

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
Université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou



Faculté de génie de la construction

Département de génie civil

Laboratoire Géo matériaux, Environnement et Aménagement

(L.G.E.A)

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du Diplôme de Master

SPECIALITE : GENIE CIVIL

OPTION : Géotechnique et Environnement

Présenté par

Mr : Saaoui Lounes

**Thème : Etude de la stabilité et  
de confortement d'une section de la RN 24 à Seket  
(Bejaia)**

Devant le jury d'examen :

M<sup>elle</sup> LOUADJ Samia Maitre de conférences .....PrésidentEt

M<sup>me</sup> BAIDI Fawzia Maitre assistante à l'UMMTO.....Examinatrice

M<sup>elle</sup> BELHASSANI Ouarda Maitre assistante à l'UMMTO.....Rapporteur

Promotion 2016-2017

## Remerciements

---

En premier lieu, on tient à remercier le dieu de nous avoir donné le courage et la force pour faire ce travail et nous prions toujours qu'il soit à nos coté.

Nos plus vifs remerciements vont à notre Promoteur, M<sup>elle</sup> Bbelhassani chargé de cour à l'université mouloud mammeri de tizi -ouezou

On remercie également M<sup>elle</sup> MEZIANI. T chef de projet à la DTP de BEJAIA, qui nous a été une aide précieuse.

A M<sup>R</sup> BOUZIDI : Pour son bon accueil au sein du bureau d'étude Technique conseille et à tous les membres de ce bureau.

Nos reconnaissances s'adressent également aux membres de jury d'avoir jugé notre travail et le critiqué.

Nos remerciements sont adresses aux enseignants du département du Génie civil, ayant contribué à notre formation.

Un grand merci bien sûr à nos collègues de la promotion géotechnique 2016/2017 d'avoir travaillé ensemble durant toute l'année.

---

## **Dédicaces**

---

Je dédie ce modeste travail à ma famille pour leur patience et leurs sacrifices

A mes grands parents surtout.

A mes frères et mes sœurs (rabah ,naima, nassima, rafik ,tounes ,youba)

A tout la promotion de Géotechnique 2016/2017.

Et aussi, je dédie ce travail à tous mes proches et mes amis (es).

# Table des matières

## Chapitre I Généralités sur les mouvements des terrains

---

Introduction générale.....	1
I.1 Introduction sur les mouvements de terrain.....	2
I.2 Différents types des mouvements de terrains .....	2
I.2.1 Les glissements de terrains .....	2
I.2.2 Les écroulements.....	2
I.2.3 Les fluages.....	3
I.2.4 Les coulées boueuses.....	4
I.3 Définition des glissements de terrain.....	4
I.4 Différents types du glissement de terrains .....	5
I.4.1 Glissement plan.....	5
I.4.2 Glissement rotationnel .....	6
I.4.2.1 Glissement rotationnel simple .....	6
I.4.2.2 Glissement rotationnel complexe .....	6
I.5 Les différentes causes des glissements de terrain.....	7
I.5.1 Géométrie.....	7
I.5.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches.....	7
I.5.3 Conditions hydrauliques.....	7
I.5.4 Facteurs climatiques et anthropiques.....	7
I.5.5 séisme.....	8
I.6. Conclusion.....	8
<b>Chapitre II Méthodes de calcul de stabilité des talus</b>	
II.1 Introduction.....	10
II.2 Définition du facteur de sécurité.....	10
II.3 Choix de la valeur de $F_s$ dans le calcul de stabilité.....	10
II.4 Recherche de coefficient de sécurité du talus.....	11
II.5 les éléments de base du calcul.....	12
II.5.1 Calculs après glissement (étude à posteriori).....	12
II.5.2 Calculs avant le glissement (à priori).....	12
II-6 Les méthodes de calcul.....	12
II-6-1 Glissement plan.....	12
II-6-2 Ruptures rotationnelles (calculs à l'équilibre limite) .....	13
II -6- 2-1 Méthode globale .....	13
II -6-2-2 Méthode des tranches.....	14
II -6-2-2-1 Méthode de Fellenius.....	14
II -6-2-2-2 Méthode de bishop.....	15
a-Méthode simplifiée.....	15
b-Méthode détaillée .....	16

II -6-2-2-3 Méthode des éléments finis.....	17
II-7 Conclusion.....	17

### **Chapitre III Les méthodes de confortement**

III-1 Introduction.....	18
III-2 Les différentes méthodes de confortement.....	18
III.2.1 Terrassement.....	18
III.2.1.1 Butée de pied .....	18
III.2.1.2 Allègement en tête.....	19
III.2.1.3 La purge.....	19
III.2.1.4 Reprofilage.....	20
III.2.1.5 Substitution totale ou partielle .....	10
III.2.2 Dispositifs de drainage.....	21
III.2.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface).....	21
III.2.2.2 Tranchées drainantes .....	22
III.2.2.3 Drains subhorizontaux.....	23
III.2.3 Introduction d'éléments résistants.....	23
III.3 Les éléments résistants.....	24
III.3.1 Mur de soutènement en béton armée .....	24
III.3.2 Les murs en gabions grillagés .....	24
III.3.3 Les rideau en palplanches métalliques.....	25
III.3.4 Tirants d'ancrages.....	25
III.3.5 Clouage.....	26
III.3.6 Clouage par pieux ou micro pieux .....	26
III.3.7 Renforcement géosynthétiques.....	27
III.3.8 Pneu sol .....	27
III.4 Conclusion.....	28

### **Chapitre IV Présentation du site**

IV-1-Introduction.....	29
IV-2-Situation du site à étudier.....	29
IV-3-Description du site de Glissement.....	29
IV-4 Indices d'instabilités.....	30
IV-5 Géomorphologie régionale.....	32
IV-6 Géologie régionale.....	32
IV-6 Géologie du site étudiée .....	33
IV-7 Sismicité.....	33
IV-8 Hydrologie et hydrogéologie du site.....	34
IV-8-1 Hydrogéologie .....	34
IV-8-2 Hydrologie.....	34
IV-9 Climat de la région.....	35
IV.9.1 Pluviométrie.....	35
IV.9.2 Les températures .....	36

IV-10 Conclusion.....	36
-----------------------	----

## **Chapitre V données géotechnique**

V-1 Introduction.....	38
V-2 Programme de Reconnaissances géotechniques.....	38
V-2-2-Résultats du sondage préssiométrique.....	40
V-2-2-1 Interprétations des résultats des essais pressiométriques .....	41
V-2-3-Relevé piézométrique.....	42
V-3-Les essais de laboratoire.....	42
V-4 Interprétation des essais de laboratoire.....	43
V-5 Analyse chimique.....	44
V-6 Conclusion .....	45

## **Chapitre VI Calcul de stabilité et confortement**

VI-1 Introduction .....	46
VI-2 l'étude de la stabilité du site .....	46
VI -2-1 l'étude par logicielle géoslope .....	46
VI -2-1-1 Présentation de logiciel géoslope.....	46
VI -2-1-2 Tracé du profil géotechnique (des différentes couches).....	46
VI -2-1-3 Choix des paramètres.....	47
VI -2-1-4 Calcul du coefficient de sécurité du talus avec Géo slope .....	47
VI -2-1-5 Travaux de confortement à envisager.....	48
VI -2-1-6 l'étude de stabilité avec drainage rabattement de la nappe .....	49
VI-2-1-7 calcul de la stabilité avec renforcement par pieu .....	49
A-calcul de la stabilité avec renforcement par pieux (sans drainage).....	49
B- Calcul le coefficient de sécurité (pieux avec drainage).....	50
VI-2-2 Etude de la stabilité du site par logiciel Plaxis.....	51
VI-2-2-1 Présentation de logiciel Plaxis.....	51
VI-2-2-2 Modèle géométrique (Tracé du profil).....	52
VI-2-2-3 Choix des paramètres.....	52
VI-2-2-4 Définition les conditions hydrauliques.....	53
VI-2-2-5 Le maillage en éléments finis du talus.....	53
VI-2-2-6 Modélisation numérique de talus.....	54
VI-2-2-7 calcul Le coefficient de sécurité .....	55
VI-2-2-8 Analyse du glissement avec terrassement (substitution partielle du volume du sol).....	56
VI-3 Conclusion .....	57
Conclusion générale .....	59

## Bibliographie

## LISTE DES FIGURES

---

Figure I-1 Phénomène de glissement de terrain.....	2
Figure I -2 Les écroulements et les chute des blocs (Bejaia mars 2015).....	3
Figure I -3 Phénomène de fluage.....	3
Figure I- 4 Les coulées boueuses Cas réel d'une Illilten en mai 2012.....	4
Figure I-5 Glissement plan.....	6
Figure I-6 Glissement rotationnel.....	6
Figure II-1 Les forces appliquées sur une tranche.....	13
Figure II.2 Les force agissant sur une tranche méthode de Bishop simplifiée.....	16
Figure III -1 Butée de pied.....	19
Figure III -2 Allègement en tête.....	19
Figure III-3 purge.....	20
Figure III -4 Reprofilage.....	20
Figure III -5 Substitution totale des matériaux glissés .....	21
Figure III -6 drainage des eau.....	21
Figure III -7 une tranchées drainantes .....	22
Figure III -8 drainage subhorizontal.....	22
Figure III-9 Drainage du glissement de Chatel-Guyon (France).....	23
Figure III -10 mur de soutènement .....	24
Figure III-11 murs en gabion.....	25
Figure III -12 ouvrage de soutènement en palplanche.....	25

Figure III -13 tirant d'ancrage.....	26
Figure III -14 méthode de clouage .....	26
Figure III -15 renforcement par pieux.....	27
Figure III-16 positionnements des nappes géotextile.....	27
Figure III-17 technique pneu sol.....	28
Figure IV-1 la zone d'étude .....	29
Figure IV-2 : Localisation du site de glissement.....	30
Figure IV-3 Fissures et ruptures sur la chaussée.....	31
Figure IV-4: Fissures de traction.....	31
Figure IV-5: La stagnation des eaux.....	32
Figure IV-6 Carte géologique du littoral de Bejaïa .....	33
Figure IV-7 Répartition du réseau hydrographique de Bejaia.....	35
Figure IV-8 Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaia aéroport.....	36
Figure V-1 la position des sondages sur la zone concernée.....	40
Figure VI-1 Profile géologique du sol.....	47
Figure VI-2 Coefficient de sécurité de la pente (Sans confortement).....	48
Figure VI-3 Coefficient de sécurité après le rabattement.....	49
Figure VI-4 Coefficient de sécurité (confortement par pieu sans drainage) .....	50
Figure VI-5 Coefficient de sécurité (confortement par pieu avec nappe rabattue).....	51
Figure VI-6 Le modèle géométrique du talus.....	52
Figure VI-7 définition le niveau de la nappe.....	53
Figure VI-8 Maillage le modèle géométrique du Talus.....	54
Figure VI-9 Déformation du maillage.....	54

Figure VI.10 Le champ des déplacements.....	55
Figure VI.11 coefficient de sécurité sans confortement.....	55
Figure VI-12 Le profile du talus après terrassement (substitution partielle) ...	56
Figure VI-13 Déformation du maillage après terrassement.....	57
Figure VI.14 coefficient de sécurité avec terrassement.....	57

## **LISTE DES TABLEAUX**

---

<b>Tableau I-1</b> Classification des glissements selon la vitesse de déplacement des matériaux .....	5
<b>Tableau II. 1</b> Choix du coefficient de sécurité.....	11
<b>Tableau V-1</b> Résultats des sondages carottés.....	38
<b>Tableau V-2</b> Les valeurs de pressions limites et modules préssiométrique ....	41
<b>Tableau V-3</b> Classification des sols d'après L .Ménard.....	41
<b>Tableau V-4</b> Relevé piézométrique.....	42
<b>Tableau V-5</b> Les résultats des essais au laboratoire.....	43
<b>Tableau V-6</b> Résultats d'analyse chimique.....	45
<b>Tableau VI-1</b> Caractéristiques des couches du profil géologique.....	47
<b>Tableau VI-2</b> les Valeurs du coefficient de sécurité.....	48
<b>Tableau VI-3</b> Paramètres du sol.....	52

## I.1 Introduction sur les mouvements de terrain

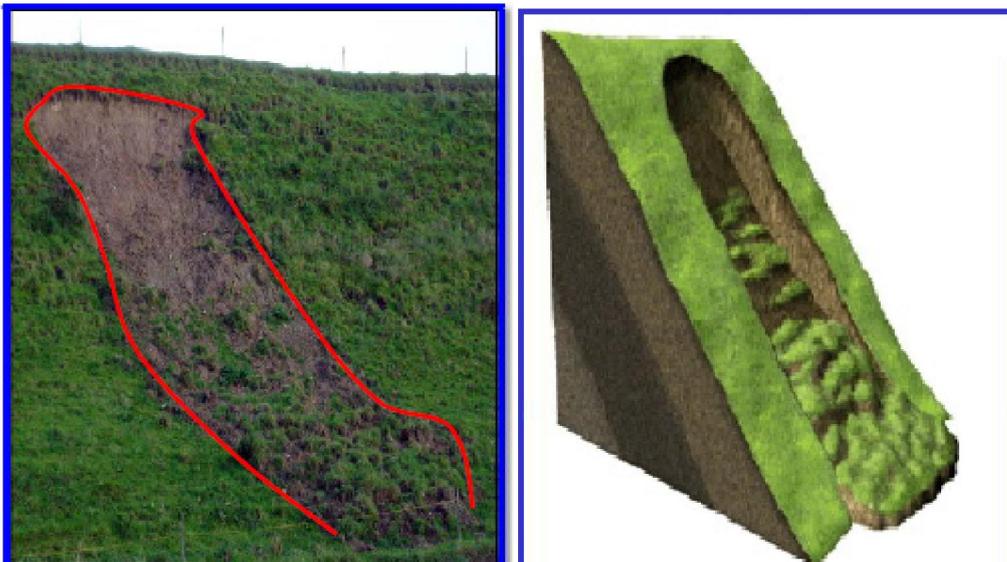
Un mouvement de terrain est un déplacement plus ou moins brutal du sol ou de sous-sol, il est fonction de la nature et de la disposition des couches géologiques. Sous l'expression générique « mouvement de terrain » sont regroupés plusieurs types des phénomènes d'instabilité de terrain, variables en fonction du mécanisme mis en jeu (évolution de l'instabilité, vitesse du mouvement durant la phase d'instabilité, surface de rupture, désorganisation des terrains...etc).

## I.2 Différents types des mouvements de terrains

On distingue quatre classes des mouvements de terrains ;

### I.2.1 Les glissements de terrains

Caractérisés par une surface de cisaillement situé à des profondeurs variant de quelques mètres à quelques centaines de mètres. Ils concernent des matériaux meubles ou des roches très fracturées. Les vitesses sont variables. Plus les glissements sont superficiels, plus la fissuration du terrain est visible en surface.



**Figure I-1** Phénomène de glissement de terrain

### I.2.2 Les écoulements

Ce sont des chutes des masses rocheuses, ils sont des phénomènes rapides et brutaux qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes. ces phénomènes affectent des roches rigides et fracturées telles que calcaires, grès, roches cristallines, Le processus d'écroulement (chute) commence avec la désagrégation de matériel rocheux ou meuble sur une pente raide le long d'une surface sur laquelle ne se développe que peu de mouvements de cisaillement. Le

matériel tombe ensuite principalement en chute libre, en rebondissant et/ou en roulant



**Figure I -2 Les écroulements et les chute des blocs (Bejaia mars 2015)**

### **I.2.3 Les fluages**

Il s'agit d'un mouvement long du sol sans modification des efforts appliqué, qui entraîne un basculement vers l'aval des têtes des couches sur une épaisseur très variable (quelques mètres à quelques centaines de mètres).



**Figure I-3 phénomènes de fluage**

### **I.2.4 Les coulées boueuses**

Ce sont des écoulements des matériaux très riches en eau. Ces phénomènes sont dus à un apport massif d'eau sur des matériaux non consolidés. On les observe fréquemment à l'aval de glissements de terrain gorgés d'eau.

Les Laves torrentielles et coulées de boueuses sont caractérisées par leur comportement fluide de forte densité ; elles sont donc assez inféodées à la topographie, et peuvent parcourir de très grandes distances. de plus, elles ont une forte capacité à transporter et à arracher des matériaux du substratum.



**Figure I-4 Les coulées boueuses Cas réel d'illilten en mai 2012 à Tizi ouzou**

### **I.3 Définition des glissements de terrain**

Le terme de glissement est relativement général, relatif à la stabilité des pentes, mais il désigne essentiellement un processus de mouvement de versant. La gravité fait subir continuellement des pressions sur les versants affectant ainsi toutes sortes de matériaux (sols et roches). Les mouvements de masses sont initiés à partir d'une surface dite de rupture

créée sous l'action de contraintes tangentielles excédant la résistance au cisaillement des matériaux.

Un glissement de terrain est un phénomène géologique regroupant un ensemble des 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 jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes.

Un glissement de terrain peut arriver très vite mais aussi très progressivement. Voir le tableau I-1.

**Tableau I -1** Classification des glissements selon la vitesse de déplacement des matériaux

<b>Glissement</b>	<b>Vitesse de déplacement des matériaux</b>
Très lent	1 mm à 12 mm / an
Lent	1 mm à 50 mm / mois
Moyen	1.5 mm à 100 mm / jour
Rapide	4 mm à 10 m / heure
Très rapide	3 m à 10 m / seconde

Il est important de préciser que la masse ne se déplace pas en un seul bloc, mais qu'il existe souvent des volumes se déplaçant à des vitesses différentes, ces volumes sont limités par des fissures généralement visibles en surface.

#### **I.4 Différents types du glissement de terrains**

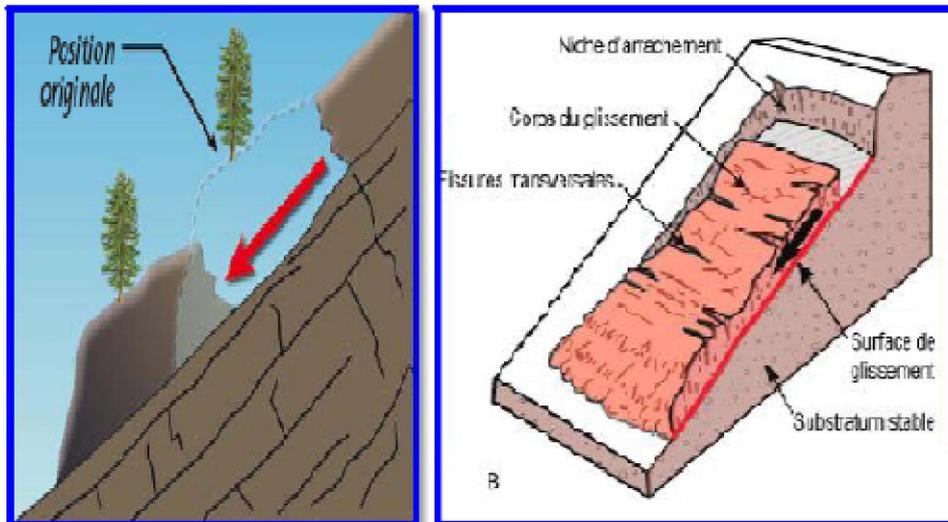
La forme de la surface de rupture a permis de définir deux grandes catégories de glissement :

- Glissement plan
- Glissement rotationnel (Glissement simple et complexe)

##### **I.4.1 Glissement plan**

Il correspond à un mouvement d'une couche de sol qui a des caractéristiques médiocres en contacts avec un substratum (forte résistance), les glissements plans sont contrôlés par la structure géologique du versant et les surfaces de moindre résistance mécanique

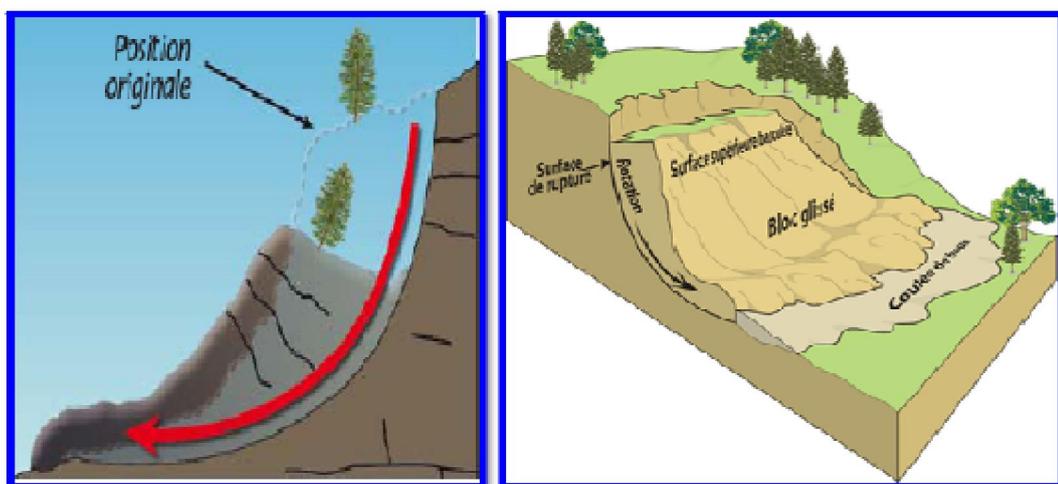
Lors d'un glissement plan, les couches de l'ensemble de terrain se déplacent selon une surface plus ou moins plane.



**Figure I- 5** Glissement plan

### I.4.2 Glissement rotationnel

Dans ce type de mouvement, il se produit un basculement de la masse glissée le long d'une surface courbe plus ou moins circulaire. Ces mouvements peuvent être simples ou complexe



**Figure I-6** Glissement rotationnel

#### I.4.2.1 Glissement rotationnel simple

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. L'analyse de risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques. Le plus souvent, la ligne de rupture peut être assimilée à un cercle, il s'agit alors d'un glissement circulaire.

#### I.4.2.2 Glissement rotationnel complexe

Qui se manifeste généralement sous forme de surfaces multiples dues à

des glissements en chaîne, causé généralement par ;

- Anisotropie de structure
- Anisotropie mécanique
- Caractéristiques mécaniques variant en profondeur,
- Suppression d'une butée de pied entraînant une rupture régressive ou un effondrement.

## **I.5 Les différentes causes des glissements de terrain**

Les processus d'instabilité d'une pente dépendent des différents facteurs :

- ✓ Sa géométrie,
- ✓ La résistance au cisaillement des sols ou des roches,
- ✓ Les pressions de l'eau interstitielles,
- ✓ Les sollicitations extérieures (climatiques et anthropiques).

### **I.5.1 Géométrie**

La pente de la surface du terrain constitue le premier facteur de stabilité ou d'instabilité.

### **I.5.2 Résistance au cisaillement des sols ou des roches**

Parmi les facteurs qui régissent la stabilité d'une pente, la résistance mécanique des sols et des roches, constitue un élément essentiel.

Le mécanisme de rupture mis en œuvre dans les phénomènes d'instabilité fait intervenir la résistance au cisaillement. Cette résistance, en un point donné, dépend de la nature du matériau, de son histoire et de l'état de contraintes qui règne au point considéré. L'état des contraintes est fonction des diverses sollicitations appliquées au massif (chargement, déchargement, fluctuation de la nappe phréatique, etc).

### **I.5.3 Conditions hydrauliques**

La compréhension du régime hydraulique du site est un élément essentiel pour l'analyse d'une instabilité et dans la recherche des solutions.

Ceci conduit à s'intéresser à une zone nettement plus grande que celle qui est en mouvement : en effet, les conditions d'alimentation peuvent être complexes et dépendent de couches de terrains situées bien en amont. Certains éléments sont de première importance, Il s'agit :

- Des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture ; la nappe peut être statique ou présenter des gradients mettant en charge la couche le long de laquelle se produisent les mouvements ;
- De l'alimentation hydraulique du site : des couches plus perméables dont la capacité d'alimentation est importante sont susceptibles d'exister et il est alors intéressant de les drainer ; d'une manière plus générale, la perméabilité des terrains est un point important qui permet d'orienter les solutions de confortement
- De l'évolution de la nappe au cours du temps ; les mouvements s'accroissent fortement au-delà d'un seuil critique

### **I.5.4. Facteurs climatiques et anthropiques**

Les facteurs climatiques prépondérants sont constitués par les apports d'eau. les autres actions externes, susceptibles de modifier l'état d'équilibre d'un versant, résultent principalement de modifications de géométrie, de chargements et de déchargements.

- **Pluie, neige, évapotranspiration**

Les nappes sont alimentées principalement par les pluies et la fonte des neiges. D'autres phénomènes peuvent se rajouter, comme des infiltrations à partir de fossés des bassins de rétention et d'adduction d'eau ou de réseaux d'assainissement.

- **Constructions sur pente**

La construction sur pente naturelle diminue la stabilité.

Lorsque la pente naturelle est en équilibre limite, ou qu'elle a connue des glissements par le passé, les charges apportées par les ouvrages (remblais, fondations, soutènements) peuvent provoquer des mouvements et des désordres importants.

L'ouvrage mis en place peut dans certains cas être complètement détruit.

- **Déblai sur pente**

Les terrassements en déblai dans une pente, qui sont souvent réalisés pour construire des bâtiments ou des routes, peuvent conduire à des désordres de grande ampleur.

Ces phénomènes s'observent dans les pentes naturelles en équilibre limite, avec des surfaces de glissement remontant loin en amont. Ils s'expliquent par la suppression de la butée de pied ; de faibles volumes de déblai peuvent provoquer des glissements d'ensemble.

L'action de raidissement d'une pente de talus joue défavorablement pour la stabilité de ce dernier.

- **Exploitation des sols**

Une autre cause d'instabilité est le changement d'utilisation des sols

- ✓ Remembrement ;
- ✓ Déforestation ;
- ✓ Abandon d'exploitations agricoles (cultures en terrasses, drainages agricoles).

### **1.5.5 Séismes**

Les sollicitations sismiques peuvent être la cause de glissements de terrain. Deux phénomènes entrent en jeu dans ce cas :

- ✓ La liquéfaction des limons et sables fins saturés, susceptible de provoquer le glissement des formations sous-jacentes,
- ✓ La force inertielle déstabilisatrice due au séisme lui-même

## **1.6. Conclusion**

Dans ce chapitre sont présentés les différents types des mouvements de terrain qui existent dans la nature et leur classification.

L'étude de ces différents mouvements nous ont permet de distinguer les causes qui les provoquent et les conséquences qui en résultent pour la prévention dans le but de découvrir les solutions et la protection des milieux naturels.

## II -1 Introduction

Le calcul de stabilité des talus est basé sur la détermination du coefficient de sécurité minimum ainsi que la surface de rupture correspondant à cette valeur.

Plusieurs méthodes de calcul ont été proposées, on présentera dans le présent chapitre quelques méthodes qui sont les plus utilisées pour les glissements et qui sont basées sur la méthode des tranches et la méthode des éléments finis

### II.2 Définition du facteur de sécurité

La définition du coefficient de sécurité des talus à l'égard de la rupture est une question la plus controversée dans la mécanique des sols.

des nombreuses publications ont été faites sur les divers coefficients de sécurité que l'on est susceptible d'adopter pour définir la stabilité des talus. un coefficient de sécurité peut être défini comme étant un rapport de contraintes, de forces, de moments ou autres.

Dans la suite de ce travail le coefficient de sécurité adopté sera :

$$F_s = \frac{\tau_{max}}{\tau}$$

$\tau_{max}$  désigne la résistance au cisaillement maximale que peut mobiliser le sol en un point, défini par

$$\tau = c' + \sigma' \tan \varphi$$

$\tau$ : représente la contrainte de cisaillement s'exerçant effectivement en ce point.

Avec  $c'$  et  $\varphi'$  sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement d'un massif donné.

### II.3 Choix de la valeur de $F_s$ dans le calcul de stabilité

Il faut d'abord rappeler que l'application de ce coefficient a pour raison d'être fondamentale de se tenir « raisonnablement » éloigné de la rupture.

Dans cette optique générale, on peut distinguer deux rôles principaux joués par  $F_s$  :

- se tenir plus au moins éloigné de la rupture, selon la valeur que l'on attribue au site à protéger, ou encore selon l'importance du risque humain qui est associé à une éventuelle rupture dans cette optique,  $F_s$  apparaît donc comme un «coefficient d'assurance ».

-prendre en compte les différentes causes d'imprécisions et d'erreurs qui peuvent fausser le résultat d'un calcul. Rappelons les deux causes principales

d'erreurs, lesquelles peuvent d'ailleurs se combiner, voir s'additionner, Incertitude sur la valeur réelle qui peut d'ailleurs changer avec le temps des paramètres pris en compte dans le calcul( $C, \varphi, \gamma, U$ ). Cette incertitude est d'autant plus grande que les investigations sur le site sont plus réduites.

Enfin, la valeur de  $F_s$  qu'on adopte dans un projet implique l'examen et la prise en compte des deux fonctions distinguées précédemment, lesquelles se trouvent ensuite confondues dans le chiffre retenu. Il n'y a donc, en la matière, que des cas d'espèces, et un choix correct de  $F_s$  suppose une bonne pratique de ces problèmes. à titre d'orientation, on peut dire qu'en règle générale, la valeur adoptée pour  $F$  est assez rarement inférieure à 1,5.

**Tableau II. 1 Choix du coefficient de sécurité**

<b><math>F_s</math></b>	Etat de l'ouvrage
<b><math>1 &gt; F_s</math></b>	danger
<b>1-1,25</b>	securité.contostable
<b>1,25-1,4</b>	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants  Sécurité contestable pour les barrages. Ou bien quand la rupture serait catastrophique
<b><math>F_s &gt; 1,4</math></b>	Satisfaisante pour las barrages

#### **II.4 Recherche de coefficient de sécurité du talus**

Il est nécessaire de rechercher la surface présentant le plus faible coefficient de sécurité. si on suppose que cette surface est circulaire, la recherche pourra se faire de manière systématique en faisant varier le centre du cercle aux nœuds d'une grille rectangulaire définie à l'avance et en faisant également varier les rayons des cercles. il existe de nombreux logiciels permettant de traiter ces problèmes. Certains logiciels proposent des procédures de recherche automatique du centre du cercle le plus défavorable.

## II.5 les éléments de base du calcul

Toutes les méthodes de calcul de stabilité nécessiteront de connaître :

- la nature des terrains ;
- les propriétés mécaniques des terrains ;
- la géométrie en 2 ou 3 dimensions du talus ;
- les conditions hydrodynamiques (hauteurs d'eau et écoulements)
- les risques.

Deux familles de calculs peuvent être réalisées ;

### II.5.1 Calculs après glissement (étude à posteriori)

Il s'agit dans ce cas de comprendre et d'analyser le glissement (notamment pour éviter qu'il ne se reproduise d'autres glissements dans les mêmes conditions). On va chercher à améliorer la situation de manière à avoir une sécurité acceptable.

### II.5.2 Calculs avant le glissement (à priori)

Dans ce cas l'objectif du calcul c'est détermination la surface de glissement, qui, parmi l'infinité de surfaces de rupture envisageables, sera la plus critique.

Le calcul va donc consister à tester le plus grand nombre de surfaces possibles et à trouver par "tâtonnements" la surface la plus défavorable. chaque surface testée fera l'objet d'un calcul de stabilité qui fournira, en général la valeur de coefficient de sécurité  $F_s$ .

Le coefficient de sécurité du site sera le plus faible des valeurs obtenues.

## II-6 Les méthode de calcul

Plusieurs types de calcul sont possibles ;

### II-6-1 Glissement plan

Le modèle de calcul est celui d'un massif de sol infini reposant sur une interface plane sur un substratum, la figure suivante représente une tranche de sol et les forces qui lui sont appliquées  $W$  le poids du bloc de sol considéré,  $V$  et  $H$  les efforts sur les côtés du bloc,  $N$  et  $T$  les réactions normale et tangentielle à la base du bloc,  $U_L$  l'effort dû à la pression d'eau latérale, et  $U$  l'effort dû à la pression d'eau à la base.

Compte tenu de l'hypothèse de pente infinie, on peut admettre que  $V = 0$  et que  $H$  et  $U_L$  s'équilibrent de part et d'autre. En écrivant que la résultante des forces

appliquées est nulle, on peut calculer  $N$  et  $T$ , ainsi que le coefficient de sécurité  $F_s = T_{max} / T$ .

Le critère de rupture de Coulomb s'écrit

$$T_{max} = c' \frac{dx}{\cos \beta} + (N - U) \operatorname{tg} \phi'$$

On obtient l'expression suivante pour

$$F = \frac{2}{\sin 2\beta} \frac{c'}{\gamma} + \frac{(\gamma h - \gamma_w h_w) \operatorname{tg} \phi'}{\gamma h \operatorname{tg} \beta}$$

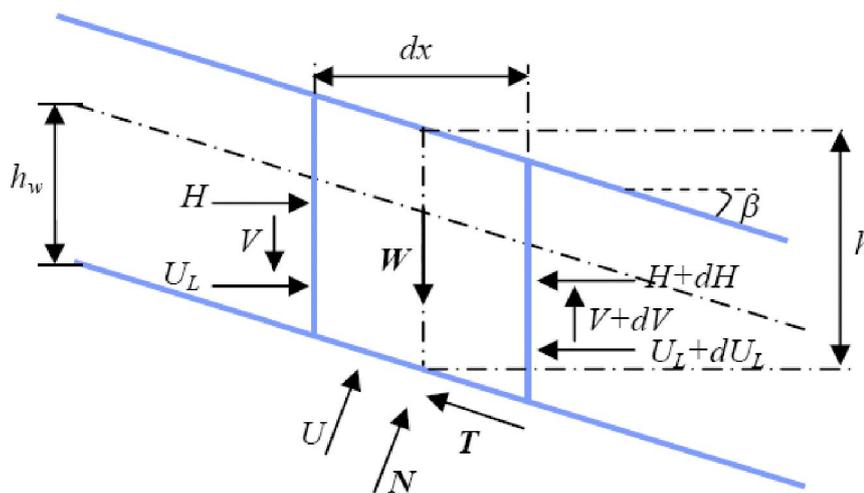


Figure II.1 les différentes forces agissant sur une tranche

## II-6-2 Ruptures rotationnelles (calculs à l'équilibre limite)

Dans des terrains plutôt meubles et homogènes, les surfaces de rupture observées seront souvent circulaires en deux dimensions et ellipsoïdales en trois dimensions, la théorie du calcul à la rupture permet de montrer que pour un terrain homogène la forme théorique est en fait une spirale logarithmique

La plupart des calculs à l'équilibre limite considèrent que le problème est bidimensionnel, dans ce qui suit deux types de méthodes présentées: une méthode dite globale qui permet de déterminer le coefficient de sécurité d'un talus homogène et isotrope et les méthodes des tranches qui permettent d'effectuer des calculs pour une géométrie plus complexe.

### II-6-2-1 Méthode globale

Un calcul global peut être effectué dans le cas :

- Un terrain homogène et isotrope défini par ses caractéristiques  $\gamma$ ,  $c$ ,  $\varphi$  et par la pression  $U$  de l'aquifère
- Un talus de hauteur  $H$  faisant un angle  $\beta$  avec l'horizontal.

Le coefficient de sécurité des différents cercles peut être calculé analytiquement (si des hypothèses sur la répartition des contraintes le long de la surface de rupture sont effectuées) et le coefficient de sécurité du talus est le plus faible de ces coefficients.

### **II-6-2-2 Méthode des tranches**

Les méthodes les plus employées pour la résolution du calcul de la stabilité des talus de forme quelconque avec des lignes de glissement de forme quelconque, dans des sols hétérogènes, sont les nombreuses variantes de la méthode des tranches. 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
- La méthode de Janbu

#### **II -6-2-2-1 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 est le poids

- ✓ La répartition des  $N_i$  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 ;

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

On écrit également l'équilibre global des moments ce qui permet de trouver directement l'expression de  $F$

$$F_S = \frac{1}{\sum W_i \cos \alpha_i} \left[ \sum w_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + C_i \frac{b_i}{\cos \alpha_i} \right]$$

L'équation qui permet de déterminer  $F_s$  est la même que celle donnée par la méthode de Bishop pour une ligne de glissement circulaire mais les efforts normaux  $N_i$  ont une expression différente, ce qui conduit à une répartition différente des contraintes sur la base des tranches.

## II-6-2-2-2 Méthode de bishop

### a-Méthode simplifiée

L'extrême difficulté de mise en œuvre de la méthode générale a conduit Bishop à faire des hypothèses supplémentaires pour en rendre l'application plus abordable. Il suppose donc que pour tout  $i$ ,  $(V_i - V_{i+1})=0$ , ce qui équivaut à considérer les efforts inter tranches uniquement horizontaux dans cette méthode, on considère que :

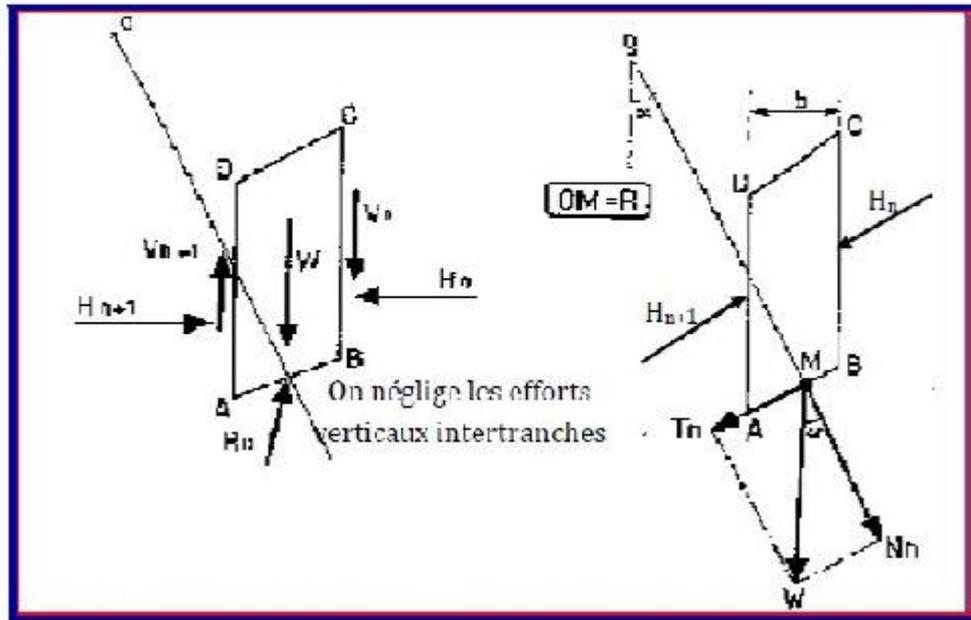
- La ligne de glissement est toujours de forme circulaire.
- Les efforts verticaux inter tranches sont nuls  $(V_n - V_{n+1})=0$

Il n'est pas nécessaire de vérifier toutes les équations de la statique du fait qu'on se contente de :

$N$  équations relatives à l'équilibre vertical de chaque tranche.

- l'équation du moment global.
- Pour les inconnues que sont les  $n$  efforts normaux  $N_i$  et le facteur de sécurité  $F_s$ .
- On ne vérifie donc pas l'équilibre des moments pour chaque tranche.

C'est une méthode couramment employée qui semble donner des résultats très voisins de la méthode générale.



**Figure II.2 Les forces agissant sur une tranche méthode de Bishop Simplifiée**

### **b-Méthode détaillée**

Les composantes  $V_i$ ,  $V_{i+1}$  et  $H_i$ ,  $H_{i+1}$  des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur AB, donc influence la réaction  $R_n$

Bishop a publié en 1955 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant de calculer le coefficient de sécurité en tenant compte de ces sollicitation. Le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) est donné par la formule générale :

$$F_s = \left( \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin a} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(w - u_n \cdot b) \tan \varphi_i + c_i \cdot b}{\cos a + \sin a \cdot \frac{\tan \varphi_i}{F_s}}$$

U : pression interstitielle agissante sur l'arc.

C : cohésion effective.

$\varphi$  : angle de frottement interne effectif.

Pour déterminer  $F_s$ , il faut :

1-Procéder par itérations successives car  $F_s$  figure aux deux membres de l'équation.

2- Définir  $V_n$  et  $V_{n+1}$  , pour cela il faut faire une hypothèse supplémentaire, par exemple admette que le long des plan verticaux les contraintes sont proportionnelles a la distance vertical de leur application à la surface libre (c'est à dire proportionnelle au poids des terres).

Compte tenu de l'équation régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, il sera alors possible de définir  $V_n$ ,  $V_{n+1}$  toutefois, se calcul est très lourd et bien entendu ne peut être pratiquement réalisé que par ordinateur.

### **II -6-2-2-3 Méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le plan vertical du talus en des éléments caractérisés par une loi de comportement ayant et à propriétés mécaniques variables dans l'espace. elle permet d'évaluer les contraintes et déformation aux nœuds des éléments. Le calcul peut être mené par tout programme général d'éléments finis, ou avec un logiciel spécialisé dans la modélisation géotechnique, tel que le Plaxis, flac...ect

### **II-7 Conclusion**

Un des problèmes les plus fondamentaux des méthodes de calcul à la rupture de la stabilité des talus est la définition de la forme de la ligne de rupture.

Pendant longtemps, l'étude de la stabilité des talus a été basée sur l'hypothèse d'une rupture plastique le long d'une surface cylindrique circulaire

Le cercle est la forme géométrique la plus utilisée en raison de la grande commodité de calcul qu'il procure.

Pour éviter la rupture des talus, des recherches ont été faites pour arriver à comprendre ce phénomène de rupture et d'établir sa stabilité en faisant introduire un coefficient de sécurité calculé par diverses méthodes

Beaucoup d'auteurs, ont effectué plusieurs essais sur différentes méthodes en prenant plusieurs exemples.

Pour le calcul du coefficient de sécurité deux grandes familles de méthodes sont généralement utilisées, on retrouve celles qui sont basées sur l'équilibre limite et qui utilise une loi rigide plastique et celles qui considèrent que le sol est déformable et utilisent des lois élasto plastique, ces dernières sont généralement numériques.

### III-1 Introduction

La réduction du risque naturel est une manière de limiter et de maîtriser les conséquences négatives d'une catastrophe de mouvement de terrain, cette réduction est définie par la recherche des solutions et de l'exécution des travaux de stabilisation (terrassment, drainage, soutènement. .etc.)

Cette solution doit tenir compte de la faisabilité des travaux liés à :

- ✓ **Coté résistance** : la méthode doit assurer la stabilité du talus, ainsi le mode de renforcement ne génère aucun risque d'augmenter les efforts moteur de talus.
- ✓ **Coté économique** : le mode de renforcement doit être le moins coûteux et le plus disponible dans le marché, car il y a des modes de renforcement qui nécessitent une importation, en règle générale on utilise ce qui est disponible (locale) et moins coûteux.
- ✓ **Coté technologique (ouvrabilité et maniabilité)**: la méthode de renforcement doit être simple et ne demande qu'un minimum d'effort pour la réaliser facilement.

### III-2 Les différentes méthodes de confortement

D'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en :

- a) Terrassements (modifications géométriques comme déchargement, reprofilage et substitution, réduction de la pente).
- b) Diminution de la pression d'eau par drainage
- c) Renforcement par inclusions rigides ou souples (clouage ou géotextile).

#### III.2.1 Terrassement:

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel.

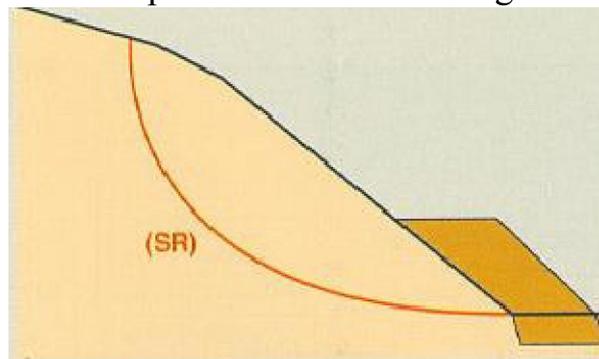
On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- ✓ Les conditions sur l'équilibre des masses (allègement en tête et butée en pied)
- ✓ Les actions sur la géométrie de la pente (purge et reprofilage)
- ✓ Les substitutions partielles ou totales de la masse glissée (bêches, contreforts, masques, éperons)

#### III.2.1.1 Butée de pied

Le chargement en pied (ouvrage de butée également appelé banquette dans certaines configurations) agit de deux manières, d'une part, il équilibre les forces motrices et d'autre part il permet de contenir le déplacement de la masse instable. La stabilité au garant glissement suppose deux vérifications :

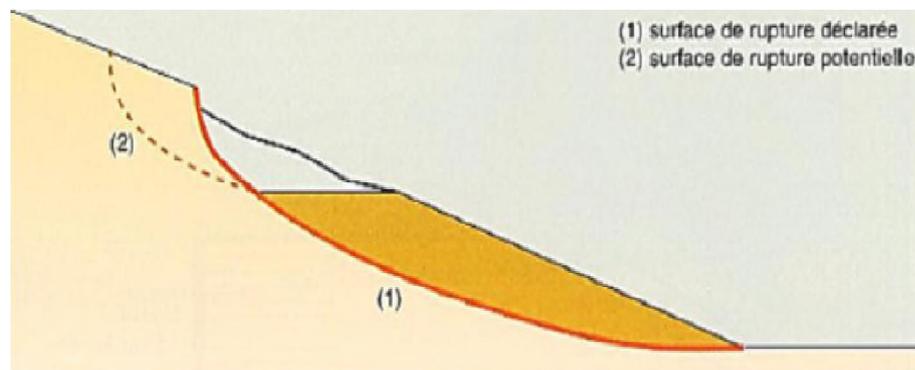
- L'ouvrage de butée doit limiter les risques de reprise du glissement en amont.
- L'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autre glissement en aval.



**Figure III-1 Butée de pied**

### III.2.1.2 Allègement en tête

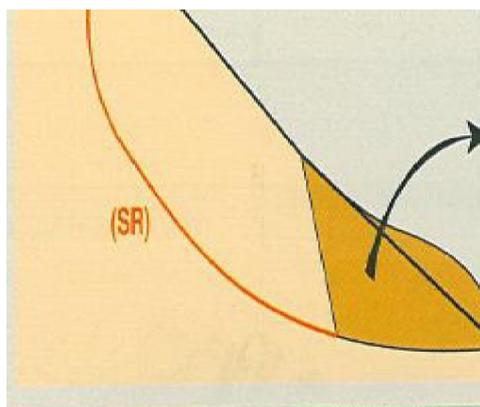
L'allègement en tête de glissement consiste à venir terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire, etc.).



**Figure III-2 Dimensionnement d'un allègement en tête**

### III.2.1.3 La purge

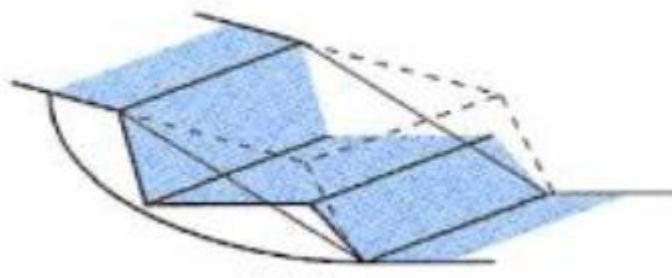
Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé, à condition que la surface mise à nu soit stable



**Figure III.3** Purge

#### **III.2.1.4 Reprofilage :**

Il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais, et il est de pratique courante. Notons que l'exécution de risbermes a l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires.



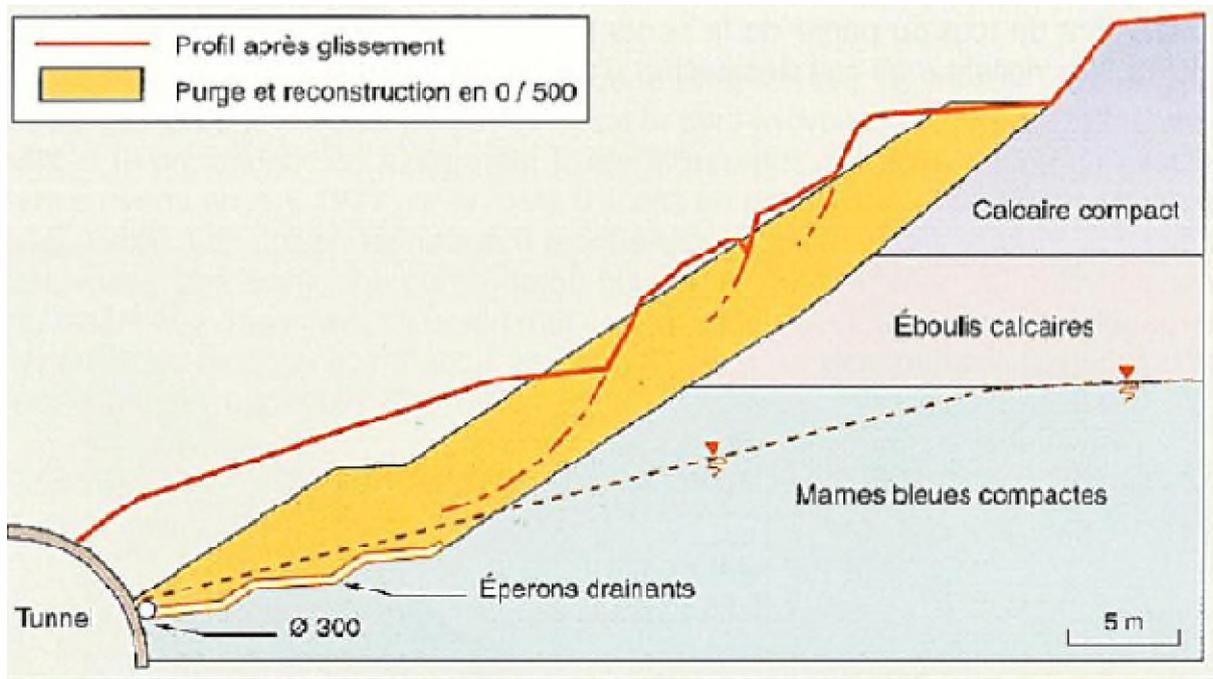
**Figure III.4** Reprofilage

#### **III.2.1.5 Substitution totale ou partielle**

La substitution totale consiste à venir purger l'ensemble des matériaux glissés ou susceptibles de glisser, et à les remplacer par un matériau de meilleure qualité. Cela permet de reconstituer le profil du talus initial. Il importe de vérifier la stabilité au cours des phases de travaux et celle du talus définitif dans lequel on prend en compte les caractéristiques du matériau de substitution et du matériau en place.

La substitution de matériaux glissés suppose que l'on connaisse le volume de matériaux concerné, que l'on excave plus profondément que la surface de rupture, et que l'on réalise des redans afin d'assurer un bon accrochage entre le substratum et le sol d'apport. La tenue des talus provisoires de la purge dépend des conditions de terrassement, de la météorologie.etc.

Des substitutions partielles sont souvent employées, sous forme de bèches ou de contreforts discontinus. Le coefficient de sécurité de la pente ainsi traitée peut être estimé.



**Figure III-5 Substitution totale des matériaux glissés au droit de la tête sud du tunnel**

### III.2.2 Dispositifs de drainage

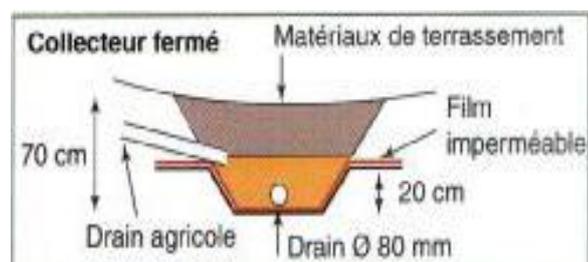
Très souvent, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Le géotechnicien doit étudier des solutions ayant pour objectif de réduire l'action de l'eau.

Le drainage a pour but de réduire les pressions interstitielles le long de la surface de glissement et ainsi d'augmenter la résistance au cisaillement du terrain. Différentes techniques peuvent être appliquées pour atteindre cet objectif.

#### III.2.2.1 Collecte et canalisation des eaux de surface (drainage de surface)

Les assainissements et les drainages de surface collectant les eaux de ruissellement, limitent les infiltrations et permettent ainsi d'éviter la saturation des terrains. Ils agissent aussi en diminuant l'alimentation des nappes.

Ils empêchent également les érosions de surface qui, à terme, peuvent conduire à des désordres et à des instabilités. Les eaux collectées doivent être évacuées vers des zones non sensibles. Les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes), bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.



**Figure III-6 drainage de surface**

### III.2.2.2 Tranchées drainantes

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment employés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau.

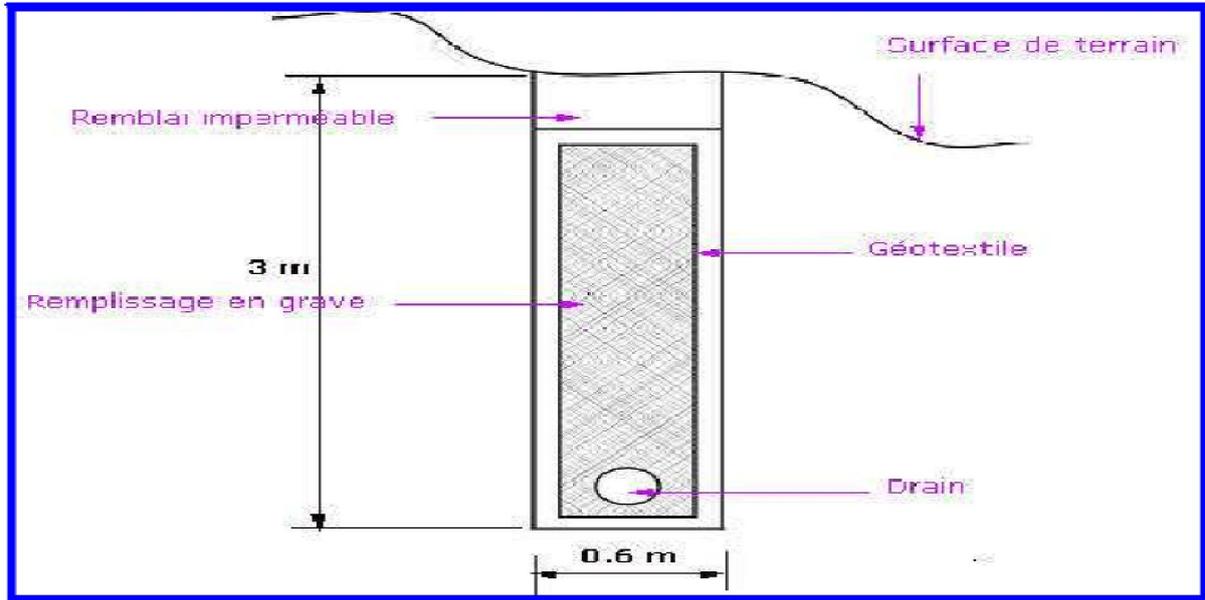


Figure III-7 Une tranchée drainante

### III.2.2.3 Drains subhorizontaux

Lorsque les contraintes d'accessibilité du site ou les conditions de circulation interdisent la réalisation de tranchées, l'installation de drains subhorizontaux peut permettre de diminuer les pressions interstitielles et de décharger des aquifères localisés.

La technique consiste à réaliser de nombreux forages avec une faible pente sur l'horizontal  $2^\circ$  à  $5^\circ$  et à y placer des tubes crépines. Ces tubes sont généralement en PVC de 50 à 80 mm de diamètre, parfois en acier lorsque des grandes déformations sont susceptibles de se produire.

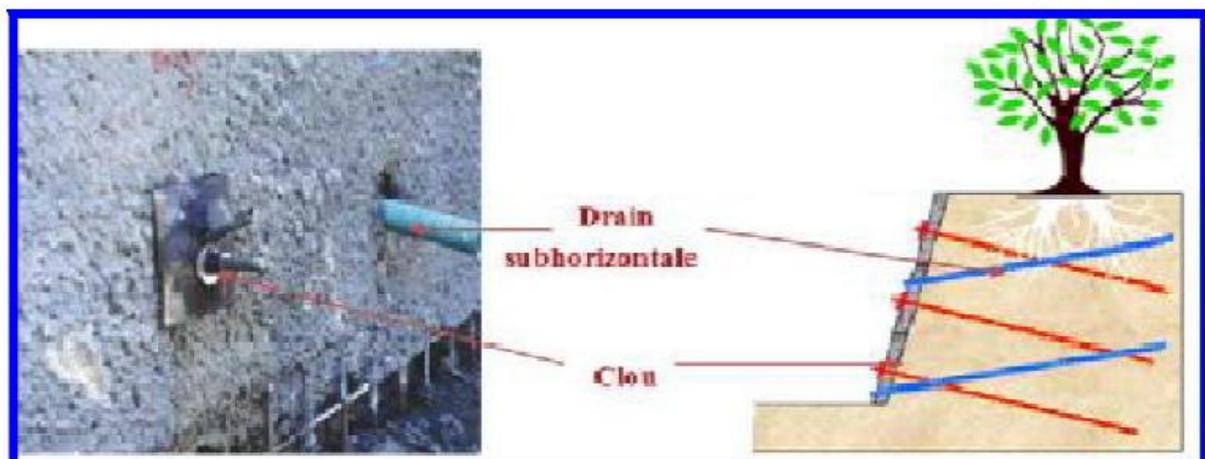
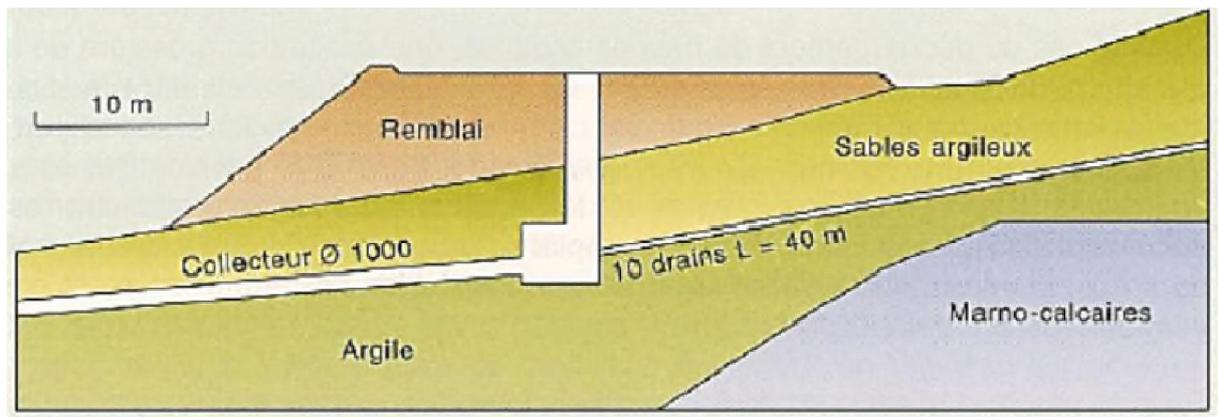


Figure III-8 Drains subhorizontaux.

Le glissement de Chatel-Guyon par exemple s'est produit dans des formations de sable argileux surmontant des argiles et marno- calcaires. Il a été provoqué par la construction d'un remblai routier sur ces formations saturées. Pour la solution de stabilisation il a été décidé de réaliser une dizaine de drains subhorizontaux de pente 9°, de 40m de longueur



**Figure III-9 Drainage du glissement de Chatel-Guyon (France).**

### III.2.3 Introduction d'éléments résistants

On appelle éléments résistants les structures suivantes :

- ✓ murs de soutènement
- ✓ tirants d'ancrage et murs ancrés
- ✓ clouages par des barres, des micros pieux
- ✓ rangées de pieux, de barrettes ou de profilés métalliques, etc.

Ces techniques ne s'attaquent pas à la cause des mouvements mais visent à réduire ou à arrêter les déformations. Elles sont intéressantes dans les cas où les solutions curatives (terrassements et drainages) ne peuvent pas être techniquement ou économiquement mises en œuvre.

On peut également introduire des éléments résistants à titre préventif, de façon à éviter les déplacements, dont une conséquence serait de diminuer la résistance au cisaillement des sols. La compatibilité des déplacements du sol et des structures doit être prise en compte lors du choix de ce type de technique. En effet, dans le cadre de travaux de stabilisation de glissements de terrain très actifs, l'exécution d'ouvrages rigides tels que des tirants précontraints n'est pas envisageable les déplacements du sol conduiraient à la rupture des tirants. Il est préférable de construire, dans ces cas, des ouvrages qui supportent mieux les déformations.

### III.3 Les éléments résistants

Les renforcements par des éléments résistants sont classés en deux catégories :

- Les renforcements rigides :

Il s'agit d'un ouvrage de soutènement qui est conçu pour créer une dénivelée entre les terres situées à l'amont, c'est-à-dire soutenues par celui-ci, et les terres

situées à l'aval, en contrebas de l'ouvrage. A ce titre, il est soumis aux efforts provenant des terres soutenues (poussée des terres) et éventuellement de l'eau. Le mode de fonctionnement d'un ouvrage peut alors être défini en fonction de son comportement vis-à-vis de ces efforts, et plus précisément selon la manière dont il va sollicitée résistance du sol de fondation, ainsi que celle des éléments qui le constituent.

- Les ouvrages souples :

Il s'agit de murs construits à partir d'éléments préfabriqués : murs en blocs préfabriqués, murs cellulaires, talus renforcés par géotextiles, armatures métalliques ou synthétiques, etc.

Ces ouvrages fonctionnent comme des massifs poids. On les dimensionne en vérifiant la sécurité vis-à-vis de deux mécanismes de rupture : la rupture interne (la méthode de calcul dépend du type d'ouvrage et de la modélisation de l'interaction sol-structure) et de la rupture externe. Et voici quelque exemple des éléments de renforcement résistants :

### III.3.1 Mur de soutènement en béton armée :

Les murs de soutènement en béton armé, également appelés murs cantilever, sont très couramment employés. Ils sont constitués d'un voile résistant en béton armé encastré sur une semelle de fondation, en béton armé également, et généralement horizontale. Celle-ci comprend le patin, situé à l'avant du voile, et le talon, situé à l'arrière. La semelle peut être pourvue d'une bêche pour améliorer la stabilité de l'ouvrage au glissement. Cela peut être le cas notamment lorsque la bonne résistance du sol de fondation et/ou des problèmes

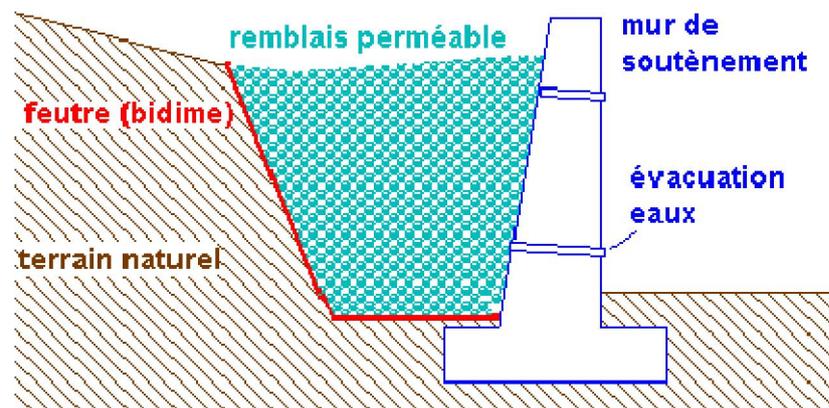


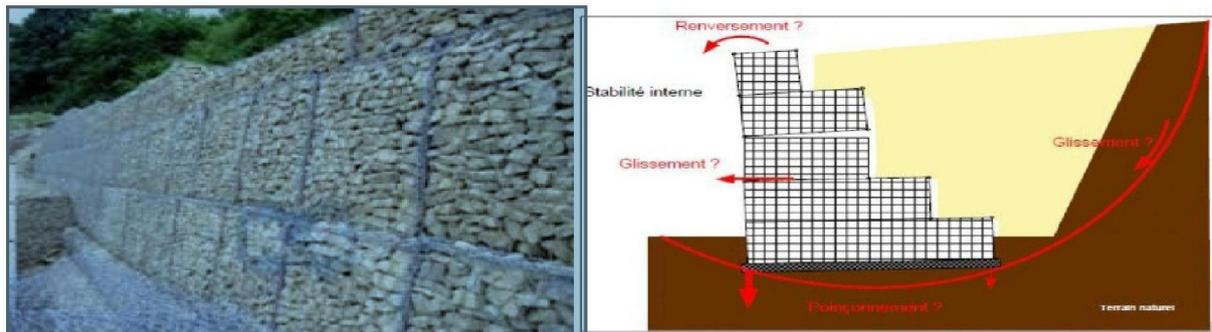
Figure III-10 mur de soutènement

### III.3.2 Les murs en gabions grillagés

Le mur gabion est un ouvrage formé de paniers en treillis remplis de pierres et empilés les uns sur les autres.

Les gabions doivent être placés par rangs horizontaux concurremment à l'érection du remblai et la mise en place du géotextile. Le couvercle doit être solidement attaché au reste du gabion avec le fil à ligature ou les anneaux tout au long des extrémités et des diaphragmes. Toutes les arêtes horizontales de deux gabions adjacents doivent être ligaturées ensemble.

Cette méthode est utilisable surtout dans les soutènements d'ouvrages, de chaussées, stabilisation de talus.



**Figure III-11 murs en gabion**

### III.3.3 Les rideau en palplanches métalliques :

Les palplanches métalliques à module sont des profilés rectilignes, obtenus par laminage à chaud ou profilage à froid, et mis en œuvre verticalement dans le sol, généralement par battage, vibrage ...etc., Conçues pour s'enclencher les unes avec les autres, elles permettent de réaliser des rideaux continus relativement étanches, rectilignes, courbes, présentant des angles et pouvant former des enceintes fermées.

Les palplanches métalliques sont particulièrement bien adaptées pour la réalisation d'ouvrages de soutènement (et d'étanchement) en site aquatique et, d'une manière plus générale, en présence d'eau (nappe phréatique).

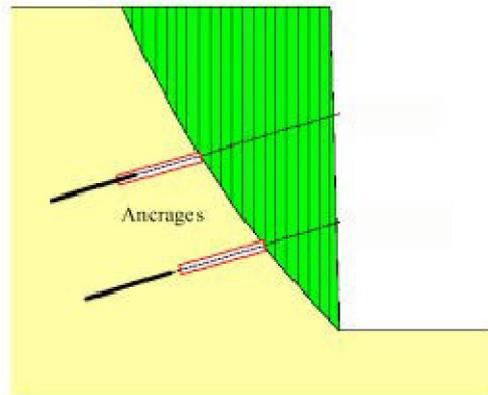


**Figure III-12 ouvrage de soutènement en palplanche**

### III.3.4 Tirants d'ancrages

Les tirants d'ancrage précontraints sont des éléments de construction dont la fonction est de transmettre des efforts au sol, sol meuble ou rocher, par l'intermédiaire d'armatures actives. Ils comportent trois parties principales :

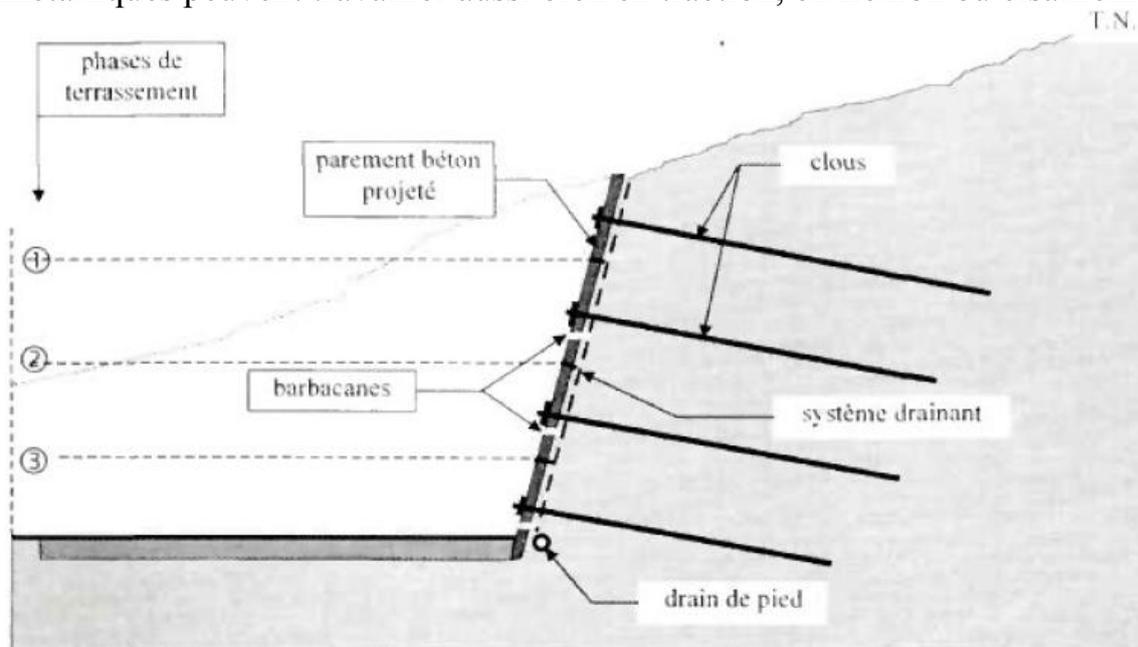
- la longueur de scellement qui transmet l'effort au sol à la profondeur définie par l'auteur du projet, elle ne doit pas être inférieure à 3 m.
- la longueur libre qui permet l'allongement du câble lors de sa mise en tension. Dans le but de limiter les pertes de force d'ancrage au cours de la durée d'utilisation de l'ouvrage, elle ne devrait pas être inférieure à 7 m.
- la tête d'ancrage qui maintient le câble tendu et transmet l'effort du câble à la structure ancrée.



**Figure III-13 tirant d'ancrage**

### III.3.5 Clouage

C'est une technique de renforcement des sols. C'est une méthode de construction permettant d'assurer la stabilité des talus en plaçant des inclusions rigides - en général métalliques - soit par forage et injection d'un coulis pour lier l'inclusion au terrain, soit par battage de barres métalliques. Ces inclusions métalliques peuvent travailler aussi bien en traction, en flexion ou cisaillement.

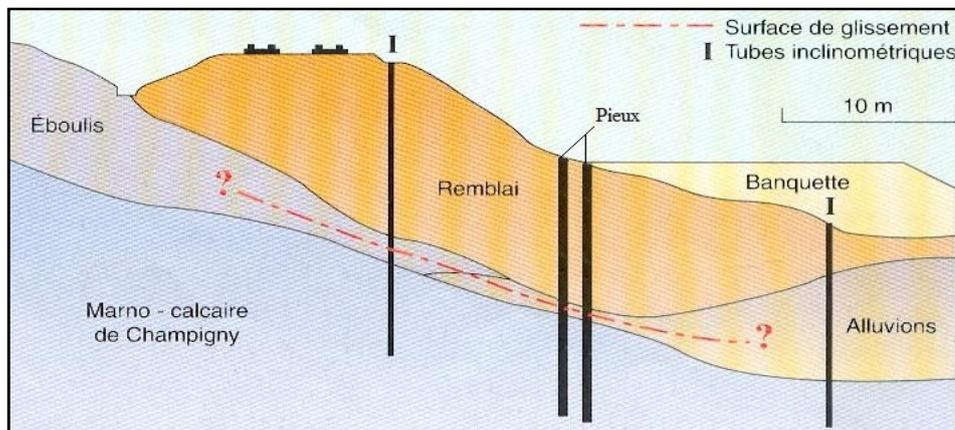


**Figure III.14 méthode de clouage**

### III.3.6 Clouage par pieux ou micro pieux

Ces ouvrages font partie de la famille des protections actives, les pieux travaillent principalement en flexion /cisaillement.

Le dimensionnement d'un renforcement par pieux consiste à déterminer la cinématique des déplacements le long de la surface de rupture, et d'en déduire la géométrie des pieux (maillage, longueur, diamètre) de façon à ce que leur résistance à la flexion augmente le coefficient de sécurité global du massif.



**Figure III.15 Renforcement par pieux**

### III.3.7 Renforcement géosynthétiques

Ouvrages constitués d'un massif de remblai mis en place par couches successives compactées entre lesquelles sont disposés des éléments de renforcement géosynthétiques (nappes géotextiles, géogrilles, bandes, etc.) reliés à un parement (parement géotextile obtenu par retournement des nappes, parement géotextile végétale ...etc.)



**Figure III-16 positionnements des nappes géotextile**

### III.3.8 Pneu sol

Le procédé Pneu sol est une association de pneus entiers et de sols, utilisée pour la construction de murs de soutènement.

Le mot "pneus" désigne tous les éléments du pneu usagés (deux flancs, une bande de roulement) ou les pneus entiers qui sont associés linéairement ou en nappes et susceptibles de supporter des efforts de traction importants. Le mot

"sol" englobe toutes les variétés de terrains naturels, artificiels ou des déchets divers. Cette méthode est utilisée aujourd'hui :

- En soutènement
- En réducteur de poussée
- En raidissement de pente
- En absorbeur d'énergie
- En remblais léger
- En protection des pentes et berges



**Figure III-17 technique pneu sol**

#### **III-4 Conclusion**

Il existe plusieurs techniques de confortements des glissements de terrains qui dépendent des conditions de site (caractéristiques mécanique et morphologique des terrains instables) et du facteur de sécurité recherché. Les méthodes de confortement peuvent intervenir sur la modification de la géométrie du site.

Le choix des techniques de renforcement s'effectue selon les critères habituels : coût, rapidité de mise en œuvre, durabilité, disponibilité, compétence des entreprises locales....etc.

## IV-1-Introduction

L'analyse d'un glissement de terrain nécessite des investigations géotechniques basées sur des sondages carottés et des essais in situ ainsi que des essais de laboratoire et des études préliminaires basées sur des visites et des enquêtes sur site.

Le site étudié, est affecté par un affaissement de la chaussée où des fissures longitudinales et rupture du talus aval de la route sont observés.

Dans ce chapitre, une collecte des données spécifiques au site sont présentés, à savoir les données géologiques, hydrogéologiques, hydrologiques, sismiques et climatiques.

## IV-2-Situation du site à étudier

Le site du glissement est situé sur une section de la RN 24 localisé au nord de Seket commune de Toudja, wilaya de Bejaia.

Le secteur d'étude est situé à 45 Km du chef-lieu de la wilaya de Bejaia.



**Figure I-15 La zone d'étude [Google Earth]**

## IV-3-Description du site de Glissement

C'est un glissement de grande ampleur situé au piedmont du versant Nord de Seket, incisé par un ravin considéré comme une zone d'accumulation de produits d'altération.

Le glissement s'est développé sur un terrain constitué par des éboulis à matrice argileuses reposant sur des bancs de grés intercalés avec des pelites.

Le glissement s'est manifesté sur une longueur de 200m et une largeur de 120 m environ.



**Figure IV-2 Localisation du site de glissement (photo prise en 2016-DTP de Bejaia)**

#### **IV-4 Indices d'instabilités**

Plusieurs secteurs ont été affectés par le mouvement de terrain. A travers les visites techniques au site glissé, où il à été constaté les dégradations suivantes ;

- Fissures multidirectionnelles importantes au niveau de la RN24, rupture du talus aval de la route.
- Affaissement de la partie avale de la chaussée avec d'importants escarpements (allant jusqu'à 3 m) en cascades et basculements des garde-corps de la chaussée
- Ce versant a enregistré des dégradations de type érosions, escarpements et des dépressions (zone de stagnation des eaux).

Les différents signes d'instabilités et les conséquences érosives engendrées par ces instabilités sont illustrés sur les figures suivantes :



**Figure IV-3 : Fissures et ruptures sur la chaussée (photo prise en 2016 - DTP de Bejaia)**



**Figure IV-4 Fissures de traction ( photo prise en 2016-DTP de Bejaia)**



**Figure IV-5 La stagnation des eaux (photo prise en 2016-DTP de Bejaia-)**

#### **IV-5 Géomorphologie régionale**

Le site de point de vue géomorphologique, est une surface topographique inclinée, situé au pied d'un massif accidenté, ayant une pente moyenne à élevée (une pente moyenne de 20° par rapport à l'horizontale), traversé par divers accidents, raviné par plusieurs thalwegs et surmonté par une colline (grès, marnes gréseuses marno calcaire), qui présente un relief irrégulier

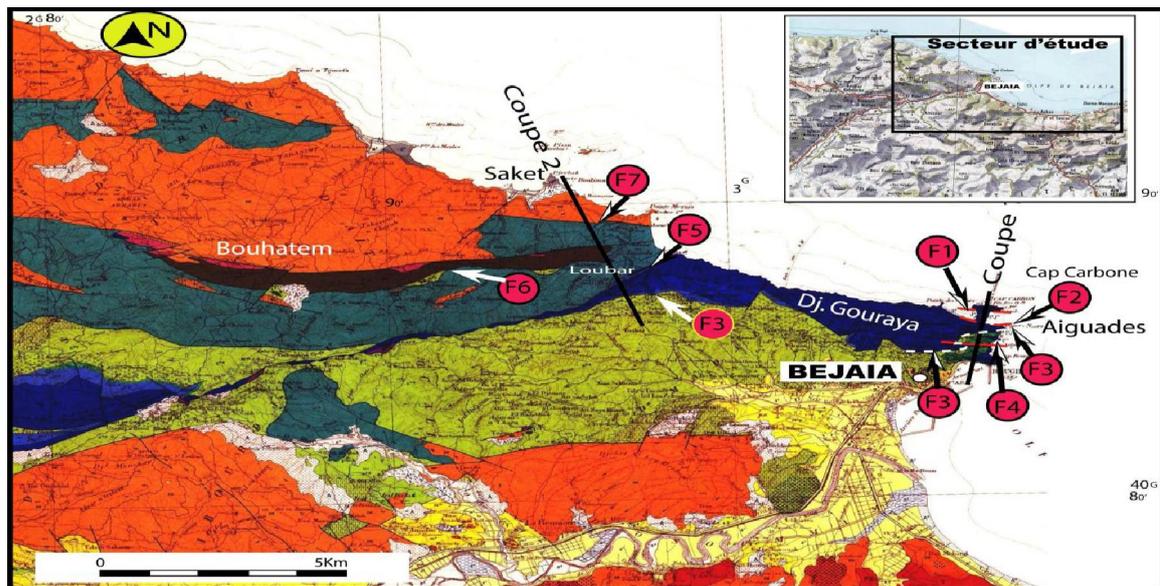
#### **IV-6 Géologie régionale**

La géologie de la région de Bejaïa est représentée par des terrains alluvionnaires de l'Oued Soummam, secondaires et tertiaires des anticlinaux de Djebel Gouraya et Adrar Oufernou.

La carte géologique de Bejaïa ( échelle de l'année 1959) a permis de distinguer la série stratigraphique suivante :

- Le quaternaire représenté par des alluvions anciennes et récentes de l'Oued Soummam, dunes et sables aux côtés et en bordure du Djebel Gouraya ;
- Le mio-pliocène à brèches de pentes recimentées passant sous les argiles de l'Oued Sghir. On retrouve ces niveaux argileux sur la rive droite de l'Oued Soummam ;
- Le nummulitique à deux faciès :
  - Faciès de base de la transgression représentée par des marnes et conglomérats à Bouhattem et par des calcaires gréseux dans la région de l'Oued Saket ;
  - Faciès flysch essentiellement gréseux en alternance avec des marnes schisteuses.

- Le sénonien marno-schisteux avec de nombreuses lentilles de conglomérats entourant le djebel Arbalou et la bordure Sud du djebel Gouraya, cette série se termine par un faciès flysch,
- L'albo-aptien flysch avec des alternances de schistes et des grès ;
- Le néocomien marno-schisteux dans le djebel Gouraya. Il est représenté par des schistes et calcaires sur le versant Nord de du djebel Arbalou qui surmonte le jurassique supérieur,
- Le lias-jurassique est essentiellement marno-calcaire au cap carbon il est représentée au djebel Oufernou par une alternance de marno-calcaire et marnes ;
- Un trias gypso-salin à marnes et dolomies.



**Figure IV-6 Carte géologique du littoral de Bejaïa (Source: carte géologique de l'Algérie 1 /500000)**

#### IV-6 Géologie du site étudié

Le tracé de la RN 24 traverse des formations gréseuses dans lesquelles sont inter stratifiées des pélites constituant le faciès flysch. Ces grès forment tantôt des entablements horizontaux, tantôt des arêtes et des parois très déchiquetées. Ce faciès flysch mis en place à l'oligocène a subi au quaternaire des phénomènes d'altération et d'érosion qui ont abouti à combler les dépressions par des dépôts de produits argileux très graveleux et blocs. Ces produits d'altération constituent une nappe d'éboulis à blocs gréseux enveloppés dans une matrice argileuse

#### IV-7 Sismicité

Suite au tremblement de terre de 21 Mai 2003 qui a frappé la wilaya de Boumerdès, le centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS) a

donné une classification sismique nouvelle du territoire national, dont il a été subdivisé en cinq zones de sismicité croissante :

- ✓ **Zone 0** : sismicité négligeable ;
- ✓ **Zone I** : sismicité faible ;
- ✓ **Zone IIa et IIb** : sismicité moyenne ;
- ✓ **Zone III** : forte sismicité.

La région de Bejaia n'est pas épargnée par le phénomène sismique, provoquant ainsi des désordres dans le milieu urbain. La région de Bejaia a été plusieurs fois secouée par les séismes. Les données montrent qu'elle est très active en secousses de moyennes intensités. Le mécanisme générateur est essentiellement lié à la présence d'un pli-faille à Kherrata

#### **IV-8- Hydrologie et hydrogéologie du site**

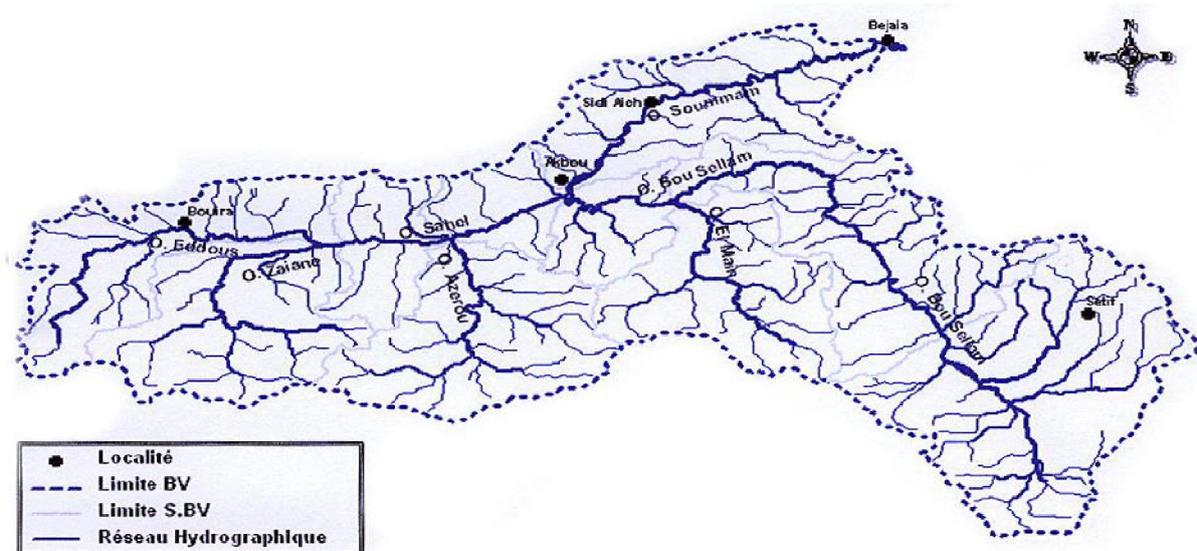
##### **IV-8-1- Hydrogéologie**

Les eaux souterraines sont contenues dans les différentes formations lithologiques, dans les argiles et les marnes argileuses. Leur débit très fort en période de pluie provoque une érosion très active, ce qui présente un danger pour la stabilité des sols.

##### **IV-8-2- Hydrologie**

Le réseau hydraulique est constitué de cours d'eau temporaires alimentés par de nombreux torrents le long des pentes de montagnes. Ces cours d'eau débouchent en majorité dans la mer. Les eaux pluviales provoquent des érosions, engendrant ainsi des instabilités de versant.

Les pentes naturelles du site, sont suffisantes pour drainer les eaux de pluies, une partie de cette eau est drainée par des thalwegs considérée comme collecteur des eaux de ruissèlement vers la mer et une autre partie s'infiltré à travers la couverture d'argile marneuse.



**Figure IV-7 Répartition du réseau hydrographique de Bejaia**

#### **IV-9-Climat de la région**

Bien que de nombreux glissements de terrains dans la région soient liés à des facteurs physiques ou anthropiques, beaucoup d'entre eux sont liés à des événements climatiques extrêmes tels que les précipitations fortes, ayant été suivies des températures estivales élevées.

La région de Bejaia se situe à proximité de la mer. Elle jouit d'un climat méditerranéen, avec de fortes précipitations.

##### **II.9.1 Pluviométrie**

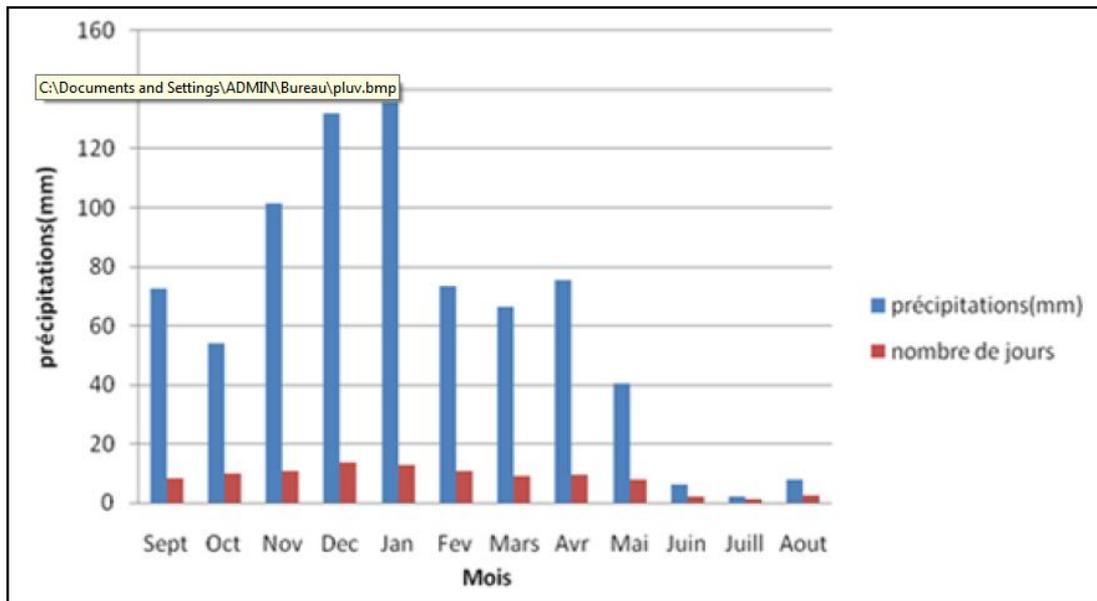
L'eau est un facteur essentiel dans le déclenchement des glissements des terrains, car il est responsable de la liquidité des sols, une fois le degré de saturation atteint.

Les données recueillies auprès du service météorologique de Bejaïa pendant une période de 10 ans (2005-2015), ont démontré que la région est marquée par une pluviométrie annuelle de **781.4 mm**, avec un maximum moyen de **135.7 mm** au mois de Janvier. Tandis que le minimum est de **2.2 mm** enregistré en Juillet

En effet, on constate d'une manière générale que pour l'ensemble des données obtenues par la station de Bejaïa, les mois les plus arrosés sont les mois d'automne et d'hiver ; de Septembre jusqu'au mois de Mai. Par ailleurs, les mois de Juin, Juillet et Aout représentent les mois secs. L'histogramme de la **figure (IV.8)** montre l'existence de deux périodes climatiques au cours de l'année :

**-Une période humide** : qui s'étend entre les mois de Septembre et Mai. On remarquera ici que dans la région d'étude, la période humide se prolonge pratiquement jusqu'au mois de Mai avec 40,3 mm de pluie concentrées sur 8 jours.

-Une **période sèche** : qui s'étend du mois de Juin au mois d'Aout, avec un minimum de 2,2mm en Juillet. C'est la période qui favorise la décohésion et la fissuration des sols argileux.



**Figure IV-8 Les moyennes mensuelles des précipitations de la station de Bejaia-aéroport**

En raison de cette répartition, la dynamique des versants est accentuée pendant la période de forte Précipitations ou les sols sont gorgés d'eau.

## II.9.2 Les températures

La température est également un élément fondamental en tant que facteur climatique vital.

La moyenne annuelle des températures est de l'ordre de **18°C**. Les mois de Juin, Juillet et Aout sont les plus chauds de l'année (la température varie de 22 à 35°C) ; cette augmentation des températures entraine une évaporation qui, sur des sols argileux, par donne naissance à des fentes de retraits dont l'importance est en fonction du degré de température atteint.

Lors de premières pluies, les eaux de ruissellement vont pénétrer dans les fentes de retraits, ce qui favorise la manifestation des glissements de terrains, une fois la saturation des sols atteinte.

## IV-10 Conclusion

Dans ce chapitre, la section de la route affectée par le glissement a été présentée avec des exemples de dégradation observés. Il apparaît, d'après ces observations, que les nombreux phénomènes d'instabilité observés résultent d'un ensemble de facteurs naturels et anthropiques, le site de glissement est

localisé sur un versant de pente moyenne à élevée 20% à 30%, avec une topographie irrégulière.

Les phénomènes d'érosion et de ravinement qui ont affecté le site, la sensibilité de remblai en présence d'eau de Ruissellements et des infiltrations des eaux de pluies conduisent à un lessivage des particules des sols, en plus des terrassements en pied du talus ont endommagé la route. On peut que le glissement est un glissement peu profond et se situe dans la couche de remblai.

## V-1 Introduction

La reconnaissance d'une zone instable commence d'abord par l'exploitation des documents bibliographiques tels que les cartes géographiques, les cartes topographiques, les photographies aériennes...etc. Mais ces données restent insuffisantes car elles renseignent seulement sur les affleurements de surface, donc il faut compléter ces données par des campagnes de reconnaissance qui interviennent comme moyens indispensables permettant de fournir des renseignements sur la nature lithologique des différentes couches, d'apprécier leur homogénéités et d'estimer leur caractéristiques mécaniques

Le calcul de la stabilité des talus revient à déterminer le facteur de sécurité minimum. Pour cela, il est nécessaire d'abord de déterminer les propriétés physico-mécaniques.

## V-2 Programme de Reconnaissances géotechniques

Plusieurs essais (essais in-situ et de laboratoire) ont été effectués par le laboratoire Soummam, afin d'obtenir des renseignements sur le comportement mécanique des sols. La campagne de reconnaissance géotechnique consiste à la réalisation de plusieurs essais :

- Sondages carottés,
- Sondage pressiométrique,
- Piézomètres.

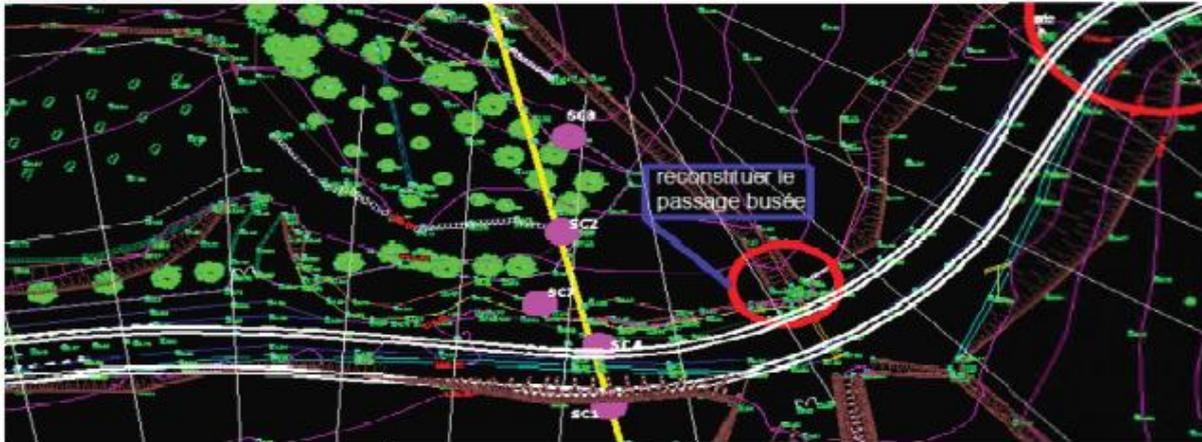
Sept sondages carottés ont été réalisés à des profondeurs différentes. Trois sondages (SC1, SC4 et SC7) ont été réalisés dans la zone où les instabilités sont les plus importantes. Les résultats de cinq sondages sont présentés dans le Tableau V- 1

**Tableau V-1 Résultats des sondages carottés**

N°DE SONDAGE	PROFONDEUR (m)	TYPE DE SOL
SC1	0.00-1.30	remblai
	1.30-1.80	Terre végétale
	1.8-6.00	Eboulis à matrice argileuse
	6.00-8.00	Bancs de grés
	8.00-10.00	Marnes schisteuses altérées
	10.00-13.20	Banc de grés
	13.20-16.00	Argiles marneuse
	16.00-22.00	Marnes schisteuses

<b>SC2</b>	<b>0.00-0.70</b>	Argile marneuse
	<b>0.70-13.00</b>	Argile marneuse
	<b>13.0-22.0</b>	Bancs métrique
	<b>4.30-12.00</b>	Banc métrique
<b>SC3</b>	<b>0.00 –0.50</b>	Remblais.
	<b>0.50 – 10.0</b>	Argiles graveleuses à caillouteuses.
	<b>10.0 – 17.0</b>	Argiles marneuses à amas de marnes.
	<b>17.00-22.00</b>	Grés intercalés avec des pelites
<b>SC4</b>	<b>0.00-5.00</b>	Terre végétale. graveleuses à
	<b>5.00-09.00</b>	Argiles beiges à rougeâtres caillouteuses
	<b>09.00-11.00</b>	Bancs centimétrique de grés.
	<b>11.00-13.00</b>	Argiles beiges à jaunâtres graveleuses à caillouteuses
	<b>13.00-15.00</b>	Eboulis gréseux à matrice argileuses
	<b>15.00-20.00</b>	Bancs de grés intercalés avec des argiles beiges
<b>SC5</b>	<b>0.00– 0.30</b>	Terre végétale.
	<b>0.30 – 4.30</b>	Argiles beiges à amas de marnes graveleuses à caillouteuses
	<b>4.30 – 12.0</b>	Alternance de grés et des argiles marneuses beiges
	<b>12.00 -15.00</b>	Alternance de grés et des schiste Argilite

L'image ci-dessous illustre la position des sondages dans zone concernée par les désordres.



**Figure v-1 : la position des sondages sur la zone concernée.**

### **V-2-2-Résultats du sondage pressiométrique**

Un sondage pressiométrique de 15m de profondeur a été implanté à proximité des sondages carottés, afin d'établir une corrélation entre les résultats des essais pressiométrique et la lithologie du terrain, ces essais ont permis de mesurer les paramètres suivants :

- Module pressiométrique  $E_m$ ,
- Pression de fluage  $P_f$ ,
- Pression limite  $P_l$ .

Des essais pressiométriques ont été effectués à chaque pas de 2m

Les valeurs de pressions limites et modules pressiométriques sont donnés dans le Tableau V-2

Tableau V-2 Les valeurs de pressions limites et modules pressiométriques

Profondeur(m)	Module de Pression		P <sub>0</sub> (bars)	Pression	
	déformation E(bars)	limite Pl(bars)		limite nette PI*=PI-P <sub>0</sub>	E/PI
2	57.41	9.8	0,2	7,8	5,85
4	95.73	16.47	0,4	17,07	5,81
6	317.16	19.86	0,6	19,26	15,97
8	992.43	21.53	0,8	20,73	46,1
10	1423.26	30.49	1	29,49	46,68
12	1699.33	32.76	1,2	31,56	51,87
14	3057.57	35.12	1,4	33,72	87,06
15	3 610.42	40.12	1,5	38,62	89,99

Tableau V-3 Classification des sols d'après L .Ménard

Le rapport	Nature de sol
$\frac{E_P}{P_L - P_0} < 5$	Argile remaniée et triturée
$5 < \frac{E_P}{P_L - P_0} \leq 8$	Argile sous-consolidée ou légèrement remaniée
$8 < \frac{E_P}{P_L - P_0} \leq 12$	Argile normalement consolidée
$8 < \frac{E_P}{P_L - P_0} < 15$	Argile légèrement surconsolidé
<b>Supérieure (&gt; 15)</b>	Argile fortement surconsolidé

### V-2-2-1 Interprétations des résultats des essais pressiométriques

Ces essais ont enregistré des valeurs faibles de pressions limites sur les quatre premiers mètres correspondent aux valeurs de remblai ou éboulis de pente puis deviennent moyennes le long de la profondeur investiguée.

La classification selon L. Ménard donne ;

-en surface (quatre mètre), Argile sous-consolidée ou légèrement remaniée

-en profondeur (supérieure 5 m) argile fortement surconsolidée

### V-2-3-Relevé piézométrique

Les relevés piézométriques permettent de définir la position de la nappe. Les relevés piézométriques des forages, montrent une fluctuation du niveau statique d'eau (entre 1m et 1.5m de profondeur) en période hivernale. Cette fluctuation traduit bien l'existence de nappe d'eau en subsurface.

**Tableau V-4 : Relevé piézométrique**

<b>Date de relever</b>	<b>Sondages</b>	<b>Niveau d'eau</b>
<b>Le 15-04-2017</b>	SC 3	1m
	SC 5	0,9m
<b>Le 20-05-2017</b>	SC 3	1.1m
	SC 5	1m

Ces résultats montrent, que la nappe est superficielle.

### V-3-Les essais de laboratoire

Des échantillons intacts prélevés dans les différents sondages et à différentes profondeurs ont été soumis à des essais physico-mécaniques ainsi qu'à une analyse chimique, les essais effectués sont

- ✓ Analyses granulométriques.
- ✓ Mesure des teneurs en eau et degré de saturation.
- ✓ Mesure des densités.
- ✓ Limites d'Atterberg.
- ✓ Essais de cisaillement à la boîte de Casagrande.
- ✓ réalisation analyse chimiques.

**Tableau v-5** Les résultats des essais au laboratoire

La couche		remblai	Eboule de pente	argile mareuse	banc grés de
Teneur en eau (W)		15.98	12.99	15.64	4.65
Densité Sèche $\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )		1.81	1.93	1.8	1.43
Densité Humide $\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )		2	2.07	2.05	1,93
Degré De Saturation (Sr%)		87.52	87.69	75.48	43.78
-Granularité	2mm	67.35	64	72	46.22
-% Tamisât	80 $\mu$	50.35	51	57.33	25.17
Limites D'Atterberg	W <sub>L</sub> %	56.32	52.76	51.65	34.78
	W <sub>P</sub> %	28.94	30.39	25.21	16.92
	IP	27.82	22.46	26	17.86
Cisaillement à La Boite	C <sub>UU</sub> bars	0.02	0.03	0.40	0.60
	UU °	12	21	12	12,6

#### V-4 Interprétation des essais de laboratoire

Le terrain est constitué (de haut en bas) de quatre couches essentielles, remblai, éboulis de pente, argile marneuse et bancs de grés.

##### a- Couche de remblai

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments Passent au tamis 80 $\mu$ .
- Ces sols ont donné des densités humides moyennes à élevées et des teneurs en eau moyennes.
- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement à très plastiques.
- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont indiquent des sols à cohésion faible.

##### b- Eboule de pente

- Les analyses granulométriques indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ .

- Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau moyennes.

- Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles moyennement plastiques.

- Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné des valeurs de cohésion faible.

#### **c- Argile marneuse**

- Les analyses granulométrique indiquent des sols fins car plus de 50% des éléments ne passent pas au tamis 80 $\mu$ .

-Ces sols ont donné des densités humides moyennes et des teneurs en eau faibles.

-Les limites d'Atterberg permettent de classer cette tranche de sol parmi les argiles très plastiques.

Les essais de cisaillement à la boîte non consolidé non drainé ont donné des valeurs qui indiquent un sol moyennement cohérent.

#### **d-Bon de grés**

-Les analyses granulométriques indiquent des sols grenus car plus de 50% des éléments passent au tamis 80 $\mu$ .

-Ces sols ont donné des densités humides élevées et des teneurs en eau faible.

-Les essais de cisaillement rectiligne non consolidé non drainé ont donné les valeurs de sol très cohérent.

#### **V-5 Analyse chimique :**

Cette analyse est effectuée pour la détermination de l'agressivité du sol, cet essai comporte :

-La teneur en carbonate

-La Teneur en sulfates

-la teneur en gypse

Les résultats de ces essais sont donnés par le tableau suivant

**Tableau V-6 Résultats d'analyse chimique**

désignation	Teneurs en anions de sulfate			
	% insoluble	%carbonate	%gypse	$SO_4^-$
Des échantillons				
SC2(2m)	90.57	7.4	Néant	Néant
SC3(4m)	94.3	3.73	Néant	Néant
SC5(6m)	93.7	4.65	Néant	Néant

D'après ces résultats, ces sols ne sont pas agressifs pour le béton

### V-6 Conclusion

La campagne de reconnaissance géologique et géotechnique du glissement a permis de connaître les caractéristiques physico-mécaniques du sol, ces paramètres serviront pour la phase suivante de l'étude de la stabilité

La reconnaissance géotechnique du site au moyen des essais in situ et essais de laboratoire a permis de dégager les conclusions suivant :

-En surface le terrain est couvert par des remblais et éboulis de pente. Ces couches reposent sur les couches d'argile marneuse et de banc de grés.

-Les résultats d'identification physique indiquent que le sol est moyennement humide et saturé.

## **VI-1 Introduction**

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 résultats des essais in-situ et de laboratoire ont permis de définir le profil géologique du terrain étudié (présentation des différentes couches et leurs caractéristiques physiques, mécaniques et chimiques). Dans ce chapitre on va étudier la stabilité du site déjà présenté en chapitre précédant, en utilisant les différentes méthodes de calcul.

En ce qui concerne l'étude de glissement présentée dans ce mémoire, deux logiciels de calcul ont été utilisés, l'un basé sur la méthode d'analyse limite appelé Géoslope, l'autre basé sur la méthode des éléments finis appelé Plaxis.

## **VI-2 l'étude de la stabilité du site**

### **VI-2-1 l'étude de la stabilité du site par logiciel géoslope**

#### **VI -2-1-1 Présentation de logiciel Géoslope**

Géoslope, est un logiciel qui analyse la stabilité des terrains en calculant un coefficient de sécurité et détermine la surface de rupture potentielle, il utilise la méthode des tranches basée sur l'analyse limite.

L'utilisation du logiciel Géoslope nécessite les différents paramètres des différentes couches de sol constituant le profil d'étude. Ces derniers sont déterminés par les essais de laboratoire et in situ déjà présentés dans le chapitre cinq, ces paramètres d'entrée sont ;

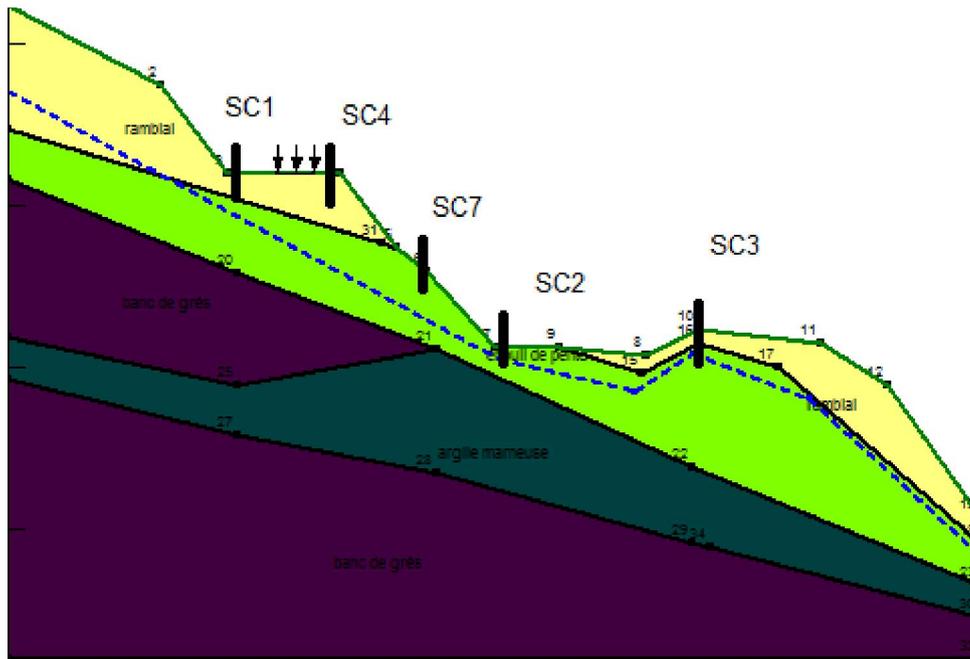
La masse volumique  $\gamma$  (KN/m<sup>3</sup>),

La cohésion  $c$  (KN/m<sup>2</sup>),

L'angle de frottement  $\phi$  (°).

#### **VI -2-1-2 Tracé du profil géotechnique (des différentes couches)**

La figure VI-1 présente le profil le talus à étudier. Ce profil a été réalisé selon les différents sondages effectués et les levées topographiques faites sur site (laboratoire Soummam) au total, le profil est formé de quatre couches de caractéristiques différentes.



**Figure VI-1** Profil géologique du sol

### VI -2-1-3 Choix des paramètres

Chaque couche est caractérisée par son poids volumique, sa cohésion et son angle de frottement. Le tableau VI-1 présente les différentes caractéristiques pour chaque couche,

**Tableau VI-1** Caractéristiques des couches du profil géologique

Couche de sol	Poids volumique $\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	Cohésion C(KN /m <sup>2</sup> )	L'angle de frottement $\phi$ (°)
<b>Remblis</b>	20	2	12
<b>Eboulée de pente</b>	20,7	3	21
<b>Argile marneuse</b>	20,5	40	12
<b>banc de grès</b>	23	60	12,6

On note que les charges sur la route est 10 KN/m.

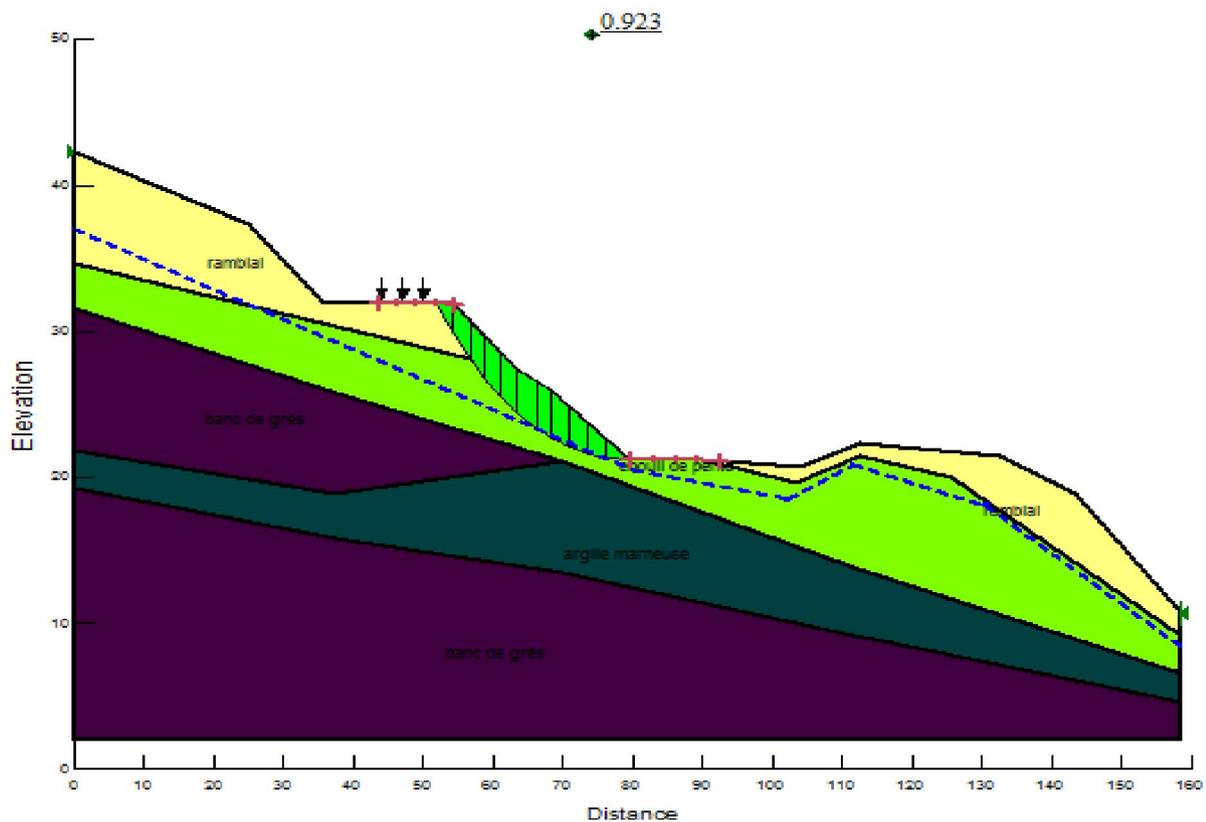
### VI -2-1-4 Calcul du coefficient de sécurité du talus avec Géoslope

Après que le profil a été tracé, les paramètres sont introduit, un calcul du facteur de sécurité est effectué avec différentes méthodes de calcul de stabilité, les valeurs du coefficient de sécurité  $F_s$  sont données dans le tableau VI-2.

**Tableau VI-2 les Valeurs du coefficient de sécurité**

Méthodes	coefficient de sécurité
Jambu	0.934
Fellenius	0.923
Bishop	0.96

Il ressort de cette étude, que le site d'étude est théoriquement instable, le coefficient de sécurité donné par les trois méthodes est inférieur à 1, la méthode de Fellenius a donné la valeur la plus faible (Figure VI-2), Le cercle de glissement est situé à une profondeur de 4 à 5,5 m.



**Figure VI-2 Coefficient de sécurité de la pente avec la méthode Fellenius**

#### VI -2-1-5 Travaux de confortement à envisager

Pour choisir une technique de confortement, on doit connaître les causes qui déclenchent cette instabilité, selon les observations sur site, les essais géotechniques, on peut dire que la couche d'éboulis de pente est affectée par le

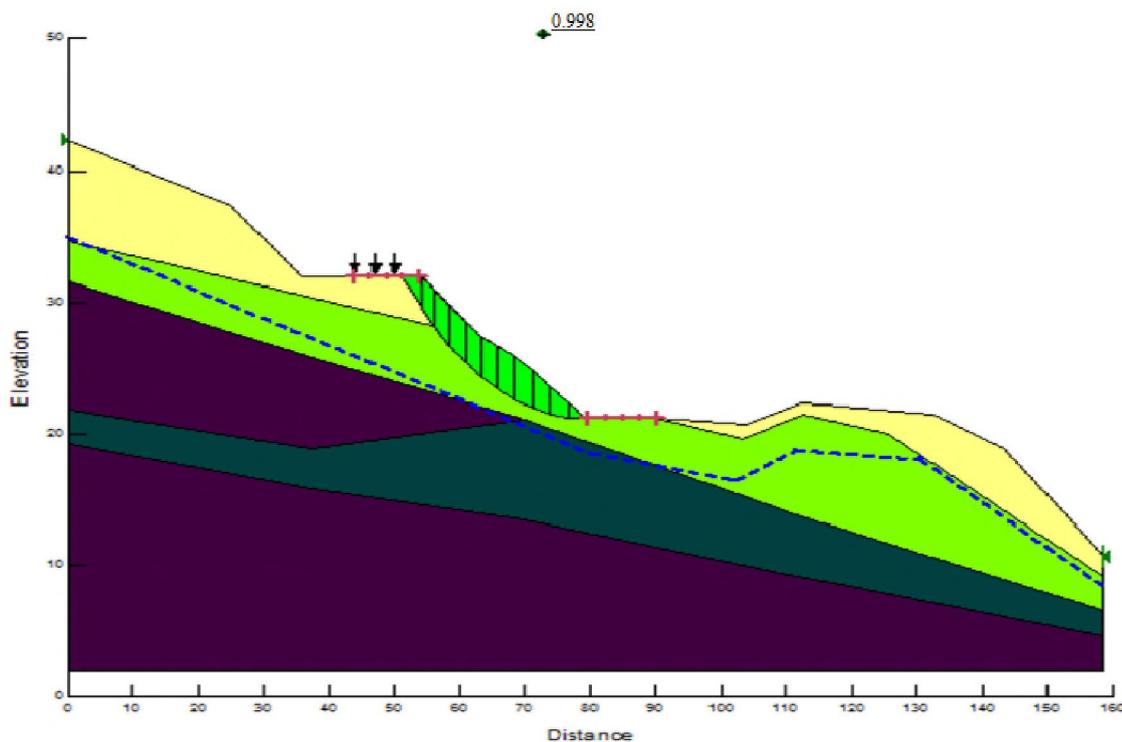
glissement car la nappe est superficielle ,d'une manière générale, les méthodes de confortement peuvent être groupées en deux groupes:

- Drainage.
- Renforcement.

Le deuxième type de confortement est l'inclusion de pieux en BA, qui est une solution efficace pour ce type de situation étant donné qu'ils peuvent être mis en place sans aggraver l'équilibre précaire du site.

#### **VI -2-1-6 Etude de la stabilité avec rabattement de la nappe**

un calcul de stabilité a été effectué avec la méthode de Fellenius sur le même profil en faisant rabattre le niveau de la nappe , le résultat est représenté sur la figure ci-dessous, le coefficient de sécurité est égal à 0.998.



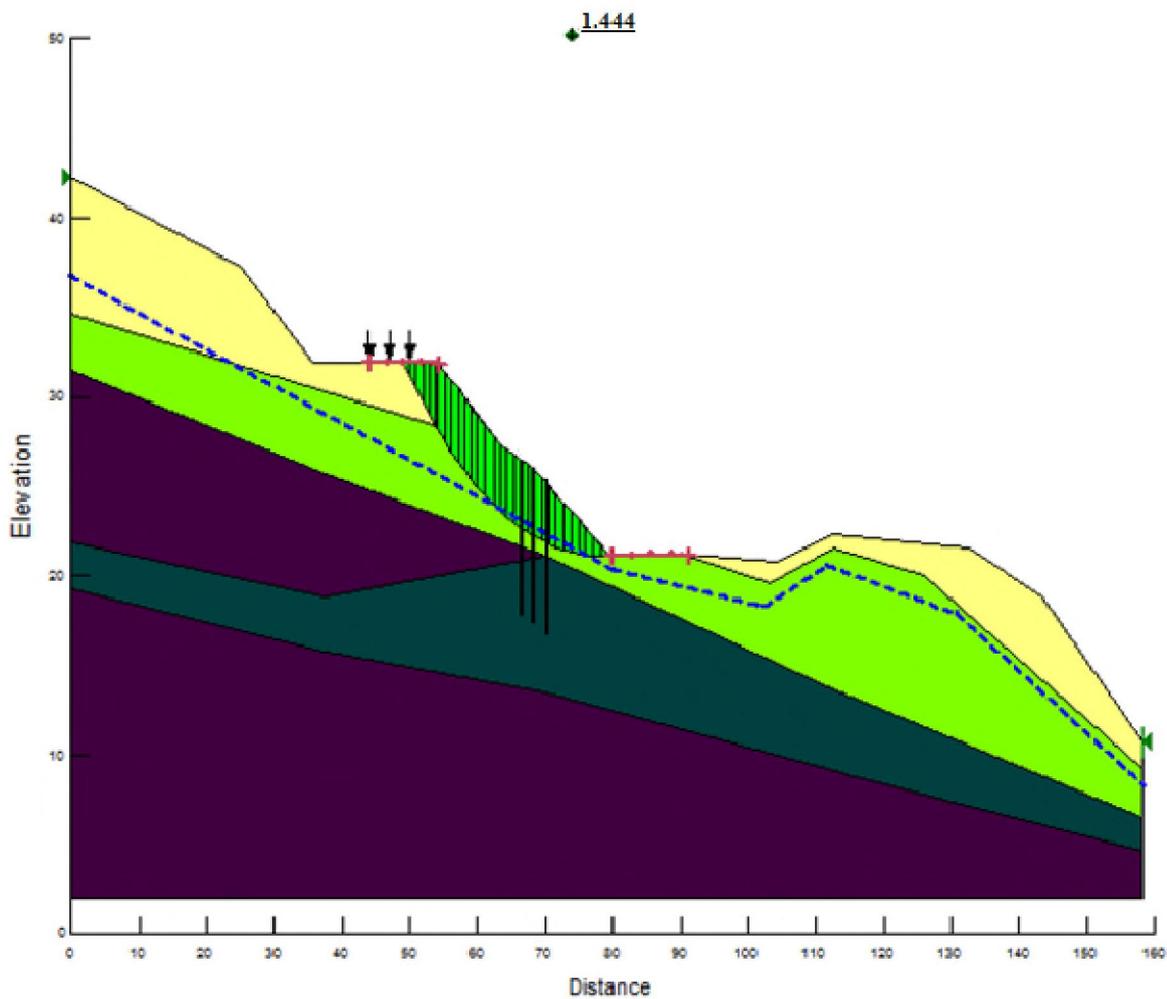
**Figure VI-3 coefficient de sécurité après le rabattement**

#### **VI-2-1-7 Etude de la stabilité avec renforcement par pieu**

Dans ce calcul, trois files des pieux ont été introduits dans le profil étudié. Les caractéristiques des pieux sont ; le diamètre est de 0,8m, la longueur est 8,5m et un espacement de 2.4 m (2,5 $\phi$  dans le renforcement)

##### **A- Calcul avec renforcement par pieux sans rabattement de la nappe.**

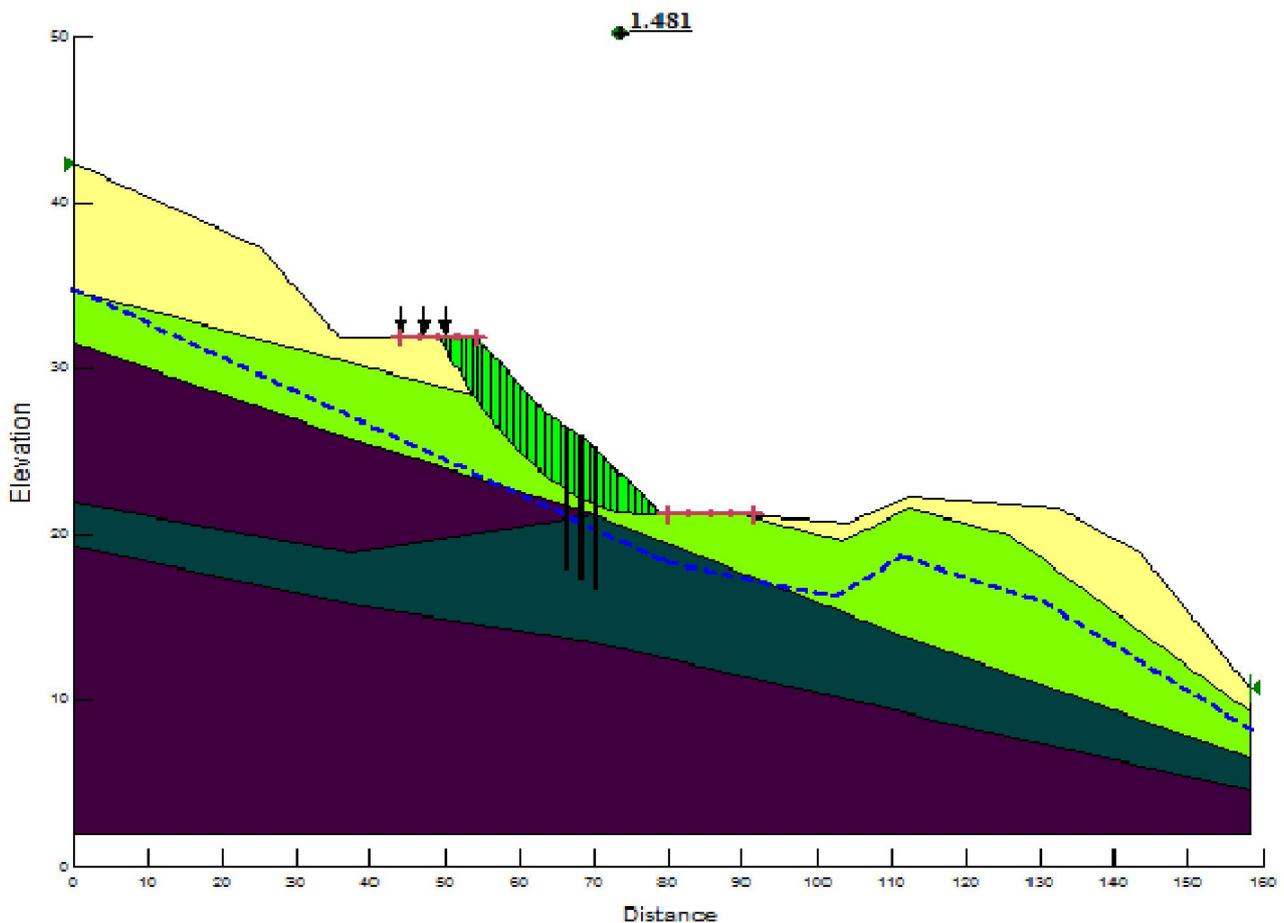
Le profil considéré est le profil initial sans variation de niveau de la nappe, le résultat est illustré sur la figure VI-4, où il est constaté que le coefficient de sécurité a passé de 0,923 à 1,444.



**Figure VI-4 : Calcul de la stabilité du talus conforté par pieux sans rabattement de la nappe**

**B- Calcul avec renforcement par pieux avec rabattement de la nappe.**

Dans cette partie, on a essayé de vérifier la stabilité de talus après application des inclusions avec un rabattement de la nappe, le résultat de la modélisation est donné par la figure suivante.



**Figure VI-5 : Calcul de la stabilité du talus conforté par pieux avec rabattement de la nappe**

Le renforcement par pieu avec nappe rabattue a donné un coefficient de sécurité de 1.48, donc un gain de 60%

## **VI-2-2 Etude de la stabilité du site par logiciel Plaxis**

### **VI-2-2-1 Présentation de logiciel Plaxis**

PLAXIS est un code de calcul en éléments finis, la version utilisée dans ce travail est bidimensionnelle. Elle est spécialement conçue pour réaliser des analyses en déformation et en stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Un problème tridimensionnel peut être représenté par un modèle en déformations planes ou en axisymétrie. Le code utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géomécanique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage ou du talus à étudier.

Le code en éléments finis PLAXIS comprend des lois de comportement à différents niveaux de complexité, dans la présente étude le modèle choisi est le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb.

### VI-2-2-2 Modèle géométrique (Tracé du profil)

Le même profil utilisé dans Géoslope a été repris avec PLAXIS (figure VI-6), après définition de conditions aux limites, les paramètres du sol sont attribués pour les différentes couches, ensuite un maillage est effectué.

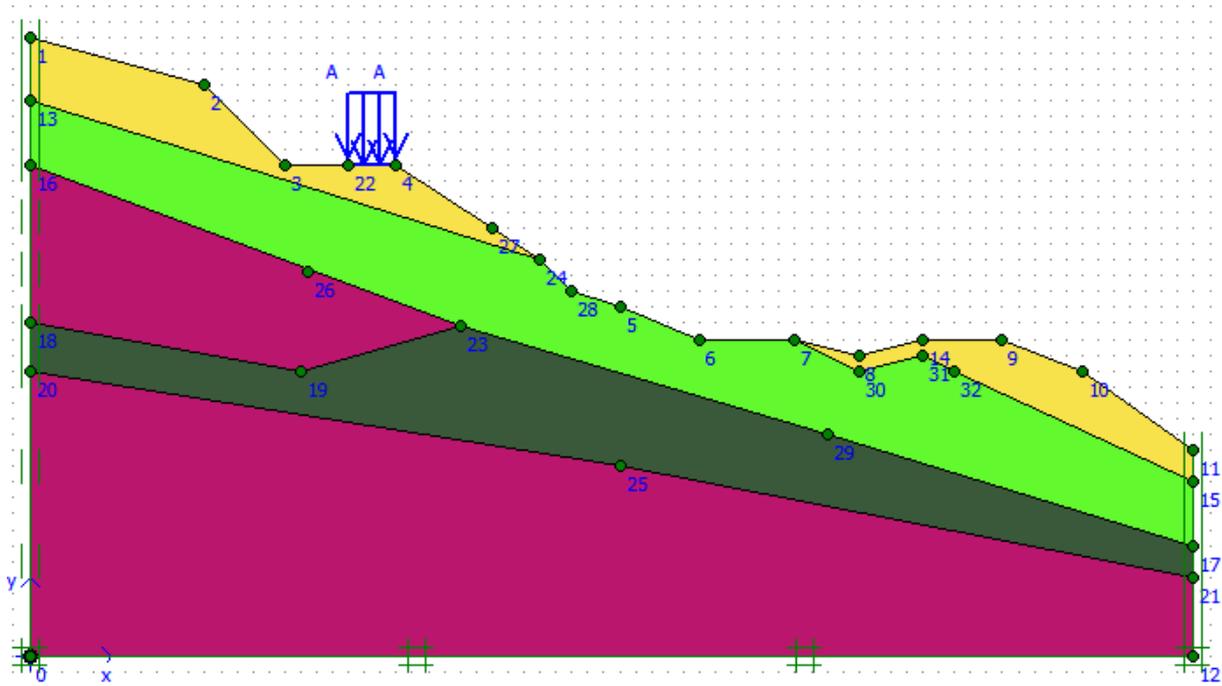


Figure VI-6 Le modèle géométrique du talus

### VI-2-2-3 Choix des paramètres

Les paramètres du modèle Mohr-Coulomb et des paramètres physiques sont introduit, le tableau VI-3 présente les différentes caractéristiques pour chaque couche :

Tableau VI-3 : Paramètres du sol.

Mohr-coulomb		Remblai	éboulée de pente	Argile marneuse	Banc de grés
Paramètre	Unités				
$\gamma_{unsat}$	KN/m <sup>3</sup>	17	18	19	21
$\gamma_h$	KN/m <sup>3</sup>	22	21	22	23
$E_{ref}$	KN/m <sup>2</sup>	1.13 E+6	2,340 E+6	4.93 E+6	9.69 E+6
$\nu$	/	0.33	0.33	0.33	0.33
$C$	KN/m <sup>2</sup>	2	3	40	60
$\varphi$	°	12	21	12	12.6

#### VI-2-2-4 Définition des conditions hydrauliques

Après introduction des paramètres, les conditions hydrauliques sont utilisées pour générer les pressions interstitielles initiales. Le niveau de nappe phréatique initiale est à (-1.5m à - 2m) de la surface (superficielle).

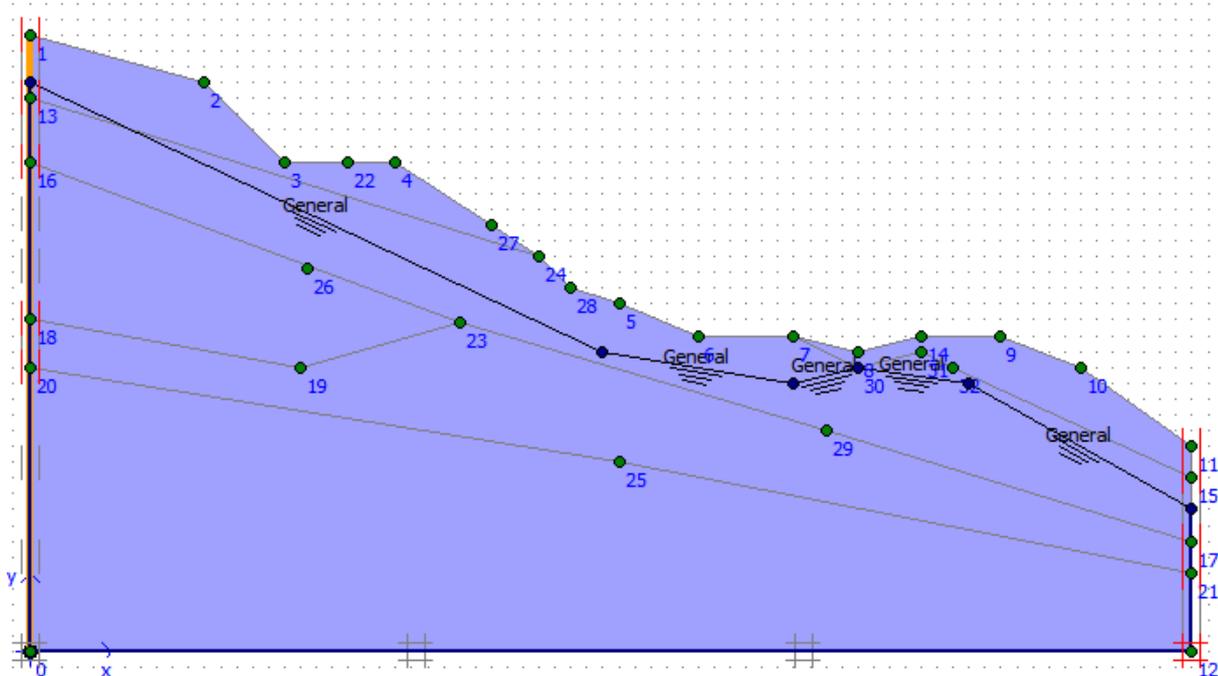
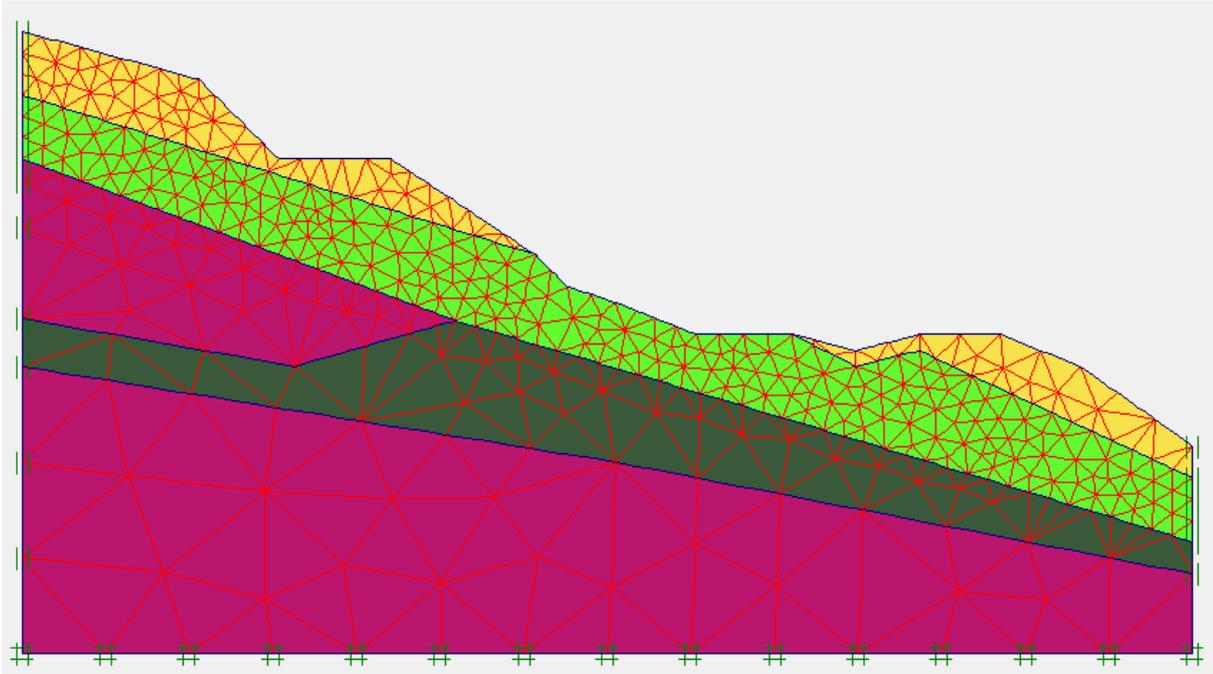


Figure VI-7 : Définition de niveau de la nappe.

#### VI-2-2-5 Le maillage en éléments finis du talus

Le logiciel Plaxis permet de discrétiser le profil en éléments triangulaire à 6 ou 15 nœuds. Dans la présente modélisation, les éléments choisis sont à 15 nœuds recommandés par le logiciel pour la précision des résultats en ce qui concerne le calcul du coefficient de sécurité.

Le nombre d'éléments est de 785 éléments et le nombre de nœuds est de 9420 nœuds.

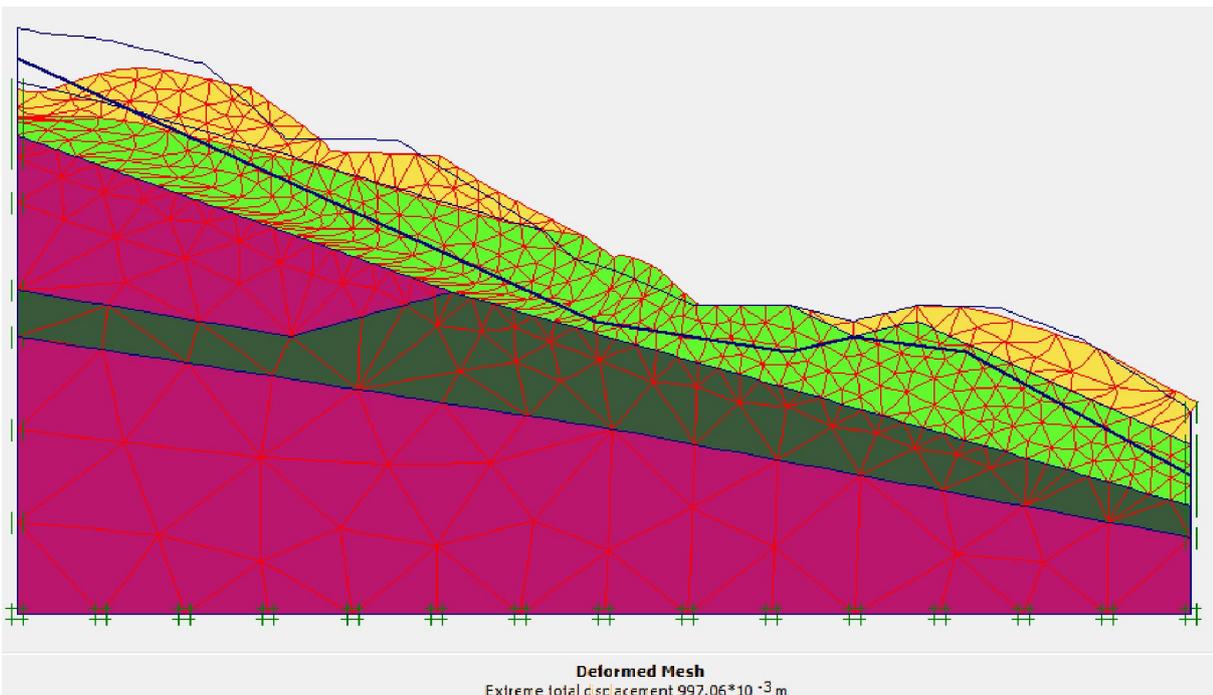


**Figure VI-8 Maillage du Talus**

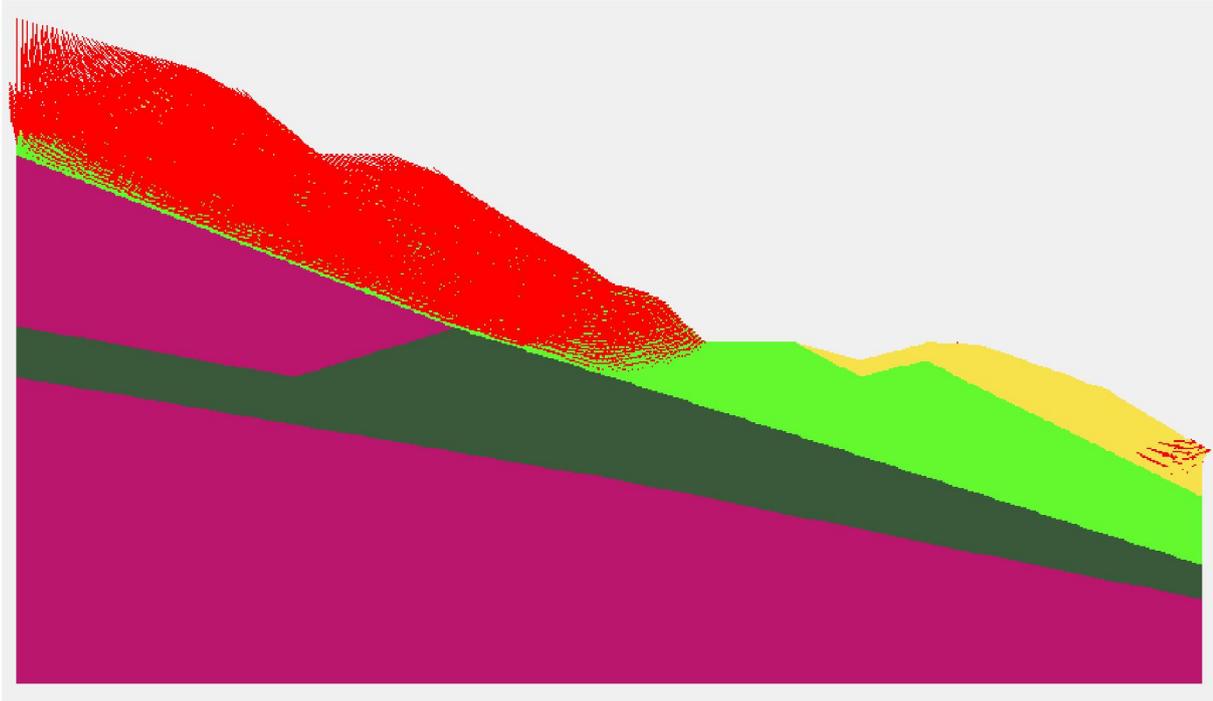
#### **VI-2-2-6 Modélisation numérique de talus.**

Après définition, de la géométrie, des conditions aux limites, des paramètres de comportement et de niveau de la nappe, une modélisation numérique a été réalisée, le résultat est illustré ci-dessous.

La déformation du maillage est représentée sur la figure VI-9 On note un déplacement total maximum d'une valeur de 99.7 cm.



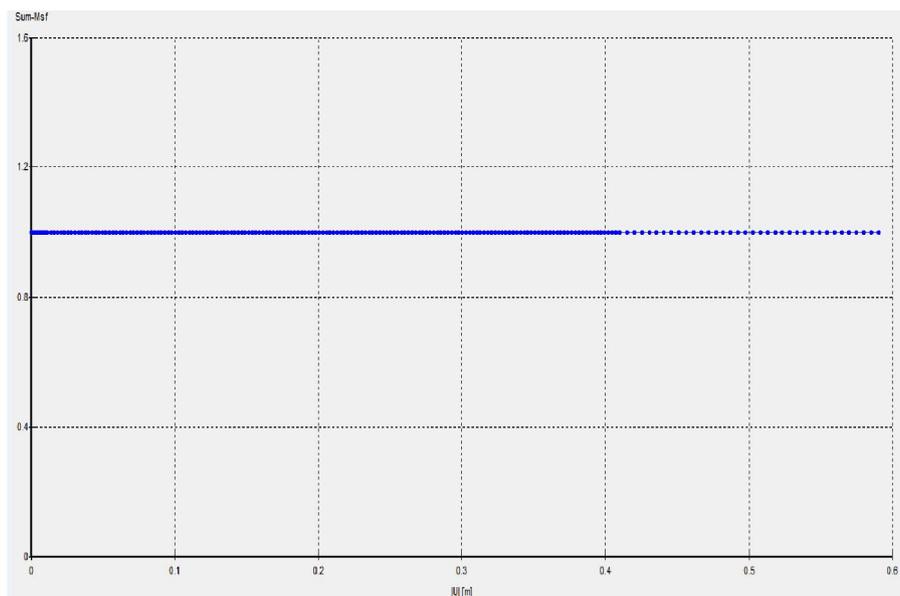
**Figure VI-9 : Déformation du maillage**



**Figure VI.10 : Vecteur déplacements**

#### VI-2-2-7 calcul Le coefficient de sécurité

La valeur de facteur sécurité est présentée dans la figure suivante, où il est noté que  $F_s$  est proche de 1.

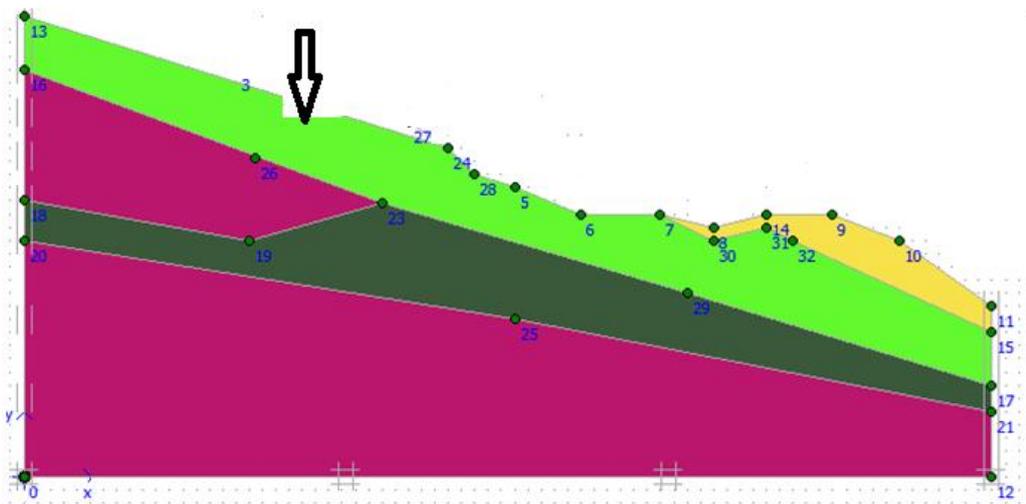


**Figure VI.11 coefficient de sécurité sans confortement**

D'après les résultats obtenus de la modélisation, on constate que les déplacements sont importants et le glissement se produit dans la couche superficielle (remblais).

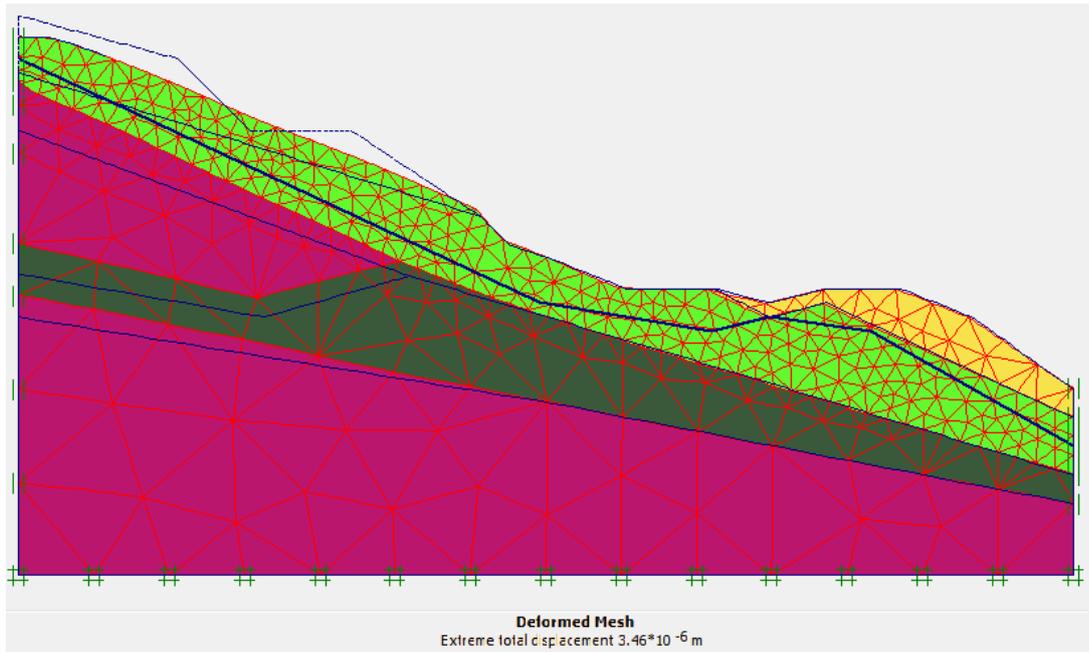
#### VI-2-2-8 Analyse du glissement avec terrassement (substitution partielle du volume du sol en mouvement).

Cette technique consiste à enlever une partie de l'ensemble du sol glissé, dans notre cas on a enlevé une partie du remblai (figure VI-12),

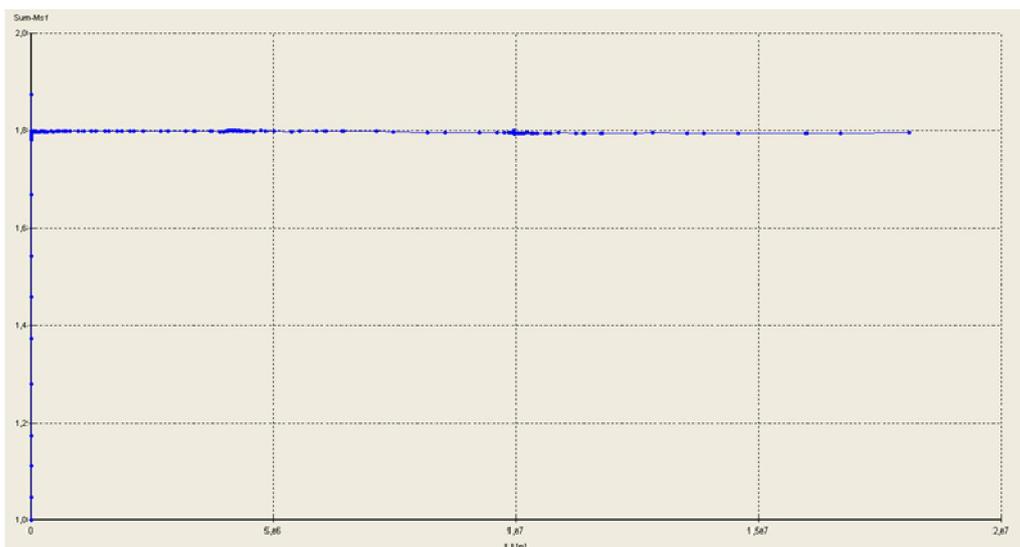


**Figure VI-12 Le profil du talus après substitution partielle de sol.**

Après substitution partielle du sol ou modification de la géométrie, la valeur du déplacement total maximum obtenu de la modélisation est de 0.000346 cm (très petite), d'où cette technique peut s'avérer efficace pour diminuer le risque de glissement, la déformation et le coefficient de sécurité sont représentés sur les figures VI-13,14.



**Figure VI-13 Déformation du talus après terrassement**



**Figure VI.14 coefficient de sécurité après modification géométrique.**

Après substitution partielle, le coefficient de sécurité augmente et atteint 1.7.

### V-3 Conclusion

Dans ce dernier chapitre, l'objectif était, l'analyse de la stabilité d'une section de la RN24, pour cela deux moyens de calcul ont été utilisés, à savoir Géoslope et Plaxis.

L'analyse du glissement par le logiciel Géoslope a donné un coefficient de sécurité très proche de 1. Ce coefficient a été calculé par trois méthodes

différentes, toutes basées sur la méthode des tranches et qui sont : méthode de Bishop, méthode de Fellenius, méthode de Junbu, le coefficient le plus faible a été donné par la méthode de Fellenius, sa valeur est de 0.923

L'analyse par les éléments finis (PLAXIS) a montré que le glissement se produit en surface et a donné un coefficient de sécurité plus grand que celui calculé par la méthode des tranches, sa valeur est plus proche à 1

Vu les résultats, une stabilisation de talus est nécessaire, pour cela, nous avons choisi trois systèmes de confortement envisageable qui sont liés à la faisabilité des travaux au niveau du site.

Les trois systèmes de confortement sont :

- ✘ Stabilisation par drainage,
- ✘ Stabilisation par soutènement (mise en place d'une série des pieux dans le talus).
- ✘ Stabilisation par substitution partielle

Il est à noter que le choix définitif d'une méthode de confortement ne repose pas seulement sur la valeur intrinsèque du coefficient de sécurité mais dépend aussi de plusieurs autres paramètres en particuliers la facilité d'exécution et le coût de réalisation.

## Conclusion générale

Ce travail de fin d'étude a permis de connaître et d'acquérir la méthodologie de l'étude d'un glissement de terrain et d'avoir une base sur laquelle on s'appuie au futur, pour traiter des problèmes liés au sol.

L'étude présentée dans ce mémoire, concerne un glissement de terrain d'une section de la route nationale 24 (RN 24) dans la région de SEKET dans la wilaya de Bejaia, où des affaissements et des fissures sont apparus sur une grande distance.

L'étude s'est appuyée sur, une visite sur site, sur des rapports géotechniques fournis par le laboratoire Soummam et sur des calculs de stabilité par deux logiciels, l'un basé sur les méthodes limites et l'autre numérique basée sur la méthode des éléments finis.

La partie bibliographique, a montré que plusieurs facteurs sont à l'origine des glissements de terrains, ces facteurs peuvent être, naturels, anthropique ou liés à la formation des terrains. Le site d'étude est caractérisé par ses formes inclinées et par la présence de remblais en surface ainsi qu'une nappe superficielle.

L'étude de la stabilité du talus avec Géospoe et Plaxis a confirmé que le site est instable, où le coefficient de sécurité était inférieur à un (1), et les déformations très grandes (Plaxis).

Pour cela, des solutions de stabilisation ont été introduites dans les calculs, où les résultats ont donné des coefficients de sécurité plus grands que ceux sans ces solutions. Le rabattement de la nappe et le renforcement par pieux diminue le risque de glissement, la modification de la géométrie qui se fait sur terrain par terrassement (substitution totale ou partielle) s'avère aussi comme une bonne solution pour augmenter la stabilité du site.

Enfin, on peut dire que le mécanisme de glissement reste une opération complexe qui peut causer beaucoup de problème, mais une reconnaissance du site et une bonne analyse peut conduire à définir une solution de confortement plus au moins économique.

## Bibliographique

- [1] Benkechkache. Investigation de la dégradation du cadre bâti sous l'effet du glissement de terrain, Mémoire de magistère, Université de Constantine, 2012.
- [2] Bendadouche et S.Lazizi, Glissements de terrain et confortement, Algérie, 2013.
- [3] Bouafia.A., Conception et calcul des ouvrages géotechnique, Algérie, Ed, Page bleues.
- [4] Boudalal Omar., Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations. Thèse Doctorat .Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. 2013.
- [5] Bouraiou. M.C., Organisme national de contrôle technique de la construction
- [6] Bruno Martins-Campina., Le rôle des facteurs géologiques et mécaniques dans le déclenchement des instabilités gravitaires : exemple de deux glissements de terrain des Pyrénées Atlantiques (Vallée d'Ossau et Vallée d'Aspe). Thèse Doctorat L'universite Bordeaux 1. 2005.
- [7] Chapeau C., L'eau et les risques de glissements de terrains. Ministère du développement durable. De l'environnement et des parcs Québec. 2005.
- [8] Costet et G. Sanglerat., Cour pratique de mécanique des sols Tome1- Plasticité et calcul des tassements, Paris Ed, Dunod.
- [9] Durville, G.Séve., Stabilité des pentes glissement en terrain meubles, technique de l'ingénieur.
- [10] Dreal Paca et Brgm, Florence rivet. Classeur "Le risque mouvements de terrain en Provence-Alpes-Côte d'Azur", coédition Région, 2010.
- [11] G.Filliat., La pratique des sols et des fondations, Paris, Ed Moniteur, 1981.
- [12] Gabriela Dan. Processus Gravitaires et Evaluation de la Stabilité des Pentés Approches Géologique et Géotechnique. Application à la marge algérienne et à l'effondrement de l'aéroport de Nice en 1979. Thèse Doctorat. Université de Bretagne Occidentale, 2007.
- [13] Groupe d'étude des talus. Les glissements de talus routiers, étude des désordres observés entre 1963-1967. (décembre 1968).
- [14] J.L Zézere.. Evaluation et cartographie du risque glissement de terrain d'une zone située au nord de Lisbonne. Mémoire Master. 2009.

[15] Lehouche.KH et Daou.A., Etude de stabilité du glissement de terrain de sidi ouali, Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, 2013.

[16] Olivier Maquaire. aléa géomorphologique (mouvement de terrain), Mémoire de Recherche, 2002.

[17] Rapport de sol fournie par le laboratoire (Soummam ) ; Étude de confortement de glissement sur la RN24 au PK 231+100.

[18] V.Merriane-Soukatchoff et J.P.Piguet, Elément de géotechnique, Editions, 2003.

Manuels d'utilisation des logiciels :

[19]Manuel d'utilisation de GeoStudio.

[20]Manuel d'utilisation de PLAXIS

[www.Civilmania.com](http://www.Civilmania.com)

[www.wikipedia.com](http://www.wikipedia.com)

[www.Google.com](http://www.Google.com) .