

Les résultats de ces essais sont interprétés et représentés sous forme de documents graphiques appelés « PENETROGRAMMES » joints en annexe. La profondeur est positionnée en ordonnée et la résistance dynamique de pointe en abscisses.

L'étude des résultats obtenus permettra

✓ De définir le niveau d'assise le plus favorable pour les fondations.

Essai N°	Profondeur (m)	Résistance de pointe moyenne (bars)	Nature du sol
PD 1	0 - 1.5 1.5 - 3 >3	0 à 40 40 à 100 >100	Argile décomprimée Marne peu compacte Marne compacte
PD 2	0 - 3.5 >3.5	0 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte
PD 3	0 - 3 >3.5	0 à 60 >100	Argile décomprimée Marne compacte

✓ Localiser des horizons éventuels de faibles résistances

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

II.5.4.Synthèse des résultats:

L'analyse des pénétrogrammes obtenus, nous a permis de constater ce qui suit : Les 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 3.5 m) : résistance de 0 à 60 bars.

✓ Marne tendre à dur en pied de talus (> 3.5 m) : résistance supérieure

à 60 à 100 bars.
L'allure des pénétrogrammes en forme de dents de scie met en évidence le caractère argilo-Sablo graveleuse de la formation traversée

II.5.5.Régime 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 a été effectué dont les résultats sont ci-dessous :

Sondage n°	SC2
Date de lecture	07/04/2019
Niveau (m)	-2

Chapitre III : Etude paramétrique de la stabilité

III.1. Introduction :

Aujourd'hui, ils existent plusieurs logiciels utilisés pour la vérification et le calcul à la stabilité des glissements de terrains, sachant que chaque logiciel incorpore ses méthodes et paramètres de modélisation et de résolution.

Des résultats et des informations variées peuvent être ainsi conclus suivant les approches inclus déjà dans le programme de résolution adapté.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce chapitre, nous utiliserons un logiciel de calcul basé sur la méthode d'analyse limite appelé « **TALREN 4 »**.

L'étude paramétrique est entamée dans le but de mieux cerner le problème de stabilité ainsi que pour un meilleur choix de la solution de confortement (optimale et efficace) bien appropriée au projet.

III.2. Présentation du logiciel de calcul (TALREN 4 v2.0.4) :

« Talren 4 » est un outil d'analyse de stabilité des ouvrages géotechniques avec ou sans renforcement. Il permet de vérifier la stabilité de talus naturels, remblai, barrages et digues, avec prise en compte de différents types de renforcement : tirants précontraints, clous, pieux etmicropieux, géotextiles, géogrilles, terre armé et bandes de renforcement.

III.2.1.Les principales caractéristiques de TALREN 4 :

III.2.1.1.L'interface graphique interactive :

L'interface de TALREN 4 est une interface graphique interactive, développée en fonction des principes suivants :

- la plupart des manipulations, en particulier le dessin de la coupe, peuvent être effectuées à
- l'aide de la souris. Il est également possible de visualiser et de modifier les propriétés des différents éléments (données et résultats) à l'aide du bouton droit de la souris.
- Le logiciel TALREN 4 propose une visualisation graphique chaque fois que c'est possible: les courbes d'anisotropie, ou les contraintes le long de la surface de rupture sont 2exemples d'affichage graphique proposés.
- Les données non nécessaires ne sont pas affichées : par exemple, si aucun clou n'est défini, la saisie de qs clous n'est pas nécessaire : cette donnée est donc "cachée" dans ce cas.
- Chaque donnée n'est saisie qu'une et une seule fois, pour garantir une grande fiabilité etlimiter les manipulations nécessaires en cas de modification des données.
- De nombreux assistants (jeux de pondérations/sécurité partiels) et bases de données(Sol,

- renforcements) sont disponibles.

Les différentes manières d'utiliser cette interface graphique sont détaillées dans la partie suivante.

III.2.1.2.Les différentes options pour la manipulation de l'interface :Le menu, les barres de boutons et le navigateur

Le menu, dont l'arborescence complète est illustrée sur la Figure 8, comporte les rubriques principales suivantes :

- Fichier
- Edition
- Affichage
- Donnée
- Phases et situations
- Calcul et résultats
- Options
- Aide

III.2.1.3.La barre de boutons principale :

Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Nouveau fichier
- Ouvrir un fichier
- Enregistrer un fichier
- Imprimer
- Zoom sur une fenêtre définie par l'utilisateur
- Zoom avant
- Zoom arrière
- Copier dans le presse-papier l'élément sélectionné
- Capture d'écran
- Commentaires généraux.

Les boutons comportent chacun une légende, qui s'affiche lorsque la souris passe dessus



Figure III.16:la barre de boutons principale.

III.2.1.4.Les barres de boutons contextuelles :

Les boutons ci-dessous correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Outil "Sélection"
- Description générale du projet
- Dessin de lignes géométriques
- Dessin de surcharges (surcharges réparties puis torseurs)
- Dessin de renforcements (clous, tirants, bandes puis butons)
- Définition des jeux de caractéristiques de sol (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Basculement en mode "Phasage/Calculs



Figure III.17:La barre de boutons contextuelle "Données"

III.2.1.5.Barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs" :

Celle-ci comporte principalement les boutons et objets équivalents aux fonctions des menus"Phases et situations" et "Calculs et résultats" :

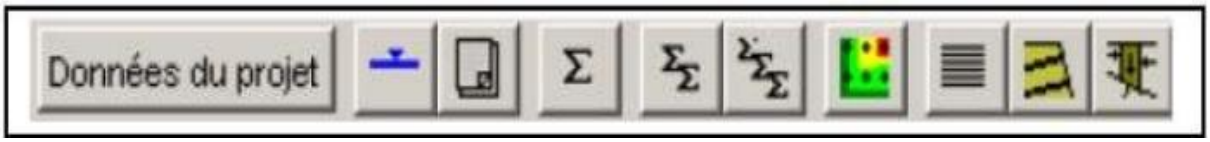


Figure III.18:la barre de boutons contextuelle "Phasage/Calculs"

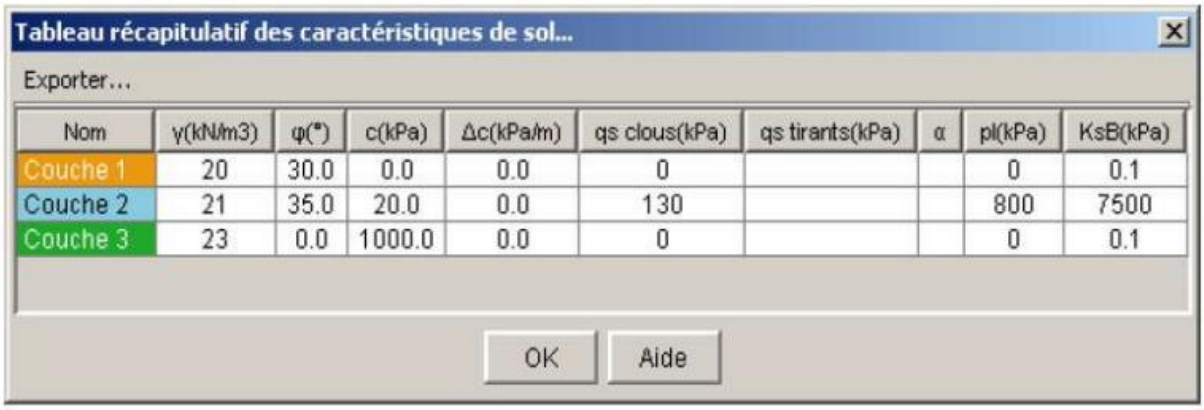
Les boutons ci-dessus correspondent dans l'ordre aux fonctions suivantes :

- Basculement en mode "Données"
- Définition des conditions hydrauliques (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Propriétés de la situation sélectionnée (ouverture d'une boîte de dialogue)
- Calcul de la situation sélectionnée
- Calcul de toutes les situations de la phase sélectionnée
- Calcul de toutes les situations pour toutes les phases
- Configuration de l'affichage graphique des résultats (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement si des résultats sont disponibles pour la situation affichée).
- Résultats détaillés par surface (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement sides résultats sont disponibles pour la situation affichée)
- Efforts dans les renforcements (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement sides résultats sont disponibles pour la situation affichée)

- Résultats détaillés par tranches (ouverture d'une boîte de dialogue, accessible seulement sides résultats sont disponibles pour la situation affichée)

III.2.1.6.Tableau récapitulatif des caractéristiques de sol :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle est affiché un tableau récapitulatif de tous les jeux de caractéristiques définis. Toutes les caractéristiques figurent dans le tableau, excepté les caractéristiques "complexes" du type anisotropie de cohésion et d'angle de frottement, pour lesquelles il est simplement indiqué qu'elles sont définies par plusieurs valeurs. Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4. L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans le tableau. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Caractéristiques de sol" (menu ou bouton).



Nom	γ(kN/m3)	φ(°)	c(kPa)	Δc(kPa/m)	qs clous(kPa)	qs tirants(kPa)	α	pl(kPa)	KsB(kPa)
Couche 1	20	30.0	0.0	0.0	0			0	0.1
Couche 2	21	35.0	20.0	0.0	130			800	7500
Couche 3	23	0.0	1000.0	0.0	0			0	0.1

Figure III.19:exemple de tableau récapitulatif des couches de sol.

III.2.1.7.Tableau récapitulatif des renforcements :

Cette option ouvre une fenêtre dans laquelle sont affichés 4 tableaux récapitulatifs de tous les renforcements définis, accessible par des onglets (un tableau par type de renforcement : clous, tirants, bandes et butons), Seuls les types de renforcements pour lesquels des éléments ont été définis dans le projet sont présentés. Si aucun renforcement n'est défini dans le projet, l'option "Tableau récapitulatif des renforcements" est grisée dans le menu "Affichage".

Le tableau peut être déplacé, et peut être conservé à l'écran pendant que l'utilisateur continue à travailler dans Talren 4.

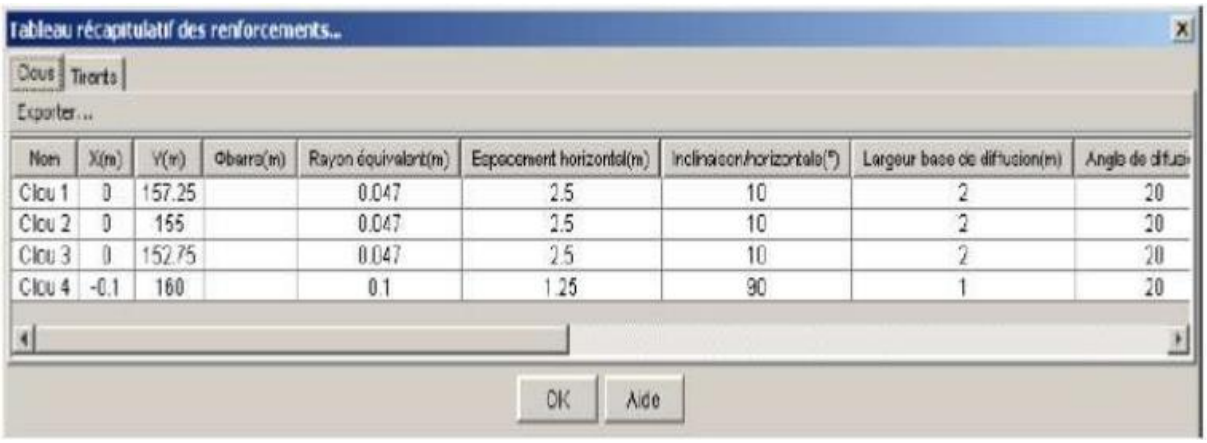


Figure III.20:exemple de tableau récapitulatif des renforcements

Une case à cocher dans la fenêtre permet à l'utilisateur de choisir s'il souhaite afficher tous les renforcements définis, ou seulement ceux qui sont actifs dans la phase courante. En mode "Données", l'utilisateur n'a pas le choix : tous les renforcements définis sont affichés.

L'utilisateur ne peut modifier aucune donnée dans les tableaux. S'il souhaite le faire, il doit passer par "Données" et "Renforcements" (menu ou boutons).

III.2.1.8.Gestion du phasage :

TALREN 4 permet d'étudier des projets, et non plus seulement des coupes, c'est-à-dire que la gestion du phasage d'exécution est intégrée au logiciel : à partir d'une coupe initiale (qui doit comporter tous les éléments qui seront utilisés dans le phasage : lignes géométriques, caractéristiques des sols, surcharges, renforcements), il est possible de définir dans le même fichier plusieurs phases d'exécution successives (chaque phase correspondant à une coupe du projet) :

Activation/désactivation d'éléments de sols, surcharges, ou renforcements,

Modification de certaines caractéristiques de sols,

Modification des conditions hydrauliques.

Il n'est donc plus nécessaire de créer plusieurs fichiers pour étudier les phases successives d'un même projet.

D'autre part, il est possible de définir plusieurs situations de calcul pour une même phase. Les situations peuvent se distinguer les unes des autres principalement par : Une méthode de calcul différente

Un jeu de coefficients de sécurité/pondération partiels différent,

Des conditions sismiques différentes,

Une définition des surfaces de rupture différente.

Il est ainsi possible, par exemple, pour une même phase de calcul (donc une même coupe) de vérifier la stabilité de plusieurs types de surfaces de rupture (plusieurs points de passage pour des cercles par exemple), ou de comparer la situation fondamentale et la situation avec séisme.

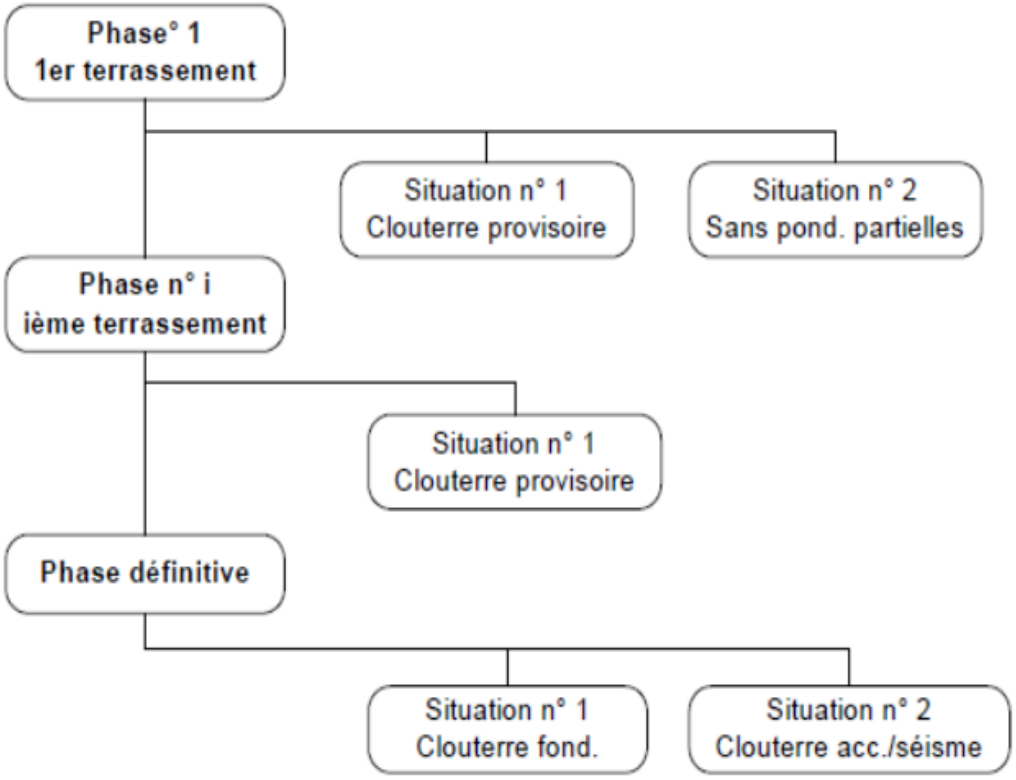


Figure III.21:gestion des phases et situations

Chaque calcul porte sur une situation de calcul d'une phase d'exécution, Les calculs pour chaque situation de chaque phase sont indépendants des calculs des autres situations et autres phases. Par exemple, le résultat du calcul pour la situation m de la phase n ne dépend ni des résultats de la phase n-1 ni des résultats de la situation m-1 ni d'aucun autre résultat.



Figure III.22:navigateur des phases et situations.

Il faudra donc lancer autant de calculs pour un fichier projet que de situations définies pour toutes les phases du fichier projet.

III.2.1.9.Les conditions hydrauliques :

On accède à la définition des conditions hydrauliques par le menu "Phases et situations" puis l'option "Conditions hydrauliques pour la phase sélectionnée", soit par la même option dans le menu contextuel (clic droit sur le libellé d'une phase),

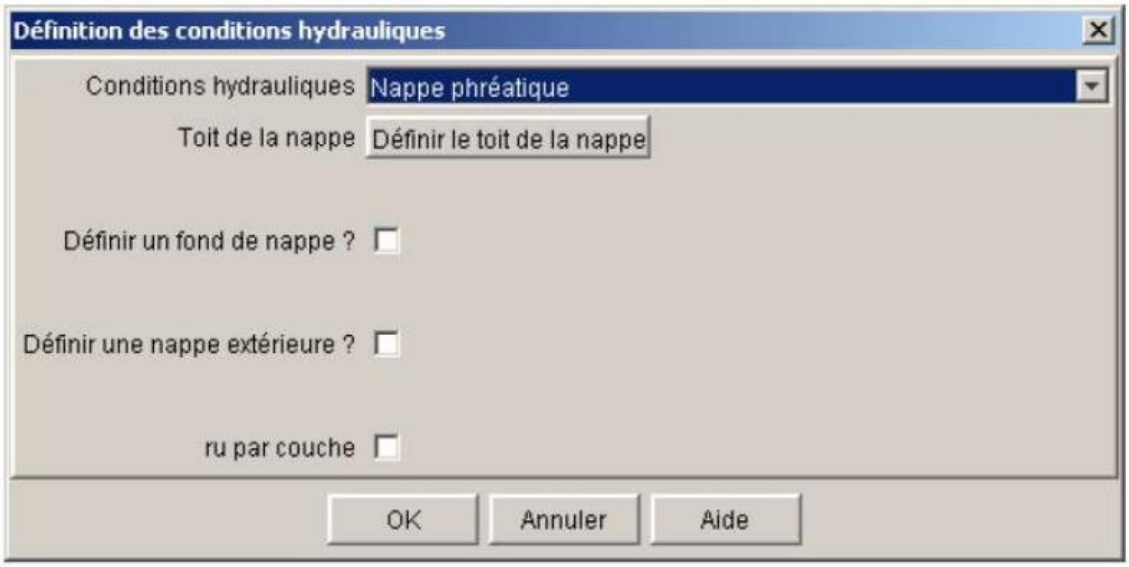


Figure III.23:définition d'une nappe phréatique.

Il suffit de choisir l'option "Nappe phréatique" puis de cliquer sur le bouton "Définir le toit de la nappe". Une nouvelle boîte de dialogue s'ouvre alors et permet de saisir les points définissant la surface de la nappe.

III.3. Etude paramètrique :

Dans le domaine du génie civil un nouveau concept de produit a été crée : « les géotextiles », Il s'agit de produits employés principalement dans le domaine de la géotechnique

définition de géotextiles :

Parmi les géosynthétiques voués au renforcement des sols, on distingue les géotextiles : tisses, non tisses, tricotes, perméables fabriqués a base de polymère et utilisés dans le domaine la géotechnique notamment dans les routes. Depuis les années 70, il se présente sous forme de nappes poreuses a structure bidimensionnelle (bande, tissées, grillage, filets, membranes….ext), dans le but d'améliorer ses propriétés mécanique et assurer sa stabilité. La facilité de la mise en œuvre et le faible cout des géotextiles par rapport à d'autres techniques ont fait de ces derniers des matériaux indispensables dans la solution de différents problèmes géotechnique notamment ceux qui sont liées au renforcement

Les géotextiles sont réalisés a l'aide de fibres synthétiques car les fibres naturelles se dégradent rapidement lors de leur contact au sol ; parmi les fibres synthétique dont les géotextiles sont fabriqués ona : le polypropylène qui se présente 75 % des applications, le polyester, le polyéthylène [4] .

La nature de fibre qui constituent un géotextile a une grande importance sur les performances des géotextiles : d'une part leur diamètre, longueur et caractéristiques mécanique ont une influence sur les propriétés mécanique des géotextiles.

D'autre part, leur condition synthétique ou naturelle détermine leurs qualités physico-chimiques comme la résistance à la chaleur et aux ultras violets.

type des géotextiles :

Il existe deux types de géotextiles

A) les géotextiles tissés

Obtenus par entrecroisement de deux sériés de fils ou bandelettes, le mode d'entrelacement s'appelle 'armure' ; il en existe trois principales la toile, le croisé et le satin. Les tissés sont soit des tissés de fils manofilament, soit des tissés de fils multi filament dont chaque fil et constitué de plusieurs brins élémentaire, soit des tissés de bandelettes. Ces fils sont entrecroisés dans le plan de deux directions perpendiculaires : les fils de chaine (sens

machine) passant dessus et dessous les files de trames (sens travers) et réciproquement pour former une étoffé très anisotrope

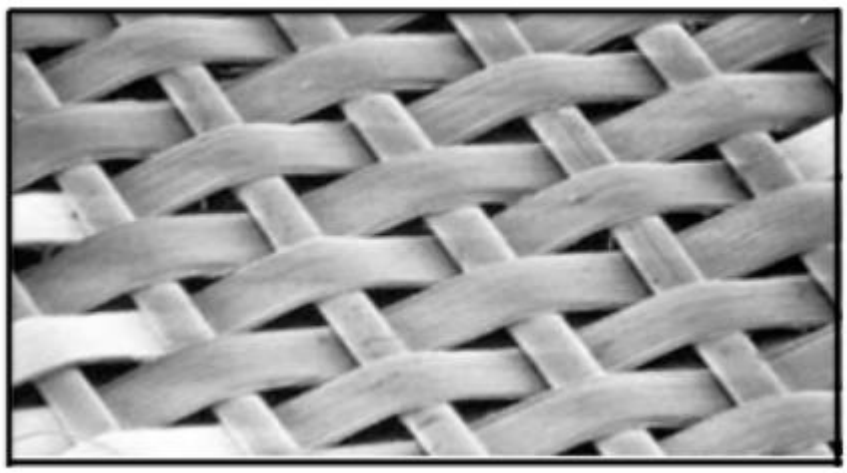


Figure III.24:Géotextiles tissés.

Les avantages des géotextiles tissés sont :

• ils présentent une meilleure homogénéité, même pour des masses surfaciques faibles

• les géotextiles tissés ont des qualités très intéressantes quant à leur résistance mécanique

• ils assurent des bonnes résistances à la rupture.

Parmi les inconvénients de ce type de géotextiles on a :

• les étapes de filature et de tissage nécessitent des couts plus importants par rapport à autre type.

• ils ont une déformabilité relativement faible qui peut être insuffisante pour certaine application géotechnique ou le géotextile doit s'adapter à des grandes déformations.

B) les géotextiles non tissés

Les géotextiles non tissés représentent la plus importante part du marché. Ils sont constitués de fibres ou de filaments continus disposés de façon désordonnée et liés par différentes procédés mécaniques, thermique ou chimique. On retrouve principalement trois procèdes de fabrication distincts : les non tissés aiguilletés, les non tissés thermo-soudés, les non tissés liées chimiquement.

a) effet de l'orientation du renforcement :

Selon le type d'inclusion utilisé, deux cas extrêmes peuvent être considérés dans le renforcement des sols :

1. Le cas de « l'inclusion uniforme » où les phénomènes d'interaction sol-inclusion peuvent se développer tout au long de l'inclusion.

2. Le cas de « l'inclusion composite » qui consiste en une inclusion renforcée en certains points particuliers.

On utilisera dans notre ca un renforcement par géotextile.



Figure 25: effet de l'orientation du renforcement

- **Résultats de calculs :**

Le tableau suivant montre l'influence de l'orientation de renforcement sur la stabilité du talus.

Phase / Type de talus (Méthode Bishop)	Fs
Talus sans renforcement	0.97
Talus avec renforcement incline 0˚	1.97
Talus avec renforcement incline 15˚	1.44
Talus avec renforcement incline 30˚	1.30

Table III.5:effet de l'orientation du renforcement

- **courbe présente Résultats de tableau**

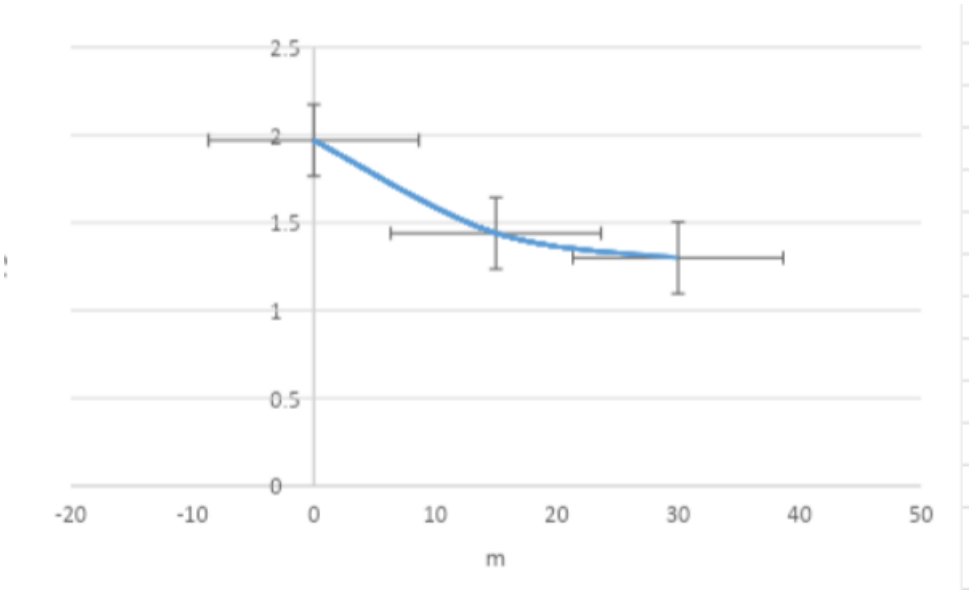


Figure III.26:effet de l'orientation du renforcement

b) Effet de l'espacement du renforcement :

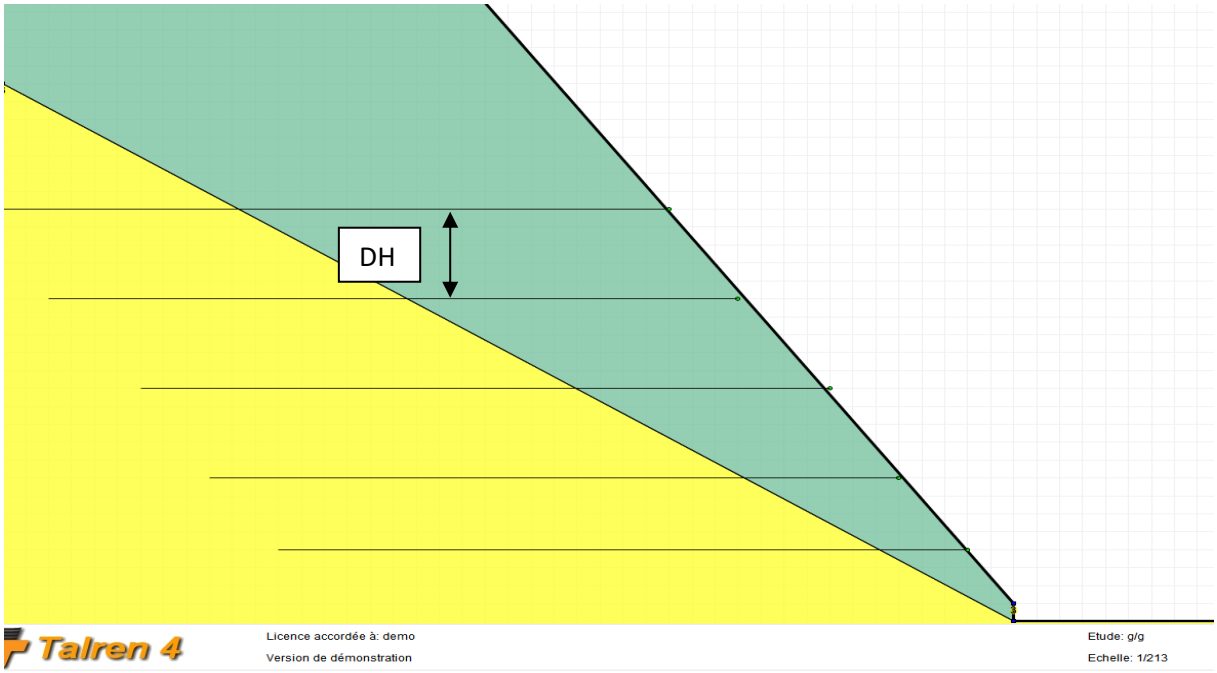


Figure 27: Effet de l'espacement du renforcement

- **Résultats de calculs :**

  Le tableau suivant montre l'influence de l'espacement du renforcement sur la stabilité du talus.

Phase / Type de talus (Méthode Bishop)	Fs
Talus sans renforcement	0.97
Talus de renforcement avec espacement	1.97
Talus de renforcement avec espacement	1.65
Talus de renforcement avec espacement	1.55

Table III.6:Effet de l'espacement du renforcement

- **courbe présente Résultats de tableau**

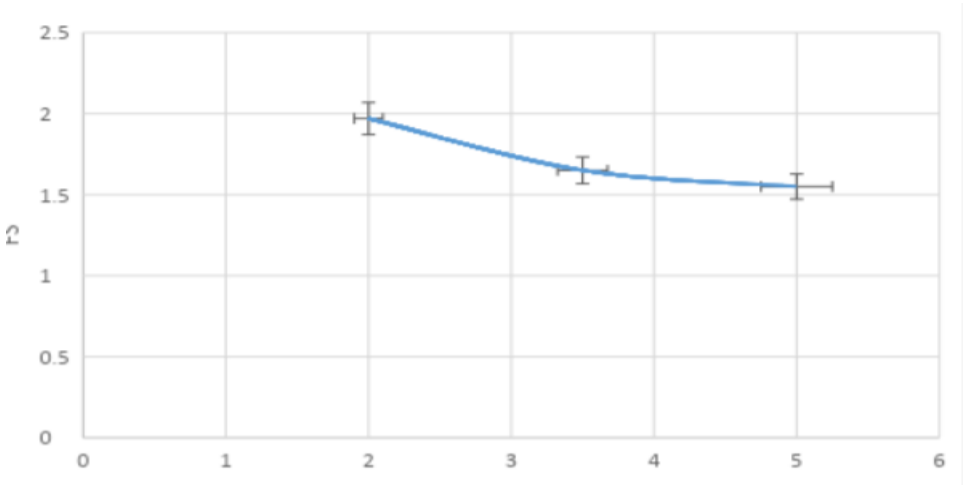


Figure III.28:Effet de l'espacement du renforcement

c) Effet de la longueur du renforcement

- **Résultats de calculs :**

Le tableau suivant montre l'influence de la longueur du renforcement sur la stabilité du talus.

Phase / Type de talus (Méthode Bishop)	Fs
Talus sans renforcement	0.97
Talus de renforcement avec longueur de 3m	1.50
Talus de renforcement avec longueur de 5m	1.59
Talus de renforcement avec longueur de 10m	1.97

Table III.7:Effet de la longueur du renforcement

- **courbe présente Résultats de tableau**

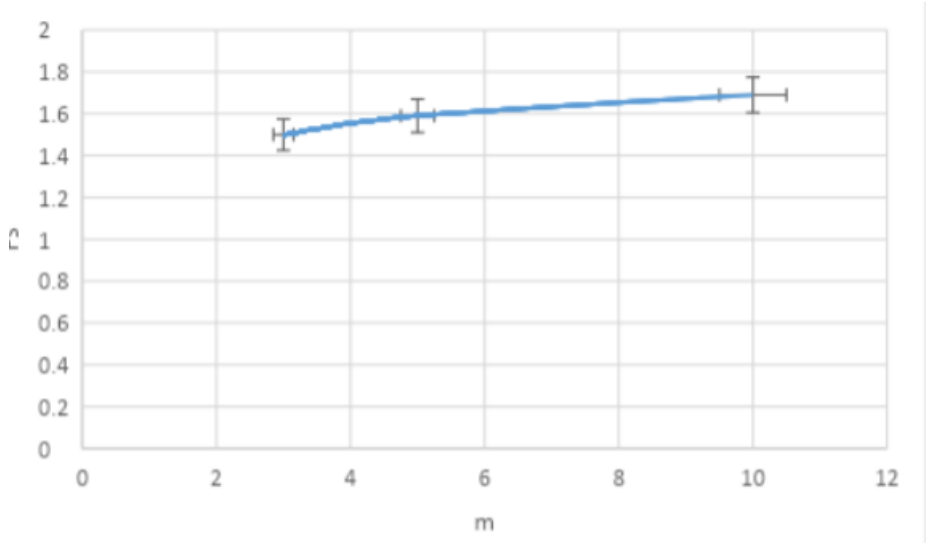


Figure III.29:Effet de la longueur du renforcement

III.4. Conclusion :

La comparaison entre les résultats de l'étude menée, introduisant différente paramètre et situation (facteurs influençant le coefficient de sécurité Fs), nous permet de prévoir le meilleur environnement de calcul à la stabilité et de confortement de notre talus. Nous opterons dans le chapitre suivant pour la solution Renforcement par géotextile

Chapitre IV : Etude d’un cas

IV.1. Introduction :

Le but de cette étude de déterminer un modèle géotechnique de référence pour mon projet. Dans ce chapitre on se propose d'étudier la stabilité d'un talus renforcé par géotextile voire son influence sur le coefficient de sécurité , on prend la valeur la plus petite de $\boldsymbol{F_s}$ la quelle corresponde a la ligne la plus probable de rupture pour un sol donné. Le calcul de stabilité permet de choisir le procédé d'exécution des terrassements, excavations, constructions,...etc., de telle façon que la stabilité du site et celle des ouvrages soient garanties.

Nous allons effectuer une analyse quantitative du cas de glissement situé à la commune de Draa Essamar du PK 4+800 AU PK 5+020, wilaya de Médéa, avec le code de calcul TALREN 4V (les méthodes utilisées sont Fellenius, Bishop et la méthode de perturbation), nous souhait on squantifier la stabilité en terme de coefficient de sécurité, et de comprendre la cinématique du problème.[15]

IV.2. Etude de la stabilité :

La stabilité des talus de déblais dépend de plusieurs facteurs, à savoir, la géologie la lithologie du sol, les conditions de la nappe phréatique, et les propriétés géotechniques du sol. Pour ce glissement de terrain, a été analysé un profil au PK 04+850. Ce profil corresponde à l'endroit où se vérifie les plus grandes hauteurs des talus, ayant en considération les différentes formations géologiques intéressées par les excavations de ce contournement.

Le calcul numérique sera fait par le logiciel TALREN 4 qui permettra la vérification de la stabilité des ouvrages géotechniques, avec ou sans renforcement.[R]

IV.3. Données géotechniques et schéma de calcul:

Le profil de calcul de la masse supposée en mouvement a été considéré dans son axe suivant la ligne de la plus grande pente Les caractéristiques géotechniques prises comme paramètres initiaux dans les calculs sont les données recueillies des essais de laboratoire.

Les couches	Poids volumique KN/m3	Cohésion KPa	Angle frottement (°)
Argile sableuse	17.10	61	0.40
Marne peut compacte	16.40	75	1.13
Marne dur compacte	18	118	3.22

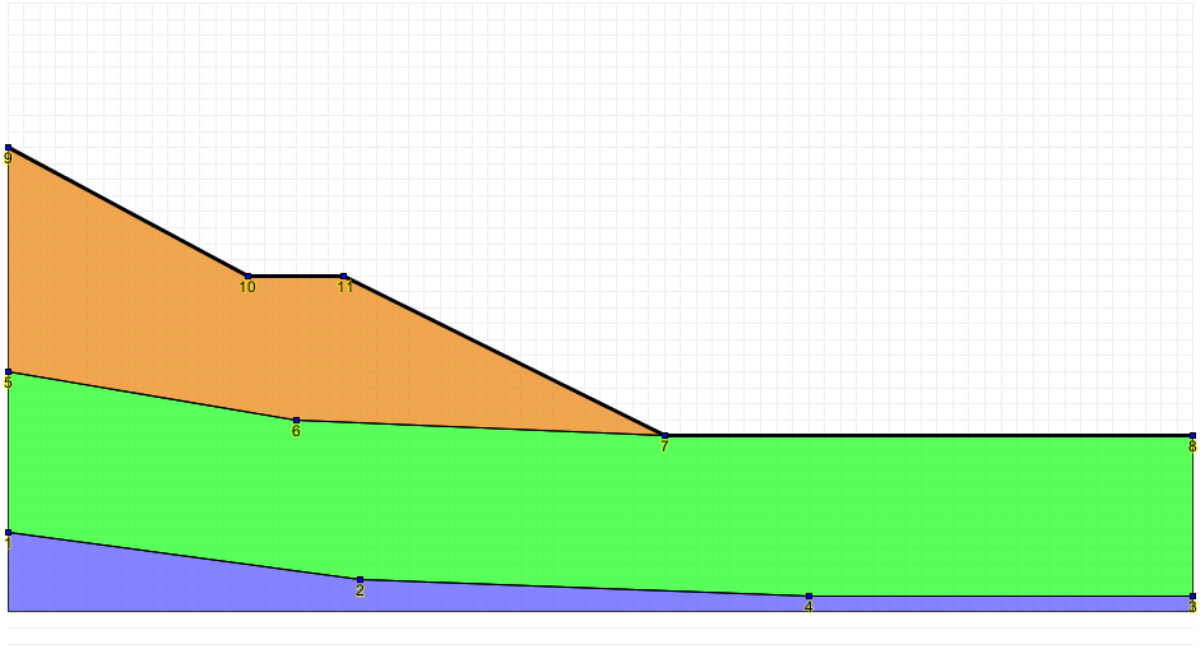


Figure IV.30:schéma de calcul.

IV.4.Méthode d'analyse de calcul :

La méthode de 'Bishop' : Quand la surface de rupture est en forme d'arc, on adopte la méthode de Bishop Perturbations : De plus, quand le talus se glisse vers une certaine interface, on adopte la méthode de perturbations.

IV.6.Vérification de la stabilité avant confortement :

IV.6.1.Géométrie du modèle :

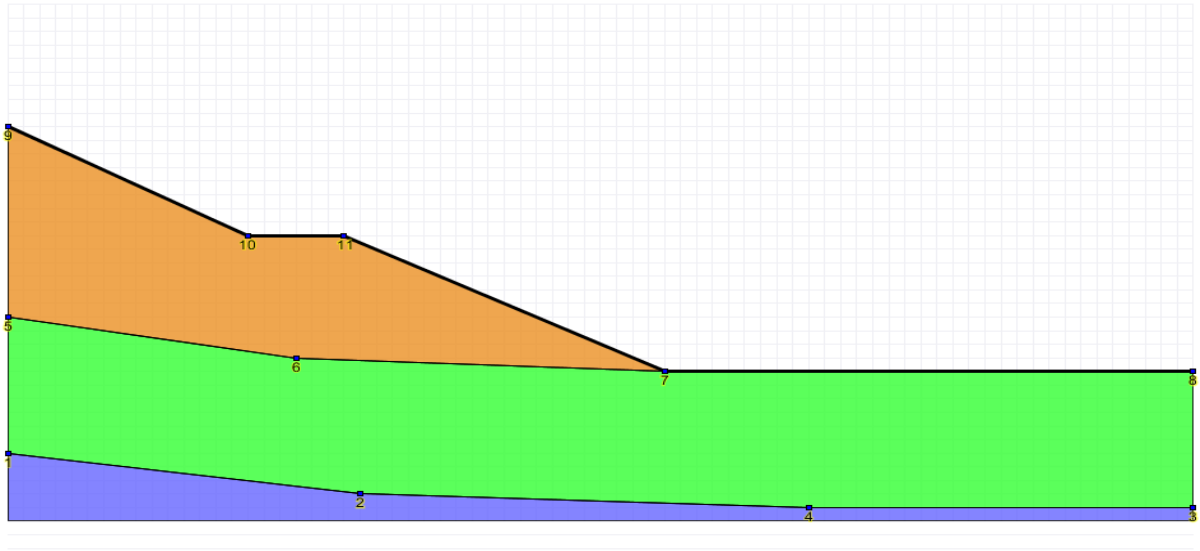


Figure IV.31:géométrie du modèle.

IV.6.2.Présentation des résultats de calcul :

IV.6.2.1.Calcul avec la méthode de perturbation :

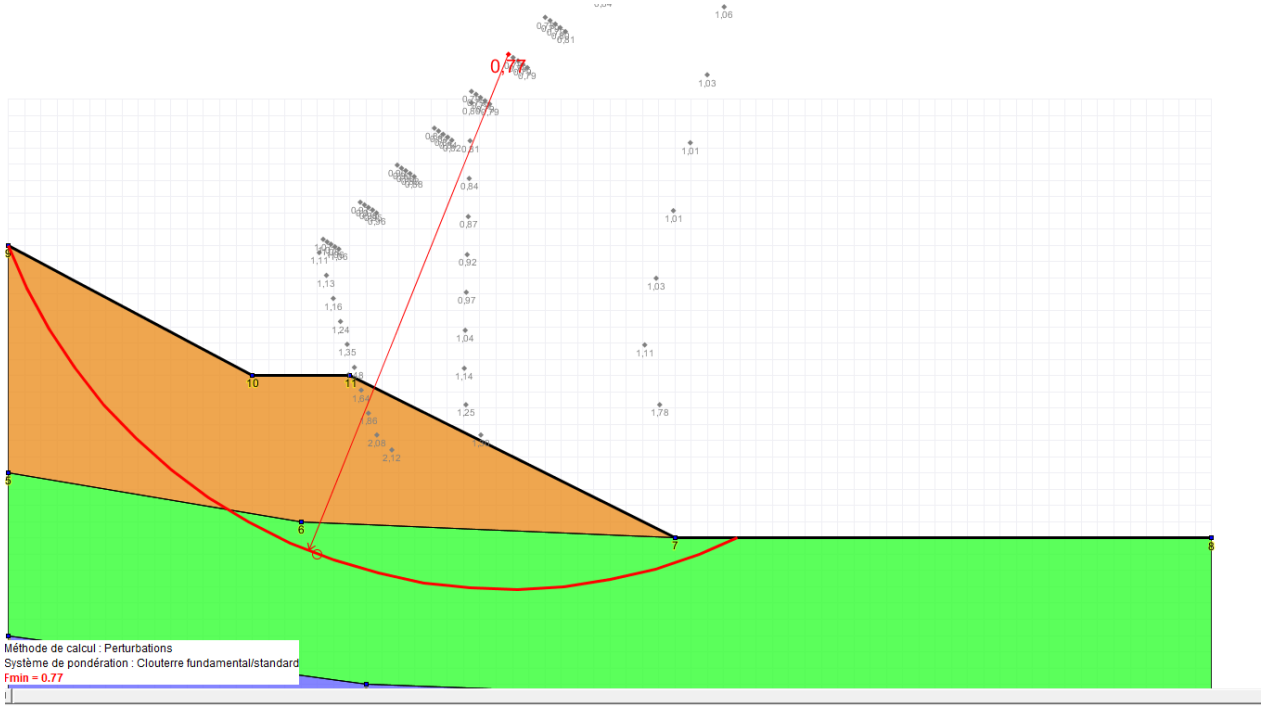


Figure IV.32:Le résultat Avec la méthode de perturbation

IV.6.2.2.Calcul avec la méthode de Bishop :

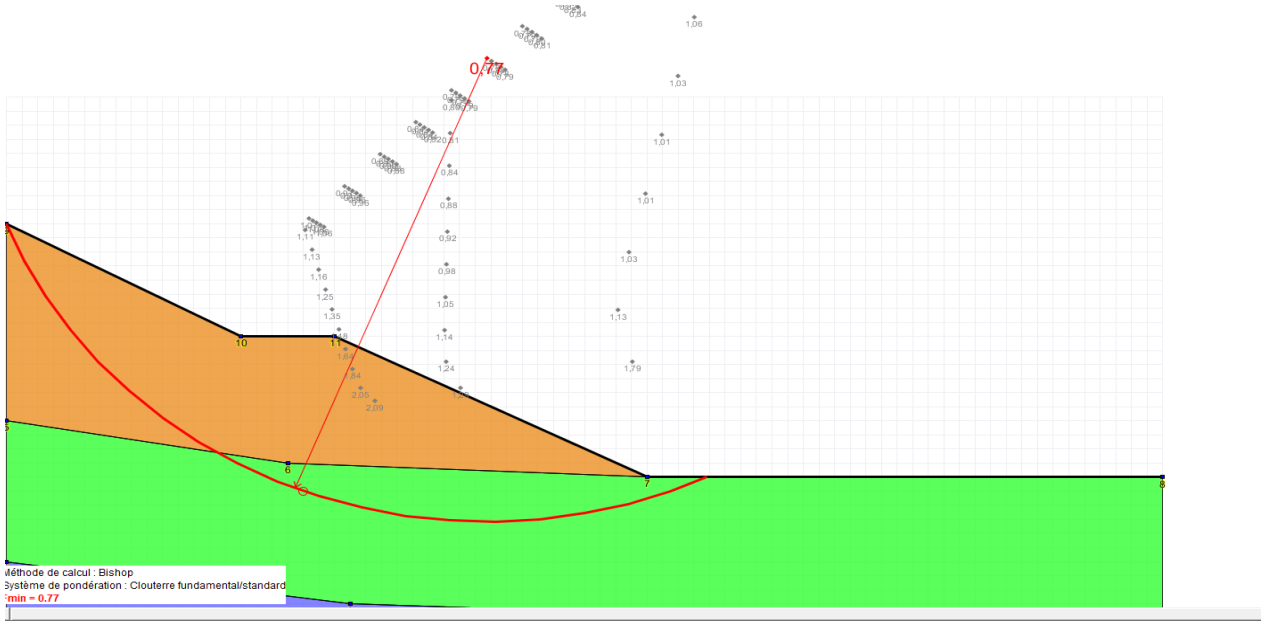


Figure IV.33:Le résultat Avec la méthode de Bishop.

IV.6.2.3.Calcul avec la méthode de Fellenius :

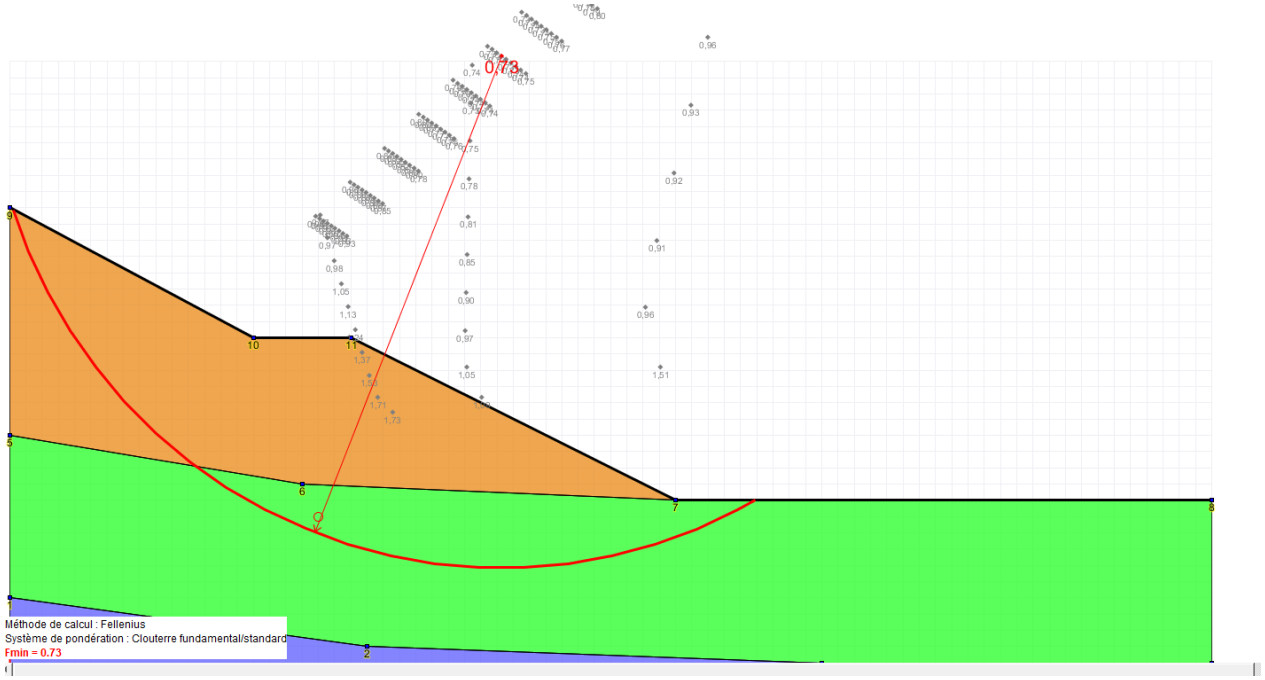


Figure IV.34:Le résultat Avec la méthode de Fellenius.

IV.6.3.Interprétation des résultats :

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avant confortement, calculé avec les trois méthodes , est de :

- Méthode de Perturbation = 0,77
- Méthode de Bishop = 0,77
- Méthode de Fellenius = 0,73

Dans les trois cas on remarque que le coefficient de sécurité est inférieur à 1, ce qui montre que le talus est instable. Par conséquent, nous allons proposer une solution de confortement pour stabiliser ce talus et résoudre le problème du glissement rencontré.

Après la modélisation numérique et vérification de la stabilité du talus, nous avons constaté que les valeurs obtenues du coefficient de sécurité sont inferieur aux valeurs admissible, ce qui indique que le talus est en état d'instabilité et nécessité de réalisation d'un confortement.

IV.6.4.Vérification de la stabilité après le renforcement :

IV.6.4.1.Géométrie du modèle :

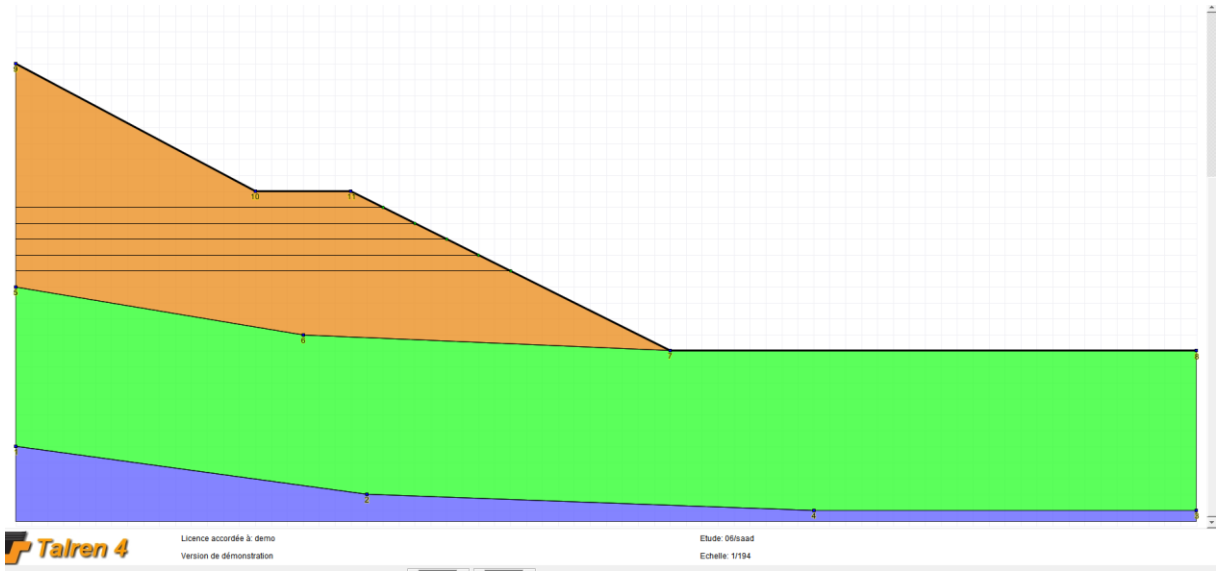


Figure IV.35 : Géométrie du modèle après le renforcement.

IV.6.4..2.Calcul avec la méthode de Bishop:

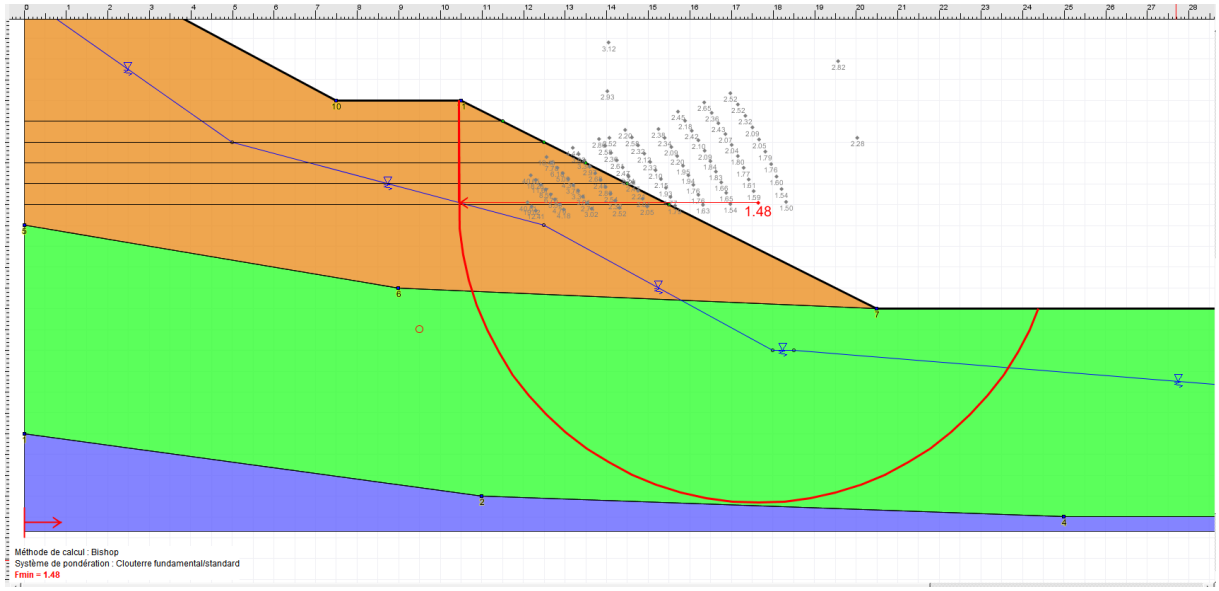


Figure IV.36: Le résultat Avec la méthode de Bishop.

IV.6.4.3.Calcul avec la méthode de perturbation :

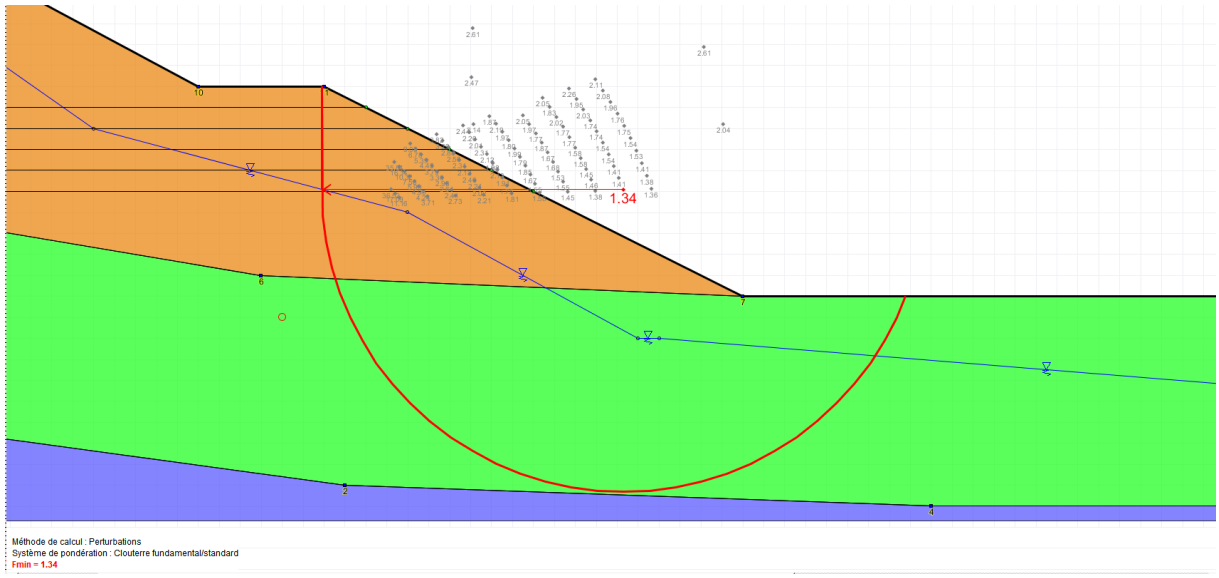


Figure IV.37: Le résultat Avec la méthode de perturbation

IV.6.4.4.Calcul avec la méthode de Fellenius :

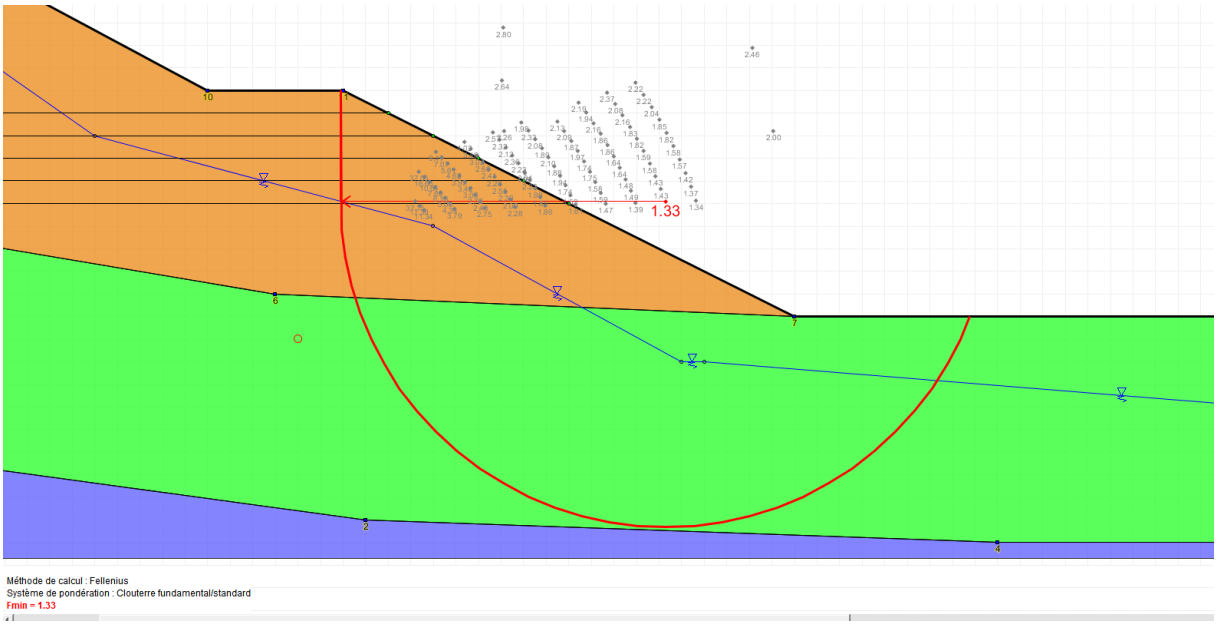


Figure IV.38: Le résultat Avec la méthode de Fellenius.

Le coefficient de sécurité (Fs) du talus avec confortement, calculé avec les trois méthodes , est de :

- Méthode de Perturbation = 1.34
- Méthode de Bishop = 1.48
- Méthode de Fellenius = 1.33

Les résultats de calculs montrent clairement que la solution de confortement proposée pour le glissement situé à la commune de Draa Essamar du PK 4+800 AU PK 5+020, donne un gain de sécurité appréciable

IV.7. Conclusion :

La modélisation numérique est un outil pour faciliter les études géotechnique, dans notre cas on a étudié un glissement, et on a conclu qu'il faut opter pour une technique de renforcement avec les géotextiles pour laquelle, et après modélisation, le facteur de sécurité devient supérieur au coefficient de sécurité admissible; donc on peut conclure de l'efficacité de notre choix. Il est à noter que le coefficient de sécurité n'était que de 0.77 avant le confortement

Conclusion générale :

Les glissements de terrain dans constituent un véritable problèmes aux gestionnaires des ouvrages publics et au privé, vu les désordres qui peuvent être causés par ce phénomène allant d'un simple mouvement de terrain qui nécessite un simple soutènement à un vrai glissement spectaculaire qui cause des désordres importants et désagréments non souhaitables aux habitants, portant atteinte à l'économie nationale par les coûts de traitements trop élevés

Le confortement d'un glissement de terrain passe, d'abord par la localisation de la surface de rupture dans le sol afin de connaître ses dimensions en particulier sa profondeur.
En plus de cette donnée, il est de la plus grande importance d'avoir une idée sur son origine : surcharges, écoulements d'eau, altération des sols ou simplement ruissellement exceptionnel.
Le choix de la méthode de confortement en dépend.

L'ensemble des observations et analyses effectuées sur site de glissement confirment que ce mouvement est dû à une diminution des caractéristiques mécaniques du sol en place.

Enfin, cette étude du glissement a approfondie énormément nos connaissances concernant le traitement des glissements de terrains et des talus d'une façon générale qui est un phénomène difficile à gérer et qui demande des connaissances profondes dans plusieurs domaines, géotechnique, géologique, hydrogéologique et hydraulique.

Références bibliographiques :

[1] Flageollet J.-C, 1989. Les mouvements de terrain et leur prévention. Edition Masson, Paris.

[2] : MEMENTO DU MAIRE ET DES ELUS LOCAUX, République Française, Ministère de l'écologie du développement durable et de de l'énergie, Risques Naturels (RN 4-Mouvements de terrains), [en ligne].Disponible :http://www. mementodumaire.net /01risques_naturels/ RN4.htm. [Consulté le15 février 2017]

[3] (Colas pilot 1976 ; Antoine et Fabre 1980;flageollet 1989).

[4] A.BENAISSA, (15-juillet1984).Contribution a l'étude des mouvements de terrain de la région de Constantine (Algérie).Université Joseph Fourier-Grenoble.

[5] :Mr.LEBBADSALAHEDDINE.Etude d'unglissementdeterrainsurlaRN24PK113+500,WilayadeBoumerdes. Promotion 2010

.[6]: MOHAMED ZIAM KHALED Etude d'un glissement de terrain sur EX RN 01 et CW 51auPK 0+400 aMédéa(Ouazra). Promotion 2010

[7]Hans-Henning Schmidt: Grundlagen der Geotechnik, P. 376

[8]Le retrait-gonflement des argiles Comment prévenir les désordres dans l'habitat individuel Ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de la mer, 2008

[9]Les évènements naturels dommageable en France et dans le monde en 2006, Risques naturels majeurs Ministère de l'écologie et du Développement durable, 2007

[10] Toutain C., Les Essentiels Milan, Toulouse, 2001

[11] Les risques naturels en montagne, traitement, prévention, surveillance Besson L., Arthès-Publialp, 1996

[12] madtijna nasri , mémoire de magister , Les glissements de terrains en 2D et 3D Etude Comparative entre Flac et Plaxis, 10/6/2010.

[13] Thomas lebroueg, thèse doctorat,analyse géologique mecanique de glissement de terraun dans moraines des pyrenees centrales etoccidentales(France) , dans l'université de baurdaux France.

[14] boudlal Omar, thèse doctorat,étude expérimenttable du comportement mécanique des dines dans la stabilité des talus et des fondations,28/11/2013.

[15] : BESSON.L, (1996) : « les risques naturels en montagne traitement, prévention, surveillance » Ed : Artès-Publial, Grenoble, 438p

[16] Jean-luis 2008 stabilité des pentes glissement en terrain meuble

[17] BOUSBAA Karima (2015). Etude de la pathologie des glissements de terrain a travers différents cas d'étude Mémoire , Master en Géotechnique université de Blida.

[18] Donald IB, Chen Z, « Slope stability analysis by the upper bound approach : fundamentals and methods », Canadian Geotechnical Journal 1997.

[19] BENYAIA Mohamed ; DJILALI BEN FREDJ Sid Ahmed (2011) Analyse et modélisation d'un glissement de terrain . Mémoire, Master en Génie Civil option Géotechnique université de Blida.

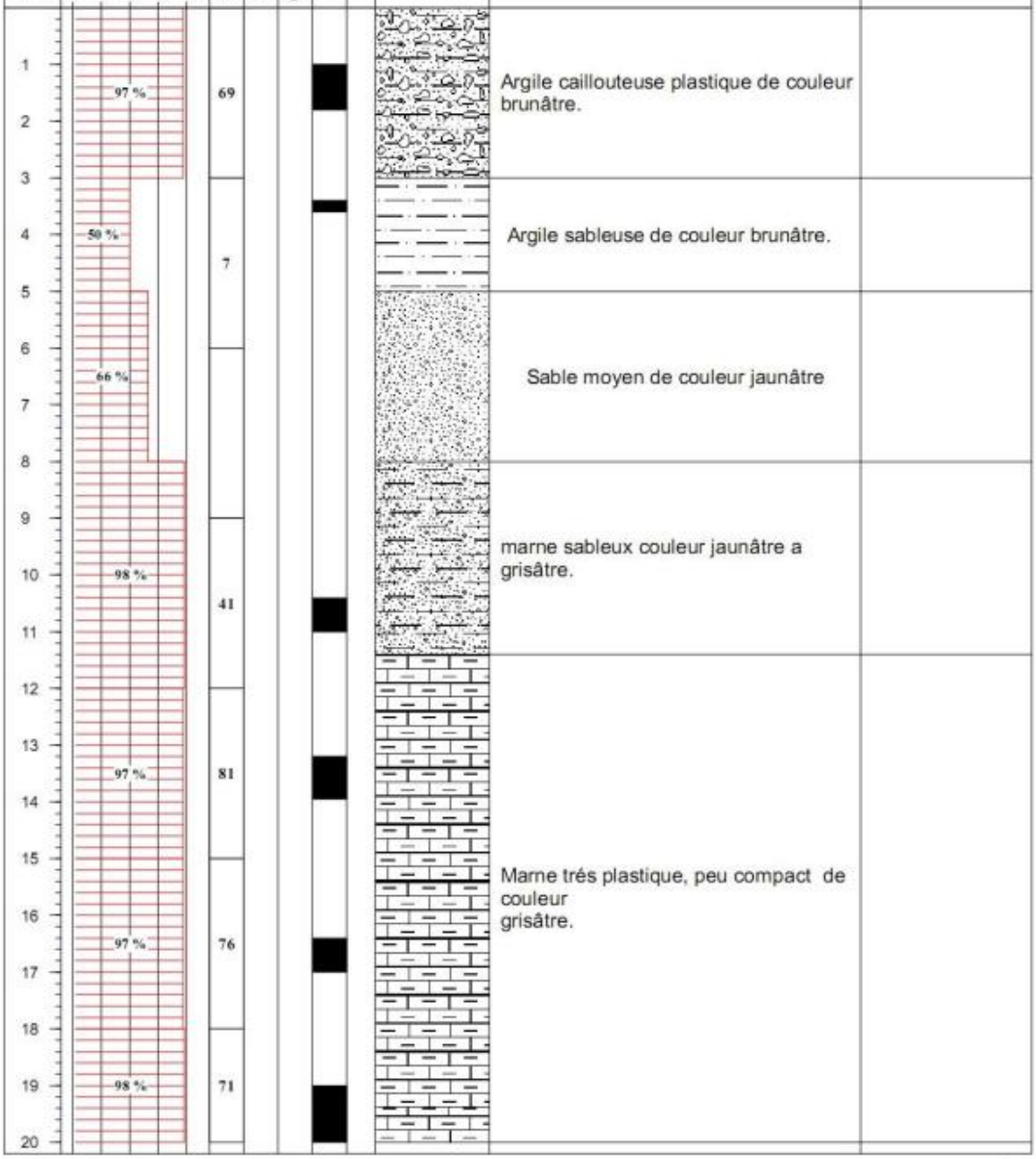
[20] Etude comparative des méthodes analytiques et numériques en stabilité des pentes université de Msila.

Annexes :

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Janvier 2019
Niveau Nappe : m

Sondage N° : PK 4+650 SC01

Profondeur totale : 30 ML
Coordonnées : X = 475375 Y = 4016889
Z = 1011,325



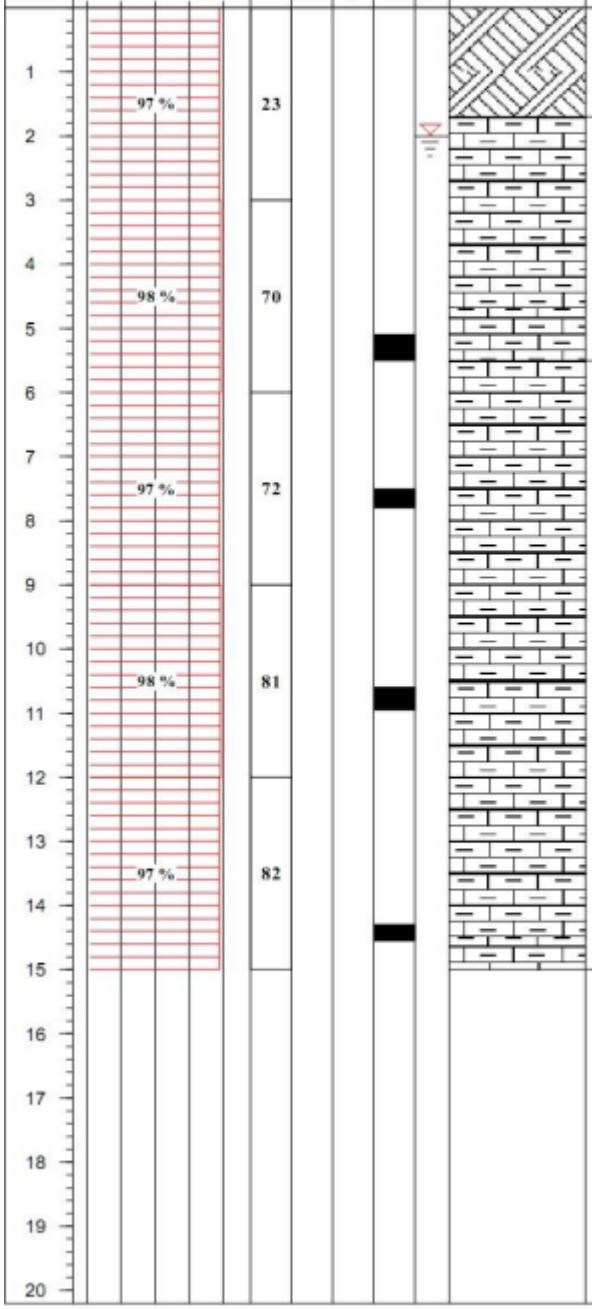
CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa		
Révisé le Indice de révision	Countournement de la Vile du Médea	Réalisé par: R.CHEBCHEB	

Etude : Etude glissement de contournementla ville de Médéa
Dossier N°:
Date essai : Décembre 2018
Niveau Nappe : 02 m

Sondage N° : PK 4+650 SC02

Profondeur totale : 15 ML
Coordonnées : X = 4016956 Y = 4016956
Z = 994,325



DESCRIPTION	OBSERVATION
Remblai argileux	
Marne trés plastique, peu compact de couleur grisâtre.	
Marne dur et peu plastique de couleur grisâtre.	

CTTP

Etabli le Décembre 2018	Etude de stabilité des glissement de contournement nord de la ville de Médéa	Réalisé par: R.CHEBCHEB	
Révisé le Indice de révision	Countournement de la Vile du Médea		

Photos des caisses de sondages :

Sondage SC 01 :



Profondeur de 0 à 8 m



Profondeur de 8 à 14 m



Profondeur de 14 à 20 m



Profondeur de 20 à 26 m



Profondeur de 26 à 30 m

Sondage SC 02 :

Profondeur de 0 à 6 m



Profondeur de 6 à 12 m



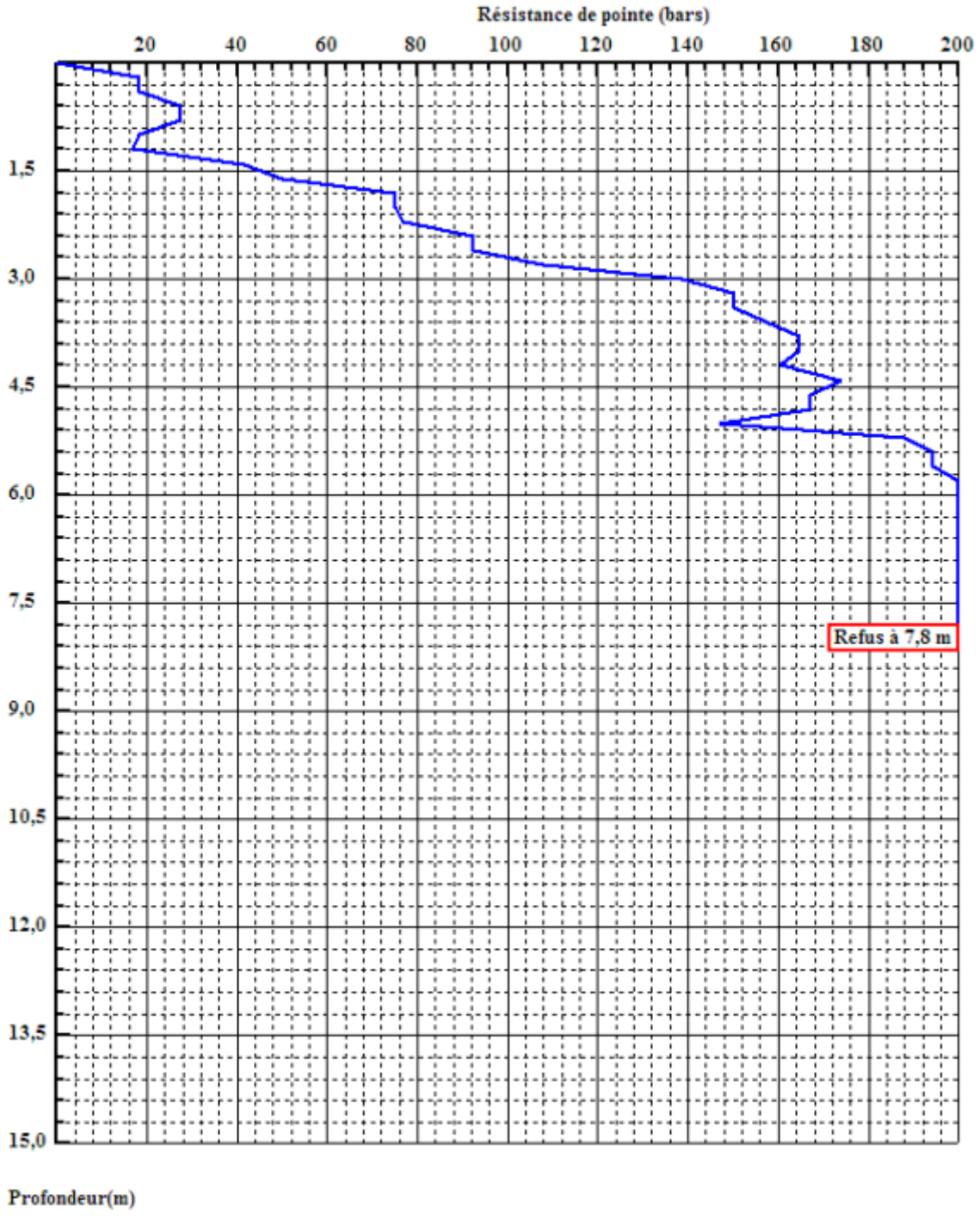
Profondeur de 12 à 15 m



INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa
Lieu : PK 4+650
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 19 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

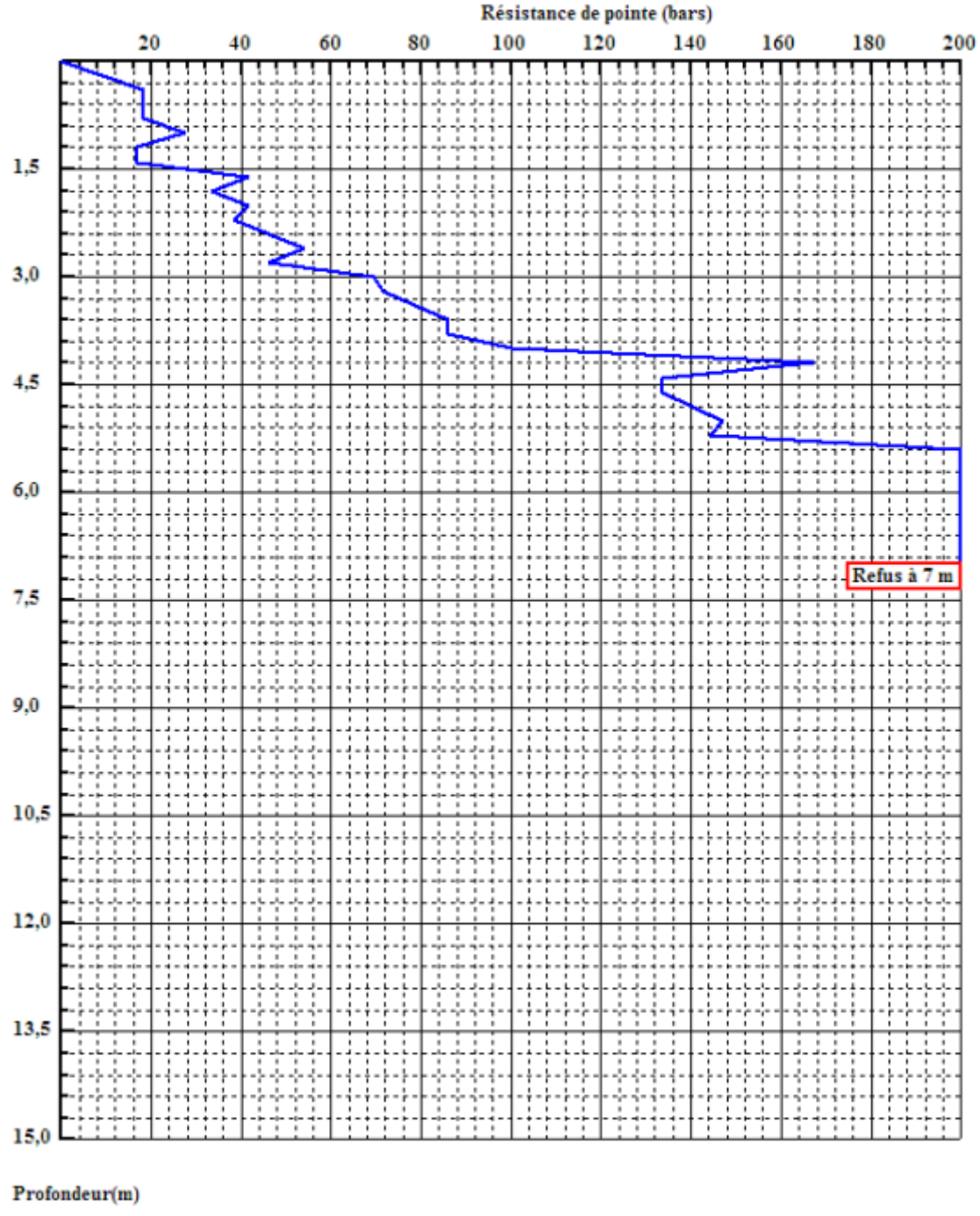
Essai N°: PD1



INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa
Lieu : PK 4+650
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 19 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD2



INTITULE : Contournement nord de la ville de Médéa
Lieu : PK 4+650
CLIENT : DTP Médéa
DATE ESSAI : 19 12 18

PENETROMETRE DYNAMIQUE

Essai N°: PD3

